

GRUNDBAULABOR BREMEN
INGENIEURGESELLSCHAFT
FÜR GEOTECHNIK MBH
KLEINER ORT 2
28357 BREMEN
TELEFON (0421) 20770-0
TELEFAX (0421) 27 42 55
GLB@GRUNDBAULABOR.DE

Objekt-Nr.: 21 13048
Datum: 28.02.2023
Zeichen: Hub/Re
Datei: O:\21\13048\GTB2.docx

"Gründerzentrum - Terminal One", Seeborg, 27568 Bremerhaven

Geotechnischer Bericht Nr. 2

Baugrundbeurteilung und Gründungsempfehlung

Bauherr: BEAN Bremerhavener Entwicklungsgesellschaft
Alter/Neuer Hafen mbH & Co. KG
Am Alten Hafen 118
27568 Bremerhaven

Objektplanung: Partner und Partner Architekten
Reichenberger Str. 124 A
10999 Berlin

Tragwerksplanung: merz kley partner GmbH
Sägerstr. 6
A-6850 Dornbirn

INHALTSVERZEICHNIS

1	Anlass der geotechnischen Untersuchungen	3
2	Baumaßnahme (Anlage 1)	4
2.1	Unterlagen	4
2.2	Baugelände (Anlage 1)	5
2.3	Bauwerk.....	6
2.4	Geotechnische Kategorien	7
3	Baugrund (Anlagen 2.1.1 bis 3.2)	8
3.1	Geologische und bautechnische Vorgeschichte	8
3.2	Baugrundaufschlüsse (Anlagen 2.1.1 bis 2.2.6)	8
3.3	Baugrundverhältnisse	9
3.3.1	Ermittlung von Bodenprofilen aus Drucksondierungen	9
3.3.2	Baugrundsichtung	11
3.3.3	Baugrundfestigkeit	12
3.3.4	Kampfmittelüberprüfung	14
3.4	Grundwasserverhältnisse	15
3.4.1	Hauptgrundwasserstockwerk	15
3.4.2	Oberes Grundwasserstockwerk	16
3.5	Ergebnisse von Laborversuchen (Anlagen 3.1 und 3.2)	16
4	Beurteilung des Baugrundes.....	18
4.1	Baugrundmodell.....	18
4.2	Baugrundeigenschaften	19
4.3	Baugrundtragfähigkeit.....	20
4.4	Wiederverwendbarkeit für bautechnische Zwecke	21
4.5	Befahrbarkeit	21
4.6	Bodenkennwerte	22
4.7	Beurteilung des Baugrund- und Gründungsrisikos	22
5	Angaben zur Gründung (Anlagen 4.1.1 bis 4.4.5)	24
5.1	Allgemeine Angaben und Gründungsmöglichkeiten	24
5.2	Gründung des Bauwerkes.....	24
5.3	Zusatzbelastung auf Pfähle.....	27
5.4	Setzungen bei Pfahlgründungen	28
5.5	Grundwasserabsenkung	28
5.6	Erdarbeiten	29
5.7	Hinweise zur Abdichtung von Bauwerken	29
5.8	Maßnahmen gegen aggressives Grundwasser (Betonangriff).....	31
6	Zusammenfassung.....	32
7	Anlagenverzeichnis.....	33

1 Anlass der geotechnischen Untersuchungen

Die BEAN Bremerhavener Entwicklungsgesellschaft Alter/Neuer Hafen mbH & Co. KG plant den Neubau eines Gründerzentrums in 27568 Bremerhaven. Das Grundbaulabor Bremen wurde vom Bauherrn beauftragt, für das Bauvorhaben eine Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung einschließlich der dazu erforderlichen Baugrundaufschlüsse durchzuführen.

Die Baugrundaufschlüsse wurden von uns unter Berücksichtigung der Kenntnisse über die zu erwartenden Baugrundverhältnisse und des geplanten Bauwerkes festgelegt.

Die Ergebnisse der Baugrunderkundungen wurden im Zuge des Planungsfortschrittes mit E-Mail vom 16.12.2022 bekannt gegeben.

Am 12.03.2021 wurde eine orientierende Beurteilung der Gründung (Geotechnischer Bericht Nr. 1) auf bauseitigen Wunsch zur Erhöhung der Planungssicherheit auf Grundlage vorhandener nahegelegener Baugrundaufschlüsse erstellt.

Dieser Geotechnische Bericht Nr. 2 enthält die Ergebnisse der Baugrundaufschlüsse, der Feld- und Laborversuche sowie eine Baugrundbeurteilung und Gründungsempfehlung. Darüber hinaus wurde die Ermittlung der äußeren Pfahlwiderstände mit Erläuterungen zum Bemessungsverfahren durchgeführt.

Dieser Geotechnische Bericht Nr. 2 ersetzt unseren Geotechnischen Bericht Nr. 1 vollständig.

2 Baumaßnahme (Anlage 1)

2.1 Unterlagen

Partner und Partner Architekten, Berlin

- [1.1] Lageplan, Plan-Nr. BRE_LP3_0201_LA_00-_P 07.09.2021
- [1.2] Übersichtsplan, Plan-Nr. BRE_LP2_0101_ÜA_00-_P 07.09.2021
- [1.3] Grundriss 1. UG, Plan-Nr. PUP-3-A-GR-01, 24.06.2021
- [1.4] Grundriss EG, Plan-Nr. PUP-3-A-GR-02, 24.06.2021
- [1.5] Grundriss 1. OG, Plan-Nr. PUP-3-A-GR-03, 24.06.2021
- [1.6] Grundriss 2. OG, Plan-Nr. PUP-3-A-GR-04, 24.06.2021
- [1.7] Grundriss 3. OG, Plan-Nr. PUP-3-A-GR-05, 24.06.2021
- [1.8] Schnitt A-A, Plan-Nr. PUP-3-A-SC-01, 24.06.2021
- [1.9] Schnitt B-B, Plan-Nr. PUP-3-A-SC-02, 24.06.2021
- [1.10] Schnitt C-C, Plan-Nr. PUP-3-A-SC-03, 24.06.2021
- [1.11] Schnitt D-D, Plan-Nr. PUP-3-A-SC-04, 24.06.2021

BPR - Dipl.-Ing. Bernd F. Künne & Partner Beratende Ingenieure mbB

- [2] Lageplan Baugrundverbesserung Gründerzentrum „Green-Economy“,
Plan-Nr. 2, 30.10.2018

UMTEC Prof. Biener / Sasse / Konertz Partnerschaft Beratender Ingenieure und Geologen mbB

- [3] Geotechnischer Bericht zur Baugrunderkundung und Gründungsbeurteilung
Gewerbegebiet Lunedelta, 03/2020

ARGE LuneDelta-suc

- [4] Entwurfsplanung – Erschließung des Gewerbegebietes Lune Delta, Green
Economy Bremerhaven, 11/2020

merz kley partner GmbH

- [5] Lasten auf Bodenplatte EG, 25.02.2021

2.2 Baugelände (Anlage 1)

Die Baufläche liegt im Gewerbegebiet Lunedelta an der Seeborg in 27568 Bremerhaven. Einen Lageplan im Maßstab 1 : 25.000 zeigt die Anlage 1.

Auf der Baufläche wurde im Zuge der Baugrunderkundung am 14.12.2022 eine Ortsbesichtigung durchgeführt. Dabei wurde festgestellt, dass auf der Baufläche die Aufsandung vorhanden ist. Bereichsweise ist eine Überschüttung vorhanden.

Die nachfolgende Fotoaufnahmen zeigen die Situation im Bereich der Baufläche am 14.12.2022:



westliche Blickrichtung



Fotoaufnahme auf der Überschüttung - östliche Blickrichtung

2.3 Bauwerk

Die Objektplanung wird ausgeführt von Partner und Partner Architekten, Berlin.

Das geplante Bauwerk ist ein viergeschossiges Gebäude ohne Unterkellerung in Holzskelettbauweise. Im Zentrum des Gebäudes ist es vorgesehen, einen Lichthof zu errichten. Darüber hinaus sind Fahrstuhlunterfahrten vorhanden.

Die technischen Daten des Bauwerkes sind:

Abmessungen

Länge	Breite	Höhe	Fläche
41 m	41 m	16,7 m	1.681 m ²

Tragwerk

Baukonstruktion: Holzskelettbauweise

Setzungsempfindlichkeit: durchschnittlich

Belastungsangaben [5]

Einzellasten

Charakt. Wert der Einwirkung, Druckbelastung $F_{c,k} = 270 - 2.510 \text{ kN}$

Höhen

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.

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

Gelände und Baugrund:

Gelände, max. (DS1)	+	5,29	m NHN
Gelände, min. (DS5)	+	5,01	m NHN
Grundwasser (BS 3 - Peilfilter - 14.12.2022)	+	2,51	m NHN

Bauwerk:

OK Erdgeschossfertigfußboden	+	3,5	m NHN
Gründungssohle, Pfahlkopfbalken	+	1,6	m NHN
Gründungssohle, Fahrstuhlunterfahrt	+	1,6	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 2 einzustufen.

3 Baugrund (Anlagen 2.1.1 bis 3.2)

3.1 Geologische und bautechnische Vorgeschichte

Nach der *Geologischen Planungskarte in Bremerhaven (GDfB)* ist im Bereich der Baufläche mit sehr gering bis gering konsolidierten bindigen Lockergesteinen, weich, z. T. organisch, lagenweise Torf und Sand zu rechnen.

Die Basis der holozänen Weichschichten (Auelehm, Klei, Torf und Mudde) ist gemäß dem Kartenserver des GDfB bei - 14,7 m NHN zu erwarten.

Die Oberfläche der Lauenburger Schichten ist gemäß dem Kartenserver des GDfB bei - 30,4 m NHN = ca. 32,1 m Tiefe zu erwarten.

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

Die Radonkonzentration in der Bodenluft ist nach der bundeseinheitlichen Datei des Bundesamtes für Strahlenschutz (BfS) „Radon in Bauwerken“ in der niedrigsten Belastungsstufe (kleiner 20 kBq/m³) zu erwarten.

3.2 Baugrundaufschlüsse (Anlagen 2.1.1 bis 2.2.6)

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

Direkte Baugrundaufschlüsse:

1 Kleinrammbohrung nach DIN EN ISO 22475-1, Durchmesser 45 mm bis 80 mm, t = 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.

Indirekte Baugrundaufschlüsse:

5 elektrische Drucksondierungen CPT-E nach DIN EN ISO 22476-1, $t = 25$ m mit getrennter Messung von Spitzendruck und Mantelreibung.

Die Drucksondierung DS 4 (Anlage 2.2.6) musste aufgrund starker Neigung in 0,46 m Tiefe abgebrochen und mit geringer Umpositionierung erneut angesetzt werden.

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

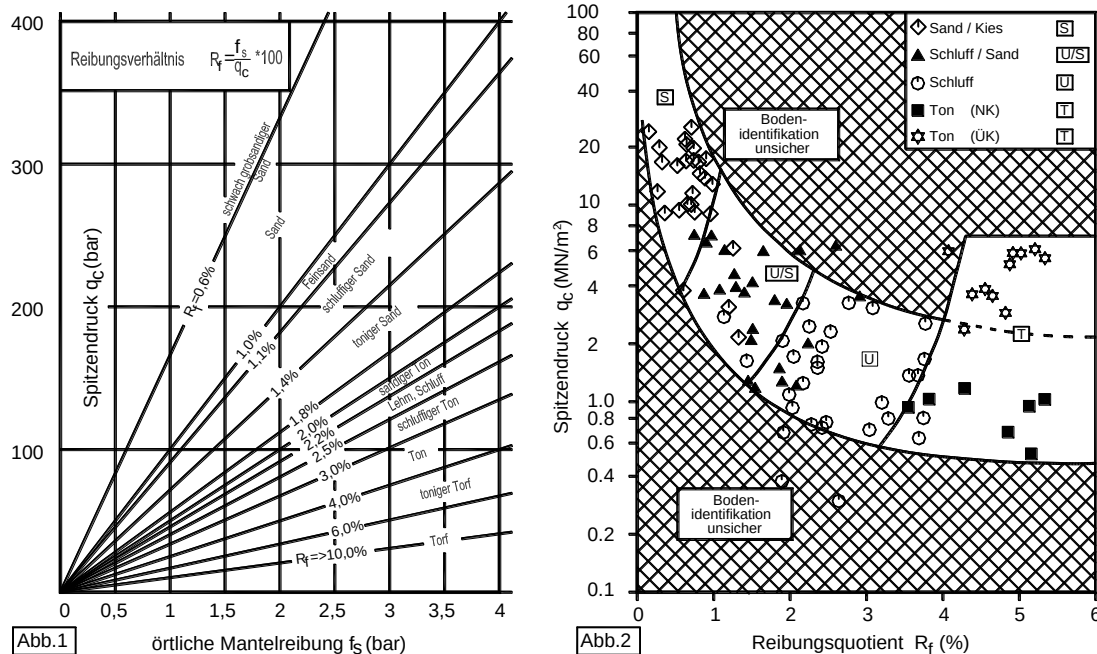
Die Sondierdiagramme im Maßstab 1 : 100 zeigen die Anlagen 2.2.1 bis 2.2.6.

3.3 Baugrundverhältnisse

3.3.1 Ermittlung von Bodenprofilen aus Drucksondierungen

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 (MN/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 Spitzenwiderstand 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.



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.

Falls weitergehende, insbesondere geologische Benennungen vorgenommen wurden, sind diese aus den direkten Aufschlüssen oder entsprechenden Erfahrungen abgeleitet worden.

Die aus den Drucksondierungen ermittelten Bodenprofile zeigt die Anlage 2.1.1.

3.3.2 Baugrundsichtung

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

Unter einer rd. 4,2 m bis 5,1 m mächtigen Sandauffüllung folgen ab einer Tiefe zwischen + 0,9 m NHN und - 0,2 m NHN Kleischichten mit eingelagerten Schluff-Feinsand-Gemischen (Wattsande). Unterhalb der Wattsande folgen Klei- und Torfschichten, die ab einer Tiefe von rd. - 13,3 m NHN von kiesigen Sanden unterlagert werden.

In der Drucksondierung DS 1 wurde unterhalb der Sandauffüllung eine Auffüllung aus sandigen Schluffen mit einer Mächtigkeit von rd. 1,3 m angetroffen.

Die eingelagerten Schluff-Feinsand-Gemische (Wattsande) weisen eine Mächtigkeit von rd. 5,0 m auf und wurden ab einer Tiefe zwischen rd. -3,5 m NHN und -4,9 m NHN angetroffen. Die Kleischichten weisen oberhalb der eingelagerten Wattsande eine überwiegend weiche Konsistenz auf. In größerer Tiefe wurde eine weiche bis steife Konsistenz festgestellt.

An der Basis der eingelagerten Wattsande sowie der Kleischichten sind Torfschichten in Mächtigkeiten zwischen 0,4 m und 1,0 m vorhanden.

Die Sande wurden in den Sondierungen nicht durchteuft. Sie stehen erfahrungsgemäß in einer größeren Mächtigkeit an und werden nach dem Kartenserver des GDfB ab einer Tiefe von rd. -30 m NHN von Lauenburger Schichten unterlagert.

In den kiesigen Sanden oberhalb der Lauenburger Schichten ist mit Steinen 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.

Klei ist geologisch ein Sammelbegriff für sedimentäre, holozäne Böden. An der Küste ist der Ursprung des Kleibodens die Sedimentation von Schlickwatt. Aufgrund der Kornverteilung kann der Klei als schwach toniger bis toniger Schluff mit teils sandigen Bestandteilen und überwiegend organischen Beimengungen beschrieben werden. In dem Klei sind verbreitet Sandstreifen eingelagert.

Die genaue Schichtenfolge und -mächtigkeit sowie weitere Angaben sind in dem Bodenprofil auf der Anlage 2.1.1 dargestellt.

3.3.3 Baugrundfestigkeit

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 ϕ' 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.

Die Drucksondierungen zeigen in der Sandauffüllung mit Spitzendruckwerten von $q_c = 6$ MPa bis 46 MPa eine mittlere bis sehr große Festigkeit. In den Wattsanden ist mit Spitzendruckwerten von $q_c = 1$ MPa bis 6 MPa eine insgesamt geringe bis mittlere Festigkeit vorhanden.

In den Weichschichten (Klei und Torf) sinken die Spitzendruckwerte auf $q_c \leq 0,5$ MPa bis 1 MPa ab.

Die Spitzendruckwerte der unterlagernden Sande von $q_c \cong 4$ MPa bis 31 MPa weisen auf eine lokal mittlere und insgesamt große bis sehr große Festigkeit hin.

3.3.4 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 dem durchgeführten Baugrundaufschlüssen sind die unterlagernden Sande der Grundwasserleiter des Hauptgrundwasserstockwerkes. Den Grundwassernichtleiter bilden die Lauenburger Schichten in größerer Tiefe.

Aufgrund der Mächtigkeit der schwach durchlässigen Kleischichten ist ein gespannter Grundwasserspiegel vorhanden.

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:	+	0,42	m NHN
Mittlerer Grundwasserstand:	+	0,24	m NHN
Niedrigster Grundwasserstand:	-	0,02	m NHN

Die Wasserstände des Hauptgrundwasserstockwerkes werden aufgrund der Nähe zur Weser durch die Tide beeinflusst. Bei extremen Hochwasserständen können somit auch höhere Grundwasserstände als die o. g. Werte auftreten.

Im Rahmen der Erkundungen aus Unterlage [3] wurden Grundwasserstände des Hauptgrundwasserstockwerkes in einem Bereich zwischen + 0,08 m NHN und + 0,60 m NHN gemessen, die damit z. T. höher liegen als die langjährigen Aufzeichnungen.

3.4.2 Oberes Grundwasserstockwerk

Die Kleischichten wirken als Grundwasserstauer für ein oberes Grundwasserstockwerk, für den die überlagernden Sande der Auffüllung den Grundwasserleiter bilden.

In der Kleinrammbohrung BS 3 wurde ein Peilfilter eingebaut, dessen Filterstrecke in den Sanden des oberen Grundwasserleiters liegt. Während der Sondierarbeiten am 14.12.2022 wurde ein Grundwasserspiegel in Ruhe in 2,52 m Tiefe = + 2,51 m NHN eingemessen.

Im Bereich der Kleischichten ist bei darüber lagernden Auffüllungen mit stauendem Sickerwasser in Abhängigkeit von Niederschlägen und der örtlichen Entwässerungssituation zu rechnen. Bei lang anhaltenden Niederschlägen ist im ungünstigsten Fall davon auszugehen, dass sich Sickerwasser (kurzfristig) bis zur Geländeoberkante und in Senken auch darüber anstaut.

Es ist nicht bekannt, ob im Rahmen der Überschüttung Horizontaldränagen verlegt wurden. Die Informationen sind bei den zuständigen Projektbeteiligten einzuholen und in der Planung und Ausführung zu berücksichtigen.

3.5 Ergebnisse von Laborversuchen (Anlagen 3.1 und 3.2)

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)					[SE]	
Korngrößenverteilung (DIN EN ISO 17892-4)						
Schluffkorn	d ≤ 0,06	mm	=		0,6	%
Sandkorn	d = 0,06 - 2,0	mm	=		97,5	%
Kieskorn	d ≥ 2,0	mm	=		1,9	%

Klei

Bodengruppe (DIN 18196)				UL-UA/OU		
Korngrößenverteilung (DIN EN ISO 17892-4)						
Feinstes	d ≤ 0,002	mm	=		20,9	%
Schluffkorn	d = 0,002 - 0,06	mm	=		68,6	%
Sandkorn	d = 0,06 - 2,0	mm	=		10,4	%
Wassergehalt (DIN EN ISO 17892-1)		w _n	=	41	- 117	%
Glühverlust (DIN 18128)		V _{gl.}	=		11,3	%

Sand-Schluff-Gemisch (Wattsand)

Bodengruppe (DIN 18196)				SU*-UL	
Korngrößenverteilung (DIN EN ISO 17892-4)					
Schluffkorn	d = 0,002	- 0,06 mm	=	41,2	%
Sandkorn	d = 0,06	- 2,0 mm	=	58,1	%
Kieskorn	d ≥ 2,0	mm	=	0,7	%

Torf

Bodengruppe (DIN 18196)					HZ	
Wassergehalt (DIN EN ISO 17892-1)	w_n		=	124	- 284	%

Sand, kiesig

Bodengruppe (DIN 18196)

SE

Korngrößenverteilung (DIN EN ISO 17892-4)

Schluffkorn	$d \leq 0,06$	mm	=	0,6	%
Sandkorn	$d = 0,06 - 2,0$	mm	=	75,7	%
Kieskorn	$d \geq 2,0$	mm	=	23,7	%

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:

Unter einer Sandauffüllung mit großer Festigkeit folgen Kleischichten, Wattsande und Torfschichte, die von tragfähigen Sanden 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:		dicht bis sehr dicht
Scherfestigkeit	(DIN 18196)*:	groß bis sehr groß
Zusammendrückbarkeit	(DIN 18196)*:	gering bis sehr gering
Erosionsempfindlichkeit	(DIN 18196):	mittel bis groß
Wasserdurchlässigkeit	(DIN 18130):	durchlässig bis stark durchlässig
Verdichtungsfähigkeit	(DIN 18196)*:	mittel bis gut
Rammbarkeit	(EAU 2020):	schwer bis sehr schwer
Frostempfindlichkeit	(ZTV E-StB 17):	F1

Klei

Konsistenz:		weich bis steif
Scherfestigkeit	(DIN 18196)*:	gering
Zusammendrückbarkeit	(DIN 18196)*:	groß
Erosionsempfindlichkeit	(DIN 18196):	groß bis sehr groß
Wasserdurchlässigkeit	(DIN 18130):	schwach bis sehr schwach durchlässig
Verdichtungsfähigkeit	(DIN 18196)*:	schlecht
Rammbarkeit	(EAU 2020):	leicht bis mittelschwer
Frostempfindlichkeit	(ZTV E-StB 17):	F3

Wattsand

Dichte:		locker bis mitteldicht
Scherfestigkeit	(DIN 18196)*:	gering bis mittel
Zusammendrückbarkeit	(DIN 18196)*:	mittel bis groß
Erosionsempfindlichkeit	(DIN 18196):	groß
Wasserdurchlässigkeit	(DIN 18130):	schwach durchlässig bis durchlässig
Verdichtungsfähigkeit	(DIN 18196)*:	mittel bis schlecht
Rammbarkeit	(EAU 2020):	leicht bis mittelschwer

Torf

Scherfestigkeit	(DIN 18196)*:	gering bis sehr gering
Zusammendrückbarkeit	(DIN 18196)*:	groß bis sehr groß
Erosionsempfindlichkeit	(DIN 18196):	sehr groß
Wasserdurchlässigkeit	(DIN 18130):	schwach bis sehr schwach durchlässig
Verdichtungsfähigkeit	(DIN 18196)*:	sehr schlecht
Rammbarkeit	(EAU 2020):	leicht (bei Holz sehr schwer)

Sand, kiesig

Dichte:		dicht bis sehr dicht
Scherfestigkeit	(DIN 18196)*:	groß bis sehr groß
Zusammendrückbarkeit	(DIN 18196)*:	gering bis sehr gering
Erosionsempfindlichkeit	(DIN 18196):	mittel bis groß
Wasserdurchlässigkeit	(DIN 18130):	durchlässig bis stark durchlässig
Verdichtungsfähigkeit	(DIN 18196)*:	mittel bis gut
Rammbarkeit	(EAU 2020):	schwer bis sehr schwer

* in Anlehnung an DIN 18196

4.3 Baugrundtragfähigkeit

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

Bodenart	Tragfähigkeit
Sandauffüllung	gut bis sehr gut tragfähig
Klei	gering tragfähig
Wattsand	mäßig tragfähig
Torf	sehr gering tragfähig
Sand, kiesig	gut bis sehr gut tragfähig

4.4 Wiederverwendbarkeit für bautechnische Zwecke

Von den auszuhebenden Böden sind für bautechnische Zwecke wiederverwendbar:

Die Sande können zur Auffüllung verwendet werden. Sofern die schluffarmen Teile (Schluffkornanteil $\leq 5\%$) des Sandes separat gelagert werden, können diese als frost-unempfindliches Material unter Freiflächen und Zufahrtsstraßen sowie für Arbeitsraumverfüllungen verwendet werden.

Bei der Wiederverwendung bzw. Verwendung an einem anderen Standort sind Anforderungen an die stoffliche Verwertung von mineralischen Abfällen gemäß den Technischen Regeln der Mitteilung der Länderarbeitsgemeinschaft Abfall (LAGA) 20 zu berücksichtigen.

4.5 Befahrbarkeit

Durch den Baubetrieb werden von den Baufahrzeugen und -maschinen große punktförmige und dynamisch wirkende Kräfte in den Baugrund eingeleitet, die zu entsprechenden Verformungen führen. Diese Verformungen können nach Überschreiten der Scherfestigkeit so groß werden, dass das Planum nicht mehr befahrbar wird. Es ist daher erforderlich, zur Reduzierung der Verformungen Baustraßen zu erstellen, die mit ihren Tragschichten eine ausreichende Lastverteilung erzielen. Die Dimensionierung der Baustraßen ist neben der Belastung auch von dem Zustand des Planums nach dem Herrichten abhängig.

Es ist geplant, die Pfähle vom vorhandenen Gelände aus herzustellen. Die erforderlichen Befestigungsmaßnahmen sind gemeinsam mit der ausführenden Firma in Abhängigkeit von den eingesetzten Geräten festzulegen und auszuführen.

4.6 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 $E_{s,k}$ MN/m ²	Scherfestigkeit	
		γ_k kN/m ³	γ'_k kN/m ³		φ'_k °	c'_k kN/m ²
Sandauffüllung	[SE]	18 - 20	10 - 12	40 - 100	32,5 - 37,5	0
Klei	OU/UL- UA	15 - 18	5 - 8	0,7 - 2,0	17,5 - 22,5	5 - 10
Wattsand/Schluff, sandig	SU*-UL	17 - 19	7 - 11	5 - 15	25,0 - 32,5	0 - 5
Torf	HZ-HN	11 - 13	1 - 3	0,2 - 0,8	15,0 - 17,5	2 - 5
Sand, kiesig	SE	18 - 20	10 - 12	50 - 120	30,0 - 40,0	0

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

4.7 Beurteilung des Baugrund- und Gründungsrisikos

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, Hafenbefestigungen, 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.

Aufgabe der geotechnischen Untersuchungen von Boden als Baugrund ist es, das Baugrundrisiko im Hinblick auf die Aufgabenstellung des jeweiligen Projektes einzugrenzen.

Das Baugrundrisiko ist im vorliegenden Fall unter Berücksichtigung des Erkundungsumfangs und der geplanten Maßnahme als durchschnittlich zu bewerten.

5 Angaben zur Gründung (Anlagen 4.1.1 bis 4.4.5)

5.1 Allgemeine Angaben und Gründungsmöglichkeiten

Aufgrund der geringen Tragfähigkeit und großen Mächtigkeit der Weichschichten ist es erforderlich, die Bauwerkslasten über Pfähle in den tragfähigen Baugrund abzutragen.

5.2 Gründung des Bauwerkes

Grundsätzlich stehen verschiedene Ausführungsvarianten für die Pfahlgründung zur Verfügung. In Abhängigkeit von den örtlichen Randbedingungen wären Vollverdrängungsbohrpfähle (VVB-Pfahl) sowie Rammpfähle gemäß DIN EN 12699 und DIN SPEC 18538 denkbar. Die Pfähle sind wegen der geringen Tragfähigkeit und der großen Mächtigkeit der Weichschichten in jedem Fall durchgehend zu bewehren.

Durch die Wahl eines Vollverdrängungspfahles (DIN EN 12699) wird das Risiko der Bodenauflockerung vermieden und es findet keine nennenswerte Bodenförderung statt.

Sofern innerhalb des üblichen Ausbreitungsbereiches von Rammerschütterung keine Nachbargebäude vorhanden sind, können Rammpfähle ausgeführt werden, sofern keine negativen Auswirkungen auf das Naturschutzgebiet zu befürchten sind. Es wird empfohlen, in diesem Fall Ortbetonrammpfähle zu wählen.

In Bodenschichten, in denen unplanmäßiger Bodeneintritt (Einschnürungen) oder Abfluss von Frischbeton (Betonmehrverbrauch) in die weichen Schichten eintreten kann, muss die Frischbetonsäule durch geeignete Maßnahmen, beispielsweise durch Verwendung von verbleibenden Stahlhülsen oder Hüllschläuchen, geschützt werden. Nach unseren bisherigen Erfahrungen wurden in Nähe des Baufeldes bei vergleichbaren Grundwasser- und Baugrundverhältnissen zahlreiche Ortbetonverdrängungspfähle nach DIN EN 12699 ohne zusätzliche Maßnahmen erfolgreich hergestellt.

Ob zusätzliche Maßnahmen erforderlich sind, kann z. B. durch die Herstellung von Probepfählen überprüft werden oder ist anhand der örtlichen Erfahrung des Pfahlherstellers festzulegen und nachzuweisen.

Bei der Anordnung der Pfähle ist ein Mindestachsabstand von $3 \times \text{Pfahlfußdurchmesser}$ ($\geq 1,0 \text{ m} + D_b$) im Lasteinleitungsbereich zu berücksichtigen, wobei der größere Pfahldurchmesser maßgebend ist. Dieser Mindestabstand gilt ebenfalls für eine vorhandene Bestandspfahlgründung. Sofern unterschiedliche Pfahlabsetztiefen ausgeführt werden, ist eine Abtreppung von $\leq 30^\circ$ zur Horizontalen, bezogen auf den Pfahlachsabstand, einzuhalten. Die tiefer reichenden Pfähle sind zuerst herzustellen.

Für die von uns vorgeschlagenen Pfahlsysteme werden nachfolgend die Ergebnisse der Nachweise der äußeren Tragfähigkeit dargestellt.

Pfahlsysteme nach DIN EN 12699:					
Vollverdrängungsbohrpfahl			(Anlagen 4.3.1 bis 4.3.5)		
Ortbetonrammpfahl			(Anlagen 4.4.1 bis 4.4.5)		
Anlage-Nr.	DS-Nr.	Pfahl Ø d [cm]	$F_{c,k}$ [kN]	$R_{c,d}$ [kN]	Gründungstiefe [m NHN]
4.3.1 bis 4.3.5	1 bis 5	44/56	1.400	2.000	-16,5 bis -18,0
4.4.1 bis 4.4.5	1 bis 5	46/51	1.400	2.000	-16,5 bis -18,0

$F_{c,k}$ Charakteristischer Wert der Einwirkung, Druckbelastung
 $R_{c,d}$ Bemessungswert des Pfahlwiderstandes nach EC 7

Die aus dem vorliegenden Drucksondiererergebnissen ermittelten äußeren Tragfähigkeiten für die Pfahlgründung sind auf den Anlagen 4.3.1 bis 4.4.5 für Vollverdrängungsbohrpfähle bzw. Ortbetonrammpfähle dargestellt. Es wurde eine $\eta = 2,0$ -fache Sicherheit (globale Sicherheit) gegenüber der zulässigen Drucklast nachgewiesen.

Bei Teilsicherheitsbeiwerten für ständige Einwirkungen von $\gamma_G = 1,35$ und veränderliche Einwirkungen von $\gamma_Q = 1,5$ sowie den Pfahlwiderständen aufgrund von Erfahrungswerten von $\gamma_t = 1,4$ entspricht die Globalsicherheit von $\eta \approx 2$ einem Verhältnis von 50 % veränderlicher (Q) zu Gesamtlasten (G + Q).

Zur Abtragung von Horizontalkräften können die Pfähle geneigt hergestellt werden. Für Pfähle nach DIN EN 12699 empfehlen wir eine Begrenzung der Neigung auf maximal 4 : 1. Zusätzlich ist zu beachten, dass die maximale Neigung vom Herstellungsgerät und den örtlichen Gegebenheiten abhängig ist.

Zur Horizontallastabtragung können neben den Schrägpfählen in einem gewissen Umfang auch die Bodenreaktionskräfte vor den Pfahlkopffundamenten zur Lastabtragung mit herangezogen werden. Hierzu sind die Anmerkungen in der DIN EN 1997-1, insbesondere Abschnitt 6.5.3 zu beachten. Hierzu gehört u.a., dass die Arbeitsräume seitlich der Fundamente ordnungsgemäß verfüllt und verdichtet werden. Um die zur Aktivierung notwendigen Verschiebungen möglichst klein zu halten, ist die Randbedingung $E_{p,mob} \leq 0,25 \cdot E_{p,k}$ einzuhalten. Zur Bemessung der übertragbaren Horizontallast kann die zweifache Breite des Pfahlkopffundamentes angesetzt werden. Es kann mit folgenden charakteristischen Bodenkennwerten in der verdichteten Sandauffüllung gerechnet werden:

Wichte des feuchten Bodens	γ_K/γ_K'	=	19/11	kN/m ³
Winkel der inneren Reibung	φ'_K	=	32,5	°
Kohäsion	c'_K	=	0	kN/m ²

5.3 Zusatzbelastung auf Pfähle

Durch Auffüllungen auf den organischen Weichschichten treten erhebliche Setzungen auf. Aus diesen Setzungen können für die Pfähle folgende Zusatzbelastungen auftreten:

- Negative Mantelreibung
- Auflast aus Schrägpfähle
- Seitendruck auf Pfähle

Das Ursprungsgelände lag nach Unterlage [2] auf einem Niveau von ca. +1,6 m NHN, so dass eine Geländeauffüllung bis + 3,5 m NHN um 1,9 m erforderlich wurde. Zusätzlich ist eine Vorbelastung im Überschüttverfahren für die Verkehrsflächen ausgeführt worden. Nach den Einmessungen im Rahmen der Baugrunderkundungen liegt die Überschüttungshöhe bei rd. + 5,0 m NHN. Detaillierte Angaben über die Überschüttungsfläche, die Dauer sowie den daraus resultierenden Konsolidierungsgrad liegen nicht vor.

Sofern die Geländeauffüllungen großflächig aufgebracht wurden, sind keine zusätzlichen Einwirkungen aus Seitendruck auf die Bauwerkspfähle zu erwarten. Die Zusatzbelastungen aus negativer Mantelreibung sind in Abhängigkeit von dem vorhandenen Konsolidierungsgrad und den noch zu erwartenden Setzungen festzulegen.

Die Zusatzbelastungen aus den Auffüllungen sind sowohl für die Bauwerkspfähle als auch für angrenzende Bauwerke mit Pfahlgründungen zu untersuchen.

5.4 Setzungen bei Pfahlgründungen

Aus der Lastsetzungslinie bei der Ermittlung der äußeren Tragfähigkeit ist zu ersehen, dass bei den zulässigen Pfahlbelastungen Setzungen von rd. $s = 0,5 \text{ cm}$ bis $1,5 \text{ cm}$ zu erwarten sind. Die Setzungen treten als Sofortsetzungen unmittelbar nach der Lastaufbringung auf.

Die rechnerisch ermittelten Setzungen und Setzungsunterschiede können nach DIN EN 1997-1 (Eurocode 7), Anhang H, von dem Bauwerk ohne Beeinträchtigung der Standsicherheit aufgenommen werden.

5.5 Grundwasserabsenkung

Abhängig von den zum Zeitpunkt der Bauausführung anstehenden Grundwasserständen des oberen Grundwasserstockwerkes (Stauwasser) ist eine Absenkung des oberen Grundwasserstockwerkes für die Herstellung der Fundamente und der Fahrstuhlunterfahrt ggf. erforderlich.

Bei der Ausschreibung und Durchführung der Grundwasserabsenkung sind die ATV "Wasserhaltungsarbeiten", DIN 18305, zu beachten.

Jede Grundwasserabsenkung ist nach dem Bremischen Wassergesetz erlaubnispflichtig und muss bei der zuständigen Wasserbehörde beantragt werden. Es muss mit einer Bearbeitungszeit von mindestens 4 Wochen gerechnet werden.

Es wird empfohlen, das Grundwasser mit einer Horizontaldränage und ggf. erforderlichen Spülfiltern einer Vakuumanlage abzusenken. Die Kontrolle des Absenkzieles erfolgt durch Peilbrunnen in der Mitte der Baugrube bzw. der tiefsten Absenkung. Zur Beweissicherung ist die Wassermenge durch eine Wasseruhr täglich zu messen und die Absenkung auch außerhalb der Baugrube durch mindestens 2 Peilfilter zu kontrollieren. Es ist darauf zu achten, das Absenkziel auf das technisch erforderliche Maß zu beschränken, um die Gesamtfördermenge des Grundwassers zu minimieren.

Für die Abführung des abgepumpte Grundwassers ist die Kapazität des Vorfluters bzw. Kanals mit den zuständigen Behörden abzuklären und eine entsprechende Genehmigung einzuholen. Dabei ist zu klären, in welchem Umfang Gebühren für die Einleitung des Grundwassers zu entrichten sind. Außerdem ist auch abzuklären, welche Auflagen hinsichtlich der Einleitung zu erwarten sind.

5.6 Erdarbeiten

Bei der Ausschreibung und Durchführung der Erdarbeiten sind die ATV "Erdarbeiten" - DIN 18300 - zu beachten.

Die Pfähle werden vom vorhandenen Gelände hergestellt. Die erforderlichen Befestigungsmaßnahmen sind von der ausführenden Firma in Abhängigkeit von den eingesetzten Geräten eigenverantwortlich festzulegen und auszuführen.

Es ist nicht bekannt, ob im Rahmen der Überschüttung Horizontaldränagen verlegt wurden. Die Informationen sind bei den zuständigen Projektbeteiligten einzuholen und in der Planung und Ausführung zu berücksichtigen.

5.7 Hinweise zur Abdichtung von Bauwerken

Die DIN 18195 "Abdichtung von Bauwerken - Begriffe" enthält die Aufteilung von Bauwerksabdichtungen in fünf Anwendungsbereiche (DIN 18531 bis DIN 18535) und legt Begriffe, Abkürzungen und Bezeichnungen fest.

Die Abdichtung von erdberührten Bauteilen ist in der DIN 18533 (2017-07) geregelt. Die DIN 18533 Teil 1-3 gilt für die Planung, Wahl und Ausführung der Abdichtung von erdberührten Bauteilen mit bahnenförmigen und flüssig zu verarbeiteten Abdichtungsmitteln.

In Teil 1, Ziffer 5 werden die Einwirkungen und Nutzungsklassen geregelt:

5.1 Wassereinwirkung

5.2 Lasteinwirkung

5.3 Sonstige äußere Einwirkungen

5.4 Einwirkung aus dem Untergrund - Risse/Rissklassen

5.5 Raumnutzungsklassen

Unter 5.1 Wassereinwirkung werden in Tabelle 1 die Wassereinwirkungsklassen unterschieden:

DIN 18533-1:2017-07

Tabelle 1 — Wassereinwirkungsklassen

Nr.	1	2	3	4
	Klasse	Art der Einwirkung	Beschreibung	Abdichtung nach
1	W1-E	Bodenfeuchte und nichtdrückendes Wasser	5.1.2.1	8.5
2	W1.1-E	Bodenfeuchte und nicht drückendes Wasser bei Bodenplatten und erdberührten Wänden	5.1.2.2	8.5.1
3	W1.2-E	Bodenfeuchte und nichtdrückendes Wasser bei Bodenplatten und erdberührten Wänden mit Dränung	5.1.2.3	8.5.1
4	W2-E	Drückendes Wasser	5.1.3.1	8.6
5	W2.1-E	Mäßige Einwirkung von drückendem Wasser ≤ 3 m Eintauchtiefe	5.1.3.2	8.6.1
6	W2.2-E	Hohe Einwirkung von drückendem Wasser > 3 m Eintauchtiefe	5.1.3.3	8.6.2
7	W3-E	Nicht drückendes Wasser auf erdüberschütteten Decken	5.1.4	8.7
8	W4-E	Spritzwasser und Bodenfeuchte am Wandsockel sowie Kapillarwasser in und unter Wänden	5.1.5	8.8

Aufgrund der vorhandenen Baugrundverhältnisse und dem Bemessungswasserstand ist folgende Wassereinwirkungsklasse anzuwenden:

W2.1-E *Mäßige Einwirkung bei drückendem Wasser ≤ 3 m Eintauchtiefe:* Tiefe des abzudichtenden Bauteils unter dem Bemessungswasserstand ≤ 3 m.

In der DIN 18533 sind nähere Einzelheiten auch in Bildern dargestellt.

Die Festlegung der Rissklassen erfolgt durch den Tragwerksplaner und die Festlegung der Raumnutzungsklassen durch den Objektplaner.

Wirkung und Bestand der Abdichtung von erdberührten Bauteilen hängen nicht nur von ihrer fachgerechten Planung und Ausführung ab, sondern auch von der abdichtungstechnisch zweckmäßigen Planung, Dimensionierung und Ausführung der Bauteile, auf die die Abdichtung aufgebracht wird. Die Wirkung und der Bestand der Abdichtung hängen von der aufeinander abgestimmten Planung aller Beteiligten ab.

Alternativ besteht die Möglichkeit, die Konstruktion aus wasserundurchlässigem Beton gemäß der Richtlinie für wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton vom Dezember 2017 herzustellen.

Diese Hinweise zur Bauwerksabdichtung ersetzen nicht die Planung der Bauwerksabdichtungsmaßnahmen nach DIN 18533.

5.8 Maßnahmen gegen aggressives Grundwasser (Betonangriff)

Gemäß der Unterlage [3] ist das Grundwasser nach DIN 4030-1 in die Expositions-kategorie XA1 und bereichsweise XA3 einzustufen, was einer chemisch schwach bzw. stark angreifenden Umgebung nach DIN EN 206 entspricht.

Nach der Bremer Baugrundkarte ist mit schwach angreifendem Grundwasser (XA1) zu rechnen.

Aus geotechnischer Sicht wird empfohlen, für die Pfahlgründung die Expositions-kategorie XA2 nach DIN 4030-1 zu berücksichtigen.

6 Zusammenfassung

Die geplante Baumaßnahme umfasst die Errichtung eines viergeschossigen Bauwerkes mit der Bezeichnung „Gründerzentrum“.

Der Baugrund besteht unterhalb einer Sandauffüllung aus einer Weichschicht aus Klei und Torf mit eingelagerten Wattsanden, die von kiesigen Sanden unterlagert werden.

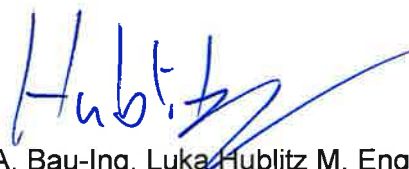
Die Bauwerkslasten müssen über Pfähle in den tragfähigen Baugrund eingeleitet werden. Aufgrund der örtlichen Randbedingungen wird vorgeschlagen, Vollverdrängungsbohrpfähle oder Ortbetonrammpfähle auszuführen.

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.

Dieser Geotechnische Bericht 2 ersetzt unseren Geotechnischen Bericht 1 vom 12.03.2021 vollumfänglich.



Dr.-Ing. von Bloh
Geschäftsführer



i. A. Bau-Ing. Luka Hublitz M. Eng.

Verteiler:

Bauherr:	BEAN Bremerhavener Entwicklungsgesellschaft Alter/Neuer Hafen mbH & Co. KG Am Alten Hafen 118 27568 Bremerhaven	digital
Objektplanung:	Partner und Partner Architekten Reichenberger Str. 124 A 10999 Berlin	digital
Tragwerks- planung:	merz kley partner GmbH Sägerstr. 6 A-6850 Dornbirn (Über Objektplanung)	

7 Anlagenverzeichnis

INHALT	von	bis
1. Lageplan	1.1	
2. Felduntersuchungen		
2.1 Bodenprofil aus Drucksondierung	2.1.1	
2.2 Drucksondierungsdiagramm	2.2.1	2.2.6
3. Laboruntersuchungen		
3.1 Korngrößenverteilungen	3.1	
3.2 Bodenmechanische Kennziffern	3.2	
4. Gutachten		
4.1 Vergleichbare Probelbelastungen - Ort betonrammpfahl	4.1.1	4.1.2
4.2 Vergleichbare Probelbelastungen – VVB-Pfahl	4.2.1	4.2.2
4.3 Pfahltragfähigkeit - Ort betonrammpfahl	4.3.1	4.3.5
4.4 Pfahltragfähigkeit – VVB-Pfahl	4.4.1	4.4.5

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