



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: 11 10089
Datum: 20.02.2011
Zeichen: Gre/AG/Re
Datei: o/11/10089/GTB1

Anlage zum
wasserbehördlichen Verfahren

Bremen, 05. Feb. 2021

Deichstandsicherheit, Stadtstrecke Kleine Weser, 28197 Bremen

Geotechnischer Bericht Nr. 1

Beurteilung der Standsicherheit

Bauherr: Bremischer Deichverband am linken Weserufer
Warturmer Heerstr. 125
28197 Bremen



INHALTSVERZEICHNIS

1	Anlass der geotechnischen Untersuchungen	4
2	Bauvorhaben (Anlage 1.1)	4
2.1	Planunterlagen	4
2.2	Baugelände (Anlage 1.1)	5
2.3	Deichbau und Bauwerke	6
2.4	Geotechnische Kategorien	7
2.5	Altbauten	7
3	Baugrund (Anlagen 1.3 bis 2.1.7)	8
3.1	Geologische und bautechnische Vorgeschichte (Anlage 1.3)	8
3.2	Baugrundaufschlüsse (Anlagen 2.1.1 bis 2.1.7)	9
3.2.1	Baugrundsichtung (Anlage 2.1.1 und 2.1.7)	10
3.2.2	Baugrundfestigkeit	11
3.2.3	Kampfmittelüberprüfung	12
3.3	Grundwasserverhältnisse	12
3.3.1	Hauptgrundwasserhorizont	12
3.3.2	Oberer Grundwasserhorizont	13
3.3.3	Bemessungswasserstände	13
3.4	Ergebnisse von Laborversuchen (Anlagen 3.1.1 bis 3.2.3)	14
4	Beurteilung des Baugrundes	16
4.1	Baugrundmodell	16
4.2	Baugrundeigenschaften	17
4.3	Baugrundtragfähigkeit	18
4.4	Befahrbarkeit	19
4.5	Bodenklassen	20
4.6	Beurteilung des Baugrundrisikos	21

5	Deichstandsicherheit	22
5.1	Allgemeines Nachweiskonzept	22
5.2	Spezielles Nachweiskonzept	24
5.2.1	Endzustand	24
5.2.1.1	Nachweise Landseite	24
5.2.1.2	Nachweise Wasserseite	25
5.2.2	Bauzustand	25
5.2.3	Windwurf	25
5.3	Bemessungsquerschnitte (Anlage 1.2)	25
5.4	Nachweis der Geländebruchsicherheit (Grenzzustand 1C)	26
5.4.1	Allgemeines	26
5.4.2	Teilsicherheitsbeiwerte für den GZ 1 C	26
5.4.3	Rechnerische Bodenkennwerte und Randbedingungen (Anlagen 4.1.1 bis 4.3.2)	27
5.4.4	Ergebnisübersicht für den GZ 1 C nach DIN 1054 (Anl. 4.1.1 bis 4.3.3)	28
5.4.5	Bewertung des Berechnungsergebnisses GZ 1 C (Anl. 4.1.1 bis 4.3.3)	29
5.5	Auftriebssicherheit und hydraulischer Grundbruch (Anlagen 5.1 bis 5.3)	29
5.5.1	Allgemeines	29
5.5.2	Auftriebsnachweis nach DIN 1054 (neu)	30
5.5.3	Teilsicherheitsbeiwerte	31
5.5.4	Ergebnisübersicht	31
5.5.5	Bewertung der Auftriebsnachweise	32
5.6	Nachweis Suffosion und Erosionsgrundbruch	32
5.6.1	Allgemeines	32
5.6.2	Gefährdungsanalyse	33
5.7	Beurteilung der Gesamtstandsicherheit	34
5.8	Konstruktive Ertüchtigungsmaßnahmen	35
5.9	Besondere Anforderung an die Planung	35
6	Angaben zur Vorbemessung von Uferschutzwänden	36
6.1	Bemessungswasserstände	36
6.2	Bodenkennwerte für die Vorbemessung einer Hochwasserschutzwand	38
6.3	Hinweise zum Einbringen der Spundwände	41
7	Zusammenfassung	42
8	Anlagenverzeichnis	43

1 Anlass der geotechnischen Untersuchungen

Der Bremische Deichverband am linken Weserufer plant im Rahmen des Generalplans Küstenschutz die Ertüchtigung der Stadtstrecke Kleine Weser. Das Grundbaulabor Bremen wurde beauftragt, die geotechnischen Standsicherheitsnachweise einschließlich der Baugrunderkundungen auszuführen.

Die Baugrundaufschlüsse sind von uns unter Berücksichtigung der Kenntnisse über die zu erwartenden Baugrundverhältnisse, der geplanten Baumaßnahme und unter Berücksichtigung der Zugänglichkeit festgelegt worden.

Die ersten Ergebnisse der Baugrunduntersuchungen wurden am 15.12.2011 bekannt gegeben.

Dieser Geotechnische Bericht 1 enthält die Ergebnisse der Baugrundaufschlüsse, der Feld- und Laborversuche sowie die rechnerischen Nachweise der Deichstandsicherheit und Hinweise zur weiteren Vorgehensweise.

2 Bauvorhaben (Anlage 1.1)

2.1 Planunterlagen

Zur Bearbeitung standen folgen Planunterlagen zur Verfügung:

[1] Generalplan Küstenschutz Niedersachsen / Bremen –Festland-, Niedersächsischer Landesbetrieb für Wasserwirtschaft, Küsten- und Naturschutz , März 2007

[2] DIN 19712, Flussdeiche, November 1997

- [3] „Empfehlungen für Küstenschutzwerke“; EAK 2002, herausgegeben durch den Ausschuss für Küstenschutzwerke der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V. und der Hafenbautechnischen Gesellschaft e.V., erschienen in Heft 65 aus 2002, Die Küste, Archiv für Forschung und Technik an Nord- und Ostsee.
- [4] 10 Vermessungsquerschnitte, BPR Bremen, 08.11.2011.
- [5] K-F Busch, L. Luckner, K. Tiemer, Geohydraulik, 3. Auflage, Gebrüder Bornträger, Berlin, Stuttgart 1993.
- [6] E-Mail – Bemessungswasserstände Stadtstrecke, Herr Suckau vom 24.01.2012.
- [7] E-Mail – Untersuchungen Stadtstrecke, Frau Stief vom 06.02.2012.
- [8] E-Mail – Tidekurve für KA Seehausen und Rehum, Herr Mohr vom 02.11.2009.

2.2 Baugelände (Anlage 1.1)

Die Baufläche liegt zwischen der Eisenbahnbrücke und der Straße „Am Dammacker“ am linken Weserufer sowie am linksseitigen Ufer der „Kleinen Weser“.

Die Deichstrecke liegt in den beiden Bremer Stadtteilen „Alte Neustadt“ und „Buntentor“.

Einen Lageplan im Maßstab 1 : 15.000 zeigt die Anlage 1.1.

2.3 Deichbau und Bauwerke

Die Planungsgrundlagen [4] wurden von BPR Bremen erstellt.

Die Stadtstrecke liegt im Tidegebiet der Weser.

Im Bereich der Stadtstrecke liegen eine Vielzahl von Bauwerken in direkter Nähe der Deichlinie.

Die technischen Daten des Bauwerkes sind:

Abmessungen:

Länge ca. 3 km

Höhen (Bestand):

Festpunkt Kanaldeckel 323		+ 6,90 m NN
GOK, max.	(BS 4)	ca. + 5,49 m NN
GOK, min.	(BS 13)	ca. + 3,34 m NN
Deichkrone, max.	(BS 19)	ca. + 8,49 m NN
Deichkrone, min.	(BS 1)	ca. + 7,86 m NN
Grundwasser, max.	(BS 22 - 01.12.2011)	ca. + 2,04 m NN
Grundwasser, min.	(BS 7 - 30.11.2011)	ca. + 1,05 m NN

Planungshöhen:

Bemessungshochwasser, max.	+ 7,50 m NN
Dauerwasserstand „Wehr Kleine Weser“	+ 3,80 m NN

Ausbauhöhen [6]:

Von „Stephanibrücke“ bis „Wehr Kleine Weser“	+ 8,30 m NN
Von „Wehr Kleine Weser“ bis zur Straße „Am Dammacker“	+ 8,20 m NN

2.4 Geotechnische Kategorien

Nach DIN 4020 "Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke" 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 umfasst kleine einfache Bauobjekte bei einfachen und übersichtlichen Baugrundverhältnissen, so dass die Standsicherheit auf Grund gesicherter Erfahrung beurteilt werden kann.

Die geotechnische Kategorie 2 umfasst Bauobjekte 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 umfasst Bauobjekte 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.

2.5 Altbauten

Aus den Lageplänen sowie durch die Ortsbegehung ist bekannt, dass entlang der Stadtstrecke eine Vielzahl von Leitungen im Deich vorhanden sind.

Es wird empfohlen, zur Feststellung von Ver- und Entsorgungsleitungen im öffentlichen Raum die Unterlagen bei den zuständigen Ver- und Entsorgungsunternehmen einzusehen bzw. Kopien zu beschaffen. In Zweifelsfällen sind Querschnitte vorzusehen.

3 Baugrund (Anlagen 1.3 bis 2.1.7)

3.1 Geologische und bautechnische Vorgeschichte (Anlage 1.3)

Nach der Baugrundkarte Bremen Teil A, Blatt Stadtmitte und Neustadt, ist im Bereich der Baufläche das Bodenprofil 1, stellenweise das Bodenprofil 4a kartiert.

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).

Nach dem Profil 4a sind nichtbindige Bodenarten (1,00 m bis 5,00 m mächtig) über bindigen und/oder organischen Bodenarten mit weicher bis steifer Konsistenz zu erwarten. Es handelt sich dabei um holozänen Sand über Torf, Mudde, Schluff und Ton mit organischen Beimengungen.

Die Basis der holozänen Weichschichten (Auelehm, Klei, Torf und Mudde), die im Abstand von 2,00 m in der Baugrundkarte kartiert wurden, ist im Abschnitt der Stadtstrecke zwischen – 2 m NN bis + 2 m NN und zu erwarten.

Die Oberfläche der Lauenburger Schichten, die in der Baugrundkarte Teil C als Linien gleicher Tiefenlage auf m NN bezogen in 5,00 m Abständen dargestellt wurde, ist auf – 10 m NN = ca. 7 m Tiefe bis – 15 m NN = ca. – 22 m NN zu erwarten. Die Lauenburger Schichten sind in den oberen 3,00 m sowohl bindig als auch sandig zu erwarten.

Der Teil A der Baugrundkarte ist auf der Anlage 1.3. dargestellt.

3.2 Baugrundaufschlüsse (Anlagen 2.1.1 bis 2.1.7)

Zur Erkundung des Baugrundes wurden von unserem Labor im Januar 2011 folgende Baugrundaufschlüsse durchgeführt:

Direkte Baugrundaufschlüsse:

20 Kleinrammbohrungen nach DIN EN ISO 22475-1, Durchmesser 45 mm bis 80 mm, t = 0,35 m bis 15 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:

10 Rammsondierungen mit der schweren Rammsonde nach DIN-EN ISO 22476-2 (DPH), t = 15 m.

Aufgrund von Abbrüchen ist mit Hindernissen im Baugrund zu rechnen.

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 2.1.7.

3.2.1 Baugrundsichtung (Anlage 2.1.1 und 2.1.7)

Aus den Bodenprofilen ist die nachstehende Schichtenfolge erkennbar:

Abschnitt „Stephanibrücke“ bis „Wehr Kleine Weser“ (Anlage 2.1.1)

Unterhalb einer Oberflächenabdeckung aus Beton oder Mineralgemisch folgen Auffüllungen aus steifem tonigen Schluff und Sand mit Bauschuttresten in einer Gesamtauffüllungsmächtigkeit von ca. 6,7 m. Darunter stehen ab + 1,16 m NN gewachsene Wesersande an, die bis zu den Endtiefen der Sondierungen nicht durchteuft wurden.

Die genaue Schichtenfolge und -mächtigkeit sowie weitere Angaben sind in den Bodenprofilen zusammengefasst auf der Anlage 2.1.1 dargestellt.

Abschnitt „Wehr Kleine Weser“ bis Straße „Am Damacker“ (Anlagen 2.1.2 bis 2.1.7)

Unterhalb einer Oberflächenabdeckung aus Schotter, Pflastersplitt und Pflastersteinen, stellenweise mit einer zusätzlich hydraulisch gebundenen Tragschicht, folgen Auffüllungen aus Bauschutt, schluffige Sande und weiche bis steife humose Schluffe. Unterhalb der Auffüllungen folgen stellenweise Reste der ursprünglich vorhandenen bindigen Weichschichten aus Schluff und Torf.

An der Basis der Auffüllungen bzw. bindigen Weichschichten folgen stellenweise kiesige Wesersande, die bis zu den Endtiefen der Sondierungen nicht durchteuft wurden.

Die genaue Schichtenfolge und -mächtigkeit sowie weitere Angaben sind in den Bodenprofilen zusammengefasst auf der Anlage 2.1.2 und 2.1.7 dargestellt.

3.2.2 Baugrundfestigkeit

Aus den Sondierwiderständen der schweren Rammsonde (DPH) nach DIN-EN ISO 22476-2, 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. Es kann von folgendem Zusammenhang zwischen den Schlagzahlen n_{10} und der Baugrundfestigkeit ausgegangen werden.

Schlagzahlen n_{10}	Benennung der Festigkeit	Lagerung
0 - 1	sehr gering	sehr locker
1 - 2	gering	locker
2 - 5	mittel	mitteldicht
5 - 10	groß	dicht
> 10	sehr groß	sehr dicht

Die Rammsondierungen zeigen im Bereich der Auffüllungen im Deichkern Schlagzahlen von überwiegend $n_{10} = 1$ bis 3 MN/m² und weisen auf eine sehr geringe bis geringe Baugrundfestigkeit hin.

Die Mittelwerte der Schlagzahlen der gewachsenen Sande unterhalb von ca. $\pm 0,00$ m NN liegen bei $n_{10} \geq 5$ bis 15 und zeigen damit eine mittlere bis sehr große Festigkeit an.

Die lokalen Festigkeiten sind direkt aus dem Sondierdiagramm zu ermitteln (Anlagen 2.1.1 bis 2.1.7).

3.2.3 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.

3.3 Grundwasserverhältnisse

3.3.1 Hauptgrundwasserhorizont

Nach den durchgeführten Baugrundaufschlüssen sind die unteren Wesersande der Grundwasserleiter des Hauptgrundwasserhorizontes.

In Bereichen mit gering durchlässigen bindigen Schichten ist ein gespannter Grundwasserhorizont vorhanden.

Der Grundwasserstand des Hauptgrundwasserhorizontes wird durch den Tidehub der Weser und durch den Einstau des Weserwehrs beeinflusst. Der Hauptgrundwasserhorizont ist maßgebend für die Deichunterströmung.

3.3.2 Oberer Grundwasserhorizont

Die stellenweise eingelagerten bindigen Schichten wirken als Grundwasserstauer für einen oberen Grundwasserhorizont, für den die Sandwischenschichten bzw. die Auffüllung den Grundwasserleiter bilden.

Der obere Grundwasserhorizont in den sandigen Zwischenschichten wurde zwischen + 4,00 m NN bis + 1,34 m NN eingemessen. Maßgeblich für den Wasserstand im Deichkern sind die Entwässerungsmöglichkeiten.

Im Hochwasserfall sind die Wasserstände im Deichkern abhängig von der Durchsickerung der Deichabdeckung in horizontaler Richtung bzw. der Durchsickerung der Deichbasis in vertikaler Richtung.

Im übrigen Bereich der bindigen und humosen Deckschichten ist insbesondere bei sandigen Zwischenschichten oder darüber lagernden Auffüllungen mit stauendem Schichtenwasser in Abhängigkeit von Niederschlägen zu rechnen. Bei lang anhaltenden Niederschlägen ist im ungünstigsten Fall davon auszugehen, dass sich Schichtenwasser bis zur Geländeoberkante anstaut.

3.3.3 Bemessungswasserstände

Der Bemessungswasserstand für den Deichabschnitt liegt bei maximal + 7,50 m NN.

In Abhängigkeit vom Deichkilometer sind lokale Bemessungswasserstände zu berücksichtigen.

3.4 Ergebnisse von Laborversuchen (Anlagen 3.1.1 bis 3.2.3)

Von den gestörten Bodenproben wurden in unserem Labor folgende bodenmechanische Kennziffern ermittelt:

Auffüllung: Sand und Bauschutt

Bodengruppe (DIN 18196)						SE - SU*
Korngrößenverteilung (DIN 18123)						
Schluffkorn	$d \leq 0,002$	mm	=	0	-	28 %
Sandkorn	$d = 0,06 - 2,0$	mm	=	47	-	96 %
Kieskorn	$d \geq 2,0$	mm	=	4	-	25 %
Wassergehalt (DIN 18121)		w_n	=	7,1	-	18 %

Auffüllung: Schluff, tonig, humos

Bodengruppe (DIN 18196)						UL - UA OU - OT
Korngrößenverteilung (DIN 18123)						
Feinstes	$d \leq 0,002$	mm	=	21	-	25 %
Schluffkorn	$d \leq 0,06$	mm	=	54	-	55 %
Sandkorn	$d = 0,06 - 2,0$	mm	=	21	-	24 %
Wassergehalt (DIN 18121)		w_n	=	12,2	-	65,1 %
Glühverlust (DIN 18128)		$V_{gl.}$	=	5,7	-	9,2 %

Ton und Schluff, humos

Bodengruppe (DIN 18196)					UL – UA
					TL - TA
					OU - OT
Korngrößenverteilung (DIN 18123)					
Feinstes	$d \leq 0,002$	mm	=	33	%
Schluffkorn	$d \leq 0,06$	mm	=	62	%
Sandkorn	$d = 0,06 - 2,0$	mm	=	5	%
Wassergehalt (DIN 18121)			$w_n =$	18,6 - 168,4	%
Glühverlust (DIN 18128)			$V_{gl.} =$	6,3 - 7,1	%

Torf, teilweise sandig

Bodengruppe (DIN 18196)					HZ - OH
Wassergehalt (DIN 18121)			$w_n =$	66,1 - 148	%
Glühverlust (DIN 18128)			$V_{gl.} =$	11,9 - 52,2	%

Mittel-/ Grobsand, kiesig (Wesersande)

Bodengruppe (DIN 18196)					SE
Korngrößenverteilung (DIN 18123)					
Schluffkorn	$d \leq 0,06$	mm	=	0 - 2	%
Sandkorn	$d = 0,06 - 2,0$	mm	=	78 - 100	%
Kieskorn	$d \geq 2,0$	mm	=	0 - 20	%

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 persönlichen Erfahrungen aus geotechnischen Untersuchungen nahegelegener Bauvorhaben berücksichtigt. Unter Einbeziehung dieser Unterlagen und Erkenntnisse sind folgende Baugrundverhältnisse im Bereich der Baufläche zu erwarten:

Die Schluff- und Sandauffüllungen sowie Bauschutt im Deichbereich wird von bereichsweise noch vorhandenen Schluff- und Torfresten als gewachsener Boden unterlagert. Unterhalb der Ton-, Schluff- und Torfschichten folgen die kiesigen Wesersande.

Die Baugrundaufschlüsse zeigen insgesamt sehr unregelmäßige Baugrundverhältnisse, die den allgemeinen Erwartungen entsprechen.

4.2 Baugrundeigenschaften

Die angetroffenen Bodenarten weisen folgende Baugrundeigenschaften auf:

Auffüllung: Sand und Bauschutt

Dichte:	locker bis mitteldicht, lokal dicht
Scherfestigkeit:	mittel bis groß
Zusammendrückbarkeit:	mittel bis gering
Wasserempfindlichkeit:	gering bis mittel
Wasserdurchlässigkeit:	mittel bis sehr groß
Verdichtbarkeitsklasse:	V1 bis V2 nach ZTV A-StB 97/06
Ramm- und Rüttelbarkeit:	mittel bis sehr schwer

Auffüllung: Schluff, tonig, humos

Konsistenz:	breiig bis steif
Scherfestigkeit:	gering
Zusammendrückbarkeit:	groß
Wasserempfindlichkeit:	mittel bis groß
Wasserdurchlässigkeit:	gering bis sehr gering
Verdichtbarkeitsklasse:	V3 nach ZTV A-StB 97/06
Ramm- und Rüttelbarkeit:	leicht bis schwer

Ton und Schluff, humos

Konsistenz:	breiig bis steif
Scherfestigkeit:	gering
Zusammendrückbarkeit:	groß
Wasserempfindlichkeit:	mittel bis groß
Wasserdurchlässigkeit:	gering bis sehr gering
Verdichtbarkeitsklasse:	V3 nach ZTV A-StB 97/06
Ramm- und Rüttelbarkeit:	mittel bis schwer

Torf, sandig

Scherfestigkeit:	sehr gering
Zusammendrückbarkeit:	sehr groß
Wasserempfindlichkeit:	groß
Wasserdurchlässigkeit:	gering
Verdichtbarkeit:	schwer bis nicht verdichtbar
Ramm- und Rüttelbarkeit:	mittel bis schwer

Wesersande, kiesig

Dichte:	mitteldicht bis sehr dicht
Scherfestigkeit:	groß bis sehr groß
Zusammendrückbarkeit:	mittel bis gering
Wasserempfindlichkeit:	mittel bis groß
Wasserdurchlässigkeit:	groß
Verdichtbarkeitsklasse:	V1 nach ZTV A-StB 97/06
Ramm- und Rüttelbarkeit:	schwer bis sehr schwer

4.3 Baugrundtragfähigkeit

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

Bodenart	Tragfähigkeit
Auffüllung: Sand und Bauschutt	durchschnittlich tragfähig
Auffüllung: Schluff, tonig, humos	gering tragfähig
Ton und Schluff, humos	gering tragfähig
Torf	sehr gering tragfähig
untere Sande	gut tragfähig

4.4 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 Abschieben der obersten durchwurzelter Bodenzone abhängig.

Bei stark niederschlagsreichen Jahreszeiten ist wegen des bindigen Baugrundes ein Zuschlag für die Tragschichten erforderlich.

Für auf Ketten laufende Erdbaumaschinen mit geringen bis mittleren Bodenpressungen sind keine besonderen Befestigungen erforderlich.

Die gleichförmigen Sande in den Auffüllungen neigen beim Befahren mit Reifen zum seitlichen Ausweichen. Dies wird durch die bereichsweise vorhandene lockere Lagerung im oberen Bereich und mögliche hohe Stauwasserstände noch verstärkt.

Für Radfahrzeuge sind daher in jedem Fall Baustraßen vorzusehen. Weiterhin ist aufgrund der beschränkten Zugangsmöglichkeiten ggf. zusätzliche Verkehrswege vorzusehen.

4.5 Bodenklassen

Die angetroffenen Bodenarten können nach DIN 18300 - Erdarbeiten - in folgende Bodenklassen eingeteilt werden:

Bodenart	Bodenklasse	Bezeichnung
Auffüllung:		
Sand und Bauschutt	3	leicht lösbar Bodenarten
	bis 5	schwer lösbar Bodenarten
Auffüllung: Schluff, tonig, humos	4	mittelschwer lösbar Bodenarten
	bis 5	schwer lösbar Bodenarten
Ton und Schluff, humos	4	mittelschwer lösbar Bodenarten
	bis 5	schwer lösbar Bodenarten
Torf, sandig	2	fließende Bodenarten bis
	bis 4	mittelschwer lösbar Bodenarten
Wesersande	3	leicht lösbar Bodenarten
	bis 5	schwer lösbar Bodenarten

Es ist nicht auszuschließen, dass die aufgefüllten Böden bei Vernässungen fließende Eigenschaften annehmen können und somit der Bodenklasse 2 zuzuordnen sind.

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, Hafenbefestigungen, alte Tanks, Kanäle, Versorgungsleitungen aller Art, mit Altlasten verunreinigte oder sonstige kontaminierte Bereiche, Einlagerungen aller Art oder Klüfte, um nur einige Beispiele aus der Baupraxis und der Rechtssprechung 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 wird im vorliegenden Fall durch die geringe bis sehr geringe Tragfähigkeit der Schluff- und Torfschichten geprägt. Weiterhin ist aufgrund der nichtbindigen Auffüllungen mit einer erhöhten Infiltration zu rechnen. Bei zukünftig sich einstellender höherer Wasserstände kann die Deichunterströmung und der Grundwasserstand ansteigen. Gleichzeitig besteht im Bereich vollständiger Deckschichten das Risiko von hydraulischen Aufbrüchen auf der Binnenseite.

Bei steigenden Wasserständen aufgrund der Geländehöhen sind insbesondere Keller und Hohlräume durch einen Verlust der Lagestabilität durch Auftrieb gefährdet.

Auf der Wasseite besteht die Gefahr, dass bei schnell ablaufendem Hochwasser im Bereich gering durchlässiger Auffüllungen aus bindigem Material ein lokales Abrutschen der Uferböschung eintritt.

5 Deichstandsicherheit

5.1 Allgemeines Nachweiskonzept

Das Nachweiskonzept orientiert sich an der DIN 19712:1997-11 Flusssdeiche, obwohl die Norm nicht für Flusssdeiche mit Tideeinfluss gilt.

Weiterhin wird das Bemessungshochwasser im Allgemeinen mit einem erhöhten Teilsicherheitsfaktor analog zur Regelkombination 1 (LF1) nachgewiesen, obwohl im Gegensatz zu Stauhaltungsdämmen Flusssdeiche nicht ständig eingestaut sind.

Bis zur Höhe des möglichen Einstaus von + 3,80 m NN des Kleinen Weserwehrs handelt es sich bei der Stadtstrecke formal um Stauhaltungsdämme. Aufgrund der Geländehöhen ergeben sich aus unserer Sicht keine besonderen Anforderungen bezüglich der Standsicherheit der Uferböschung.

Nach DIN 19712 sind folgende Nachweise zu erbringen:

- allgemeine Standsicherheit der land- und wasserseitigen Böschungsbereiche
- örtliche Standsicherheit
- Standsicherheit von Böschungsdichtungen bei Wasserüberdruck
- Auftriebssicherheit bzw. Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch
- Sicherheit gegen Erosionsgrundbruch

Folgende Lastfälle und Sicherheitsstufen sollten untersucht werden:

Ständige Kombination (Lastfall 1)

- Eigenlast
- Verkehrslast auf Krone und Berme

Außergewöhnliche Kombination (Lastfall 3)

- Eigenlast
- Verkehrslast auf Krone und Berme
- Wasserstand bis Deichkrone (ohne Wühltierzone)
- Gegebenenfalls Versagen der Dränagen
- Gegebenenfalls Versagen der Dichtung

5.2 Spezielles Nachweiskonzept

Aus Sicht des Grundbaulabor Bremen sind folgende Nachweise in diesem Deichabschnitt zu führen.

Für die Nachweise im Grenzzustand 1C wurde aus der Einwirkungskombination (EK) mit den Sicherheitsklassen (SK) folgende kritischen Lastfälle festgelegt:

5.2.1 Endzustand

5.2.1.1 Nachweise Landseite

Lastfall	Nachweis	Bemerkung	Kapitel
1 ^{*)}	Dauereinstau BHW und Verkehrslast 34 kN/m ² (global)		5.4
1 ^{*)}	Dauereinstau BHW und Verkehrslast 34 kN/m ² (lokal)		5.4
3 ^{*)}	Wasserstand bis zur Deichkrone Verkehrslast 34 kN/m ² (global)		5.4
3 ^{*)}	Wasserstand bis zur Deichkrone Verkehrslast 34 kN/m ² (lokal)		5.4
1	Auftriebssicherheit am Böschungsfuß		6.5
1	Sicherheit gegen Erosionsgrundbruch		6.5

^{*)} Aufgrund der vorhandenen Geländehöhen wurde auf einen Nachweis an der Binnenseite stellenweise verzichtet.

5.2.1.2 Nachweise Wasserseite

Lastfall	Nachweis	Bemerkung	Kapitel
1	Schneller Absink auf W/3 (global)		6.4
1	Schneller Absink auf W/3 (lokal)	Konstruktion Ufersicherung durch die WSV	6.4

5.2.2 Bauzustand

Bauzustände wurden nicht untersucht.

5.2.3 Windwurf

Entlang der Stadtstrecke sind zahlreiche Bäume vorhanden. Im Normalfall ist der Bewuchs in den unterschiedlichen Zonen nach Vorgaben des Deichverbandes zu beschränken.

Bei Einzelnachweisen ist von der Planungsseite eine Kratertiefe/-breite für den Lastfall 3 „Windwurf“ und ggf. weitere Angaben vorzugeben.

5.3 Bemessungsquerschnitte (Anlage 1.2)

Als Bemessungsquerschnitt wurde die Geometrie quer zur Deichachse an folgenden Sondierpunkten gewählt:

Querschnitt	Sondierpunkte	Bemerkung	Anlage
16+310	BS 16/14/13	Piepe	2.1.4
17+350	BS 21/22	Variante 1: Dichtkörper	2.1.7
15+710	BS 5/6		2.1.2

Die vorliegenden Profilschnitte wurden, falls notwendig, durch Extrapolation erweitert.

Eine Übersicht der Anlagen ist auf der Anlage 1.2 dargestellt.

5.4 Nachweis der Geländebruchsicherheit (Grenzzustand 1C)

5.4.1 Allgemeines

Zur Ermittlung der Geländebruchsicherheit wurden Berechnungen nach DIN 4084 „Baugrund - Geländebruchberechnungen“ vom Januar 2009, durchgeführt. Bei den in der Norm enthaltenen Berechnungsverfahren werden im allgemeinen kreiszylindrische Gleitflächen durch den Boden gelegt und die jeweilige Sicherheit gegenüber dem Bruchzustand nach dem Lamellenverfahren ermittelt. Dabei ist eine Variation der Gleitfläche durchzuführen, um die Gleitfläche mit der minimalen Sicherheit zu erfassen.

Der Ausnutzungsgrad „ μ “ wird als Verhältnis des Bemessungswertes der Einwirkungen bzw. Beanspruchungen zu den Widerständen definiert und muss der Forderung $\mu \leq 1,0$ genügen.

5.4.2 Teilsicherheitsbeiwerte für den GZ 1 C

Die Teilsicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen und Widerstände wurden aus der DIN 1054 für den Lastfall 1 und 3 übernommen.

5.4.3 Rechnerische Bodenkennwerte und Randbedingungen (Anlagen 4.1.1 bis 4.3.2)

Die Festlegung der charakteristischen Bodenkennwerte erfolgte unter Berücksichtigung der örtlichen Baugrundaufschlüsse sowie den Erkenntnissen und Erfahrungswerten für die jeweiligen Querschnitte. Detaillierte Angaben zu dem Ansatzprofil sind auf den Anlagen 4.1.1 bis 4.3.2 enthalten.

Die charakteristischen Bodenkennwerte sind nachfolgend aufgeführt:

Boden	Reibungswinkel φ_k [°]	Kohäsion c_k [kN/m ²]	Wichte γ_k [kN/m ³]
Deichabdeckung	17,5	5	17
Sandauffüllung	30 bis 35	0	18
Schluff	20	5	17
Neue Sandauffüllung	35	0	19
Wesersand	35	0	19
Bauschutt	35	0	19
Schluff und Sandauffüllung	20	0	17

Im Rechengang wurde ein linearer Porenwasserdruckansatz untersucht.

Aus einer vorgegebenen Kettentide [9] lassen sich die Sinkgeschwindigkeiten der Weser nach einem Hochwasser zwischen 4×10^{-4} bis 2×10^{-4} m/s abschätzen. Beim schnellen Rückgang des Hochwassers wurde bei bindigem Boden eine in Richtung der Weser eintretende Wasserstandsdifferenz von 3 m und bei schluffigen Sanden eine Differenz von ca. 1,5 m angesetzt.

5.4.4 Ergebnisübersicht für den GZ 1 C nach DIN 1054 (Anl. 4.1.1 bis 4.3.3)

Es wurden bei den Geländebruchuntersuchungen die Lage des Gleitkreismittelpunktes in den auf den Anlagen dargestellten Bereichen variiert. Die berechneten Ausnutzungsgrade μ sind als Isolinien dargestellt. Der maximale berechnete Ausnutzungsgrad ist angegeben.

Für die Querschnitte wurde folgendes Ergebnis im Endzustand ermittelt :

Querschnitt	Nachweis		Ausnutzungsgrad [μ]	Nachweis GZ 1C ($\mu \leq 1$)	Anlage
16+310 (BS)	LF1	global	0,83	JA	4.1.1
16+310 (BS)	LF1	lokal	0,85	JA	4.1.2
16+310 (BS)	LF3	global	0,94	JA	4.1.3
16+310 (BS)	LF3	lokal	1,00	JA	4.1.4
16+310 (WS)	LF1	global	0,96	JA	4.1.5
16+310 (WS)	LF1	lokal	0,96	JA	4.1.6
17+350 (BS)	LF1	global	0,92	JA	4.2.1
17+350 (BS)	LF1	lokal	1,00	JA	4.2.2
17+350 (BS)	LF3	global	0,96	JA	4.2.3
17+350 (BS)	LF3	lokal	1,07	NEIN	4.2.4
17+350 (WS)	LF1	global	1,00	JA	4.2.5
17+350 (WS)	LF1	lokal	1,09	NEIN	4.2.6
15+710 (WS)	LF1	global	0,98	JA	4.3.1
15+710 (WS)	LF1	lokal 1	1,34	NEIN	4.3.2
15+710 (WS)	LF1	lokal 2	0,87	JA	4.3.3

5.4.5 Bewertung des Berechnungsergebnisses GZ 1 C (Anl. 4.1.1 bis 4.3.3)

Als Ergebnis der Überprüfung der Standsicherheitsuntersuchungen im Grenzzustand 1C ergibt sich grundsätzlich eine ausreichende globale Standsicherheit in den Lastfällen 1 und 3.

Die lokale Standsicherheit konnte bei einem schnellen Rückgang des Hochwassers aufgrund der bereichsweise sehr steilen Böschung nicht nachgewiesen werden. In diesen Fällen sind weitergehende Betrachtungen hinsichtlich der erforderlichen Sicherungsmaßnahmen vorzusehen.

5.5 Auftriebssicherheit und hydraulischer Grundbruch (Anlagen 5.1 bis 5.3)

5.5.1 Allgemeines

Das Programm GGU-UPLIFT Version ermöglicht die Berechnung der Auftriebssicherheit und der hydraulischen Grundbruchsicherheit in eindimensionalen Systemen. Dabei wird das neue Teilsicherheitskonzept nach DIN 1054 (neu) berücksichtigt.

Für die Berechnung der Auftriebssicherheit und der hydraulischen Grundbruchsicherheit ist die Kenntnis des Potentiallinienverlaufs erforderlich. Das Programm löst dazu die Differentialgleichung von La Place für die eindimensionale Grundwasserströmung numerisch.

$$k \cdot \frac{d^2 \cdot h}{dx^2} = 0$$

5.5.2 Auftriebsnachweis nach DIN 1054 (neu)

Nach DIN 1054 (neu) ist nachzuweisen:

$$A_k \cdot \gamma_{G,dst} \leq \sum_{i=1}^N G_{k,stab}^i \cdot \gamma_{G,stab}$$

- A_k = an der Unterfläche des Gründungskörpers, des gesamten Bauwerkes, der betrachteten Bodenschicht oder der Baugrubenkonstruktion einwirkende charakteristische hydrostatische Auftriebskraft
- $\gamma_{G,dst}$ = Teilsicherheitsbeiwert für ungünstige ständige Einwirkungen im Grenzzustand GZ 1A
- $G_{k,stab}$ = unterer charakteristischer Wert günstiger ständiger Einwirkungen
- $\gamma_{G,stab}$ = Teilsicherheitsbeiwert für günstige ständige Einwirkungen im Grenzzustand GZ 1A
- Schicht 1 ($i = 1$) ist die oberste Schicht

Aus dieser Beziehung kann auch der sogenannte Ausnutzungsgrad μ berechnet werden.

$$\mu_N = \frac{\sum_{i=1}^N G_{k,stab}^i \cdot \gamma_{G,dst}}{A_k \cdot \gamma_{G,dst}}$$

- μ_N = Ausnutzungsgrad von Schicht N

Ausnutzungsgrade $\leq 1,0$ bedeuten ausreichende Sicherheit.

5.5.3 Teilsicherheitsbeiwerte

Für die Auftriebssicherheit wurden Teilsicherheitsbeiwerte für den Lastfall LF1 von 0,95 für günstige ständige Einwirkungen (Eigengewicht) bzw. 1,05 für ungünstig ständige Einwirkungen berücksichtigt. Für die Strömungskraft wird eine Sicherheit von 1,8 berücksichtigt.

5.5.4 Ergebnisübersicht

Die Einzelergebnisse sind nachfolgend tabellarisch aufgeführt:

Profil	Wasser- stand	Auftriebsnachweis		Bemerkung	Anlage
		Ausnutzung	Nachweis		
		μ	erfüllt		
16+310	+ 7,50 (BHW)	2,235	NEIN	WS Piepe + 2,00 m NN	5.1
17+350	+ 7,50 (BHW)	0,722	JA		5.2
15+710	+ 7,50 (BHW)	0,973	JA	GOK auf + 6,75 m NN reduziert	5.3

Im Querschnitt 15+710 liegt das Gelände bei ca. + 8,00 m NN. Zur Ermittlung einer kritischen Grenzhöhe wurde die Geländehöhe soweit reduziert, bis es rechnerisch zu Standsicherheitsproblemen kam. Die Grenzhöhe liegt bei + 6,75 m NN.

Die Randbedingungen und Annahmen sind auf den Anlagen 5.1 bis 5.3 dargestellt.

5.5.5 Bewertung der Auftriebsnachweise

Die nicht eingehaltenen Auftriebsnachweise im Bereich der Piepe zeigen erwartungsgemäß, dass bei den angetroffenen Baugrundverhältnissen, insbesondere bei geringem Ansteigen der Druckverhältnisse, eine nicht ausreichende Auftriebssicherheit bei ungünstigen Baugrundsichtungen ab einem Geländeniveau von unter ca. + 6,75 m NN möglich ist.

Dieses Versagen einzelner Bodenschichten ist mit einem erhöhten Qualmwasseranfall verbunden und reduziert die Gebrauchstauglichkeit. Entscheidender für die Standsicherheit ist die Sicherheit gegen Suffosion und Erosionsgrundbruch.

5.6 Nachweis Suffosion und Erosionsgrundbruch

5.6.1 Allgemeines

Aufgrund der nicht ausreichenden Auftriebssicherheit im Bereich der Piepe ist grundsätzlich Suffosion bzw. ein unentdeckter Erosionsgrundbruch möglich. Nach DIN 19712 werden bei der Suffosion in nichtbindigen Böden die feineren Bodenteilchen von der Sickerströmung durch die Poren der größeren Bodenteilchen transportiert. Hierdurch wird die Stabilität des Korngerüsts zunächst nicht verändert. Eine Suffosion ist möglich bei entsprechend hoher Gradienten, bei ungleichförmiger und intermittierender Kornverteilung und vor allem bei lockerer Lagerung. Ein Erosionsgrundbruch entsteht, wenn von der landseitigen Böschung oder vom Hinterland ausgehend durch Austreten von Sickerwasser Bodenteilchen ausgeschwemmt werden. Bei Fortsetzung dieses Vorgangs bildet sich im Boden eine Röhre, die im Endzustand bis zur Wasserseite reicht und eine hydraulische Verbindung schafft.

5.6.2 Gefährdungsanalyse

Die Siebanalysen der Sande, insbesondere der sehr locker gelagerten Sandzwischen-schichten, zeigen Ungleichförmigkeitsgrade zwischen 1,7 bis 2,8 (Anlagen 3.1.1 bis 3.1.3).

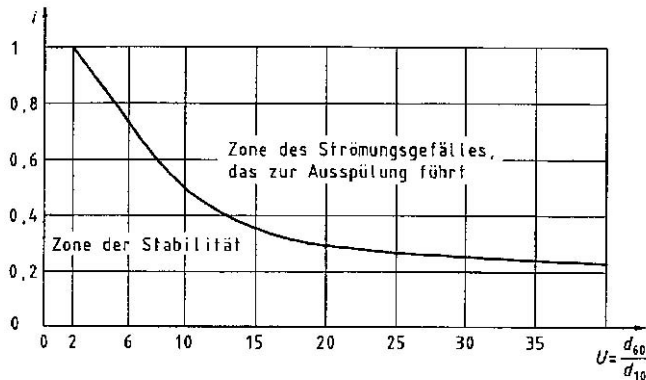


Abbildung 2: Kritische Gradienten – Quelle DIN 19712:1997-11

Nach DIN 19712 sollte die Sicherheit gegenüber dem kritischen Gefälle $\eta \geq 1,5$ sein.

$$i_{zul.} = \frac{i_{keit}}{\eta} \Rightarrow i_{zul.} = \frac{0,8}{1,5} \approx 0,5$$

Bei angenommenen maximalen Wasserstandsdifferenzen im Bereich der Piepe von 6,5 m ergibt sich eine notwendige Sickerlänge von 13 m. Diese Länge ist im Bereich der Piepe an der Dammbasis eingehalten.

Im Bereich des Querschnitts 17+350 ist mit einer Wasserstandsdifferenz von ca. 1 m (BHW-GOK) zu rechnen. Aufgrund der Auffüllungen aus Bauschutt ist mit höheren Ungleichförmigkeitsverhältnissen zu rechnen. Bei einer kritischen Gradienten von 0,2 ergibt sich mit Berücksichtigung einer Sicherheit von 1,5 ein notwendiger Sickerweg von ca. 8 m.

Im Bereich des Querschnitts 15+710 ist die Länge der bestehenden Uferspundwand nicht bekannt.

Bei Geländehöhen auf der Binnenseite von unter + 6,75 m NN ist ein Aufschwimmen und ggf. hydraulischer Grundbruch möglich. In Abhängigkeit von dem Differenzwasserspiegel und der vorhandenen Auffüllung (Bauschutt oder Sand) ist ein Mindestsickerweg von 2- bis 5-fach der Druckdifferenz einzuhalten. Gegebenenfalls ist die Länge der Uferspundwand zu überprüfen.

5.7 Beurteilung der Gesamtstandsicherheit

Die auf Basis vorhandener Planungsunterlagen durchgeführten Standsicherheitsnachweise zeigen, dass die Standsicherheit dieses Deichabschnitts grundsätzlich gewährleistet ist.

Die lokale Standsicherheit der Uferböschung ist in Abhängigkeit von den Randbedingungen stellenweise nicht gegeben.

Gleichfalls ist die Lagesicherheit der Restschichtmächtigkeit auf der Binnenseite ab einem Geländeniveau von + 6,75 m NN und insbesondere im Bereich der Piepe nicht gegeben.

Der Schadensfall Aufschwimmen kann sich weitgehend unbemerkt abspielen, da nach einem Aufbruch der Wasserdruck unter der Bodenschicht sich entspannen kann.

Aus diesem Grund werden die in Kapitel 5.8 und 5.9 beschriebenen Maßnahmen empfohlen.

5.8 Konstruktive Ertüchtigungsmaßnahmen

Gegen die lokalen Standsicherheitsprobleme empfehlen wir folgende Ertüchtigungsmaßnahme zu berücksichtigen.

Abschnitt „Stephanibrücke“ bis „Wehr Kleine Weser“

Teilverguss der vorhandenen Wasserbausteine, um oberflächennah Schalenbrücke bei einem Rückgang eines Hochwassers vorzubeugen.

Die Maßnahme sollte in Rücksprache mit dem WSA Bremen erfolgen.

Ein Vollverguss ist dagegen zu vermeiden, da die Entwässerungsmöglichkeiten bei Rückgang des Hochwassers eher verschlechtert werden.

Abschnitte „Wehr Kleine Weser“ bis Straße „Am Damacker“

In diesem Abschnitt wird im Bereich mit vorhandenen Wasserbausteine ebenfalls ein Teilverguss empfohlen. Im Bereich der Piepe (Querschnitt 16+310) wird eine Fußspundwand (Mindestlänge 6,5 m) empfohlen.

Im Bereich des Querschnitts 17+350 wird von der Ausführung eines Dichtkörpers abgeraten. Alternativ wird eine Spundwand oder nicht statisch wirksame Schmalwand empfohlen, die in die bindigen Deckschichten einbindet.

5.9 Besondere Anforderung an die Planung

Der Uferbereich der Weser im Bereich der Stadtstrecke ermöglicht derzeit eine weitgehend ungehinderte Uferinfiltration.

Vor einem endgültigen Ertüchtigungsvorschlag sollten ggf. Anforderungen an die Sickerwassermengen gestellt werden.

Bezüglich der Standsicherheit ist aufgrund des hohen Geländeniveaus diese Stadtstrecke relativ unproblematisch. Bei nicht ausreichenden Sickerweglängen bzw. zu hohen Gradienten ist bei der Ertüchtigung der Uferspundwand die Feststellung der vorhandenen Spundwandlage erforderlich. Gegebenenfalls ist eine Verlängerung des Sickerweges erforderlich (siehe Kapitel 5.6.2).

Weiterhin ist zu entscheiden, inwieweit ein Versagen einzelner Sicherungselemente berücksichtigt werden muss.

6 Angaben zur Vorbemessung von Uferschutzwänden

6.1 Bemessungswasserstände

Nach der EAU 2009 verlangt die Zuordnung der maßgebenden hydrostatischen Belastungssituation infolge wechselnder Außen- und Grundwasserstände eine Analyse der geologischen und hydrologischen Verhältnisse des betreffenden Gebietes. Soweit vorhanden, sind langjährige Beobachtungsreihen auszuwerten, um Kenntnisse über die Sinkgeschwindigkeiten der Wasserstände zu erhalten. Der Grundwasserstand hinter einem Uferbauwerk wird entscheidend von der Bodenschichtung und der konstruktiven Ausbildung der Uferwand geprägt. In Tidegebieten folgt der Grundwasserstand bei durchlässigem Boden mehr oder weniger gedämpft der Tide.

Die Annahme eines rechnermäßigen Grundwasserspiegels mit 0,3 m über Tidehalbwasser ($T_{1/2w}$) in Tidegebieten bzw. MW in Nichttidegebieten kann als Näherung für Vorentwürfe benutzt werden.

Im Rahmen der Ausführungsplanung sind die jeweiligen Grundwasser- und Strömungsverhältnisse zu untersuchen. Bei stärkerem Grundwasserzustrom vom Lande her liegt der mittlere Grundwasserspiegel höher. Wird gleichzeitig das Abströmen durch ein langgestrecktes Uferbauwerk stark behindert, kann er erheblich ansteigen. Schwach durchlässige Böden können zu einem hochliegenden Schichtenwasserspiegel führen.

Aus der EAU ergeben sich die Bemessungswasserstände für die Bemessung in Richtung Weser in Abhängigkeit von den verschiedenen Lastfällen und den Entwässerungsmöglichkeiten:

Tidegebiet				
Situation	Bild	Lastfälle gemäß E 18		
		1	2	3
<p>3a</p> <p>Große Wasserstandsschwankungen ohne Entwässerung – Normalfall</p>		$\Delta h = a + 0,30 \text{ m} + d$ $a = \frac{MThw - MTnw}{2}$ $d = MTnw - MSpTnw$	-	-
<p>3b</p> <p>Große Wasserstandsschwankungen ohne Entwässerung – Grenzfall extremer Niedrigwasserstand</p>		-	-	$\Delta h = a + 2b + d$ $a = \frac{MThw - MTnw}{2}$ $b = \frac{MSpTnw - NNTnw}{2}$ $d = MTnw - MSpTnw$
<p>3c</p> <p>Große Wasserstandsschwankungen ohne Entwässerung – Grenzfall abfließendes Hochwasser</p>		-	-	$\Delta h = 0,30 \text{ m} + 2a$
<p>3d</p> <p>Große Wasserstandsschwankungen mit Entwässerung</p>		$\Delta h = 1,00 \text{ m} + e$ <p>bei Außenwasserstand in MSpTnw</p>	$\Delta h = 0,30 \text{ m} + b + d + e$	-

Für den speziellen Fall wurde der Grundwasserstand von uns maximal auf Höhe der OK der binnenseitigen Straße abgeschätzt. Das anzusetzende Straßenniveau liegt oberhalb des für Vorbemessungen vorgesehenen Grundwasserstands. Eine genaue Prognose für einen Grundwasserstand im Falle eines Bemessungswasserstandes von +7,50 m NN ist uns nicht bekannt und erfordert erfahrungsgemäß eine umfangreiche Untersuchung der Strömungsverhältnisse.

Ggf. ist eine Auswertung der Bremer Grundwassermessstellen erforderlich, um wirtschaftliche Profillängen zu erreichen.

6.2 Bodenkennwerte für die Vorbemessung einer Hochwasserschutzwand

Nach den vorliegenden Erkenntnissen können für die Bemessung der Hochwasserschutzwand folgende Bodenkennwerte angesetzt werden:

Querprofil 1 – Anlage 2.1.1

Höhe		Wichte	Winkel der inneren Reibung	Köhäsion
[m NN]	Bodenart	γ_k / γ'_k [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kN/m ²]
GOK bis + 4,6	Auffüllung, Schluff	16/6	17,5	5
+ 4,6 bis + 1,2	Sandauffüllung, Bauschutt	18/9	32,5	0
+ 1,2 bis – 2,5	Sand	18/9	32,5	0
ab – 2,5	Sand	19/10	35	0

Querprofil 2 – Anlage 2.1.2

Höhe		Wichte	Winkel der inneren Reibung	Köhäsion
[m NN]	Bodenart	γ_k / γ'_k [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kN/m ²]
GOK bis + 4,0	Sandauffüllung, Bauschutt	18/9	32,5	0
+ 4,0 bis + 2,5	Auffüllung, Schluff	16/6	17,5	5
+ 2,5 bis – 3,0	Auffüllung Sand/Sand	18/9	32,5	0
ab – 3,0	Sand	19/10	35	0

Querprofil 3 – Anlage 2.1.2

Höhe		Wichte	Winkel der inneren Reibung	Köhäsion
[m NN]	Bodenart	γ_k / γ'_k [kN/m ³]	φ' [°]	c' [kN/m ²]
GOK bis + 6,5	Auffüllung, Sand	18/9	32,5	0
+ 6,5 bis + 2,7	Auffüllung mit Bauschutt	19/10	35	0
+ 2,7 bis – 2,0	Sand, Schluff	18/9	20	5
ab – 2,0	Sand	19/10	35	0

Querprofil 4 – Anlage 2.1.3

Höhe		Wichte	Winkel der inneren Reibung	Köhäsion
[m NN]	Bodenart	γ_k / γ'_k [kN/m ³]	φ' [°]	c' [kN/m ²]
GOK bis + 3,0	Auffüllung, Sand, schluffig	18/9	30	0
ab + 3,0	Sand	18/9	32,5	0

Querprofil 5 – Anlage 2.1.3

Höhe		Wichte	Winkel der inneren Reibung	Köhäsion
[m NN]	Bodenart	γ_k / γ'_k [kN/m ³]	φ' [°]	c' [kN/m ²]
GOK bis + 3,4	Auffüllung, Sand und Bauschutt	18/9	32,5	0
+ 3,4 bis + 2,7	Schluff	17/7	20	5
+ 2,7 bis – 4,0	Sand	18/9	32,5	0
ab – 4,0	Sand	19/10	35	0

Querprofil 6 – Anlage 2.1.4

Höhe		Wichte	Winkel der inneren Reibung	Köhäsion
[m NN]	Bodenart	γ_k / γ'_k [kN/m ³]	φ' [°]	c' [kN/m ²]
GOK bis + 2,3	Auffüllung, Sand und Bauschutt	18/9	32,5	0
+ 2,3 bis - 4,7	Sand	18/9	32,5	0
ab - 4,7	Sand	19/10	35	0

Querprofil 7 – Anlage 2.1.4

Höhe		Wichte	Winkel der inneren Reibung	Köhäsion
[m NN]	Bodenart	γ_k / γ'_k [kN/m ³]	φ' [°]	c' [kN/m ²]
GOK bis - 1,5	Sandauffüllung	18/9	30	0
- 1,5 bis - 2,0	Schluff	17/7	20	5
ab - 2,0	Sand	19/10	35	0

Querprofil 8 – Anlage 2.1.6

Höhe		Wichte	Winkel der inneren Reibung	Köhäsion
[m NN]	Bodenart	γ_k / γ'_k [kN/m ³]	φ' [°]	c' [kN/m ²]
GOK bis + 4,2	Auffüllung, Schluff	17/7	17,5	5
+ 4,2 bis + 2,7	Auffüllung, Schluff	17/7	20	0
+ 2,7 bis + 0,0	Schluff	17/7	20	7,5
ab - 0,0	Sand	19/10	35	0

Querprofil 9 – Anlage 2.1.6 / BS 19 und 20

Höhe		Wichte	Winkel der inneren Reibung	Köhäsion
[m NN]	Bodenart	γ_k / γ'_k [kN/m ³]	φ' [°]	c' [kN/m ²]
GOK bis + 3,3	Auffüllung, Schluff	17/7	20	5
+ 3,3 bis + 0,0	Schluff	17/7	20	10
ab + 0,0	Sand	19/10	35	0

Querprofil 10

Höhe		Wichte	Winkel der inneren Reibung	Köhäsion
[m NN]	Bodenart	γ_k / γ'_k [kN/m ³]	φ' [°]	c' [kN/m ²]
GOK bis + 3,6	Auffüllung, Bauschutt	18/9	32,5	0
+ 3,6 bis + 2,6	Auffüllung, Schluff	17/7	20	5
+ 2,6 bis – 1,3	Sand	18/9	32,5	0
ab – 1,3	Sand	19/10	35	0

6.3 Hinweise zum Einbringen der Spundwände

Das notwendige Lichtprofil zum Einbringen von Spundwänden ist abhängig von den notwendigen Spundwandlängen.

Im allgemeinen kann unabhängig vom Einpressen oder Einrammen von einer notwendigen lichten Höhe von ca. 6 m + „Spundwandlänge“ ausgegangen werden.

Wirkliche Unterschiede ergeben sich zwischen den beiden Verfahren (Vibrieren oder Einpressen) bei den Erschütterungen und der Lärmbelastigung sowie der erreichbaren Tiefen.

7 Zusammenfassung

Im Uferbereich der Stadtstrecke besteht der Baugrund aus inhomogenen Auffüllung aus hauptsächlich Sand und Bauschutt, der von Schluffen und Wesersanden unterlagert wird.

Aufgrund der größtenteils nichtbindigen Auffüllungen ist eine ungehinderte Uferinfiltration möglich.

Auf der Wasserseite besteht durch schnell sickernde Hochwasserstände die Gefahr von lokalen Abrutschungen.

Ab Geländehöhen von + 6,75 m NN ist in ungünstigen Fällen die Auftriebssicherheit nicht mehr gegeben.

Es wird empfohlen, die lokale Deichstandsicherheit durch konstruktive Maßnahmen (Telverguss) zu erhöhen und die angenommenen Randbedingungen zu überprüfen.

Im Bereich der Piepe wird eine Fußspundwand auf der Binnenseite empfohlen.

Weitere Einzelheiten und die Nachweise zur Standsicherheit sowie zur Auftriebssicherheit sind im Bericht gegeben.

Nach Festlegung der Lage und notwendigen Länge der Konstruktion ist ggf. ein hydraulischer Zuschlag zu berücksichtigen. Ggf. sind ergänzende Baugrundaufschlüsse und Standsicherheitsnachweise in allen Querschnitten erforderlich.

Dipl.-Ing. Mark Gregull

Dr.-Ing. von Bloh
Geschäftsführer

Verteiler/Anlagen ...



Verteiler:

Bauherr:

Bremischer Deichverband am linken Weserufer

Warturmer Heerstr. 125

28197 Bremen

4 x

8 Anlagenverzeichnis

I N H A L T	Anlage Nr.	
	von	bis
1. Lagepläne		
1.1 Lageplan Maßstab 1 : 15.000	1.1	1.2
1.2 Ausschnitt Baugrundkarte	1.3	
2. Felduntersuchungen		
2.1 Bodenprofile aus Sondierbohrungen	2.1.1	2.1.7
3. Laboruntersuchungen		
3.1 Korngrößenverteilungen	3.1.1	3.1.2
3.2 Bodenmechanische Kennziffern	3.2.1	3.2.3
4. Gutachten		
4.1 Deichstandsicherheit	4.1.1	4.3.3
4.2 Auftriebsberechnung	5.1	5.3