

GRUNDBAUINGENIEURE STEINFELD UND PARTNER

BERATENDE INGENIEURE mbB

U-Bahnlinie U5 Ost City Nord bis Bramfeld Entwurfsplanung

1. Bericht

Geotechnisches und
hydrogeologisches Gutachten

Hamburg, den 20. Februar 2019 - Auftr.-Nr. 022445

REIMERSBRÜCKE 5, D-20457 HAMBURG · TELEFON (040) 38 91 39-0 · TELEFAX (040) 380 91 70



Inhaltsverzeichnis

	<u>Seite</u>
1. Veranlassung	1
2. Unterlagen.....	2
3. Angaben zum Trassenverlauf des Bauabschnittes Ost	7
4. Ergebnisse der Baugrunduntersuchungen.....	9
4.1 Baugrundaufschluss.....	9
4.2 Baugrundaufbau	14
4.2.1 Generelle Angaben	14
4.2.2 Auffüllungen.....	15
4.2.3 Holozäne bis weichselzeitliche Ablagerungen	16
4.2.4 Eemzeitliche Ablagerungen.....	16
4.2.5 Saalezeitliche Ablagerungen.....	17
4.2.6 Elsterzeitliche Ablagerungen.....	20
4.3 Lagerungsdichten der Sande	23
5. Wasserverhältnisse	23
5.1 Allgemeines	23
5.2 Grundwasserstände.....	25
5.3 Grundwasserzusammensetzung	30
6. Bodenmechanische Laborversuche	34
6.1 Allgemeines	34
6.2 Organische Weichschichten.....	35
6.2.1 Wassergehalt	35
6.2.2 Korngrößenverteilung Kalkmudde.....	36
6.2.3 Wichte.....	36
6.2.4 Glühverlust organische Weichschichten	37
6.2.5 Kalkgehalt Kalkmudde.....	37
6.2.6 Zusammendrückbarkeit	37



	<u>Seite</u>
6.3 Sande und Kiese.....	38
6.3.1 Korngrößenverteilung	38
6.3.2 Wasserdurchlässigkeit	40
6.4 Geschiebemergel und Geschiebelehm.....	41
6.4.1 Wassergehalt	41
6.4.2 Korngrößenverteilung	42
6.4.3 Wichte.....	43
6.4.4 Glühverlust Geschiebemergel.....	44
6.4.5 Kalkgehalt.....	44
6.4.6 Konsistenzgrenzen	44
6.4.7 Schrumpfgrenze	46
6.4.8 Zusammendrückbarkeit	47
6.4.9 Undrained Scherfestigkeit	48
6.4.10 Effektive Scherparameter	49
6.5 Beckenschluff und Beckenton	49
6.5.1 Wassergehalt	49
6.5.2 Korngrößenverteilung	50
6.5.3 Wichte.....	50
6.5.4 Glühverlust Beckenschluff/-ton.....	51
6.5.5 Kalkgehalt.....	51
6.5.6 Konsistenzgrenzen	52
6.5.7 Schrumpfgrenze	53
6.5.8 Zusammendrückbarkeit	54
6.5.9 Effektive Scherparameter	55
6.5.10 Quellversuche	55
6.5.11 Tonmineralanalysen	56
6.6 Lauenburger Ton.....	57
6.6.1 Wassergehalt	57
6.6.2 Korngrößenverteilung	57
6.6.3 Wichte.....	58
6.6.4 Glühverlust Lauenburger Ton.....	59
6.6.5 Kalkgehalt.....	59
6.6.6 Konsistenzgrenzen	59



	<u>Seite</u>
6.6.7 Schrumpfgrenze	61
6.6.8 Zusammendrückbarkeit	61
6.6.9 UndrÄnierte Scherfestigkeit	62
6.6.10 Effektive Scherparameter	62
6.6.11 Quellversuche	63
6.6.12 Tonmineralanalysen	64
6.7 AbrasivitÄt der sandigen und gemischtkörnigen Böden.....	65
7. Charakteristische Bodenkennwerte und Bodengruppen.....	66
8. Geotechnische Empfehlungen und Bemessungsangaben zum Tunnelvortrieb	68
8.1 Baugrund und Wasser im Trassenbereich, Bemessungswasserstände.....	68
8.2 Angaben zur Wahl der Tunnelbohrmaschine	73
8.3 Bemessung des Tunnelausbaues	77
8.4 Hinweise zum Vortrieb.....	80
8.4.1 Stützung der Ortsbrust, AusblÄsersicherheit.....	80
8.4.2 Auswirkung des Vortriebs auf die Umgebung	81
8.4.3 Geplante BauhilfsmaÙnahmen	82
8.4.4 Ein- und Ausfahrtsicherungen	82
8.4.5 Angaben zur Separationsanlage	83
8.4.6 Baubegleitende Messungen	84
8.4.7 Zustandsfeststellung	85
9. Geotechnische Empfehlungen und Bemessungsangaben zu den Bauwerken in offener Bauweise	85
9.1 Haltestelle City Nord.....	85
9.1.1 Geplantes Bauwerk und Baugrube.....	85
9.1.2 Baugrund- und Grundwasserverhältnisse.....	86
9.1.3 System und Bemessung des Baugrubenverbaues	89
9.1.4 Herstellung der SchlitzwÄnde	91
9.1.5 R¼ckverankerung der Unterwasserbetonsohlen.....	92
9.1.6 Baugrubenaushub, bauzeitliche Trockenhaltung und Auftriebssicherung	94
9.1.7 Trockenhaltung und Auftriebssicherheit des Haltestellenbauwerks im Endzustand.....	96
9.1.8 Gründung und Bemessung des Haltestellenbauwerks	96
9.1.9 Bauwerkssetzungen.....	97



	<u>Seite</u>
9.2	Kehr- und Abstellanlage City Nord98
9.2.1	Geplantes Bauwerk und Baugrube.....98
9.2.2	Baugrund- und Grundwasserverhältnisse.....98
9.2.3	System und Bemessung des Baugrubenverbaues 100
9.2.4	Bauzeitliche Trockenhaltung und Auftriebssicherung..... 101
9.2.5	Trockenhaltung und Auftriebssicherheit der KAA im Endzustand.. 101
9.2.6	Gründung und Bemessung der KAA 101
9.2.7	Bauwerkssetzungen..... 102
9.3	Tunnel- und Trogstrecke zwischen der KAA und der Haltestelle Sengelmannstraße..... 102
9.3.1	Geplantes Bauwerk und Baugrube..... 102
9.3.2	Baugrund- und Grundwasserverhältnisse..... 104
9.3.3	System und Bemessung des Baugrubenverbaues 105
9.3.4	Bauzeitliche Trockenhaltung und Auftriebssicherung..... 106
9.3.5	Trockenhaltung und Auftriebssicherheit der der Tunnel- und Trogstrecke im Endzustand 107
9.3.6	Gründung und Bemessung der Tunnel- und Trogstrecke..... 107
9.3.7	Bauwerkssetzungen..... 108
9.4	Brücken Sengelmannstraße..... 108
9.4.1	Geplante Bauwerke 108
9.4.2	Baugrund- und Grundwasserverhältnisse..... 109
9.4.3	Bohrpfahlgründung 111
9.4.4	Axiale Pfahltragfähigkeit..... 111
9.4.5	Setzungsverhalten der Bohrpfahlgründung 112
9.4.6	Horizontale Pfahlbelastung..... 113
9.5	Überwerfungsbauwerk mit Trog- und Tunnelstrecken bis zum Startschacht..... 114
9.5.1	Geplante Bauwerke und Baugruben..... 114
9.5.2	Baugrund- und Grundwasserverhältnisse..... 116
9.5.3	System und Bemessung des Baugrubenverbaues 119
9.5.4	Baugrubenaushub..... 120
9.5.5	Bauzeitliche Trockenhaltung und Auftriebssicherung..... 121
9.5.6	Trockenhaltung und Auftriebssicherheit der Rechteckttunnel im Endzustand..... 122



	<u>Seite</u>
9.5.7 Gründung und Bemessung der Trogstrecken und der Rechtecktunnel.....	122
9.5.8 Bauwerkssetzungen.....	122
9.6 Startschacht.....	123
9.6.1 Geplantes Bauwerk und Baugrube.....	123
9.6.2 Baugrund- und Grundwasserverhältnisse.....	124
9.6.3 System und Bemessung des Baugrubenverbaues	125
9.6.4 Baugrubenaushub.....	126
9.6.5 Bauzeitliche Trockenhaltung und Auftriebssicherung.....	126
9.6.6 Trockenhaltung und Auftriebssicherheit des Rechtecktunnels im Endzustand.....	127
9.6.7 Gründung und Bemessung des Rechtecktunnels	127
9.6.8 Bauwerkssetzungen.....	127
9.7 Notausgang Rübenkamp.....	128
9.7.1 Geplantes Bauwerk und Baugrube.....	128
9.7.2 Baugrund- und Grundwasserverhältnisse.....	129
9.7.3 System und Bemessung des Baugrubenverbaues	130
9.7.4 Baugrubenaushub.....	130
9.7.5 Bauzeitliche Trockenhaltung und Auftriebssicherung.....	131
9.7.6 Trockenhaltung und Auftriebssicherheit des Notausgangs Rübenkamp im Endzustand	131
9.7.7 Gründung und Bemessung des Notausgangs Rübenkamp	131
9.7.8 Bauwerkssetzungen.....	132
9.8 Haltestelle Nordheimstraße.....	132
9.8.1 Geplantes Bauwerk und Baugrube.....	132
9.8.2 Baugrund- und Grundwasserverhältnisse.....	133
9.8.3 System und Bemessung des Baugrubenverbaues	136
9.8.4 Bauzeitliche Rückverankerung der Baugrubenwände	137
9.8.5 Baugrubenaushub.....	138
9.8.6 Bauzeitliche Trockenhaltung und Auftriebssicherung.....	139
9.8.7 Trockenhaltung und Auftriebssicherheit des Haltestellenbauwerks im Endzustand.....	139
9.8.8 Gründung und Bemessung des Haltestellenbauwerks	140
9.8.9 Bauwerkssetzungen.....	140



	<u>Seite</u>
9.9 Notausgang Steilshooper Allee.....	141
9.9.1 Geplantes Bauwerk und Baugrube.....	141
9.9.2 Baugrund- und Grundwasserverhältnisse.....	141
9.9.3 System und Bemessung des Baugrubenverbaues	143
9.9.4 Baugrubenaushub.....	143
9.9.5 Bauzeitliche Trockenhaltung und Auftriebssicherung.....	144
9.9.6 Trockenhaltung und Auftriebssicherheit des Notausgangs im Endzustand.....	144
9.9.7 Gründung und Bemessung des Notausgangs Steilshooper Allee	144
9.9.8 Bauwerkssetzungen.....	145
9.10 Haltestelle Steilshoop.....	145
9.10.1 Geplantes Bauwerk und Baugrube.....	145
9.10.2 Baugrund- und Grundwasserverhältnisse.....	147
9.10.3 System und Bemessung des Baugrubenverbaues	150
9.10.4 Baugrubenaushub.....	150
9.10.5 Bauzeitliche Trockenhaltung und Auftriebssicherung.....	151
9.10.6 Trockenhaltung und Auftriebssicherheit des Haltestellenbauwerks im Endzustand.....	153
9.10.7 Gründung und Bemessung des Haltestellenbauwerks	153
9.10.8 Bauwerkssetzungen.....	154
9.11 Notausgang Gründgensstraße	154
9.11.1 Geplantes Bauwerk und Baugrube.....	154
9.11.2 Baugrund- und Grundwasserverhältnisse.....	155
9.11.3 System und Bemessung des Baugrubenverbaues	156
9.11.4 Baugrubenaushub.....	156
9.11.5 Bauzeitliche Trockenhaltung und Auftriebssicherung.....	157
9.11.6 Trockenhaltung und Auftriebssicherheit des Notausgangs im Endzustand.....	157
9.11.7 Gründung und Bemessung des Notausgangs Gründgensstraße....	157
9.11.8 Bauwerkssetzungen.....	158



	<u>Seite</u>
9.12 Notausgang Fabriciusstraße.....	158
9.12.1 Geplantes Bauwerk und Baugrube.....	158
9.12.2 Baugrund- und Grundwasserverhältnisse.....	159
9.12.3 System und Bemessung des Baugrubenverbaues	160
9.12.4 Baugrubenaushub.....	161
9.12.5 Bauzeitliche Trockenhaltung und Auftriebssicherung.....	161
9.12.6 Trockenhaltung und Auftriebssicherheit des Notausgangs im Endzustand.....	161
9.12.7 Gründung und Bemessung des Notausgangs Fabriciusstraße	162
9.12.8 Bauwerkssetzungen.....	162
9.13 Haltestelle Bramfeld.....	162
9.13.1 Geplantes Bauwerk und Baugrube.....	162
9.13.2 Baugrund- und Grundwasserverhältnisse.....	164
9.13.3 System und Bemessung des Baugrubenverbaues	167
9.13.4 Bauzeitliche Rückverankerung der Baugrubenwände	167
9.13.5 Baugrubenaushub.....	169
9.13.6 Bauzeitliche Trockenhaltung und Auftriebssicherung.....	170
9.13.7 Trockenhaltung und Auftriebssicherheit des Haltestellenbauwerks im Endzustand.....	171
9.13.8 Gründung und Bemessung des Haltestellenbauwerks und des Fußgängertunnels Ausgang West.....	171
9.13.9 Bauwerkssetzungen.....	172
9.14 Zielschacht.....	172
9.14.1 Geplantes Bauwerk und Baugrube.....	172
9.14.2 Baugrund- und Grundwasserverhältnisse.....	173
9.14.3 System und Bemessung des Baugrubenverbaues	176
9.14.4 Bauzeitliche Rückverankerung der Baugrubenwände	176
9.14.5 Baugrubenaushub.....	177
9.14.6 Bauzeitliche Trockenhaltung und Auftriebssicherung.....	177
9.14.7 Trockenhaltung und Auftriebssicherheit des Notausgangs Heukoppel im Endzustand.....	178
9.14.8 Gründung und Bemessung des Notausgangs Heukoppel.....	178
9.14.9 Bauwerkssetzungen.....	178



	<u>Seite</u>
10. Weitere Hinweise zur Bauausführung.....	179
10.1 Wassermanagement und Herstellung der Unterwasserbetonsohlen	179
10.2 Überschüttung der Bauwerke.....	180
10.3 Baubegleitende Messungen	180
10.4 Geotechnische Bauüberwachung	181
10.5 Zustandsfeststellung	182
11. Beurteilung der Auswirkungen des Bauvorhabens auf die hydrogeologischen Verhältnisse in der Umgebung.....	182
11.1 Tübbingtunnel.....	182
11.2 Offene Baugruben	182
12. Zusammenfassung.....	187



Anlagenverzeichnis

022445/1	Übersichtslageplan, M 1 : 10.000
022445/2.1 bis 2.6	Lagepläne der Baugrundaufschlüsse, M 1 : 1000
022445/3.1 bis 3.6	Geologischer Längsschnitt U5 Gleis 1, M 1 : 1.000/200
022445/3.7 bis 3.8	Geologische Längsschnitte U1, M 1 : 1.000/200
022445/4.1 bis 4.46	Bohrprofile, Sondierdiagramme und Grundwassermessstellen
022445/5.1 bis 5.16	Grundwasserganglinien und Grundwassergleichenplan
022445/6.1 bis 6.38	Grundwasseranalysen
022445/7.1 bis 7.7	Kornverteilungskurven
022445/8.1 bis 8.4	Konsistenzgrenzen
022445/9.1 bis 9.5	Kompressionsversuche
022445/10.1 bis 10.3	Einaxiale Druckversuche
022445/11.1 bis 11.4	Scherversuche
022445/12.1 bis 12.2	Quellversuche
022445/13.1 bis 13.2	Kornformuntersuchungen und Tonmineralanalysen
022445/14.1 bis 14.22	Bemessungsprofile



Hamburger Hochbahn AG
Steinstraße 5
20095 Hamburg

Reimersbrücke 5
20457 Hamburg
Telefon: 040 389139-0
Telefax: 040 3809170
www.steinfeld-und-partner.de
Steuer-Nr.: 48/661/00263
USt-IdNr.: DE 117943142
DNV GL Zertifiziertes Management-
System mit dem Standard SCC**: 2011

Auftragsnummer

022445

20. Februar 2019
- Bt/EI -

U-Bahnlinie U5 Ost, City Nord bis Bramfeld
Entwurfsplanung
hier: Geotechnisches und hydrogeologisches Gutachten

Anlagen: s. Anlagenverzeichnis

1. Bericht

1. Veranlassung

Die Hamburger Hochbahn AG plant den ersten ca. 6 km langen Abschnitt Ost der neuen U-Bahn-Linie U5 mit fünf Haltestellen zwischen den Stadtteilen City Nord und Bramfeld.

Auftragsgemäß legen wir mit dem vorliegenden Bericht die Baugrundbeurteilung, die Beschreibung der hydrogeologischen Verhältnisse sowie die geotechnischen Vorgaben und Empfehlungen für die Entwurfsplanung des Abschnittes U5 Ost vor. Die Ergebnisse der zeitgleich ausgeführten Beurteilung der Schadstoffbelastung der anstehenden Böden sind in einem separaten Bericht dokumentiert.



2. Unterlagen

Für die Bearbeitung stehen uns die nachfolgend genannten Unterlagen zur Verfügung:

Von der ZPP Ingenieure AG, Niederlassung Hamburg, und
der IMM Maidl & Maidl Beratende Ingenieure GmbH & Co. KG, Bochum:

- U 2.1 Entwurfsplanung U5 Ost City Nord bis Bramfeld mit zeichnerischer Darstellung der geplanten Haltestellen, Abstellanlagen, Trogstrecken, Start- und Zielschächte, Notausstiege, des Überwerfungsbauwerks der U1, der Schildvortriebsstrecke sowie dem Erläuterungsbericht, Stand 31.10.2018
- U 2.2 Angabe der rechnerischen Bodenpressungen der in offener Bauweise hergestellten Haltestellen und Notausgängen sowie Tunnel- bzw. Trogstrecken per Mail vom 03.07.2018, 30.11.2018 und 14.12.2018
- U 2.3 Pfahllasten der Tiefgründung der Brücken über die Sengelmanstraße, aufgestellt von der König und Heunisch Planungsgesellschaft mbh, Leipzig Eingang per Mail vom 04.12.2018

Von der Wilhelm Soltau Brunnenbau GmbH, Seevetal:

- U 2.4 Schichtenverzeichnisse mit Höhenaufmaß der Bohransatzpunkte und gestört entnommene Bodenproben aus 8 konventionellen Maschinenbohrungen (B 1 bis B 8) nach DIN EN ISO 4021 bis in eine Tiefe von rd. 35 m unter Bohransatzpunkt; Maschinenbohrungen ausgeführt im Zeitraum vom 15.06. bis 22.07.2015 für die Machbarkeitsuntersuchung
- U 2.5 Schichtenverzeichnisse mit Höhenaufmaß der Bohransatzpunkte und 719 gestört entnommene Bodenproben aus 31 konventionellen Maschinenbohrungen (B 31 bis B 52, B 54 bis B 59 und B 61 bis B 63) nach DIN EN ISO 22475-1 bis in eine Tiefe von rd. max. 65 m unter Bohransatzpunkt; Maschinenbohrungen ausgeführt im Zeitraum vom 29.08.2016 bis 06.02.2017 für die Vorentwurfsplanung
- U 2.6 Schichtenverzeichnisse mit Höhenaufmaß der Bohransatzpunkte und 54 gestört entnommene Bodenproben aus 5 Kleinbohrungen (BS 1 bis BS 5) nach DIN EN ISO 22475-1 bis in eine Tiefe von rd. max. 14,5 m unter Bohransatzpunkt; Kleinbohrungen ausgeführt im Zeitraum vom 30.09.2016 bis 07.10.2016 für die Vorentwurfsplanung
- U 2.7 Schichtenverzeichnisse mit Höhenaufmaß der Bohransatzpunkte und 274 gestört entnommene Bodenproben sowie 18 ungestört entnommenen Sonderproben aus 8 konventionellen Maschinenbohrungen (B 64 bis B 71) nach DIN EN ISO 22475-1 bis in eine Tiefe von rd. max. 65 m unter Bohransatzpunkt; Maschinenbohrungen ausgeführt im Zeitraum vom 18.09.2017 bis 11.10.2017 für die Alternativstrecke Nordheimstraße
- U 2.8 Schichtenverzeichnisse mit Höhenaufmaß der Bohransatzpunkte und 1.432 gestört entnommene Bodenproben sowie 134 ungestört entnommenen Sonderproben aus 43 konventionellen Maschinenbohrungen (B 20/17 bis B 31/17, B 70-1/17 bis B 70-4/17 und B 73/17 bis B 90/17) nach DIN EN ISO 22475-1 bis in eine Tiefe von rd. max. 85,5 m unter Bohransatzpunkt; Maschinenbohrungen ausgeführt im Zeitraum vom 17.01.2018 bis 10.10.2018 für die Entwurfsplanung



- U 2.9 Ergebnisse der chemischen Analysen auf Betonaggressivität nach DIN 4030, Stahl-aggressivität nach DIN 50929 und Einleitparameter von je einer Wasserprobe aus der GWM B 43, Prüfbericht PR-16-JH-000095-01 vom 25.10.2016; der GWM B 46, Prüfbericht PR-16-JH-000096-01 vom 25.10.2016; der GWM B 59, Prüfbericht AR-16-JH-002817-01 vom 12.12.2016; ausgeführt von der Eurofins Umwelt Nord GmbH, Hamburg, und von zwei Wasserproben aus der GWM B 61; Prüfbericht 17-04304-001/1, ausgeführt von der UCL Umwelt Control Labor GmbH, Hamburg, für die Vorentwurfsplanung
- U 2.10 Ergebnisse der chemischen Analysen auf Betonaggressivität nach DIN 4030, Stahl-aggressivität nach DIN 50929 und Einleitparameter von je einer Wasserprobe aus der GWM B 67, Prüfbericht Nr. 17-51337-001/1 vom 18.10.2017 und der GWM B 70, Prüfbericht Nr. 17-48273-001/2 vom 29.09.2017; ausgeführt von der UCL Umwelt Control Labor GmbH, Kiel, für die Alternativstrecke Nordheimstraße
- U 2.11 Ergebnisse der chemischen Analysen auf Betonaggressivität nach DIN 4030, Stahl-aggressivität nach DIN 50929, Einleitparameter sowie Zusatzparameter für den Schildvortrieb von je einer Wasserprobe aus der GWM B 20-1/17, Prüfbericht 2018P513056/1 vom 13.07.2018; der GWM B 20-2/17, Prüfbericht 2018P513057/1 vom 13.07.2018; der GWM B 21-1/17, Prüfbericht 2018P514222/1 vom 02.08.2018; der GWM B 21-2/17, Prüfbericht 2018P514223/1 vom 19.07.2018; der GWM B 27/17, GWM B 27-1/17 und GWM B 77/17, Prüfbericht 2018P505201/2 vom 04.05.2018; der GWM B 31/17 und GWM B 31-1/17, Prüfbericht 2018P508116/1 vom 08.05.2018; der GWM B 73-1/17, Prüfbericht 2018P510809/1 vom 15.06.2018; der GWM B 75-1/17, Prüfbericht 2018P509132/1 vom 24.05.2018; der GWM B 80/17, Prüfbericht 2018P502605/1 vom 13.02.2018; der GWM B 86/17, Prüfbericht 2018P510572/1 vom 13.06.2018; der GWM B 86-1/17, Prüfbericht 2018P510573/1 vom 13.06.2018; der GWM B 89-1/17, Prüfbericht 2018P502493/2 vom 26.02.2018 und der GWM B 89-2/17, Prüfbericht 2018P502492/2 vom 26.02.2018 ausgeführt von der GBA Gesellschaft für Bioanalytik mbH, Pinneberg, für die Entwurfsplanung

Von der Nortmann GmbH, Neu Wulmstorf:

- U 2.12 Schichtenverzeichnisse mit Höhenaufmaß der Bohransatzpunkte und 455 gestört entnommene Bodenproben aus 21 konventionellen Maschinenbohrungen (B 9 bis B 27, B 30 und B 60) nach DIN EN ISO 4021 bis in eine Tiefe von rd. max. 40 m unter Bohransatzpunkt; Maschinenbohrungen ausgeführt im Zeitraum vom 08.09.2016 bis 11.04.2017 für die Vorentwurfsplanung
- U 2.13 Schichtenverzeichnisse mit Höhenaufmaß der Bohransatzpunkte und 40 gestört entnommene Bodenproben aus 4 Kleinbohrungen (BS 1/17 bis BS 4/17) nach DIN EN ISO 22475-1 bis in eine Tiefe von rd. 15 m unter Bohransatzpunkt und Ergebnisse mit Höhenaufmaß von 2 Rammsondierungen (DPL 1/17 und DPL 2/17) mit der Leichten Rammsonde nach ehem. DIN 4094 bis in eine Tiefe von max. 3,5 m unter Sondieransatzpunkt; Kleinbohrungen und Rammsondierungen ausgeführt im Zeitraum vom 13.09.2017 bis 18.09.2017 für den Umbau der Haltestelle Sengelmanstraße



- U 2.14 Schichtenverzeichnisse mit Höhenaufmaß der Bohransatzpunkte und gestört entnommene Bodenproben aus 11 Kleinbohrungen (BS 14/17 bis BS 22/17, BS 18.1 und BS 19.1) nach DIN EN ISO 22475-1 bis in eine Tiefe von rd. 15 m unter Bohransatzpunkt; Kleinbohrungen ausgeführt im Zeitraum vom 04.10.2017 bis 11.10.2017 für die Vorentwurfsplanung im Bereich Bramfelder Dorfgraben
- U 2.15 Ergebnisse der chemischen Analysen auf Betonaggressivität nach DIN 4030, Stahlaggressivität nach DIN 50929 und Einleitparameter von je einer Wasserprobe aus der GWM B 10 und GWM B 16, Prüfbericht 2016P514365/1 vom 06.10.2016; der GWM B 14, Prüfbericht 2016P516711/1 vom 15.11.2016; der GWM B 25, Prüfbericht 2016P519413 vom 20.12.2016; der GWM B 30, Prüfbericht 2016P517143/1 vom 18.11.2016 und einer Nachanalyse aus der GWM B 16, Prüfbericht 2017P506494/1 vom 27.04.2017, ausgeführt von der GBA Gesellschaft für Bioanalytik mbH, Pinneberg, für die Vorentwurfsplanung

Von der Umwelttechnik & Brunnenbau Wöltjen GmbH, Nienburg:

- U 2.16 Schichtenverzeichnisse mit Höhenaufmaß der Bohransatzpunkte und 882 gestört entnommene Bodenproben sowie 73 ungestört entnommenen Sonderproben aus 25 konventionellen Maschinenbohrungen (B 1/17 bis B 19/17, B 35/17, B 36/17 und B 68/17) nach DIN EN ISO 22475-1 bis in eine Tiefe von max. rd. 70 m unter Bohransatzpunkt; Maschinenbohrungen ausgeführt im Zeitraum vom 08.01.2018 bis 06.07.2018 für die Entwurfsplanung
- U 2.17 Schichtenverzeichnisse mit Höhenaufmaß der Bohransatzpunkte und 488 gestört entnommene Bodenproben aus 49 Kleinbohrungen (BS 26/17 bis BS 74/17) nach DIN EN ISO 22475-1 bis in eine Tiefe von rd. 16 m unter Bohransatzpunkt; Kleinbohrungen ausgeführt durch die Baugrund Salzgitter GmbH im Zeitraum vom 06.02.2018 bis 04.09.2018 für die Entwurfsplanung
- U 2.18 Ergebnisse der chemischen Analysen auf Betonaggressivität nach DIN 4030, Stahlaggressivität nach DIN 50929, Einleitparameter sowie Zusatzparameter für den Schildvortrieb von je einer Wasserprobe aus den GWM B 11/17, Prüfbericht 2018P507162/1 vom 25.04.2018; GWM B 12/17 und GWM B 18/17, Prüfbericht 2018P505722/1 vom 05.04.2018; GWM B 36/17, Prüfbericht 2018P512818/1 vom 10.07.2018; GWM B 36-1/17, Prüfbericht 2018P512817/1 vom 11.07.2018; ausgeführt von der GBA Gesellschaft für Bioanalytik mbH, Pinneberg, für die Entwurfsplanung

Von der Keller Grundbau GmbH, Isernhagen:

- U 2.19 Schichtenverzeichnisse mit Höhenaufmaß der Bohransatzpunkte und 831 gestört entnommene Bodenproben sowie 134 ungestört entnommenen Sonderproben aus 27 konventionellen Maschinenbohrungen (B 33/17, B 34/17, B 37/17 bis B 67/17, B 69/17, B 69-1/17, B 70/17, B 71/17 und B 72/17) nach DIN EN ISO 4021 bis in eine Tiefe von rd. max. 70 m unter Bohransatzpunkt; Maschinenbohrungen ausgeführt im Zeitraum vom 16.01.2018 bis 15.06.2018 für die Entwurfsplanung



U 2.20 Schichtenverzeichnisse mit Höhenaufmaß der Bohransatzpunkte und 15 gestört entnommene Bodenproben aus 2 Kleinbohrungen (BS 24/17 und BS 25/17) nach DIN EN ISO 22475-1 bis in eine Tiefe von rd. 16 m unter Bohransatzpunkt; Kleinbohrungen ausgeführt am 23.05.2018 für die Entwurfsplanung

U 2.21 Ergebnisse von 12 Drucksondierungen (DS 13/17 bis DS 22/17) nach DIN EN ISO 22476-2 bis in Tiefen von max. rd. 47 m unter Ansatzpunkt mit Darstellung des Spitzenwiderstandes, der Mantelreibung und des Reibungsverhältnisses; Drucksondierungen ausgeführt im Zeitraum vom 30.01.2018 bis 25.10.2018 für die Entwurfsplanung

Von der Fugro Consult GmbH, Lilienthal:

U 2.22 Ergebnisse von 15 Drucksondierungen (DS 1 bis DS 6 und DS 8 bis DS 16) nach DIN EN ISO 22476-2 bis in Tiefen von max. rd. 37,0 m unter Ansatzpunkt mit Darstellung des Spitzenwiderstandes, der Mantelreibung und des Reibungsverhältnisses; Drucksondierungen ausgeführt im Zeitraum vom 22.09. bis 30.11.2016 für die Vorentwurfsplanung

U 2.23 Ergebnisse von 23 Drucksondierungen (DS 1/17 bis DS 12.1/17 und DS 23/17 bis DS 26/17) nach DIN EN ISO 22476-2 bis in Tiefen von max. rd. 38,9 m unter Ansatzpunkt mit Darstellung des Spitzenwiderstandes, der Mantelreibung und des Reibungsverhältnisses; Drucksondierungen ausgeführt im Zeitraum vom 14.02.2018 bis 29.05.2018 für die Entwurfsplanung

Von der Hamburger Hochbahn AG, Hamburg:

U 2.24 Geotechnischer Bericht vom 21.09.2007, Lärmsanierung Güterumgehungsbahn Hamburg, mit den Bohrprofilen und Sondierdiagrammen der ausgeführten Kleinbohrungen und Leichten Rammsondierungen im Bereich der Haltestelle Sengelmannstraße, aufgestellt von der IGB Ingenieurgesellschaft mbH, Hamburg

U 2.25 Bohrprofile von 30 Kleinbohrungen mit Aufschlusstiefen bis zu 10 m unter GOK aus einer 2017 ausgeführten Baugrunderkundung für das Neubaugebiet Bramfeld 64 entlang des Bramfelder Dorfgrabens

Von der IMM Maidl & Maidl Beratende Ingenieure GmbH & Co. KG, Bochum:

U 2.26 Ingenieurgeologische Stellungnahme vom 06.05.2004 über den Baugrund und zur Gründung eines 2-geschossigen Gebäudes auf dem Grundstück Bramfelder Chaussee 259 in Hamburg-Bramfeld mit den Bohrprofilen von 12 Kleinbohrungen mit Aufschlusstiefen zwischen 4 m und 9 m unter GOK, aufgestellt vom Büro für Ingenieurgeologie Dr. Joh.-G. Zscheke & H. Kaiser, Hannover

Vom Institut Dr. Baermann & Partner Mikroanalytik, Hamburg:

U 2.27 BV U5 Ost, City Nord bis Bramfelder Dorfplatz in Hamburg, Bestimmung von Kornform und Rundungsgrad von Sanden und Geschiebemergel sowie Tonmineralanalysen, Bericht G 606-1-17 vom 19.05.2017



U 2.28 BV U5 Ost, City Nord bis Bramfeld in Hamburg, Bestimmung von Kornform und Rundungsgrad von Sanden und Geschiebemergeln sowie Tonmineral-Analysen an Beckenschluffen und Lauenburger Tonen, Bericht G 633-1-18 vom 12.10.2018

Von der Behörde für Umwelt und Energie, Amt für Umweltschutz, Wasserwirtschaft Hamburg:

U 2.29 Aufzeichnungen der Grundwasserganglinien in den Messstellen GWM 465, 5048, 707, 252 und 5955 für den Zeitraum 2005 bis 2018 mit den zugehörigen Stammdaten zum Messstellenausbau

Eigene Unterlagen:

U 2.30 U-Bahnlinie U5 Netzerweiterung 1. BA Bramfelder Dorfplatz - City Nord, Machbarkeitsuntersuchung, 1. Bericht vom 18.12.2015 – Stellungnahme zu den Ergebnissen der Vorerkundung zum Baugrundaufbau und den Wasserverhältnissen mit den Anlagen 020960/0 bis 5.8, unsere Auftr.-Nr. 020960

U 2.31 U-Bahnlinie U5 Ost, City Nord bis Bramfeld, Vorentwurfsplanung, 1. Bericht vom 01.12.2017, Geotechnisches und hydrogeologisches Gutachten sowie Schadstoffbeurteilung mit den Anlagen 021785/1 bis 15, unsere Auftr.-Nr. 021785

U 2.32 U-Bahnlinie U5 Ost, Alternativstrecke Nordheimstraße, 2. Bericht vom 15.01.2018, Geotechnisches und hydrogeologisches Gutachten mit den Anlagen 021785-4/1 bis 10, unsere Auftr.-Nr. 021785-4

U 2.33 U-Bahnlinie U5 Ost, Umbau Haltestelle Sengelmannstraße, 1. Bericht vom 24.07.2018, Geotechnisches Gutachten sowie Schadstoffbeurteilung mit den Anlagen 021785-5/1 bis 5, unsere Auftr.-Nr. 021785-5

U 2.34 Aufzeichnungen der Grundwasserganglinien in den Messstellen GWM B 1 und GWM B 4 bis B 7 im Zeitraum 16.10. bis 10.11.2015

U 2.35 Aufzeichnungen der Grundwasserganglinien in den Messstellen GWM B 10, B 14, B 16, B 25, B 30, B 43, B 46, B 59 und B 61 im Zeitraum vom 21.03. bis 11.05.2017

U 2.36 Aufzeichnung der Grundwasserganglinie in der Messstelle GWM B 70 im Zeitraum vom 30.10.2017 bis zum 04.01.2018

U 2.37 Aufzeichnungen der Grundwasserganglinien in den Messstellen GWM B 11/17, B 12/17, B 18/17, B 20-1/17, B 20-2/17, B 21-1/17, B 21-2/17, B 27/17, B 27-1/17, B 31/17, B 31-1/17, B 36/17, B 36-1/17, B 58/17, B 62-1/17, B 62-2/17, B 70/17, B 72/17, B 73-1/17, B 75-1/17, B 77/17, B 80/17, B 86/17, B 86-1/17, B 89/17 und B 89-1/17 entsprechend der Fertigstellung der Messstellen gestaffelt im Zeitraum zwischen dem 29.05.2018 und dem 21.08.2018

U 2.38 Geologische Karte von Hamburg M 1 : 25.000, Blatt 2326 Fuhlsbüttel, mit Erläuterungen und einer Übersichtskarte der Grundwassergleichen der saale- und weichselzeitlichen Grundwasserleiter, herausgegeben 2011 vom Geologischen Landesamt Hamburg



3. Angaben zum Trassenverlauf des Bauabschnittes Ost

Der Verlauf des rd. 6 km langen Abschnittes Ost der neuen U-Bahnlinie U5 ist den Übersichtsplänen in den Anlagen 022445/1.1 und 1.2 sowie den Teillageplänen in den Anlagen 022445/2.1 bis 2.6 und 2.2.1 zu entnehmen.

Die Trasse führt von der Haltestelle City Nord mit Mittelbahnsteig (vorläufige Endhaltestelle) und nördlich anschließender Kehr- und Abstellanlage in Tunnellage über eine Trogstrecke mit Unterquerung eines Güterbahngleises und des stadtauswärtigen Gleises der U1 zur Bestands- haltestelle Sengelmannstraße, an der zur vorhandenen Linie U1 umgestiegen werden kann. Die Haltestelle City Nord, die Kehr- und Abstellanlage und die Trogstrecke bis zur oberirdischen Haltestelle Sengelmannstraße werden in offener Bauweise erstellt.. Die Weiterführung der U5 in Richtung Osten erfolgt über ein neu zu errichtendes Brückenbauwerk über die Sengelmannstraße und ein anschließendes Überwerfungsbauwerk, mit dem die vier Richtungsgleise der U5 und der U1 sowie die Gleise zu der geplanten oberirdischen Abstellanlage der U5 und der neuen Betriebswerkstatt in zwei Ebenen entfädelt werden. Auch dieser Bauabschnitt wird in offener Bauweise hergestellt.

Ab dem so genannten „Gleisdreieck“ südlich der Feuerbergstraße liegen der weitere Streckenverlauf und die drei weiteren Haltestellen unterirdisch. Vor der Unterquerung des oberirdisch in Nord-Südrichtung verlaufenden Gütergleises und der S-Bahnstrecke der S1 beginnt der Schildvortrieb mit einer Tunnelröhre mit einem Durchmesser von rd. 11 m (Zweigleisschild). Der Schildvortrieb mit Herstellung des Streckentunnels in Tübbingbauweise wird bis zum Streckenende in Bramfeld geführt. Die in Richtung Osten weiterverlaufende Strecke verbindet die neuen, in offener Bauweise herzustellenden unterirdischen Haltestellen Nordheimstraße, Steilshoop und die Endhaltestelle Bramfeld im Bereich des Bramfelder Dorfplatzes. In den offenen Baugruben der Haltestellen wird die Schildvortriebsmaschine über eine Schildwiege durchgezogen. Die zwischen den Haltestellen angeordneten Baugruben der Notausgänge werden für die Schilddurchfahrt mit Kunstboden verfüllt, der anschließend wieder entfernt wird.



Hinter der Haltestelle Bramfeld wird in Richtung Heukoppel eine unterirdische zweigleisige Kehr- und Abstellanlage angeordnet, die bis zum Zielschacht im Bereich Heukoppel/Jahnkeweg im Schildvortrieb hergestellt wird. Zur Bergung der Schildvortriebsmaschine und zur Errichtung des erforderlichen Notausgangs am Ende der Kehr- und Abstellanlage wird der Zielschacht in offener Bauweise erstellt.

Auf den Streckenabschnitten des Schildvortriebs zwischen den Haltestellen werden vier Notausgangsbauwerke in offener Bauweise errichtet (NA Rübenkamp, Steilshooper Allee, Gründgensstraße und Fabriciusstraße).

Die Tunneltrasse verläuft überwiegend unterhalb von Straßenzügen (z. B. City Nord, Steilshoop, Bramfeld) oder von Kleingärten (z. B. Seebekquerung), unterquert aber auch Wohngebäude und Gewerbeflächen (z. B. Barmbek Nord, Steilshoop).

Die vorhandene Geländeoberkante liegt im Bereich der geplanten U-Bahntrasse auf Höhen zwischen ca. NN +13 m (City Nord) und ca. NN +26 m (Steilshoop). Im östlichen Teil der Strecke liegt zwischen den Hochpunkten Steilshoop mit bis zu NN +26 m und Bramfeld mit bis zu rd. NN +22 m die Niederungszone der Seebek mit Geländehöhen um rd. NN +16 m.

Die Gradienten des Schildvortriebstunnels ist als Kuppen-Wannen-Trassierung geplant. In den Anschlussbereichen an die hochliegenden Haltestellen Nordheimstraße, Steilshoop und Bramfeld liegt die Unterkante des Tunnels zwischen rd. 18 m und 24 m unter GOK. Damit liegt in diesen Bereichen die geringste Geländeüberdeckung von rd. 7,6 m bis 11 m über der Tunnelfirste vor. In den Wannenbereichen zwischen den Haltestellen taucht die Tunnelsohle bis in Tiefen von rd. 29 m bis 36 m unter GOK mit entsprechenden Überdeckungen von bis zu rd. 19 m bis 26 m über Tunnelfirste ab.



4. Ergebnisse der Baugrunduntersuchungen

4.1 Baugrundaufschluss

Im Zuge der 2015 durchgeführten Machbarkeitsuntersuchung für mehrere Trassenvarianten waren durch die W. Soltau Brunnenbau GmbH, Seevetal, bereits acht verrohrte Aufschlussbohrungen (B 1 bis B 8) mit je 35 m Tiefe im damals geplanten Trassenbereich abgeteuft und zu Grundwassermessstellen ausgebaut worden.

Ergänzend dazu wurden im Zeitraum vom 29.08.2016 bis zum 11.04.2017 im Rahmen der Vorentwurfsplanung zur weiteren Baugrunderkundung im Bereich der geplanten U-Bahn-Trasse in zwei Erkundungslosen von der Nortmann GmbH, Neu Wulmstorf, und der W. Soltau Brunnenbau GmbH, Seevetal, insgesamt 52 konventionelle Maschinenbohrungen nach DIN EN ISO 22475-1 (B 9 bis B 63) bis in eine Tiefe von rd. max. 65 m unter Ansatzpunkt ausgeführt.

Die Bohrungen B 10, B 14, B 16, B 25, B 30, B 43, B 46, B 59 und B 61 wurden zu Grundwassermessstellen (GWM) ausgebaut.

Zur Eingrenzung der räumlichen Verbreitung der organischen Ablagerungen der Seebek-Niederung wurden im Zeitraum vom 30.09. bis 07.10.2016 von der W. Soltau Brunnenbau GmbH ergänzend zu den verrohrten Aufschlussbohrungen fünf Kleinbohrungen nach DIN EN ISO 22475-1 bis in eine Tiefe von rd. 14,5 m unter Ansatzpunkt ausgeführt.

Zusätzlich wurden im Zeitraum vom 22.09. bis 30.11.2016 von der Fugro Consult GmbH, Lilienthal zur Erkundung der Lagerungsdichte der Sande 14 Drucksondierungen nach DIN EN ISO 22476-1 (DS 1 bis DS 6 und DS 8 bis DS 15) bis in Tiefen von max. rd. 37 m unter Sondieransatzpunkt ausgeführt.

Vom 18.09.2017 bis 11.10.2017 wurden von der W. Soltau Brunnenbau GmbH, Seevetal, acht weitere Maschinenbohrungen (B 64 bis B 71) nach DIN EN ISO 22475-1 bis zu einer Erkundungstiefe von max. rd. 65 m unter GOK abgeteuft. Die Bohrung B 70 wurde als Grundwassermessstelle (GWM) ausgebaut.



Ferner wurden im Zuge der Entwurfsplanung im Zeitraum vom 08.01.2018 bis 27.09.2018 zur weiteren Baugrunderkundung in drei Erkundungslosen von der W. Soltau Brunnenbau GmbH, Seevetal, der Umwelttechnik & Brunnenbau Wöltjen GmbH, Nienburg, und der Keller Grundbau GmbH, Isernhagen, insgesamt 108 konventionelle Maschinenbohrungen nach DIN EN ISO 22475-1 (B 1/17 bis B 90/17 und die Zusatzbohrungen B 14-1/17, B 15-1/17, B 15-2/17, B 18-1/17, B 20-1/17, B 21-1/17, B 59-1/17, B 62-1/17, B 62-3/17, B 69-1/17, B 70-1/17, B 70-2/17, B 70-3/17 B 70-4/17, B 73-1/17, B 75-1/17 und B 76-1/17) bis in eine Tiefe von rd. max. 85,5 m unter Ansatzpunkt ausgeführt.

Die Bohrungen B 11/17, B 12/17, B 18/17, B 20-1/17, B 21-1/17, B 27/17, B 31/17, B 36/17, B 58/17, B 62-1/17, B 70/1, B 72/17, B 73-1/17, B 75-1/17, B 77/17, B 80/17, B 86/17 und B 89/17 wurden in unterschiedlichen Grundwasserhorizonten zu Grundwassermessstellen (GWM) ausgebaut. Zusätzlich wurden die Bohrungen B 20-2/17, B 21-2/17, B 27-1/17, B 31-1/17, B 36-1/17, B 62-2/17, B 86-1/17 und B 89-1/17 jeweils mit einem separaten Bohrloch neben der tiefen Messstelle als zweite GWM im obersten Grundwasserleiter ausgebaut.

Von der Fugro Consult GmbH, Lilienthal, und der Keller Grundbau GmbH, Isernhagen, wurden zur Erkundung der Lagerungsdichte der Sande im Zeitraum vom 30.01.2018 bis 18.07.2018 insgesamt 28 Drucksondierungen nach DIN EN ISO 22476-1 (DS 1/17 bis DS 26/17 sowie Zusatzsondierungen DS 10-1/17 und DS 12-1/17) bis in Tiefen von max. rd. 39,5 m unter Sondieransatzpunkt ausgeführt.

Zur Erkundung der Schichtmächtigkeiten und Eingrenzung der räumlichen Verbreitung der organischen Ablagerungen der Seebek-Niederung und des Bramfelder Dorfgrabens im Nahbereich der kreuzenden Trasse, zur Baugrunderkundung im Bereich des Gleiseinschnittes des Gütergleises und der S-Bahnlinie S1 östlich des Startschachtes, der geplanten Betriebswerkstatt der U5 nördlich des Gleisdreiecks und der zu verlegenden Gleise der U1 mit Überwerfungsbauwerk und Böschungssicherung wurden im Zeitraum vom 04.10.2017 bis 04.09.2018 von der Nortmann GmbH, Neu Wulmstorf, der Keller Grundbau GmbH, Isernhagen und der Baugrund Salzgitter GmbH, Salzgitter, weiterhin insgesamt 63 Kleinbohrungen nach DIN EN ISO 22475-1 (BS 14/17 bis BS 74/17 sowie Zusatzbohrungen



BS 18-1/17 und BS 19-1/17) bis in eine Tiefe von max. rd. 16 m unter Ansatzpunkt ausgeführt. Die beiden Kleinbohrungen BS 60/17 und BS 64/17 im Gleiseinschnitt des Gütergleises wurden mit Rammfiltern zu Stauwassermessstellen ausgebaut.

Alle v. g. Bohrergebnisse sind nach unserer visuellen und manuellen Beurteilung der vom Bohrunternehmer gestört entnommenen Bodenproben sowie nach den Angaben in den Schichtenverzeichnissen in den Anlagen 022445/4.1 bis 4.46 als Bohrprofile höhengerecht aufgetragen.

Die Ergebnisse der Drucksondierungen sind in den Anlagen 022445/4.1 bis 4.46 als höhengerecht aufgetragene Diagramme dargestellt. Aufgetragen sind dabei über die Sondiertiefe der Spitzenwiderstand q_c [MN/m²] und die Mantelreibung τ_m [MN/m²] sowie das daraus abgeleitete Reibungsverhältnis $R_f = 100 \cdot \tau_m / q_c$.

Weiterhin wurden die Ergebnisse von mehr als 1.000 Baugrundaufschlüssen aus dem Archiv des Geologischen Landesamtes Hamburg, von der Güterumgebungsbahn bei der Haltestelle Sengelmannstraße (U 2.24), vom geplanten Neubaugebiet Bramfeld 64 (U 2.25) sowie zahlreiche Ergebnisse von Baugrundaufschlüssen aus unserem eigenen Archiv recherchiert und hinsichtlich ihrer Ortslage, der Höhenlage der Bohransatzpunkte sowie der Angaben zum Schichtenaufbau und zur stratigrafischen (altersmäßigen) Einstufung auf Plausibilität geprüft und bei entsprechender Eignung mit verwendet. Von diesen wurden 21 Altbohrungen, deren Ansatzpunkte im Nahbereich des Trassenverlaufs liegen, ergänzend zu den neu ausgeführten Bohrungen für die Baugrundbeurteilung und die Erstellung der geologischen Längsschnitte herangezogen (s. Anlagen 022445/3.1 bis 3.8).

Bei einigen Altaufschlüssen wurden von uns Ergänzungen bezüglich der Schichtzuordnung (z. B. Zuordnung als Auffüllung) vorgenommen. Bohrungen, deren Lage und Höhe des Bohransatzpunktes unklar oder nicht nachvollziehbar waren bzw. deren geologische Beurteilung zweifelhaft erschien, wurden nicht verwendet. Die stratigrafische Zuordnung der beschriebenen Schichten fehlte zumeist und wurde daher überwiegend durch uns vorgenommen.



Die Ergebnisse der hinzugezogenen Altbohrungen und Rammsondierungen sind ebenfalls als höhengerecht aufgetragene Bohrprofile und Sondierdiagramme in den Anlagen 022445/4.1 bis 4.46 aufgetragen.

Die Lage aller verwendeten Aufschlussansatzpunkte kann den Lageplänen in den Anlagen 022445/2.1 bis 2.6 und 2.2.1 entnommen werden.

Aus den Ergebnissen der Baugrundaufschlüsse wurde ein durchgehender geologischer Längsschnitt entlang der Achse Gleis 1 der U5 (Fahrtrichtung City Nord) konstruiert, der in den Anlagen 022445/3.1 bis 3.6 dargestellt ist. Zwei weitere Schnitte stellen den schematischen Baugrundaufbau entlang der Achse Gleis 2 der U1 (Bereich Überwerfungsbauwerk und Gleiseinschnitt, Anlage 022445/3.7) und entlang der Nordböschung von Gleis 1 der U1 (Anlage 022445/3.8) dar. Die Bohrerergebnisse wurden jeweils lotrecht auf die Schnittebene projiziert.

Die geologischen Längsschnitte haben wie die Lagepläne den Längenmaßstab 1:1.000. Für die Höhe wurde der Maßstab 1:200 gewählt. Die geologischen Längsschnitte sind damit 5-fach überhöht.

Die Ergebnisse der einzelnen für die geologischen Längsschnitte verwendeten Bohrungen wurden soweit erforderlich generalisiert (vereinfacht bzw. zusammengefasst).

Einzelne nur wenige Dezimeter dicke Streifen (aus beispielsweise Sand oder Schluff) wurden nicht abgebildet oder nur schematisch dargestellt.

Oberboden (Mutterboden) und Böden mit eingelagerten Fremdstoffen wurden zum Schichtkomplex der Auffüllungen zusammengefasst.

Die in den einzelnen Bohrungen dargestellten Schichtgrenzen wurden miteinander verbunden und der Schichtenverlauf dabei interpoliert.



Die geologischen Längsschnitte vermitteln einen generellen Überblick über die im Vortriebsbereich und in den einzelnen Bauabschnitten in offener Bauweise zu erwartenden geologischen Einheiten. Aufgrund der über die gesamte Streckenlänge festgestellten kleinräumig stark wechselhaften Schichtenfolge ist mit Abweichungen des Schichtenaufbaus und des Schichtenverlaufes zwischen den Bohrprofilen sowohl in Längsrichtung als auch quer zur Trassenachse gegenüber den tatsächlichen Verhältnissen zu rechnen. Weiterhin ist zu berücksichtigen, dass in den Bereichen der Haltestellen, des Startschachtes und einzelner Notausstiege nicht alle Bohrerergebnisse in den Schnitten berücksichtigt werden konnten. Insbesondere in den Bereichen der Haltestellen lassen sich durch die gewählte Anordnung der Aufschlussbohrungen entlang beider Längsseiten der Baugrubengrundrisse auch quer zur Längsachse wechselhafte geometrische Verläufe der einzelnen Schichtgrenzen erkennen. Auch wegen der Projektion der örtlich bis zu ca. 30 m entfernt liegenden Bohrungen auf den Trassenverlauf sind der Schichtenaufbau und die Schichtgrenzen der in den geologischen Schnitten dargestellten Bohrprofile mit Unsicherheiten behaftet. Mit zusätzlichen Unsicherheiten behaftete unbekannte und nur vermutete Schichtenverläufe und Schichtenaufbauten wurden im geologischen Längsschnitt mit Fragezeichen gekennzeichnet.

Beim Abteufen der Aufschlussbohrungen angetroffene Steine sind in den geologischen Schnitten jeweils neben den Strichprofilen der Bohrungen als schwarze Kreuze gekennzeichnet. In den Fällen, in denen die Steine so groß waren, dass die Bohrung unterbrochen oder gar abgebrochen und neu angesetzt werden musste, sind die Kreuze in rot dargestellt. Da das Antreffen von Steinen durch die Bohrungen aufgrund des begrenzten Verrohrungsdurchmessers und der Bohrabstände stark vom Zufall abhängt, kann aus der Lage und Häufigkeit der dargestellten Steine nicht auf Anzahl und Häufigkeit der tatsächlich zu erwartenden Steine geschlossen werden. Angaben zur Abschätzung der Anzahl und Größe der beim Schildvortrieb zu erwartenden Steinen werden in Abschn. 8.1 gemacht.

Einzelheiten zum Schichtenaufbau und zu den Lagerungsdichten der Sande sind den Bohrprofilen bzw. den Drucksondierdiagrammen in den Anlagen 022445/4.1 bis 4.46 zu entnehmen.



4.2 Baugrundaufbau

4.2.1 Generelle Angaben

Die Bahntrasse der U5 verläuft durch quartäre, überwiegend eiszeitlich geprägte (pleistozäne) Ablagerungen der Geest. Der Baugrund im Bereich des geplanten Abschnittes Ost der U5-Trasse ist nach den Ergebnissen der Baugrunderkundung generell wie folgt aufgebaut:

- Auffüllungen, überwiegend sandig
- holozäne bis weichselzeitliche Auesedimente mit Torflagen und Schmelzwassersanden (nur in der Seebek-Niederung, dem Bramfelder Dorfgraben sowie der City Nord)
- eemzeitliche Rinnen- und Senkenfüllungen aus Mudden, humosen Sanden, Torf und Kieslagen (nur im Bereich der Seebek-Niederung)
- saalezeitliche Ablagerungen der vorletzten Eiszeit, bestehend aus:
 - warthezeitlichen Geschiebedecksanden und Schmelzwasserablagerungen (örtlich)
 - der warthezeitlichen oberen Grundmoräne aus Geschiebelehm und Geschiebemergel (Fuhlsbüttler Stadium), bereichsweise
 - der drenthezeitlichen mittleren Grundmoräne aus Geschiebelehm und Geschiebemergel (Niendorf-Till)
 - drenthezeitlichen Beckenablagerungen aus Beckenschluff, Beckenton und Beckensand sowie Schmelzwasserablagerungen
 - der drenthezeitlichen unteren Grundmoräne (Drenthe-Till) aus Geschiebemergel
 - drenthezeitlichen Schmelzwasserablagerungen
- elsterzeitliche Ablagerungen der vorvorletzten Eiszeit, bestehend aus:
 - elsterzeitlichem Ton und Schluff (Lauenburger Ton), nur bereichsweise angetroffen
 - elsterzeitlichen Beckenablagerungen aus Beckensand, nur bereichsweise angetroffen
 - einer elsterzeitlichen Grundmoräne aus Geschiebemergel, nur bereichsweise angetroffen
 - elsterzeitlichen Schmelzwasserablagerungen, nur bereichsweise angetroffen.

Der geplante Schildvortrieb verläuft fast ausschließlich in den pleistozänen Ablagerungen der Saale-Kaltzeit aus bindigen Geschiebeböden (Geschiebemergel), Schmelzwassersand und -kies, Beckensand und Beckenschluff bzw. Beckenton. Nur kurz vor dem Notausgang Gründgensstraße wird auf einer Länge von geschätzt ca. 80-100 m elsterzeitlicher Ton und Schluff (Lauenburger Ton) angeschnitten.



Nachfolgend werden die einzelnen unterschiedlichen Bodenarten und geologischen Einheiten zusammenfassend beschrieben. Nähere Einzelheiten zur Zusammensetzung, Mächtigkeit, Konsistenz und Lagerungsdichte der Böden sind den Angaben der Anlagen 022445/4.1 bis 4.46 zu entnehmen.

4.2.2 Auffüllungen

Zu den Auffüllungen gehören die oberen durch anthropogene Tätigkeiten umgelagerten oder hinzugefügten Bodenschichten, wie z. B. der Bahndamm der Haltestelle Sengelmannstraße, das Baumaterial für die in der U-Bahntrasse vorhandenen Verkehrsflächen und Leitungstrassen sowie für die dort vorhandenen Gebäude und sonstigen Bauwerke. Der Oberboden wurde den Auffüllungen zugeordnet.

In den geologischen Längsschnitten sind die Auffüllungen gemäß den Schichtabgrenzungen in den Bohrprofilen stark vereinfacht wiedergegeben.

Die Schichtmächtigkeiten der überwiegend sandigen Auffüllungen wurden nach den Ergebnissen der Baugrundaufschlüsse entlang der Trasse überwiegend in einer Größenordnung zwischen rd. 1 m und 2 m oder geringer angetroffen. Im südlichen Bereich der Straße Überseering (Haltestelle City Nord) sind die Schichtdicken mit rd. 2 m bis max. rd. 5,5 m (B 1/17) insgesamt etwas größer. Örtlich größere Schichtmächtigkeiten der Auffüllungen wurden auch in den aufgefüllten Bereichen der Haltestelle Sengelmannstraße mit bis zu rd. 4,7 m (BS 10) und am Nordrand der Seebekniederung mit rd. 5,8 m (B 69-1/17) erbohrt.

In den Auffüllungen und in den gewachsenen Böden darunter können tiefreichende Bauteile vorhanden sein, die ggf. Hindernisse für die vorgesehene Vortriebstrasse darstellen können. Hierzu gehören beispielsweise Baugrubenverbauwände, Tiefgründungen und verrohrte Bohrungen, z. B. für Geothermieanlagen. Entsprechende Recherchen im Einflussbereich des geplanten Schildvortriebs wurden von den Planern durchgeführt.



4.2.3 Holozäne bis weichselzeitliche Ablagerungen

City Nord

Im Bereich der Haltestelle City Nord wurden örtlich (B 1/17, B 4/17) bis in eine Tiefe von rd. 10,6 m (B 1/17) bzw. rd. 5,6 m unter GOK (B 4/17) holozäne bis weichselzeitliche **Sande mit Torfstreifen** und einer bis zu rd. 0,7 m mächtigen Torflage erbohrt.

Seebek-Niederung

In der Seebek-Niederung wurden holozäne bis weichselzeitliche Ablagerungen aus z. T. **humosen Sanden** mit bereichsweisen **Torflagen**, örtlichen **Abschlämmmassen** und zur Tiefe **Schmelzwassersanden mit Kieseinlagerungen** aufgeschlossen. Die Ablagerungen weisen in den Baugrundaufschlüssen eine Gesamtmächtigkeit von bis zu rd. 6,3 m (A 175) bei einer Tiefenlage bis ca. 8,5 m unter GOK (B 69-1/17) auf und erstrecken sich im Bereich des Vortriebs über eine Länge von ca. 300 m (s. Anlage 022445/3.5).

Im Bereich der Straße Sonnentauweg wurde in einer Tiefenlage bis ca. 6,7 m unter GOK (B 72/17) ein rd. 4 m mächtiger holozäner Torf aufgeschlossen.

Bramfelder Dorfgraben

Im Bereich des Bramfelder Dorfgrabens stehen ebenfalls holozäne bis weichselzeitliche Ablagerungen an. Hier wurde im Einflussbereich des Schildvortriebs unterhalb von Auffüllungen und holozänen Sanden **holozäner Torf** mit Schichtmächtigkeiten von rd. 0,4 m (BS 18.1/17) bis zu rd. 3,6 m (B 75-1/17) erbohrt. Örtlich kommen auch **humose Sande**, **Mudden** und **Holzlagen** vor. Der Torf reicht in den Aufschlüssen aus dem Nahbereich der Trasse bis in Tiefen von ca. 6,5 m unter GOK (BS 17/17). Die Torfe werden vom Schildvortrieb beginnend etwa beim Ansatzpunkt der Kleinbohrung BS 19.1/17 über eine Streckenlänge von ca. 70 m bis etwa zum Ansatzpunkt der Kleinbohrung BS 18.1/17 unterfahren.

4.2.4 Eemzeitliche Ablagerungen

Unterhalb der holozänen bis weichselzeitlichen Ablagerungen wurden in der Seebek-Niederung Ablagerungen aus der Eem-Warmzeit (Klimaphase zwischen jüngerer Weichsel-Kaltzeit und älterer Saale-Kaltzeit) mit Schichtmächtigkeiten zwischen rd. 2,7 m



(B 72/17) und rd. 11,6 m (B 70/17) erbohrt. Diese bestehen unter **humosen Sanden** und **Kieslagen** überwiegend aus belastungsempfindlichen **Mudden** mit weicher bzw. örtlich weich bis steifer Konsistenz, die von gepresstem **Torf** und darunter von einer **Kalkmudde** mit weicher bis örtlich steifer Konsistenz unterlagert werden. Die sehr wechselhaft aufgebauten Ablagerungen reichen in den Aufschlüssen aus dem Nahbereich der Trasse bis in Tiefen von bis zu ca. 18,1 m unter GOK (Bohrung B 70/17). Der eemzeitliche Torf wurde in Schichtdicken zwischen rd. 1,6 m (B 70-1/17) und rd. 4,7 m (B 69-1/17) aufgeschlossen.

Die eemzeitlichen Schichten werden vom Schildvortrieb beginnend zwischen den Ansatzpunkten der Bohrungen B 69/17 und B 69-1/17 über eine Streckenlänge von ca. 300 m bis etwa zum Ansatzpunkt der Kleinbohrung BS 25/17 unterfahren.

4.2.5 Saalezeitliche Ablagerungen

Unterhalb der Auffüllungen und der nur örtlich verbreiteten holozänen bis eemzeitlichen Ablagerungen stehen im gesamten Untersuchungsgebiet in großer Mächtigkeit Ablagerungen der Saale-Kaltzeit an. Diese bestehen im Wesentlichen aus einer oberen und einer unteren Grundmoräne aus Geschiebemergel mit zwischengelagerten Sanden und Schluffen. In der oberen Moräne ist der Geschiebemergel bis in unterschiedliche Tiefen entkalkt und zu Geschiebelehm umgewandelt.

Auf der oberen Grundmoräne lagern bereichsweise wenige Dezimeter bis wenige Meter mächtige **Sande**. Diese werden als Erosionsreste von warthezeitlichen Geschiebedecksanden und Schmelzwasserablagerungen eingestuft.

Die obere Grundmoräne wird als obere Drenthe-Grundmoräne eingestuft (mittlerer Eisvorstoß der Saale-Kaltzeit). Bereichsweise wird diese von geringmächtigen warthezeitlichen Grundmoränen überlagert, die aufgrund ihrer sandigen Ausprägung als Fuhlsbüttler Moräne/Fuhlsbüttel-Till (jüngerer Eisvorstoß der Saale-Kaltzeit) eingestuft werden. Die geringmächtigen warthezeitlichen Grundmoränen, wenn vorhanden, lassen sich innerhalb der Bohrungen nur schwer voneinander und von der oberen Drenthe-Grundmoräne abgrenzen, sodass sie in den geologischen Längsschnitten (s. Anlage 022445/3.1 bis 3.8) der oberen Drenthe-Grundmoräne zugeordnet werden.



Diese Grundmoräne besteht im unteren Teil aus **Geschiebemergel** und im oberen Teil überwiegend aus entkalktem **Geschiebelehm**. Die Entkalkung des Mergels ist im Bereich der City Nord mit Schichtdicken des Geschiebelehms zwischen ca. 1 m und ca. 7 m etwas tiefer fortgeschritten als im übrigen Trassenbereich mit Schichtdicken zwischen überwiegend rd. 1 m und 2 m bzw. bis örtlich max. rd. 6,6 m (BS 40/17).

In den Geschiebelehm und -mergel der Moräne können entstehungsbedingt **Ton-, Schluff-, Sand- und Kiesschollen** sowie **Steine und Blöcke** (Findlinge) in unterschiedlicher Größe und Verteilung eingelagert sein. Insbesondere auf der Oberkante der Geschiebeböden ist bedingt durch die erodierende Wirkung des Schmelzwassers beim Abtauen der Gletscher mit einer örtlich konzentrierten Ansammlung von Steinen unterschiedlicher Größe zu rechnen.

Die Mächtigkeit der oberen Grundmoräne beträgt im Mittel um ca. 4 m bis 8 m. Sie kann jedoch örtlich bis ca. 15 m (B 10) anwachsen oder erosionsbedingt bis ca. 1 m ausdünnen bzw. örtlich ganz fehlen (z. B. in der Seebek-Niederung oder im Bereich Gleisdreieck).

Die Konsistenz des bindigen Geschiebebodens ist überwiegend steif bzw. halbfest und in tieferen Lagen häufig auch fest. Beim Abteufen der Maschinenbohrungen wurde in Teilstrecken die Struktur des Geschiebebodens zerbohrt, so dass für diese Tiefenbereiche der Bohrungen keine Konsistenzen angegeben werden können. Die Bereiche wurden auf der rechten Seite der Bohrprofile, auf der die Konsistenzen für bindige Böden angegeben sind, entsprechend gekennzeichnet. Auch die Bereiche, in denen der Geschiebelehm oder -mergel nach der fachtechnischen Ansprache im bodenmechanischen Labor als weich eingestuft wird, geben nicht die tatsächliche Festigkeit des Bodens wieder, sondern sind durch die Gefügestörungen beim Bohrvorgang verursacht.

Unterhalb der oberen Grundmoräne stehen **Beckensande** (schluffarme bis schluffige Feinsande) und bereichsweise **Beckenschluffe** und **Beckentone** mit überwiegend steifer, zur Tiefe aber auch halbfester Konsistenz in Wechsellagerung und mit vertikalen und horizontalen Übergängen sowie Schmelzwasserablagerungen aus z.T. **kiesigen Sanden mit örtlichen Kieslagen** an. Das Vorkommen von örtlichen **Steinsohlen** ist nicht auszuschließen.



Örtlich geht der Beckenschluff in Beckenton überwiegend steifer Konsistenz über (z.B. im Bereich des Notausgangs Steilshooper Allee und des Überwerfungsbauwerks für das stadtauswärtige Gleis der U1). Die Gesamtmächtigkeit dieser Ablagerungen liegt im Mittel bei ca. 10 m bis 15 m, kann jedoch örtlich bis auf mehr als 26 m (B 34/17) anwachsen, bis auf wenige Meter bis Dezimeter ausdünnen oder ganz fehlen (z.B. Seebek-Niederung).

Unterhalb der vorgenannten Ablagerungen steht eine untere Grundmoräne an, die als die untere Drenthe-Grundmoräne eingestuft wird (älterer Eisvorstoß der Saale-Kaltzeit). Diese Grundmoräne besteht überwiegend aus z. T. sandig ausgebildetem **Geschiebemergel** mit überwiegend halbfester Konsistenz, bereichsweise steifer Konsistenz und insbesondere in tieferen Zonen auch über weite Strecken fester Konsistenz. Für die bereichsweisen Strukturstörungen des Geschiebemergels durch den Bohrvorgang gilt das bereits für die obere Grundmoräne gesagte.

Entstehungsbedingt können auch in der unteren Grundmoräne wie in der darüber liegenden oberen Moräne **Ton-, Schluff-, Sand- und Kiesschollen** sowie **Steine und Blöcke** (Findlinge) in unterschiedlicher Größe und Verteilung eingelagert sein. Auch auf der Oberkante der unteren Grundmoräne ist mit einer Konzentration von Steinen unterschiedlicher Größe bis zur Findlingsgröße zu rechnen.

Die Mächtigkeit der unteren Drenthe-Grundmoräne liegt im Mittel zwischen 10 m und 20 m, schwankt jedoch stark zwischen ca. 5 m und weniger im Bereich des Notausgangs Fabriciusstraße und mehr als ca. 35 m am südlichen Streckenende in der City Nord (Altbohrung B 632) oder im Bereich der Seebek-Niederung (B 69-1/17). Der Geschiebemergel ist über größere Bereiche relativ kompakt mit nur wenigen dünnen bis fehlenden Sandeinlagerungen ausgebildet (z. B. im Bereich City Nord und auf der Strecke zwischen der Haltestelle Nordheimstraße und der Seebekniederung), in anderen Bereichen aber auch stark zerrissen und durchzogen von zahlreichen Sand- und Kieslinsen und –lagen mit Steineinlagerungen (z. B. im Bereich zwischen dem Gleisdreieck und der Haltestelle Nordheimstraße sowie der an die Haltestelle Bramfeld anschließenden Kehr- und Abstellanlage und dem Zielschacht).



Unter der unteren Drenthe-Grundmoräne stehen grundwasserführende **Sande** bzw. bereichsweise **Kiese** unterschiedlicher Korngrößenverteilung mit örtlich eingelagerten Steinen an, die als drenthezeitliche Schmelzwasserablagerungen eingestuft werden. Diese wurden in unterschiedlichen Schichtdicken zwischen rd. 3 m (B 59, B 70/17) und rd. 39 m (B 68/17) erbohrt. Die Schichtoberkante wurde in Tiefen zwischen rd. 20,0 m (B 90/17) und rd. 49,6 m (B 35/17) unter GOK angetroffen. Die Schichtbasis wird bereichsweise vom unterlagernden Lauenburger Ton gebildet (s. Abschn. 4.2.6). In weiten Bereichen wurde die Schichtunterkante bis zur Bohrendtiefe von bis zu 65 m unter GOK (B 66) nicht aufgeschlossen.

4.2.6 Elsterzeitliche Ablagerungen

Unterhalb der Ablagerungen der Saale-Kaltzeit wurde in den Bereichen der Haltestellen Steilshoop und Bramfeld, den Notausgängen Rübenkamp, Steilshooper Allee, Gründgensstraße und Fabriciusstraße sowie dem Zielschacht örtlich **Ton und Schluff mit wechselnden Feinsandanteilen und bereichsweisen Sandstreifen** erbohrt, der als Lauenburger Schichten (im Folgenden generalisiert als **Lauenburger Ton** bezeichnet) aus der Endphase der ältesten Vereisung im norddeutschen Raum (Elster-Kaltzeit) eingestuft wird. Die feinkörnigen Sedimente wurden in zeitweise abflusslosen Rinnen und Senken vor der abschmelzenden Eisfront abgelagert.

Im Bereich der geplanten Haltestelle Steilshoop wurde der Lauenburger Ton etwa in der westlichen Hälfte der Grundrisses flächenhaft durchgehend, im östlichen Teil hingegen nur bereichsweise angetroffen. Die Oberkante des Lauenburger Tons wurde beim Abteufen der Bohrungen B 57/17 bis B 60/17, B 62-1/17, B 63/17 und B 59 in einer Tiefenlage von rd. 37,0 m bis 49,1 m unter GOK bei einer Mächtigkeit der Schichtenfolge von rd. 4,0 m bis 9,2 m angetroffen. Die Schichtbasis des Lauenburger Tons wurde in den v. g. Bohrungen mit Ausnahme der Bohrungen B 63/17 und B 59 in einer Tiefenlage von rd. 45,0 m bis rd. 54,2 m unter GOK durchörtert. In der Bohrung B 61/17 wurde in einer Tiefe von rd. 33 m unter GOK eine in den Geschiebemergel eingeschuppte, rd. 4 m dicke Scholle des Lauenburger Tons erbohrt.



In den Bohrungen B 59-1/17, B 62/17, B 62-3/17, B 63-1/17 und in der B 61/17 unterhalb des Geschiebemergels fehlt der Ton. Nach den vorliegenden Bohrerergebnissen ist davon auszugehen, dass im östlichen Bereich der Haltestelle Steilshoop eine mit Geschiebemergel und Sand gefüllte Rinnenstruktur mit etwa Nord-Süd-Ausrichtung den Lauenburger Ton durchtrennt.

Unterhalb des Lauenburger Tons wurden jeweils bis zur Bohrendtiefe zwischen rd. 47,9 m und 70,0 m Beckensande bzw. in der Rinnenfüllung auch Geschiebemergel erbohrt.

Im Bereich des geplanten Notausgangs Fabriciusstraße bis zum östlichen Ende der geplanten Haltestelle Bramfeld wurde in etwa vergleichbarer Tiefe wie bei der Haltestelle Steilshoop ein oberer Horizont des Lauenburger Tons erbohrt, der im Bereich des Bramfelder Dorfgrabens durch eine tiefe, mit Geschiebemergel, steinhaltigen Kiesen und Sanden gefüllte Erosionsrinne getrennt ist (siehe Bohrung B 75a/17 auf Anlage 022445/3.6). Die Schichtoberkante dieses oberen Schichthorizontes wurde beim Abteufen der Bohrungen B 73/17, B 73-2/17, B 74/17, B 76/17 bis B 86/17, B 76-1/17, B 78-1/17, B 48 bis B 50 und B 61 in einer Tiefenlage von rd. 26,3 m (B 74/17) bis rd. 40,0 m (B 80/17) unter GOK angetroffen. Die Schichtdicken des oberen Lauenburger Tons schwanken nach den Ergebnissen der ausgeführten Aufschlussbohrungen stark zwischen rd. 27,5 m (B 73/17) am Notausgang Fabriciusstraße und rd. 1 m (B 86/17) am östlichen Rand der Haltestelle Bramfeld und nehmen insgesamt von West nach Ost ab. Die Schichtbasis des oberen Lauenburger Tons wurde in den Bohrungen B 73/17, B 76/17 bis B 86/17, B 76-1/17 und B 78-1/17 in einer Tiefenlage zwischen rd. 59,5 m (B 73/17) und rd. 35,0 m (B 86/17) unter GOK durchörtert. Der obere Lauenburger Ton ist bereichsweise stark sandig ausgebildet und mit vielen Feinsandlagen durchsetzt. Diese Bereiche sind im geologischen Schnitt in der Anlage 022445/3.6 optisch hervorgehoben und abgegrenzt.

Unterhalb des oberen Lauenburger Tons wurde überwiegend auf der Nordseite der Haltestelle Bramfeld und am Notausgang Fabriciusstraße ein rd. 0,7 m bis 6,2 m mächtiger **elsterzeitlicher Geschiebemergelhorizont** mit örtlichen Sandzwischenlagen und darunter **elsterzeitliche Beckensande** in Schichtdicken zwischen ca. 12 m und 31 m erbohrt. Auf der Südseite des Haltestellengrundrisses fehlt der Geschiebemergelhorizont bereichsweise.



Im Grundrissbereich der Haltestelle Bramfeld wurde in den Bohrungen B 76/17 bis B 85/17 unter den Beckensanden in Tiefen ab rd. 58,2 m (B 61) bis rd. 84,3 m (B 76/17) unter GOK ein **zweiter Schichthorizont des Lauenburger Tons** mit einer Mächtigkeit von mindestens rd. 1,2 m (B 76/17) bis rd. 11,5 m (B 85/17) aufgeschlossen. Dieser wurde bis zur Aufschlusstiefe von max. rd. 85,5 m unter GOK (B 76/17) durch die Bohrungen nicht durchörtert. Auch der untere Lauenburger Ton ist bereichsweise stark sandig ausgebildet und mit Feinsandlagen durchsetzt. Insgesamt ist der Lauenburger Ton in Zusammensetzung, Schichtmächtigkeit und Tiefenlage sehr wechselhaft ausgebildet. Die Oberkante des unteren Lauenburger Tons fällt von Osten nach Westen und von Norden nach Süden hin ab.

Im Bereich des geplanten Zielschachtes wurde der obere Horizont des Lauenburger Tons in der Bohrung B 90/17 in einer Tiefe von rd. 26,0 m unter GOK mit einer Schichtdicke von rd. 3,2 m und nach Osten abfallend in der B 89/17 in einer Tiefe von rd. 30,8 m unter GOK mit einer zunehmenden Mächtigkeit von rd. 13,0 m erbohrt.

Auf der Vortriebsstrecke vor dem Notausgang Gründgensstraße wurde in den Bohrungen B 66/17 und B 67/17 eine größere Scholle des Lauenburger Tons in Tiefen von rd. 31,0 m bis rd. 38,4 m unter GOK (B 66/17) bzw. von rd. 27,4 m bis rd. 36,2 m unter GOK (B 67/17) erbohrt. Die festgestellten Schichtdicken betragen damit rd. 7,4 m bzw. rd. 8,6 m. Die Tonscholle wird vom Vortrieb auf einer geschätzten Länge von ca. 80-100 m durchfahren (siehe Schnitt in Anlage 022445/3.5).

Kleinere Vorkommen von Lauenburger Ton wurden im Bereich des Notausgangs Rübenkamp in einer Tiefe zwischen rd. 53,3 m und 55,2 m (B 21-1/17) unter GOK mit einer Schichtdicke von rd. 1,9 m, im Bereich des Notausgangs Steilshooper Allee in den Bohrungen B 35/17, B 36/17 und B 70 zwischen rd. 52,6 m und rd. 62,5 m unter GOK mit Schichtdicken von rd. 2,1 m bis rd. 6,1 m und unterhalb des Notausgangs Gründgensstraße sowie östlich davon in einer Tiefe von rd. 62,4 m unter GOK (B 68/17) bzw. 38,5 m unter GOK (B 43) erbohrt.



Die Konsistenz des Lauenburger Tons ist überwiegend halbfest, oft fest und örtlich auch steif bis halbfest.

Nähere Einzelheiten zu den Ergebnissen der Baugrundaufschlüsse sind den einzelnen Bohrprofilsäulen und Drucksondierdiagrammen in den Anlagen 022445/4.1 bis 4.46 zu entnehmen.

4.3 Lagerungsdichten der Sande

Die Lagerungsdichten der verschiedenen sandigen Schichtkomplexe wurden durch die Drucksondierungen DS 1 bis DS 6, DS 8 bis DS 15 und DS 1/17 bis DS 26/17 überprüft.

Danach stehen die gewachsenen Sande der verschiedenen stratigrafischen Einheiten überwiegend in mindestens mitteldichter Lagerung (Spitzendruck der Sonde $q_c \geq 7,5 \text{ MN/m}^2$) und häufig in dichter ($q_c = 15\text{-}25 \text{ MN/m}^2$) bzw. sehr dichter ($q_c \geq 25 \text{ MN/m}^2$) Lagerung an. Untergeordnet wurden auch Bereiche mit nur locker bis mitteldichter Lagerungsform ($q_c = 5\text{-}7,5 \text{ MN/m}^2$) angetroffen.

Die Ergebnisse der Drucksondierungen sind in den Anlagen 022445/4.1 bis 4.46 als höhen-gerecht aufgetragene Diagramme dargestellt.

5. **Wasserverhältnisse**

5.1 Allgemeines

Die im Untersuchungsgebiet anstehenden wasserdurchlässigen Sande und Kiese werden durch die sehr gering wasserdurchlässigen Grundmoränen aus Geschiebelehm und Geschiebemergel in verschiedene Stau- bzw. Grundwasserleiter mit unterschiedlichen Druckhöhen aufgeteilt.

Die weit verbreiteten sandigen Auffüllungen (A) und die v. a. im Bereich City Nord anstehenden Geschiebedecksande (q_{Wa}) bilden über der darunter anstehenden oberen Grundmoräne (Niendorfer Moräne) einen Wasserleiter, in dem zeitweilig und örtlich Stauwasser bis nahe unter die GOK anstehen kann.



Die holozänen bis weichselzeitlichen Sande (qh-qw) im Bereich der Seebek-Niederung bilden ebenfalls einen Wasserleiter, in dem Grundwasser über den im Untergrund anstehenden eemzeitlichen Mudden und Torfe bis nahe unter GOK ansteigen kann. Gleiches gilt für die Sande über der im Bereich Bramfelder Dorfgraben angetroffenen Torfrinne.

Die flächendeckend verbreiteten saalezeitlichen Beckensande, Schmelzwassersande und Kiese qD(2) zwischen der oberen Niendorfer Grundmoräne und der unteren Drenthe-Grundmoräne bilden einen zusammenhängenden Grundwasserleiter. Teilweise stehen diese Sande auch oberhalb der oberen Grundmoräne an und bilden dort einen Übergang zwischen Stau- und Grundwasserleiter. Die in die Sande örtlich eingeschalteten und wechselhaft ausgebildeten Beckenschlufflagen stellen dagegen vermutlich keine durchgehenden hydraulischen Sperren dar.

Die Schmelzwassersande und -kiese qD(1) unterhalb der unteren Drenthe-Grundmoräne bilden einen eigenen Grundwasserleiter mit teilweise deutlich geringeren Grundwasserdruckhöhen als im oberen Grundwasserleiter der Sande qD(2).

Im Bereich der Haltestelle Bramfeld bilden die elsterzeitlichen Beckensande (qe) unterhalb des oberen Lauenburger Tons und des elsterzeitlichen Geschiebemergels einen separaten dritten Grundwasserleiter mit einer noch geringeren Grundwasserdruckhöhe als in den oberen beiden Grundwasserleitern.

Das Grundwasser in den holozänen bis weichselzeitlichen Sanden der Seebek-Niederung und im Bereich des Bramfelder Dorfgrabens steht überwiegend mit freiem Grundwasserspiegel an. Der Grundwasserflurabstand beträgt hier örtlich nur bis ca. 0,5 m.

Das Grundwasser des oberen Grundwasserleiters in den saalezeitlichen Becken- und Schmelzwassersanden zwischen der Niendorfer- und der Drenthe-Grundmoräne steht bereichsweise mit freiem und teilweise mit gespanntem Grundwasserspiegel an. In den Sanden unterhalb der Drenthe-Grundmoräne herrschen aufgrund der Tiefenlage des Grundwasserleiters durchgehend gespannte Grundwasserdruckverhältnisse.



5.2 Grundwasserstände

Zur Erkundung der Grundwasserverhältnisse wurden vor allem in den Bereichen der geplanten offenen Baugruben für die Haltestellen, die Kehr- und Abstellanlagen, die Trogstrecken, den Startschacht, den Zielschacht, die Notausgänge sowie die Bereiche der Seebek-Niederung und des Bramfelder Dorfgrabens ergänzend zu den neunzehn bereits vorhandenen Grundwassermessstellen (GWMs der Bohrungen B 1 bis B 8, B 10, B 14, B 16, B 25, B 30, B 43, B 46, B 59, B 61, B 67, B 70) insgesamt 26 weitere Grundwassermessstellen (GWM) neu eingerichtet (GWM B 11/17, B 12/17, B 18/17, B 20-1/17, B 20-2/17, B 21-1/17, B 21-2/17, B 27/17, B 27-1/17, B 31/17, B 31-1/17, B 36/17, B 36-1/17, 58/17, B 62-1/17, B 62-2/17 B 70/1, B 72/17, B 73-1/17, B 75-1/17, B 77/17, 80/17, B 86/17, B 86-1/17, B 89/17 und B 89-1/17). Von den bereits vorhandenen GWMs werden fünfzehn (GWM B 1, B 4, B 5, B 6, B 7, B 8, B 10, B 14, B 16, B 59, B 43, B 46, B 61, B 67, B 70) für die Beurteilung der Grundwasserverhältnisse der finalen Trassenvariante herangezogen.

Die Grundwassermessstellen GWM B 18/17, B 20-1/17, B 21-1/17, B 21-2/17, B 27/17, B 67, B 36/17, B 43, B 59, B 62-1/17, B 72/17, B 73-1/17, B 80/17, B 86/17 und B 89-1/17 filtern den mittleren Grundwasserleiter innerhalb oder unter der unteren Drenthe-Grundmoräne qD(1), die GWM B 61 den unteren Grundwasserleiter unter dem Lauenburger Ton und die B 70/17 die weichselzeitlichen bis holozänen Sande der Seebek-Niederung aus. Alle anderen Messstellen filtern den oberen Grundwasserleiter unter der oberen Drenthe-Grundmoräne qD(2) aus.

Ergänzend zu den in den verrohrten Aufschlussbohrungen ausgebauten Grundwassermessstellen wurden zur Beobachtung der besonderen Stau- bzw. Grundwasserstände im Bereich der Gütergleisquerung östlich des Startschachtes in den Kleinbohrungen BS 60/17 und BS 64/17 zwei Rammpegel mit Durchmesser 1,5 Zoll eingebracht.

Die Lage aller Messstellen geht aus den Lageplänen der Anlagen 022445/2.1 bis 2.6 und aus dem Grundwassergleichenplan in der Anlage 022445/5.16 hervor. Die Ausbaudaten der Grundwassermessstellen mit Kennzeichnung der ausgefilterten Tiefen sind in den



Anlagen 022445/4.1 bis 4.46 jeweils rechts neben den zugehörigen Bohrprofilen dargestellt.

Von den bereits vorhandenen Grundwassermessstellen liegen bereits fünfzehn mit elektronischen Datenloggern aufgezeichnete Ganglinien der Grundwasserdruckhöhen vom Zeitraum 16.10. bis 10.11.2015 (GWM B 1 und GWM B 4 bis B 7), vom Zeitraum 30.10.2017 bis zum 04.01.2018 (GWM B 70) und vom Zeitraum 21.03. bis 11.05.2017 (GWM B 10, B 14, B 16, B 25, B 30, B 43, B 46, B 59, B 61) vor.

In die ergänzenden neuen Grundwassermessstellen wurden ebenfalls Datenlogger eingebaut, mit denen die Grundwasserdruckhöhen im Zeitraum vom 23.01. bis 29.08.2018 aufgezeichnet wurden.

Alle Ganglinien sind in den Anlagen 022445/5.1 bis 5.9 dargestellt.

Daraus geht hervor, dass die Grundwasserstände in allen beobachteten Messstellen im rd. 25-tägigen Messzeitraum in 2015, im 51-tägigen Messzeitraum in 2017 und im 34- bis 165-tägigen Messzeitraum in 2018 nur geringe Wasserstandsschwankungen im Zentimeter- bis Dezimeterbereich aufweisen.

Für einen großräumigen Überblick und zur Abschätzung der möglichen langjährigen Schwankungsbreite der Wasserstände wurden weiterhin fünf Grundwassermessstellen der Umweltbehörde der FHH aus der näheren Umgebung der geplanten U-Bahntrasse mit herangezogen. Ausgewertet wurden die aufgezeichneten Ganglinien der Jahresreihen 2004 bis 2018. Die Ganglinien der Messstellen GWM 465, 5048, 707, 252 und 5955 sind als Anlagen 022445/5.10 bis 5.14 beigelegt. Die v. g. Grundwassermessstellen der FHH sind alle im oberen Grundwasserleiter ausgebaut. Messstellen der FHH im unteren Grundwasserleiter sind im untersuchten Bereich nicht vorhanden. Die Lage der Messstellen geht ebenfalls aus den Lageplänen in den Anlagen 022445/2.1 bis 2.6 und aus dem Grundwassergleichenplan in der Anlage 022445/5.16 hervor.



Danach wurden im betrachteten 14-jährigen Zeitraum die niedrigsten Wasserstände zu Beginn des Jahres 2015 und die höchsten Wasserstände am Jahresbeginn 2018 registriert. Die Schwankungsbreiten der Grundwasserstände in allen Messstellen außer der GWM 465 lagen dabei in einer Größenordnung um rd. 0,9 m bis 1,3 m. Nur in der GWM 465 am südlichen Ende der City Nord wurde abweichend davon eine Schwankungsbreite von bis zu rd. 2,1 m festgestellt.

Zur Erfassung der räumlichen Verteilung der Grundwasserstände bzw. –druckhöhen und der Fließrichtungen wurden vom 23.01.2018 bis zum 02.11.2018 ergänzend zu den vorliegenden Aufzeichnungen aus verschiedenen Zeiträumen in allen Grundwassermessstellen mehrere Stichtagsmessungen von Hand durchgeführt. Alle Stichtagsmessungen sind in einer Tabelle in der Anlage 022445/5.15 aufgeführt. Die jeweils höchsten gemessenen Grundwasserdruckhöhen sind in der folgenden Tabelle 1 aufgeführt. Hierbei orientiert sich die Reihenfolge der aufgeführten Messstellen an der Lage entlang der U-Bahntrasse beginnend am Süden der City Nord (GWM 465) bis zum geplanten Zielschacht (GWM 5955). Rechts daneben sind zum Vergleich die in 2017 im Zuge der Vorentwurfsplanung gemessenen niedrigsten Grundwasserstände aufgeführt.

Tabelle 1 Höchste und niedrigste entlang der U-Bahntrasse gemessene Grundwasserdruckhöhen

GWM-Nr.	höchster gemessener Wasserstand 2018	niedrigster gemessener Wasserstand 2016-2017
	[m NHN]	[m NHN]
465	6.80	4.70 (2015)
B 10	5.73	5.17
B 14	5.71	5.19
B 11/17	5.54	-
5048	5.50	4.59 (2015)
B 12/17	7.47	-
B 16	9.90	9.44
B 18/17	10.81	-
BS 60/17	12.49	-
BS 64/17	11.91	-
B 20-2/17	12.47	-
B 20-1/17	10.68	-
B 1	10.10	9.94
B 21-1/17	10.50	-
B 21-2/17	10.83	-
B 27/17	11.88	-
B 27-1/17	12.14	-
707	11.78	10.50 (1999)
B 31/17	12.44	-
B 31-1/17	12.92	-
B 67	11.89	11.64
B 36/17	12.44	-
B 36-1/17	13.51	-
B 70	13.68	13.30

GWM-Nr.	höchster gemessener Wasserstand 2018	niedrigster gemessener Wasserstand 2016-2017
	[m NHN]	[m NHN]
B 4	13.69	13.09
B 58/17	14.20	-
B 59	13.35	12.90
B 62-1/17	13.65	-
B 62-2/17	14.65	-
B 5	15.13	14.45
B 43	15.18	14.36
B 70/17	14.15	-
B 6	15.34	14.69
B 72/17	15.35	-
252	16.05	14.90 (2015)
B 46	15.77	15.39
B 73-1/17	15.09	-
B 75-1/17	17.23	-
B 77/17	16.33	-
B 80/17	16.04	-
B 7	16.59	15.97
B 61	15.61	15.04
B 86/17	15.80	-
B 86-1/17	17.02	-
B 8	18.83	17.40
B 89/17	16.54	-
B 89-1/17	19.35	-
5955	18.76	17.64 (2015)

Die in den Messstellen erfassten Grundwasserflurabstände (Tiefen der Grundwasserstände unter GOK) reichen von rd. 1,4 m (GWM B 75-1/17 im Randbereich des Bramfelder Dorfgrabens) bis rd. 11,6 m (GWM B 62-1/17 an der geplanten Haltestelle Steilshoop).



Aus der Auswertung der Messungen in Verbindung mit der 14-jährigen Messreihe der durch Stichtagsmessungen mit einbezogenen amtlichen Messstellen der FHH geht hervor, dass die im Frühjahr 2018 gemessenen Grundwasserstände etwa den langjährig höchsten Wasserständen der Jahresreihe 2004 bis 2018 entsprechen. Zusammen mit den dokumentierten Wasserstandsschwankungen in den amtlichen Messstellen über den Zeitraum der letzten 14 Jahre ergibt sich damit eine gute Datengrundlage für die Festlegung der anzusetzenden bauzeitlichen und dauerhaften Bemessungsgrundwasserstände.

Auf Basis der über das Jahr 2018 gemessenen höchsten Grundwasserständen wurde ein schematischer Grundwassergleichenplan entlang der U-Bahntrasse konstruiert, der etwa den räumlichen Verlauf der höchsten gemessenen Wasserstände wiedergibt. Der Grundwassergleichenplan ist in der Anlage 022445/5.16 abgelegt. Aufgrund der bereichsweise großen Abstände zwischen den einzelnen Messstellen und der örtlichen Druckhöhendifferenzen zwischen dem oberen, dem mittleren und dem unteren Grundwasserleiter kann der Gleichenplan die tatsächliche räumliche Verteilung der maßgebenden Grundwasserdrücke nur grob wiedergeben, ist aber dennoch eine gute Orientierungshilfe für die Planung der erforderlichen Baumaßnahmen. Die für die jeweiligen Bauteile festgelegten Bemessungsgrundwasserstände (bauzeitlich bzw. dauerhaft höchste sowie dauerhaft niedrigste Bemessungswasserstände) sind in der Anlage 022445/5.16 jeweils neben den einzelnen Bauteilen angegeben.

Nähere Angaben zu den anzusetzenden Bemessungswasserständen für die Bauzeit und den Endzustand der einzelnen Bauteile werden in den Abschn. 8 und 9 gemacht.

Die 2018 gemessenen hohen Grundwasserstände sind in den geologischen Längsschnitt entlang der Tunneltrasse in den Anlagen 022445/3.1 bis 3.6 sowie neben den Ausba Zeichnungen der Messstellen in den Anlagen 022445/4.1 bis 4.46 aufgetragen.

Ergänzend hierzu sind auch die beim Abteufen der Aufschlussbohrungen von den Bohrgerateführern eingemessenen nicht ausgespiegelten Grundwasserstände aufgetragen. Diese können verfahrensbedingt nur einen ungefähren Rückschluss auf die in diesen Bereichen



herrschenden Ruhewasserstände geben, sind aber als Ergänzung zu den gesichert ermittelten Ruhewasserständen in den Grundwassermessstellen ebenfalls hilfreich.

Vereinzelt wurden auch **Stauwasserstände** in den oberflächennahen Decksanden über der oberen Grundmoräne angetroffen (siehe Bohrprofile in den Anlagen 022445/4.1 bis 4.46). Diese liegen überwiegend höher als die Grundwasserstände bzw. –druckhöhen in den Sanden zwischen oder unter den Grundmoränen. Es ist davon auszugehen, dass Stauwasserstände in niederschlagsreichen Zeiten zeitweise und örtlich bis nahe unter die Geländeoberfläche ansteigen können.

5.3 Grundwasserzusammensetzung

Aus den ausgebauten Grundwassermessstellen GWM B 1 bis B 8 der ersten Vorerkundungsphase wurden im Zeitraum vom 30.06. bis 30.07.2015, aus den ergänzend eingerichteten Grundwassermessstellen GWM B 10, B 14, B 16, B 25, B 30, B 43, B 46, B 59, B 61, B 67 und B 70 im Zeitraum vom 22.09. bis 11.10.2017 und aus den neu eingerichteten Grundwassermessstellen GWM B 11/17, B 12/17, B 18/17, B 20-1/17, B 20-2/17, B 21-1/17, B 21-2/17, B 27/17, B 27-1/17, B 31/17, B 31-1/17, B 36/17, B 36-1/17, B 58/17, B 62-1/17, B 62-2/17 B 70/1, B 72/17, B 73-1/17, B 75-1/17, B 77/17, B 80/17, B 86/17, B 86-1/17, B 89/17 und B 89-1/17 im Zeitraum vom 25.01.2018 bis 05.07.2018 je eine Grundwasserprobe entnommen und auf Betonaggressivität nach DIN EN 206 bzw. DIN 4030 und auf Stahlaggressivität nach DIN 50929 analysiert. An den Proben aus den ergänzenden Messstellen wurden darüber hinaus die Parameter für die Einleitung in die Vorflut sowie verschiedene für den Schildvortrieb ausgewählte Zusatzparameter ermittelt. Die Entnahme und Analyse der Probe aus der GWM B 16 musste aufgrund des zunächst zu hohen Feststoffanteils wiederholt werden.

Die Untersuchungsergebnisse sind gemäß den Prüfberichten der Labore in den Anlagen 022445/6.1 bis 6.23 wiedergegeben und nachfolgend tabellarisch zusammengestellt.

Unabhängig von der Baugrunderkundung wurden durch das mit dem Grundwassermanagement beauftragte Büro Arcadis Germany GmbH in zwei Phasen April-Juli und Oktober-November 2018 aus allen Grundwassermessstellen Proben genommen und dem



Labor GBA Pinneberg zur Analyse auf die Grenzparameter für die Einleitung in den Vorfluter übergeben. Bezüglich der Einstufung der Betonaggressivität abweichende Ergebnisse wurden in der nachfolgenden Tabelle 2 berücksichtigt.

Tabelle 2 Ergebnisse der Grundwasseruntersuchungen auf Beton- und Stahlaggressivität

Wasserprobe		Betonaggressivität	Stahlaggressivität		
GWM	Entnahme-Datum	Expositions-klasse	Mulden- / Lochkorrosion	Flächenkorrosion	Güte
B 1	21.07.2015	< XA 1	sehr gering	sehr gering	sehr gut
Nachanalyse	30.10.2018	XA 2			
B 2	23.07.2015	< XA 1	sehr gering	sehr gering	sehr gut
B 3	30.07.2015	< XA 1	gering	sehr gering	sehr gut
B 4	10.07.2015	< XA 1	sehr gering	sehr gering	sehr gut
Nachanalyse	01.11.2018	XA 1			
B 5	17.07.2015	< XA 1	sehr gering	sehr gering	sehr gut
B 6	30.06.2015	< XA 1	sehr gering	sehr gering	sehr gut
B 7	07.07.2015	< XA 1	sehr gering	sehr gering	sehr gut
B 8	10.07.2015	< XA 1	sehr gering	sehr gering	sehr gut
B 10	22.09.2017	< XA 1	gering	sehr gering	sehr gut
B 14	18.10.2017	XA 1	sehr gering	sehr gering	sehr gut
B 16	26.09.2017	< XA 1	gering	sehr gering	sehr gut
B 43	13.10.2017	< XA 1	sehr gering	sehr gering	sehr gut
B 46	26.09.2017	< XA 1	sehr gering	sehr gering	sehr gut
B 59	24.11.2017	< XA 1	gering	sehr gering	sehr gut
B 61	26.01.2017	< XA 1	sehr gering	sehr gering	sehr gut
B 67	11.10.2017	< XA 1	sehr gering	sehr gering	sehr gut
B 70	22.09.2017	XA 1	sehr gering	sehr gering	sehr gut
B 11/17	18.04.2018	< XA 1	gering	sehr gering	sehr gut
Nachanalyse	30.10.2018	XA 1			
B 12/17	26.03.2018	< XA 1	sehr gering	sehr gering	sehr gut
B 18/17	26.03.2018	XA 1	gering	sehr gering	sehr gut
B 20-1/17	04.07.2018	< XA 1	sehr gering	sehr gering	sehr gut
B 20-2/17	04.07.2018	< XA 1	sehr gering	sehr gering	sehr gut
B 21-1/17	19.07.2018	< XA 1	gering	sehr gering	sehr gut



Wasserprobe		Betonaggressivität	Stahlaggressivität		
GWM	Entnahme-Datum	Expositions-klasse	Mulden- / Lochkorrosion	Flächenkorrosion	Güte
B 21-2/17	19.07.2018	< XA 1	gering	sehr gering	sehr gut
B 27/17	20.03.2018	XA 1	gering - sehr gering	sehr gering	sehr gut
B 27-1/17	20.03.2018	XA 2	gering - sehr gering	sehr gering	sehr gut
B 31/17	25.04.2018	< XA 1	sehr gering	sehr gering	sehr gut
B 31-1/17	25.04.2018	< XA 1	gering	sehr gering	sehr gut
Nachanalyse	30.10.2018	XA 1			
B 36/17	21.06.2018	< XA 1	sehr gering	sehr gering	sehr gut
B 36-1/17	21.06.2018	< XA 1	gering - sehr gering	sehr gering	sehr gut
Nachanalyse	30.10.2018	XA 1			
B 58/17	05.07.2018	< XA 1	sehr gering	sehr gering	sehr gut
B 62-1/17	05.07.2018	< XA 1	sehr gering	sehr gering	sehr gut
B 62-2/17	05.07.2018	< XA 1	sehr gering	sehr gering	sehr gut
B 70/17	05.07.2018	< XA 1	sehr gering	sehr gering	sehr gut
B 72/17	05.07.2018	< XA 1	gering - sehr gering	sehr gering	sehr gut
B 73-1/17	08.06.2018	< XA 1	sehr gering	sehr gering	sehr gut
B 75-1/17	16.05.2018	XA 2	sehr gering	sehr gering	sehr gut
B 77/17	20.03.2018	XA 2	gering	sehr gering	sehr gut
B 80/17	02.02.2018	< XA 1	sehr gering	sehr gering	sehr gut
B 86/17	30.05.2018	XA 1	gering	sehr gering	sehr gut
B 86-1/17	30.05.2018	< XA 1	gering- sehr gering	sehr gering	sehr gut
B 89/17	25.01.2018	XA 1	gering	sehr gering	sehr gut
B 89-1/17	25.01.2018	< XA 1	sehr gering	sehr gering	sehr gut

Die Grundwasserproben weisen in den meisten Analysen keine Betonaggressivität, in den Messstellen GWM B 14, B 70, B 11/17, B 18/17, B 27/17, B 31-1/17, B 36-1/17, B 86/17 und B 89/17 eine Expositions-klasse XA 1 (geringe Betonaggressivität) und in den Messstellen GWM B 1, B 27-1/17, B 75-1/17 und B 77/17 eine Expositions-klasse XA 2 (mäßige Betonaggressivität) auf.

Bezüglich der Stahlaggressivität wurde bei allen Proben eine sehr geringe Flächenkorrosion ermittelt. Die Mulden- und Lochkorrosion wird als gering bis sehr gering eingestuft.



Die hydrochemischen Untersuchungen zur Einleitbarkeit von gefördertem Grundwasser ergaben bei einigen der untersuchten Wasserproben Überschreitungen von Grenzwerten für die Einleitung in Gewässer II. Ordnung, so dass das beim Lenzen der verschiedenen Baugruben anfallende Grundwasser vor Einleitung in die Vorflut in der Regel gereinigt werden muss. Die grenzwertüberschreitenden Parameter aus den Analysen der Baugrunderkundung (Anlagen 022445/6.1 bis 6.37 sind in der nachfolgenden Tabelle 3 im Einzelnen aufgeführt.

Tabelle 3 Ergebnisse der Grundwasseruntersuchungen auf Einleitparameter

Wasserprobe		Überschreitungen Einleitparameter RW-Siel/Vorfluter	Überschreitungen Einleitparameter MW- / Schmutzwassersiel
GWM	Entnahme-Datum		
B 10	22.09.2017	Fe _{ges} , Fe ²⁺ , CSB, Kupfer, Nickel	Fe ²⁺
B 14	18.10.2017	Fe _{ges} , Fe ²⁺ , Sulfat, Nickel	Fe ²⁺
B 16	26.09.2017	Fe ²⁺ , Kalklösende Kohlensäure, Nickel	Fe ²⁺
B 43*	13.10.2017	Fe ²⁺ , CSB, Kupfer, Zink	keine
B 46**	26.09.2017	Fe _{ges} , Fe ²⁺ , CSB, Nickel	keine
B 59*	24.11.2017	Absetzbare Stoffe, Fe _{ges} Fe ²⁺ , Zink	Fe ²⁺
B 61	26.01.2017	Absetzbare Stoffe	keine
B 67	11.10.2017	Absetzbare Stoffe, Eisen ges.	keine
B 70	22.09.2017	Absetzbare Stoffe, Sulfat	keine
B 11/17	18.04.2018	Fe _{ges} , Fe ²⁺	Fe ²⁺
B 12/17	26.03.2018	keine	keine
B 18/17	26.03.2018	Fe _{ges} , Fe ²⁺ , Sulfat	Fe ²⁺
B 20-1/17	04.07.2018	Fe ²⁺	keine
B 20-2/17	04.07.2018	keine	keine
B 21-1/17	19.07.2018	Fe _{ges} , Fe ²⁺	keine
B 21-2/17	19.07.2018	Fe ²⁺	keine
B 27/17	20.03.2018	AOX	keine
B 27-1/17	20.03.2018	Fe ²⁺ , Kalklösende Kohlensäure, Nickel, Zink	Kalklösende Kohlensäure
B 31/17	25.04.2018	keine	keine
B 31-1/17	25.04.2018	Nickel	keine
B 36/17	21.06.2018	Fe _{ges} , Fe ²⁺ , Kupfer, Nickel, Zink	keine
B 36-1/17	21.06.2018	Fe _{ges} , Fe ²⁺ , Kupfer, Nickel, Zink	Fe ²⁺
B 58/17	05.07.2018	Absetzbare Stoffe, Fe ²⁺ , Kupfer	Fe ²⁺
B 62-1/17	05.07.2018	Absetzbare Stoffe, Fe ²⁺ , Blei	keine
B 62-2/17	05.07.2018	Absetzbare Stoffe, Fe ²⁺ , Chrom	keine



Wasserprobe		Überschreitungen Einleitparameter RW-Siel/Vorfluter	Überschreitungen Einleitparameter MW- / Schmutzwassersiel
GWM	Entnahme-Datum		
B 70/17	05.07.2018	Fe ²⁺ , CSB	keine
B 72/17	05.07.2018	Absetzbare Stoffe, CSB	keine
B 73-1/17	08.06.2018	Fe _{ges} , Fe ²⁺ , AOX, Zink	Fe ²⁺
B 75-1/17	16.05.2018	Fe ²⁺ , Kalklösende Kohlensäure, CSB, Nickel	Kalklösende Kohlensäure
B 77/17	20.03.2018	Fe ²⁺ , Kalklösende Kohlensäure, Nickel, Zink	Fe ²⁺ , Kalklösende Kohlensäure
B 80/17	02.02.2018	Absetzbare Stoffe, Fe _{ges} , CSB, Blei, Kupfer, Nickel, Zink	keine
B 86/17	30.05.2018	Fe _{ges} , Fe ²⁺ , Blei, Kupfer, Nickel, Zink	Fe ²⁺
B 86-1/17	30.05.2018	Absetzbare Stoffe, AOX	keine
B 89/17	25.01.2018	Fe _{ges} , Fe ²⁺ , Nickel	Fe ²⁺
B 89-1/17	25.01.2018	Fe _{ges} , Fe ²⁺ , Sulfat	Fe ²⁺

* Arsen wurde nicht analysiert

** Arsen und Quecksilber wurden nicht analysiert

Die Analysenergebnisse der vom Büro Arcadis entnommenen Grundwasserproben sind in der Anlage 022445/6.38 dem vorliegenden Bericht beigelegt. Die Ergebnisse bezüglich Überschreitungen der Einleitparameter in den Vorfluter bzw. das Siel können von den in der Tabelle 3 aufgeführten Analysenergebnissen abweichen. Maßgebend für das Grundwassermanagement und Bauwasserkonzept sind die Ergebnisse der von Arcadis für diesen Zweck durchgeführten Untersuchungen.

6. Bodenmechanische Laborversuche

6.1 Allgemeines

Zur Abschätzung der in erdstatischen Berechnungen für die anstehenden Bodenschichten anzusetzenden Bodenkennwerte wurden neben der manuellen und visuellen Bewertung der Bodenproben an ausgewählten ungestört und gestört entnommenen Bodenproben folgende bodenmechanische Laborversuche durchgeführt:

- Ermittlung des Wassergehaltes (w) nach DIN EN ISO 17892-1
- Ermittlung der Korngrößenverteilung nach DIN EN ISO 17892-4
- Ermittlung der Wichte (γ) bzw. Dichte (ρ) nach DIN 18125-2
- Ermittlung der Zustandsgrenzen nach DIN 18122-1
- Ermittlung der Schrumpfgrenze nach DIN 18122-2



- Ermittlung des Glühverlustes (V_{gl}) nach DIN 18128
- Ermittlung des Kalkgehaltes (V_{ca}) nach DIN 18129
- Ermittlung der Wasserdurchlässigkeit k nach DIN 18130-1
- Ermittlung der Zusammendrückbarkeit (E_s) im Kompressionsversuch nach DIN EN ISO 17892-5
- Ermittlung der undrained Scherfestigkeit (c_u) im Zylinderdruckversuch nach DIN EN ISO 17892-7
- Ermittlung der effektiven Scherparameter (φ' , c') im direkten Rahmenscherversuch (CD-Versuch) nach DIN 18137-3
- Ermittlung des Quellpotentials und des Quelldrucks nach KAISER/HENKE

Weiterhin wurden zur Ermittlung des Kornrundungsgrades und des Abrasionsvermögens sowie zur Feststellung des Mineralbestands repräsentative Proben der holozänen und pleistozänen Sande und Kiese sowie des Geschiebemergels mikroskopisch untersucht.

Zur Beurteilung des Verklebungspotentials für die Werkzeuge der Schildvortriebsmaschine und des Quellvermögens wurde die Tonmineralzusammensetzung der bindigen Böden durch Tonmineralanalysen mit dem Röntgendiffraktometer untersucht.

Die Ergebnisse der ausgeführten bodenmechanischen Laborversuche können im Einzelnen den Anlagen 022445/7 bis 13 entnommen werden.

6.2 Organische Weichschichten

6.2.1 Wassergehalt

Die Einzelwerte der an Proben aus den organischen Weichschichten nach DIN EN ISO 17892-1, ermittelten Wassergehalte sind auf den Anlagen 022445/4.1 bis 4.46 rechts neben den Bohrprofilen angegeben. Für die unterschiedlichen Bodenarten der anstehenden organischen Weichschichten ergeben sich die in Tabelle 4 aufgeführten Grenz- und Mittelwerte:

Tabelle 4 Wassergehalte der organischen Weichschichten

Bodenart	Anzahl der Versuche	Wassergehalte w (%)		
		min.	mittel	max.
Torf	37	22,5	121	409
Mudde	39	26,7	48,3	121
Kalkmudde	16	46,2	84,6	136
Holz	2	220	302	261

6.2.2 Korngrößenverteilung Kalkmudde

An einer ungestört entnommenen Probe aus der Kalkmudde wurde die Korngrößenverteilung nach DIN EN ISO 17892-4 durch kombinierte Sieb-/Schlammanalyse bestimmt. Das Ergebnis der ermittelten Korngrößenverteilung ist auf der Anlage 022445/7.1.1 als Körnungslinie dargestellt.

6.2.3 Wichte

Zur Bestimmung der Feuchtwichte wurde die Dichte (ρ in $\text{g/cm}^3 = \text{t/m}^3$) nach DIN 18125-2 an insgesamt 24 ungestört entnommenen Proben der organischen Weichschichten bestimmt.

Nach statistischer Auswertung ergeben sich die in Tabelle 5 angegebenen Grenz- und Mittelwerte.

Tabelle 5 Feuchtwichte der organischen Weichschichten

Bodenart	Anzahl der Versuche	Feuchtwichte γ [kN/m^3]		
		min.	mittel	max.
Torf	11	12,1	13,8	16,7
Mudde	7	15,6	16,6	17,7
Kalkmudde	6	14,1	14,9	15,6



6.2.4 Glühverlust organische Weichschichten

Zur Ermittlung des organischen Anteils wurde Bodenproben der organischen Weichschichten der Glühverlust nach DIN 18128 bestimmt.

Die ermittelten Einzelwerte sind auf den Anlagen 022445/4.1 bis 4.46 links neben den Bohrprofilen, der entsprechenden Probenentnahmetiefe zugeordnet, angegeben. Nach statistischer Auswertung ergeben sich die in Tabelle 6 angegebenen Grenz- und Mittelwerte.

Tabelle 6 Glühverlust der organischen Weichschichten

Bodenart	Anzahl der Versuche	Glühverlust V_{gl} [%]		
		min.	mittel	max.
Torf	4	17,2	21,6	27,4
Mudde	7	5,9	7,9	10,2
Kalkmudde	3	7,1	20,0	32,2

6.2.5 Kalkgehalt Kalkmudde

An der Kalkmudde wurde der Kalkgehalt nach DIN 18129 ermittelt. Die Einzelwerte sind auf den Anlagen 022445/4.1 bis /4.46 links neben den Bohrprofilen angegeben. Es ergeben sich folgende Werte:

Tabelle 7 Kalkgehalt der Kalkmudde

Bodenart	Anzahl der Versuche	Kalkgehalt V_{Ca} [%]		
		min.	mittel	max.
Kalkmudde	2	68,2	72,4	76,6

6.2.6 Zusammendrückbarkeit

Zur Bestimmung der Steifemoduli (E_s) der organischen Weichschichten wurde an zwei ungestört entnommenen Bodenproben der Kalkmudde und aus drei ungestört entnommenen Bodenproben des Torfs Kompressionsversuche mit verhinderter Seitendehnung nach



DIN EN ISO 17892-5 durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Form der gemessenen Lastsetzungskurven in den Anlagen 022445/9.1.1 bis /9.1.5 dargestellt. Die aus den Lastsetzungskurven für verschiedene Spannungsbereiche ermittelten Steifemoduli der Erst- und Zweitbelastung sowie der Einbauwassergehalt und die Wichte sind ebenfalls den o. g. Anlagen zu entnehmen.

Tabelle 8 Steifemoduli – Erstbelastung organische Weichschichten

Bodenart	Bohrung	Tiefe [m]	Steifemoduli [MN/m ²]				
			Erstbelastung				
			0,01-0,03 MN/m ²	0,03-0,06 MN/m ²	0,06-0,12 MN/m ²	0,12-0,25 MN/m ²	0,25-0,51 MN/m ²
Kalkmudde	70/17	13,25	2,9	3,4	3,9	5,1	6,6
Kalkmudde	70-4/17	11,75	1,6	3,6	4,0	4,0	3,9
Torf	70-3/17	6,75	0,83	1,8	1,6	1,7	2,3
Torf	70-4/17	7,25	1,06	2,2	2,8	3,4	4,8
Torf	70-4/17	8,25	0,63	1,3	1,6	1,9	2,5

Tabelle 9 Steifemoduli – Zweitbelastung organische Weichschichten

Bodenart	Bohrung	Tiefe [m]	Steifemoduli [MN/m ²]				
			Zweitbelastung				
			0,03-0,06 MN/m ²	0,06-0,12 MN/m ²	0,12-0,25 MN/m ²	0,25-0,51 MN/m ²	0,51-1,03 MN/m ²
Kalkmudde	70/17	13,25	15,0	16,2	23,3	26,4	8,4
Kalkmudde	70-4/17	11,75	14,5	12,4	11,9	16,4	6,2
Torf	70-3/17	6,75	10,2	7,9	7,0	9,9	5,2
Torf	70-4/17	7,25	16,2	12,5	14,4	19,4	10,8
Torf	70-4/17	8,25	9,5	8,4	7,9	11,5	5,6

6.3 Sande und Kiese

6.3.1 Korngrößenverteilung

Von den holozänen und pleistozänen Sanden sowie den örtlichen Kieseinlagerungen wurden an insgesamt 152 Sandproben und 20 Kies- bzw. stark kiesigen Sandproben die Korngrößenverteilungen nach DIN EN ISO 17892-4 durch Nass- bzw. Trockensiebung

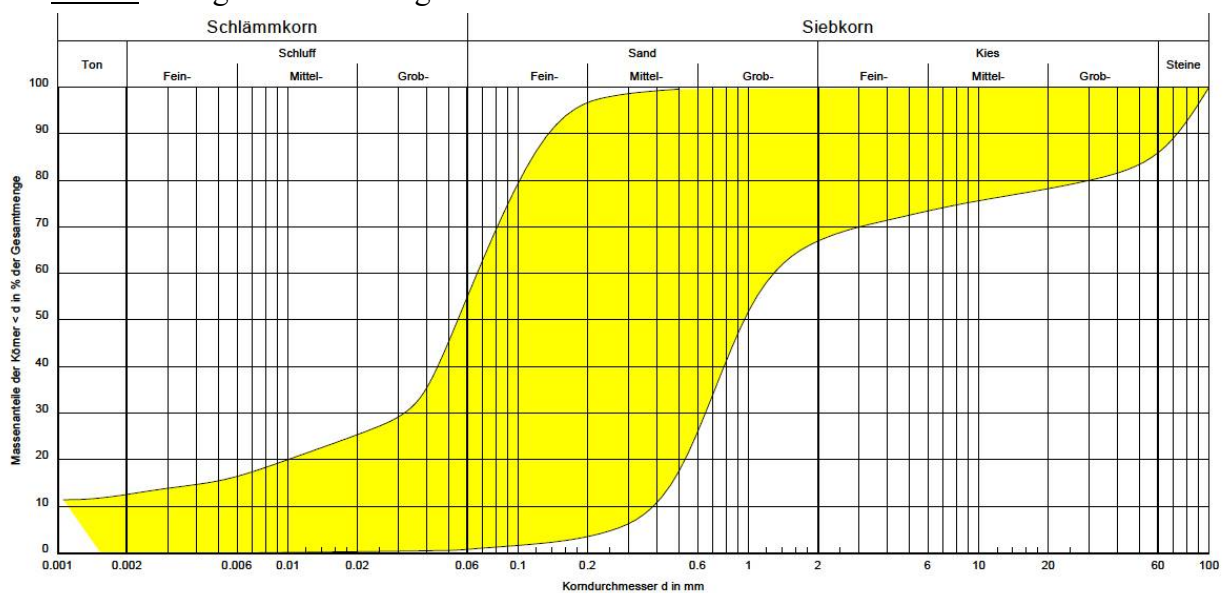


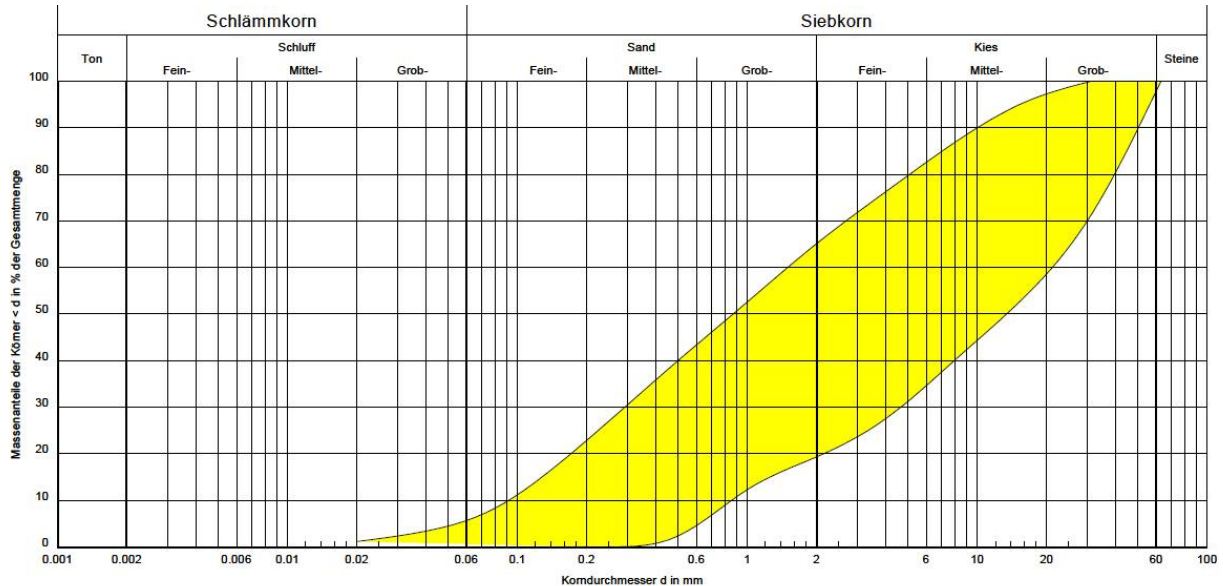
bestimmt. Die Ergebnisse sind in den Anlagen 022245/7.2.1 bis 7.2.33 (Sand) bzw. 022445/7.3.1 bis 7.3.5 (Kies) als Körnungslinien dargestellt und bei der Benennung der Bodenarten nach DIN EN ISO 14688-1 berücksichtigt.

Bild 1 zeigt zusammengefasst das Kornverteilungsband der Feinsande bis kiesigen Sande im untersuchten Trassenabschnitt.

Die Kornverteilung der untersuchten Proben aus den eingeschalteten Kiesen geht aus Bild 2 hervor.

Bild 1: Korngrößenverteilungsband der Sande



**Bild 2:** Korngrößenverteilungsband der Kiese

6.3.2 Wasserdurchlässigkeit

Im Zuge der Vorentwurfsplanung (Unterlage 2.31) wurde die Wasserdurchlässigkeit der Sande und Kiese anhand der Ergebnisse der ermittelten Korngrößenverteilungen nach HAZEN/BEYER mit Berücksichtigung des Schluffanteils nach LAMPL und nach unseren Erfahrungen mit vergleichbaren Böden abgeschätzt und hinsichtlich der Wasserdurchlässigkeit gemäß DIN 18130, Teil 1 ausgewertet. Danach ergaben sich für die aufgeschlossenen pleistozänen Sande Durchlässigkeitswerte von rd. $5 \times 10^{-6} \text{ m/s} \leq k \leq 2 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ und für die erbohrten sandigen Kiese Durchlässigkeitswerte von rd. $9 \times 10^{-4} \text{ m/s} \leq k \leq 4 \times 10^{-3} \text{ m/s}$.

Im Zuge der Entwurfsplanung wurde von den anstehenden Sanden und Kiesen an 15 Proben der Wasserdurchlässigkeitsbeiwert im Laborversuch nach DIN 18130-1 bestimmt. Die Ergebnisse der Laborversuche sind in Tabelle 10 aufgeführt.

**Tabelle 10** Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte der Sande und Kiese

Bohrung	Entnahmetiefe unter Ansatzpunkt [m]	Bodenart	Wasserdurchlässigkeitsbeiwert k [m/s]
B 18-1/17	16.5 - 18.5	gG, gs, mg, fg', fs''	$1,8 \cdot 10^{-4}$
B 21-1/17	17.8 - 21.0	mS, fs, gs, g', u''	$1,2 \cdot 10^{-4}$
B 35/17	15.0 - 17.8	mS, fs, gs, gg, fg-mg'	$1,9 \cdot 10^{-4}$
B 37/17	14.9 - 18.9	fS – mS, u''	$4,8 \cdot 10^{-5}$
B 38/17	11.6 - 15.0	mS, fs, gs'	$1,9 \cdot 10^{-4}$
B 56/17	12.0 - 16.0	mS, gs, fs', u'', g''	$2,0 \cdot 10^{-4}$
B 67/17	21.3 - 27.4	mS, fs, u', gs'	$2,6 \cdot 10^{-5}$
B 69/17	33.2 - 36.4	gS, ms, fs', fg', u''	$1,0 \cdot 10^{-4}$
B 70/17	35.1 - 37.0	mS, f , gs', u'', g''	$4,9 \cdot 10^{-5}$
B 71/17	23.2 - 28.2	mS, f , u', gs'	$7,0 \cdot 10^{-6}$
B 72/17	22.6 - 25.3	mS, fs, gs, u''	$1,5 \cdot 10^{-4}$
B 73/17	22.0 - 25.5	mS, f , u'	$1,2 \cdot 10^{-5}$
B 75a/17	18.0 - 22.0	mS, fs, gs, g', u''	$1,7 \cdot 10^{-5}$
B 84/17	25.0 - 30.0	mS, f , gs', u''	$2,3 \cdot 10^{-5}$
B 87/17	22.0 - 26.0	mS, f , u'', gs''	$2,8 \cdot 10^{-5}$

6.4 Geschiebemergel und Geschiebelehm

6.4.1 Wassergehalt

Die Einzelwerte der an Geschiebemergel- und Geschiebelehmproben nach DIN EN ISO 17892-1 ermittelten Wassergehalte sind auf den Anlagen 022445/4.1 bis 4.46 rechts neben den Bohrprofilen angegeben. Es ergeben sich die in Tabelle 11 aufgeführten Grenz- und Mittelwerte.

Tabelle 11 Wassergehalte Geschiebemergel und Geschiebelehm

Bodenart	Anzahl der Versuche	Wassergehalte w (%)		
		min.	mittel	max.
Geschiebemergel	688	7,3	12,0	26,5
Geschiebelehm	81	8,2	15,1	23,4



6.4.2 Korngrößenverteilung

An insgesamt 101 ausgewählten Proben aus dem Geschiebemergel und 7 Proben aus dem Geschiebelehm wurde die Korngrößenverteilung nach DIN EN ISO 17892-4 durch kombinierte Sieb-/Schlammanalyse bestimmt. Die Ergebnisse der ermittelten Korngrößenverteilungen sind auf den Anlagen 022445/7.4.1 bis /7.4.20 (Geschiebemergel) und 022445/7.5.1 bis /7.5.2 (Geschiebelehm) in Form von Körnungslinien dargestellt.

Die Körnungslinien des Geschiebemergels sind in Bild 3 und die des Geschiebelehms in Bild 4 zu einem Körnungsband zusammengefasst dargestellt.

Bild 3: Korngrößenverteilungsband des Geschiebemergels

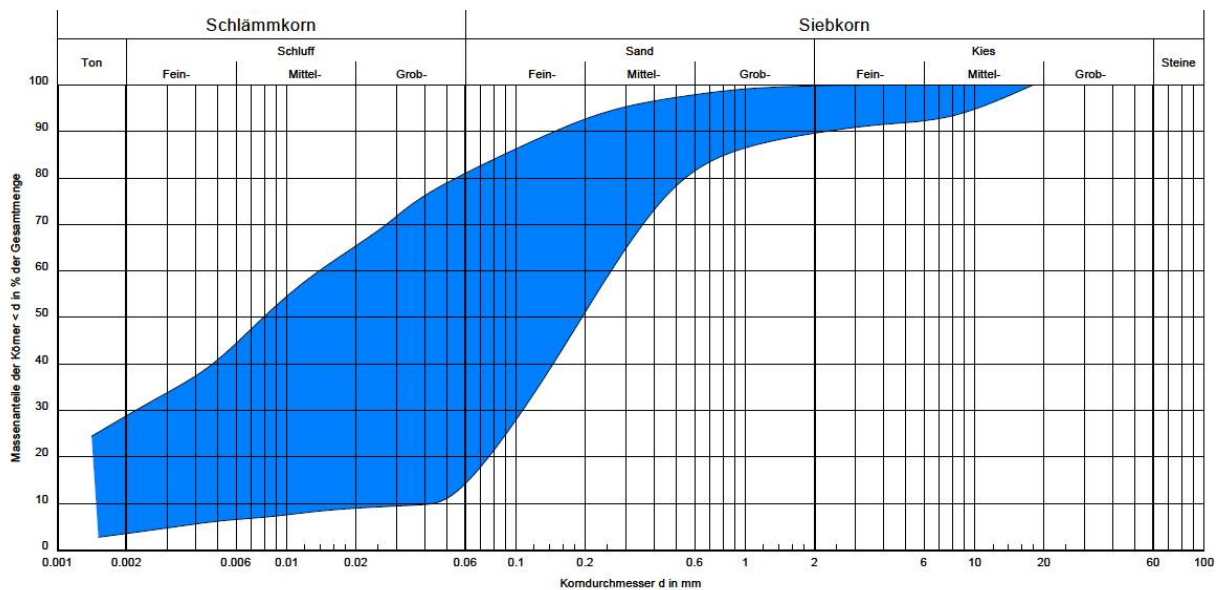
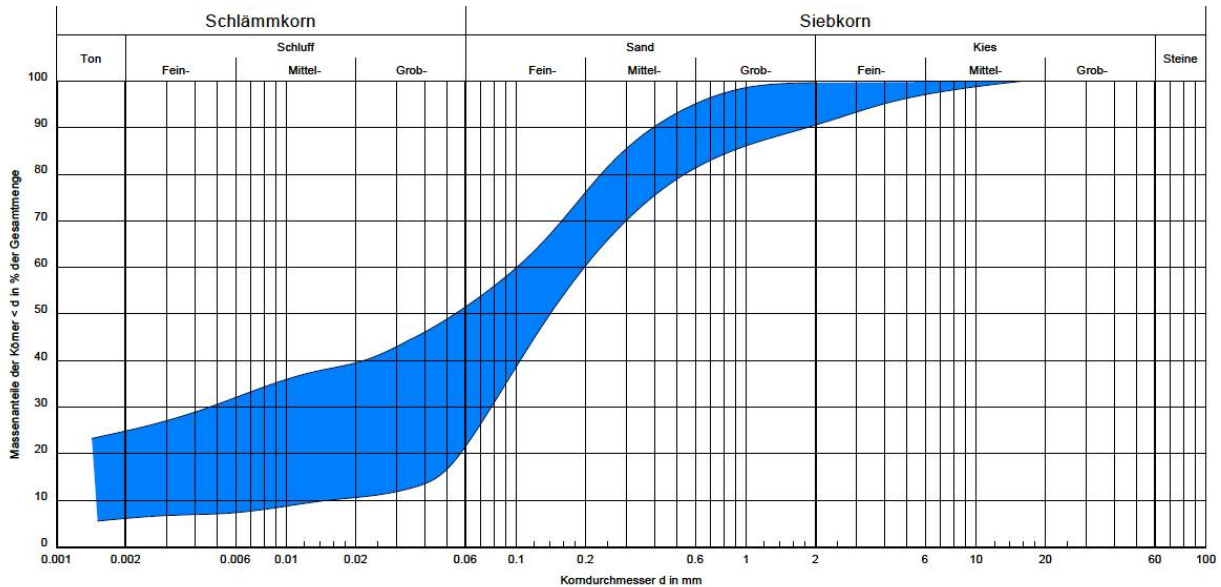


Bild 4: Korngrößenverteilungsband des Geschiebelehms

6.4.3 Wichte

Zur Bestimmung der Feuchtwichte wurde im Rahmen der ausgeführten Kompressions- und Scherversuche die Dichte (ρ in $\text{g/cm}^3 = \text{t/m}^3$) nach DIN 18125-2 an insgesamt 79 ungestört entnommenen Proben des Geschiebemergels und an drei Proben des Geschiebelehms bestimmt.

Die Einzelwerte der ermittelten Feuchtwichten sind den Anlagen 022245/9.2.1 bis /9.2.19, /10.1.1 bis /10.1.47 und /11.1.1 bis /11.1.12 (Geschiebemergel), sowie 022445/9.3.1, /10.2.1 und /10.2.2, /11.2.1 und /11.2.2 (Geschiebelehm) zu entnehmen. Nach statistischer Auswertung ergeben sich die in Tabelle 12 angegebenen Grenz- und Mittelwerte.

Tabelle 12 Feuchtwichte Geschiebemergel und Geschiebelehm

Bodenart	Anzahl der Versuche	Feuchtwichte γ [kN/m^3]		
		min.	mittel	max.
Geschiebemergel	79	20,4	22,6	25,7
Geschiebelehm	3	21,4	22,7	23,6



6.4.4 Glühverlust Geschiebemergel

Zur Ermittlung des organischen Anteils wurde an jeweils sieben Bodenproben aus dem Geschiebemergel der Glühverlust nach DIN 18128 bestimmt.

Die ermittelten Einzelwerte sind auf den Anlagen 022445/4.1 bis /4.46 links neben den Bohrprofilen, der entsprechenden Probenentnahmetiefe zugeordnet, angegeben. Nach statistischer Auswertung ergeben sich die in Tabelle 13 angegebenen Grenz- und Mittelwerte.

Tabelle 13 Glühverlust des Geschiebemergels

Bodenart	Anzahl der Versuche	Glühverlust V_{gl} [%]		
		min.	mittel	max.
Geschiebemergel	7	1,1	2,1	3,6

6.4.5 Kalkgehalt

An 16 Proben des Geschiebemergels wurde der Kalkgehalt nach DIN 18129 ermittelt. Die Einzelwerte sind auf den Anlagen 022445/4.1 bis /4.46 links neben den Bohrprofilen angegeben. Es ergeben sich folgende Werte:

Tabelle 14 Kalkgehalt des Geschiebemergels

Bodenart	Anzahl der Versuche	Kalkgehalt V_{Ca} [%]		
		min.	mittel	max.
Geschiebemergel	16	2,1	9,9	26,9

6.4.6 Konsistenzgrenzen

An 23 Proben des Geschiebemergels und einer Probe des Geschiebelehms wurden die Wassergehalte an der Fließ- und Ausrollgrenze (w_L und w_P) nach DIN 18122-1 bestimmt. Die Ergebnisse sind zusammen mit dem für diese Proben bestimmten natürlichen Wassergehalt (w) auf den Anlagen 022445/8.3.1 bis /8.3.22 (Geschiebemergel) und 022445/8.4.1



(Geschiebelehm) angegeben. Die v. g. Werte sind einschließlich der sich aus den Versuchswerten ergebenden Plastizitätszahl $I_p = w_L - w_p$ und der Konsistenzzahl $I_c = (w_L - w) / (w_L - w_p)$ in der Tabelle 15 aufgeführt.

Tabelle 15 Konsistenzgrenzen des Geschiebemergels

Bodenart	Aufschluss	Entnahmetiefe unter GOK [m]	Natürlicher Wassergehalt w [%]	Schrumpfgrenze w _s [%]	Konsistenzgrenzen				Konsistenz nach Vergleich w _s /w
					w _L [%]		I _p [%]	I _c [-]	
Geschiebemergel	B 66	19,25	12,1	-	19,3	10,9	8,4	0,86	-
	B 24/17	16,25	10,2	-	17,0	11,6	5,4	1,25	-
	B 57/17	25,25	11,1	12,8	17,3	12,1	5,2	1,20	fest
	B 61/17	21,25	13,1	-	16,7	10,6	6,1	0,59	-
	B 62/17	32,25	13,4	13,1	23,4	12,6	10,8	0,93	steif-halbfest
	B 63/17	21,75	11,9	-	23,0	12,4	10,6	1,04	-
	B 65/17	22,00	16,1	-	30,2	15,6	14,6	0,96	-
	B 68/17	21,70	9,7	-	17,3	12,2	5,1	1,48	-
	B 69-1/17	35,10	13,3	-	19,0	10,4	8,6	0,67	-
	B 71/17	20,50	10,3	-	19,3	10,8	8,5	1,06	-
	B 74/17	11,35	10,7	-	17,9	11,8	6,1	1,18	-
	B 75a/17	13,50	12,8	-	17,1	11,9	5,2	0,83	-
	B 76/17	13,00	13,1	-	17,6	10,5	7,1	0,63	-
	B 76/17	19,75	12,4	-	29,2	14,2	15,0	1,12	-
	B 78/17	13,00	26,1	-	34,4	17,1	17,3	0,48	-
	B 78/17	15,25	11,2	12,0	18,5	10,8	7,7	0,95	fest
	B 78-1/17	13,25	11,7	13,2	17,3	12,0	5,3	1,06	fest
	B 79/17	14,95	15,3	14,7	18,0	12,0	6,0	0,46	-
	B 81/17	17,25	12,4	-	23,6	11,3	12,3	0,90	-
	B 85/17	10,45	11,7	11,7	23,4	13,5	9,9	1,19	halbfest-fest
B 86/17	15,45	11,4	-	16,4	11,3	5,1	0,99	-	
B 87/17	17,45	13,1	-	17,6	12,4	5,2	0,86	-	
Geschiebelehm	B 61/17	4,25	17,4	-	29,6	14,9	14,7	0,83	-

Nach den Versuchsergebnissen ist der Geschiebemergel hauptsächlich den Bodengruppen TL sowie UL und ST und der Geschiebelehm der Bodengruppe TM nach DIN 18196 zuzuordnen.



Nach den ermittelten Konsistenzahlen I_C ergeben sich gemäß den Vorgaben der DIN 18122 Konsistenzen der untersuchten Geschiebemergel- und Geschiebelehmproben von breiig bis fest.

Bei stärker sandigem Geschiebemergel/-lehm geben diese theoretischen Konsistenzen aber die tatsächliche Festigkeit des Bodens nur unvollständig bzw. verfälscht wieder. An den ungestört entnommenen Sonderproben und auch an den gestört entnommenen Proben der Aufschlussbohrungen wurden steife, halbfeste sowie häufig auch feste Konsistenzen festgestellt. Da stärker sandige Geschiebeböden auch eine überwiegend geringe Strukturfestigkeit besitzen, war ein Teil der entnommenen Proben durch den Bohrvorgang stark gestört und aufgeweicht, so dass für diese Bereiche keine realistischen Konsistenzen bestimmt werden konnten. Die betroffenen Bereiche der Bohrprofile in den Anlagen 022445/4.1 bis 4.46 sind entsprechend gekennzeichnet.

6.4.7 Schrumpfgrenze

Zur weiteren bodenmechanischen Bewertung der Konsistenzen des Geschiebemergels und Geschiebelehms wurde an repräsentativen Proben des Geschiebemergels und des Geschiebelehms die Schrumpfgrenze w_s nach DIN 18122, Teil 2, bestimmt. Die Einzelwerte der ermittelten Schrumpfgrenzen sind in den Anlagen 022445/4.1 bis /4.46 links neben den Bohrprofilen angegeben. Es ergeben sich die in Tabelle 16 aufgeführten Grenz- und Mittelwerte.

Tabelle 16 Schrumpfgrenze Geschiebemergel und Geschiebelehm

Bodenart	Anzahl der Versuche	Schrumpfgrenze w_s (%)		
		min.	mittel	max.
Geschiebemergel	21	9,9	12,8	16,4
Geschiebelehm	1	—	13,0	—

Bei der Bestimmung einer festen Konsistenz ergeben sich häufig Unterschiede zwischen der Einteilung nach den Ergebnissen der Schrumpfgrenzenbestimmung im Vergleich mit dem natürlichen Wassergehalt einerseits und der Ermittlung an ungestörten Bodenproben mit dem Pocketpenetrometer andererseits. In der Tendenz liefert die theoretische Fest-



legung durch Vergleich der Wassergehalte einen etwas höheren Anteil fester Konsistenzen als bei der Bestimmung mit dem an einer Probe direkt gemessenen Eindringwiderstand des Penetrometers. Im vorliegenden Bericht wird im Zweifelsfall der zweiten Methode mit der direkten Bestimmung des Eindringwiderstands der Vorzug gegeben.

6.4.8 Zusammendrückbarkeit

Zur Bestimmung der Steifemoduli (E_s) des Geschiebemergels und des Geschiebelehms wurden an insgesamt 27 ungestört entnommenen Bodenproben des Geschiebemergels und einer Bodenprobe des Geschiebelehms Kompressionsversuche mit verhinderter Seitendehnung nach DIN EN ISO 17892-5 durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Form der gemessenen Lastsetzungskurven in den Anlagen 022445/9.2.1 bis /9.2.19 (Geschiebemergel) und 022445/9.3.1 (Geschiebelehm) dargestellt. Die aus den Lastsetzungskurven für verschiedene Spannungsbereiche ermittelten Steifemoduli der Zweitbelastung E_{s2} , sowie der Einbauwassergehalt und die Wichte sind ebenfalls den o. g. Anlagen zu entnehmen. Ergebnisse von im Rahmen der Vorentwurfsplanung ausgeführten Kompressionsversuchen an Bodenproben außerhalb des aktuellen Trassenverlaufs sind mit ausgewertet und in den nachfolgenden Tabellen aufgeführt, aber nicht vollständig als Anlagen beigelegt.

Zusammengefasst ergeben sich folgende Grenz- und Mittelwerte:

Tabelle 17 Steifemoduli Geschiebemergel und Geschiebelehm

Bodenart	Anzahl der Versuche	Steifemoduli [MN/m^2] Zweitbelastung											
		0,06-0,12 MN/m^2			0,12-0,25 MN/m^2			0,25-0,51 MN/m^2			0,51-1,03 MN/m^2		
		min.	mittel	max.	min.	mittel	max.	min.	mittel	max.	min.	mittel	max.
Geschiebemergel	27	16,2	45,4	93,3	25,3	55,4	152	40	93,9	192	63,9	118	243
Geschiebelehm	1	-	49,4	-	-	82,7	-	-	107	-	-	110	-



Tabelle 18 Steifemoduli Geschiebemergel und Geschiebelehm (Einzelergebnis)

Bodenart	Bohrung	Tiefe [m]	Steifemoduli [MN/m ²] Zweitbelastung			
			0,06-0,12 MN/m ²	0,12-0,25 MN/m ²	0,25-0,51 MN/m ²	0,51-1,03 MN/m ²
Geschiebelehm	9	5.45	49.4	82.7	107.1	110.3
Geschiebemergel	B 24/17	16.25	16.2	26.8	67.4	93.3
	B 57/17	25.25	70.0	58.7	88.8	110.3
	B 62/17	26.00	93.3	151.7	191.6	242.7
	B 63/17	3.75	40.0	62.8	86.7	94.5
	B 68/17	21.70	20.0	31.4	58.7	101.1
	B 76/17	19.75	44.2	33.7	57.8	79.1
	B 78-1/17	13.25	64.6	70.0	107.1	142.7
	B 81/17	14.25	56.0	55.2	107.1	127.7
	B 84/17	10.65	35.0	35.0	79.1	127.7
	B 86/17	15.45	38.2	60.7	101.1	134.8
	B 9	22.25	31.1	47.9	86.7	101.1
	B 10	12.75	23.3	43.3	104.0	132.4
	B 11	30.75	33.6	67.4	117.4	121.3
	B 24	21.25	70.0	75.8	113.7	142.7
	B 31	17.65	24.7	33.1	63.9	110.3
	B 35	37.25	56.0	75.8	117.4	140.0
	B 42	15.75	31.1	33.7	50.6	75.1
	B 47a	20.25	44.2	56.9	91.0	115.6
	B 50	21.25	46.7	46.7	134.8	112.0
	B 52	18.05	22.7	25.3	40.0	63.9
	B 54	25.75	27.1	41.4	74.3	107.1
	B 55	27.25	70.0	75.8	117.4	137.4
	B 55	31.75	35.0	35.7	56.9	82.7
B 58	22.05	60.0	75.8	117.4	127.7	
B 60	25.25	33.6	31.9	56.9	82.7	
B 65	15.45	84.0	79.1	134.8	154.9	
B 66	19.25	56.0	65.0	113.7	123.4	

6.4.9 Undränierte Scherfestigkeit

Die undränierte Scherfestigkeit c_u wurde an 47 ungestört entnommenen Proben des Geschiebemergels und an zwei ungestört entnommenen Proben des Geschiebelehms durch einaxiale Druckversuche nach DIN EN ISO 17892-7 ermittelt. Die Scherkurven sind in den Anlagen 022445/10.1.1 bis /10.1.47 (Geschiebemergel) sowie 022445/10.2.1 und /10.2.2 (Geschiebelehm) dargestellt. Zusammengefasst ergeben sich folgende undränierte Scherfestigkeiten c_u :

**Tabelle 19** Undränierte Scherfestigkeit Geschiebemergel und Geschiebelehm

Bodenart	Anzahl der Versuche	c_u [kN/m ²]		
		min.	mittel	max.
Geschiebemergel	47	25	143	436
Geschiebelehm	2	65	74	83

6.4.10 Effektive Scherparameter

Zur Bestimmung der effektiven Scherparameter φ' und c' wurden an insgesamt 12 ungestört entnommenen Proben des Geschiebemergels und an insgesamt zwei Proben des Geschiebelehms direkte Scherversuche (CD-Versuche) nach DIN 18137–3 durchgeführt. Die Versuchsergebnisse mit den Scherparametern φ' und c' gehen aus den Anlagen 022445/11.1.1 bis /11.1.12 (Geschiebemergel) und 022445/11.2.1 und /11.2.2 (Geschiebelehm) hervor. Zusammengefasst ergeben sich folgende Grenz- und Mittelwerte:

Tabelle 20 Effektive Scherparameter Geschiebemergel und Geschiebelehm

Bodenart	Anzahl der Versuche	Reibungswinkel φ' (°)			Kohäsion c' [kN/m ²]		
		min.	mittel	max.	min.	mittel	max.
Geschiebemergel	12	17,8	27,8	48,7	5,3	81,3	284,6
Geschiebelehm	2	36,7	40,0	43,3	23,2	75,7	128,2

6.5 Beckenschluff und Beckenton

6.5.1 Wassergehalt

Die Einzelwerte der an Beckenschluff- und Beckentonproben nach DIN EN ISO 17892-1 ermittelten Wassergehalte sind auf den Anlagen 022445/4.1 bis 4.46 rechts neben den Bohrprofilen angegeben. Es ergeben sich die in Tabelle 21 aufgeführten Grenz- und Mittelwerte.

Tabelle 21 Wassergehalte Beckenschluff/-ton

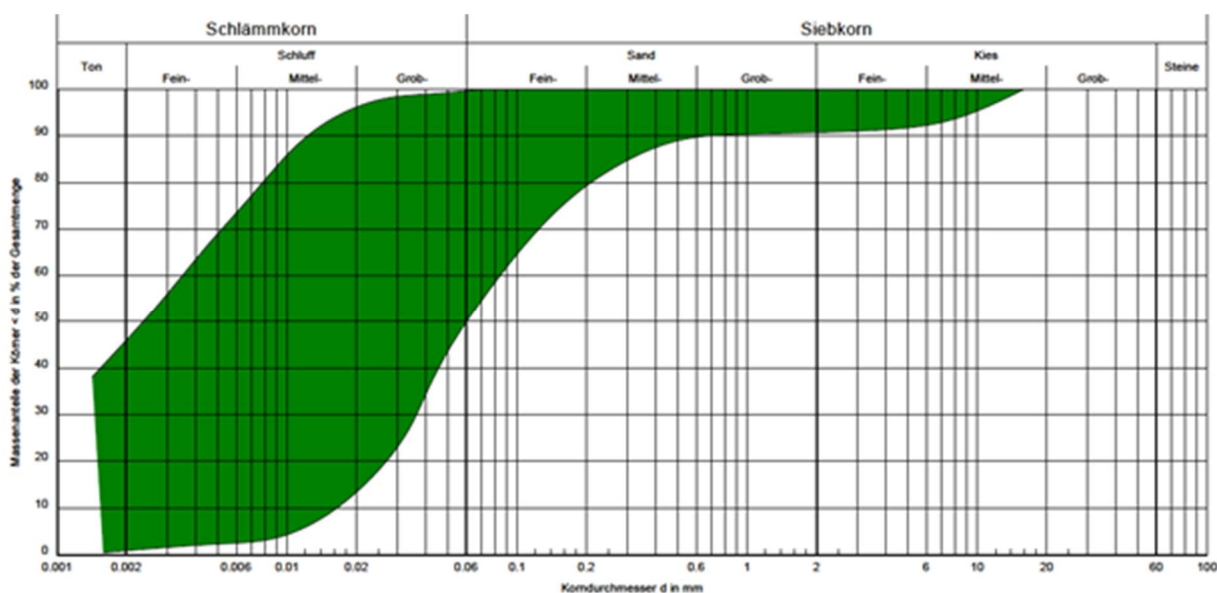
Bodenart	Anzahl der Versuche	Wassergehalte w (%)		
		min.	mittel	max.
Beckenschluff	167	10,3	25,1	32,9



6.5.2 Korngrößenverteilung

Die Korngrößenverteilung des pleistozänen Beckenschluffes und Beckentons wurde an insgesamt 64 Bodenproben durch Nasssiebung bzw. kombinierte Sieb- und Schlämmanalysen nach DIN EN ISO 17892-4 bestimmt. Die Ergebnisse sind in den Anlagen 022445/7.6.1 bis /7.6.14 als Kornverteilungskurven dargestellt und bei der Benennung der Bodenarten in den Bohrprofilen berücksichtigt.

Bild 5 zeigt zusammengefasst das Kornverteilungsband des Beckenschluffes und Beckentons.



6.5.3 Wichte

Zur Bestimmung der Feuchtwichte wurde im Rahmen der Kompressions- und Scherverversuche die Dichte nach DIN 18125-2 an insgesamt 12 ungestört entnommenen Proben des Beckenschluffes/-tones bestimmt.

Die Einzelwerte der ermittelten Feuchtwichte sind in den Anlagen 022445/9.4.1 bis /9.4.8 und /11.3.1 bis /11.3.4 angegeben. Nach statistischer Auswertung ergeben sich die in Tabelle 22 angegebenen Grenz- und Mittelwerte.

Tabelle 22 Feuchtwichte Beckenschluff/ton

Bodenart	Anzahl der Versuche	Feuchtwichte γ [kN/m ³]		
		min.	mittel	max.
Beckenschluff	12	19,2	20,2	21,2

6.5.4 Glühverlust Beckenschluff/-ton

Zur Ermittlung des organischen Anteils wurde an jeweils vier Bodenproben aus dem Beckenschluff/-ton der Glühverlust nach DIN 18128 bestimmt.

Die ermittelten Einzelwerte sind auf der Anlage 022445/4.1 bis /4.46 links neben den Bohrprofilen, der entsprechenden Probenentnahmetiefe zugeordnet, angegeben. Nach statistischer Auswertung ergeben sich die in Tabelle 23 angegebenen Grenz- und Mittelwerte.

Tabelle 23 Glühverlust des Beckenschluffs/-tons

Bodenart	Anzahl der Versuche	Glühverlust V_{gl} [%]		
		min.	mittel	max.
Beckenschluff	4	1,9	3,5	4,2

6.5.5 Kalkgehalt

An neun Proben des Beckenschluffes/-tones wurde der Kalkgehalt nach DIN 18129 ermittelt. Die Einzelwerte sind auf den Anlagen 022445/4.1 bis /4.46 links neben den Bohrprofilen angegeben. Es ergeben sich folgende Werte:

Tabelle 24 Kalkgehalt des Beckenschluffs/-tons

Bodenart	Anzahl der Versuche	Kalkgehalt V_{Ca} [%]		
		min.	mittel	max.
Beckenschluff	9	5,0	14,1	19,8



6.5.6 Konsistenzgrenzen

An 25 Proben des Beckenschluffs/-tons wurden die Wassergehalte an der Fließ- und Ausrollgrenze (w_L und w_P) nach DIN 18122-1 bestimmt. Die Ergebnisse sind zusammen mit dem für diese Proben bestimmten natürlichen Wassergehalt (w) auf den Anlagen 022445/8.1.1 bis /8.1.24 angegeben. Die v. g. Werte sind einschließlich der sich aus den Versuchswerten ergebenden Plastizitätszahl $I_P = w_L - w_P$ und der Konsistenzzahl $I_C = (w_L - w) / (w_L - w_P)$ in der Tabelle 25 aufgeführt.

Tabelle 25 Konsistenzgrenzen des Beckenschluffs/-tons

Aufschluss	Entnahmetiefe unter GOK [m]	Natürlicher Wassergehalt w [%]	Konsistenzgrenzen			
			w_L [%]	w_P [%]	I_P [%]	I_C [-]
B 16	8,25	26,3	31,7	19,3	12,4	0,43
B 56	12,25	29,2	33,1	22,3	10,8	0,36
B 59	13,35	28,8	30,3	22,4	7,9	0,19
B 67	12,25	26,6	30,7	19,6	11,1	0,37
B 69	23,00	28,3	32,8	18,6	14,2	0,32
B 70	21,35	26,4	30,7	20,1	10,6	0,41
B 13/17	15.30	28.8	38.4	18.7	19.7	0.49
B 14/17	9.60	30.6	54.2	27.1	27.1	0.87
B 27/17	10.00	29.1	37.4	21.6	15.8	0.52
B 35/17	25.70	25.6	41.5	23.3	18.2	0.87
B 38/17	23.25	26.9	33.5	23.6	9.9	0.67
B 38/17	25.00	32.8	58.9	28.4	30.5	0.85
B 57/17	20.20	26.6	45.2	22.5	22.7	0.82
B 60/17	13.25	20.6	29.3	19.2	10.1	0.86
B 62/17	11.25	27.6	31.7	20.8	10.9	0.38
B 62/17	13.75	27.0	37.2	21.6	15.6	0.65
B 62/17	20.00	21.9	27.5	14.0	13.5	0.41
B 62-1/17	13.00	28.4	31.4	22.8	8.6	0.35
B 63/17	19.00	23.7	28.8	17.3	11.5	0.44



Aufschluss	Entnahmetiefe unter GOK [m]	Natürlicher Wassergehalt w [%]	Konsistenzgrenzen			
			w _L [%]	w _p [%]	I _p [%]	I _c [-]
B 63-1/17	14.60	29.1	34.0	22.1	11.9	0.41
B 64/17	13.25	19.7	28.2	20.3	7.9	1.08
B 75a/17	14.80	31.1	29.0	19.0	10.0	-0.21
BS 32/17	9.40	30.5	39.5	22.8	16.7	0.54
BS 45/17	6.50	28.5	45.7	23.3	22.4	0.77

Nach den Versuchsergebnissen ist der Beckenschluff hauptsächlich den Bodengruppen TL/UL, vereinzelt ST sowie bei höheren Tonanteilen bereichsweise als Beckenton der Bodengruppe TM bzw. in einer Probe der Gruppe TA nach DIN 18196 zuzuordnen.

Nach den ermittelten Konsistenzahlen I_c ergeben sich gemäß den Vorgaben der DIN 18122 Konsistenzen der untersuchten Beckenschluff- und -tonproben von breiig bis halbfest. Insbesondere bei stärker sandigen Beckenschluffen mit geringer Plastizität geben diese theoretischen Konsistenzen aber die tatsächliche Festigkeit des Bodens nur unvollständig bzw. verfälscht wieder. An den ungestört entnommenen Sonderproben und auch an den gestört entnommenen Proben der Aufschlussbohrungen wurden überwiegend steife, untergeordnet auch halbfeste Konsistenzen festgestellt. Da der Beckenschluff im Gegensatz zu Tonen oder bindigen Geschiebeböden auch eine überwiegend geringe Strukturfestigkeit besitzt, war ein Teil der entnommenen Proben durch den Bohrvorgang stark gestört und aufgeweicht, so dass für diese Bereiche keine realistischen Konsistenzen bestimmt werden konnten. Die betroffenen Bereiche der Bohrprofile in den Anlagen 022445/4.1 bis 4.46 sind entsprechend gekennzeichnet.

6.5.7 Schrumpfgrenze

Zur weiteren bodenmechanischen Bewertung der Konsistenzen des Beckenschluffes wurde an einer Probe die Schrumpfgrenze w_s nach DIN 18122, Teil 2, bestimmt. Der Wert von W_S = 21,3 % ist auf der Anlage 022445/4.28 links neben dem Bohrprofil angegeben.



6.5.8 Zusammendrückbarkeit

Zur Bestimmung der Steifemoduli (E_s) des Beckenschluffes bzw. Beckentones wurden an insgesamt zehn ungestört entnommenen Bodenproben Kompressionsversuche mit verhinderter Seitendehnung nach DIN EN ISO 17892-5 durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Form der gemessenen Lastsetzungskurven in den Anlagen 022445/9.4.1 bis /9.4.8 dargestellt. Die Ergebnisse der beiden Kompressionsversuche an Bodenproben der außerhalb der aktuellen Trasse abgeteufte Bohrungen B 34 und B 35 sind in die Auswertung einbezogen worden, aber nicht als Anlagen dargestellt. Die aus den Lastsetzungskurven für verschiedene Spannungsbereiche ermittelten Steifemoduli der Zweitbelastung E_{s2} , sowie der Einbauwassergehalt und die Wichte sind ebenfalls den o. g. Anlagen zu entnehmen. Zusammengefasst ergeben sich folgende Grenz- und Mittelwerte:

Tabelle 26 Steifemoduli Beckenschluff/-ton

Anzahl der Versuche	Steifemoduli [MN/m^2] Zweitbelastung											
	0,06-0,12 MN/m^2			0,12-0,25 MN/m^2			0,25-0,51 MN/m^2			0,51-1,03 MN/m^2		
	min.	mittel	max.	min.	mittel	max.	min.	mittel	max.	min.	mittel	max.
10	20,5	45,4	84,0	23,9	41,3	62,8	38,3	59,9	79,1	44,1	71,0	101

Tabelle 27 Steifemoduli Beckenschluff/-ton (Einzelergebnisse)

Bohrung	Tiefe [m]	Steifemoduli [MN/m^2] Zweitbelastung			
		0,06-0,12 MN/m^2	0,12-0,25 MN/m^2	0,25-0,51 MN/m^2	0,51-1,03 MN/m^2
B 34	19.55	33.6	34.3	51.3	70.0
B 35	25.25	29.0	30.8	50.6	61.2
B 56	17.25	56.0	32.5	45.5	61.7
B 59	13.35	40.0	43.3	71.4	88.8
B 67	12.25	20.5	23.9	38.3	44.1
B 70	21.35	40.0	45.5	68.7	77.4
B 57/17	15.25	49.4	42.3	71.4	95.8
B 62/17	13.75	36.5	38.7	51.3	37.9
B 63/17	19.00	64.6	62.8	71.4	72.1
B 64/17	13.25	84.0	58.7	79.1	101.1



6.5.9 Effektive Scherparameter

Zur Bestimmung der effektiven Scherparameter φ' und c' wurden an insgesamt vier ungestört entnommenen Proben des Beckenschluffes direkte Scherversuche (CD-Versuche) nach DIN 18137-3 durchgeführt. Die Versuchsergebnisse mit den Scherparametern φ' und c' gehen aus den Anlagen 022445/11.3.1 bis /11.3.4 hervor. Zusammengefasst ergeben sich folgende Grenz- und Mittelwerte:

Tabelle 28 Effektive Scherparameter Beckenschluff/-ton

Bodenart	Anzahl der Versuche	Reibungswinkel φ' (°)			Kohäsion c' [kN/m ²]		
		min.	mittel	max.	min.	mittel	max.
Beckenschluff	4	21,9	29,8	36,9	15,0	28,6	65,8

6.5.10 Quellversuche

Für die Beurteilung des Quellverhaltens des Beckenschluffes/Beckentons wurden an drei ausgewählten Proben mit unterschiedlich hohen Tongehalten entsprechend der Empfehlung Nr. 11 des Arbeitskreises 19 – Versuchstechnik Fels – der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik Quellversuche nach KAISER/HENKE durchgeführt.

Beim Quellversuch nach KAISER/HENKE wird die Probe in ein Kompressionsgerät mit verhinderter Seitendehnung eingebaut, zur Kompensation von einbaubedingten Probenauflockerungen vorbelastet, wieder entlastet und anschließend bei einer geringen Auflastspannung von 20 kN/m² mit destilliertem Wasser zum Quellen gebracht. Die sich hierbei einstellende, auf die Ursprungshöhe der Probe bezogene Hebung wird als Quellpotential ε bezeichnet.

Nach beendetem Quellen wurde die Belastung der Probe stufenweise gesteigert, bis die Hebung auf null zurückgeht, d. h. die Ursprungshöhe der Proben wieder erreicht ist. Die hierfür erforderliche axiale Druckspannung wird als Quelldruck entsprechend dem Quelldruckäquivalenzpotential $\sigma_{q\ddot{A}}$ nach KAISER/HENKE bezeichnet. Die Versuchsergebnisse sind in der Tabelle 29 zusammengefasst.

Tabelle 29 Ergebnisse der Quellversuche nach KAISER/HENKE

Bohrung Nr.	Tiefe unter GOK [m]	Korngrößen- verteilung			Wasser- gehalt w [%]	Quell- zeit [t]	Quell- potential ε [%]	Quell- druck $\sigma_{q\ddot{A}}$ [kN/m ²]
		T [%]	U [%]	S [%]				
B 56	12,3	13	77	10	28,2	2	0,76	120
B 35/17	25,7	28	72	0	24,8	2	1,82	310
B 60/17	13,75	32	63	5	20,6	4	0,86	250

Die Spannungs-Dehnungsdiagramme sind in den Anlagen 022445/12.1.1 bis /12.1.3 aufgetragen.

Der Beckenschluff (B 56) und der Beckenton (B 35/17 und B 60/17) weisen in Abhängigkeit von der Größe des Gehaltes an Tonmineralen und hier insbesondere des Smectitgehaltes ein geringes Quellpotential zwischen 0,8 % und 1,8 % auf. Der bei den Versuchen ermittelte Quelldruck von bis zu rd. $\sigma_{q\ddot{A}} = 310 \text{ kN/m}^2$ ist bei der Bemessung der Tunnelröhre zu berücksichtigen (s. Abschn. 8.3).

6.5.11 Tonmineralanalysen

Zur Ermittlung des Gehaltes an quellfähigen Mineralien haben wir sechs ausgewählte Bodenproben von stärker tonigen Beckenschluffen zur Tonmineralanalyse an das Institut Dr. Baermann & Partner, Hamburg, weitergeleitet. Dort wurde das Probenmaterial fraktioniert (Sand- und Schlufffraktion entfernt) und an der Korngrößenfraktion $\leq 2 \mu\text{m}$ (Tonfraktion) mittels Röntgenbeugung die Anteile an Tonmineralien und an anderen Mineralien bestimmt. Die Untersuchungsergebnisse der für die finale Trassenvariante vier maßgebenden Proben sind in der nachfolgenden Tabelle 30 zusammengestellt. Die Einzelergebnisse sind gemäß den Unterlagen 2.25 und 2.26 in den Anlagen 022445/13.1 und /13.2 wiedergegeben.

Die in den untersuchten Proben nachgewiesenen Tonmineralien der Smectitgruppe sind stark quellfähig, wenn sie mit Wasser in Kontakt kommen.



Nach den v. g. Untersuchungsergebnissen liegt der Anteil der quellfähigen Mineralien innerhalb der untersuchten Tonfraktion zwischen rd. 12 % und rd. 24 %. Bezogen auf die Gesamtbodenproben (einschließlich der Schluff- und Feinsandfraktion) ist der prozentuale Anteil geringer.

Tabelle 30 Mineralgehalte der Tonfraktion in 4 Bodenproben des Beckenschluffs/-tons

Bohrung	Probenentnahmetiefe unter GOK [m]	Mineralgehalt [% der Tonfraktion $\leq 2 \mu\text{m}$]				
		Tonmineralien			Chlorit	Quarz
		Smectit*	Illit	Kaolinit		
B 34	19,8	26 - 28	29 - 31	19 - 21	2 - 4	19 - 21
B 47a	26,5	30 - 32	24 - 26	20 - 22	1 - 3	20 - 22
B 56	12,0	22 - 24	30 - 32	18 - 20	3 - 5	22 - 24
B 35/17	25,7	15 - 19	21 - 23	17 - 19	3 - 5	35 - 37
B 38/17	23,2	15 - 17	23 - 25	17 - 19	2 - 4	34 - 36
B 60/17	13,2	12 - 14	24 - 26	19 - 20	3 - 5	32 - 36

* quellfähige Mineralien

6.6 Lauenburger Ton

6.6.1 Wassergehalt

Die Einzelwerte der an den Proben des Lauenburger Tons nach DIN EN ISO 17892-1 ermittelten Wassergehalte sind auf den Anlagen 022445/4.1 bis 4.46 rechts neben den Bohrprofilen angegeben. Es ergeben sich die in Tabelle 31 angegebenen Grenz- und Mittelwerte.

Tabelle 31 Wassergehalte Lauenburger Ton

Bodenart	Anzahl der Versuche	Wassergehalte w (%)		
		min.	mittel	max.
Lauenburger Ton	149	10,0	24,7	35,9

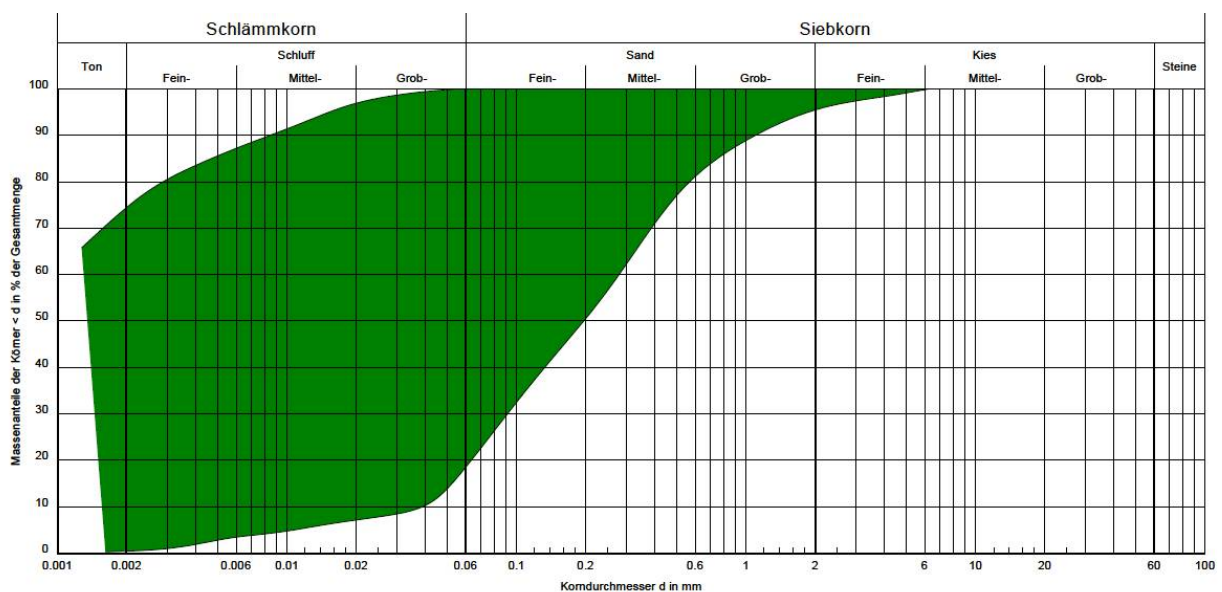
6.6.2 Korngrößenverteilung

An 46 ausgewählten Proben aus dem Lauenburger Ton wurde die Korngrößenverteilung nach DIN EN ISO 17892-4 durch kombinierte Sieb-/Schlammanalyse bestimmt. Die Ergebnisse der ermittelten Korngrößenverteilungen sind auf den Anlagen 022445/7.7.1 bis

/7.7.12 als Körnungslinien dargestellt und bei der Benennung der Bodenarten nach DIN EN ISO 14688-1 in den Bohrprofilen berücksichtigt.

Die Körnungslinien des Lauenburger Tones sind zu einem Körnungsband zusammengefasst in Bild 6 dargestellt.

Bild 6: Korngrößenverteilungsband des Lauenburger Tons



6.6.3 Wichte

Zur Bestimmung der Feuchtwichte wurde im Rahmen der Kompressions- und Scherver-suche die Dichte nach DIN 18125-2 an insgesamt 24 ungestört entnommenen Proben des Lauenburger Tones bestimmt.

Die Einzelwerte der ermittelten Feuchtwichte sind in den Anlagen 022245/9.5.1 bis /9.5.10, /10.3.1 bis /10.3.7, /11.4.1 und /11.4.7 angegeben. Nach statistischer Auswertung ergeben sich die in Tabelle 32 angegebenen Grenz- und Mittelwerte.

Tabelle 32 Feuchtwichte Lauenburger Ton

Bodenart	Anzahl der Versuche	Feuchtwichte γ [kN/m ³]		
		min.	mittel	max.
Lauenburger Ton	24	18,3	19,5	21,3



6.6.4 Glühverlust Lauenburger Ton

Zur Ermittlung des organischen Anteils wurde an jeweils neun Bodenproben aus dem Lauenburger Ton der Glühverlust nach DIN 18128 bestimmt.

Die ermittelten Einzelwerte sind auf der Anlage 022445/4.1 bis /4.46 links neben den Bohrprofilen, der entsprechenden Probenentnahmetiefe zugeordnet, angegeben. Nach statistischer Auswertung ergeben sich die in Tabelle 33 angegebenen Grenz- und Mittelwerte.

Tabelle 33 Glühverlust des Lauenburger Tons

Bodenart	Anzahl der Versuche	Glühverlust V_{gl} [%]		
		min.	mittel	max.
Lauenburger Ton	9	2,8	6,4	9,6

6.6.5 Kalkgehalt

An zehn Proben des Lauenburger Tons wurde der Kalkgehalt nach DIN 18129 ermittelt. Die Einzelwerte sind auf den Anlagen 022445/4.1 bis /4.46 links neben den Bohrprofilen angegeben. Es ergeben sich folgende Werte:

Tabelle 34 Kalkgehalt des Lauenburger Tons

Bodenart	Anzahl der Versuche	Kalkgehalt V_{Ca} [%]		
		min.	mittel	max.
Lauenburger Ton	10	0,7	4,8	9,7

6.6.6 Konsistenzgrenzen

An 26 Proben des Lauenburger Tons wurden die Wassergehalte an der Fließ- und Ausrollgrenze (w_L und w_P) nach DIN 18122-1 bestimmt. Die Ergebnisse sind zusammen mit dem für diese Proben bestimmten natürlichen Wassergehalt (w) auf den Anlagen 022445/8.2.1 bis /8.2.26 angegeben. Die v. g. Werte sind einschließlich der sich aus den Versuchswerten ergebenden Plastizitätszahl $I_P = w_L - w_P$ und der Konsistenzzahl $I_C = (w_L - w) / (w_L - w_P)$ in der Tabelle 35 aufgeführt.

**Tabelle 35** Konsistenzgrenzen des Lauenburger Tons

Aufschluss	Entnahmetiefe unter GOK [m]	Natürlicher Wassergehalt w [%]	Schrumpf- grenze w _S [%]	Konsistenzgrenzen				Konsistenz nach Ver- gleich w _S /w
				w _L [%]	w _P [%]	I _P [%]	I _C [-]	
B 49	36,25	25,2	-	47,5	24,2	23,3	0,96	-
B 49	38,75	22,9	-	31,7	23,5	8,2	1,07	-
B 50	33,25	27,1	-	51,5	29,6	21,9	1,11	-
B 50	35,25	25,0	25,4	43,7	21,3	22,4	0,83	fest
B 59	44,05	27,3	25,1	67,7	28,5	39,2	1,03	halbfest
B 19/17	38.30	12.7	-	33.5	16.4	17.1	1.22	-
B 57/17	37.75	22.3	28,1	53.4	34.8	18.6	1.68	fest
B 57/17	41.00	27.9	-	60.2	30.0	30.2	1.07	-
B 58/17	44.00	28.0	-	63.4	35.5	27.9	1.27	-
B 60/17	47.25	24.9	-	48.7	33.5	15.2	1.57	-
B 60/17	50.00	28.3	-	48.5	30.9	17.6	1.15	-
B 61/17	33.25	24.2	31,9	58.1	32.0	26.1	1.30	fest
B 61/17	37.00	27.1	-	47.5	26.4	21.1	0.97	-
B 63/17	52.00	25.4	-	59.2	26.9	32.3	1.05	-
B 66/17	35.25	28.7	-	55.2	32.9	22.3	1.19	-
B 67/17	33.25	27.9	-	56.3	34.4	21.9	1.30	-
B 76/17	82.25	22.5	-	47.9	28.7	19.2	1.32	-
B 76-1/17	80.75	20.0	-	47.2	27.2	20.0	1.36	-
B 77/17	71.25	15.9	19,0	40.6	22.6	18.0	1.37	fest
B 78/17	45.05	27.3	-	50.3	31.2	19.1	1.21	-
B 78-1/17	34.75	22.4	-	44.8	28.4	16.4	1.37	-
B 78-1/17	75.25	19.1	-	32.6	20.7	11.9	1.13	-
B 78-1/17	76.00	22.9	18,0	47.6	24.7	22.9	1.08	halbfest
B 80/17	75.25	21.1	19,8	51.7	28.2	23.5	1.31	halbfest
B 81/17	69.20	17.9	-	35.9	19.5	16.4	1.10	-
B 84/17	32.05	29.3	-	46.3	31.5	14.8	1.14	-

Nach den Versuchsergebnissen ist der Lauenburger Ton den Bodengruppen TL bis TA und OT nach DIN 18196 zuzuordnen.

Nach den ermittelten Konsistenzahlen I_c ist die Konsistenz der untersuchten Proben des Lauenburger Tones als halbfest bis fest bzw. zum Teil auch steif bis halbfest zu beurteilen.



6.6.7 Schrumpfgrenze

Zur weiteren bodenmechanischen Bewertung der Konsistenzen des Lauenburger Tones wurde an neun repräsentativen Proben die Schrumpfgrenze w_s nach DIN 18122, Teil 2, bestimmt. Die Einzelwerte sind in den Anlagen 022445/4.1 bis /4.46 links neben den Bohrprofilen angegeben.

Tabelle 36 Schrumpfgrenze Lauenburger Ton

Bodenart	Anzahl der Versuche	Schrumpfgrenze w_s (%)		
		min.	mittel	max.
Lauenburger Ton	9	18,0	19,8	31,9

6.6.8 Zusammendrückbarkeit

Zur Bestimmung der Steifemoduli (E_s) des Lauenburger Tones wurden an insgesamt elf ungestört entnommenen Bodenproben Kompressionsversuche mit verhinderter Seitendehnung nach DIN EN ISO 17892-5 durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Form der gemessenen Lastsetzungskurven in den Anlagen 022445/9.5.1 bis /9.5.10 dargestellt (B 57 nicht als Anlage dargestellt). Die aus den Lastsetzungskurven für verschiedene Spannungsbereiche ermittelten Steifemoduli der Zweitbelastung E_{s2} , sowie der Einbauwassergehalt und die Wichte sind ebenfalls den o. g. Anlagen zu entnehmen. Zusammengefasst ergeben sich folgende Grenz- und Mittelwerte:

Tabelle 37 Steifemoduli Lauenburger Ton

Anzahl der Versuche	Steifemoduli [MN/m^2] Zweitbelastung											
	0,06-0,12 MN/m^2			0,12-0,25 MN/m^2			0,25-0,51 MN/m^2			0,51-1,03 MN/m^2		
	min.	mittel	max.	min.	mittel	max.	min.	mittel	max.	min.	mittel	max.
11	11,1	56,8	105	16,2	48,1	82,7	23,0	60,8	101	37,7	65,1	104

Tabelle 38 Steifemoduli Lauenburger Ton (Einzelergebnisse)

Bohrung	Tiefe [m]	Steifemoduli [MN/m ²] Zweitbelastung			
		0,06-0,12 MN/m ²	0,12-0,25 MN/m ²	0,25-0,51 MN/m ²	0,51-1,03 MN/m ²
B 50	33.25	11.1	22.7	36.0	51.3
B 50	35.25	20.5	16.7	23.0	37.7
B 57	36.65	52.5	49.2	74.3	104.0
B 60/17	47.25	42.0	42.3	48.5	81.8
B 63/17	50.90	64.6	58.7	71.4	66.8
B 76/17	85.25	52.5	37.1	35.3	48.2
B 78-1/17	34.75	70.0	62.8	67.4	58.2
B 80/17	39.25	105.0	82.7	84.7	77.4
B 84/17	32.05	93.3	60.7	66.2	60.7
B 49	36,25	-	-	59,7	53,5
B 49	38,75	-	-	101	91

6.6.9 Undränierte Scherfestigkeit

Die undränierte Scherfestigkeit c_u wurde an sieben ungestört entnommenen Proben des Lauenburger Tones durch einaxiale Druckversuche nach DIN EN ISO 17892-7 ermittelt. Die Scherkurven sind in den Anlagen 022445/10.3.1 und 10.3.7 dargestellt. Zusammengefasst ergeben sich folgende undränierte Scherfestigkeiten c_u :

Tabelle 39 Undränierte Scherfestigkeit Lauenburger Ton

Bodenart	Anzahl der Versuche	c_u [kN/m ²]		
		min.	mittel	max.
Lauenburger Ton	7	86	134	230

6.6.10 Effektive Scherparameter

Zur Bestimmung der effektiven Scherparameter φ' und c' wurden an insgesamt sieben ungestört entnommenen Proben des Lauenburger Tones direkte Scherversuche (CD-Versuche) nach DIN 18137-3 durchgeführt. Die Versuchsergebnisse mit den Scherparametern φ' und c' gehen aus den Anlagen 022445/11.4.1 und /11.4.7 hervor. Zusammengefasst ergeben sich folgende Grenz- und Mittelwerte:

Tabelle 40 Effektive Scherparameter Lauenburger Ton

Bodenart	Anzahl der Versuche	Reibungswinkel φ' (°)			Kohäsion c' [kN/m ²]		
		min.	mittel	max.	min.	mittel	max.
Lauenburger Ton	7	6,0	24,8	36,8	0,7	92,0	251,8

6.6.11 Quellversuche

Für die Beurteilung des Quellverhaltens des Lauenburger Tones wurden an fünf ausgewählten Proben Quellversuche nach KAISER/HENKE durchgeführt. Die Versuchsergebnisse sind in der Tabelle 41 zusammengefasst.

Tabelle 41 Ergebnisse der Quellversuche nach KAISER/HENKE

Bohrung Nr.	Tiefe unter GOK [m]	Korngrößen- verteilung			Wasser- gehalt w [%]	Quell- zeit [t]	Quell- potential ε [%]	Quell- druck $\sigma_{q\ddot{a}}$ [kN/m ²]
		T [%]	U [%]	S [%]				
B 50	35,25	21	47	32	25,7	13	3,10	350
B 38/17	23,25	13	85	2	26,8	2	2,25	390
B 66/17	35,25	20	80	0	28,7	4	2,86	325
B 67/17	33,25	24	75	1	29,0	5	3,34	310
B 76-1/17	80,75	32	56	12	20,0	4	4,88	880

Die Spannungs-Dehnungsdiagramme sind in den Anlagen 022445/12.2.1 bis /12.2.5 aufgetragen.

Insgesamt zeigt der Lauenburger Ton in Abhängigkeit von der Größe des Gehaltes an Tonmineralen und hier insbesondere des Smectitgehaltes ein relativ geringes Quellpotential zwischen 2,3 % und 4,9 %. Der bei den Versuchen ermittelte Quelldruck von bis zu rd. $\sigma_{q\ddot{a}} = 390 \text{ kN/m}^2$ ist bei der Bemessung der Tunnelröhre zu berücksichtigen (s. Abschn. 8.3).



Die Probe aus der B 76-1/17, an der ein deutlich höherer Quelldruck von 880 kN/m^2 ermittelt wurde, stammt aus dem Bereich der Haltestelle Bramfeld aus dem dort in einer Tiefe von rd. 80 m unter GOK anstehenden unteren Lauenburger Ton und ist für den Schildvortrieb nicht maßgebend.

6.6.12 Tonmineralanalysen

Zur Ermittlung des Gehaltes an quellfähigen Mineralien haben wir vier ausgewählte Bodenproben des Lauenburger Tons zur Tonmineralanalyse an das Institut Dr. Baermann & Partner, Hamburg, weitergeleitet. Dort wurde das Probenmaterial fraktioniert (Sand- und Schlufffraktion entfernt) und an der Korngrößenfraktion $\leq 2 \mu\text{m}$ (Tonfraktion) mittels Röntgenbeugung die Anteile an Tonmineralien und an anderen Mineralien bestimmt. Die Untersuchungsergebnisse sind in der nachfolgenden Tabelle 42 zusammengestellt. Die Einzelergebnisse sind gemäß den Unterlagen 2.25 und 2.26 in den Anlagen 022445/13.1 und /13.2 wiedergegeben.

Die in den untersuchten Proben nachgewiesenen Tonmineralien der Smectitgruppe sind stark quellfähig, wenn sie mit Wasser in Kontakt kommen.

Nach den v. g. Untersuchungsergebnissen liegt der Anteil der quellfähigen Mineralien innerhalb der untersuchten Tonfraktion größtenteils zwischen rd. 24 % und rd. 31 %, in einer Probe zwischen rd. 3 % und rd. 5 %. Bezogen auf die Gesamtbodenproben (einschließlich der Schluff- und Feinsandfraktion) ist der prozentuale Anteil geringer.

Tabelle 42 Mineralgehalte der Tonfraktion in 4 Bodenproben des Lauenburger Tons

Bohrung	Probenentnahmetiefe unter GOK [m]	Mineralgehalt [% der Tonfraktion $\leq 2 \mu\text{m}$]				
		Tonmineralien			Chlorit	Quarz
		Smectit*	Illit	Kaolinit		
B 50	33,0	29 - 31	30 - 32	25 - 27	-	12 - 14
B 66/17	35,2	26 - 29	16 - 18	21 - 23	3 - 5	24 - 26
B 67/17	33,2	24 - 26	18 - 20	21 - 23	2 - 4	26 - 28
B 76-1/17	80,7	3 - 5	19 - 21	44 - 46	3 - 5	23 - 25

* quellfähige Mineralien



6.7 Abrasivität der sandigen und gemischtkörnigen Böden

Aus den Tiefenbereichen der vom Schildvortrieb zu durchfahrenden Böden wurden über die Länge der Vortriebsstrecke verteilt 21 charakteristische Proben von Sanden unterschiedlicher Korngrößenverteilung sowie 8 Geschiebemergelproben ausgewählt und an das Institut Dr. Baermann & Partner, Hamburg, zur Untersuchung der Zusammensetzung und zur Bestimmung des Rundungsgrades der Sandfraktion als Grundlage für die Beurteilung der Abrasivität weitergeleitet. Die Untersuchungsergebnisse gemäß den Unterlagen 2.27 und 2.28 sind diesem Bericht als Anlagen 022245/13.1 und 13.2 beigelegt. Die für die finale Trassenvariante maßgebenden Proben sind in der Tabelle 43 aufgelistet.

Danach sind die untersuchten Fein- bis Grobsande nach der Klassifizierung von Pettijohn et al. und Nichols überwiegend als „eckig mit beginnender Anrundung“ bis „angerundet“ bei einer Schwankungsbreite zwischen „sehr eckig“ und „gut gerundet“ einzuordnen. Der Sandanteil in den untersuchten Geschiebemergelproben ist überwiegend als „eckig“ bis „gerundet“ bei einer Schwankungsbreite zwischen „eckig“ und „gut gerundet“ einzuordnen.

Da die Sande erfahrungsgemäß zu mehr als 90 % aus Quarz bestehen, ist für den Vortrieb in Abhängigkeit vom jeweiligen Rundungsgrad insgesamt von einer überwiegend starken bis örtlich mittleren Abrasivität auszugehen.

Tabelle 43 Untersuchte Bodenproben

Bohrung	Probenentnahmetiefe unter GOK [m]	Bodenart
B 19	22.8	Sand
B 44	20.4	Sand
B 48	17.5	Sand
B 51	17.5	Sand
B 54	13.0	Sand
B 56	15.0	Sand
B 20/17	22.5	Sand
B 21-1/17	27.0	Geschiebemergel, sandig
B 24/17	28.0	Geschiebemergel, sandig
B 56/17	16.0	Sand
B 66/17	22.5	Geschiebemergel, sandig
B 68/17	26.3	Sand
B 72/17	21.6	Sand
B 75a/17	18.0	Sand
B 86/17	13.3	Sand
B 86/17	19.5	Geschiebemergel

7. Charakteristische Bodenkennwerte und Bodengruppen

Nach den Ergebnissen der Laborversuche an den ungestört entnommenen Sonderproben und den gestört entnommenen Proben sind unter Berücksichtigung unserer Erfahrungen mit vergleichbaren Bodenarten für erdstatische Berechnungen die in der Tabelle 44 aufgeführten Bodenkennwerte als charakteristische Werte anzusetzen. In der Tabelle sind ferner zu den einzelnen Bodenarten die zugehörigen Bodengruppen nach DIN 18196 angegeben.

**Tabelle 44** Bodenkennwerte (charakteristische Werte), Bodengruppen

Bodenart	Bodengruppe nach DIN 18196	Wichte γ/γ' [kN/m ³]	Scherparameter			Steifemodul $E_{s,k}$ [MN/m ²]
			ϕ'_k [°]	c'_k [kN/m ²]	$c_{u,k}$ [kN/m ²]	
Auffüllung, sandig, locker gelagert	[SE, SW, SU, SU*, ST]	18/10	30	0	-	20 – 40
Holozäner Torf (Bramfelder Dorfgraben)	HN, HZ	11/1	15	5	15	0,5 – 1
Eemzeitlicher Torf (Seebekniederung)	HN, HZ	12/2	15	5	15	1 – 2
Holozäne Mudde	OU, OT, F	16/6	17,5	10	20	2
Eemzeitliche Kalkmudde (Seebekniederung)	OU, OT, F	14/4	17,5	10	20	4 - 8
Sand, humos	OH	17/9	30	0	-	20
Sand, locker bis mittel- dicht gelagert (Talsande)	SE, SW, SU	18/10	32,5	0	-	30
Sand, mind. mitteldicht gelagert	SE, SW, SU	19/11	35	0	-	50 - 120
Kies, mind. mitteldicht gelagert	GE, GW, GU	20/10	35	0	-	80 - 130
Beckenschluff	UL, TL, ST	20/10	25	10	30	20 - 40
Beckenton	TM, TA	20/10	20	20	40	20 - 40
Geschiebelehm, mind. steife Konsistenz	SU*, TL, TM	21/11	30	5	40	30 - 60
Geschiebemergel, mind. steife Konsistenz (Niendorfer Moräne)	SU*, TL, TM	22/12	30	10	80 – 600 ¹⁾	40 - 80
Geschiebemergel, mind. steife bis feste Konsistenz (Drenthe-Moräne)	SU*, TL, TM	22/12	30	10	80 – 1.000 ¹⁾	60 - 100
Lauenburger Ton, steife bis halbfeste Konsistenz	UA, TM, TA, OT	20/10	20	20	60	20 – 40

¹⁾ Für erdstatische Berechnungen ist der jeweils ungünstige Wert anzusetzen.
Die Maximalwerte können als Anhalt für die Lösbarkeit herangezogen werden.

Für die Planung des Schildvortriebes können folgende Bandbreiten der Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte angesetzt werden:



-	Mudde und Torf	$1 \cdot 10^{-10} \text{ m/s} \leq k \leq 1 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$
-	eiszeitliche schluffige Feinsande	$1 \cdot 10^{-7} \text{ m/s} \leq k \leq 2 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$
-	eiszeitliche schluffarme Sande und sandige Kiese	$1 \cdot 10^{-5} \text{ m/s} \leq k \leq 5 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$
-	Geschiebemergel/Geschiebelehm	$1 \cdot 10^{-12} \text{ m/s} \leq k \leq 1 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$
-	Lauenburger Ton (ohne Feinsandbänder)	$1 \cdot 10^{-12} \text{ m/s} \leq k \leq 1 \cdot 10^{-8} \text{ m/s}$

Im Bereich von Kies- oder Steinlagen mit geringem Sandanteil sind lokal höhere horizontale Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte bis ca. max. $k_h \approx 2 \cdot 10^{-2} \text{ m/s}$ nicht auszuschließen

Die Luftdurchlässigkeit des Baugrundes k_L wird von verschiedenen Faktoren bestimmt (z. B. Lagerungsdichte und Porenraum der Sande, Sättigungsgrad der Poren, Luftüberdruck etc.) und ist über die Zeit nicht konstant. Sie wird für den Vortriebsbereich grob mit $k_L \approx 70 - 100 \cdot k_w$ (Wasserdurchlässigkeit) abgeschätzt.

8. Geotechnische Empfehlungen und Bemessungsangaben zum Tunnelvortrieb

8.1 Baugrund und Wasser im Trassenbereich, Bemessungswasserstände

Die im Bereich des geplanten Schildvortriebs erkundeten Baugrundverhältnisse sind in Abschn. 4.2 generell beschrieben und in den Anlagen 022445/4.12 bis 4.42 in Form von Bohrprofilen und Sondierdiagrammen detailliert dargestellt.

Einen Überblick über die im Trassenbereich zu erwartenden Bodenarten gibt der schematische geologische Längsschnitt in den Anlagen 022445/3.3 bis 3.6. Da die im Schnitt angegebenen Schichtgrenzen zwischen den Baugrundaufschlüssen interpoliert und auf die Trassenachse Gleis 1 projiziert sind, ist in diesen Bereichen grundsätzlich mit Abweichungen vom dargestellten Schichtenverlauf zu rechnen. Das gleiche gilt für den Schichtenverlauf quer zur Vortriebsachse. Nach dem schematischen geologischen Schnitt sind beim Schildvortrieb die nachfolgend aufgeführten Bodenarten zu erwarten:



Der Vortrieb durchfährt über die gesamte Strecke von ca. 3,3 km die Geschiebemergelablagerungen der Drenthe-Moräne und der Niendorfer Moräne mit den dazwischen und darunter anstehenden saalezeitlichen Sanden und untergeordnet Kiesen sowie Beckenschluffen und Beckentonen in wechselnder Tiefenlage und Zusammensetzung.

Auf der ersten Teilstrecke zwischen dem Startschacht und der Haltestelle Nordheimstraße werden nach den Ergebnissen der Aufschlussbohrungen Geschiebemergel und Sande sowie örtlich Kiese durchfahren. Zwischen den Haltestellen Nordheimstraße und Steilshoop wird zunächst nahezu vollflächig über die gesamte Ortsbrust Geschiebemergel und etwa ab Station 1,6+50 zunehmend Beckenschluff und Beckenton über Geschiebemergel aufgefahren. Zwischen den Stationen ca. 1,8+00 und ca. 1,9+50 nehmen Beckenschluff und Beckenton fast die gesamte Ortsbrustfläche ein. Ab ca. Station 2,1+50 nimmt der Anteil des Beckenschluffs bzw. Beckentons ab und der Vortrieb steigt zur Haltestelle Steilshoop hin zunehmend in die darüber anstehenden Sande auf. Vor und hinter der Haltestelle nimmt der Anteil der Beckenschluffe/Beckentone wieder deutlich zu. Um die Station ca. 2,8+80 herum steht der Beckenschluff vermutlich wieder nahezu über die gesamte Höhe der Ortsbrust an.

Ab etwa Station 3,1+00 taucht der Vortrieb mit der gesamten Ortsbrust unter die Basis der Beckenschluffe in Geschiebemergel und Sande mit örtlichen Kieslagen ab. Von ca. Station 3,2+00 bis ca. 3,3+00 wird im Sohlbereich des Vortriebs eine in die Sande eingeschaltete Scholle von Lauenburger Ton angeschnitten. Die Tonscholle wurde in den Bohrungen B 66/17 und B 67/17 angetroffen. Die tatsächliche Längenausdehnung jenseits der beiden Bohrungen kann nur grob geschätzt werden.

Im weiteren Verlauf unterquert der Vortrieb die Seebekniederung zunächst im Geschiebemergel und ab ca. Stat. 3,6+50 in saalezeitlichen Sanden mit örtlichen Kieseinschaltungen. Beim Aufstieg zur Haltestelle Bramfeld taucht der Vortrieb voraussichtlich ab ca. Stat. 3,9+00 wieder in eine Wechsellagerung von Geschiebemergel, Sanden und Kiesen ein, in



der er auch nach Durchschleppen durch die Haltestellenbaugrube bis zum Erreichen des Zielschachtes verbleibt.

Es wird an dieser Stelle nochmals darauf hingewiesen, dass sich die vorstehende Beschreibung der während des Vortriebs zu erwartenden Baugrundverhältnisse auf die Ergebnisse der ausgeführten Baugrundaufschlüsse und die Interpretation im geologischen Schnitt stützt und wegen der erforderlichen Interpolationen zwischen den Bohrpunkten beim Vortrieb teilweise mit deutlichen Abweichungen in allen Richtungen zu rechnen ist.

In der Ortsbrust steht in Teilstrecken nahezu durchgehend Geschiebemergel, Beckenschluff bzw. Beckenton oder Sand an. Überwiegend wird jedoch über die Höhe der Ortsbrust von rd. 11 m eine wechselhafte Schichtenfolge aus Geschiebemergel, Sanden und streckenweise Beckenschluff und Beckenton sowie örtlich Lauenburger Ton angeschnitten. Auf diese sog. Mixed-face-Bedingungen an der Ortsbrust, - insbesondere unterschiedliche Festigkeiten und mechanische Eigenschaften – sind die Vortriebsmaschine (Art, Anzahl und Anordnung der Abbauwerkzeuge, Leistungskennwerte, Geometrie etc.) und das Vortriebskonzept (u. a. Einstellung des Stützdrucks, der Vortriebsgeschwindigkeit, der Drehzahl etc.) einzustellen. Besonders hervorzuheben sind das Vorkommen von örtlichen, in den Geschiebemergel eingelagerten Sandlinsen, die bei einem möglichen Druckluftestieg in die Arbeitskammer zur Kontrolle oder zum Wechsel des Werkzeugbesatzes bzw. zur Hindernisbeseitigung Schwierigkeiten bei der Ortsbruststützung bereiten können, sowie das teilweise hohe Verklebungspotential der bindigen Böden und die überwiegend starke Abrasivität (s. Abschn. 6.7).

Im Geschiebemergel und insbesondere auf der Mergeloberkante sowie untergeordnet auch in den Kiesen und größeren Sanden ist entstehungsbedingt mit Einlagerungen von Steinen und Blöcken aus harten Graniten und metamorphen nordischen Gesteinen bis zur Findlingsgröße zu rechnen. Die in den Bohrungen angetroffenen, im schematischen geologischen Längsschnitt jeweils neben den Bohrprofilen mit einem roten bzw. schwarzen



„X“ gekennzeichneten Steinhindernisse und die in den Bohrprofilen dokumentierten Steine stellen aufgrund des begrenzten Bohrdurchmessers und des geringen Anteils der erkundeten Fläche nur zufällige Funde dar und können naturgemäß keinen zuverlässigen Hinweis auf die örtliche Häufigkeit und Größe der Steineinlagerungen geben.

Der überwiegende Anteil der zu erwartenden Steine dürfte unterhalb eines Durchmessers von ca. 50 cm liegen und ist damit schneidradgängig und förderbar bzw. bei Einsatz eines Steinbrechers weitgehend unproblematisch zu zerkleinern. Die während des Vortriebs in den Bereichen des Geschiebemergels und der Basis der Sande bzw. in Kieslagen zu erwartende Anzahl von Steinen bzw. Blöcken mit Durchmesser größer 50 cm ist nicht verlässlich abzuschätzen. Bei der weiteren Planung ist davon auszugehen, dass mit einer mittleren Anzahl von ca. 20 Steinen/Blöcken \varnothing 50 - 100 cm und 5 Blöcken \varnothing > 100 cm je 100 m Vortrieb in den Teilstrecken mit Anschnitt bzw. Durchfahrung des Geschiebemergels und der an der Basis der eingeschalteten saalezeitlichen Sande konzentriert vorhandenen Steine zu rechnen ist.

Die in der Trasse herrschenden Grundwasserverhältnisse sind in Abschn. 5 generell beschrieben und in dem Grundwassergleichenplan in der Anlage 022445/5.16 schematisch räumlich dargestellt. Für das Aufstellen der Stützdruckberechnungen können die bauzeitlichen hohen Bemessungsgrundwasserstände BGW wie im v. g. Grundwassergleichenplan angegeben verwendet werden. Die für die Bemessung des Tübbingtunnels maßgebenden dauerhaft höchsten Grundwasserstände HGW und die dauerhaft niedrigsten Grundwasserstände NGW sind dort ebenfalls aufgeführt. Die Werte gelten jeweils für die ganze Länge einer Baugrube bzw. eines ausgewiesenen Querungsbereiches. Dazwischen können die Höhen interpoliert werden. Nachfolgend sind die Bemessungswasserstände zusätzlich tabellarisch aufgeführt.

Tabelle 45 Bemessungswasserstände für Stützdruck- und Tunnelbemessung

Station km	Grundwasserstände in m NN		
	BGW	HGW	NGW
ca. 0,7+10 – 0,7+70 Startschacht	+11,0	+12,0	+9,0
ca. 0,8+00 – 0,9+20 Gütergleisquerung	+13,0	+13,5	+9,0
ca. 0,9+80 NA Rübenkamp	+12,0	+13,0	+9,5
ca. 1,3+80 – 1,5+60 Hst. Nordheimstraße	+14,0	+15,0	+11,0
ca. 2,0+25 NA Steilshooper Allee	+14,5	+15,5	+12,0
ca. 2,5+68 – 2,7+80 Hst. Steilshoop	+15,0	+16,0	+12,5
ca. 3,3+25 NA Gründgensstraße	+15,5	+16,5	+13,0
ca. 3,6+00 – 3,7+80 Seebekquerung	+16,0	+17,0 bzw. GOK	+13,5
ca. 3,8+35 NA Fabriciusstraße	+16,5	+17,0	+14,0
ca. 4,0+00 – 4,1+20 Torfrinne Bramfelder Dorfgraben	+18,0	GOK	+14,0
ca. 4,1+80 – 4,4+20 Hst. Bramfeld	+17,0	+18,0	+14,5
ca. 4,7+35 – 4,7+80 Zielschacht	+20,0	+21,0	+17,0

Die chemische Zusammensetzung des Grundwassers geht aus den Ergebnissen der durchgeführten Analysen hervor (siehe Abschn. 5.3). Das Grundwasser weist nach den Ergebnissen von 21 der 34 ausgeführten Analysen im Vortriebsbereich keine Betonaggressivität nach DIN EN 206-1 auf. In den Grundwasserproben aus den Messstellen GWM B 18/17 (Startschacht), B 27/17, B 31-1/17 (Hst. Nordheimstraße), B 70, B 36-1/17 (NA Steilshooper Allee), B 4 (strecke Steilshooper Allee), B 86/17 (Abstellanlage Bramfeld) und B 89/17 (Zielschacht) wurde eine geringe Betonaggressivität (Expositionsklasse XA 1) des Grundwassers zufolge erhöhter Gehalte an freier Kohlensäure bzw. Sulfat festgestellt.

Die Analysen an den Wasserproben aus den Messstellen GWM B 27-1/17 (Hst. Nordheimstraße), B 75-1/17 (Torfrinne Bramfelder Dorfgraben) und B 77/17 (Hst. Bramfeld) ergaben eine mäßige Betonaggressivität (Expositionsklasse XA 2) des Grundwassers zufolge erhöhter Gehalte an freier Kohlensäure.

Die Angaben zum Grundwasserchemismus in den Anlagen 022445/6.1 bis 6.38 sind bei der Wahl der Bentonitsuspension für die Ortsbruststützung und den Transport des Abbaumaterials durch die ausführende Firma zu berücksichtigen. Unabhängig hiervon muss die



ausführende Firma die Rezeptur der Bentonitsuspension eigenverantwortlich festlegen und alle hierfür erforderlichen relevanten Parameter durch eigene Untersuchungen bzw. Analysen ermitteln.

Weiterhin sind die Ergebnisse der durchgeführten Bodenanalysen zu beachten. Diese sind in unserem separaten 2. Bericht vom 25.02.2019 zur orientierenden Schadstoffbeurteilung dokumentiert.

8.2 Angaben zur Wahl der Tunnelbohrmaschine

Der geplante Vortrieb verläuft in stark wechselhaften Baugrundverhältnissen mit Geschiebemergel, grundwasserführenden Sanden und örtlich Kiesen mit streckenweise mächtigen Beckenschluff- und Beckentonlagen sowie Steinen und Blöcken im Geschiebemergel bzw. konzentriert auf den Mergeloberkanten. Für den Vortrieb im Einflussbereich der grundwasserführenden Sande wird ein Schildvortrieb mit Vollschnittabbau und kontinuierlicher Flüssigkeitsstützung der Ortsbrust (nach den Empfehlungen des DAUB e.V. Klasse SM-V4) als das für die gegebenen Randbedingungen am besten geeignete Verfahren empfohlen.

Die Baugrundverhältnisse, die hohe Anforderungen an die Abbauwerkzeuge stellen (abrasive Sande, Kiese und Geschiebemergel, Einlagerungen von harten Granit- und Metamorphitblöcken, teils mächtige Beckenschluff- und Beckentonlagen sowie örtlich Lauenburger Ton mit hohem Verklebungspotential), sind u. a. bei der Auswahl und Anordnung der Werkzeuge, bei der Gestaltung des Schneidrades und der Abbaukammer, der Anordnung und Dimensionierung der Spülvorrichtungen, der strömungstechnischen Durchbildung etc. zu berücksichtigen.

Die ausführende Firma muss die Rezeptur der zur Ortsbruststützung und zum Materialtransport notwendigen (Bentonit-)Suspension eigenverantwortlich festlegen und alle hierfür erforderlichen relevanten Parameter durch eigene Untersuchungen bzw. Analysen ermitteln. Hierbei ist insbesondere der Grundwasserchemismus hinsichtlich der notwendigen Kennwerte für Fließgrenze, Filterwasserabgabe und Dichte zu berücksichtigen.



Darüber hinaus sind die unterschiedlichen Baugrunddurchlässigkeiten und damit der Einfluss auf die Suspensionswegigkeiten zu beachten. Die den Homogenbereichen der zu durchfahrenden Böden zugeordneten Kornverteilungsbänder sind in ihrer prognostizierten Bandbreite - insbesondere bezogen auf die möglichen Korngrößen bei 10 Gew.-% (d_{10} -Werte) als maßgebende Werte für die Größe der Wasserdurchlässigkeit – bei der Stützdruckbetrachtung und der Anpassung der Suspension jederzeit zu beachten.

Zur Bewältigung der zu erwartenden Steine ist ein ausreichend leistungsfähiger, an die Eintrittsöffnungen im Schneidrad angepasster Steinbrecher vorzusehen. Angaben zur geschätzten Häufigkeit von Stein- bzw. Blockeinlagerungen gehen aus Abschn. 8.1 hervor.

Zur Einschätzung der Werkzeugabnutzung ist davon auszugehen, dass die saalezeitlichen Sande und in etwas geringerem Umfang auch die im Geschiebemergel enthaltenen Sande einen überwiegend geringen Rundungsgrad aufweisen und damit überwiegend stark abrasiv sind. Zu berücksichtigen sind auch die abrasiven Eigenschaften der eingelagerten Kiese und Steine, die überwiegend aus sehr harten magmatischen Plutonitgesteinen wie Granit, Diorit sowie Metamorphiten wie Gneis o. ä. bestehen (siehe auch die Ergebnisse der Kornrundungsanalysen in den Anlagen 022445/13.1 und 13.2).

Zur Übersicht über das Verklebungspotential der einzelnen vom Schildvortrieb zu durchfahrenden Böden wurden im bodenmechanischen Labor die Zustandsgrenzen und Plastizitätszahlen von repräsentativen Bodenproben ermittelt und in das nachfolgende Diagramm für den flüssigkeitsgestützten Vortrieb nach THEWES eingetragen.

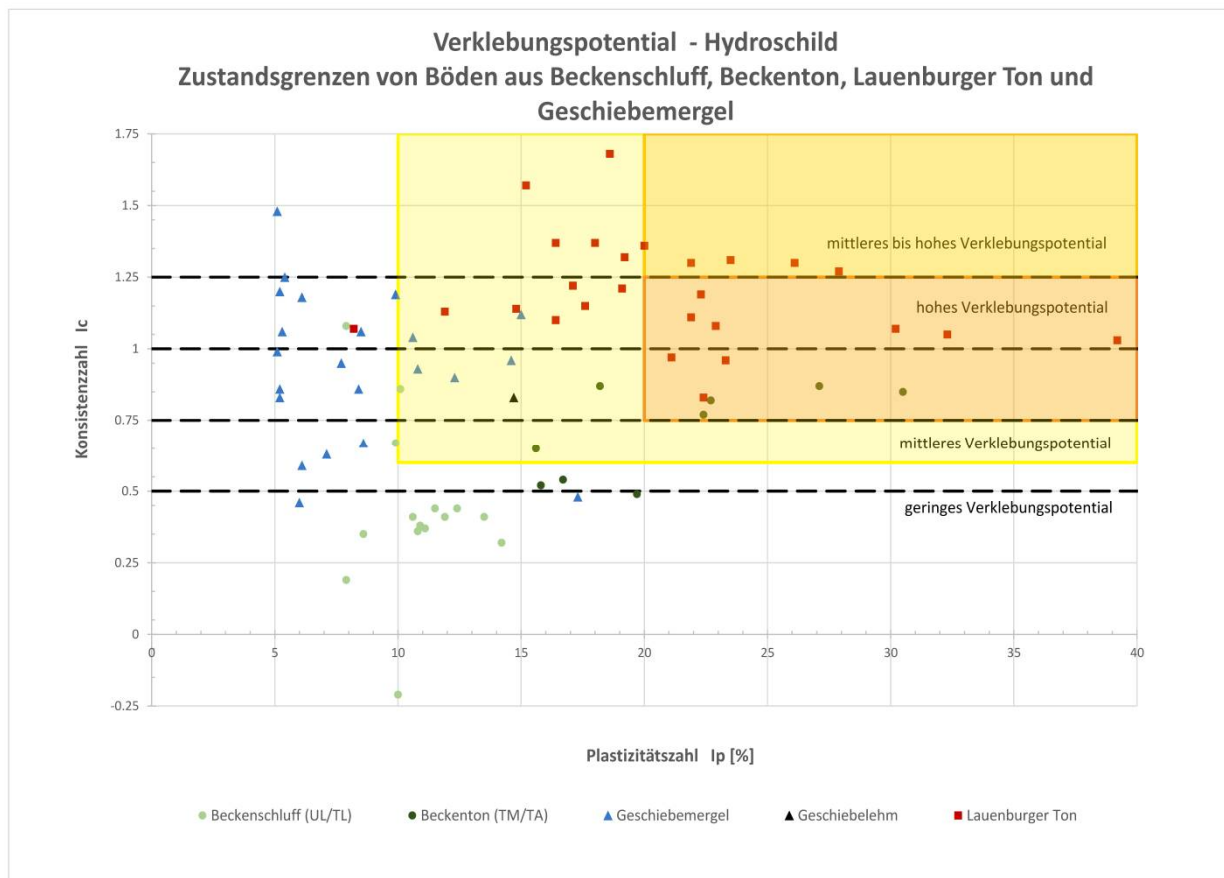


Bild 7: Verklebungspotential der untersuchten Proben mit Zustandsgrenzen (Beckenschluff, Beckenton, Lauenburger Ton und Geschiebemergel/-lehm)
Grenzen der Verklebungspotentiale nach THEWES

Danach sind der Geschiebemergel und der Beckenschluff nach der Einstufung von THEWES überwiegend als Böden mit geringem bis mittlerem Verklebungspotential einzustufen. Der bereichsweise anstehende Beckenton und die zwischen der Haltestelle Steilshoop und dem Notausstieg Gründgenstraße im Vortriebsbereich liegende Scholle des Lauenburger Tons weisen je nach Sandanteil ein mittleres bzw. hohes Verklebungspotential auf.

Verklebungen des Schneidrades, des Abbauraumes und der Tauchwandöffnung oder anderer Bereiche beim Durchfahren bindiger Böden stellen keinen vergütungsfähigen Störfall dar, sondern sind bei der Planung des Vortriebs und der Vortriebsleistung



(Konzipierung und Dimensionierung der Schildmaschine, der Spülleitungen, der Separationsanlage etc., siehe auch Abschn. 8.2) zu berücksichtigen.

Aufgrund des beim flüssigkeitsgestützten Abbaus (u. a. Zermahlung) und Transports der bindigen Böden (u. a. Geschiebemergel, Beckenschluff, Beckenton bzw. Lauenburger Ton) anfallenden erhöhten Feinkornanteils in der Bentonitsuspension (Aufladung, Suspension, Dispergierung) ist mit einem entsprechenden Aufwand für die Separierung und einem entsprechenden Platzbedarf für die Separieranlage zu rechnen. Zudem muss die Suspension häufiger ausgetauscht werden. Dem o. g. hohen Separieraufwand liegt zugrunde, dass die Abtrennbarkeit der dispergierten Anteile nicht mit den standardmäßigen Installationen (Siebe, Zyklone) zu erreichen ist. Hierzu sind u. a. Band- bzw. Kammerfilterpressen oder Zentrifugen notwendig, über die nach Ausschleusung der Suspension eine Feinstkornabtrennung erfolgt. Zur Aufrechterhaltung der notwendigen Stabilitätsparameter und rheologischen Eigenschaften sowie der Förderbarkeit ist über die gesamte Vortriebsstrecke mit einem hohen Austauschvolumen der Suspension zu rechnen.

Zur Einschätzung des Dispergierungsverhaltens der einzelnen aufzufahrenden Bodenarten sind die Ergebnisse der im Labor ermittelten Zustandsgrenzen und Plastizitätszahlen ergänzend in dem nachfolgenden Diagramm nach HOLLMANN & THEWES eingetragen.

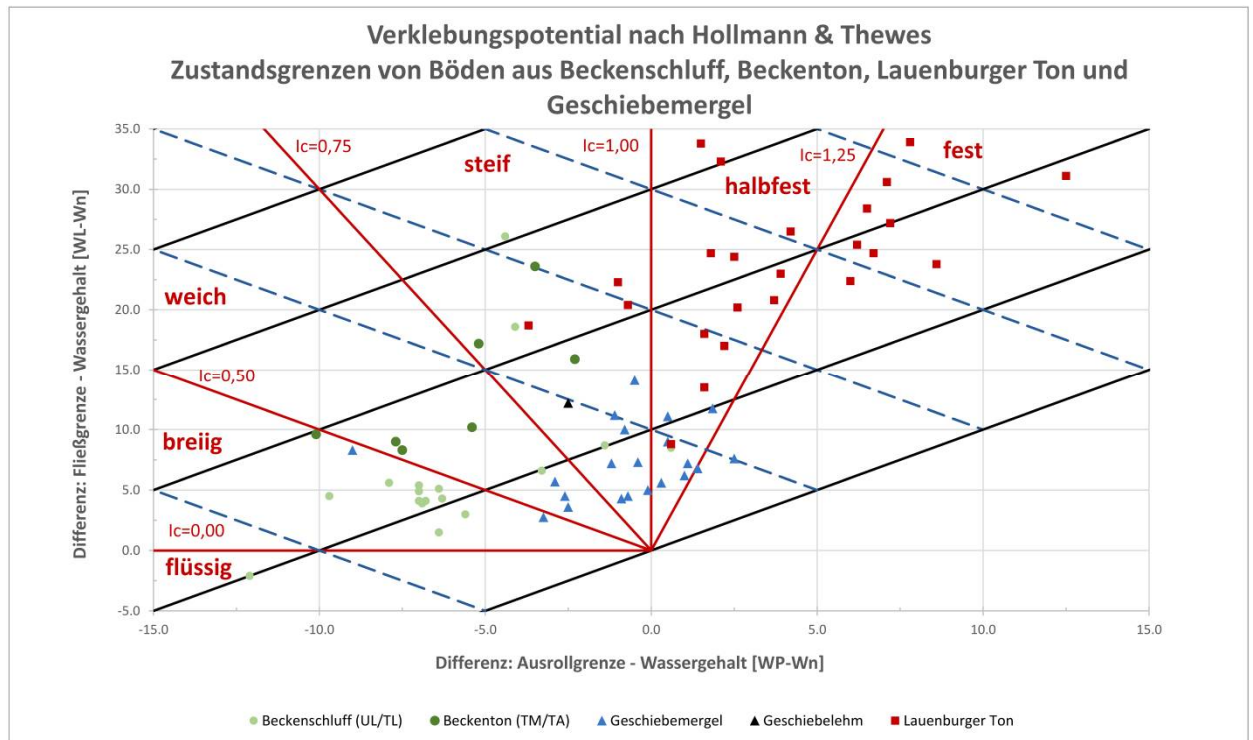


Bild 8: Verklebungspotential der untersuchten Proben mit Zustandsgrenzen (Beckenschluff, Beckenton, Lauenburger Ton und Geschiebemergel/-lehm
Grenzen der Verklebungspotentiale nach HOLLMANN & THEWES

Bei Stillständen im Rahmen von Reparaturen, Wartungsmaßnahmen, Umrüstungen oder Hindernisbeseitigungen sind geeignete Maßnahmen zur Sicherung der Ortsbrust zu ergreifen (Gefahr von Fließsandeinbrüchen bei den meist relativ gleichförmigen wassergesättigten Sanden insbesondere bei Sandeinlagerungen im Geschiebemergel u. a.).

8.3 Bemessung des Tunnelausbaues

Die Bemessung des Tunnelausbaues soll nach EC 7 erfolgen. Danach sind mit den in Abschn. 7 in der Tabelle 44 angegebenen Bodenkennwerten und den in Abschn. 8.1 beschriebenen Wasserständen unter Ansatz der geltenden Teilsicherheitsbeiwerte die Tragfähigkeit und die Gebrauchstauglichkeit nachzuweisen.

Da die Überdeckung des Tunnels mit Ausnahme des Bereiches der Seebekunterquerung durchgehend kleiner als $2D$ ist, ist die Bemessung nach Abs. 3.2 der „Empfehlungen zur



Berechnung von Tunneln im Lockergestein“ der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e. V. vorzunehmen.

Bei einer Bemessung des Tunnels nach dem Bettungsmodulverfahren können die Erdruhedruckbeiwerte für die verschiedenen durchfahrenen Bodenschichten mit

$$K_0 = 1 - \sin \varphi'$$

angesetzt werden. Der Reibungswinkel φ' der verschiedenen Bodenarten ist der Tabelle 44 der Bodenkennwerte in Abschn. 7 zu entnehmen.

Für Berechnungen mit der Finite Elemente Methode kann die Querdehnungszahl ν aus der Beziehung

$$K_0 = \nu / 1 - \nu$$

ermittelt werden.

Für die Schnittkraftermittlung nach dem Bettungsmodulverfahren ist der radiale Bettungsmodul k_r nach der Formel $k_r = a \cdot E_s / r_a$ für $a = 1,0$ mit den in der Tabelle 44 angegebenen Steifemoduli zu ermitteln. Eine tangentielle Bettung darf nicht berücksichtigt werden. Sofern es bei asymmetrischer Belastung der Tunnelauskleidung bei dem angewandten Berechnungsverfahren rechnerisch zu einer Verrollung der Röhre kommt, ist der Ansatz einer örtlichen Wandreibung zulässig. Hinsichtlich Lage und Größe ist die Wandreibung so anzusetzen, dass die für den Belastungsfall maßgebenden Schnittgrößen nicht reduziert werden.

Bei der Tunnelbemessung ist weiterhin die mögliche Quelldruckentwicklung des Beckentones und des Lauenburger Tons zu beachten, die sich bei Wasserzutritt und behinderter Quelldehnung einstellen kann. Im bodenmechanischen Labor wurde der bei ausreichend langer Quellzeit von bis zu 13 Tagen und unbegrenzter zweiseitiger Wasserzufuhr maximal mögliche Quelldruck als Quelldruckäquivalenzpotential mit dem Quellversuch nach KAISER/HENKE in einer Größenordnung von $120 \text{ kN/m}^2 \leq \sigma_{q\ddot{A}} \leq 390 \text{ kN/m}^2$ ermittelt (s. Abschn. 6.5.10 und 6.6.11).



Da im Gegensatz zu den Laborbedingungen beim Einbau der Tübbinge und der anschließenden Schildschwanzverpressung sowohl die Quellzeit als auch die Menge des zur Verfügung stehenden Wassers im Kontaktbereich zwischen Ringspalt und Ton stark begrenzt sind und das Wasser weiterhin nicht allseitig, sondern nur von einer Seite aus auf den Ton einwirken kann, ist das Auftreten von Quelldrücken nach erfolgter Schildschwanzverpressung nur in einer wesentlich geringeren Größenordnung möglich. Dennoch müssen sicherheitshalber durch eine sorgfältige kontinuierliche und hohlraumfreie, druck- und volumengesteuerte Ringspaltverpressung mögliche Quellerscheinungen der Tonböden soweit wie möglich reduziert werden.

Unter Berücksichtigung der vorliegenden Erfahrungen bei ähnlichen Tunnelbauvorhaben sowie nach den Überlegungen zum Ablauf der möglichen Quellvorgänge beim bentonitgestützten Schildvortrieb mit sorgfältiger volumen- und druckgesteuerter Ringspaltverpressung wird die Berücksichtigung eines Quelldruckes in der Tunnellage wie folgt vorgeschlagen.

Ein möglicher Quelldruck kann im normalen, mit einer Bentonitsuspension gestützten Vortrieb nur in dem sehr kurzen Zeitfenster vom Verpressen des Ringspalt bis zum Aushärten des Mörtels mit Aufnahme des restlichen ggf. noch vorhandenen freien Wassers bzw. bis zum Abschluss des Hydratationsvorgangs entstehen. Der beim Freilegen des Tones beginnende Quellvorgang kann bis zur Mörtelverpressung im Ringspalt ungehindert ablaufen. Die Größenordnung des hiernach möglichen Quelldruckes wird von uns auf höchstens ca. 30 % des in den Quellversuchen ermittelten maximalen Quelldruckes geschätzt und unter Berücksichtigung der Verteilung des Tonanteiles der untersuchten Proben für den Lauenburger Ton mit $\sigma_q = 120 \text{ kN/m}^2$ bzw. für Beckenton mit 80 kN/m^2 angesetzt.

Da die sich tatsächlich einstellende Größenordnung des Quelldruckes nicht bekannt ist, darf dieser nicht stützend angesetzt werden.

Die Sicherheit der Tunnelröhre gegen Auftrieb ist für die in Abschn. 8.1 beschriebenen höchsten Grundwasserstände im Endzustand nach EC 7 nachzuweisen, wobei Reibungskräfte am Tunnelmantel nicht angesetzt werden dürfen. Wir empfehlen, für den Nachweis



eine Abgrabung von $t = 4$ m zu berücksichtigen und die Bemessungsgrundlagen für Ingenieurbauwerke der HOCHBAHN zu beachten. In Bereichen geringer Überdeckung ist die statisch zulässige Tiefe von Abgrabungen im Einzelnen zu ermitteln.

8.4 Hinweise zum Vortrieb

8.4.1 Stützung der Ortsbrust, Ausbläuersicherheit

In Anbetracht der Unterfahrung des teilweise dicht bebauten Stadtbereiches und der damit verbundenen Forderung nach geringstmöglichen Setzungen an der Geländeoberfläche infolge des Schildvortriebs kommt der sorgfältigen Ringspaltverpressung zwischen Baugrund und Tübbingausbau und der kontinuierlich ausreichenden Stützung der Ortsbrust und der Ausbruchlaibung während des gesamten Vortriebs eine besondere Bedeutung zu.

Die Standsicherheit der Ortsbrust ist von der ausführenden Firma durch Stützdruckberechnungen für Suspensionsstützung während der Schildfahrt in Abhängigkeit von den Bodenkennwerten des jeweiligen Baugrundaufbaues, vom Grundwasserstand und von der vorhandenen Bebauung nachzuweisen. Dabei sind neben der vollen Suspensionsstützung auch Zustände mit drittel-, halb und voll abgelassener Suspension bzw. mögliche Störfälle (s. Abschn. 8.4.6) zu untersuchen. Bei den Stützdruckberechnungen sind realistische Ansätze für das Druckniveau der Stützflüssigkeit zu treffen sowie technisch und betrieblich nicht zu vermeidende Druckschwankungen in der Suspension z. B. beim Wiederanfahren der Vortriebsmaschine nach Stillständen zu berücksichtigen. Die Nachweise sind nach den Vorgaben der aktuellen ZTV-Ing und der Berechnungsvorschrift Tunnel der Hamburger Hochbahn zu führen.

Für überschlägliche statische Berechnungen können die Wichten der oberflächennahen Böden über der Tunnelröhre vereinfacht wie folgt angenommen werden:



- Startschacht bis Seebekquerung:
Die oberen 2 m unter GOK sind sandige Auffüllungen mit einer Feuchtwichte von $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, darunter sind im oberen Geschiebemergelkomplex ca. 2 m aus Geschiebelehm mit $\gamma/\gamma' = 21/11 \text{ kN/m}^3$, darunter aus Geschiebemergel mit $\gamma/\gamma' = 22/12 \text{ kN/m}^3$; alle tieferen Sande sind mindestens mitteldicht gelagert mit $\gamma/\gamma' = 19/11 \text{ kN/m}^3$
- Seebekquerung:
Auffüllungen und gewachsene Sande oberhalb der organischen Böden sind nur locker bis mitteldicht gelagert mit $\gamma/\gamma' = 18/10 \text{ kN/m}^3$.
- NA Fabriciusstraße bis Torfrinne Bramfeld:
Auffüllungen und gewachsene Sande sind bis ca. 8 m unter GOK nur locker bis mitteldicht gelagert mit $\gamma/\gamma' = 18/10 \text{ kN/m}^3$.
- Torfrinne Bramfeld:
Auffüllungen und Sande oberhalb des Torfes sind locker bis mitteldicht gelagert mit $\gamma/\gamma' = 18/10 \text{ kN/m}^3$. Im oberen Geschiebekomplex bestehen etwa die oberen 3 m aus Geschiebelehm mit $\gamma/\gamma' = 21/11 \text{ kN/m}^3$, darunter aus Geschiebemergel mit $\gamma/\gamma' = 22/12 \text{ kN/m}^3$.
- Abstellanlage bis Zielschacht:
Die oberen 2 m unter GOK sind sandige Auffüllungen mit $\gamma/\gamma' = 18/10 \text{ kN/m}^3$. Der obere Geschiebekomplex - wenn vorhanden - besteht bis ca. 5 m unter GOK nur aus Geschiebelehm mit $\gamma/\gamma' = 21/11 \text{ kN/m}^3$. Sande oberhalb 5 m unter GOK sind nur locker bis mitteldicht gelagert mit $\gamma/\gamma' = 18/10 \text{ kN/m}^3$; alle tieferen Sande sind mind. mitteldicht gelagert mit $\gamma/\gamma' = 19/11 \text{ kN/m}^3$.

Für detaillierte statische Nachweise sind die Bohrprofile und Sondierdiagramme in den Anlagen 022445/4.12 bis 4.42 maßgebend.

8.4.2 Auswirkung des Vortriebs auf die Umgebung

Mit den ortsbrustgestützten Vortriebsschilden der heutigen Generation lassen sich die vortriebsbedingten Geländesetzungen erfahrungsgemäß durch eine kontinuierlich ausreichende Ortsbruststützung und eine sorgfältige druck- und volumengesteuerte Ringspaltverpressung auf eine Größenordnung von i. d. R. ca. 1-2 cm begrenzen.

Grundsätzlich ist damit zu rechnen, dass sich die Setzungen zumindest in den Teilstrecken mit größerer Überdeckung zwischen den Haltestellen aufgrund der zunächst sich ausbildenden Gewölbewirkung nach Passieren des Vortriebs nicht unmittelbar in voller Größenordnung, sondern zeitlich verzögert einstellen. Darüber hinaus wirken dicht abschließende



Boden- und Straßenbeläge (z. B. Asphalt) teilweise vergleichmäßigend bzw. auch verzögernd auf Baugrundverformungen.

Die Setzungen werden voraussichtlich spätestens ca. 6 Monate nach dem Auffahren der Tunnelröhre abgeklungen sein.

Sofern unverträgliche Verformungen erwarten sind, müssen die betroffenen Gebäude z. B. durch vorseilende Injektionsmaßnahmen gesichert werden.

8.4.3 Geplante Bauhilfsmaßnahmen

Unter den Gebäuden Gründgensstraße 18 und 20 sowie Heukoppel 1 bis 7 werden im Vorlauf zum Tunnelvortrieb Kompensationsinjektionen in Form von fächerförmig angeordneten horizontalen Bohrungen vorgesehen. Hierzu werden im Vorwege zwei Schächte hergestellt, von denen aus die Bodeninjektionen ausgeführt und die zur Kompensation der beim Vortrieb eintretenden Senkungen erforderlichen Hebungen gesteuert werden.

Im Bereich der Gebäude Gründgensstraße 18 und 20 liegen die Bohrungen für die Injektionen überwiegend im Geschiebemergel. Die Injektionen unter den Gebäuden Heukoppel 1 bis 7 werden überwiegend im Geschiebemergel ausgeführt. Der Baugrundaufbau in diesem Bereich geht aus den Bohrprofilen B 55/17 und B 56/17 in der Anlage 022445/4.23 hervor. Unter den Gebäuden Heukoppel 1 bis 7 werden die Injektionen überwiegend in Sanden ausgeführt. Der Baugrundaufbau in diesem Bereich geht aus den Bohrprofilen B 86/17 und B 87/17 in der Anlage 022445/4.41 hervor. Sowohl der Geschiebemergel als auch die Sande sind für die geplanten Kompensationsinjektionen mit dem Compensation Grouting-Verfahren geeignet.

8.4.4 Ein- und Ausfahrtsicherungen

Es ist vorgesehen, die Ein- und Ausfahrbereiche der Baugrubenschlitzwände im Startschacht, in allen zu durchfahrenden Haltestellenbaugruben und Notausgängen sowie im Zielschacht mit einer Bewehrung aus Glasfaserkunststoff (GFK) herzustellen, damit die Schildvortriebsmaschine selbständig die Schlitzwände durchfahren kann. Die Schildein- und -ausfahrten müssen im Schutze redundanter Dichtsysteme erfolgen. Zur Vermeidung



des mit der Einfahrt in den Baugrund verbundenen Risikos von möglichen durch Fehlstellen oder Dichtungsversagen bedingten Wasser- und Bodeneinbrüchen sollen die Anfahrten der TBM mit redundanten Dichtebenen bestehend aus einem bergseitig an die Baugrubenschlitzwand anschließenden Dicht- und Homogenisierungskörper aus einem 1-Phasen-Dichtwandmaterial in Kombination mit einer luftseitigen Stahltopfdichtungs-konstruktion erfolgen. In der jeweiligen Zielsituation ist ein Dicht- und Homogenisierungskörper mit einem in der Baugrube angeordneten Stahltopf und einer innen liegenden, auf die dynamischen Beanspruchungen ausgelegten nachspannbaren Gummidichtung sowie einem O-Ring-Schlauchsystem vorgesehen.

Die Baugruben der Notausstiege werden nach Verfüllung des Vortriebsbereiches mit einem Kunstboden durchfahren.

8.4.5 Angaben zur Separationsanlage

Bei der Dimensionierung der Separationsanlage ist zu berücksichtigen, dass aufgrund des über weite Strecken hohen Feinkornanteils der zu durchfahrenden Böden bzw. des sich infolge Abbauprozess anfallenden Feinkornanteils (hoher Dispergierungsgrad des Feinkorns!) mit einem hohen Aufwand für die Abtrennung der Feinteile aus der Altben-tonitsuspension und für die Entsorgung der Feinteile zu rechnen ist. Die Anlage ist hierauf u. a. bezüglich Anzahl und Leistung der erforderlichen Band- oder Kammerfilterpressen bzw. ersatzweise Zentrifugen sowie der Speicherkapazität für die Altsuspension abzu-stimmen. Darüber hinaus müssen die Anmischkapazitäten für Frischsuspension und deren Bevorratung entsprechend berücksichtigt werden.

Die Dimensionierung der Band-/Kammerfilterpressen/Zentrifugen und der Einsatz der erforderlichen Flockmittel sind so zu steuern, dass der zu entsorgende Restschlamm nach der Entwässerung in stichfester Form vorliegt, in dieser Form transportiert und auf der vorgesehenen Deponie eingelagert werden kann.

Infolge des überwiegend hohen Feinkornanteils der Böden bzw. des sich infolge des Abbauprozesses einstellenden hohen Feinkornanteils ist mit einer schnellen Aufladung



(hoher Dispersionsgrad) der Suspension zu rechnen. Entsprechend häufige Teil- und Vollaustausche der Fahrsuspension sind zu berücksichtigen.

8.4.6 Baubegleitende Messungen

Zur Überprüfung des Verhaltens des anstehenden Baugrundes, der im Einflussbereich der Tunneltrasse liegenden Bauwerke und des Tunnelbauwerkes während des Tunnelvortriebs ist ein geotechnisches Messprogramm durchzuführen. Dabei sollte auch und insbesondere überprüft werden, inwieweit das prognostizierte mit dem tatsächlichen Verformungsverhalten von Baugrund und Bauwerken übereinstimmt (Systemverhalten, Interaktion Baugrund-TVM-Ausbau), so dass ggf. bei kritischen Beanspruchungszuständen und/oder beginnenden Versagensmechanismen rechtzeitig Gegenmaßnahmen zur Schadensvermeidung oder -begrenzung durchgeführt werden können.

In der Tunnelröhre sind in regelmäßigen Abständen von ca. 50-100 m Konvergenzmessungen zur Kontrolle der Ringverformungen durchzuführen. Die Häufigkeit der Messungen ist abhängig von der Größe und dem Verlauf der Verformungen zu wählen.

In noch festzulegenden Abständen sollen übertägige Messquerschnitte zur Erfassung der übertägigen Setzungsmulden angeordnet werden. In den Bereichen der Schildaus- und -einfahrten sind die Messabstände zu verringern.

Vor allem in Bereichen von mit geringer Überdeckung $\leq 1 \times D$ zu unterfahrenden Straßen und Gebäuden sind Mehrfach-Sondenextensometer in gestaffelten Tiefen anzuordnen, um das räumliche Verformungsverhalten des Baugrunds tiefenabhängig zu erfassen und die verformungsrelevanten Parameter des Vortriebs und der Ringspaltverpressung ggf. nach den Messergebnissen korrigieren zu können.

Mit den Messungen sollte möglichst frühzeitig vor Baubeginn bzw. bei den Mehrfach-Sondenextensometern vor Unterfahung von Gebäuden begonnen werden, um anhand der Messergebnisse die Auswirkungen der Tunnelherstellung von Vortriebsbeginn an kontinuierlich sicher beurteilen zu können. Das zeitliche Messraster ist dem Bauablauf und den



Verformungen anzupassen. Das Messprogramm ist im Zuge der Ausführungsplanung entsprechend zu planen und mit den Fachgutachtern abzustimmen.

8.4.7 Zustandsfeststellung

Zur Dokumentation des vorhandenen baulichen Zustands und zur Abwehr von ggf. unberechtigten Schadenersatzansprüchen ist eine umfassende Zustandsfeststellung der im Einflussbereich der Tunnelbaumaßnahme liegenden Gebäude, der zu unterfahrenden Gleise der Güterbahn, der U-Bahnlinie U 1 und der S-Bahnlinie S 1, oder sonstigen baulichen Anlagen, Sielen und Leitungen sowie Verkehrsflächen durchzuführen.

Als Maß für die Abgrenzung des Einflussbereiches bzw. der möglichen Setzungmulde kann ausgehend von der Tunnelsohle quer zur Tunnelachse zu beiden Seiten ein Ausbreitwinkel von mind. ca. 55° zur Horizontalen angenommen werden.

9. **Geotechnische Empfehlungen und Bemessungsangaben zu den Bauwerken in offener Bauweise**

9.1 Haltestelle City Nord

9.1.1 Geplantes Bauwerk und Baugrube

Nach Unterlage 2.1 weist die geplante Haltestelle City Nord folgende geometrische Eckdaten auf:

- Geländeoberkante ca. NHN +14,3 m (Südseite) bis ca. NHN +13,3 m (Nordseite)
- Bauwerkslänge ca. 250 m
- Bauwerksbreite ca. 21 m (mittlerer Bahnsteigbereich) bzw. rd. 43 m (Bereich Schalterhallen)
- Schienenoberkante (SOK) rd. NHN +0,90 m
- OK Bauwerkssohle Bahnsteigbereich NHN +0,10 m
- UK Bauwerkssohle Bahnsteigbereich NHN -1,50 m
- Voraussichtliche Aushubsohle Bahnsteigbereich ca. NHN -1,7 m (im Sand) bzw. rd. NHN -2,0 m (im Geschiebemergel)
- UK Verbauwand Hauptbaugrube NHN -16,0 m



- OK Bauwerkssohle Ausgangsbauwerke NHN +5,94 m
- UK Bauwerkssohle Ausgangsbauwerke NHN +4,94 m
- Aushubniveau für Unterwasserbetonsohlen Ausgangsbauwerke ca. NHN +3,6 m
- UK Verbauwand Baugruben Ausgangsbauwerke rd. NHN -1,4 m

Die Haltestelle wird in offener Bauweise im Schutze eines vertikalen technisch wasser-dichten Baugrubenverbaues (z. B. Stahlbetonschlitzwand oder überschnittene Bohrfahlwand) erstellt. Da die Verbauwand rundum in den im Untergrund anstehenden Geschiebemergel einbindet, kann der bis in das Niveau rd. NHN -1,9 m zu führende Bodenaushub für die Hauptbaugrube trocken erfolgen. Die Baugrube wird ein- bis zweifach ausgesteift und durch Querschotte in einzelne Docks unterteilt.

Die Aushubsohlen der Teilbaugruben für die Ausgangsbauwerke liegen rd. 5,5 m höher als die Sohle der Hauptbaugrube. Daher werden die Ausgangsbaugruben im Schutze kürzerer Verbauwände im Unterwasseraushubverfahren mit Anordnung von gegen Auftrieb rückverankerten Unterwasserbetonsohlen hergestellt.

Das Haltestellenbauwerk wird aus wasserundurchlässigem Beton als geschlossener Stahlbetonrahmen hergestellt, der durch sein Eigengewicht im Endzustand auftriebssicher ist.

9.1.2 Baugrund- und Grundwasserverhältnisse

Der Baugrund im Bereich der geplanten Haltestelle City Nord wird unter einer Deckschicht aus **Auffüllungen** unterschiedlicher Dicke und örtlichen holozänen bis weichselzeitlichen **Sanden mit Torfstreifen** vom **Geschiebelehm** der oberen Moräne, **saalezeitlichen Sanden** mit örtlichen **Beckenschlufflagen** und dem **Geschiebemergel** der unteren Drenthe-Moräne gebildet.

Die überwiegend sandigen und teilweise mit Bauschuttresten durchsetzten **Auffüllungen** weisen nach den Bohrergebnissen Schichtdicken zwischen rd. 2,1 m (B 4/17, B 540) und max. rd. 5,5 m (B 1/17) auf. Die Auffüllungen sind nach den Ergebnissen der ausgeführten Drucksondierungen überwiegend locker, örtlich aber auch mitteldicht gelagert.



Unter den Auffüllungen wurden in den Bohrungen B 1/17 und B 4/17 bis in eine Tiefe von rd. 10,6 m (B 1/17) bzw. rd. 5,6 m unter GOK (B 4/17) holozäne bis weichselzeitliche **Sande mit Torfstreifen** und einer bis zu rd. 0,7 m mächtigen Torflage erbohrt. Die Lagerungsdichten dieser Sande ist wie bei den Auffüllungen als überwiegend locker bzw. örtlich mitteldicht anzunehmen.

Die darunter anstehende Abfolge aus entkalktem **Geschiebelehm** bzw. örtlich **Geschiebemergel** der oberen Moräne und saalezeitlichen Sanden mit örtlichen Beckenschlufflagen ist kleinräumig stark wechselhaft ausgebildet. Der Geschiebelehm mit überwiegend steifer bzw. örtlich steif bis halbfester Konsistenz wurde in Schichtdicken von bis zu rd. 5,5 m (B 10) erbohrt, fehlt aber teilweise auch ganz.

Unter dem oberen Geschiebelehm folgen **saalezeitliche Sande** mit Schichtdicken zwischen rd. 5 m (B 1/17) und rd. 16 m (B 4/17). Die Sande weisen unterschiedliche Korngrößenverteilungen zwischen schluffigem Feinsand und kiesigem Grobsand mit Steinanteilen auf. Tendenziell werden die Sande von oben nach unten gröber. Die Schichtbasis, die von der Oberkante der darunter folgenden Drenthemoräne gebildet wird, wurde in Tiefen zwischen rd. 14,8 m (B 11) und rd. 28,1 m (B 10) angetroffen. Zwischen den Bohrungen B 1/17 im Süden und B 11 im Norden zeichnet sich die Basis der Sande in Form einer Erosionsrinne mit dem Rinnentiefsten im Bereich der B 10 ab. Die Sande weisen nach den Ergebnissen der ausgeführten Drucksondierungen eine mindestens mitteldichte ($7,5 \text{ MN/m}^2 \leq q_c \leq 15 \text{ MN/m}^2$) bis dichte Lagerung ($15 \text{ MN/m}^2 \leq q_c \leq 25 \text{ MN/m}^2$) und zum Teil sehr dichte Lagerung ($q_c > 25 \text{ MN/m}^2$) auf.

In den Bohrungen B 540, B 2/17 und B 10/17 wurde innerhalb der saalezeitlichen Sande eine eingeschaltete **Scholle aus Geschiebemergel** mit halbfester bis fester Konsistenz angetroffen. Die Schichtdicke der Scholle beträgt in der B 10 etwa im Zentrum der Erosionsrinne rd. 7,5 m und keilt nach Süden und Norden aus. Der nach Norden auskeilende Ast fasert in dünnere Lagen aus und geht in entkalkten Geschiebelehm über.

In den Bohrungen B 540 und B 5/17 wurde unterhalb des Geschiebebodens **Beckenschluff** in Schichtdicken von rd. 2,6 m (B 5/17) bzw. rd. 3 m (B 540) erbohrt. Der Beckenschluff



ist überwiegend stark sandig ausgebildet. In weniger sandigen Bereichen weist er eine steife Konsistenz auf.

Unter den saalezeitlichen Sanden folgt der **Geschiebemergel der unteren Drenthemoräne**. Die Oberkante wurde im Grundrissbereich der geplanten Baugrube zwischen rd. 14,8 m (Bohrung B 11) und rd. 28,1 m (B 10) unter GOK entsprechend einem Niveau zwischen rd. NHN -1,2 m und rd. NHN -13,7 m erbohrt. Die Basis des Drenthemergels wurde bis zur Aufschlusstiefe der Bohrungen von 40 m unter GOK entsprechend NHN -26,7 m nicht erreicht. Der Geschiebemergel weist eine mindestens steife bzw. halbfeste und zur Tiefe auch feste Konsistenz auf. In den Geschiebemergel der Moräne können entstehungsbedingt **Ton-, Schluff-, Sand- und Kiesschollen** sowie **Steine und Blöcke** (Findlinge) in unterschiedlicher Größe und Verteilung eingelagert sein. Insbesondere auf der Mergeloberkante ist bedingt durch die erodierende Wirkung des Schmelzwassers beim Abtauen der Gletscher mit einer örtlich konzentrierten Ansammlung von Steinen unterschiedlicher Größe zu rechnen. Entsprechendes gilt auch für die obere Moräne.

Einen schematischen Überblick über den Baugrundaufbau im Bereich der Haltestelle City Nord vermittelt der geologische Längsschnitt in Anlage 022445/3.1. Einzelheiten zum Baugrundaufbau sind den Bohrprofilen und Drucksondierdiagrammen in den Anlagen 022445/4.1 bis 4.3 zu entnehmen.

In den im Nahbereich eingerichteten Grundwassermessstellen GWM B 10 und GWM B 1 wurden im Zeitraum 2016 bis 2018 Grundwasserstände zwischen rd. NHN +5,17 m und NHN +5,73 m gemessen. Nach Auswertung der langzeitigen Messreihen der amtlichen Grundwassermessstellen 465 und 5048 werden folgende Bemessungsgrundwasserstände festgelegt:

- Bauzeitlicher Bemessungswasserstand BGW NHN +6,5 m
- Endgültiger Bemessungswasserstand HGW NHN +7,5 m
bzw. mind. OK verbleibender Schlitzwandverbau

Bei der Festlegung des endgültigen Bemessungswasserstands ist grundsätzlich zu berücksichtigen, dass die Verbauwände der Baugrubenumschließung zusammen mit der technisch



wasserdichten Baugrubensohle aus gewachsenen dichten Böden oder ersatzweise einer Unterwasserbetonsohle eine abflusslose Wanne bilden, in der im Laufe der Zeit das von oben z. B. durch Niederschläge zusickernde Wasser bis in das Niveau der dauerhaft verbleibenden Oberkante der Verbauwand ansteigen kann.

Der an einer Grundwasserprobe aus der GWM B 14 festgestellte erhöhte Sulfatgehalt von 232 mg/l entsprechend der Expositionsklasse XA 1 und der an einer Grundwasserprobe aus der GWM B 1 festgestellte erhöhte Gehalt an freier Kohlensäure von 66 mg/l entsprechend der Expositionsklasse XA 2 ist bei der Zusammensetzung des Betons für die erdberührten Bauteile zu berücksichtigen.

9.1.3 System und Bemessung des Baugrubenverbaues

Im gesamten Grundrissbereich der geplanten Haltestelle steht ab Tiefen zwischen rd. 14,8 m (Bohrung B 11) und rd. 28,1 m (B 10) unter GOK entsprechend einem Niveau zwischen rd. NHN -1,2 m und rd. NHN -13,7 m gering wasserdurchlässiger Geschiebemergel bis in Tiefen von mehr als 40 m unter GOK an. Damit kann die Hauptbaugrube bei einer Einbindung der umlaufenden Verbauwand von mindestens 2 m in den kompakten Geschiebemergel trocken ausgehoben werden.

Der Verbau für die geplanten Baugrube ist nach den Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben der DGGT (EAB) in der aktuell gültigen Fassung mit dem Bemessungsprofil in der Anlage 022445/14.1 zu bemessen.

Der Wandreibungswinkel der Verbauwände kann nach EAB, EB 89, für nichtbindige Böden und Geschiebemergel mit $\delta_a = 2/3 \varphi'_k$ bzw. $\delta_p = -2/3 \varphi'_k$ angesetzt werden. In bindigen Böden (Beckenschluff, Beckenton, Lauenburger Ton) ist der Wandreibungswinkel mit $\delta_a = 1/2 \varphi'_k$ bzw. $\delta_p = -1/2 \varphi'_k$ anzusetzen.

Auf die Baugrubenwände ist der erhöhte aktive Erddruck $E^* = 0,5 E_a + 0,5 E_0$ mit $K_0 = 1 - \sin \varphi'_k$ anzusetzen. Beim Ansatz des Erdwiderstandes auf der passiven Seite der Baugrubenwände ist nach EAB, EB 22, zur Verringerung der Fußverschiebungen der Bemessungserdwiderstand mit dem Faktor $\eta_{Ep} \leq 0,8$ abzumindern.



Die horizontalen Wandverformungen sind insgesamt auf $\Delta h \leq 3$ cm bzw. im Kopfbereich auf $\Delta h \leq 2$ cm zu begrenzen. Wir empfehlen, die Verformungen der Verbauwände über regelmäßige Messungen mittels Inklinometermessungen überprüfen zu lassen.

Für die rechnerische Abschätzung der zu erwartenden Wandverformungen nach dem Bettungsmodulverfahren ist der erhöhte aktive Erddruck mit $E^* = 0,5 \cdot E_a + 0,5 \cdot E_o$ anzusetzen und die Scherparameter (φ'_k, c'_k) können auf der aktiven Seite zur näherungsweise Erfassung der wahrscheinlichen Verformungen vereinfachend um 10 % angehoben werden.

Die Bemessung der Verbauwände soll nach dem Bettungsmodulverfahren durchgeführt werden. Bei der Anwendung des Bettungsmodulverfahrens sind auch die Vorgaben der EAB unter EB 102 zu beachten.

Die charakteristische Normalspannung $\sigma_{s,k}$ zwischen Verbauwand und Boden darf den für den ebenen Fall berechneten Wert der charakteristischen Erdwiderstandsspannung $e_{ph,k}$ nicht überschreiten. Andernfalls sind die v. g. Werte für den Bettungsmodul entsprechend abzumindern bzw. deren Verteilung ist entsprechend zu modifizieren.

Für den Nachweis der ausreichenden vertikalen Tragfähigkeit der Verbauwände (äußere Tragfähigkeit) sind die Angaben im Handbuch Eurocode 7, Band 1 (abgekürzt EC 7) zu berücksichtigen. Für die Ermittlung des charakteristischen axialen Widerstands der Verbauwand $R_{c,k}$ im Grenzzustand der Tragfähigkeit GEO-2 können die nachfolgend angegebenen charakteristische Spitzendrücke $q_{b,k}$ bezogen auf die Verbauwandfußfläche und charakteristische Mantelreibungen $q_{s,k}$ bezogen auf die umhüllende Verbauwandmantelfläche angesetzt werden. Die Werte gelten auch für alle Schlitzwandbaugruben des Bauvorhabens.



Tabelle 46 Charakteristische Werte für die Bemessung der Baugrubenschlitzwände

Schicht	Charakteristischer Spitzendruck $q_{b,k}$ (kN/m ²)	Charakteristische Mantelreibung $q_{s,k}$ (kN/m ²)
Sandige Auffüllungen, locker gelagert	-	40
Sand, mind. mitteldicht bis dicht gelagert	3.000	80
Geschiebemergel, überwiegend halbfest/fest	3.000	60
Geschiebelehm, mind. steif	-	40
Beckenschluff, mind. steif	-	30
Lauenburger Ton, mind. steif	1.500	30

Zur Kontrolle der bauzeitlichen horizontalen Schlitzwandverformungen sind Inklinometermessungen in verschiedenen Messquerschnitten vorzusehen.

9.1.4 Herstellung der Schlitzwände

Bei der Herstellung der Schlitz- bzw. Bohrpfahlwände sind die Hinweise der DIN EN 1538, der DIN 4126 und der DIN 4127 zu beachten. Die teilweise dichte und sehr dichte Lagerung der Sande, die häufig große Festigkeit des Geschiebemergels sowie Hindernisse im Baugrund (z. B. Bauschutt, Fundamentreste, Steinlagen) sind dabei einzuplanen bzw. zu berücksichtigen. Die Schlitz- bzw. Bohrpfahlwände sind daher mit geeigneten ausreichend leistungsfähigen Geräten herzustellen, die auch für die teilweise großen Aushubtiefen ausgelegt sind.

Der festgestellte Baugrundaufbau ist zum Nachweis für jede Schlitzlamelle bzw. jeden Einzelpfahl zu dokumentieren. Im Hinblick auf die Bedeutung der ausreichenden Tiefeneinbindung ist die Herstellung des Verbaues durch den Baugrundsachverständigen überwachen zu lassen. Die Überwachung ist auch im Hinblick auf die im Geschiebemergel gelegentlich auftretenden Sandeinlagerungen erforderlich.

Die Verbauwände sind so herzustellen bzw. nachzudichten, dass für die Bauzeit eine Restwasserrate $q \approx 1 \text{ l/s} \cdot 1000 \text{ m}^2$ benetzter Umschließungsfläche (grundwasserführende Sande



und Kiese) nicht überschritten wird. Dies gilt nicht für singuläre Fehlstellen. Die Nachdichtung der beim Aushub und beim Lenzen festgestellten Undichtigkeiten mit Wasserzutritt muss über die v. g. Forderung hinaus nach dem Stand der Technik ausgeführt werden.

9.1.5 Rückverankerung der Unterwasserbetonsohlen

Die Unterwasserbetonsohlen der betroffenen Baugruben sind bauzeitlich durch Zugpfähle gegen den von unten wirkenden Wasserdruck zu sichern. Hierbei ist das für jedes Bauwerk angegebene bauzeitliche Grundwasserdruckniveau BGW zu berücksichtigen (s. Abschn. 9.1.2).

Für die Rückverankerung eignen sich verpresste Mikropfähle (Verpresspfähle mit kleinem Durchmesser) nach DIN EN 14199, die von einer Arbeitsebene oberhalb des bauzeitlichen Grundwasserstandes aus hergestellt werden.

Zur Berechnung des charakteristischen axialen Pfahlzugwiderstandes $R_{c,k}$ für den für die äußere Pfahltragfähigkeit maßgebenden Grenzzustand der Tragfähigkeit GEO-2 nach EC 7 der verpressten Mikropfähle kann der charakteristische Wert der Mantelreibung $q_{s,k}$ über die Einbindelänge des Verpresskörpers in die ausreichend tragfähigen Bodenschichten auf der Grundlage unserer Erfahrungen bei vergleichbaren Baugrundverhältnissen gemäß Tabelle 47 angesetzt werden. Zur Berücksichtigung aushubbedingter Auflockerungen und der systembedingten Einschränkungen beim Aufbringen des erforderlichen Verpressdruckes im oberflächennahen Bereich dürfen bei Herstellung der Pfähle in den fertig ausgehobenen Baugruben die oberen zwei Meter der dort anstehenden Böden unter der Aushubsohle für die Lastabtragung nicht angesetzt werden.

Der Bemessungswert $R_{c,d}$ des Pfahlzugwiderstandes ist unter Berücksichtigung des Teilsicherheitsbeiwertes $\gamma_{s,t} = 1,5$ für den Pfahlzugwiderstand aufgrund von Erfahrungswerten nach DIN 1054:2010-12, Tabelle A2.3 für die Bemessungssituationen BS-T und BS-A anzusetzen.



Tabelle 47 Werte der charakteristischen Mantelreibung im Bruchzustand für die Bemessung der Rückverankerung mit verpressten Mikropfählen

Schicht	Charakteristische Mantelreibung $q_{s,k}$ (kN/m ²)
Sand, mind. mitteldicht gelagert	200
Geschiebemergel, Konsistenz mind. steif	120
Beckenschluff, Beckenton oder Lauenburger Ton Konsistenz mind. steif	80

Ergänzend zum Nachweis der Tragfähigkeit für den Einzelpfahl (GEO-2) ist im Zusammenhang mit dem rechnerischen Nachweis der Lagesicherheit (Aufschwimmen, UPL) die Gruppenwirkung der Zugpfähle hinsichtlich der Aufnahme des angehängten Bodengewichtes nachzuweisen.

Die unter den geplanten Aushubsohlen anstehenden Bodenarten sind den Bohrprofilen in den Anlagen 022445/4.1 bis 4.3 und dem geologischen Längsschnitt in der Anlage 022445/3.1 zu entnehmen.

Die Pfahlbohrungen sind im Überlagerungsbohrverfahren mit einem Bohrgerät mit Doppeldrehbohrkopf mit gegenläufigem Drehsinn herzustellen. Der Abtrag der Zugkräfte erfordert eine mehrmalige Nachverpressung oder generell die Verwendung von geeignetem Quellszement.

Die Bemessung der Pfähle erfolgt nach EC 7. Die erforderlichen Pfahlabmessungen, insbesondere die Verpresskörperdurchmesser und -längen, sind von der ausführenden Firma für das von ihr angebotene Pfahlsystem eigenverantwortlich festzulegen. Zum Nachweis der ausreichenden äußeren Tragfähigkeit (Pfahlwiderstand) der verpressten Mikropfähle sind durch statische Probelastungen an insgesamt 3 % aller Pfähle Zugversuche nach EC 7 / DIN 1054:2010-12 durchzuführen. Die Pfahlprobelastungen sind unter Beachtung der Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ (EA-Pfähle, neueste Fassung) auszuführen.



Bei der Auswahl des Pfahlzementes ist die Expositionsklasse XA 1 des Grundwassers aufgrund eines erhöhten Sulfatgehaltes von 232 mg/l in der GWM B 14 zu berücksichtigen.

9.1.6 Baugrubenaushub, bauzeitliche Trockenhaltung und Auftriebssicherung

Das in der **wasserdicht ausgebildeten Hauptbaugrube** gefangene Grundwasser muss im Zuge des Bodenaushubs z. B. mit verrohrt hergestellten Tiefbrunnen bis mindestens rd. 0,5 m unter das planmäßige Aushubniveau bzw. ggf. erforderliche Bodenaustauschzonen abgesenkt werden.

Zur Steuerung und Kontrolle der Absenkung sind innerhalb der Baugrube Grundwassermessstellen einzurichten, in denen die Wasserstände zusammen mit denen der vorhandenen Stau- und Grundwassermessstellen außerhalb der Baugrube bis zur Beendigung der Wasserhaltung regelmäßig zu beobachten sind.

Nach Erreichen des Aushubniveaus und Fertigstellung des ggf. örtlich erforderlichen Bodenaustausches von Beckenschluff ist in den Teilflächen, in denen kein ausreichend gut durchlässiger gewachsener Sand ansteht, ein 0,3 m dicker Flächenfilter aus einem schlufffreien, feinsandarmen (≤ 10 Gew.-%) Mittel- bis Grobsand mit einem Wasserdurchlässigkeitsbeiwert von $k \geq 1 \cdot 10^{-4}$ m/s mit Dränleitungen DN 100 als Teilsickerrohre mit Tunnelprofil, einer mindestens 0,2 m dicken Überschüttung der Dränleitungen mit Filterkies der Körnungslinie A 8 nach DIN 1045, einem Filtervlies zwischen Filtersand und – kies und Pumpensämpfen einzubauen, der die bauzeitliche Trockenhaltung bis zum Erreichen einer ausreichenden Auftriebssicherheit übernimmt.

Auch die für die aushubbegleitende Grundwasserabsenkung eingerichteten Tiefbrunnen können weiterhin zur Sicherung der Aushubsohle bzw. der Untergeschossbauteile gegen Auftrieb und zur bauzeitlichen Abführung des durch die technisch wasserdichte Umschließung in die Baugrube hineinsickernden Restwassers genutzt werden.

Da kein Baugrubenseitenraum zwischen Schlitzwand und Bauwerkswand vorgesehen ist, müssen die Pumpensämpfe bzw. die Tiefbrunnen mit Brunnentöpfen durch die Bauwerkssohle geführt werden. Das aus Schlitzwandfehlstellen zusickernde Restwasser ist zur



geordneten Fassung und Abführung über Dränmatten zwischen Schlitzwand und Bauwerkswand in den Flächenfilter zu führen.

In den Bereichen, in denen wenig unterhalb der Aushubsohle Geschiebemergel ansteht (am südlichen Rand bei B 1/17 und im nördlichen Teil zwischen B 11 und B 5/17, siehe geologischen Schnitt in Anlage 022445/3.1), sind in Abständen von ca. 15 m zur Sicherstellung der erforderlichen hydraulischen Aufbruchsicherheit der Baugrubensohle ausgekieste Entspannungsbohrungen $\varnothing = 300$ mm bis zum Niveau rd. NN -14 m in den Geschiebemergel abzuteufen und an den bauzeitlichen Flächenfilter anzuschließen. Die Bohrlöcher der Entspannungsbohrungen sind mit Filtersandmaterial aus gewaschenem schlufffreien Mittel- bis Grobsand (Feinsandanteil ≤ 10 Gew.-%) zu verfüllen.

Sofern bei der Herstellung der Schlitzwände keine größeren wasserführenden Sandeinschlüsse im kompakten Geschiebemergel festgestellt werden, kann in Abstimmung mit dem geotechnischen Gutachter auf die Herstellung der Entspannungsbohrungen verzichtet werden.

Nach den Ergebnissen der Grundwasseranalysen aus den Messstellen GWM B 10 und GWM B 14 muss das bei der Wasserhaltung geförderte Grundwasser vor Einleitung in einen geeigneten Vorfluter entsprechend den Angaben in dem hierfür ausgearbeiteten Bauwassermanagement gereinigt werden.

In den **im Unterwasseraushub herzustellenden Teilbaugruben** für die Ausgänge wird zunächst trocken ausgehoben. Bei Erreichen des Grundwasserspiegels wird die Baugrube geflutet und der Aushub fortan als Nassaushub mit einem mindestens 1 m über dem bauzeitlichen Bemessungsgrundwasserstand von NHN +6,5 m gehaltenen Baugrubenwasserstand weitergeführt. Nach Fertigstellung der Unterwasserbetonsohlen und Lenzen der Baugruben wird eine rd. 0,3 m dicke Drän- und Ausgleichsschicht aus Einkornbeton aufgebracht, die mit Dränleitungen und Pumpensümpfen die bauzeitliche Entwässerung bildet. Die Pumpen müssen bis zum Erreichen einer ausreichenden Auftriebssicherheit des Bauwerkes betrieben werden. Hierzu sind die Pumpensümpfe mit Brunnentöpfen durch die Bauwerkssohle zu führen.



Das geförderte Wasser muss wie in der Hauptbaugrube vor Einleitung in einen geeigneten Vorfluter gereinigt werden.

9.1.7 Trockenhaltung und Auftriebssicherheit des Haltestellenbauwerks im Endzustand

Das druckwasserdicht herzustellende Haltestellenbauwerk soll als „Weißen Wanne“ aus einem wasserundurchlässigen Beton mit entsprechender Rissbreitenbegrenzung hergestellt werden. Arbeits- und Bauwerksfugen sind entsprechend druckwasserdicht auszubilden. Bei der Ausbildung der Wände und der Sohle in WU-Beton ist zu beachten, dass vereinzelte Rissebildungen im Beton aus Schwinden und Kriechen nicht vollständig auszuschließen sind. Die im Rahmen der Gewährleistung der bauausführenden Firma durchzuführende Nachbehandlung des Betons in Bereichen mit örtlichen Durchfeuchtungen mittels Injektion ist jedoch Stand der Technik und führt danach zu einem dauerhaften und dichten Verschluss eventueller Rissebildungen.

Die dauerhafte Auftriebssicherheit (Sicherheit gegen Aufschwimmen UPL nach EC 7) des Bauwerks im Endzustand ist ausschließlich durch das Eigengewicht des Bauwerks zu gewährleisten und für den Bemessungswasserstand von NN +7,5 m bzw. mindestens OK verbleibender Schlitzwandverbau (s. Abschn. 9.1.2) nachzuweisen.

9.1.8 Gründung und Bemessung des Haltestellenbauwerks

Im Gründungsniveau NHN -1,50 m der Bauwerkssohle stehen nach den Bohrergebnissen gut tragfähige Böden aus überwiegend mindestens mitteldicht gelagerten Sanden bzw. bereichsweise Geschiebemergel mit mindestens steifer bis halbfester Konsistenz an. In kleinen Teilflächen der v. g. Aushubebene können noch Reste von geringer tragfähigem Beckenschluff verbleiben (z. B. Bohrungen B 5/17, B 540), der nach Prüfung und Vorgabe durch den geotechnischen Sachverständigen gegen verdichtet einzubauenden Sand auszutauschen ist. Danach kann das Bauwerk auf einer Stahlbetonsohlplatte flach gegründet werden.

Die nach Unterlage 2.1 ca. 1,6 m dicke Stahlbetonsohlplatte soll nach dem Bettungsmodulverfahren bemessen werden. Der Bettungsmodul wurde nach Unterlage 2.2 für eine erste



Berechnung im Zuge der Entwurfsplanung mit $k_s = 20 \text{ MN/m}^3$ angesetzt. Im Zuge der endgültigen statischen Bemessung empfehlen wir für die Ermittlung der Bewehrung in der Sohlplatte einen Ansatz von $k_s = 20 \text{ MN/m}^3$ für die höher belasteten Bereiche unter Wänden und Stützen bzw. mit $k_s = 10 \text{ MN/m}^3$ für die gering belasteten Sohlfelder sowie eine Variation der Bettungsmoduli um $\pm 20\%$ nach oben bzw. unten. Mit den unterschiedlichen Steifigkeiten wird dann ein unterschiedliches Setzungsverhalten der Sohlplatte simuliert. Das Ergebnis der Sohlplattenbemessung ist auf Plausibilität (Verteilung und Verhältnis Sohlnormalspannungen/Setzungen) zu überprüfen. Bei Bedarf sind die Bettungsmoduli iterativ hinsichtlich Größe und Verteilung in einem bzw. mehreren weiteren Berechnungsschritten anzupassen.

Ein rechnerischer Nachweis der Grundbruchsicherheit (Grenzzustand GEO-2 nach EC 7) ist bei der Sohlplattengründung nicht erforderlich, da stets eine ausreichende Grundbruchsicherheit gegeben ist.

Im Aushubniveau NHN +3,6 m der Unterwasserbetonsohlen für die Ausgangsbauwerke stehen ebenfalls gut tragfähige Sande bzw. Geschiebelehm oder Geschiebemergel mit mindestens steifer Konsistenz an. Damit können auch die Ausgangsbauwerke auf Stahlbetonsohlplatten über den rückverankerten Unterwasserbetonsohlen flach gegründet und analog zur tiefen Sohlplatte bemessen werden.

9.1.9 Bauwerkssetzungen

Für die gemäß Unterlage 2.2 angenommenen Sohlnormalspannungen zwischen rd. $\sigma = 200 \text{ kN/m}^2$ und rd. $\sigma = 326 \text{ kN/m}^2$ unter den Außenwänden werden die zu erwartenden Setzungen unter Berücksichtigung der wirksam werdenden Aushubentlastung und des wirksamen Auftriebes in der Größenordnung von rd. $s \leq 0,5\text{-}1,5 \text{ cm}$ abgeschätzt. Die Setzungen werden i. W. im Zuge der Rohbauherstellung eintreten.

Zwischen den unterschiedlich belasteten Bereichen bzw. Mitte und Rand des Bauwerkes ist mit Setzungsunterschieden von $\Delta s \approx 1 \text{ cm}$ zu rechnen. Die theoretische Winkeldrehung ist damit kleiner als $\tan \alpha = 1/500$ (Beginn von Haarrissbildungen im WU-Beton).



Risses Schäden in der Sohlplatte und in den aufgehenden tragenden Wänden aus Baugrundverformungen sind danach nicht zu erwarten.

9.2 Kehr- und Abstellanlage City Nord

9.2.1 Geplantes Bauwerk und Baugrube

Nach Unterlage 2.1 weist die geplante Kehr- und Abstellanlage (KAA) City Nord folgende geometrische Eckdaten auf:

- Geländeoberkante ca. NN +13,3 m (Südseite) bis ca. NN +14,4 m (Nordseite)
- Bauwerkslänge ca. 256 m
- Bauwerksbreite ca. 21 m bis 23 m
- Schienenoberkante (SOK) ca. NHN +0,90 m
- OK Bauwerkssohle NHN +0,20 m
- UK Bauwerkssohle NHN -1,00 m
- Voraussichtliche Aushubsohle ca. NHN -1,4 m.

Die an die Haltestelle City Nord nach Norden anschließende Kehr- und Abstellanlage wird wie diese ebenfalls in offener Bauweise im Schutze eines vertikalen Baugrubenverbaues mit einer 1,2 m dicken Stahlbetonschlitzwand erstellt. Die Schlitzwand bindet auch hier rundum in den im Untergrund anstehenden Geschiebemergel ein, so dass der bis in das Niveau rd. NHN -1,4 m zu führende Bodenaushub trocken erfolgen kann. Die Baugrube wird einfach ausgesteift und durch Schlitzwandquerschotte in einzelne Docks unterteilt.

Die KAA wird aus wasserundurchlässigem Beton als zwei- bzw. dreizelliger Stahlbetonrahmen mit zwei mittleren Stützenreihen hergestellt. Am nördlichen Übergang zum anschließenden Streckentunnel wird ein Notausgang angeordnet.

9.2.2 Baugrund- und Grundwasserverhältnisse

Der Baugrund im Bereich der geplanten KAA City Nord ist etwa aus der gleichen Schichtenfolge aufgebaut wie im Bereich der Haltestelle City Nord, aber mit etwas gleichmäßigerem Schichtenverlauf.



Die sandigen und bauschutthaltigen **Auffüllungen** wurden in Schichtdicken zwischen rd. 0,9 m (B 8/17) und rd. 2,8 m (B 7/17) erbohrt. Die Auffüllungen sind nach den Ergebnissen der ausgeführten Drucksondierungen überwiegend locker gelagert.

Unter den Auffüllungen wurden in den Bohrungen B 8/17 und B 13 **holozäne bis weichselzeitliche Sande** mit Schichtdicken um rd. 1,7 m bis 1,8 m und vermutlich locker bis mitteldichter Lagerung erbohrt.

Die darunter anstehende Abfolge aus entkalktem **Geschiebelehm** und darunter **Geschiebemergel** der oberen Moräne wurde in Schichtdicken von rd. 4,5 m (B 13) bis rd. 9 m (B 7/17) erbohrt.

Unterhalb des Geschiebebodens der oberen Moräne wurde in den Bohrungen B 7/17 bis B 9/17 und B 13 **Beckenschluff** in Schichtdicken von rd. 0,9 m (B 9/17) bis rd. 2,3 m (B 13) erbohrt. Der Beckenschluff ist überwiegend stark sandig ausgebildet.

Die unter dem Beckenschluff bzw. der oberen Moräne folgenden **saalezeitliche Sande** mit örtlichen Kieslagen und Steinen wurden in Schichtdicken zwischen rd. 7 m (B 7/17) und rd. 14,4 m (B 9/17) erbohrt. Die Schichtbasis, die von der Oberkante der darunter folgenden Drenthemoräne gebildet wird, wurde in Tiefen zwischen rd. 17,8 m (B 12) und rd. 23,7 m (B 9/17) unter GOK angetroffen. Die Lagerungsdichten der Sande entsprechen den in Abschn. 9.1.2 aufgeführten Werten.

Unter den Sanden wurde in der Bohrung B 13 eine **Beckenschlufflage** in einer Schichtdicke von rd. 2,4 m angetroffen, die in südlicher Richtung ausstreicht und in der B 8/17 nur noch in einer geringen Schichtdicke von rd. 0,5 m erbohrt wurde.

Unter den saalezeitlichen Sanden bzw. der v. g. örtlichen Beckenschlufflage folgt wiederum der bereits in Abschn. 9.1.2 beschriebene **Geschiebemergel der unteren Drenthemoräne**, der hier ab Tiefen zwischen rd. 17,8 m (B 12) und rd. 23,7 m (B 9/17) unter GOK entsprechend einem Niveau zwischen rd. NHN -4,5 m und rd. NHN -9,3 m erbohrt wurde. Die Basis des Drenthemergels wurde bis zur Aufschlusstiefe der Bohrungen von 40 m



unter GOK entsprechend NHN -26,7 m (B 12) nicht erreicht. In der Bohrung B 12 wurde in einer Tiefe von rd. 30 m bis 35 m unter GOK eingeschaltete Sand-Kies-Lagen erbohrt, die auch in der benachbarten Bohrung B 8/17 in rd. 34 m Tiefe unter GOK angebohrt wurde.

Einen schematischen Überblick über den Baugrundaufbau im Bereich der KAA City Nord vermittelt der geologische Längsschnitt in Anlage 022445/3.1. Einzelheiten zum Baugrundaufbau sind den Bohrprofilen und Drucksondierdiagrammen in den Anlagen 022445/4.3 bis 4.5 zu entnehmen.

Die Bemessungsgrundwasserstände wurden analog zum Abschnitt der Haltestelle City Nord festgelegt:

- Bauzeitlicher Bemessungswasserstand BGW NHN +6,5 m
- Endgültiger Bemessungswasserstand HGW NHN +7,5 m
bzw. mind. OK verbleibender Schlitzwandverbau

Der an einer Grundwasserprobe aus der GWM B 14 festgestellte erhöhte Sulfatgehalt von 232 mg/l entsprechend der Expositionsklasse XA 1 ist bei der Zusammensetzung des Betons für die erdberührten Bauteile zu berücksichtigen.

9.2.3 System und Bemessung des Baugrubenverbaues

Im gesamten Grundrissbereich der geplanten KAA steht ab Tiefen zwischen rd. 17,8 m (B 12) und rd. 23,7 m (B 9/17) unter GOK entsprechend einem Niveau zwischen rd. NHN -4,5 m und rd. NHN -9,3 m gering wasserdurchlässiger Geschiebemergel bis in Tiefen von mehr als 40 m unter GOK an. Damit kann die Baugrube bei einer Einbindung der umlaufenden Schlitzwand von mindestens 2 m in den kompakten Geschiebemergel trocken ausgehoben werden.

Der Schlitzwandverbau für die geplante Baugrube ist nach den Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben der DGGT (EAB) in der aktuell gültigen Fassung mit dem Bemessungsprofil in der Anlage 022445/14.1 zu bemessen. Alle in den Abschn. 9.1.3 und 9.1.4



aufgeführten Angaben zur Baugrubenbemessung und zur Herstellung der Schlitzwände gelten auch für die Baugrube der KAA.

9.2.4 Bauzeitliche Trockenhaltung und Auftriebssicherung

Das in der wasserdicht ausgebildeten Baugrube gefangene Grundwasser muss im Zuge des Bodenaushubs wie im Bereich der Haltestelle City Nord z. B. mit verrohrt hergestellten Tiefbrunnen bis mindestens rd. 0,5 m unter das planmäßige Aushubniveau bzw. ggf. erforderliche Bodenaustauschzonen abgesenkt werden.

Da im Aushubniveau der Baugrube nach den vorliegenden Bohrergebnissen voraussichtlich bis in ausreichende Tiefen von mind. 3-4 m unter Aushubsohle gut wasserdurchlässige Sande anstehen (siehe geologischen Schnitt in Anlage 022445/3.1), können die für die aushubbegleitende Wasserhaltung eingerichteten Tiefbrunnen zur Sicherung der Tunnelsohle gegen Auftrieb und zur bauzeitlichen Abführung des durch die technisch wasserdichte Umschließung in die Baugrube hineinsickernden Restwassers weiter genutzt werden.

Die Tiefbrunnen müssen mit Brunnentöpfen durch die Bauwerkssohle geführt werden.

Das bei der Wasserhaltung geförderte Grundwasser muss wie in den Nachbarabschnitten vor Einleitung in einen geeigneten Vorfluter gereinigt werden.

9.2.5 Trockenhaltung und Auftriebssicherheit der KAA im Endzustand

Es gelten die in Abschn. 9.1.7 gemachten Angaben.

Die dauerhafte Auftriebssicherheit (Sicherheit gegen Aufschwimmen UPL nach EC 7) des Bauwerks im Endzustand ist ausschließlich durch das Eigengewicht des Bauwerks zu gewährleisten und für den Bemessungswasserstand von NN +7,5 m bzw. mindestens OK verbleibender Schlitzwandverbau (s. Abschn. 9.2.2) nachzuweisen.

9.2.6 Gründung und Bemessung der KAA

Im Gründungsniveau NHN -1,00 m der Bauwerkssohle stehen nach den Bohrergebnissen gut tragfähige, mindestens mitteldicht gelagerte Sande an. In kleinen Teilflächen der v. g.



Aushubebene können noch Reste von geringer tragfähigem Beckenschluff verbleiben (z. B. Bohrung B 5/17), der nach Prüfung und Vorgabe durch den geotechnischen Sachverständigen gegen verdichtet einzubauenden Sand auszutauschen ist. Danach kann das Bauwerk auf einer Stahlbetonsohlplatte flach gegründet werden.

Die nach Unterlage 2.1 ca. 1,2 m dicke Stahlbetonsohlplatte der KAA soll wie bei der Haltestelle City Nord mit den in Abschn. 9.1.8 angegebenen Werten nach dem Bettungsmodulverfahren bemessen werden.

9.2.7 Bauwerkssetzungen

Gemäß Unterlage 2.2 ist mit Sohlnormalspannungen zwischen rd. $\sigma = 220 \text{ kN/m}^2$ auf der Ostseite und rd. $\sigma = 636 \text{ kN/m}^2$ auf der Westseite des Tunnels zu rechnen. Der hohe Wert auf der Westseite resultiert angabegemäß aus der Gebäudelast des derzeit neben der geplanten Schlitzwand der KAA errichteten Neubaus. Die hieraus resultierende Konsolidation des Bodens im Tunnelbereich wird zum Zeitpunkt der Tunnelherstellung bereits eingetreten sein und muss bei der Abschätzung der zu erwartenden Setzungen der Tunnelsohle nicht mehr berücksichtigt werden. Damit werden die zu erwartenden Setzungen unter Berücksichtigung der wirksam werdenden Aushubentlastung und des wirksamen Auftriebes in der Größenordnung von rd. $s \leq 0,5\text{-}1,5 \text{ cm}$ abgeschätzt. Die Setzungen werden i. W. im Zuge der Rohbauherstellung eintreten.

Zwischen den unterschiedlich belasteten Bereichen bzw. Mitte und Rand des Bauwerkes ist mit Setzungsunterschieden von $\Delta s \approx 1 \text{ cm}$ zu rechnen. Die theoretische Winkelverdrehung ist damit kleiner als $\tan \alpha = 1/500$. Risses Schäden in der Sohlplatte und in den aufgehenden Wänden aus Baugrundverformungen sind danach nicht zu erwarten.

9.3 Tunnel- und Trogstrecke zwischen der KAA und der Haltestelle Sengelmannstraße

9.3.1 Geplantes Bauwerk und Baugrube

Nach Unterlage 2.1 weist die Tunnel- und Trogstrecke zwischen der KAA und der Haltestelle Sengelmannstraße folgende geometrische Eckdaten auf:



- Geländeoberkante ca. NHN +14,4 m (Südseite) bis NHN +17,5 m (Hst. Sengelmannstraße)
- Bauwerkslänge Tunnel ca. 375 m
- Bauwerkslänge Trogstrecke ca. 80 m
- Bauwerksbreite ca. 21 m (Anschluss KAA) bis rd. 11,5 m (nördlicher Teil Tunnel und Trogstrecke)
- Schienenoberkante (SOK) ca. NHN +0,90 m bis ca. NHN +17 m
- OK Bauwerkssohle Anschluss KAA NHN +0,20 m
- UK Bauwerkssohle Anschluss KAA NHN -1,00 m
- Voraussichtliche Aushubsohle Anschluss KAA ca. NHN -1,4 m

Die an die Kehr- und Abstellanlage nach Norden anschließende Tunnel- und Trogstrecke wird wie diese unterhalb des Grundwasserspiegels ebenfalls in offener Bauweise im Schutze eines vertikalen Baugrubenverbaues mit einer technisch wasserdichten Verbauwand erstellt. Die Verbauwand bindet von der KAA bis zur Stat. km -0,2 P bis in das Niveau rd. NHN -16 m in den im Untergrund anstehenden Geschiebemergel ein, so dass der im Anschluss an die KAA bis in das Niveau rd. NHN -1,4 m zu führende Bodenaushub trocken erfolgen kann. Von der Stat. km -0,2 P bis zum Ende der Trogstrecke bei Stat. km -0,0+20 P ist eine kürzere Schlitzwand mit Einbindung bis in das Niveau rd. NHN +2 m/+4 m vorgesehen, da in diesem Abschnitt der erforderliche Bodenaushub oberhalb des bauzeitlichen Bemessungsgrundwasserstands von NHN +6,5 m liegt.

Die Baugrube wird im tieferen Tunnelbereich von der KAA bis südlich der Unterquerung der Güterumgebungsbahn und des stadtauswärtigen Gleises 2 der U1 einfach ausgesteift und durch Schlitzwandquerschotte in einzelne Docks unterteilt. Zur Überführung der Gleise der Güterumgebungsbahn und der U1 über die Baugrube werden nach Herstellung der Baugrubenschlitzwände Gleishilfsbrücken verlegt.

Die Tunnelstrecke wird aus wasserundurchlässigem Beton als geschlossener Stahlbetonrahmen hergestellt. Bei ca. Stat. km -0,1 P wird der Tunnelmund mit Übergang in die Trogstrecke angeordnet.



9.3.2 Baugrund- und Grundwasserverhältnisse

Der Baugrund im Bereich des geplanten Streckentunnels und der Trogstrecke ist etwa aus der gleichen Schichtenfolge aufgebaut wie im Bereich der KAA City Nord.

Die sandigen und teilweise bauschutthaltigen **Auffüllungen** wurden in Schichtdicken zwischen rd. 0,4 m (B 337) und ca. 6 m im Bereich der künstlichen Geländemodellierung vor dem Gebäude der Postbank angetroffen. Die Auffüllungen sind voraussichtlich überwiegend locker gelagert.

Unter den Auffüllungen wurden in den Bohrungen B 10/17 und B 15 **holozäne bis weichselzeitliche Sande** mit Schichtdicken von rd. 1,6 m bis rd. 4,2 m und vermutlich locker bis mitteldichter Lagerung erbohrt.

Die darunter anstehende Abfolge aus entkalktem **Geschiebelehm** und darunter **Geschiebemergel** der oberen Moräne wurde in Schichtdicken von rd. 1,5 m (B 15) bis rd. 7 m (B 337) erbohrt.

Unterhalb des Geschiebebodens der oberen Moräne wurde in allen verrohrten Aufschlussbohrungen **Beckenschluff** in Schichtdicken von rd. 1,0 m (B 15) bis rd. 5,4 m (B 14) erbohrt. Der Beckenschluff ist überwiegend stark sandig ausgebildet.

Die unter dem Beckenschluff bzw. der Fuhlsbüttler Moräne folgenden **saalezeitliche Sande** wurden in Schichtdicken zwischen rd. 11 m (B 14) und rd. 18 m (B 11/17) erbohrt. Örtlich sind Kieslagen und Steine eingeschaltet (Kieslage angetroffen z. B. in der B 14). Die Schichtbasis, die von der Oberkante der darunter folgenden unteren Drenthemoräne gebildet wird, wurde in Tiefen zwischen rd. 23,7 m (B 9/17) und rd. 31,5 m (B 10/17) unter GOK angetroffen. Im Bereich der Trogstrecke und der Unterquerung der Güterumgehungsbahn und der U1 wurde die Basis der saalezeitlichen Sande bis zur Aufschlusstiefe von rd. 25 m unter GOK nicht angetroffen. Hier sind im Zuge der weiteren Planung noch ergänzende Baugrundaufschlüsse auszuführen, um eine ausreichende Einbindung der tiefen Baugrubenschlitzwände in den gering wasserdurchlässigen Geschiebemergel sicherzustellen.



Die Lagerungsdichten der Sande entsprechen den in Abschn. 9.1.2 aufgeführten Werten.

In die Sande eingeschaltet bzw. teilweise auch an deren Basis wurden in den Bohrungen B 14, B 15, B 10/17 und B 11/17 mehrere **Beckenschlufflagen** in Schichtdicken von bis zu rd. 2,8 m (B 11/17) angetroffen. In der Bohrung B 15 wurde über dem Drenthemergel eine 0,7 m dicke Beckentonlage mit steifer Konsistenz angetroffen.

Unter den saalezeitlichen Sanden folgt wiederum der bereits in Abschn. 9.1.2 beschriebene **Geschiebemergel der unteren Drenthemoräne** ab Tiefen zwischen rd. 23,7 m (B 9/17) und rd. 31,5 m (B 10/17) unter GOK entsprechend einem Niveau zwischen rd. NHN -9,3 m und rd. NHN -16,6 m erbohrt. Die Basis des Drenthemergels wurde bis zur Aufschlusstiefe der Bohrungen von 35 m unter GOK entsprechend NHN -20,6 m (B 9/17) nicht erreicht.

Einen schematischen Überblick über den Baugrundaufbau im Bereich der Tunnel- und Trogstrecke vermittelt der geologische Längsschnitt in den Anlagen 022445/3.1 und 3.2. Einzelheiten zum Baugrundaufbau sind den Bohrprofilen und Drucksondierdiagrammen in den Anlagen 022445/4.5 bis 4.7 zu entnehmen.

Die Bemessungsgrundwasserstände werden analog zu den Abschnitten Haltestelle und KAA City Nord festgelegt:

- Bauzeitlicher Bemessungswasserstand BGW NN +6,5 m
- Endgültiger Bemessungswasserstand HGW NN +7,5 m
bzw. mind. OK verbleibender Schlitzwandverbau

Der an einer Grundwasserprobe aus der GWM B 14 festgestellte erhöhte Sulfatgehalt von 232 mg/l entsprechend der Expositionsklasse XA 1 ist bei der Zusammensetzung des Betons für die erdberührten Bauteile zu berücksichtigen.

9.3.3 System und Bemessung des Baugrubenverbaues

Im Grundrissbereich der Tunnelstrecke von der geplanten KAA bis zur Stat. km -0,2 P steht ab Tiefen zwischen rd. 23,7 m (B 9/17) und rd. 31,5 m (B 10/17) unter



unter GOK entsprechend einem Niveau zwischen rd. NHN -9,3 m und rd. NHN -16,6 m gering wasserdurchlässiger Geschiebemergel bis in Tiefen von mehr als 35 m unter GOK an. Damit kann die Baugrube für die Tunnelstrecke bis zum geplanten Schlitzwandquerschott bei Stat. km -0,2 P bei einer Einbindung der umlaufenden Schlitzwand von mindestens 2 m in den kompakten Geschiebemergel trocken ausgehoben werden. Im Umfeld der Bohrung B 10/17 muss die im Niveau NHN-16 m vorgesehene Absetztiefe der Schlitzwand um ca. 3 m tiefer geführt werden, um die geforderte Einbindung in den Geschiebemergel von mind. 2 m einzuhalten. Im Bereich des als nördlicher Abschluss der tiefen Baugrubenumschließung vorgesehenen Querschotts (etwa bei den Altaufschlüssen D 337, BS 13) wurde die Oberkante des Geschiebemergels durch die Aufschlussbohrungen noch nicht angetroffen. Insbesondere in diesem Abschnitt muss die Schlitzwandherstellung zur Sicherstellung einer ausreichenden Einbindung vom geotechnischen Sachverständigen überwacht und ggf. bis in den Geschiebemergelhorizont tiefer geführt werden.

Der Schlitzwandverbau für die geplante Baugrube ist nach den Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben der DGGT (EAB) in der aktuell gültigen Fassung mit dem Bemessungsprofil in der Anlage 022445/14.2 zu bemessen. Alle in den Abschn. 9.1.3 und 9.1.4 aufgeführten Angaben zur Baugrubenbemessung und zur Herstellung der Schlitzwände gelten auch für die Baugrube der Tunnel- und Trogstrecke.

9.3.4 Bauzeitliche Trockenhaltung und Auftriebssicherung

Das in der wasserdicht ausgebildeten Baugrube gefangene Grundwasser muss im Zuge des Bodenaushubs wie in den Bereichen der Haltestelle und der KAA City Nord z. B. mit verrohrt hergestellten Tiefbrunnen bis mindestens rd. 0,5 m unter das planmäßige Aushubniveau bzw. die ggf. erforderlichen Bodenaustauschzonen abgesenkt werden.

Da in den nach Norden ansteigenden Aushubniveaus der Baugrube nach den vorliegenden Bohrergebnissen voraussichtlich bis in ausreichende Tiefen von mind. 9 m unter Aushubsohle gut wasserdurchlässige Sande anstehen (siehe geologischen Schnitt in Anlage 022445/3.1), können die für die aushubbegleitende Grundwasserabsenkung eingerichteten Tiefbrunnen zur Sicherung der Aushubsohle bzw. der Tunnelsohle gegen Auftrieb und zur



bauzeitlichen Abführung des durch die technisch wasserdichte Umschließung in die Baugrube hineinsickernden Restwassers weiter genutzt werden.

Die Tiefbrunnen müssen mit Brunnentöpfen durch die Bauwerkssohle geführt werden.

Das bei der Wasserhaltung geförderte Grundwasser muss wie in den Nachbarabschnitten vor Einleitung in einen geeigneten Vorfluter gereinigt werden.

9.3.5 Trockenhaltung und Auftriebssicherheit der der Tunnel- und Trogstrecke im Endzustand

Es gelten die in Abschn. 9.1.7 gemachten Angaben.

Die dauerhafte Auftriebssicherheit (Sicherheit gegen Aufschwimmen UPL nach EC 7) des Bauwerks im Endzustand ist ausschließlich durch das Eigengewicht des Bauwerks zu gewährleisten und für den Bemessungswasserstand von NN +7,5 m bzw. mindestens OK verbleibender Schlitzwandverbau (s. Abschn. 9.3.2) nachzuweisen.

9.3.6 Gründung und Bemessung der Tunnel- und Trogstrecke

In dem Streckenabschnitt zwischen der KAA und der geplanten Kaverne bei ca. Stat. km -0,2+30 stehen in dem nach Norden ansteigenden Gründungsniveau der Bauwerkssohle nach den Bohrergebnissen gut tragfähige, mindestens mitteldicht gelagerte Sande an. In Teilflächen der Aushubebene können noch Reste von geringer tragfähigem Beckenschluff verbleiben, der gegen verdichtet einzubauenden Sand auszutauschen ist.

Von der Kaverne an bis zum Trogende bei Stat. km -0,0+20 verläuft die Bauwerkssohle schleifend durch eine ca. 1,5 m dicke Beckenschlufflage und darüber durch Geschiebelehm. Beckenschluff und Geschiebelehm sind sensitive Böden, die bei Wasserzutritt und Befahren/Begehen ihre Konsistenz verlieren und in einen weichen bis breiigen Zustand übergehen können. Vorsorglich ist hier ein Bodenaustausch der oberen 0,5 m unter Bauwerkssohle vorzusehen. Der in bindigen Bereichen der Aushubsohle einzubauende 30 cm dicke bauzeitliche Flächenfilter kann in den Austauschbereich integriert werden.



Nach Ausführung der v. g. Maßnahmen kann das Tunnel- bzw. Trogbauwerk auf einer Stahlbetonsohlplatte flach gegründet werden.

Die Sohlplatte soll wie bei der Haltestelle und der KAA City Nord mit den in Abschn. 9.1.8 angegebenen Werten nach dem Bettungsmodulverfahren bemessen werden.

9.3.7 Bauwerkssetzungen

Gemäß Unterlage 2.2 ist in der Tunnelstrecke mit Sohlnormalspannungen zwischen rd. $\sigma = 100 \text{ kN/m}^2$ und rd. $\sigma = 265 \text{ kN/m}^2$ zu rechnen. Damit werden die zu erwartenden Setzungen unter Berücksichtigung der wirksam werdenden Aushubentlastung und des wirksamen Auftriebes in der Größenordnung von rd. $s \leq 0,5\text{-}1 \text{ cm}$ abgeschätzt.

Zwischen den unterschiedlich belasteten Bereichen bzw. Mitte und Rand des Tunnelbauwerkes ist mit Setzungsunterschieden von $\Delta s \leq 1 \text{ cm}$ zu rechnen. Die theoretische Winkelverdrehung ist damit kleiner als $\tan \alpha = 1/500$. Risseschäden in der Sohlplatte und in den aufgehenden Wänden aus Baugrundverformungen sind danach nicht zu erwarten.

In der anschließenden Trogstrecke ist angabegemäß mit geringen Sohlnormalspannungen und entsprechenden Setzungen in einer Größenordnung von weniger als 1 cm zu rechnen.

Die Setzungen werden i. W. im Zuge der Rohbauherstellung eintreten.

Zwischen der in Abschn. 9.3 behandelten Trogstrecke und den in Abschn. 9.4 beschriebenen Brücken Sengelmannstraße liegt die Haltestelle Sengelmannstraße. Zum geplanten Umbau der Haltestelle liegt mit unserem 1. Bericht vom 27.04.2018 (Auftragsnr. 021785-5, siehe Unterlage 2.33) ein gesondertes geotechnisches Gutachten vor.

9.4 Brücken Sengelmannstraße

9.4.1 Geplante Bauwerke

Zur Überquerung der im Einschnitt liegenden Sengelmannstraße werden nach Norden anschließend an die vorhandene Brücke der U1 ein neues Brückenbauwerk für die vier Gleise der U5 und daran anschließend ein weiteres Brückenbauwerk für das



stadteinwärtige Gleis 1 der U1 erstellt. Die vorhandene Brücke der U1 bleibt erhalten und wird für das stadtauswärtige Gleis 2 genutzt.

Nach Unterlage 2.1 weisen die geplanten Brückenbauwerke folgende Eckdaten auf:

- GOK Fahrbahnen/Gehwege Sengelmanstraße ca. NHN +12,0 m bis NHN +12,6 m
- Schienenoberkante (SOK) Gleise U5 NHN +18,27 m
- Schienenoberkante (SOK) Gleis 1 U1 NHN +18,57 m
- Spannweite Überbauten rd. 30,8 m
- Breite der neuen Widerlager rd. 19,4 m bzw. rd. 7,3 m
- UK Pfahlkopfbalken NHN +11,95 m
- Bohrpfähle Ø 120 cm mit Länge 10 m und Absetztiefe im Niveau ca. NHN +2 m

9.4.2 Baugrund- und Grundwasserverhältnisse

Der Baugrund im Bereich der Widerlager der geplanten Brückenbauwerke ist nach den Ergebnissen der Altbohrungen D 157, D 158 und D 340, der neu ausgeführten Kleinbohrungen BS 27/17 und BS 28/17 sowie den Drucksondierungen DS 4/17 und DS 5/17 wie folgt aufgebaut:

Unter bis zu rd. 1,6 m dicken überwiegend sandigen **Auffüllungen** steht bis in Tiefen zwischen rd. 4,0 m (D 340) und 7,1 m (BS 27/17) unter GOK Geschiebemergel der oberen Moräne mit steifer Konsistenz an.

Darunter folgt in der Altbohrung D 157 eine 1,6 m dicke Lage aus **Beckenschluff**. Auch in den benachbarten Altbohrungen D 340 und D 158 wurde der Beckenschluff in Schichtdicken von rd. 0,3 m bzw. 0,7 m angetroffen, wobei dort zwischen Beckenschluff und Geschiebemergel eine rd. 1 m dicke Sandzwischen-schicht angegeben ist. In der neu abgeteufte Kleinbohrung BS 27/17 wurde kein Beckenschluff angetroffen.

Unterhalb des Beckenschluffs bzw. in der BS 27/17 direkt unterhalb des Geschiebemergels der oberen Moräne folgen **saalezeitliche Sande** bis in Tiefen zwischen rd. 14,9 m (D 158)



und rd. 21,0 m (D 157) unter GOK. Die Lagerungsdichte der Sande ist nach dem Ergebnis der Drucksondierung DS 4/17 überwiegend dicht ($15 \text{ MN/m}^2 \leq q_c \leq 25 \text{ MN/m}^2$) bzw. sehr dicht ($q_c \geq 25 \text{ MN/m}^2$).

Die Sande werden unterlagert von einem tieferen zweiten **Beckenschluffhorizont**. Dieser wurde in Schichtdicken zwischen rd. 3,4 m (D 158) und mehr als 8 m (DS 4/17) angetroffen. In den Aufschlüssen D 157 und DS 4/17 wurde die Basis des Beckenschluffes bis zur Aufschlusstiefe von 25 m unter GOK nicht erbohrt.

In der Altbohrung D 158 wurde unter dem tiefen Beckenschluffhorizont ab einer Tiefe von rd. 18,8 m unter GOK bis zur Aufschlusstiefe von rd. 23 m unter GOK der bereits in Abschn. 9.1.2 beschriebene **Geschiebemergel der unteren Drenthemoräne** angetroffen.

In der im Bereich der Trogstrecke östlich der geplanten Brückenbauwerke eingerichteten Grundwassermessstelle GWM B 12/17 mit Ausfilterung der saalezeitlichen Beckensande wurden in 2018 Grundwasserstände von rd. NHN +7,31 m bis rd. NHN +7,47 m gemessen.

Einen schematischen Überblick über den Baugrundaufbau im Bereich der Brücken Sengelmannstraße vermittelt der geologische Längsschnitt in Anlage 022445/3.2. Einzelheiten zum Baugrundaufbau sind den Bohrprofilen und Drucksondierdiagrammen in der Anlage 022445/4.8 zu entnehmen.

Die Bemessungsgrundwasserstände werden danach wie folgt festgelegt:

- Bauzeitlicher Bemessungswasserstand BGW NHN +8,0 m
- Endgültiger Bemessungswasserstand HGW NHN +9,0 m

Bei der Analyse einer Grundwasserprobe aus der GWM B 12/17 wurde keine Betonaggressivität festgestellt. Unabhängig davon empfehlen wir, die Pfähle mit einem sulfatbeständigen Beton herzustellen.



9.4.3 Bohrpfahlgründung

Nach Unterlage 2.1 sollen die Widerlager der geplanten Brücken unter Berücksichtigung der vorhandenen Baugrundverhältnisse und örtlichen Randbedingungen mit Großbohrpfählen nach DIN EN 1536:2010-12 mit einem Pfahldurchmesser von $D = 1,20$ m und Achsabständen zwischen $1,9 \cdot D_s$ und $2,6 \cdot D_s$ tief gegründet werden. Die Pfahllasten im Zustand der Grenztragfähigkeit GZT werden in Unterlage 2.3 mit 995 kN bis 2.229 kN angegeben.

9.4.4 Axiale Pfahltragfähigkeit

Für die statische Bemessung der axial auf Druck belasteten Bohrpfähle können die im Grenzzustand der Tragfähigkeit GEO-2 nach EC 7 maßgebenden charakteristischen Pfahlwiderstände $R_{c,k}$ anhand der folgenden Angaben mit den Bemessungsprofilen in den Tabellen 48 und 49 ermittelt werden.

Tabelle 48 Bemessungsprofil Großbohrpfähle Widerlager West

Schicht	Tiefenlage in mNHN	Charakteristische Mantelreibung $q_{s,k}$ (kN/m ²)	Charakteristischer Spitzendruck $q_{b,k}$ (kN/m ²)
Geschiebemergel, steife Konsistenz	+12,0 m bis +9,0 m	60	-
Beckenschluff, steife Konsistenz	+9,0 m bis +7,5 m	30	-
Sand, dicht/mitteldicht gelagert	+7,5 m bis -3,0 m	100	3.000

Tabelle 49 Bemessungsprofil Großbohrpfähle Widerlager Ost

Schicht	Tiefenlage in mNHN	Charakteristische Mantelreibung $q_{s,k}$ (kN/m ²)	Charakteristischer Spitzendruck $q_{b,k}$ (kN/m ²)
Geschiebemergel, steife Konsistenz	+12,0 m bis +7,5 m	60	-
Beckenschluff, steife Konsistenz	+7,0 m bis +5,5 m	30	-
Sand, dicht/mitteldicht gelagert	+5,5 m bis -1,0 m	100	3.000



Bei der Festlegung der Pfahlfußtiefen innerhalb der gut tragfähigen Sande ist ein Mindestabstand zur Oberkante des unterlagernden geringer tragfähigen Beckenschluffes von 3 m einzuhalten.

Beim Ansatz der Pfahlmantelfläche zur Ermittlung des charakteristischen Pfahlmantelwiderstandes ist bei Pfahlachsabständen von $a < 3 \times D_s$ eine Abminderung des Umfanges wie folgt vorzunehmen:

$$\begin{array}{ll} a = 3 \cdot D_s & U = 3,14 \cdot D_s \\ a = 1 \cdot D_s & U = 2,00 \cdot D_s \end{array}$$

Zwischenwerte $1 \cdot D_s \leq a \leq 3 \cdot D_s$ können näherungsweise geradlinig interpoliert werden. Für einen Achsabstand von $a = 2 \cdot D_s$ kann näherungsweise ein Wert von $U = 2,57 \cdot D_s$ angesetzt werden.

Bei der Ermittlung des charakteristischen Pfahlspitzenwiderstandes sind bei der Unterschreitung von $a = 3 \cdot D_s$ keine weiteren Abminderungen vorzusehen.

Der Pfahlhersteller hat die zulässige innere und äußere Tragfähigkeit für den von ihm angebotenen Pfahl nachzuweisen.

9.4.5 Setzungsverhalten der Bohrpfahlgründung

Bei einer sach- und fachgerecht ausgeführten Pfahlgründung ist für die auf Druck beanspruchten Bohrpfähle mit einer Lastabtragung in den ausreichend tragfähigen Sanden von Setzungen des Einzelpfahles in der Größenordnung von rd. $s = 1 \text{ cm}$ bis $1,5 \text{ cm}$ auszugehen.

Eine Verkantung in Querrichtung der Brückenwiderlager ist von vernachlässigbarer Größe ($\Delta s \leq 0,5 \text{ cm}$).



9.4.6 Horizontale Pfahlbelastung

Da auch Horizontallasten über die horizontale Bettung der Bohrpfähle abgetragen werden müssen, sind die folgenden Angaben zu beachten.

Allgemein ergibt sich die maximale Ordinate des charakteristischen horizontalen Bettungsmoduls $k_{sh,k}$ aus dem Steifemodul $E_{s,k}$ der jeweiligen Bodenschicht und dem Pfahlschaftdurchmesser D zu

$$\max. k_{sh,k} = E_{s,k}/D \text{ [MN/m}^3\text{]}.$$

Ab einem Pfahldurchmesser von $D > 1,0$ m ist mit $D = 1,0$ m zu rechnen. Der Anwendungsbereich der v. g. Gleichung ist durch eine rechnerische maximale Horizontalverschiebung von 2 cm oder $0,03 D$ begrenzt, wobei der kleinere Wert maßgebend ist. Für die Ermittlung der horizontalen Pfahlbettung kann ein Steifemodul von $E_s = 40 \text{ MN/m}^2$ im Geschiebemergel mit steifer Konsistenz, $E_s = 30 \text{ MN/m}^2$ im Beckenschluff bzw. $E_s = 60 \text{ MN/m}^2$ im mindestens mitteldicht gelagerten Sand (Schichtgrenzen siehe Abschn. 9.4.2) angesetzt werden.

Ausgehend von der UK Pfahlkopfplatte ist über eine Tiefe von rd. $t = 3 D$ von einem linearen Anstieg des Bettungsmoduls von Null auf den für die oberste Bodenschicht anzunehmenden $k_{sh,k}$ -Wert auszugehen. Darunter ist der $k_{sh,k}$ -Wert jeweils schichtbezogen konstant anzusetzen.

Die nach dem Bettungsmodulverfahren berechneten Stützkräfte (horizontale Bodenspannungen) dürfen die in Abhängigkeit von der Verformungsgröße mobilisierbaren Erdwiderstandskräfte nicht überschreiten. Dazu ist nach EA-Pfähle nachzuweisen, dass die charakteristische Normalspannung $\sigma_{h,k}$ zwischen Pfahl und Boden die charakteristische Erdwiderstandsspannung im ebenen Fall nicht überschreitet. Dazu ist ggf. in einem 2. Berechnungsschritt der Ansatz des horizontalen Bettungsmoduls zu variieren. Ferner ist nachzuweisen, dass der seitliche Bodenwiderstand $B_{h,d}$ nicht größer ist, als der Bemessungswert des räumlichen Erdwiderstandes $E_{ph,d}^r$ (berechnet nach DIN 4085:2007-10) für den entsprechenden Teil der Pfahleinbindetiefe bis zum Drehpunkt.



9.5 Überwerfungsbauwerk mit Trog- und Tunnelstrecken bis zum Startschacht

9.5.1 Geplante Bauwerke und Baugruben

Hinter der Überführung über die Sengelmanstraße werden zwischen den beiden Fahrtrichtungsgleisen die Kehr- und Abstellgleise der U5 ausgefädelt, die zu der im Gleisdreieck ebenerdig angeordneten Abstellanlage sowie zu der geplanten Werkstatt nördlich der Feuerbergstraße führen.

Zur Absenkung der Fahrtrichtungsgleise der U5 in Richtung Startschacht sind Stützkonstruktionen zur Abfangung der Geländesprünge vorgesehen. Bei geringeren Höhendifferenzen sind Winkelstützwände ausreichend. Der Übergang zum Trog erfolgt an der Stelle, an der die Länge der erforderlichen Schenkel und Sporne der Winkelstützwände der Breite einer durchgehenden Trogsohle entspricht. Die Tröge werden weitergeführt, bis die Überschneidungen mit den Kehrgleisen bzw. dem Gleis 2 der U1 beginnen. Dort wird bei rd. Stat. km 0,4+97 (Gleis 1) bzw. bei rd. Stat. km 0,4+11 (Gleis 2) der Tunnelmund angeordnet. Zur Entwässerung der Trogbereiche ist an den beiden Tunnelmündern jeweils eine Kaverne vorgesehen.

Die Streckengleise der U5 werden bis zur Gleiszusammenführung in Einzeltunneln geführt. Ab Stat. km 0,6+65 werden die beiden Einzeltunnel in einem Zweigleisestunnel zusammengeführt.

Die Tunnelstrecken werden in offener Bauweise als Rahmenbauwerke aus WU-Beton hergestellt.

Das Gleis 2 der U1 wird ab der Überführung über die Sengelmanstraße in Richtung Ohlsdorf auf einem Fangedamm hochgeführt. Die Überführung über die Abstellgleise der U5 wird als zweizelliges Rahmenbauwerk ausgebildet. Das Rahmenbauwerk gründet teilweise auf den Eingleisestunneln der U5-Fahrtrichtungsgleise. Im weiteren Streckenverlauf wird das Gleis 2 der U1 über einen zweiten Fangedamm wieder auf die Bestandsgradienten herunter geführt.



Östlich parallel des Fangedamms ist ein bis zu rd. 40 m breiter Geländeeinschnitt vorgesehen, um eine Ebene für das geplante Gelände der Betriebswerkstatt zu schaffen (siehe Lagepläne in den Anlagen 022445/2.2 und 2.2.1). Zur Sicherung des Geländesprungs von bis zu rd. 6,6 m Höhe ist die Herstellung einer eingespannten rückverankerten Spundwandkonstruktion vorgesehen.

Das Gleis 1 der U1 wird aus der Bestandstrasse nach Nordwesten verschoben. Hierzu wird der vorhandene Bahneinschnitt vergrößert und die Böschung zum höher gelegenen Paul-Stritter-Weg hin teils abgetragen bzw. im Endzustand durch eine Winkelstützwand ersetzt. In Richtung Sengelmannstraße fällt der Paul-Stritter-Weg ab. Hier ist ebenfalls eine Winkelstützwand zur Absicherung der dann höher gelegenen U1-Trasse vorgesehen. Diese Winkelstützwand schließt an die nördliche Flügelwand der neuen Bahnbrücke über die Sengelmannstraße an.

Der Querschnitt der U5-Strecke ist im Regelbereich ein einzelliges, monolithisches Rahmentragwerk aus Stahlbeton. Im Bereich der Tunnelzusammenführungen wird der Tunnel als zweizelliger Rahmen mit einer mittleren Stützenreihe ausgebildet.

Die Breite der Eingleistunnel beträgt maximal ca. 6,9 m. Der Zweingleistunnel hat maximal eine Breite von ca. 15,5 m.

Die Stahlbetonrahmen werden in offener Bauweise im Schutze einer Baugrubensicherung ohne Arbeitsraum errichtet. Die endgültige Bauwerkskonstruktion wird getrennt von den Baubehelfen hergestellt, so dass das Tunnelbauwerk statisch unabhängig von der Baugrubenkonstruktion ist und unabhängig bemessen werden kann. Das endgültige Bauwerk wird nach Fertigstellung bis zur geplanten Geländeoberfläche überschüttet. Das Tunnel- bzw. Trogbauwerk wird als Stahlbetonrahmen so hergestellt, dass das Bauwerk allein durch sein Eigengewicht auftriebssicher ist.

Die Streckentunnel werden bei Aushubtiefen unterhalb des Grundwasserspiegels in offener Bauweise mit Schlitzwänden als vertikalem Baugrubenverbau realisiert. In den Bereichen, in denen die Tunnelsohle unterhalb des Grundwasserstandes liegt, ist eine wasserdichte



Baugrube erforderlich. Als horizontale Baugrubenabdichtung wird eine rückverankerte Unterwasserbetonsohle ausgeführt. Die Baugruben sind bis zum Ende der Trogbauwerke einfach ausgesteift. Im weiteren Streckenverlauf werden die Teilbaugruben mehrfach ausgesteift. Zur Abgrenzung der sechs vorgesehenen Bauabschnitte (Dock 1 bis 5 und Startschacht) sind Querschotte (Querschlitzwände) vorgesehen. Die räumliche Einteilung der einzelnen Teilbaugruben bzw. Docks geht aus der Lageskizze in Anlage 022445/14.3 hervor.

Nach Unterlage 2.1 weisen die Baugruben für die Trog- und Tunnelstrecken der U5 bis zum Startschacht folgende geometrische Eckdaten auf:

- Geländeoberkante ca. NHN +19 m
- Trogstrecken Dock 1.1 und 1.2 im Trockenaushub von km 0,3+68 bis km 0,4+73 (Gleis 1) mit abgetreppten Schlitzwandtiefen zwischen NHN +13,0 m und NHN +6,0m und Aushubtiefen bis rd. NHN +11 m
- Trog- bzw. Tunnelstrecken im Unterwasseraushub unterteilt in 4 Docks und Startschacht mit abgetreppten Schlitzwandtiefen zwischen NHN -1,9 m und NHN -18m und Aushubtiefen bis rd. NHN -8,2 m
- Dock 2: Aushubsohle bei NHN +2,0 m und UK Schlitzwand bei NHN -7,8 m
- Dock 3: Aushubsohle bei NHN +5,0 m und UK Schlitzwand bei NHN -1,9 m
- Dock 4: Aushubsohle bei NHN +1,5 m und UK Schlitzwand bei NHN -8,0 m
- Dock 5: Aushubsohle bei NHN -2,0 m und UK Schlitzwand bei NHN -8,5 m
- Startschacht: Aushubsohle bei NHN -8,2 m und UK Schlitzwand bei NHN -18 m (siehe Abschn. 9.6)

Die Dicken der gegen Auftrieb rückverankerten Unterwasserbetonsohlen sind mit 1,5 m vorgesehen.

9.5.2 Baugrund- und Grundwasserverhältnisse

Der Baugrund im Bereich der Trog- und Tunnelstrecke der U5 bis zum Startschacht, des Überwerfungsbauwerks der U1 Gleis 2 und der Einschnittverbreiterung für das Gleis 1 der U1 wird unter einer örtlich bis zu 2 m mächtigen Deckschicht aus **Auffüllungen** aus einer



vertikal und lateral stark wechselhaften Abfolge aus **Geschiebelehm** und **Geschiebemergel** der oberen Moräne, saalezeitlichen **Sanden und Kiesen** mit bereichsweise mehrere Meter mächtigen Lagen von **Beckenton** und **Beckenschluff** sowie dem **Geschiebemergel** der mittleren und der unteren Drenthe-Moräne gebildet.

Der Geschiebelehm und Geschiebemergel der oberen Moräne wurde unter bis zu ca. 2 m dicken Auffüllungen im Bereich der Trogstrecke der U5, des Überwerfungsbauwerks sowie der nördlichen Einschnittsböschung der U1 in Schichtdicken von bis zu rd. 8,8 m (BS 38/17) angetroffen. Die bindigen Geschiebeböden weisen eine überwiegend steife Konsistenz auf. In stärker sandigen Partien bzw. Bereichen mit Sandlagen wurde auch eine weiche Konsistenz festgestellt, die vermutlich auf Gefügestörungen durch den Bohrvorgang zurückzuführen ist. Die obere Moräne wird bereichsweise von einem bis zu rd. 2,2 m (BS 31/17) dicken Beckenschluff unterlagert. Im Bereich der Tunnelstrecke der U5 fehlen die Ablagerungen der oberen Moräne.

Unter der oberen Moräne bzw. im Bereich der Tunnelstrecke direkt unter GOK wurden saalezeitliche Beckensande (Fein- bis Mittelsande mit örtlichen Schluffanteilen) in Schichtdicken bis zu rd. 9,9 m (BS 30/17) erbohrt. Nach dem Ergebnis der Drucksondierung DS 6 sind die Beckensande überwiegend dicht bis sehr dicht gelagert.

Unter den Beckensanden steht eine Schichtenfolge aus Beckenton und Beckenschluff in stark unterschiedlichen Schichtdicken zwischen rd. 0,8 m (B 15-1/17) und rd. 7,6 m (B 13/17) an. Die größten Schichtdicken wurden im Bereich der Böschungsrückverlegung für das Gleis 1 der U1 entlang des Paul-Stritter-Weges und entlang des Überwerfungsbauwerks nordöstlich der Docks 2 und 3 angetroffen. Nach Süden und Südosten dünnt die Schichtenfolge aus. Im Bereich von Dock 5 fehlt sie völlig. Beckenton und Beckenschluff weisen eine steife Konsistenz auf. In stärker sandigen Horizonten bzw. Bereichen mit Feinsandadern wurde z. T. eine weiche und weich bis steife Konsistenz angetroffen, die auf eine Gefügestörung durch den Bohrvorgang zurückgeführt wird.



Unterhalb der Beckensedimente steht eine vertikal und lateral stark wechselhafte Abfolge aus **Geschiebemergelhorizonten der unteren Drenthemoräne** und saale- bis elsterzeitlichen **Sanden und Kiesen mit Steinanteilen** an. Auch in die einzelnen Geschiebemergelhorizonte sind Sand- und Kieslagen unterschiedlicher Größe und Erstreckung eingeschaltet.

Die Konsistenz des Geschiebemergels ist überwiegend halbfest und fest bzw. örtlich auch steif und steif bis halbfest. Auf die Einlagerung von Steinen und Blöcken in und auf dem Geschiebemergel wurde bereits in Abschn. 9.1.2 hingewiesen. Im Bereich der Trog- und Tunnelstrecken bis zum Startschacht ist nach den Erfahrungen beim Abteufen der Aufschlussbohrungen mit einer höheren Anzahl von Steinen und Blöcken zu rechnen.

Die Sande und Kiese besitzen nach den Ergebnissen der Drucksondierungen DS 6/17 und DS 7a/17 eine dichte bis sehr dichte Lagerung.

Einen schematischen Überblick über den Baugrundaufbau im Bereich der Trog- und Tunnelstrecken der U5 vermittelt der geologische Längsschnitt in Anlage 022445/3.2. Die Baugrundverhältnisse im Bereich des Überwerfungsbauwerks sind in dem geologischen Längsschnitt entlang der Achse von Gleis 2 der U1 in Anlage 022445/3.7 dargestellt. Der Baugrundaufbau im Bereich der Böschungsrückverlegung von Gleis 1 der U1 geht aus dem schematischen geologischen Längsschnitt entlang der Böschungsoberkante in Anlage 022445/3.8 hervor.

Einzelheiten zum Baugrundaufbau sind den Bohrprofilen und Drucksondierdiagrammen in den Anlagen 022445/4.9 bis 4.11 und 4.43 bis 4.44 zu entnehmen.

In der im Bereich der Trogstrecke eingerichteten Grundwassermessstelle GWM B 12/17 mit Ausfilterung des **oberen** Grundwasserleiters der saalezeitlichen Beckensande wurden in 2018 Grundwasserstände von rd. NHN +7,31 m bis rd. NHN +7,47 m gemessen.



In der auf Höhe der Tunnelstrecke angeordneten Messstelle GWM B 16 mit Ausfilterung des **mittleren** Grundwasserleiters der drenthezeitlichen Sande und Kiese wurden von 2016 bis 2018 höhere Grundwasserstände zwischen rd. NHN +9,44 m und rd. NHN +9,90 m dokumentiert.

Nach Abgleich mit den langzeitigen Messreihen der in der Umgebung vorhandenen amtlichen Grundwassermessstellen werden folgende Bemessungsgrundwasserstände festgelegt:

Trogbaugruben Dock 1.1 und 1.2:

- Bauzeitlicher Bemessungswasserstand BGW +9,0 m
- Endgültiger Bemessungswasserstand HGW +10,0 m
bzw. mind. OK verbleibender Schlitzwandverbau

Baugruben Dock 2:

- Bauzeitlicher Bemessungswasserstand BGW +11,0 m
- Endgültiger Bemessungswasserstand HGW +12,0 m
bzw. mind. OK verbleibender Schlitzwandverbau

Baugruben Dock 3-5 und Überwerfungsbauwerk:

- Bauzeitlicher Bemessungswasserstand BGW +11,0 m
- Endgültiger Bemessungswasserstand HGW +12,0 m
bzw. mind. OK verbleibender Schlitzwandverbau

Bei der Analyse von Grundwasserproben aus den Messstellen GWM B 12/17 und GWM B 16 wurde keine Betonaggressivität festgestellt.

9.5.3 System und Bemessung des Baugrubenverbaues

Da im Grundrissbereich der Dockbaugruben bis in aufbruchsichere Tiefenlage und auch darunter kein durchgehend gering wasserdurchlässiger Boden ansteht, müssen die Baugruben in den Docks 2 bis 5 bei Erreichen des Grundwasserspiegels bzw. –druckniveaus unter Wasser ausgehoben und mit einer durch Zugpfähle rückverankerten Unterwasserbetonsole gegen Auftrieb gesichert werden.



In den Trogbaugruben von Dock 1 liegen die Aushubsohlen oberhalb des Grundwasserspiegels und können daher vollständig trocken ausgehoben werden.

Die schlitzwandgesicherte Baugrube für die Gründung und Errichtung des Fangedamms des Überwerfungsbauwerks nordöstlich von Dock 2 mit einer abgestuften Baugrubensohle zwischen rd. NHN +12 m und NHN +15 m nach Unterlage 2.1 kann ebenfalls trocken ausgehoben werden.

Der Schlitzwandverbau für die geplanten Baugruben ist nach den Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben der DGGT (EAB) in der aktuell gültigen Fassung mit den Bemessungsprofilen in den Anlagen 022445/14.4 bis 14.10 zu bemessen.

Die weiteren Angaben zur Bemessung der Baugruben, zur Herstellung der Schlitzwände und zur Rückverankerung der Unterwasserbetonsohle sind den Abschn. 9.1.3 bis 9.1.5 zu entnehmen.

9.5.4 Baugrubenaushub

Der geplante Aushub in den Teilbaugruben erfasst unter der Deckschicht aus Auffüllungen in unterschiedlichen Anteilen die obere Moräne aus Geschiebelehm und Geschiebemergel, die darunter anstehenden Beckensande, Beckenschluff und Beckenton und die verschiedenen Geschiebemergelhorizonte der Drenthemoränen mit den zwischengelagerten Sanden und Kiesen mit Steinanteilen.

Nach den Bohrergebnissen ist der Geschiebemergel in Dock 5 in Schichtdicken von bis zu ca. 10 m bzw. in Dock 4 voraussichtlich in geringeren Schichtdicken von bis zu ca. 5 m unter Wasser auszuheben (siehe geologischen Schnitt in Anlage 022445/3.2). Bei der Planung und Ausführung der Arbeiten ist zu berücksichtigen, dass das Lösen von Geschiebemergel unter Wasser insbesondere bei begrenzten Baugrubenabmessungen mit überwiegend halbfester und fester Konsistenz sehr hohe Anforderungen an die ausführenden Geräte und den erforderlichen Tauchereinsatz stellt und ein entsprechend hoher Bedarf an Geräten, Personal und Zeit einzukalkulieren ist. Ein Seilgreifer ist z. B. für das Lösen des Geschiebemergels unter Wasser aufgrund seines zu geringen Gewichtes erfahrungsgemäß



nicht geeignet. Die Geräte- und Personalressourcen sowie die einzuplanende Zeitdauer der Arbeiten müssen den v. g. besonderen Anforderungen gerecht werden.

In der Bohrung B 13/17 nördlich des Docks 2 für das Gleis 1 der U5 wurde Beckenschluff bzw. Beckenton bis in eine Tiefe von rd. 16,0 m unter GOK bzw. NHN +3,6 m angetroffen. Da dieser Boden beim Unterwasseraushub leicht seine Konsistenz verliert und in einen weichen bis breiigen Zustand übergehen kann, muss er im Zuge des Unterwasseraushubs vollständig entfernt werden. Daher wurde die Tiefenlage der UK Unterwasserbetonsohle in beiden Baugruben des Dock 2 für die Gleise 1 und 2 der U5 planerseitig in das Niveau rd. NHN +2 m gelegt. Da die Schichtdicke der bindigen Beckensedimente nach Süden bei ansteigender Schichtbasis abnimmt und in der südlich des Docks 2 für das Gleis 2 der U5 abgeteufte Kleinbohrung BS 30/17 der Beckenschluff bereits ganz fehlt, besteht die Möglichkeit, dass der Unterwasseraushub in der südlichen Baugrube des Dock 2 für das Gleis 2 deutlich höher angeordnet werden kann. Da der vorhandene Baugrundaufschluss für eine Höherlegung der südlichen Aushubsohle nicht ausreicht, sind in einer späteren Erkundungsphase ergänzende Kleinbohrungen im Grundrissbereich des südlichen Dock 2 abzuteufen.

9.5.5 Bauzeitliche Trockenhaltung und Auftriebssicherung

Nach Fertigstellung der Unterwasserbetonsohlen und Lenzen der Teilbaugruben wird auf die Unterwasserbetonsohlen eine rd. 0,3 m dicke Drän- und Ausgleichsschicht aus Einkornbeton aufgebracht, die mit Dränleitungen und Pumpensümpfen an die bauzeitliche Entwässerung angeschlossen wird. Die Pumpen müssen bis zum Erreichen einer ausreichenden Auftriebssicherheit der Trog- bzw. Tunnelbauwerke betrieben werden. Hierzu sind die Pumpensümpfe mit Brunnentöpfen durch die Bauwerkssohlen zu führen. Das aus Schlitzwandfehlstellen zusickernde Restwasser ist zur geordneten Fassung und Abführung über Dränmatten zwischen Schlitzwand und Bauwerkswand in den Flächenfilter zu führen.

Nach den Ergebnissen der Grundwasseranalysen aus den Messstellen GWM B 12/17 und GWM B 16 muss das bei der Wasserhaltung geförderte Grundwasser vor Einleitung in einen geeigneten Vorfluter gereinigt werden.



9.5.6 Trockenhaltung und Auftriebssicherheit der Rechtecktunnel im Endzustand

Angaben zur Trockenhaltung der Rechtecktunnel gehen aus Abschn. 9.1.7 hervor.

Die dauerhafte Auftriebssicherheit (Sicherheit gegen Aufschwimmen UPL nach EC 7) des Bauwerks im Endzustand ist durch das Eigengewicht der Bauwerke und Teile der Überschüttung zu gewährleisten und für die in Abschn. 9.5.2 aufgeführten Bemessungswasserstände nachzuweisen.

9.5.7 Gründung und Bemessung der Trogstrecken und der Rechtecktunnel

In der Unterkante der Aushubsohlen stehen nach den Bohrergebnissen gut tragfähige Böden aus Geschiebemergel mit mindestens halbfester Konsistenz bzw. bereichsweise mindestens mitteldicht gelagerten Sanden an. Danach können die Trogbauwerke auf der Aushubsohle und die Tunnelbauwerke über den Unterwasserbetonsohlen und dem darüber aufgebrachtten Füllbeton auf einer Stahlbetonsohlplatte flach gegründet werden.

In den Gründungsebenen der Stahlbetonaußenwände der Fangedammkonstruktion des Überwerfungsbauwerks stehen nach den Ergebnissen der Aufschlussbohrungen voraussichtlich durchgehend mindestens mitteldicht gelagerte Sande mit guter Tragfähigkeit an. Sofern beim Aushub örtlich Beckenschluff oder Beckenton angetroffen werden sollte, ist dieser bis 0,5 m unter Gründungsebene gegen lagenweise verdichtet eingebauten Sand auszutauschen. Bindige Beckensedimente, die ggf. in weicher oder weich bis steifer Konsistenz anstehen, sind vollständig zu entfernen. Danach können auch die Stahlbetonaußenwände der Fangedammkonstruktion auf Streifenfundamenten flach gegründet werden.

Die Stahlbetonsohlen der Trog- und Tunnelbauwerke sollen nach dem Bettungsmodulverfahren bemessen werden. Die Angaben zur Bemessung der Sohle sind dem Abschn. 9.1.8 zu entnehmen.

9.5.8 Bauwerkssetzungen

Für die nach Unterlage 2.2 angenommenen Sohlnormalspannungen zwischen ca.

$\sigma = 86 \text{ kN/m}^2$ und rd. $\sigma = 159 \text{ kN/m}^2$ unter den Außenwänden und rd. $\sigma = 90 \text{ kN/m}^2$ bis $\sigma = 136 \text{ kN/m}^2$ im mittleren Bereich der zweizelligen Stahlbetonrahmen werden die zu



erwartenden Setzungen unter Berücksichtigung der wirksam werdenden Aushubentlastung und des wirksamen Auftriebes in der Größenordnung von rd. $s \leq 0,5-1$ cm abgeschätzt. Die Setzungen werden i. W. im Zuge der Rohbauherstellung eintreten.

Zwischen den unterschiedlich belasteten Bereichen bzw. Mitte und Rand des Bauwerkes ist mit Setzungsunterschieden von $\Delta s \approx 0,5$ cm zu rechnen. Die theoretische Winkelverdrehung ist damit kleiner als $\tan \alpha = 1/500$ (Beginn von Haarrissbildungen im WU-Beton). Risseschäden in der Sohlplatte und in den aufgehenden tragenden Wänden aus Baugrundverformungen sind danach nicht zu erwarten.

9.6 Startschacht

9.6.1 Geplantes Bauwerk und Baugrube

Nach Unterlage 2.1 weist der Startschacht (Dock 6) folgende geometrische Eckdaten auf:

- Geländeoberkante ca. NHN +19 m
- Baugrubenabmessungen ca. 60 m x 23 m
- UK Bauwerksohle Rechteckttunnel ca. NHN -1 m bis ca. NHN -3 m
- Aushubniveau für Unterwasserbetonsohle Dock 6 rd. NHN -8,5 m
- Unterkante Schlitzwand rd. NHN -18 m

Die Baugrube für den Startschacht wird mit einer 1,2 m dicken Stahlbetonschlitzwand als vertikalem Baugrubenverbau im Unterwasseraushub mit rückverankerter Unterwasserbetonsohle erstellt.

Der Startschacht wird mit Stahlbeton- bzw. Stahlsteifen in mehreren Lagen ausgesteift.

Nach Abschluss des Schildvortriebs wird in der Baugrube des Startschachtes nach Aufbringung von Füllbeton der zweigleisige Rechteckttunnel als geschlossener Stahlbetonrahmen mit Anschlusskonstruktion an den Tübbingtunnel hergestellt und bis zur GOK überschüttet.



9.6.2 Baugrund- und Grundwasserverhältnisse

Der Baugrund im Bereich des Startschachtes wird aus einer vertikal und lateral stark wechselhaften Abfolge aus verschiedenen **Geschiebemergelhorizonten der unteren Drenthemoräne** und saale- bis elsterzeitlichen **Sanden und Kiesen mit Steinanteilen** gebildet. Auch in die einzelnen Geschiebemergelhorizonte sind Sand- und Kieslagen unterschiedlicher Größe und Erstreckung eingeschaltet.

Die Konsistenz des Geschiebemergels ist überwiegend fest und halbfest bzw. örtlich auch steif bis halbfest. Stärker sandige Bereiche des Geschiebemergels sind durch den Bohrvorgang in ihrer Struktur gestört, so dass hier die in situ vorhandene Konsistenz nicht festgestellt werden kann. Es ist aber davon auszugehen, dass auch diese Bereiche eine überwiegend feste Konsistenz besitzen. Auf die Einlagerung von Steinen und Blöcken in und auf dem Geschiebemergel wurde bereits in Abschn. 9.1.2 hingewiesen. Im Bereich des Startschachtes und der nach Westen anschließenden Trog- und Tunnelstrecke ist nach den Erfahrungen beim Abteufen der Aufschlussbohrungen mit einer deutlich erhöhten Anzahl von Steinen und Blöcken zu rechnen.

Die Sande und Kiese besitzen nach den Ergebnissen der Drucksondierungen DS 6/17 und DS 7a/17 eine dichte bis sehr dichte Lagerung.

Ab Tiefen zwischen rd. 28,3 m (B 16/16) und 42,8 m (B 17/17) unter GOK stehen bis zur Aufschlusstiefe von max. 45 m unter GOK überwiegend Sande mit einzelnen Kies- und Geschiebemergellagen an.

Einen schematischen Überblick über den Baugrundaufbau im Bereich des Startschachtes vermittelt der geologische Längsschnitt in Anlage 022445/3.3. Einzelheiten zum Baugrundaufbau sind den Bohrprofilen und Drucksondierdiagrammen in den Anlagen 022445/4.11 und 4.12 zu entnehmen.



In der an der Nordseite des Startschachtes eingerichteten Grundwassermessstelle GWM B 18/17 wurden in 2018 Grundwasserstände von rd. NHN +10,32 m bis rd. NHN +10,81 m gemessen. Nach Abgleich mit den langzeitigen Messreihen der in der Umgebung vorhandenen amtlichen Grundwassermessstellen werden folgende Bemessungsgrundwasserstände festgelegt:

- Bauzeitlicher Bemessungswasserstand BGW NHN +11,0 m
- Endgültiger Bemessungswasserstand HGW NHN +12,0 m bzw. mind. OK verbleibender Schlitzwandverbau

Bei der Analyse einer Grundwasserprobe aus der Messstelle GWM B 18/17 wurde ein erhöhter Sulfatgehalt von 229 mg/l festgestellt. Das Grundwasser ist damit in die Expositions-klasse XA 1 einzuordnen.

Die Ergebnisse der Grundwasseranalyse ist bei der Auswahl des Betons für die erdberührten Bauteile und des Zementes für die Pfähle der Auftriebssicherung zu berücksichtigen.

9.6.3 System und Bemessung des Baugrubenverbaues

Da im Grundrissbereich des Startschachts bis in aufbruchsichere Tiefenlage und auch darunter kein durchgehend gering wasserdurchlässiger Boden ansteht, muss die Baugrube unter Wasser ausgehoben und mit einer durch Zugpfähle rückverankerten Unterwasserbetonsohle gegen Auftrieb gesichert werden.

Der Schlitzwandverbau für die geplanten Baugrube ist nach den Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben der DGGT (EAB) in der aktuell gültigen Fassung mit dem Bemessungsprofil in der Anlage 022445/14.11 zu bemessen.

Die weiteren Angaben zur Bemessung der Baugrube, zur Herstellung der Schlitzwände und zur Rückverankerung der Unterwasserbetonsohle sind den Abschn. 9.1.3 bis 9.1.5 zu entnehmen.



9.6.4 Baugrubenaushub

Der geplante Unterwasseraushub in der Startschachtbaugrube erfasst die verschiedenen Geschiebemergelhorizonte und die zwischengelagerten Sande und Kiese mit Steinanteilen.

Nach den Bohrergebnissen ist der Geschiebemergel in Schichtdicken von bis zu ca. 18 m unter Wasser auszuheben (siehe geologischen Schnitt in Anlage 022445/3.3). Bei der Planung und Ausführung der Arbeiten ist zu berücksichtigen, dass das Lösen von Geschiebemergel unter Wasser insbesondere bei begrenzten Baugrubenabmessungen mit überwiegend halbfester und fester Konsistenz sehr hohe Anforderungen an die ausführenden Geräte und den erforderlichen Tauchereinsatz stellt und ein entsprechend hoher Bedarf an Geräten, Personal und Zeit einzukalkulieren ist. Ein Seilgreifer ist z. B. für das Lösen des Geschiebemergels unter Wasser aufgrund seines zu geringen Gewichtes erfahrungsgemäß nicht geeignet. Die Geräte- und Personalressourcen sowie die einzuplanende Zeitdauer der Arbeiten müssen den v. g. besonderen Anforderungen gerecht werden (s. auch Abschn. 9.5.4).

9.6.5 Bauzeitliche Trockenhaltung und Auftriebssicherung

Nach Fertigstellung der Unterwasserbetonsohle und Lenzen der Baugrube wird auf die Unterwasserbetonsohle eine rd. 0,3 m dicke Drän- und Ausgleichsschicht aus Einkornbeton aufgebracht, die mit Dränleitungen und Pumpensümpfen die bauzeitliche Entwässerung darstellt. Die Pumpen müssen bis zum Erreichen einer ausreichenden Auftriebssicherheit des Tunnelbauwerks betrieben werden. Hierzu sind die Pumpensümpfe mit Brunnentöpfen zunächst durch die Arbeitssohle für den Schildvortrieb und später auch durch die Bauwerkssohle zu führen. Das aus Schlitzwandfehlstellen zusickernde Restwasser ist zur geordneten Fassung und Abführung über Dränmatten zwischen Schlitzwand und Bauwerkswand in den Flächenfilter zu führen.

Nach den Ergebnissen der Grundwasseranalyse aus der Messstelle GWM B 18/17 muss das bei der Wasserhaltung geförderte Grundwasser vor Einleitung in einen geeigneten Vorfluter gereinigt werden.



9.6.6 Trockenhaltung und Auftriebssicherheit des Rechtecktunnels im Endzustand

Angaben zur Trockenhaltung des Rechtecktunnels gehen aus Abschn. 9.1.7 hervor.

Die dauerhafte Auftriebssicherheit (Sicherheit gegen Aufschwimmen UPL nach EC 7) des Bauwerks im Endzustand ist durch das Eigengewicht des Bauwerks und Teile der Überschüttung zu gewährleisten und für den Bemessungswasserstand von NHN +12,0 m (s. Abschn. 9.6.2) nachzuweisen.

9.6.7 Gründung und Bemessung des Rechtecktunnels

Im Niveau rd. NHN -8,5 m (Unterkante Unterwasserbetonsohle) stehen nach den Bohrergebnissen gut tragfähige Böden aus Geschiebemergel mit mindestens halbfester Konsistenz bzw. bereichsweise mindestens mitteldicht gelagerten Sanden an. Danach kann das Tunnelbauwerk über der Unterwasserbetonsohle und dem darüber aufgetragenen Füllbeton auf einer Stahlbetonsohlplatte flach gegründet werden.

Die nach Unterlage 2.1 rd. 1,0 m dicke Stahlbetonsohle des Rechtecktunnels soll nach dem Bettungsmodulverfahren bemessen werden.

Die Angaben zur Bemessung der Sohle sind dem Abschn. 9.1.8 zu entnehmen.

9.6.8 Bauwerkssetzungen

Die zu erwartenden Setzungen werden unter Berücksichtigung der wirksam werdenden Aushubentlastung und des wirksamen Auftriebes in der Größenordnung von rd.

$s \leq 0,5-1$ cm abgeschätzt. Die Setzungen werden i. W. im Zuge der Rohbauherstellung eintreten.

Zwischen den unterschiedlich belasteten Bereichen bzw. Mitte und Rand des Bauwerkes ist mit Setzungsunterschieden von $\Delta s \approx 0,5$ cm zu rechnen. Die theoretische Winkelverdrehung ist damit kleiner als $\tan \alpha = 1/500$ (Beginn von Haarrissbildungen im WU-Beton). Risseschäden in der Sohlplatte und in den aufgehenden tragenden Wänden aus Baugrundverformungen sind danach nicht zu erwarten.



9.7 Notausgang Rübenkamp

9.7.1 Geplantes Bauwerk und Baugrube

Nach Unterlage 2.1 weist der Notausgang Rübenkamp folgende geometrische Eckdaten auf:

- Geländeoberkante ca. NHN +23,5 m
- Baugrubenabmessungen rd. 24,2 m x 12,6 m
- Schienenoberkante (SOK) ca. NHN -5,0 m
- OK Bauwerkssohle Notausgang rd. NHN -8,3 m
- UK Bauwerkssohle Notausgang rd. NHN -9,8 m
- Aushubniveau für Unterwasserbetonsohle ca. NHN -11,6 m
- Unterkante Schlitzwand ca. NHN -21,5 m

Die Baugrube für den Notausgang wird mit einer 1,2 m dicken Stahlbetonschlitzwand als vertikalem Baugrubenverbau im Unterwasseraushub mit rückverankerter Unterwasserbetonsohle erstellt.

Die Baugrube erhält über und unter Wasser mehrere Aussteifungslagen. Temporäre Steifenlagen im Tiefenbereich des späteren Tunnelvortriebs werden nach Einbau der Unterwasserbetonsohle wieder rückgebaut, um die Durchfahrt der Schildmaschine zu ermöglichen. Zur Vorbereitung der Durchfahrt wird dieser Tiefenbereich mit einem Kunstboden aufgefüllt und nach erfolgter Schilddurchfahrt wieder entfernt.

Auf der Unterwasserbetonsohle wird dann eine ca. 0,3 m dicke Drän- und Ausgleichsschicht aus Einkornbeton angeordnet und auf dieser die Bauwerkssohle hergestellt.

Der Notausgang wird als monolithisches Tragwerk mit wasserundurchlässigem Stahlbeton erstellt. Die dauerhafte Auftriebssicherheit wird durch das Eigengewicht des Bauwerks sichergestellt.



9.7.2 Baugrund- und Grundwasserverhältnisse

Der Baugrund im Grundrissbereich des geplanten Notausgangs Rübenkamp wird nach den Ergebnissen der Aufschlussbohrungen B 19, B 21/17 und B 21-1/17 unter einer bis zu ca. 1,1 m dicken Deckschicht aus **Auffüllungen** und einer darunter anstehenden bis zu ca. 2,1 m dicken **Geschiebelehm**lage der oberen Moräne aus einer Wechselfolge von vier durch **saalezeitliche Sande und Kiese** getrennte drenthe- und elsterzeitliche **Geschiebemergelhorizonte** aufgebaut.

Die Sande und Kiese wurden in Schichtdicken von rd. 4,2 m bis rd. 12,8 m und die Geschiebemergelhorizonte in Schichtdicken von rd. 2,5 m bis rd. 14 m angetroffen. Die Konsistenz des Geschiebemergels ist steif bis halbfest und zur Tiefe zunehmend fest. Auf die Einlagerung von Steinen und Blöcken in und auf dem Geschiebemergel wurde bereits in Abschn. 9.1.2 hingewiesen. Die Sande und Kiese besitzen nach dem Ergebnis der Drucksondierung DS 8/17 eine dichte bzw. sehr dichte Lagerung.

In der Bohrung B 21-1/17 außerhalb des Baugrubengrundrisses wurde in einer Tiefe von rd. 53,3 m bis rd. 55,2 m unter GOK eine rd. 1,8 m dicke Lage des Lauenburger Tons angetroffen.

Der schematische Baugrundaufbau ist dem geologischen Längsschnitt in der Anlage 022445/3.3 zu entnehmen. Einzelheiten gehen aus den Bohrprofilen der Aufschlussbohrungen und dem Diagramm der Drucksondierung in der Anlage 022445/4.15 hervor.

In den im Nahbereich eingerichteten Grundwassermessstellen GWM B 21-1/17 (unterer Grundwasserleiter) und GWM B 21-2/17 (mittlerer Grundwasserleiter) wurden im Juli 2018 Grundwasserstände von rd. NHN +10,50 m bzw. rd. NHN +10,83 m gemessen. Nach Abgleich mit den langzeitigen Messreihen der in der Umgebung vorhandenen amtlichen Grundwassermessstellen werden folgende Bemessungsgroundwasserstände festgelegt:

- Bauzeitlicher Bemessungswasserstand BGW NHN +12,0 m
- Endgültiger Bemessungswasserstand HGW NHN +13,0 m
bzw. mind. OK verbleibender Schlitzwandverbau



Bei den Analysen von Grundwasserproben aus den Messstellen GWM B 21-1/17 und GWM B 21-2/17 wurde keine Betonaggressivität festgestellt.

9.7.3 System und Bemessung des Baugrubenverbaues

Da im Grundrissbereich des Notausgangs bis in aufbruchsichere Tiefenlage und auch darunter kein durchgehend gering wasserdurchlässiger Boden ansteht, muss die Baugrube unter Wasser ausgehoben und mit einer durch Zugpfähle rückverankerten Unterwasserbetonsohle gegen Auftrieb gesichert werden.

Der Schlitzwandverbau für die geplanten Baugrube ist nach den Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben der DGGT (EAB) in der aktuell gültigen Fassung mit dem Bemessungsprofil in der Anlage 022445/12 zu bemessen.

Die weiteren Angaben zur Bemessung der Baugrube, zur Herstellung der Schlitzwände und zur Rückverankerung der Unterwasserbetonsohle sind den Abschn. 9.1.3 bis 9.1.5 zu entnehmen.

9.7.4 Baugrubenaushub

Der geplante Unterwasseraushub in der Baugrube des Notausgangs erfasst die sandigen Auffüllungen, den oberen Geschiebelehm und Geschiebemergel, die saalezeitlichen Sande und Kiese mit Steinanteilen, den Geschiebemergel der unteren Drenthemoräne und die oberen Bereiche der unter dem Drenthemergel anstehenden drenthzeitlichen Sande.

Nach den Bohrergebnissen ist der Drenthemergel in Schichtdicken von bis zu ca. 16 m unter Wasser auszuheben (siehe geologischen Schnitt in Anlage 022445/3.3). Bei der Planung der Arbeiten ist zu berücksichtigen, dass der Unterwasseraushub von Geschiebemergel mit überwiegend halbfester und fester Konsistenz sehr hohe Anforderungen an die ausführenden Geräte und den erforderlichen Tauchereinsatz stellt und ein entsprechend hoher Bedarf an Geräten, Personal und Zeit einzukalkulieren ist. Die Geräte- und Personalressourcen sowie die einzuplanende Zeitdauer der Arbeiten müssen den v. g. besonderen Anforderungen gerecht werden (s. auch Abschn. 9.5.4).



9.7.5 Bauzeitliche Trockenhaltung und Auftriebssicherung

Nach Fertigstellung der Unterwasserbetonsohle, Lenzen der Baugrube, Verfüllung des Vortriebsbereiches mit Kunstboden und Rückbau des Kunstbodens und der Tübbinge nach Durchfahrt der Schildmaschine wird auf die Unterwasserbetonsohle eine rd. 0,3 m dicke Drän- und Ausgleichsschicht aus Einkornbeton aufgebracht, die mit Dränleitungen und Pumpensümpfen die bauzeitliche Entwässerung darstellt. Die Pumpen müssen bis zum Erreichen einer ausreichenden Auftriebssicherheit des Bauwerkes betrieben werden. Hierzu sind die Pumpensümpfe mit Brunnentöpfen durch die Bauwerkssohle zu führen. Das aus Schlitzwandfehlstellen zusickernde Restwasser ist zur geordneten Fassung und Abführung über Dränmatten zwischen Schlitzwand und Bauwerkswand in den Flächenfilter zu führen.

Nach den Ergebnissen der Grundwasseranalysen aus den Messstellen GWM B 21-1/17 und GWM B 21-21/17 muss das bei der Wasserhaltung geförderte Grundwasser vor Einleitung in einen geeigneten Vorfluter gereinigt werden.

9.7.6 Trockenhaltung und Auftriebssicherheit des Notausgangs Rübenkamp im Endzustand

Angaben zur Trockenhaltung des Notausgangsbauwerks gehen aus Abschn. 9.1.7 hervor.

Die dauerhafte Auftriebssicherheit (Sicherheit gegen Aufschwimmen UPL nach EC 7) des Bauwerks im Endzustand ist ausschließlich durch das Eigengewicht des Bauwerks zu gewährleisten und für den Bemessungswasserstand von NHN +13,0 m (s. Abschn. 9.7.2) nachzuweisen.

9.7.7 Gründung und Bemessung des Notausgangs Rübenkamp

Im Niveau rd. NHN -11,6 m (Unterkante Unterwasserbetonsohle) stehen nach den Bohrergebnissen gut tragfähige Böden aus Geschiebemergel mit mindestens halbfester Konsistenz bzw. bereichsweise mindestens mitteldicht gelagerten Sanden an. Danach kann das Bauwerk über der Unterwasserbetonsohle auf einer Stahlbetonsohlplatte flach gegründet werden.



Die nach Unterlage 2.1 rd. 1,5 m dicke Stahlbetonsohlplatte des Notausgangs soll nach dem Bettungsmodulverfahren bemessen werden.

Die Angaben zur Bemessung der Sohlplatte sind dem Abschn. 9.1.8 zu entnehmen.

9.7.8 Bauwerkssetzungen

Die zu erwartenden Setzungen werden unter Berücksichtigung der wirksam werdenden Aushubentlastung und des wirksamen Auftriebes in der Größenordnung von rd. $s \leq 0,5-1$ cm abgeschätzt. Die Setzungen werden i. W. im Zuge der Rohbauherstellung eintreten.

Zwischen den unterschiedlich belasteten Bereichen bzw. Mitte und Rand des Bauwerkes ist mit Setzungsunterschieden von $\Delta s \approx 0,5$ cm zu rechnen. Die theoretische Winkelverdrehung ist damit kleiner als $\tan \alpha = 1/500$ (Beginn von Haarrissbildungen im WU-Beton). Risseschäden in der Sohlplatte und in den aufgehenden tragenden Wänden aus Baugrundverformungen sind danach nicht zu erwarten.

9.8 Haltestelle Nordheimstraße

9.8.1 Geplantes Bauwerk und Baugrube

Nach Unterlage 2.1 weist die geplante Haltestelle Nordheimstraße folgende Randbedingungen auf:

- Geländeoberkante ca. NHN +18,0 m (Westseite) bis ca. NHN +19,7 m Ostseite)
- Bauwerkslänge ca. 178 m
- Bauwerksbreite ca. 18 m (mittlerer Bahnsteigbereich) bzw. rd. 34 m (Bereich östliche Schalterhalle); auf der Westseite zwei schräg angesetzte Flügel der Ausgangsbauwerke mit Abmessungen von je ca. 40 m x 15 m
- Schienenoberkante (SOK) ca. NHN -1,00 m
- OK Bauwerkssohle Bahnsteigebene NHN -1,69 m
- UK Bauwerkssohle Bahnsteigebene NHN -2,70 m



- OK Arbeitssohle für Durchziehvorgang mit Schildwiege NHN -5,46 m
- UK Arbeitssohle NHN -7,46 m
- Aushubniveau für Unterwasserbetonsohle ca. NHN -9,6 m
- Dicke der Unterwasserbetonsohle rd. 1,5 m
- UK Schlitzwand Hauptbaugrube NHN -18,5 m
- Aushubniveau für Unterwasserbetonsohlen Straßenunterführungen ca. NHN +5,8 m

Die Haltestelle wird im Schutze eines vertikalen Baugrubenverbaues mit einer 1,2 m (Längsrichtung) bzw. 1,5 m (Stirnwände) dicken Stahlbetonschlitzwand im Unterwasser-aushub mit rückverankerter Unterwasserbetonsohle erstellt.

Die T-förmige Hauptbaugrube wird mehrfach rückverankert bzw. ausgesteift und durch Schlitzwandquerschotte in einzelne Docks unterteilt.

Auf der Unterwasserbetonsohle wird eine ca. 0,3 m dicke Drän- und Ausgleichsschicht aus Einkornbeton und darüber eine 2 m dicke Arbeitssohle mit Schildwiege für den Durchzug der Schildmaschine hergestellt. Nach Passieren des Vortriebs wird die Arbeitsebene bis zur Unterkante der endgültigen Bauwerkssohle im Niveau NHN -2,70 m mit Füllbeton aufgefüllt und darauf die Bauwerkssohle hergestellt.

Die rd. 14,4 m höher liegenden Teilbaugruben für die Straßenunterführungen der westlichen Ausgänge werden mit einer 0,8 m dicken Schlitzwandumschließung hergestellt, einfach ausgesteift und erhalten ebenfalls rückverankerte Unterwasserbetonsohlen.

Das Haltestellenbauwerk wird aus wasserundurchlässigem Beton als geschlossener Stahlbetonrahmen hergestellt, der durch sein Eigengewicht im Endzustand auftriebssicher sein muss.

9.8.2 Baugrund- und Grundwasserverhältnisse

Der sehr heterogen aufgebaute Baugrund im Grundrissbereich der geplanten Haltestelle Nordheimstraße wird nach den Ergebnissen der Aufschlussbohrungen B 65 bis B 67 und



B 25/17 bis B 31/17 unter einer bis zu ca. 1,8 m dicken Deckschicht aus **Auffüllungen** von geringmächtigem **Geschiebelehm** und **Geschiebemergel** der oberen Moräne, **saalezeitlichen Sanden** mit **Beckenschlufflagen** und dem **Geschiebemergel** der unteren Drenthe-Moräne gebildet.

Der **Geschiebelehm bzw. -mergel** der oberen Moräne wurde in Schichtdicken von wenigen Dezimetern bis zu max. rd. 2,5 m (B 31/17) angetroffen, fehlt aber bereichsweise ganz. Die Böden weisen eine überwiegend steife, der Geschiebelehm örtlich auch eine weich bis steife Konsistenz auf.

Die **saalezeitlichen Sande** wurden in Schichtdicken zwischen rd. 5 m (B 31/17) und rd. 12,5 m (B 65) angetroffen. Sie weisen nach den Ergebnissen der ausgeführten Drucksondierungen eine überwiegend mitteldichte, bereichsweise aber auch eine dichte bzw. locker bis mitteldichte Lagerung auf.

Die in die Sande eingeschalteten bzw. an deren Basis abgelagerten **Beckenschlufflagen** wurden in Schichtdicken von wenigen Dezimetern bis zu rd. 3,2 m (B 31/17) angetroffen. Der Beckenschluff ist überwiegend sandig ausgeprägt und teilweise von Sandadern durchzogen. Die stärker tonigen Partien besitzen eine steife Konsistenz.

Die Oberkante des unter den Sanden bzw. den Beckenschlufflagen folgenden **Drenthemergels** schwankt nach den Bohrergebnissen zwischen rd. 12,6 m (B 26/17) und rd. 14,2 m (B 65) unter GOK entsprechend einem Niveau zwischen rd. NHN +4,0 m und rd. NHN +6,6 m. Die Schichtdicken des Geschiebemergels schwanken nach den Bohrergebnissen zwischen rd. 14,3 m (B 65) und rd. 34,6 m (B 28/17). In den Mergel sind Sand- und teils Kieslagen in unterschiedlichen Schichtdicken von wenigen Zentimetern bis zu ca. 8 m (B 65) eingeschaltet. Wie in Abschn. 9.1.2 beschrieben können in den Geschiebemergel entstehungsbedingt **Ton-, Schluff-, Sand- und Kiesschollen** sowie **Steine und Blöcke** (Findlinge) in unterschiedlicher Größe und Verteilung eingelagert sein. Insbesondere auf der Mergeloberkante ist auch hier mit einer örtlich konzentrierten Ansammlung von Steinen unterschiedlicher Größe zu rechnen. Der Geschiebemergel ist über weite Bereiche



sandig bis stark sandig ausgebildet und weist unter einem teilweise vorhandenen steifen Übergangsbereich überwiegend halb feste bis feste Konsistenzen auf.

Die Basis des Drenthemergels wurde in den im Grundrissbereich der Haltestelle ausgeführten Aufschlussbohrungen in sehr unterschiedlichen Tiefen zwischen rd. 26,2 m (B 27/17) und rd. 47,5 m (B 28/17) unter GOK entsprechend einem Niveau zwischen rd. NHN -8,2 m und rd. NHN -28,9 m erbohrt. Darunter stehen im Bereich der Bohrungen B 66, B 67, B 28/17, B 29/17 und B 31/17 bis zur Erkundungstiefe zwischen ca. 55 m und 65 m unter GOK wiederum saalezeitliche Schmelzwassersande sowie örtlich elsterzeitliche Beckenablagerungen an. In der Bohrung B 65 wurde unterhalb der saalezeitlichen Schmelzwasser- und elsterzeitlichen Beckenablagerungen in einer Tiefe von rd. 55,7 m unter GOK bis zur Aufschlusstiefe von 60 m unter GOK ein weiterer Geschiebemergelhorizont (elsterzeitlich) erbohrt. In den Bohrungen B 25/17, B 26/17 und B 27/17 wurde die Basis des Drenthemergels bis zur Erkundungstiefe zwischen ca. 46 m und 50 m unter GOK entsprechend einem Niveau zwischen rd. NHN -27,9 m und rd. NHN -32,0 m nicht angetroffen.

Einen schematischen Überblick über die Schichtenfolge gibt der geologische Schnitt in der Anlage 022445/3.3. Einzelheiten zum Baugrundaufbau gehen aus den Bohrprofilen und Drucksondierdiagrammen in den Anlagen 022445/4.16 bis 4.19 hervor.

In den im Nahbereich eingerichteten Grundwassermessstellen GWM B 27/17, B 27-1/17, B 31/17, B 31-1/17 und GWM B 67 wurden im Zeitraum 2016 bis 2018 Grundwasserstände zwischen rd. NHN +11,64 m und NHN +12,92 m gemessen. Nach Abgleich mit den langzeitigen Messreihen der in der Umgebung vorhandenen amtlichen Grundwassermessstellen werden folgende Bemessungsgrundwasserstände festgelegt:

- Bauzeitlicher Bemessungswasserstand BGW NHN +14,0 m
- Endgültiger Bemessungswasserstand HGW NHN +15,0 m
bzw. mind. OK verbleibender Schlitzwandverbau



Bei den Analysen von Grundwasserproben aus den Messstellen GWM B 31/17 und GWM B 67 wurde keine Betonaggressivität festgestellt.

Die Analyse einer Probe aus der GWM B 27/17 (mittlerer Grundwasserleiter) ergab eine Expositionsklasse XA 1 aufgrund eines erhöhten pH-Wertes von 8,2. Die Analyse einer Probe aus der GWM B 31-1/17 (oberer Grundwasserleiter) ergab eine Expositionsklasse XA 1 aufgrund eines erhöhten Gehaltes an freier Kohlensäure von 28 mg/l.

Die Analyse einer Probe aus der GWM B 27-1/17 (oberer Grundwasserleiter) ergab eine Expositionsklasse XA 2 aufgrund eines Gehalts an freier Kohlensäure von 41 mg/l. Nach erneuter Probenahme und Analyse ergab sich ein Gehalt an freier Kohlensäure von 56 mg/l.

Die Ergebnisse der Grundwasseranalysen sind bei der Auswahl des Betons für die erdbe-rührten Bauteile und des Zementes für die Pfähle der Auftriebssicherung zu berück-sichtigen.

9.8.3 System und Bemessung des Baugrubenverbaues

Da nach den Bohrergebnissen im Grundrissbereich der geplanten Haltestellenbaugrube bis in ausreichend aufbruchsichere Tiefenlage und auch darunter keine vollflächig anstehen-den naturdichten Schichten anstehen, muss der Baugrubenaushub bis in das Niveau von rd. NHN -9,3 m im Unterwasseraushubverfahren erfolgen. Die erforderliche technische Wasserdichtigkeit der Baugrube muss durch Herstellung von Stahlbetonschlitzwänden und Einbau einer Unterwasserbetonsohle sichergestellt werden. Die Unterwasserbetonsohle wird mit Zugpfählen gegen Auftrieb gesichert.

Der Schlitzwandverbau für die geplanten Baugrube ist nach den Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben der DGGT (EAB) in der aktuell gültigen Fassung mit dem Bemessungsprofil in der Anlage 022445/14.13 zu bemessen.



Die weiteren Angaben zur Bemessung der Baugrube, zur Herstellung der Schlitzwände und zur Rückverankerung der Unterwasserbetonsohlen sind den Abschn. 9.1.3 bis 9.1.5 zu entnehmen.

9.8.4 Bauzeitliche Rückverankerung der Baugrubenwände

Zur Freihaltung des erforderlichen Raumes für den Durchzug der Schildvortriebsmaschine ist zusätzlich zur Anordnung von Steifenlagen eine Rückverankerung der Schlitzwände mit bauzeitlichen Litzenankern in zwei Ankerlagen vorgesehen. Die Verpresskörper werden im Geschiebemergel mit steifer bis fester Konsistenz und in mitteldicht bzw. dicht gelagerten Sanden bzw. örtlich ggf. auch im Beckenschluff mit steifer Konsistenz angeordnet. Bei der Ausführung der Ankerbohrungen gegen drückendes Grundwasser müssen insbesondere in grundwasserführenden Sanden die in diesen Fällen erforderlichen Sicherheitsvorkehrungen gegen Bodenentzug und Baugrundauflockerungen bzw. -setzungen getroffen werden wie Einsatz von Preventern, angepasste Bohrverfahren etc.. Die Ankerbohrungen sind im Überlagerungsbohrverfahren z. B. mit Ausklinkkrone auszuführen.

Da der Baugrund nach den Ergebnissen der Baugrundaufschlüsse aus einer vertikal und lateral sehr unterschiedlich aufgebauten Wechselfolge aus Geschiebemergel und Sanden aufgebaut ist und zudem der Verlauf der Schichtung im Bereich der geplanten Ankerstrecken nicht genau bekannt ist, ist für die Bemessung der Verpresskörperlängen auch in möglichen Sandhorizonten die charakteristische Mantelreibung des Geschiebemergels anzusetzen.

Für die statische Bemessung können als charakteristische Mantelreibung über die Einbindelänge der Verpresskörper in den ausreichend tragfähigen Böden folgende Werte von $q_{s,k}$ angesetzt werden:



Tabelle 51 Werte der charakteristischen Mantelreibung im Bruchzustand für die Bemessung der bauzeitlichen Rückverankerung

Schicht	Charakteristische Mantelreibung $q_{s,k}$ (kN/m ²)
Sand, mind. mitteldicht bis dicht gelagert	120
Geschiebemergel, überwiegend halbfest	120
Geschiebelehm, mind. steif	100
Beckenschluff, mind. steif	80

Zur Verbesserung der Ankertragfähigkeit sollen alle Anker mit geeignetem Quellszement hergestellt und mit mindestens drei Nachverpressröhrchen mit Austritten in gestaffelten Tiefen der Verpresskörper ausgerüstet und nachverpresst werden.

Die Krafteinleitungsstrecken der Anker sind insbesondere unter benachbarten Gebäuden so zu staffeln, dass ein Fangedammeffekt und damit eine konzentrierte örtliche Setzung vermieden wird. Bei Anordnung von Ankern unter Gebäuden ist die Zustimmung der Eigentümer einzuholen.

Die anstehenden Bodenarten sind dem schematischen geologischen Längsschnitt in der Anlage 022445/3.3 zu entnehmen, Einzelheiten gehen aus den Ergebnissen der Aufschlussbohrungen und der Drucksondierungen in den Anlagen 022445/4.17 bis 4.19 hervor.

9.8.5 Baugrubenaushub

Der Bodenaushub in der Baugrube wird als Trockenaushub begonnen. Nach Erreichen des Grundwasserspiegels wird die Baugrube geflutet und der Aushub fortan als Nassaushub mit einem mindestens 1 m über dem bauzeitlichen Bemessungsgrundwasserstand von NHN +14,0 m gehaltenen Baugrubenwasserstand weitergeführt.

Nach den Bohrergebnissen ist unter den saalezeitlichen Sanden und den Beckenschlufflagen Geschiebemergel in Schichtdicken von bis zu ca. 15 m unter Wasser auszuheben (siehe geologischen Schnitt in Anlage 022445/3.3). Bei der Planung der Arbeiten ist zu



berücksichtigen, dass der Unterwasseraushub von Geschiebemergel mit überwiegend halbfester und fester Konsistenz sehr hohe Anforderungen an die ausführenden Geräte und den erforderlichen Tauchereinsatz stellt und ein entsprechend hoher Bedarf an Geräten, Personal und Zeit einzukalkulieren ist. Die Geräte- und Personalressourcen sowie die einzuplanende Zeitdauer der Arbeiten müssen den v. g. besonderen Anforderungen gerecht werden. Frühere Erfahrungen haben gezeigt, dass z. B. Seilgreifer nicht für das Lösen des festen Bodens geeignet sind.

9.8.6 Bauzeitliche Trockenhaltung und Auftriebssicherung

Nach Fertigstellung der Unterwasserbetonsohlen und Lenzen der Baugruben wird eine rd. 0,3 m dicke Drän- und Ausgleichsschicht aus Einkornbeton aufgebracht, die mit Dränleitungen und Pumpensümpfen die bauzeitliche Entwässerung darstellt. Die Pumpen müssen bis zum Erreichen einer ausreichenden Auftriebssicherheit des Bauwerkes betrieben werden. Hierzu sind die Pumpensümpfe mit Brunnentöpfen zunächst durch die Arbeitssohle und nach Durchzug der Tunnelvortriebsmaschine auch durch die Magerbetonverfüllung und die Bauwerkssohle zu führen. Das aus Schlitzwandfehlstellen zusickernde Restwasser ist zur geordneten Fassung und Abführung über Dränmatten zwischen Schlitzwand und Bauwerkswand in den Flächenfilter zu führen.

Nach den Ergebnissen der Grundwasseranalysen aus den Messstellen GWM B 27/17, GWM B 27-1/17, B 31/17 und GWM B 31-1/17 muss das bei der Wasserhaltung geförderte Grundwasser vor Einleitung in einen geeigneten Vorfluter gereinigt werden.

9.8.7 Trockenhaltung und Auftriebssicherheit des Haltestellenbauwerks im Endzustand

Angaben zur Trockenhaltung des Haltestellenbauwerks gehen aus Abschn. 9.1.7 hervor.

Die dauerhafte Auftriebssicherheit (Sicherheit gegen Aufschwimmen UPL nach EC 7) des Bauwerks im Endzustand ist ausschließlich durch das Eigengewicht des Bauwerks und Teile der Überschüttung zu gewährleisten und für den Bemessungswasserstand von NN +15,0 m bzw. mindestens OK verbleibender Schlitzwandverbau (s. Abschn. 9.8.2) nachzuweisen.



9.8.8 Gründung und Bemessung des Haltestellenbauwerks

Im Niveau rd. NHN -9,30 m (Unterkante der Unterwasserbetonsohle) stehen nach den Bohrerergebnissen gut tragfähige Böden aus überwiegend Geschiebemergel mit mindestens halbfester Konsistenz bzw. bereichsweise mindestens mitteldicht gelagerten Sanden an. Danach kann das Bauwerk über der Unterwasserbetonsohle, der darauf hergestellten Arbeitssohle und dem nach Durchzug der Tunnelbohrmaschine darüber einzubauenden Füllbeton auf einer Stahlbetonsohlplatte flach gegründet werden.

Die nach Unterlage 2.1 rd. 1,0 m dicke Stahlbetonsohlplatte soll nach dem Bettungsmodulverfahren bemessen werden. Die Angaben zur Bemessung der Sohlplatte sind dem Abschn. 9.1.8 zu entnehmen.

Im Aushubniveau ca. NHN +6,3 m der Unterwasserbetonsohlen für die westlichen Straßenunterquerungen der Ausgangsbauwerke stehen gut tragfähige Sande bzw. Geschiebemergel mit mindestens steifer Konsistenz an. Damit können auch diese auf Stahlbetonsohlplatten über den rückverankerten Unterwasserbetonsohlen flach gegründet und analog zur tiefen Sohlplatte bemessen werden.

9.8.9 Bauwerkssetzungen

Für die gemäß Unterlage 2.2 angenommenen Sohlnormalspannungen zwischen rd. $\sigma = 330 \text{ kN/m}^2$ und rd. $\sigma = 495 \text{ kN/m}^2$ unter den Außenwänden und rd. $\sigma = 296 \text{ kN/m}^2$ bis rd. $\sigma = 385 \text{ kN/m}^2$ im mittleren Bereich werden die zu erwartenden Setzungen unter Berücksichtigung der wirksam werdenden Aushubentlastung und des wirksamen Auftriebes in der Größenordnung von rd. $s \leq 1,0\text{-}2,0 \text{ cm}$ abgeschätzt. Die Setzungen werden i. W. im Zuge der Rohbauherstellung eintreten.

Zwischen den unterschiedlich belasteten Bereichen bzw. Mitte und Rand des Bauwerkes ist mit Setzungsunterschieden von $\Delta s \approx 0,5\text{-}1 \text{ cm}$ zu rechnen. Die theoretische Winkelverdrehung ist damit kleiner als $\tan \alpha = 1/500$ (Beginn von Haarrissbildungen im WU-Beton). Risses Schäden in der Sohlplatte und in den aufgehenden tragenden Wänden aus Baugrundverformungen sind danach nicht zu erwarten.



9.9 Notausgang Steilshooper Allee

9.9.1 Geplantes Bauwerk und Baugrube

Nach Unterlage 2.1 weist der Notausgang Steilshooper Allee folgende geometrische Eckdaten auf:

- Geländeoberkante ca. NHN +19,2 m
- Baugrubenabmessungen rd. 24,2 m x 12,6 m
- Schienenoberkante (SOK) ca. NHN -7,0 m
- OK Bauwerkssohle Notausgang rd. NHN -10,3 m
- UK Bauwerkssohle Notausgang rd. NHN -11,8 m
- Aushubniveau für Unterwasserbetonsohle ca. NHN -13,6 m
- Unterkante Schlitzwand ca. NHN -25,5 m

Die Baugrube für den Notausgang Steilshooper Allee wird wie beim Notausgang Rübenkamp mit einer 1,2 m dicken Stahlbetonschlitzwand als vertikalem Baugrubenverbau im Unterwasseraushub mit rückverankerter Unterwasserbetonsohle erstellt.

Die Beschreibung des Bauablaufes sowie der Ausbildung der Baugrube und des Bauwerks in Abschn. 9.7.1 gilt auch für den Notausgang Steilshooper Allee.

9.9.2 Baugrund- und Grundwasserverhältnisse

Der Baugrund im Grundrissbereich des geplanten Notausgangs Steilshooper Allee wird nach den Ergebnissen der Aufschlussbohrungen B 35/17 und B 36/17 mit relativ gleichmäßigem Schichtenverlauf wie folgt aufgebaut:

- Auffüllungen mit Schichtdicke bis rd. 0,8 m
- Geschiebelehm und -mergel der Fuhlsbüttler Moräne, Schichtdicke rd. 4,1 m bzw. 6,0 m
- obere Beckenschlufflage, Schichtdicke rd. 2,3 m bzw. 3,0 m
- saalezeitliche Sande, Schichtdicke rd. 11,7 m bzw. 14,7 m
- untere Beckenschluff- bzw. -tonlage, Schichtdicke rd. 4,8 m bzw. 5,2 m



- drenthezeitlicher Geschiebemergel, Schichtdicke rd. 21,0 m bzw. 22,4 m
- drenthezeitliche Sande, Schichtdicke rd. 8,0 m bzw. 8,3 m
- Lauenburger Ton, Schichtdicke rd. 2,4 m bzw. 4,5 m
- elsterzeitlicher Geschiebemergel, Schichtdicke rd. 1,8 m bzw. mehr als 6,7 m in Wechsellagerung mit elsterzeitlichen Schmelzwassersanden

Die Konsistenz des Geschiebelehms bzw.-mergels der oberen Fuhlsbüttler Moräne ist weich bis steif und steif. Beckenschluff und Beckenton besitzen eine steife Konsistenz. Die darunter folgenden Geschiebemergelhorizonte weisen eine steif bis halbfeste und zur Tiefe zunehmend feste Konsistenz auf. Auf die Einlagerung von Steinen und Blöcken in und auf dem Geschiebemergel wurde bereits in Abschn. 9.1.2 hingewiesen. Die Sande besitzen nach dem Ergebnis der Drucksondierung DS 14/17 eine dichte bzw. sehr dichte Lagerung.

Der schematische Baugrundaufbau ist dem geologischen Längsschnitt in der Anlage 022445/3.4 zu entnehmen. Einzelheiten gehen aus den Bohrprofilen der Aufschlussbohrungen und dem Diagramm der Drucksondierung in der Anlage 022445/4.21 hervor.

In den im Nahbereich eingerichteten Grundwassermessstellen GWM B 36/17 (mittlerer Grundwasserleiter), GWM B 36-1/17 und GWM B 70 (oberer Grundwasserleiter) wurden im Zeitraum 2016 bis 2018 Grundwasserstände zwischen rd. NHN +12,44 m und NHN +13,68 m gemessen. Nach Abgleich mit den langzeitigen Messreihen der in der Umgebung vorhandenen amtlichen Grundwassermessstellen werden folgende Bemessungsgrundwasserstände festgelegt:

- Bauzeitlicher Bemessungswasserstand BGW NHN +14,5 m
- Endgültiger Bemessungswasserstand HGW NHN +15,5 m bzw. mind. OK verbleibender Schlitzwandverbau

Bei der Analyse einer Grundwasserprobe aus der Messstelle GWM B 36/17 (mittlerer Grundwasserleiter) wurde keine Betonaggressivität festgestellt.



Nach den Ergebnissen der Analysen von Grundwasserproben aus der GWM B 36-1/17 und der ca. 50 m vom geplanten Notausstieg entfernten GWM B 70 (oberer Grundwasserleiter) ist das Grundwasser aufgrund eines erhöhten Sulfatgehaltes von 211 mg/l bzw. 223 mg/l in die Expositionsklasse XA 1 einzuordnen.

Die Ergebnisse der Grundwasseranalysen sind bei der Auswahl des Betons für die erdberührten Bauteile und des Zementes für die Pfähle der Auftriebssicherung zu berücksichtigen.

9.9.3 System und Bemessung des Baugrubenverbaues

Da im Grundrissbereich des Notausgangs bis in aufbruchssichere Tiefenlage und auch darunter kein durchgehend gering wasserdurchlässiger Boden ansteht, muss die Baugrube unter Wasser ausgehoben und mit einer durch Zugpfähle rückverankerten Unterwasserbetonsole gegen Auftrieb gesichert werden.

Der Schlitzwandverbau für die geplanten Baugrube ist nach den Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben der DGGT (EAB) in der aktuell gültigen Fassung mit dem Bemessungsprofil in der Anlage 022445/14 zu bemessen.

Die weiteren Angaben zur Bemessung der Baugrube, zur Herstellung der Schlitzwände und zur Rückverankerung der Unterwasserbetonsole sind den Abschn. 9.1.3 bis 9.1.5 zu entnehmen.

9.9.4 Baugrubenaushub

Der geplante Unterwasseraushub in der Baugrube des Notausgangs erfasst unter den sandigen Auffüllungen den oberen Geschiebelehm und Geschiebemergel, die Beckenschluff- und Beckentonlagen, die saalezeitlichen Sande und den Geschiebemergel der unteren Drenthemoräne.

Nach den Bohrergebnissen ist der Drenthemergel in Schichtdicken von bis zu ca. 5,5 m unter Wasser auszuheben (siehe geologischen Schnitt in Anlage 022445/3.4). Bei der



Planung der Arbeiten ist zu berücksichtigen, dass der Unterwasseraushub von Geschiebemergel mit überwiegend halbfester und fester Konsistenz sehr hohe Anforderungen an die ausführenden Geräte und den erforderlichen Tauchereinsatz stellt und ein entsprechend hoher Bedarf an Geräten, Personal und Zeit einzukalkulieren ist. Die Geräte- und Personalressourcen sowie die einzuplanende Zeitdauer der Arbeiten müssen den v. g. besonderen Anforderungen gerecht werden. (s. hierzu auch Abschn. 9.5.4).

9.9.5 Bauzeitliche Trockenhaltung und Auftriebssicherung

Nach Fertigstellung der Unterwasserbetonsohle, Lenzen der Baugrube, Verfüllung des Vortriebsbereiches mit Kunstboden und Rückbau des Kunstbodens und der Tübbinge nach Durchfahrt der Schildmaschine wird auf die Unterwasserbetonsohle eine rd. 0,3 m dicke Drän- und Ausgleichsschicht aus Einkornbeton aufgebracht, die mit Pumpensämpfen an die bauzeitliche Entwässerung angeschlossen wird. Die weiteren Angaben zur bauzeitlichen Trockenhaltung und Auftriebssicherung sind dem Abschn. 9.7.5 zu entnehmen.

Nach den Ergebnissen der Grundwasseranalysen aus den Messstellen GWM B 36/17 und GWM B 36-1/17 muss das bei der Wasserhaltung geförderte Grundwasser vor Einleitung in einen geeigneten Vorfluter gereinigt werden.

9.9.6 Trockenhaltung und Auftriebssicherheit des Notausgangs im Endzustand

Angaben zur Trockenhaltung des Notausgangsbauwerks gehen aus Abschn. 9.1.7 hervor. Die dauerhafte Auftriebssicherheit (Sicherheit gegen Aufschwimmen UPL nach EC 7) des Bauwerks im Endzustand ist ausschließlich durch das Eigengewicht des Bauwerks zu gewährleisten und für den Bemessungswasserstand von NHN +15,5 m (s. Abschn. 9.9.2) nachzuweisen.

9.9.7 Gründung und Bemessung des Notausgangs Steilshooper Allee

Im Niveau rd. NHN -13,6 m (Unterkante Unterwasserbetonsohle) steht nach den Bohrergebnissen gut tragfähiger Boden aus Geschiebemergel mit mindestens halbfester Konsistenz an. Danach kann das Bauwerk über der Unterwasserbetonsohle auf einer Stahlbetonsohlplatte flach gegründet werden.



Die nach Unterlage 2.1 rd. 1,5 m dicke Stahlbetonsohlplatte des Notausgangs soll nach dem Bettungsmodulverfahren bemessen werden. Der Bettungsmodul kann für eine erste Berechnung im Zuge der Entwurfsplanung mit $k_s = 20 \text{ MN/m}^3$ angenommen werden.

Die weiteren Angaben zur Bemessung der Sohlplatte sind dem Abschn. 9.1.8 zu entnehmen.

9.9.8 Bauwerkssetzungen

Die zu erwartenden Setzungen werden unter Berücksichtigung der wirksam werdenden Aushubentlastung und des wirksamen Auftriebes in der Größenordnung von rd. $s \leq 0,5\text{-}1 \text{ cm}$ abgeschätzt. Die Setzungen werden i. W. im Zuge der Rohbauherstellung eintreten.

Zwischen den unterschiedlich belasteten Bereichen bzw. Mitte und Rand des Bauwerkes ist mit Setzungsunterschieden von $\Delta s \approx 0,5 \text{ cm}$ zu rechnen. Die theoretische Winkelverdrehung ist damit kleiner als $\tan \alpha = 1/500$ (Beginn von Haarrissbildungen im WU-Beton). Risseschäden in der Sohlplatte und in den aufgehenden tragenden Wänden aus Baugrundverformungen sind danach nicht zu erwarten.

9.10 Haltestelle Steilshoop

9.10.1 Geplantes Bauwerk und Baugrube

Nach Unterlage 2.1 weist die geplante Haltestelle Steilshoop mit einer zweigeteilten Baugrube in einen westlichen Trockenaushub und einen östlichen Unterwasseraushub folgende geometrische Randbedingungen auf:

- Geländeoberkante ca. NHN +24,5 m bis ca. NHN +25,3 m
- Bauwerkslänge ca. 209 m
- Bauwerksbreite ca. 18 m (mittlerer Bahnsteigbereich) bzw. bis zu ca. 33 m (Bereiche Schalterhallen)
- Schienenoberkante (SOK) rd. NHN +9,7 m



- OK Zwischensohle rd. NHN +9,0 m
- UK Zwischensohle rd. NHN +8,0 m

Westseite mit Trockenaushub:

- Länge der Teilbaugrube mit Trockenaushub rd. 66 m
- Aushubniveau für die Betonsohle mit Schildwiege zum Durchschleppen der Vortriebsmaschine ca. NHN +3,4 m
- OK Bauwerkssohle rd. NHN +5,2 m
- UK Bauwerkssohle rd. NHN +3,7 m
- UK Schlitzwand Baugrube NHN -23,5 m

Ostseite mit Unterwasseraushub:

- Länge der Teilbaugrube mit Unterwasseraushub rd. 143 m
- OK Bauwerkssohle rd. NHN +5,2 m
- UK Bauwerkssohle rd. NHN +3,7 m
- Aushubniveau für Unterwasserbetonsohle ca. NHN +1,6 m
- Dicke der Unterwasserbetonsohle rd. 1,5 m
- UK Schlitzwand rd. NHN -6,0 m

Die Ausbildung der Baugrubenumschließung für den Haltestellenbau ist aufgrund des heterogenen Baugrundaufbaues zweigeteilt. In der westlichen Teilfläche von ca. 66 m Länge steht nach den Ergebnissen der Baugrundaufschlüsse im Untergrund ab Tiefen zwischen rd. 36,4 m und rd. 43,2 m unter GOK entsprechend rd. HNH -12,0 m bis NHN -18,6 m sehr gering wasserdurchlässiger Lauenburger Ton in Schichtdicken zwischen rd. 7,8 m und rd. 9,1 m an, in den die 1,2 m bzw. an den Stirnwänden 1,5 m dicken Stahlbetonschlitzwände bis in ein Niveau rd. NHN -23,5 m einbinden. In diesem Bereich erfolgt der Aushub bis in das Niveau NHN +3,4 m trocken. Die westliche Teilbaugrube wird durch ein Querschott von dem östlich anschließenden größeren Bereich abgetrennt, in dem der Lauenburger Ton im Untergrund nicht vollflächig vorhanden ist und in dem daher ein Unterwasseraushub und die Herstellung einer rückverankerten



Unterwasserbetonsohle erforderlich wird. Der östliche ca. 143 m lange Baugrubenteil wird durch ein weiteres Schlitzwandquerschott unterteilt.

Die im Trockenaushub hergestellte westliche Baugrube wird nach Unterlage 2.1 dreifach ausgesteift. Zur Einhaltung der Knicksicherheit werden Primärstützen als Bohrpfahl- oder Schlitzwandelementen vorgesehen.

Die Baugrube im Nassaushubbereich wird mit Ausnahme des Ausgangs Schreyerring zweifach in Stahlbeton ausgesteift. Zusätzlich werden zur Begrenzung der aushubbedingten Schlitzwandverformungen vorab im Zuge der Schlitzwandherstellung im Niveau unter der Unterwasserbetonsohle Barette aus unbewehrten Schlitzwandelementen hergestellt.

Das Haltestellenbauwerk wird aus wasserundurchlässigem Beton als geschlossener Stahlbetonrahmen hergestellt, der im Endzustand durch sein Eigengewicht und Teile der Überschüttung auftriebssicher sein muss.

9.10.2 Baugrund- und Grundwasserverhältnisse

Der Baugrund im Bereich der Haltestelle Steilshoop wird unter einer bis zu ca. 2,6 m dicken Deckschicht aus sandigen **Auffüllungen** vom **Geschiebelehm** und **Geschiebemergel** der oberen Moräne, einer Wechselfolge von saalezeitlichen **Sanden**, **Beckenschluff** und **Beckenton**, dem **Geschiebemergel** der unteren Drenthe-Moräne und zur Tiefe unter einem **unteren Sandhorizont** in Teilflächen von **Lauenburger Ton** gebildet, der wiederum von **Sanden** unterlagert wird.

In den Bohrungen B 62/17 und B 62-3/17 wurde im Niveau des Lauenburger Tons eine **mit Geschiebemergel und Sandlagen gefüllte Erosionsrinne** angetroffen, die voraussichtlich etwa in Nord-Süd-Richtung durch die Grundrissfläche der Haltestellenbaugrube verläuft. Die Rinnenfüllung ist in dem geologischen Schnitt in Anlage 022445/3.4 schematisch dargestellt.



Die **oberen Geschiebeböden** mit überwiegend steifer, teilweise aber auch halbfester bis fester Konsistenz wurden in Schichtdicken zwischen rd. 2,6 m (B 61/17) und rd. 6,6 m (B 62/17) angetroffen. Die darunter liegende Abfolge aus **saalezeitlichen Sanden mit Beckenschluff- und Beckentonlagen** wurde in Schichtdicken zwischen rd. 11,7 m (B 59-1/17) und rd. 15,1 m (B 57/17, B 59) aufgeschlossen. Der Schichtdickenanteil der bindigen Beckenablagerungen schwankt dabei zwischen rd. 0,6 m (B 59-1/17) und rd. 7,9 m (B 59). Die bindigen Beckensedimente weisen eine steife Konsistenz auf. Die Sande sind nach den Ergebnissen der ausgeführten Drucksondierungen mindestens mitteldicht, teilweise aber auch dicht bis sehr dicht gelagert.

Die Oberkante des flächenhaft verbreiteten **Drenthemergels** wurde in den ausgeführten Bohrungen in Tiefen zwischen rd. 18,0 m (B 58/17) und rd. 22,0 m (B 62/17) unter GOK angetroffen. Die aufgeschlossenen Schichtdicken liegen zwischen rd. 8,0 m (B 57/17) und rd. 23,3 m (B 63-1/17). Die Basis des Drenthemergels wurde in Tiefen zwischen rd. 28,3 m (B 57/17) und rd. 44,5 m (B 62/17) erreicht. Der Geschiebemergel weist eine überwiegend halbfeste und feste bzw. in Teilbereichen auch eine steife Konsistenz auf. In den Geschiebemergel der Moräne können entstehungsbedingt **Ton-, Schluff-, Sand- und Kiesschollen** sowie **Steine und Blöcke** (Findlinge) in unterschiedlicher Größe und Verteilung eingelagert sein. Insbesondere auf der Mergeloberkante ist mit einer örtlich konzentrierten Ansammlung von Steinen unterschiedlicher Größe zu rechnen. Entsprechendes gilt auch für die obere Moräne.

In der Bohrung B 61/17 wurde in einer Tiefe von rd. 33-37 m unter GOK eine rd. 4 m dicke eingeschuppte Scholle aus Lauenburger Ton angetroffen.

Unterhalb der Drenthemoräne folgen wieder **saale- bis elsterzeitliche Sande** in Schichtdicken zwischen rd. 3,6 m (B 59) und rd. 14,0 m (B 58/17), die in Teilflächen von Lauenburger Ton unterlagert werden.

Der **Lauenburger Ton** wurde im westlichen und mittleren Teil der Baufläche in den Bohrungen B 57/17, B 58/17, B 59, B 59/17 und B 60/17 ab Tiefen zwischen rd. 36,4 m (B 57/17) und rd. 46,0 m (B 60/17) unter GOK entsprechend rd. NHN -12,0 m bis



NHN -20,8 m in Schichtdicken zwischen rd. 7,8 m (B 59/17) und rd. 9,1 m (B 58/17) angetroffen. Die Oberkante der Schichtenfolge fällt von West nach Ost und von Norden nach Süden ab. Im östlichen Teil wurde er nur noch lückenhaft in den Bohrungen B 62-1/17 und B 63/17 ab Tiefen von rd. 45,5 m (B 62-1/17) bzw. rd. 49,1 m (B 63/17) unter GOK erbohrt. Im Bereich der Bohrungen B 59-1/17, B 61/17, B 62/17, B 62-3/17 und B 63-1/17 fehlt er völlig. Der Lauenburger Ton ist eine teilweise gebänderte Schichtabfolge von feinsandigen Schluffen bis zu Tonen mit geringem Schluff- und Feinsandanteil. In Teilflächen sind dünne Feinsandadern eingeschaltet. Die Konsistenz des Lauenburger Tons ist überwiegend halbfest, oft fest und örtlich auch steif bis halbfest.

Unterhalb des Lauenburger Tons bzw. im östlichen Baugrubenbereich direkt unter dem Drenthemergel wurden jeweils bis zur Bohrendtiefe zwischen rd. 47,9 m und 70,0 m **elsterzeitliche Beckensande** bzw. in den Bohrungen B 62/17 und B 62-3/17 eine Rinnenfüllung aus Geschiebemergel und Sandlagen erbohrt.

Einen schematischen Überblick über die Schichtenfolge gibt der geologische Schnitt in der Anlage 022445/3.4. Einzelheiten zum Baugrundaufbau gehen aus den Bohrprofilen und Drucksondierdiagrammen in den Anlagen 022445/4.24 bis 4.27 hervor.

Der geplante Baugrubenaushub erfasst den oberen Geschiebelehm und -mergel, die Sande und den Beckenschluff und bindet im Bereich des Unterwasseraushubs ca. 2-4 m in den Geschiebemergel der unteren Drenthemoräne ein.

In den im Nahbereich eingerichteten Grundwassermessstellen GWM B 58/17, GWM B 59, GWM B 62-1/17 und GWM B 62-2/17 wurden im Zeitraum 2016 bis 2018 Grundwasserstände zwischen rd. NHN +12,90 m und NHN +14,65 m gemessen. Nach Abgleich mit den langzeitigen Messreihen der in der Umgebung vorhandenen amtlichen Grundwassermessstellen werden folgende Bemessungsgrundwasserstände festgelegt:

- Bauzeitlicher Bemessungswasserstand BGW NHN +15,0 m
- Endgültiger Bemessungswasserstand HGW NHN +16,0 m
bzw. mind. OK verbleibender Schlitzwandverbau



Bei den Analysen von Grundwasserproben aus den Messstellen GWM B 58/17, GWM B 59, GWM B 62-1/17 und GWM B 62-2/17 wurde keine Betonaggressivität festgestellt.

9.10.3 System und Bemessung des Baugrubenverbaues

Im westlichen Grundrissbereich der geplanten Haltestelle bindet die Baugrubenschlitzwand mit der vorgesehenen Absetztiefe im Niveau rd. NHN -23,5 m mindestens 2 m in den Lauenburger Ton ein. Damit kann die Baugrube in diesem Teilabschnitt bis zum vorgesehenen Aushubniveau rd. NHN +3,4 m trocken ausgehoben werden.

Da im mittleren und im östlichen Grundrissbereich der geplanten Haltestellenbaugrube bis in ausreichend aufbruchsichere Tiefenlage und auch darunter keine vollflächig anstehenden naturdichten Schichten anstehen, muss der Baugrubenaushub in diesem Teilabschnitt bis in das Niveau rd. NHN +1,6 m im Unterwasseraushubverfahren erfolgen. Die erforderliche technische Wasserdichtigkeit der Baugrube muss durch Herstellung von Stahlbetonschlitzwänden und Einbau einer Unterwasserbetonsohle sichergestellt werden. Die Unterwasserbetonsohle wird mit Zugpfählen gegen Auftrieb gesichert.

Der Schlitzwandverbau für die geplanten Teilbaugruben ist nach den Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben der DGGT (EAB) in der aktuell gültigen Fassung für die westliche Teilbaugrube mit Trockenaushub mit dem Bemessungsprofil in der Anlage 022445/14.15 bzw. für die mittlere und östliche Teilbaugrube mit Unterwasseraushub mit dem Bemessungsprofil in der Anlage 022445/14.16 zu bemessen. Die weiteren Angaben zur Bemessung der Baugrube, zur Herstellung der Schlitzwände und zur Rückverankerung der Unterwasserbetonsohle sind den Abschn. 9.1.3 bis 9.1.5 zu entnehmen.

9.10.4 Baugrubenaushub

Der Bodenaushub in der westlichen Teilbaugrube wird trocken ausgeführt. In der Aushubsohle stehen bindige Böden aus Beckenschluff bzw. -ton und Geschiebemergel an. Insbesondere der Beckenschluff/-ton, in geringerem Maße aber auch der Geschiebemergel sind sensitive und frostempfindliche Böden und verlieren bei Zutritt von Wasser und Befahren/Begehen sowie bei Frosteinfluss ihre Festigkeit und gehen in eine weiche Zustandsform



über. Die Aushubsohlen sind daher unmittelbar nach der Herstellung z. B. durch das Aufbringen des Flächenfilters (s. Abschn. 9.10.6) zu schützen. Zumindest die unteren 0,5 m des Aushubs sind zur Vermeidung von Auflockerungen sorgfältig durch Bagger mit Glattschaufeln auszuführen.

Der Bodenaushub in der mittleren und östlichen Teilbaugrube wird als Trockenaushub begonnen. Nach Erreichen des Grundwasserspiegels wird die Baugrube geflutet und der Aushub fortan als Nassaushub mit einem mindestens 1 m über dem bauzeitlichen Bemessungsgrundwasserstand von NHN +15,0 m gehaltenen Baugrubenwasserstand weitergeführt.

Nach den Bohrergebnissen ist unter den saalezeitlichen Sanden und den Beckenschlufflagen der Geschiebemergel der Drenthemoräne in Schichtdicken von ca. 2 m bis 4 m unter Wasser auszuheben (siehe geologischen Schnitt in Anlage 022445/3.4). Bei der Planung der Arbeiten ist zu berücksichtigen, dass der Unterwasseraushub von Geschiebemergel mit überwiegend halbfester und fester Konsistenz sehr hohe Anforderungen an die ausführenden Geräte und den erforderlichen Tauchereinsatz stellt. Die Geräte- und Personalressourcen sowie die einzuplanende Zeitdauer der Arbeiten müssen den v. g. besonderen Anforderungen gerecht werden (s. hierzu auch Abschn. 9.5.4).

9.10.5 Bauzeitliche Trockenhaltung und Auftriebssicherung

Das in der wasserdicht ausgebildeten **westlichen Teilbaugrube** gefangene Grundwasser muss im Zuge des Trockenaushubs z. B. mit verrohrt hergestellten Tiefbrunnen bis auf die Sohle der anstehenden grundwasserführenden Sande abgesenkt werden. In den Bereichen, in denen gering wasserdurchlässiger Beckenschluff in größeren Schichtdicken ansteht, müssen geeignete ergänzende Maßnahmen wie z. B. eine örtliche offene Wasserhaltung mit Schmutzwasserpumpen vorgesehen werden. Spätestens wenn der Aushub den Drenthemergel erreicht, muss zusätzlich eine unterstützende offene Wasserhaltung mit Pumpensümpfen und Schmutzwasserpumpen eingeplant werden.

Da zur Einhaltung der Aufbruchsicherheit der Baugrubensohle das Grundwasserdruckniveau in den drenthezeitlichen Sanden zwischen Drenthemergel und Lauenburger Ton



entspannt werden muss, sind die v. g. Tiefbrunnen durch den Geschiebemergel bis in die v. g. Sande zu führen und auch dort zu verfiltern. Die Brunnenteilstrecken innerhalb des Mergels sind mit Quellton abzudichten.

Zur Steuerung und Kontrolle der Absenkung sollen innerhalb der Baugrube Grundwassermessstellen eingerichtet werden, in denen die Wasserstände zusammen mit denen der vorhandenen Stau- und Grundwassermessstellen außerhalb der Baugrube bis zur Beendigung der Wasserhaltung regelmäßig zu beobachten sind.

Nach Erreichen des Aushubniveaus ist ein 0,3 m dicker Flächenfilter aus einem schlufffreien, feinsandarmen (≤ 10 Gew.-%) Mittel- bis Grobsand mit einem Wasserdurchlässigkeitsbeiwert von $k \geq 1 \cdot 10^{-4}$ m/s mit Dränleitungen DN 100 als Teilsickerrohre mit Tunnelprofil, einer mindestens 0,2 m dicken Überschüttung der Dränleitungen mit Filterkies der Körnungslinie A 8 nach DIN 1045 und Pumpensümpfen einzubauen, der die bauzeitliche Trockenhaltung bis zum Erreichen einer ausreichenden Auftriebssicherheit übernimmt.

Da kein Baugrubenseitenraum zwischen Schlitzwand und Bauwerkswand vorgesehen ist, müssen die Pumpensümpfe mit Brunnentöpfen zunächst durch die Bauwerkssohle und nach Durchzug der Schildvortriebsmaschine auch durch die Zwischensohle geführt werden. Das aus Schlitzwandfehlstellen zusickernde Restwasser ist zur geordneten Fassung und Abführung über Dränmatten zwischen Schlitzwand und Bauwerkswand in den Flächenfilter zu führen.

In der im Unterwasseraushub herzustellenden **östlichen Teilbaugrube** wird zunächst trocken ausgehoben. Bei Erreichen des Grundwasserspiegels wird die Baugrube geflutet und der Aushub fortan als Nassaushub mit einem mindestens 1 m über dem bauzeitlichen Bemessungsgrundwasserstand von NHN +15,0 m gehaltenen Baugrubenwasserstand weitergeführt. Nach Fertigstellung der Unterwasserbetonsohle und Lenzen der Baugrube wird eine rd. 0,3 m dicke Drän- und Ausgleichsschicht aus Einkornbeton aufgebracht, die mit Dränleitungen und Pumpensümpfen die bauzeitliche Entwässerung darstellt. Die Pumpen müssen bis zum Erreichen einer ausreichenden Auftriebssicherheit des Bauwerkes



betrieben werden. Hierzu sind die Pumpensümpfe mit Brunnentöpfen durch die Bauwerkssohle zu führen.

Nach den Ergebnissen der Grundwasseranalysen aus den Messstellen GWM B 58/17, GWM B 59, GWM B 62-1/17 und GWM B 62-2/17 muss das bei der Wasserhaltung geförderte Grundwasser vor Einleitung in einen geeigneten Vorfluter gereinigt werden.

9.10.6 Trockenhaltung und Auftriebssicherheit des Haltestellenbauwerks im Endzustand

Angaben zur Trockenhaltung des Haltestellenbauwerks gehen aus Abschn. 9.1.7 hervor.

Die dauerhafte Auftriebssicherheit (Sicherheit gegen Aufschwimmen UPL nach EC 7) des Bauwerks im Endzustand ist durch das Eigengewicht des Bauwerks und Teile der Überschüttung zu gewährleisten und für den Bemessungswasserstand von NN +16,0 m (s. Abschn. 9.10.2) bzw. mindestens bis zur dauerhaft verbleibenden Schlitzwandoberkante nachzuweisen.

9.10.7 Gründung und Bemessung des Haltestellenbauwerks

Im Niveau NHN +3,4 m (westliche Teilbaugrube) bzw. im Niveau rd. NHN +1,6 m (Unterkante der Unterwasserbetonsohle in der mittleren und östlichen Teilbaugrube) steht nach den Bohrerergebnissen gut tragfähiger Boden aus Geschiebemergel mit mindestens halbfester Konsistenz an. In der westlichen Teilbaugrube sind ggf. örtlich nicht auszuschließende dünne Restmächtigkeiten von geringer tragfähigem Beckenschluff oder Beckenton gegen verdichtet einzubauenden Sand auszutauschen. Danach kann das Bauwerk im Westteil über der Arbeitssohle und dem nach Durchzug der Tunnelbohrmaschine darüber einzubauenden Füllbeton bzw. im Ostteil über der Unterwasserbetonsohle, der darauf hergestellten Arbeitssohle und dem Füllbeton auf einer Stahlbetonsohlplatte flach gegründet werden.

Die nach Unterlage 2.1 rd. 1,0 m dicke Stahlbetonsohlplatte soll nach dem Bettungsmodulverfahren bemessen werden. Die Angaben zur Bemessung der Sohlplatte sind dem Abschn. 9.1.8 zu entnehmen.



9.10.8 Bauwerkssetzungen

Für die gemäß Unterlage 2.2 angenommenen Sohlnormalspannungen zwischen rd. $\sigma = 352 \text{ kN/m}^2$ und rd. $\sigma = 404 \text{ kN/m}^2$ unter den Außenwänden und rd. $\sigma = 282 \text{ kN/m}^2$ bis $\sigma = 321 \text{ kN/m}^2$ im mittleren Bereich werden die zu erwartenden Setzungen unter Berücksichtigung der wirksam werdenden Aushubentlastung und des wirksamen Auftriebes in der Größenordnung von rd. $s \leq 1\text{-}2 \text{ cm}$ abgeschätzt. Die Setzungen werden i. W. im Zuge der Rohbauherstellung eintreten.

Zwischen den unterschiedlich belasteten Bereichen bzw. Mitte und Rand des Bauwerkes ist mit Setzungsunterschieden von $\Delta s \approx 0,5\text{-}1 \text{ cm}$ zu rechnen. Die theoretische Winkelverdrehung ist damit kleiner als $\tan \alpha = 1/500$ (Beginn von Haarrissbildungen im WU-Beton). Risseschäden in der Sohlplatte und in den aufgehenden tragenden Wänden aus Baugrundverformungen sind danach nicht zu erwarten.

9.11 Notausgang Gründgensstraße

9.11.1 Geplantes Bauwerk und Baugrube

Nach Unterlage 2.1 weist der Notausgang Gründgensstraße folgende geometrische Eckdaten auf:

- Geländeoberkante ca. NHN +20,8 m
- Baugrubenabmessungen rd. 24,8 m x 16,2 m
- Schienenoberkante (SOK) ca. NHN -7,9 m
- OK Bauwerkssohle Notausgang rd. NHN -11,3 m
- UK Bauwerkssohle Notausgang rd. NHN -12,8 m
- Aushubniveau für Unterwasserbetonsohle ca. NHN -14,6 m
- Unterkante Schlitzwand ca. NHN -24,3 m

Die Baugrube für den Notausgang Gründgensstraße wird mit einer 1,5 m dicken Stahlbetonschlitzwand als vertikalem Baugrubenverbau im Unterwasseraushub mit rückverankerter Unterwasserbetonsohle erstellt.



Die Beschreibung des Bauablaufes in der Baugrube des Notausgangs Rübenkamp in Abschn. 9.7.1 gilt auch für den Notausgang Gründgensstraße.

9.11.2 Baugrund- und Grundwasserverhältnisse

Der Baugrund im Grundrissbereich des geplanten Notausgangs Gründgensstraße ist nach den Ergebnissen der Aufschlussbohrung B 68/17 wie folgt aufgebaut:

- Auffüllungen mit Schichtdicke rd. 2,6 m
- Geschiebelehm und -mergel der oberen Moräne, Schichtdicke rd. 4,7 m
- Wechsellagerung von Beckenschluff und Sand, Schichtdicke rd. 7,0 m
- drenthezeitlicher Geschiebemergel, Schichtdicke rd. 8,7 m
- drenthe- und elsterzeitliche Fein- bis Mittelsande, Schichtdicke >42 m

Innerhalb der elsterzeitlichen Sande wurde in einer Tiefe von rd. 62,4 m bis rd. 63,2 m unter GOK eine rd. 0,8 m dicke Einlagerung aus Lauenburger Ton angetroffen.

Die Konsistenz des Geschiebelehms bzw.-mergels der oberen Moräne ist steif und halbfest. Der Beckenschluff besitzen eine steife Konsistenz. Der darunter folgende drenthezeitliche Geschiebemergel weist eine überwiegend feste Konsistenz auf. Auf die Einlagerung von Steinen und Blöcken in und auf dem Geschiebemergel wurde bereits in Abschn. 9.1.2 hingewiesen.

Der schematische Baugrundaufbau ist dem geologischen Längsschnitt in der Anlage 022445/3.5 zu entnehmen. Einzelheiten gehen aus den Bohrprofilen der Aufschlussbohrungen und dem Diagramm der Drucksondierung in der Anlage 022445/4.29 hervor.

In der im Nahbereich eingerichteten Grundwassermessstelle GWM B 43 wurden im Zeitraum 2016 bis 2018 Grundwasserstände zwischen rd. NHN +14,36 m und NHN +15,18 m gemessen. Nach Abgleich mit den langzeitigen Messreihen der in der Umgebung vorhandenen amtlichen Grundwassermessstellen werden folgende Bemessungsgrundwasserstände festgelegt:



- Bauzeitlicher Bemessungswasserstand BGW NHN +15,5 m
- Endgültiger Bemessungswasserstand HGW NHN +16,5 m
bzw. mind. OK verbleibender Schlitzwandverbau

Bei der Analyse einer Grundwasserprobe aus der Messstelle GWM B 43 wurde keine Betonaggressivität festgestellt.

9.11.3 System und Bemessung des Baugrubenverbaues

Da im Grundrissbereich des Notausgangs bis in aufbruchssichere Tiefenlage und auch darunter kein durchgehend gering wasserdurchlässiger Boden ansteht, muss die Baugrube unter Wasser ausgehoben und mit einer durch Zugpfähle rückverankerten Unterwasserbetonsole gegen Auftrieb gesichert werden.

Der Schlitzwandverbau für die geplanten Baugrube ist nach den Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben der DGGT (EAB) in der aktuell gültigen Fassung mit dem Bemessungsprofil in der Anlage 022445/157 zu bemessen.

Die weiteren Angaben zur Bemessung der Baugrube, zur Herstellung der Schlitzwände und zur Rückverankerung der Unterwasserbetonsole sind den Abschn. 9.1.3 bis 9.1.5 zu entnehmen.

9.11.4 Baugrubenaushub

Der geplante Unterwasseraushub in der Baugrube des Notausgangs erfasst unter den sandigen Auffüllungen den oberen Geschiebelehm und Geschiebemergel, die Wechselagerung aus Beckenschluff und Sanden, den Geschiebemergel der unteren Drenthemoräne und die drenthezeitlichen Fein- bis Mittelsande.

Nach dem Bohrergebnis der B 68/17 ist der Drenthemergel in Schichtdicken von ca. 8,4 m unter Wasser auszuheben (siehe auch geologischen Schnitt in Anlage 022445/3.6). Bei der Planung der Arbeiten ist zu berücksichtigen, dass der Unterwasseraushub von Geschiebemergel mit überwiegend halbfester und fester Konsistenz sehr hohe Anforderungen an die ausführenden Geräte und den erforderlichen Tauchereinsatz stellt. Die Geräte- und



Personalressourcen sowie die einzuplanende Zeitdauer der Arbeiten müssen den v. g. besonderen Anforderungen gerecht werden (s. hierzu auch Abschn. 9.5.4).

9.11.5 Bauzeitliche Trockenhaltung und Auftriebssicherung

Nach Fertigstellung der Unterwasserbetonsohle, Lenzen der Baugrube, Verfüllung des Vortriebsbereiches mit Kunstboden und Rückbau des Kunstbodens und der Tübbinge nach Durchfahrt der Schildmaschine wird auf die Unterwasserbetonsohle eine rd. 0,3 m dicke Drän- und Ausgleichsschicht aus Einkornbeton aufgebracht, die mit Pumpensämpfen an die bauzeitliche Entwässerung angeschlossen wird. Die weiteren Angaben zur bauzeitlichen Trockenhaltung und Auftriebssicherung sind dem Abschn. 9.7.5 zu entnehmen.

Nach den Ergebnissen der Grundwasseranalysen aus der Messstelle GWM B 43 muss das bei der Wasserhaltung geförderte Grundwasser vor Einleitung in einen geeigneten Vorfluter gereinigt werden.

9.11.6 Trockenhaltung und Auftriebssicherheit des Notausgangs im Endzustand

Angaben zur Trockenhaltung des Notausgangsbauwerks gehen aus Abschn. 9.1.7 hervor. Die dauerhafte Auftriebssicherheit (Sicherheit gegen Aufschwimmen UPL nach EC 7) des Bauwerks im Endzustand ist ausschließlich durch das Eigengewicht des Bauwerks zu gewährleisten und für den Bemessungswasserstand von NHN +16,5 m (s. Abschn. 9.11.2) nachzuweisen.

9.11.7 Gründung und Bemessung des Notausgangs Gründungsstraße

Im Niveau rd. NHN -14,6 m (Unterkante Unterwasserbetonsohle) stehen nach den Bohrergebnissen gut tragfähige mindestens mitteldicht bis dicht gelagerte Sande an. Danach kann das Bauwerk über der Unterwasserbetonsohle auf einer Stahlbetonsohlplatte flach gegründet werden.

Die nach Unterlage 2.1 rd. 1,5 m dicke Stahlbetonsohlplatte des Notausgangs soll nach dem Bettungsmodulverfahren bemessen werden. Die Angaben zur Bemessung der Sohlplatte sind dem Abschn. 9.1.8 zu entnehmen.



9.11.8 Bauwerkssetzungen

Die zu erwartenden Setzungen werden unter Berücksichtigung der wirksam werdenden Aushubentlastung und des wirksamen Auftriebes in der Größenordnung von rd. $s \leq 0,5\text{-}1$ cm abgeschätzt. Die Setzungen werden i. W. im Zuge der Rohbauherstellung eintreten.

Zwischen den unterschiedlich belasteten Bereichen bzw. Mitte und Rand des Bauwerkes ist mit Setzungsunterschieden von $\Delta s \approx 0,5$ cm zu rechnen. Die theoretische Winkelverdrehung ist damit kleiner als $\tan \alpha = 1/500$ (Beginn von Haarrissbildungen im WU-Beton). Risseschäden in der Sohlplatte und in den aufgehenden tragenden Wänden aus Baugrundverformungen sind danach nicht zu erwarten.

9.12 Notausgang Fabriciusstraße

9.12.1 Geplantes Bauwerk und Baugrube

Nach Unterlage 2.1 weist der Notausgang Fabriciusstraße folgende geometrische Eckdaten auf:

- Geländeoberkante ca. NHN +17,4 m
- Baugrubenabmessungen rd. 24,1 m x 15,0 m
- Schienenoberkante (SOK) ca. NHN -9,7 m
- OK Bauwerkssohle Notausgang rd. NHN -13,2 m
- UK Bauwerkssohle Notausgang rd. NHN -14,7 m
- Aushubniveau für Unterwasserbetonsohle ca. NHN -16,5 m
- OK Schlitzwandbarette ca. NHN -17,0 m
- Unterkante Schlitzwand ca. NHN -23,9 m

Die Baugrube für den Notausgang Fabriciusstraße wird mit einer 1,2 m dicken Stahlbetonschlitzwand als vertikalem Baugrubenverbau im Unterwasseraushub mit rückverankerter Unterwasserbetonsohle erstellt.



Die Beschreibung des Bauablaufes in der Baugrube des Notausgangs Rübenkamp in Abschn. 9.7.1 gilt auch für den Notausgang Fabriciusstraße. Abweichend davon ist hier aufgrund der großen Tiefe des Notausgangs unter der Unterwasserbetonsohle eine zusätzliche Aussteifung durch Schlitzwandbarette erforderlich, um die horizontalen Verformungen der Baugrubenumschließung während des Unterwasseraushubs auf das in Abschn. 9.1.3 genannte maximale Maß zu begrenzen.

9.12.2 Baugrund- und Grundwasserverhältnisse

Der Baugrund im Grundrissbereich des geplanten Notausgangs Gründgensstraße ist nach den Ergebnissen der Aufschlussbohrungen B 73/17 und B 73-1/17 wie folgt aufgebaut:

- Auffüllungen mit Schichtdicke bis rd. 1,5 m
- saalezeitliche Sande und Kiese, Schichtdicke bis rd. 11,7 m
- drenthezeitlicher Geschiebemergel, Schichtdicke bis rd. 3,7 m
- Wechsellagerung von Beckenschluff und Sand, Schichtdicke rd. 2,0 m
- drenthezeitliche Fein- bis Mittelsande, Schichtdicke rd. 14,0 m
- Lauenburger Ton mit Feinsandstreifen, Schichtdicke rd. 28,0 m
- elsterzeitlicher Geschiebemergel mit Sandlagen, Schichtdicke >10 m

Die saalezeitlichen Sande und Kiese sind nach dem Ergebnis der ausgeführten Drucksondierung DS 23/17 bis in eine Tiefe von rd. 8 m unter GOK nur locker gelagert. Unterhalb dieser Tiefe steigt die Lagerungsdichte auf mitteldicht an.

Die Konsistenz des Geschiebemergels der Drenthemoräne ist steif. Auf die Einlagerung von Steinen und Blöcken in und auf dem Geschiebemergel wurde bereits in Abschn. 9.1.2 hingewiesen.

Die unter dem Geschiebemergel folgenden drenthezeitlichen Fein- bis Mittelsande sind nach dem Ergebnis der DS 23/17 dicht bis überwiegend sehr dicht gelagert.

Der Lauenburger Ton weist eine überwiegend halbfeste Konsistenz auf.



Der schematische Baugrundaufbau ist dem geologischen Längsschnitt in der Anlage 022445/3.6 zu entnehmen. Einzelheiten gehen aus den Bohrprofilen der Aufschlussbohrungen und dem Diagramm der Drucksondierung in der Anlage 022445/4.33 hervor.

In den im Nahbereich eingerichteten Grundwassermessstellen GWM B 46 und B 73-1/17 wurden im Zeitraum 2016 bis 2018 Grundwasserstände zwischen rd. NHN +15,09 m und NHN +15,77 m gemessen. Nach Abgleich mit den langzeitigen Messreihen der in der Umgebung vorhandenen amtlichen Grundwassermessstellen werden folgende Bemessungsgrundwasserstände festgelegt:

- Bauzeitlicher Bemessungswasserstand BGW NHN +16,5 m
- Endgültiger Bemessungswasserstand HGW NHN +17,0 m
bzw. mind. OK verbleibender Schlitzwandverbau

Bei der Analyse von Grundwasserproben aus den Messstellen GWM B 46 und GWM B 73-1/17 wurde keine Betonaggressivität festgestellt.

9.12.3 System und Bemessung des Baugrubenverbaues

Da im Grundrissbereich des Notausgangs in aufbruchsicherer Tiefenlage kein durchgehend gering wasser-durchlässiger Boden ansteht, muss die Baugrube unter Wasser ausgehoben und mit einer durch Zugpfähle rückverankerten Unterwasserbetonsohle gegen Auftrieb gesichert werden.

Der Schlitzwandverbau für die geplanten Baugrube ist nach den Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben der DGGT (EAB) in der aktuell gültigen Fassung mit dem Bemessungsprofil in der Anlage 022445/18 zu bemessen.

Die weiteren Angaben zur Bemessung der Baugrube, zur Herstellung der Schlitzwände und zur Rückverankerung der Unterwasserbetonsohle sind den Abschn. 9.1.3 bis 9.1.5 zu entnehmen.



9.12.4 Baugrubenaushub

Der geplante Unterwasseraushub in der Baugrube des Notausgangs erfasst unter den sandigen Auffüllungen die saalezeitlichen Sande und Kiese mit Steinanteilen, den Geschiebemergel, die geringmächtige Wechsellagerung aus Beckenschluff und Sand, die drenthezeitlichen Fein- bis Mittelsande und den oberen Horizont des Lauenburger Tons mit Feinsandstreifen.

Nach dem Bohrergebnis der B 73/17 ist der Drenthemergel in Schichtdicken von ca. 3,7 m unter Wasser auszuheben (siehe auch geologischen Schnitt in Anlage 022445/3.6). Zu dem hohen Aufwand beim Lösen und Fördern des Mergels unter Wasser wird auf die Beschreibung in Abschn. 9.5.4 verwiesen.

9.12.5 Bauzeitliche Trockenhaltung und Auftriebssicherung

Nach Fertigstellung der Unterwasserbetonsohle, Lenzen der Baugrube, Verfüllung des Vortriebsbereiches mit Kunstboden und Rückbau des Kunstbodens und der Tübbinge nach Durchfahrt der Schildmaschine wird auf die Unterwasserbetonsohle eine rd. 0,3 m dicke Drän- und Ausgleichsschicht aus Einkornbeton aufgebracht, die mit Pumpensämpfen an die bauzeitliche Entwässerung angeschlossen wird. Die weiteren Angaben zur bauzeitlichen Trockenhaltung und Auftriebssicherung sind dem Abschn. 9.7.5 zu entnehmen.

Nach den Ergebnissen der Grundwasseranalysen aus den Messstellen GWM B 73-1/17 und GWM B 46 muss das bei der Wasserhaltung geförderte Grundwasser vor Einleitung in einen geeigneten Vorfluter gereinigt werden.

9.12.6 Trockenhaltung und Auftriebssicherheit des Notausgangs im Endzustand

Angaben zur Trockenhaltung des Notausgangsbauwerks gehen aus Abschn. 9.1.7 hervor. Die dauerhafte Auftriebssicherheit (Sicherheit gegen Aufschwimmen UPL nach EC 7) des Bauwerks im Endzustand ist ausschließlich durch das Eigengewicht des Bauwerks zu gewährleisten und für den Bemessungswasserstand von NHN +17,0 m (s. Abschn. 9.12.2) nachzuweisen.



9.12.7 Gründung und Bemessung des Notausgangs Fabriciusstraße

Im Niveau rd. NHN -2,6 m (Unterkante Unterwasserbetonsohle) stehen nach den Bohrergebnissen gut tragfähige mindestens mitteldicht bis dicht gelagerte Sande an. Danach kann das Bauwerk über der Unterwasserbetonsohle auf einer Stahlbetonsohlplatte flach gegründet werden.

Die nach Unterlage 2.1 rd. 1,5 m dicke Stahlbetonsohlplatte des Notausgangs soll nach dem Bettungsmodulverfahren bemessen werden. Die Angaben zur Bemessung der Sohlplatte sind dem Abschn. 9.1.8 zu entnehmen.

9.12.8 Bauwerkssetzungen

Die zu erwartenden Setzungen werden unter Berücksichtigung der wirksam werdenden Aushubentlastung und des wirksamen Auftriebes in der Größenordnung von rd. $s \leq 0,5-1$ cm abgeschätzt. Die Setzungen werden i. W. im Zuge der Rohbauherstellung eintreten.

Zwischen den unterschiedlich belasteten Bereichen bzw. Mitte und Rand des Bauwerkes ist mit Setzungsunterschieden von $\Delta s \approx 0,5$ cm zu rechnen. Die theoretische Winkelverdrehung ist damit kleiner als $\tan \alpha = 1/500$ (Beginn von Haarrissbildungen im WU-Beton). Risseschäden in der Sohlplatte und in den aufgehenden tragenden Wänden aus Baugrundverformungen sind danach nicht zu erwarten.

9.13 Haltestelle Bramfeld

9.13.1 Geplantes Bauwerk und Baugrube

Nach Unterlage 2.1 weist die geplante Haltestelle Bramfeld mit der Hauptbaugrube und der anschließenden Teilbaugrube für den Ausgang West folgende geometrische Randbedingungen auf:

- Geländeoberkante ca. NHN +21,0 m bis ca. NHN +21,9 m
- Bauwerkslänge ca. 225 m
- Bauwerksbreite ca. 16 m (mittlerer Bahnsteigbereich) bzw. rd. 27 m bis rd. 44 m (Bereiche Schalterhallen)
- Schienenoberkante (SOK) ca. NHN +4,7 m, von NHN +3,5 m im Westkopf ansteigend



- OK Bauwerkssohle rd. NHN +4,0 m im mittleren und östlichen Bereich bzw. rd. NHN +2,9 m im Westteil
- UK Bauwerkssohle rd. NHN +2,0 m im mittleren und östlichen Bereich bzw. rd. NHN +0,9 m im Westteil
- OK Sohle für Durchziehvorgang mit Schildwiege rd. NHN -0,5 m, im Westteil abfallend auf rd. NHN -1,0 m
- UK Arbeitssohle im Kopfbereich rd. NHN -1,3 m, im Westteil abfallend auf rd. NHN -1,8 m
- Aushubniveau für Unterwasserbetonsohle ca. NHN -3,0 m, im Westteil abfallend auf rd. NHN -3,6 m
- Dicke der Unterwasserbetonsohle rd. 1,5 m
- UK Schlitzwand Hauptbaugrube rd. NHN -26,0 m
- OK Bauwerkssohle Straßenunterführung Ausgang West rd. NHN +13,4 m
- UK Bauwerkssohle Straßenunterführung Ausgang West rd. NHN +12,3
- Aushubniveau für Fußgängertunnel Ausgang West ca. NHN +12 m
- UK Schlitzwand Teilbaugrube Ausgang West rd. NHN -15 m

Die Haltestelle wird im Schutze eines vertikalen Baugrubenverbaues mit einer 1,2 m (Längsrichtung) bzw. 1,5 m (Stirnwände) dicken Stahlbetonschlitzwand im Unterwasser-aushub mit rückverankerter Unterwasserbetonsohle erstellt.

Die Hauptbaugrube wird mehrfach rückverankert bzw. aussteift und durch Schlitzwand- querschotte in einzelne Docks unterteilt. Die Anordnung der Steifen muss den erforderlichen Freiraum für den Durchzug der Schildmaschine berücksichtigen.

Zusätzlich wird zur Begrenzung der aushubbedingten Schlitzwandverformungen vorab im Niveau unter der späteren Unterwasserbetonsohle ein aussteifender Rost aus Düsenstrahlkörpern hergestellt. Tiefenlage und Geometrie der Rostkörper sind in dem geologischen Längsschnitt in Anlage 0225445/3.6 dargestellt. Die Düsenstrahlkörper liegen danach überwiegend in mindestens mitteldicht gelagerten Schmelzwassersanden bzw. teilweise im



Geschiebemergel. Einzelheiten zur Baugrundsichtung in diesen Horizonten gehen aus den Bohrprofilen in den Anlagen 022445/4.37 bis 4.40 hervor.

Auf der Unterwasserbetonsohle wird eine ca. 0,3 m dicke Drän- und Ausgleichsschicht aus Einkornbeton und darüber eine 0,8 m dicke Arbeitsohle mit Schildwiege für den Durchzug der Schildmaschine hergestellt. Nach Passieren des Vortriebs wird die Arbeitsebene bis zur Unterkante der endgültigen Bauwerkssohle im Niveau NHN +2,0 m im mittleren und östlichen Bereich bzw. rd. NHN +0,9 m im Westteil mit Füllbeton aufgefüllt und darauf die Bauwerkssohle hergestellt.

Die rd. 14 m höher liegende Teilbaugrube für die Straßenunterführung des westlichen Ausganges unter der Bramfelder Chaussee wird im Trockenaushub hergestellt. Hierzu wird die 0,8 m dicke Schlitzwandumschließung bis in das Niveau rd. NHN -15 m geführt und bindet damit voraussichtlich ca. 2-5 m in den im Untergrund anstehenden Lauenburger Ton ein. Die Baugrube wird einfach ausgesteift. Zur Sicherstellung einer ausreichenden Einbindung der Schlitzwand von mind. 2 m muss die Oberkante des Lauenburger Tons vor Baubeginn durch Ausführung ergänzender Baugrundaufschlüsse weiter erkundet werden.

Das Haltestellenbauwerk und der Ausgang West werden aus wasserundurchlässigem Beton als geschlossene Stahlbetonrahmen hergestellt, die durch ihr Eigengewicht im Endzustand auftriebssicher sind.

9.13.2 Baugrund- und Grundwasserverhältnisse

Der Baugrund im Bereich der Haltestelle Bramfeld ist nach den Ergebnissen der ausgeführten Aufschlussbohrungen von oben nach unten wie folgt aufgebaut:

- Auffüllungen, überwiegend sandig
- Geschiebelehm und Geschiebemergel der oberen Moräne
- saalezeitliche Sande und Kiese
- Geschiebemergel der drenthezeitlichen unteren Grundmoräne
- drenthezeitliche Sande



- oberer Lauenburger Ton
- Geschiebemergel der elsterzeitlichen Grundmoräne (auf der Nordseite des Haltestellen-
grundrisses angetroffen)
- elsterzeitliche Schmelzwassersande
- unterer Lauenburger Ton

Die oben aufgeführten Schichten sind im Grundrissbereich der geplanten Haltestelle Bramfeld bis auf den relativ geringmächtigen Geschiebemergel der elsterzeitlichen Grundmoräne durchgehend vorhanden, schwanken jedoch stark in den Tiefenlagen der Schichtgrenzen und den Schichtdicken.

Diese werden daher nachfolgend in ihren Schwankungsbreiten tabellarisch angegeben.

Tabelle 52 Schichtgrenzen und –dicken im Bereich Haltestelle Bramfeld

	Schichtoberkante in m unter GOK	Schichtbasis in m unter GOK	Schichtdicke in m
Auffüllungen	0	0,8 bis 3,3	0,8 bis 3,3
Oberer Geschiebelehm/ Geschiebemergel	0,75 bis 3,2	3,6 bis 8,4	0,4 bis 6,8
Saalezeitl. Sande u. Kiese	3,6 bis 8,4	9,0 bis 15,5	0,6 bis 9,9
Drenthemergel	9,0 bis 15,5	16,0 bis 28,3	5,2 bis 18,0
Drenthezeitliche Sande	16,0 bis 28,3	31,4 bis 39,0	4,3 bis 14,5
Oberer Lauenburger Ton	31,4 bis 39,0	37,2 bis 58,5	2,5 bis 24,0
Elsterzeitl. Geschiebemergel)*	37,5 bis 58,5	42,0 bis 61,0	0,7 bis 5,6
Elsterzeitliche Sande	37,0 bis 61,0	58,2 bis 84,3	12,6 bis 31,3
Unterer Lauenburger Ton	58,2 bis 84,3	nicht erbohrt	mehr als 1,2 bis 10,0

)* überwiegend nur im Nordteil der Fläche angetroffen

Die Zusammensetzung der einzelnen Schichten, die Lagerungsdichten der sandigen Böden und die Konsistenzen der bindigen und gemischtkörnigen Böden entsprechen etwa der Beschreibung der Baugrundverhältnisse in Abschn. 9.10.2.



Die Schichtdicken des oberen Lauenburger Tons nehmen insgesamt von West nach Ost ab. Der obere Lauenburger Ton ist bereichsweise stark sandig ausgebildet und mit vielen Feinsandlagen durchsetzt. Diese Bereiche sind im geologischen Schnitt in der Anlage 022445/3.6 optisch hervorgehoben und abgegrenzt.

Auch der untere Lauenburger Ton ist bereichsweise stark sandig ausgebildet und mit Feinsandlagen durchsetzt. Insgesamt ist der Lauenburger Ton in Zusammensetzung, Schichtmächtigkeit und Tiefenlage sehr wechselhaft ausgebildet. Die Oberkante des unteren Lauenburger Tons fällt von Osten nach Westen und von Norden nach Süden hin ab.

Einzelheiten zum Baugrundaufbau sind den Bohrprofilen und Drucksondierdiagrammen in den Anlagen 022445/4.37 bis 4.40 zu entnehmen. Einen Überblick über die Schichtenfolge gibt der schematische geologische Schnitt in der Anlage 022445/3.6, der die Baugrundsituation etwa auf der Nordseite der geplanten Baugrube darstellt.

In den im Nahbereich eingerichteten Grundwassermessstellen GWM B 77/17, B 80/17, B 7, B 61, B 86/17 und B 86-1/17 wurden im Zeitraum 2016 bis 2018 Grundwasserstände zwischen rd. NHN +15,04 m und NHN +17,02 m gemessen. Nach Abgleich mit den langzeitigen Messreihen der in der Umgebung vorhandenen amtlichen Grundwassermessstellen werden folgende Bemessungsgrundwasserstände festgelegt:

- Bauzeitlicher Bemessungswasserstand BGW NHN +17,0 m
- Endgültiger Bemessungswasserstand HGW NHN +18,0 m
bzw. mind. OK verbleibender Schlitzwandverbau

Bei den Analysen von Grundwasserproben aus den Messstellen GWM B 7, GWM B 61, GWM B 80/17 und GWM B 86-1/17 wurde keine Betonaggressivität festgestellt.

Die Analyse einer Probe aus der GWM B 86/17 (mittlerer Grundwasserleiter) ergab eine Expositionsklasse XA 1 aufgrund eines erhöhten Gehaltes an freier Kohlensäure von 24 mg/l. Die Analyse einer Probe aus der GWM B 77/17 (oberer Grundwasserleiter) ergab eine Expositionsklasse XA 2 aufgrund eines erhöhten Gehalts an freier Kohlensäure von



52 mg/l. Die Einstufung wurde bestätigt durch eine Nachanalyse vom 01.11.2018 mit einem Wert an freier Kohlensäure von 63 mg/l. Die Ergebnisse der Grundwasseranalysen sind bei der Auswahl des Betons für die erdberührten Bauteile und des Zementes für die Pfähle der Auftriebssicherung und der Rückverankerung zu berücksichtigen.

9.13.3 System und Bemessung des Baugrubenverbaues

Da der untere Lauenburger Ton als natürliche Horizontalabdichtung zu tief für die sichere Herstellung und Einbindung der Baugrubenschlitzwand liegt, der obere Lauenburger Ton aber für eine ausreichende hydraulische Aufbruchsicherheit bis zur geplanten Aushubsohle nicht tief genug liegt, muss die Baugrube für die Haltestelle im unteren Aushubbereich unter Wasser ausgehoben und mit einer Unterwasserbetonsohle gesichert werden. Da der unter den drenthezeitlichen Sanden erbohrte obere Horizont des Lauenburger Tons im Grundrissbereich der Baugrube durchgehend vorhanden ist, kann bei Herstellung der Baugrubenschlitzwand bis in ein Niveau von rd. NN -26 m ein Teilaushub bis ca. NN +3,0 m trocken erfolgen. Unterhalb dieses vor Ausführung statisch nachzuweisenden aufbruchsicheren Niveaus muss dann auf Unterwasseraushub mit einem Baugrubenwasserstand von mind. NHN +9 m umgestellt werden. Die Unterwasserbetonsohle wird mit Zugpfählen gegen Auftrieb gesichert.

Der Schlitzwandverbau für die geplanten Baugrube ist nach den Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben der DGGT (EAB) in der aktuell gültigen Fassung mit den Bemessungsprofilen in der Anlage 022445/20 (Westseite) bzw. 022445/21 (Ostseite) zu bemessen. Die Geltungsbereiche der beiden Bemessungsprofile gehen aus der Anlage 022445/14.19 hervor.

Die weiteren Angaben zur Bemessung der Baugrube, zur Herstellung der Schlitzwände und zur Rückverankerung der Unterwasserbetonsohlen sind den Abschn. 9.1.3 bis 9.1.5 zu entnehmen.

9.13.4 Bauzeitliche Rückverankerung der Baugrubenwände

Zur Freihaltung des erforderlichen Raumes für den Durchzug der Schildvortriebsmaschine ist zusätzlich zur Anordnung von Steifenlagen eine Rückverankerung der Schlitzwände mit



bauzeitlichen Litzenankern in mehreren Lagen vorgesehen. Die Verpresskörper werden im Geschiebemergel mit steifer bis fester Konsistenz und in mitteldicht bzw. dicht gelagerten Sanden angeordnet. Bei der Ausführung der Ankerbohrungen gegen drückendes Grundwasser müssen insbesondere in grundwasserführenden Sanden die in diesen Fällen erforderlichen Sicherheitsvorkehrungen gegen Bodenentzug und Baugrundauflockerungen bzw. -setzungen getroffen werden wie Einsatz von Preventern, angepasste Bohrverfahren etc.. Die Ankerbohrungen sind im Überlagerungsbohrverfahren z. B. mit Ausklinkkrone auszuführen.

Da der Baugrund nach den Ergebnissen der Baugrundaufschlüsse aus einer vertikal und lateral sehr unterschiedlich aufgebauten Wechselfolge aus Geschiebemergel und Sanden aufgebaut ist und zudem der Verlauf der Schichtung im Bereich der geplanten Ankerstrecken nicht genau bekannt ist, ist für die Vorbemessung der Verpresskörperlängen auch in möglichen Sandhorizonten die charakteristische Mantelreibung des Geschiebemergels anzusetzen.

Für die statische Bemessung können als charakteristische Mantelreibung über die Einbindelänge der Verpresskörper in den ausreichend tragfähigen Böden folgende Werte von $q_{s,k}$ angesetzt werden:

Tabelle 53 Werte der charakteristischen Mantelreibung im Bruchzustand für die Bemessung der bauzeitlichen Rückverankerung

Schicht	Charakteristische Mantelreibung $q_{s,k}$ (kN/m ²)
Sand, locker bis mitteldicht gelagert	120
Geschiebemergel, mind. steif	120

Zur Verbesserung der Ankertragfähigkeit sollen alle Anker mit geeignetem Quellzement hergestellt und mit mindestens drei Nachverpressröhrchen mit Austritten in gestaffelten Tiefen der Verpresskörper ausgerüstet und nachverpresst werden.



Die Krafteinleitungsstrecken der Anker sind insbesondere unter benachbarten Gebäuden so zu staffeln, dass ein Fangedammeffekt und damit eine konzentrierte örtliche Setzung vermieden wird. Bei Anordnung von Ankern unter Gebäuden ist die Zustimmung der Eigentümer einzuholen.

Die anstehenden Bodenarten sind dem schematischen geologischen Längsschnitt in der Anlage 022445/3.6 zu entnehmen. Einzelheiten gehen aus den Ergebnissen der Aufschlussbohrungen und der Drucksondierungen in den Anlagen 022445/4.37 bis 4.40 hervor.

9.13.5 Baugrubenaushub

Der geplante Baugrubenaushub in der Haltestellenbaugrube erfasst den oberen Geschiebelehm und Geschiebemergel, die saalezeitlichen Sande, den Geschiebemergel der unteren Drenthemoräne und in Teilflächen noch die oberen Bereiche der unter dem Drenthemergel anstehenden drenthzeitlichen Sande.

Der Bodenaushub in der Baugrube wird bis zum Niveau NHN +3,0 m als Trockenaushub und darunter im Unterwasseraushub ausgeführt.

Nach den Bohrergebnissen ist der Drenthemergel in Schichtdicken von bis zu ca. 6 m unter Wasser auszuheben (siehe geologischen Schnitt in Anlage 022445/3.6). Bei der Planung der Arbeiten ist zu berücksichtigen, dass der Unterwasseraushub von Geschiebemergel mit überwiegend halbfester und fester Konsistenz sehr hohe Anforderungen an die ausführenden Geräte und den erforderlichen Tauchereinsatz stellt und ein entsprechend hoher Bedarf an Geräten, Personal und Zeit einzukalkulieren ist. Die Geräte- und Personalressourcen sowie die einzuplanende Zeitdauer der Arbeiten müssen den v. g. besonderen Anforderungen gerecht werden (s. auch Abschn. 9.5.4).

Beim Trockenaushub in der Teilbaugrube für den Fußgängertunnel des Ausgangs West fallen unter den sandigen Auffüllungen im wesentlichen Sande und Kiese sowie örtlich in geringerem Umfang Geschiebelehm und Geschiebemergel an.



9.13.6 Bauzeitliche Trockenhaltung und Auftriebssicherung

In der Phase des Trockenaushubs bis rd. NHN +3,0 m muss das in den oberen Sanden anstehende Grundwasser dem Aushub vorausgehend durch Tiefbrunnen abgesenkt werden. Die Tiefbrunnen müssen zur Sicherstellung der hydraulischen Aufbruchssicherheit der Aushubsohle im Trockenaushub durch den Drenthemergel hindurch bis in die darunter anstehenden drenthezeitlichen Sande geführt werden. Spätestens wenn der Aushub den Drenthemergel erreicht, muss zusätzlich eine unterstützende offene Wasserhaltung mit Pumpensämpfen und Schmutzwasserpumpen eingeplant werden.

Zur Steuerung und Kontrolle der Absenkung in den oberen Sanden bzw. der Grundwasserdruckentspannung in den drenthezeitlichen Sanden sollen innerhalb der Baugrube Grundwassermessstellen eingerichtet werden, in denen die Wasserstände zusammen mit denen der vorhandenen Grundwassermessstellen außerhalb der Baugrube bis zur Beendigung der Wasserhaltung im Zuge der Umstellung auf Unterwasseraushub regelmäßig zu beobachten sind.

Nach Fertigstellung der Unterwasserbetonsohle und Lenzen der Baugrube wird eine rd. 0,3 m dicke Drän- und Ausgleichsschicht aus Einkornbeton aufgebracht, die mit Dränleitungen und Pumpensämpfen die bauzeitliche Entwässerung bilden. Die Pumpen müssen bis zum Erreichen einer ausreichenden Auftriebssicherheit des Bauwerkes betrieben werden. Hierzu sind die Pumpensämpfe mit Brunnentöpfen zunächst durch die Arbeitssohle und nach Durchzug der Tunnelvortriebsmaschine auch durch die Magerbetonverfüllung und die Bauwerkssohle zu führen. Das aus Schlitzwandfehlstellen zusickehende Restwasser ist zur geordneten Fassung und Abführung über Dränmatten zwischen Schlitzwand und Bauwerkswand in den Flächenfilter zu führen.

Zur bauzeitlichen Wasserhaltung in der Teilbaugrube für den Fußgängertunnel des Ausgangs West sind unter der Aushubebene, die voraussichtlich größtenteils in gut wasser-durchlässige Sande und Kiese einschneidet, Dränleitungen zu verlegen, die mit Pumpensämpfen durch die Bauwerkssohle zu führen sind.



Nach den Ergebnissen der Grundwasseranalysen aus den Messstellen GWM B 77/17, GWM B 80/17, GWM B 86/17 und GWM B 86-1/17 muss das bei der Wasserhaltung geförderte Grundwasser vor Einleitung in einen geeigneten Vorfluter gereinigt werden.

9.13.7 Trockenhaltung und Auftriebssicherheit des Haltestellenbauwerks im Endzustand

Angaben zur Trockenhaltung des Haltestellenbauwerks gehen aus Abschn. 9.1.7 hervor.

Die dauerhafte Auftriebssicherheit (Sicherheit gegen Aufschwimmen UPL nach EC 7) des Bauwerks im Endzustand ist durch das Eigengewicht des Bauwerks und Teile der Überschüttung zu gewährleisten und für den Bemessungswasserstand von NHN +18,0 m (s. Abschn. 9.13.2) bzw. mindestens bis zur dauerhaft verbleibenden Schlitzwandoberkante nachzuweisen.

9.13.8 Gründung und Bemessung des Haltestellenbauwerks und des Fußgängertunnels Ausgang West

Im Niveau rd. NHN -3,0 m bis NHN -3,6 m (Unterkanten der Unterwasserbetonsohle des Haltestellenbauwerks) stehen nach den Bohrerergebnissen gut tragfähige Böden aus Geschiebemergel mit mindestens halbfester Konsistenz bzw. mindestens mitteldicht gelagerten Sanden an. Danach kann das Bauwerk über der Unterwasserbetonsohle, der darauf hergestellten Arbeitssohle und dem nach Durchzug der Tunnelbohrmaschine darüber einzubauenden Füllbeton auf einer Stahlbetonsohlplatte flach gegründet werden.

Die nach Unterlage 2.1 rd. 2,0 m dicke Stahlbetonsohlplatte des Haltestellenbauwerks soll nach dem Bettungsmodulverfahren bemessen werden. Die Angaben zur Bemessung der Sohlplatte sind dem Abschn. 9.1.8 zu entnehmen.

Im Aushubniveau ca. NHN +12 m der Sohle für den Fußgängertunnel des Ausgangsbauwerks West stehen gut tragfähige Sande und Kiese bzw. örtlich auch Geschiebemergel mit mindestens steifer Konsistenz an. Damit kann auch diese auf einer Stahlbetonsohlplatte flach gegründet und analog zur tiefen Sohlplatte bemessen werden.



9.13.9 Bauwerkssetzungen

Für die gemäß Unterlage 2.2 angenommenen Sohlnormalspannungen zwischen rd. $\sigma = 120 \text{ kN/m}^2$ und rd. $\sigma = 273 \text{ kN/m}^2$ unter den Außenwänden und rd. $\sigma = 40 \text{ kN/m}^2$ bis $\sigma = 177 \text{ kN/m}^2$ im mittleren Bereich werden die zu erwartenden Setzungen unter Berücksichtigung der wirksam werdenden Aushubentlastung und des wirksamen Auftriebes in der Größenordnung von rd. $s \leq 0,5\text{-}1,5 \text{ cm}$ abgeschätzt. Die Setzungen werden i. W. im Zuge der Rohbauerstellung eintreten.

Zwischen den unterschiedlich belasteten Bereichen bzw. Mitte und Rand des Bauwerkes ist mit Setzungsunterschieden von $\Delta s \approx 1 \text{ cm}$ zu rechnen. Die theoretische Winkelverdrehung ist damit kleiner als $\tan \alpha = 1/500$ (Beginn von Haarrissbildungen im WU-Beton). Risseschäden in der Sohlplatte und in den aufgehenden tragenden Wänden aus Baugrundverformungen sind danach nicht zu erwarten.

9.14 Zielschacht

9.14.1 Geplantes Bauwerk und Baugrube

Nach Unterlage 2.1 weisen der geplante Zielschacht und der Notausgang Heukoppel am Streckenende folgende geometrische Randbedingungen auf:

- Geländeoberkante ca. NHN +21,0 m bis NHN +21,7 m
- Bauwerksabmessungen Zielschacht ca. 43 m x 18 m
- Schienenoberkante (SOK) ca. NHN +4,4 m
- OK Bauwerkssohle Notausgang rd. NHN +1,8 m
- UK Bauwerkssohle Notausgang rd. NHN +0,5 m
- OK Arbeitssohle für Schildbergung rd. NHN -0,8 m
- UK Arbeitssohle rd. NHN -1,6 m
- Aushubniveau für Unterwasserbetonsohle ca. NHN -3,4 m
- Dicke der Unterwasserbetonsohle rd. 1,5 m
- UK Schlitzwand Zielschacht ca. NHN -9,5 m



Der Zielschacht wird mit einer rd. 1,2 m bis 1,5 m dicken Stahlbetonschlitzwand als vertikalem Baugrubenverbau im Unterwasseraushub mit rückverankerter Unterwasserbetonsohle erstellt.

Die Baugrube erhält zunächst über und unter Wasser mehrere Aussteifungslagen sowie zusätzlich unter der Unterwasserbetonsohle eine weitere Aussteifung mit Schlitzwandbaretten. Die temporären Steifenlagen im Tiefenbereich der Schildmaschine müssen im Zuge des Lenzens der Baugrube durch eine Rückverankerung mit Litzenankern in mehreren Lagen ersetzt werden.

Auf der Unterwasserbetonsohle wird eine ca. 0,3 m dicke Drän- und Ausgleichsschicht aus Einkornbeton und darüber eine 0,8 m dicke Arbeitssohle für die Bergung der Schildmaschine hergestellt. Nach der Bergung wird die Arbeitsebene bis zur Unterkante der endgültigen Bauwerkssohle des Notausgangsbauwerks im Niveau NHN +1,0 m mit Füllbeton aufgefüllt und darauf die Bauwerkssohle hergestellt.

Das aus wasserundurchlässigem Beton herzustellende Notausgangsbauwerk wird aufgrund der für die Demontage der Schildmaschine erforderlichen Länge des Zielschachtes in drei Blöcke unterteilt. Es setzt sich zusammen aus zwei Blöcken mit einzelligem Rahmenquerschnitt mit Übergangskonstruktion zum Schildtunnel und dem Notausgangsbauwerk.

9.14.2 Baugrund- und Grundwasserverhältnisse

Der Baugrund im Bereich des Zielschachtes und des Notausgangs Heukoppel ist nach den Ergebnissen der ausgeführten Aufschlussbohrungen B 88/17, B 89/17 und B 90/17 von oben nach unten wie folgt aufgebaut:

- Auffüllungen, überwiegend sandig
- Geschiebelehm und Geschiebemergel der oberen Moräne
- saalezeitliche Sande und Kiese
- Geschiebemergel der drenthezeitlichen unteren Grundmoräne
- drenthezeitliche Sande



- oberer Lauenburger Ton
- Geschiebemergel der elsterzeitlichen Grundmoräne (auf der Nordseite des Haltestellengrundrisses angetroffen)
- elsterzeitliche Schmelzwassersande

Sandige Auffüllungen mit örtlichen Bauschuttanteilen wurden in den Bohrungen B 88/17 bis B 90/17 in Schichtdicken zwischen rd. 1,4 m und rd. 3,1 m angetroffen.

Unterhalb der Auffüllungen stehen bis in Tiefen zwischen rd. 9,4 m und 9,8 m unter GOK **Sande** unterschiedlicher Korngröße und **Kiese mit Steinanteilen** an, in die Geschiebelehm und Geschiebemergel in Schichtdicken von rd. 0,6 m bis rd. 2,9 m eingeschaltet bzw. aufgelagert ist.

Unter den v. g. Sanden und Kiesen folgt der **drenthezeitliche Geschiebemergel** in Schichtdicken zwischen rd. 10,3 m und rd. 21,1 m. Die Schichtbasis wurde in Tiefen zwischen rd. 20 m und rd. 31,3 m unter GOK erbohrt. Der Geschiebemergel weist eine mindestens steife bis halbfeste und zur Tiefe auch feste Konsistenz auf. In den Geschiebemergel der Moräne können entstehungsbedingt **Ton-, Schluff-, Sand- und Kiesschollen** sowie **Steine und Blöcke** (Findlinge) in unterschiedlicher Größe und Verteilung eingelagert sein. Insbesondere auf der Mergeloberkante ist mit einer örtlich konzentrierten Ansammlung von Steinen unterschiedlicher Größe zu rechnen.

Im mittleren und östlichen Teil des Zielschachtes wurde unter dem Drenthemergel ein rd. 6 m (B 90/17) bzw. rd. 9,4 m (B 89/17) mächtiger **Fein- bis Mittelsand** angetroffen, der von **Lauenburger Ton** unterlagert wird. Die Sande sind mindestens mitteldicht gelagert. Der Lauenburger Ton wurde in der Bohrung B 90/17 in einer Schichtdicke von rd. 3,2 m angetroffen. Die Schichtdicke steigt nach Osten bis zur B 89/17 auf rd. 13 m an bzw. streicht nach Westen hin aus. In der Bohrung B 88/17 am westlichen Rand des Zielschachtes wurde der Ton nicht mehr angetroffen. Die Konsistenz des Lauenburger Tons ist nach den Bohrergebnissen überwiegend halbfest bzw. örtlich auch steif.



Unter dem Lauenburger Ton bzw. in der B 88/17 direkt unter dem Drehtemergel wurden bis zur Aufschlusstiefe von rd. 60 m unter GOK **elsterzeitliche Sande** mit wechselhafter Korngrößenverteilung angetroffen, in die in unterschiedlichen Schichtdicken **elsterzeitlicher Geschiebemergel** eingeschaltet ist. Der Geschiebemergel weist eine überwiegend halbfeste bis feste bzw. örtlich eine steif bis halbfeste Konsistenz auf. Die Angaben zur Zusammensetzung des Drenthemergels gelten auch für den tiefen elsterzeitlichen Mergel. Die elsterzeitlichen Sande weisen erfahrungsgemäß eine mindestens mitteldichte, überwiegend aber eine dichte bis sehr dichte Lagerung auf.

Einen schematischen Überblick über die Schichtenfolge gibt der geologische Schnitt in der Anlage 022445/3.6. Einzelheiten zum Baugrundaufbau gehen aus den Borhprofilen und Drucksondierdiagrammen in der Anlage 022445/4.42 hervor.

In den im Nahbereich eingerichteten Grundwassermessstellen GWM B 89/17 (mittlerer Grundwasserleiter) und GWM B 89-1/17 (oberer Grundwasserleiter) wurden im Zeitraum Januar bis Juli 2018 Grundwasserstände zwischen rd. NHN +18,52 m und NHN +19,22 m (GWM B 89/17) bzw. zwischen rd. NHN +16,30 m und rd. NHN +16,54 m (GWM B 89-1/17) gemessen. Nach Abgleich mit der langzeitigen Messreihe der in der Umgebung vorhandenen amtlichen Grundwassermessstelle 5955 werden folgende Bemessungsgrundwasserstände festgelegt:

- Bauzeitlicher Bemessungswasserstand BGW NHN +20,0 m
- Endgültiger Bemessungswasserstand HGW NHN +21,0 m
bzw. mind. OK verbleibender Schlitzwandverbau

Bei der Analyse einer Grundwasserprobe aus der Messstelle GWM B 89-1/17 aus dem oberen Leiter wurde keine Betonaggressivität festgestellt. Eine Analyse an der Probe aus der im mittleren Leiter ausgefilterten GWM B 89-1/17 ergab eine Expositionsklasse XA 1 aufgrund eines erhöhten Sulfatgehaltes von 381 mg/l.



Die Ergebnisse der Grundwasseranalysen sind bei der Auswahl des Betons für die erdberührten Bauteile und des Pfahlzementes der Auftriebssicherung und der Rückverankerung zu berücksichtigen.

9.14.3 System und Bemessung des Baugrubenverbaues

Da im Grundrissbereich des Zielschachtes in aufbruchsicherer Tiefenlage kein durchgehend gering wasser-durchlässiger Boden ansteht, muss die Baugrube für den Zielschacht unter Wasser ausgehoben und mit einer Unterwasserbetonsohle gesichert werden. Die Unterwasserbetonsohle wird mit Zugpfählen gegen Auftrieb gesichert.

Der Schlitzwandverbau für die geplanten Baugrube ist nach den Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben der DGGT (EAB) in der aktuell gültigen Fassung mit dem Bemessungsprofil in der Anlage 022445/22 zu bemessen.

Die weiteren Angaben zur Bemessung der Baugrube, zur Herstellung der Schlitzwände und zur Rückverankerung der Unterwasserbetonsohle sind den Abschn. 9.1.3 bis 9.1.5 zu entnehmen.

9.14.4 Bauzeitliche Rückverankerung der Baugrubenwände

Zur Freihaltung des erforderlichen Raumes für den Einzug und die Demontage der Schildvortriebsmaschine ist als Ersatz für die zunächst eingebauten temporären Steifenlagen eine Rückverankerung der Schlitzwände mit bauzeitlichen Litzenankern in mehreren Lagen vorgesehen. Die Verpresskörper werden im Geschiebemergel mit steifer bis fester Konsistenz sowie teilweise in mitteldicht bzw. dicht gelagerten Sanden angeordnet. Für die Herstellung der Anker gegen drückendes Grundwasser gelten die Hinweise in Abschn. 9.13.4 entsprechend.

Für die statische Bemessung können als charakteristische Mantelreibung über die Einbindelänge der Verpresskörper in den ausreichend tragfähigen Böden in der Tabelle 53 in Abschn. 9.13.4 aufgeführten Werte von $q_{s,k}$ angesetzt werden. Da der Baugrund nach den Ergebnissen der Baugrundaufschlüsse aus einer vertikal und lateral sehr unterschiedlich aufgebauten Wechselfolge aus Geschiebemergel und Sanden aufgebaut ist und zudem der



Verlauf der Schichtung im Bereich der geplanten Ankerstrecken nicht genau bekannt ist, ist für die Vorbemessung der Verpresskörperlängen auch in möglichen Sandhorizonten die charakteristische Mantelreibung des Geschiebemergels anzusetzen.

Die anstehenden Bodenarten sind dem schematischen geologischen Längsschnitt in der Anlage 022445/3.6 zu entnehmen. Einzelheiten gehen aus den Bohrprofilen der Aufschlussbohrungen und den Diagrammen der Drucksondierungen in der Anlage 022445/4.42 hervor.

9.14.5 Baugrubenaushub

Der geplante Unterwasseraushub in der Zielschachtbaugrube erfasst die sandigen Auffüllungen, den oberen Geschiebelehm und Geschiebemergel, die saalezeitlichen Sande und Kiese mit Steinanteilen, den Geschiebemergel der unteren Drenthemoräne und die oberen Bereiche der unter dem Drenthemergel anstehenden drenthzeitlichen Sande.

Nach den Bohrergebnissen ist der Drenthemergel in Schichtdicken von bis zu ca. 15 m unter Wasser auszuheben (siehe geologischen Schnitt in Anlage 022445/3.6). Bei der Planung der Arbeiten ist zu berücksichtigen, dass der Unterwasseraushub von Geschiebemergel mit überwiegend halbfester und fester Konsistenz sehr hohe Anforderungen an die ausführenden Geräte und den erforderlichen Tauchereinsatz stellt und ein entsprechend hoher Bedarf an Geräten, Personal und Zeit einzukalkulieren ist (s. auch Abschn. 9.5.4).

9.14.6 Bauzeitliche Trockenhaltung und Auftriebssicherung

Nach Fertigstellung der Unterwasserbetonsohle und Lenzen der Baugrube wird eine rd. 0,3 m dicke Drän- und Ausgleichsschicht aus Einkornbeton aufgebracht, die mit Dränleitungen und Pumpensämpfen die bauzeitliche Entwässerung bildet. Die Pumpen müssen bis zum Erreichen einer ausreichenden Auftriebssicherheit des Bauwerkes betrieben werden. Hierzu sind die Pumpensämpfe mit Brunnentöpfen zunächst durch die Arbeitssohle und nach Demontage der Tunnelvortriebsmaschine auch durch die Magerbetonverfüllung und die Bauwerkssohle zu führen. Das aus Schlitzwandfehlstellen zusickernde Restwasser ist zur geordneten Fassung und Abführung über Dränmatten zwischen Schlitzwand und Bauwerkswand in den Flächenfilter zu führen.



Nach den Ergebnissen der Grundwasseranalysen aus den Messstellen GWM B 89/17 und GWM B 89-1/17 muss das bei der Wasserhaltung geförderte Grundwasser vor Einleitung in einen geeigneten Vorfluter gereinigt werden.

9.14.7 Trockenhaltung und Auftriebssicherheit des Notausgangs Heukoppel im Endzustand

Angaben zur Trockenhaltung des Haltestellenbauwerks gehen aus Abschn. 9.1.7 hervor.

Die dauerhafte Auftriebssicherheit (Sicherheit gegen Aufschwimmen UPL nach EC 7) des Bauwerks im Endzustand ist ausschließlich durch das Eigengewicht des Bauwerks zu gewährleisten und für den Bemessungswasserstand von NHN +21,0 m (s. Abschn. 9.14.2) nachzuweisen.

9.14.8 Gründung und Bemessung des Notausgangs Heukoppel

Im Niveau rd. NHN -3,4 m (Unterkante der Unterwasserbetonsohle des Notausgangs) stehen nach den Bohrerergebnissen gut tragfähige Böden aus Geschiebemergel mit mindestens halbfester Konsistenz bzw. mindestens mitteldicht gelagerten Sanden an. Danach kann das Bauwerk über der Unterwasserbetonsohle, der darauf hergestellten Arbeitsohle und dem nach Demontage der Tunnelbohrmaschine darüber einzubauenden Füllbeton auf einer Stahlbetonsohlplatte flach gegründet werden.

Die nach Unterlage 2.1 rd. 1,2 m dicke Stahlbetonsohlplatte des Notausgangs soll nach dem Bettungsmodulverfahren bemessen werden. Die Angaben zur Bemessung der Sohlplatte sind dem Abschn. 9.1.8 zu entnehmen.

9.14.9 Bauwerkssetzungen

Die zu erwartenden Setzungen werden unter Berücksichtigung der wirksam werdenden Aushubentlastung und des wirksamen Auftriebes in der Größenordnung von rd. $s \leq 0,5-1,5$ cm abgeschätzt. Die Setzungen werden i. W. im Zuge der Rohbauherstellung eintreten.

Zwischen den unterschiedlich belasteten Bereichen bzw. Mitte und Rand des Bauwerkes ist mit Setzungsunterschieden von $\Delta s \approx 1$ cm zu rechnen. Die theoretische Winkelverdrehung ist damit kleiner als $\tan \alpha = 1/500$ (Beginn von Haarrissbildungen im WU-Beton).



Risseschäden in der Sohlplatte und in den aufgehenden tragenden Wänden aus Baugrundverformungen sind danach nicht zu erwarten.

10. Weitere Hinweise zur Bauausführung

10.1 Wassermanagement und Herstellung der Unterwasserbetonsohlen

Zur Vermeidung hydraulisch bedingter Auflockerungen der bereichsweise im Untergrund anstehenden Sande unter den geplanten Aushubsohlen ist der Wasserstand in den Teilbaugruben während des Aushubs und der folgenden Arbeiten bis zur Aushärtung der Unterwasserbetonsohlen immer mit einem ausreichenden Sicherheitszuschlag ($w_{\text{ü}}$ mind. 1,0 m) über dem bauzeitlich zu erwartenden Grundwasserdruckniveau des Grundwasserleiters zu halten. In den einzelnen Baugruben sind die festgelegten Mindestwasserstände für den Baubetrieb deutlich zu kennzeichnen und mithilfe einer geeigneten Standleitung immer einzuhalten.

Die Einhaltung der v. g. Vorgaben ist durch eine kontinuierliche Überwachung und Dokumentation der Baugrubenwasserstände und der Grundwasserstände in den vorhandenen sowie ggf. neu einzurichtenden Grundwassermessstellen sicherzustellen. Die Überwachung dient insbesondere der Sicherstellung einer ausreichenden Tragfähigkeit der Zugpfähle für die Auftriebssicherheit der Unterwasserbetonsohlen im Bauzustand sowie einer Minimierung der Bauwerkssetzungen im Endzustand.

Vor dem Einbau des Unterwasserbetons ist eine Überprüfung der Aushubsohle erforderlich, bei der mit Taucherhilfe die ausreichende Entfernung des Schlammes zu kontrollieren ist, der sich u. a. aus der aushubbedingten Aufladung des Wassers mit Schwebstoffen sowie ggf. aus der Rücklauf suspension bei der Herstellung der Rückverankerung in der fertiggestellten Baugrube bildet.

Während des Betoniervorgangs ist die sich vor der Betonierfront bildende Schlammwalze durch Taucher abzusaugen, um Schlammeneinschlüsse im Beton und damit mögliche Fehlstellen zu vermeiden. Auch in dieser Herstellungsphase muss auf die Einhaltung des Mindestwasserstandes in der Baugrube geachtet werden.



Nach Aushärtung der Unterwasserbetonsohle wird durch Absenken des Baugrubenwasserspiegels und Messung der ggf. zulaufenden Wassermenge die Dichtigkeit des Systems Schlitzwandverbau und Unterwasserbetonsohle geprüft. Undichte Bereiche müssen mit geeigneten Verfahren und Taucherhilfe festgestellt und nachgedichtet werden.

Die zulässige Restwasserrate der technisch wasserdichten Schlitzwandumschließungen sollte vertraglich auf rd. $1 \text{ l/s} \cdot 1.000 \text{ m}^2$ benetzter Wandfläche in Höhe der grundwasserführenden Sande begrenzt werden. Unabhängig davon sind Fehlstellen in den freigelegten Ansichtsflächen der Schlitzwände soweit technisch möglich nachzudichten.

10.2 Überschüttung der Bauwerke

Für die Überschüttung der fertiggestellten Bauwerke und einen ggf. erforderlichen Austausch von geringtragfähigen Böden sind geeignete Sande (SE/SW) mit max. 5 Gew.-% Schluffanteil zu verwenden, die lagenweise auf eine mindestens mitteldichte bis dichte Lagerung verdichtet einzubauen sind.

Die erreichte Verdichtung ist mit der leichten Rammsonde DPL-5 nach DIN 4094-3 zu kontrollieren. Unter einer oberflächigen Störzone von rd. 0,4 m, in der die Schlagzahlen ansteigen sollen, sind Schlagzahlen auf 10 cm Eindringtiefe der Sonde von im Mittel $N_{10} \geq 12$ bzw. mindestens $N_{10} = 10$ zu erreichen. Bei größeren Einbauhöhen sind die Verdichtungsprüfungen spätestens nach Teileinbauhöhen von bis zu 4 m auszuführen, um bei nicht ausreichendem Ergebnis eine Nachverdichtung zu ermöglichen.

Vor einer Überbauung bzw. der Anlage von Verkehrs- oder Parkflächen sind die Überschüttungen zu fluten, um die ggf. auftretenden Sackungen der trocken eingebauten Füllsande zufolge der Wassersättigung vorwegzunehmen. Die Sackungen können eine Größenordnung von mehreren Zentimetern erreichen.

10.3 Baubegleitende Messungen

In allen Bereichen, in denen verformungsempfindliche Bauteile, Einrichtungen oder Leitungen im Einflussbereich der Baugruben liegen, sind im Hinblick auf die großen Verbau- und Aushubtiefen Inklinometermessungen zur Kontrolle der horizontalen Verformungen der Baugrubenwände bei den verschiedenen Aushub- und Verfüllungszuständen



durchzuführen. Hierzu sind die Inklinometermessrohre im Vorwege in die Schlitzwände wenn möglich bis zu deren Unterkante einzubetonieren. Sofern die Bewehrungskörbe der Schlitzwandlamellen nicht bis zu deren Unterkante reichen, sind in den Lamellen, in denen Inklinometerrohre eingebaut werden sollen, entsprechend verlängerte Bewehrungskörbe vorzusehen.

Zeitgleich mit den Inklinometernullmessungen empfehlen wir, auch jeweils die Kopfpunkte der Inklinometerrohre geodätisch lagemäßig einmessen zu lassen.

Die Grundwasserstände außerhalb der wasserdichten Baugruben sind während der Bauzeit durch regelmäßige Grundwasserstandsmessungen in den vorhandenen sowie ggf. nach Vorgabe der zuständigen Genehmigungsbehörde zusätzlich neu einzurichtenden Grundwassermessstellen zu beobachten. Die einzuhaltenden Messabstände werden im Zuge der Genehmigung der Grundwasserabsenkung innerhalb der Baugruben durch die zuständige Abteilung der Behörde für Umwelt und Energie vorgegeben.

10.4 Geotechnische Bauüberwachung

Die Herstellung von Baugrubenschlitzwänden, die in einen naturdichten Untergrund einbinden und einen vollständigen oder teilweisen Trockenaushub auch unterhalb des Grundwasserniveaus ermöglichen, muss bezüglich der sicheren Einbindung in den bindigen Baugrund durch den geotechnischen Sachverständigen überwacht werden.

Die im Zuge der Rückverankerungen der Unterwasserbetonsohlen durchzuführenden Probelastungen der Zugpfähle sind ebenfalls durch den geotechnischen Sachverständigen zu überwachen und auszuwerten.

Es wird empfohlen, auch die Herstellung und Überprüfung der bauzeitlichen Rückverankerungen der Baugrubenschlitzwände zumindest in den Bereichen, in denen gegen drückendes Wasser gebohrt werden muss, durch den geotechnischen Sachverständigen überwachen zu lassen.



Auch die im Trockenaushub hergestellten Gründungsebenen von Bauwerken sind durch den geotechnischen Sachverständigen bezüglich der ausreichenden Tragfähigkeit zu überprüfen und abzunehmen.

10.5 Zustandsfeststellung

Zur Dokumentation des vorhandenen baulichen Zustandes ist eine Zustandsfeststellung der im Einflussbereich der offenen Baugruben liegenden Gebäude, Anlagen und Einrichtungen erforderlich.

11. **Beurteilung der Auswirkungen des Bauvorhabens auf die hydrogeologischen Verhältnisse in der Umgebung**

11.1 Tübbingtunnel

Der mit der Summe seiner Teilabschnitte zwischen den offenen Baugruben für Start- und Zielschacht, den Haltestellenbauwerken und Notausgängen insgesamt ca. 3.300 m lange Tübbingtunnel mit einem Durchmesser von rd. 11 m verläuft überwiegend innerhalb gering wasserdurchlässiger Böden aus Geschiebemergel und Beckenschluff sowie in den Mergel eingeschlossenen Sandlinsen und -lagen.

In den insgesamt ca. 1.200 m langen Teilstrecken (von ca. km 2,1+50 bis km 2,5+50, ca. km 3,1+50 bis km 3,4+50 sowie ca. km 3,6+50 bis km 4,1+50), in denen er teilweise oder ganz innerhalb grundwasserführender Sande liegt, sperrt er den Grundwasserleiter nicht ab und kann über- oder unterströmt werden (siehe hierzu die geologischen Längsschnitte in den Anlagen 022445/3.3 bis 3.6). Zudem verläuft die Trassenachse etwa parallel bzw. im Bereich der Abstellanlage Bramfeld diagonal zur Fließrichtung des Grundwassers, so dass insgesamt keine nennenswerten Beeinträchtigungen der Grundwasserfließverhältnisse durch den geplanten Tübbingtunnel gegeben sind.

11.2 Offene Baugruben

Die Baugruben für die **Haltestelle City Nord** mit der anschließenden **Abstellanlage** und der **Trogstrecke** bis zur Haltestelle Sengelmannstraße werden im Schutze einer umlaufenden, technisch wasserdichten Verbauwand mit Einbindung in den Geschiebemergel



trocken ausgehoben. Die Verbauwände sperren über eine Länge von ca. 800 m und eine Breite zwischen rd. 11 m und rd. 43 m den oberen Grundwasserleiter ab.

Bei verhinderten Um-, Über- und Unterströmungsmöglichkeiten kann es generell zu Grundwasserstands-/Grundwasserdruckhöhenveränderungen im Nahbereich eines Bauwerkes kommen. Das Ausmaß hängt im Wesentlichen von der Länge des Baukörpers, dem vorhandenen hydraulischen Gefälle und der Mächtigkeit des Grundwasserleiters ab. Zur Abschätzung der theoretisch möglichen Veränderung der Grundwasserdruckhöhe wurden von uns Berechnungen gemäß den Ansätzen von SCHNEIDER (Die Bautechnik 02/1981, S. 67-69) durchgeführt. Dazu wird der durch die Verbauwand abgesperrte 800 m lange Baugrubenabschnitt betrachtet. Das Grundwasser im Leiter steht zufolge der Überdeckung durch die gering wasserdurchlässigen Böden der oberen Fuhlsbüttler bzw. Niendorfer Moräne und darunter folgenden Beckenschlufflagen insbesondere im nördlichen Teil der Baugrubenumschließung überwiegend gespannt an. Bei einer Druckerhöhung des Grundwasserspiegels zufolge des zu erwartenden Aufstaus verhindert der bindige Boden der Niendorfer Moräne eine Erhöhung des freien Grund- bzw. Stauwasserspiegels in den Sanden und den sandigen Auffüllungen oberhalb des Mergels.

Im südlichen Teil der Baugrube liegt die Basis der bindigen Deckschicht bereichsweise oberhalb des dann freien Grundwasserspiegels. Für die Abschätzung der möglichen Größe der Druckerhöhung im Grundwasserleiter wird der ungünstigste Fall einer senkrecht zur Bauwerksachse auf die Verbauwand ausgerichteten Grundwasseranströmung angenommen. Das für die Abschätzung ebenfalls erforderliche maximale hydraulische Grundwasserdruckgefälle im Anstrombereich wird dem Grundwassergleichenplan Max 2008 der Behörde für Umwelt und Energie Hamburg mit $I = 0,0029$ entnommen. Bei den v. g. ungünstigen Randbedingungen ergibt sich rechnerisch eine maximale Anhebung des Grundwasserdruckniveaus von rd. $h = 1,2$ m im mittleren Bereich des absperrenden Baugrubenabschnitts in Höhe der geplanten Abstellanlage. Auf der gegenüber liegenden Bauwerksseite ist mit einer gleich großen theoretischen Absenkung des Grundwasserstandes bzw. der Grundwasserdruckhöhe zu rechnen. Mit zunehmender seitlicher Entfernung hiervon ergeben sich niedrigere Beträge der Grundwasserdruckerhöhung/-verminderung. Damit verringern sich



die Grundwasserflurabstände bzw. die Flurabstände der gespannten Grundwasserdruckhöhen im mittleren Bereich der Baugrubenwand im ungünstigsten Fall von ca. 6 m auf ca. 4,8 m. Im Zuge der weiteren Planung ist zu prüfen, ob sich hieraus für die im Einflussbereich liegenden Gebäude am Überseering Beeinträchtigungen ergeben. Es wird empfohlen, mit ausreichendem zeitlichen Vorlauf vor Beginn der Bauarbeiten im Einflussbereich der möglichen Grundwasserdruckerhöhung Grundwassermessstellen mit elektronischen Datenloggern zu installieren und den Verlauf der Grundwasserganglinien vor und während der Baumaßnahmen zu dokumentieren.

Die **Trog- und Tunnelstrecke von der Sengelmanstraße bis zum Startschacht** mit dem integrierten **Überwerfungsbauwerk der U1** wird im Schutze von Schlitzwänden in offener Bauweise erstellt. Hierbei werden die saalezeitlichen Sande oberhalb des Beckenschluffs bzw. Beckentons und des Geschiebemergels auf einer Länge von ca. 300 m abgesperrt (siehe Anlage 022445/3.2). Grundwasserführend ist dieser oberste Leiter nur westlich der Trogstrecke, wo seine Basis unter das Grundwasserspiegelniveau von ca. 10 m unter GOK abtaucht. Der abgesperrte Bereich ist nahezu vollständig trocken. Der tiefere Bereich der Baugrubenschlitzwände liegt innerhalb der saalezeitlichen Geschiebemergelhorizonte und der von ihnen eingeschlossenen Sandzwischen-schichten. Danach ergeben sich aus der Anordnung der Baugrubenschlitzwände keine nennenswerten nachteiligen Beeinflussungen der Grundwasserfließverhältnisse.

Der Schlitzwandverbau für die **Haltestelle Nordheimstraße** bindet auf einer Länge von ca. 178 m und einer Breite zwischen rd. 18 m im Osten bzw. ca. 100 m im Bereich der westlichen Ausgangsflügel bis in das Niveau rd. NHN -18,5 m in den im Untergrund anstehenden Geschiebemergel der Drenthemoräne mit örtlich eingeschlossenen Sandlinsen ein und sperrt damit den obersten Grundwasserleiter ab. Dieser ist zwischen der oberen Niendorfer Moräne und der Drenthemoräne mit einer relativ geringen Schichtstärke zwischen rd. 3 m und rd. 7 m aus Fein- bis Mittelsanden mit Beckenschlufflagen aufgebaut. Der Grundwasserspiegel liegt in ca. 6 m Tiefe unter GOK. Die Baugrube liegt mit ihrer Längsachse etwa parallel zur Grundwasserfließrichtung, kann beidseits umströmt werden und bildet damit nur ein geringfügiges Hindernis für das vorhandene relativ geringe Grundwasserfließgefälle.



Der Schlitzwandverbau für die **Haltestelle Steilshoop** ist zweigeteilt. Die westliche Teilfläche bindet auf einer Länge von ca. 66 m und einer Breite von ca. 33 m bis in das Niveau rd. NHN -23,5 m in den im Untergrund anstehenden Lauenburger Ton ein, so dass die Teilbaugrube im Trockenaushub hergestellt werden kann. Für den im Ostteil vorgesehenen Unterwasseraushub wird die Schlitzwand auf einer Länge von rd. 143 m und einer Breite zwischen rd. 18 m und rd. 33 m nur bis in das Niveau rd. NHN -6,0 m geführt.

Der durch den Schlitzwandverbau abgesperrte oberste Grundwasserleiter liegt zwischen der oberen Niendorfer Moräne und einer auf der Drenthemoräne auflagernden Schichtenfolge aus Beckenschluff mit Sandeinschlüssen. Er ist mit einer relativ geringen Schichtdicke zwischen rd. 3 m und rd. 7 m aus teils schluffigen Fein- bis Mittelsanden mit Schlufflagen und entsprechend geringer Wasserdurchlässigkeit aufgebaut. Da der Grundwasserspiegel in ca. 10 m Tiefe unter GOK liegt, sind nur die unteren ca. 1-2 m des Leiters wasserführend (siehe Anlage 022445/3.5). Die Baugrube liegt mit ihrer Längsachse etwa parallel zur Grundwasserfließrichtung, kann beidseits umströmt werden und bildet damit nur ein geringfügiges Hindernis für das vorhandene relativ geringe Grundwasserfließgefälle.

Die tiefe Schlitzwand der westlichen Teilfläche sperrt mit ihren Abmessungen von rd. 66 m x 33 m eine Teilfläche des mittleren Grundwasserleiters ab, der zwischen der Drenthemoräne und dem unterlagernden Lauenburger Ton in einer Schichtdicke zwischen ca. 3 m und 13 m aus drenthezeitlichen Sanden gebildet wird (siehe Anlage 022445/3.5). Auch die abgesperrte Teilfläche des mittleren Leiters kann vom Grundwasser beidseits umströmt werden und bildet kein nennenswertes Hindernis für das vorhandene relativ geringe Grundwasserfließgefälle, zumal im Ostteil der Baugrube der mittlere Leiter bereits durch eine in der Bohrung B 62-3/17 aufgeschlossene Rinnenfüllung aus Geschiebemergel nahezu abgedichtet ist.

Der Schlitzwandverbau für die **Haltestelle Bramfeld** bindet auf einer Länge von ca. 225 m und einer Breite zwischen rd. 16 m bis rd. 44 m bis in das Niveau rd. NHN -26,0 m in den im Untergrund anstehenden Geschiebemergel der Drenthemoräne und dem darunter anstehenden oberen Schichthorizont des Lauenburger Tons ein und sperrt damit auf dieser Fläche den obersten und den mittleren Grundwasserleiter ab (siehe Anlage 022445/3.6).



Der oberste Leiter ist zwischen der oberen Niendorfer Moräne und der Drenthemoräne mit einer geringen Schichtdicke zwischen rd. 0,6 m und max. rd. 8 m überwiegend aus Fein- bis Mittelsanden mit örtlichen Schlufflagen und nur vereinzelt örtlich aus Mittel- bis Grobsanden aufgebaut. Die Grundwasserspiegelhöhe des gespannten Grundwasserleiters liegt in ca. 4-5 m Tiefe unter GOK.

Der mittlere Leiter zwischen dem Drenthemergel und dem oberen Lauenburger Ton wird in einer Schichtdicke zwischen ca. 10 m und 14 m ebenfalls aus Fein- bis Mittelsanden mit örtlichen Schlufflagen gebildet. Die Grundwasserspiegelhöhe des gespannten Grundwasserleiters liegt ca. 0,5 m bis 1 m tiefer als im obersten Leiter.

Die Baugrube liegt mit ihrer Längsachse etwa diagonal zur Grundwasserfließrichtung und kann beidseits umströmt werden. Zuzufolge der Umströmung ist eine leichte Erhöhung des Grundwasserdruckspiegels in den beiden Leitern von bis zu geschätzt ca. 0,5 m nicht auszuschließen, die sich aber zuzufolge der abschirmenden Wirkung der Niendorfer und der Drenthemoräne an der Geländeoberfläche nicht auswirkt.

Die Baugruben für die **Notausgänge Rübenkamp, Steilshooper Allee, Gründgensstraße und Fabriciusstraße** weisen nur geringe Grundrissabmessungen von bis zu ca. 25 m x 16 m bei Absetztiefen der Schlitzwände zwischen rd. NHN -17,5 m und NHN -21,6 m auf. Die Baugrubenumschließung des **Zielschachtes** ist mit einer Grundrissfläche von rd. 43 m x 18 m nur unwesentlich größer; die Schlitzwand wird hier im Niveau rd. NHN -8,5 m abgesetzt.

Aufgrund der geringen Baugrubenabmessungen und der demgegenüber großen Flächenausdehnung der Grundwasserleiter ergeben sich aus der geringfügigen Einengung des jeweiligen Durchflussquerschnittes durch die Schachtbaugruben keine nennenswerten Beeinträchtigungen der Grundwasserfließverhältnisse.

Insgesamt ist festzustellen, dass sich aus dem Bau des Abschnittes Ost der neuen U5 keine maßgeblichen Beeinträchtigungen der Grundwasserfließverhältnisse oder der im Einflussbereich liegenden Bebauung ergeben.



12. Zusammenfassung

Zur Beurteilung des Baugrundaufbaues im Abschnitt Ost der U-Bahn-Linie U5 zwischen den Stadtteilen City Nord und Bramfeld liegen die Ergebnisse von insgesamt 163 verrohrten Aufschlussbohrungen bis in Tiefen von max. 85,5 m unter GOK, 71 Kleinbohrungen bis max. 16 m unter GOK und 50 elektrischen Drucksondierungen vor. Danach wird der Baugrund im Trassenbereich unter überwiegend sandigen Auffüllungen von saalezeitliche Ablagerungen der mittleren Eiszeit aus Geschiebedecksanden, Schmelzwasserablagerungen, einer oberen Grundmoräne aus Geschiebelehm und Geschiebemergel, Beckenablagerungen aus Beckenschluff, Beckenton und Beckensand, einer unteren Grundmoräne aus Geschiebemergel, Schmelzwasserablagerungen und in Teilbereichen zur Tiefe von elsterzeitlichen Tonen und Schluffen (Lauenburger Ton) sowie Resten einer alten elsterzeitlichen Grundmoräne aufgebaut.

Im Bereich der Seebekniederung wurde eine eemzeitliche Rinnen- und Senkenfüllung aus Mudden, humosen Sanden, Torf und Kieslagen angetroffen. Im Bereich des Bramfelder Dorfgrabens wurde eine Rinnenfüllung aus jungen holozänen Torfen erkundet.

Der geplante Schildvortrieb verläuft durchgehend in den pleistozänen Ablagerungen der Saale-Kaltzeit aus bindigen Geschiebeböden (Geschiebelehm und Geschiebemergel), Schmelzwasser-sand und -kies, Beckensand, Beckenschluff und Beckenton. Kurz vor Erreichen des Notausgangs Gründensstraße schneidet er über eine Streckenlänge von ca. 80-100 m elsterzeitlichen Lauenburger Ton an.

Entlang der Trasse sind insgesamt drei durch Geschiebemergel bzw. Lauenburger Ton getrennte Grundwasserleiter sowie örtliche Stauwasserhorizonte ausgebildet. Angaben zu den Wasserständen und zum Grundwasserchemismus gehen aus dem Abschn. 5 hervor.

Die Ergebnisse der ausgeführten bodenmechanischen Laboruntersuchungen sind in Abschn. 6 dokumentiert.



Geotechnische Empfehlungen zum Tunnelvortrieb sind in Abschn. 8 enthalten.

Angaben zur Bemessung der Baugruben und der Bauwerke in offener Bauweise enthält
Abschn. 9.

Weitere Hinweise zur Bauausführung werden in Abschn. 10 gegeben.

Die zu erwartenden Auswirkungen des Bauvorhabens auf die hydrogeologischen Verhältnisse in
der Umgebung werden in Abschn. 11 dargelegt.

Bearbeiter: Dipl.-Geol. Bienert
Anders (M.Sc.)

Grundbauingenieure
Steinfeld und Partner
Beratende Ingenieure mbB

i. A.