



Baugrundbüro Dr.-Ing. Weissenburg
Spechsart 1 · 06618 Naumburg

Die Autobahn GmbH des Bundes
Niederlassung Ost
Magdeburger Straße 51
06112 Halle (Saale)

Stammsitz:
Spechsart 1
06618 Naumburg /Saale

Tel.: (03445) 26 10 280
Fax: (03445) 26 10 285

baugrundweissenburg@t-online.de
www.baugrundweissenburg.de

**BAB 14, VKE 1.5, AS Lüderitz (L 30) bis AS Uenglingen (L 15)
BW 53A - Brücke im Zuge der BAB A 14 über den
Graben A 025005**

BAUGRUNDGUTACHTEN

Geotechnischer Untersuchungsbericht nach EC 7-2

1. Bericht

Auftraggeber: Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt bzw.
Die Autobahn GmbH des Bundes

Auftragsnummer: N1559/20

Bearbeiter: Dr.-Ing. Weissenburg
M. Sc. Heyder

Naumburg, den 15.01.2021

Inhaltsverzeichnis

0	Zusammenfassung der Ergebnisse und Empfehlungen	5
1	Bauvorhaben.....	5
2	Baugrund	6
2.1	Morphologie, Bebauung und Bewuchs.....	6
2.2	Geologie	7
2.3	Hydrologie	7
2.4	Georisiken	7
3	Untersuchungen.....	8
3.1	Lage, Art, Umfang und Zeitpunkt der Bodenaufschlüsse	8
3.2	Felduntersuchungen	9
3.3	Laboruntersuchungen.....	9
4	Ergebnisse der Untersuchungen	9
4.1	Verkehrsflächenbefestigungen.....	9
4.2	Messdaten der Felduntersuchungen.....	9
4.3	Baugrundmodell, Schichtenverlauf und -verbreitung	11
4.4	Eigenschaften und Klassifizierung der Bodenschichten	14
4.5	Berechnungskennwerte Flächengründung	18
4.6	Grundwassermessdaten und -bemessungswerte	19
5	Baugrundbeurteilung	22
5.1	Allgemeine Baugrundeinschätzung.....	22
5.2	Gründungsvorschlag.....	23
5.3	Bemessungswerte Flächengründung.....	26
5.4	Berechnungskennwerte Tiefgründung	28
6	Bautechnische Hinweise	32
6.1	Böschungen / Baugruben / Leitungsräben	32
6.2	Wasserhaltung	34
6.3	Nachbarsicherung.....	35
6.4	Verlegen von Rohrleitungen	35
6.5	Bohr- und Rammbarkeit der Böden.....	36
6.6	Anschlussbauwerk, Erdbauwerk	37
6.7	Sonstige Allgemeine Hinweise zur Bauausführung	38
7	Umweltrelevante Untersuchungen.....	38
7.1	Flächen mit grundsätzlichem Untersuchungsbedarf.....	38
7.2	Verwendbarkeit der Ausbaustoffe und Böden	38
7.3	Umweltrelevante Untersuchungen im Zuge der Ausführungsplanung	40
8	Vorschläge für weitere Untersuchungen und Messungen.....	40
9	Vorschlag Homogenbereiche	40
10	Schlussbemerkung	42

Unterlagen

Auftraggeber: Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt, Regionalbereich Süd bzw.
Die Autobahn GmbH des Bundes
Ingenieurvertrag vom 30.06.2020

Für die Bearbeitung standen folgende Unterlagen zur Verfügung:

- U 1 - Topografische Karten M 1 : 25 000
- U 2.1 - Geologische Karten M 1 : 25 000
- U 2.2 - Geologische und hydrogeologische Übersichtskarten des LAGB, Halle (digital)
<http://www.sachsen-anhalt.de>
- U 3 - vom AG übergebene Planungsunterlagen (digital):
 - Leistungsbeschreibung
 - Übersichtslageplan Unterlage 3, Blatt 1
 - Lageplan Planfeststellung Bau-km 0+000 bis 12+187 (06/09)
- U 4 - Altunterlagen
Geotechnischer Bericht mit Nr. A_14_1_5_Strecke_2012: "Neubau der BAB 14
VKE 1.5, AS Lüderitz bis AS Uenglingen Bau-km 0+000 bis 12+187",
R. Porsche Geoconsult, vom 29.03.2012
- U 5 - Absteckriss/Aufmaß Bohrpunkte, Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt
Fachgruppe Vermessung (E-Mail vom 08.12.2020)
- U 6 - Stellungnahmen
- U 6.1 - Stellungnahme des LAGB vom 02.12.2020
- U 6.2 - Stellungnahme des LHW vom 03.12.2020
- U 7 - DIN-Normen, Regelwerke, Literatur
u.a. DIN 1054 (2010), DIN 1997-1 (2009/2010), DIN 1997-2 (2010), DIN 4020 (2010),
DIN 4023 (2006), DIN 18196 (2011), DIN EN ISO 14688 (2011), DIN EN ISO 14689
(2011), RiLiGeoB, ZTVE-StB, ZTVA-StB, RStO in den jeweils gültigen Fassungen,
EA-Pfähle, EAB, EAU, EBGE0

Weitere Unterlagen, wie Entwurfsplanungen, Lastangaben u.a. liegen derzeit nicht vor.

Anlagen

A 1.1	- Übersichtsplan	Blatt 1
A 1.2	- Fotodokumentation	Blatt 1
A 2	- Aufschlussplan	Blatt 1
A 3.1	- Schichtenverzeichnisse Kernbohrungen	Blatt 1 - 11
A 3.2	- Fotodokumentation der Bohrkerne	Blatt 1 - 4
A 3.3	- Drucksondierungen	Blatt 1 - 11
A 4	- Bohr- und Sondierprofile	Blatt 1 - 3
A 5	- Laboruntersuchungen Boden	
A 5.0	- Tabellarische Darstellung aller Laboranalysen	Blatt 1 - 2
A 5.1	- Korngrößenverteilungen	Blatt 1 - 3
A 5.2	- Zustandsgrenzen, Plastizitätsdiagramme	Blatt 1 - 7
A 5.3	- Proctorversuch	Blatt 1
A 5.4	- Kompressionsversuch	Blatt 1
A 5.5	- Scherversuch	Blatt 1
A 5.6	- Durchlässigkeitsversuch	Blatt 1
A 5.7	- Bestimmung Kalkgehalt	Blatt 1 - 3
A 6	- Laboruntersuchungen Fels	entfällt
A 6.1	- Einaxiale Druckversuche an Gesteinsproben	entfällt
A 7	- Chemische Analytik	
A 7.1	- Grundwasser	Blatt 1 - 6
A 7.2	- Boden- und Baustoffe	Blatt 1 - 19
A 8	- Gründungsvorschlag	Blatt 1
A 9	- Grundbruchsicherheit	Blatt 1
A 10	- Setzungsberechnung	Blatt 1
A 11	- Baugrube	entfällt
A 12	- Besonderes	Blatt 1 - 4
A 13	- Homogenbereiche	Blatt 1 - 4

0 Zusammenfassung der Ergebnisse und Empfehlungen

Am Standort der geplanten Brücke stehen unter dem Oberboden Schwemmlehme oder Decklehme und z.T. locker gelagerte Schwemmsande zum Teil auch in Wechsellagen an. Darunter folgen ab Tiefen von ca. 2,1 ... 3,3 m unter OKG Beckentone, die z.T. mit weichenbreiigen Konsistenzen anstehen. Die Beckentone weisen relativ hohe organische Anteile auf. Darunter stehen ab Tiefen von ca. 5,2 ... 7,3 m unter OKG Geschiebemergel an. In die Geschiebemergel sind ab stark unterschiedlichen Tiefen von ca. 7,2 ... 7,4 m (BS 1, BK 2) bzw. 13,2 m (BK 1) unter OKG glazifluviale Schmelzwassersande oder Beckensande eingelagert.

Dabei sind im westlichen Baufeld günstigere Gründungsverhältnisse festzustellen als im östlichen Baufeld.

Für den Standort ergibt sich folgendes Schichtmodell:

Schicht 0 -	Oberboden
Schicht 1 -	Schwemmlehm/Decklehm
Schicht 2 -	Schwemmsande
Schicht 3 -	Beckenton
Schicht 4 -	Geschiebemergel
Schicht 5 -	Schmelzwassersande

Grundwasser wurde minimal in Tiefen von ca. 1,8 m unter OKG $\approx$ 31,8 m NHN festgestellt. Das Grundwasser ist gespannt.

Für die Gründung der Brücke wird vorzugsweise eine Tiefgründung mittels Bohrpfählen oder Ortbetonrammpfählen im Geschiebemergel bzw. in den Schmelzwassersanden empfohlen.

Alternativ kann die Gründung auch auf einer Bodenverbesserung oder als tiefe Flächengründung mit Bodenaustausch (Gründungspolster) erfolgen. Zusätzlich sind dann noch (Mitnahme-)Setzungen infolge der Dammschüttung zu beachten. Eine tiefe Flächengründung ist aus unserer Sicht nur bei einem setzungsunempfindlichen Bauwerk möglich.

Baugruben oberhalb des Grundwassers können abgeöscht werden. Für Baugruben im Grundwasser wird infolge der geringen Standfestigkeit der enggestuften Sande vorzugsweise ein „dichter“ Verbau z. B. mittels Spundwänden empfohlen.

1 Bauvorhaben

Die Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt bzw. die Autobahn GmbH des Bundes plant den Lückenschluss der BAB 14 Magdeburg - Wittenberge - Schwerin. Im Abschnitt VKE 1.5,

AS Lüderitz (L 30) bis AS Uenglingen (L 15) ist bei Bau-km 8+584,763 der Bau einer Brücke (BW 53A) im Zuge der BAB A 14 über den Graben A 025005 geplant.

Nach dem Vorentwurf wird von einem 1-feldrigen-Bauwerk mit folgenden Abmaßen ausgegangen:

Brückenklasse:	DIN-FB 101
Lichte Gesamtweite:	$\geq 6,2$ m
Lichte Höhe:	$\geq 2,0$ m
Breite:	28,5 m
Kreuzungswinkel:	75,76 ^{gon}

Angaben zu den Bauwerkslasten und zu den Fundamentabmessungen liegen nicht vor.

Die Gradienten der BAB 14 liegt am Standort in Dammlage mit einer Höhe von ca. 3,6 m.

Die Brückenbaumaßnahme ist in die geotechnische Kategorie II einzuordnen.

Die Baugrundbüro Dr.-Ing. Weissenburg Ingenieurgesellschaft mbH wurde von der Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt bzw. der Autobahn GmbH des Bundes beauftragt, für das o.g. Bauvorhaben eine Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung vorzunehmen.

Als Höhenbezug wurden die in den Vermessungsunterlagen (U 5) angegebenen Höhen in m ü. NHN (DHHN92, HS 160) zugrunde gelegt.

2 Baugrund

2.1 Morphologie, Bebauung und Bewuchs

Der Standort der Brücke liegt in der weitgespannten, mit Wasserläufen durchzogenen Niederung des Rietzgrabens westlich von Stendal, speziell zwischen Möhringen im Südwesten und Tornau im Südosten.

Großräumig betrachtet ist die Geländeoberfläche relativ eben und fällt mit leichtem Gefälle in östliche bis südöstliche Richtung (U 1) ein.

Das Gelände beiderseitig des vorhandenen Grabens wird hauptsächlich landwirtschaftlich genutzt.

Entlang des vorhandenen Grabens stehen z.T. vereinzelt bis in Gruppen Bäume und Büsche.

2.2 Geologie

Regionalgeologisch befindet sich das Untersuchungsgebiet auf der Altmark-Scholle. Der durch Salzstrukturen gegliederte prätertiäre Festgesteinsuntergrund ist im Bereich der Altmark-Scholle von mehreren, hunderten Metern mächtigen tertiären, pleistozänen und holozänen Lockergesteinen überdeckt.

Der Standort liegt speziell im Bereich der Stendaler Grundmoränenplatte. Es handelt sich um eine saaleglazial angelegte Hochfläche, welche zum Ende des Warthe-Stadiums der Saalekaltzeit durch Flüsse eingeschnitten und somit in Unterstrukturen (Niederungsbereiche und Teilplatten) gegliedert wurde.

Im Raum Stendal erreichen die quartären Lockergesteine (Geschiebemergel, Schmelzwassersande, warmzeitliche Sedimente) Mächtigkeiten von ca. 50 – 100 m.

Im Abschluss zur Tagesdecke stehen holozäne Auelehme und Auesande an. Nach U 1.1 sind im Standortbereich großflächig oberflächlich Moorerden und Torfe ausgewiesen.

In einer Altbohrung im Süden sind in ca. 2,7 m Tiefe eine Torflage und darunter bis ca. 6 m Tiefe Seekreideablagerungen ausgewiesen.

2.3 Hydrologie

Als Vorflut fungiert der vorhandene Graben, der in den Rietzgraben im Osten entwässert. Der Graben soll im Zuge der Baumaßnahme nach Süden verlegt werden.

Entsprechend der Fließrichtung des Grabens ist allgemein von einer Grundwasserabstromrichtung in östliche Richtung auszugehen.

Die oberen Grundwasserleiter werden von den holozänen und pleistozänen Sanden und Kiessanden gebildet.

Die bindigen Schichten: Schwemmlehm oder Decklehm, Beckentone und –schluffe, Geschiebelehm und Geschiebemergel wirken als Grundwassergeringleiter oder als Grundwasserstauer.

Nach U 4 sind die Wasserstände in den benachbarten Gräben mit 32,6 m NHN angegeben.

2.4 Georisiken

- Erdbebengefährdung

Der Standort liegt nach DIN EN 1998-5 bzw. DIN 4149 in keiner Erdbebenzone, so dass diesbezüglich keine zusätzlichen Forderungen bestehen.

- Subrosionsgefährdung

Für den globalen Standortbereich besteht eine allgemeine zumindest latente Gefahr von möglichen Auslaugungserscheinungen, die an die Auslaugung von Gipsen/Salzen im Zechstein gebunden ist. Hinweise für eine eventuelle Gefährdung, wie Erdfälle oder lokale Senkungen der Geländeoberfläche liegen nicht vor (U 4). Allgemein kann davon ausgegangen werden, dass die Gefahr für solche Erscheinungen als sehr gering einzuschätzen ist, so dass aus unserer Sicht keine Maßnahmen erforderlich sind.

- Altbergbau

Über umgegangenen Altbergbau liegen nach U 6 keine Angaben vor. Lokal wurde auch Sand abgebaut.

3 Untersuchungen

3.1 Lage, Art, Umfang und Zeitpunkt der Bodenaufschlüsse

Zur Erkundung der Baugrundverhältnisse wurden im Zeitraum November 2020 durch die Firma BGN GmbH, Tilleda insgesamt 2 großkalibrige Kernbohrungen (BK) als Rotationskernbohrungen mit Durchmesser 194 mm bis in Tiefen von 20 m unter OKG ausgeführt. Außerdem wurden 2 Kleinbohrungen als Rammkernsondierungen (BS) bis in Tiefen von 12,0 m unter OKG abgeteuft.

Aufschluss	Tiefe [m]	Bemerkung
BK 1 (NO)	20,0	soll
BK 2 (SW)	20,0	soll
BS 1 (NW)	12,0	soll
BS 2 (SO)	12,0	soll

Die Untersuchungspunkte wurden lage- und höhenmäßig eingemessen und sind zusammenfassend im Lageplan der Anlage 2 gekennzeichnet. Sämtliche Erkundungsergebnisse sind in Form von Baugrundprofilen und Rammdiagrammen in der Anlage 4 dargestellt. Außerdem wurden Altaufschlüsse aus dem Bestand des AG zur Auswertung mit herangezogen.

3.2 Felduntersuchungen

Zur Prüfung der Lagerungsverhältnisse der einzelnen Baugrundsichten wurden insgesamt 2 Rammsondierungen (RS) mit der Schweren Rammsonde (DPH) bis in Tiefen von 10,4 m und 12 m niedergebracht. Außerdem wurden 2 Drucksondierungen bis in eine Tiefe von ca. 16,8 bzw. 17,4 m ausgeführt. Des Weiteren wurden in den Bohrungen insgesamt 3 SPT-Versuche ausgeführt.

3.3 Laboruntersuchungen

Zur Klassifizierung der Böden und Bestimmung der Baugrundeigenschaften bzw. Festlegung der Bodenkennwerte wurden folgende Laborversuche durchgeführt:

- 10 Wassergehalte
- 8 Kornverteilungen
- 7 Konsistenzgrenzen
- 3 Dichten
- 1 Reindichte
- 1 Proctorversuch
- 1 Kompressionsversuch
- 1 Scherversuch
- 1 Durchlässigkeitsversuch
- 5 Glühverluste
- 4 Penetrationsversuche
- 1 Bestimmung des Kalkgehalts

Dabei wurde das Laborprogramm den vorgefundenen Baugrundverhältnissen angepasst.

4 Ergebnisse der Untersuchungen

4.1 Verkehrsflächenbefestigungen

- entfällt

4.2 Messdaten der Felduntersuchungen

- Ergebnisse der Rammsondierungen (DPH)

RS 1			RS 2		
Tiefe unter OKG [m]	Schlagzahlen $N_{10(DPH)}$	Bodenart	Tiefe unter OKG [m]	Schlagzahlen $N_{10(DPH)}$	Bodenart
1,5 – 2,6	2	Ton	1,5 – 3,0	2 – 3 (6)	Ton
- 3,7	1 - 2	Ton	- 4,9	von 2 linear mit der Tiefe auf 9 ansteigend	Ton
- 6,1	von 2 linear mit der Tiefe auf 10 ansteigend	Ton	- 6,4	12 - 14	Ton
- 7,3	15 – 17 (20)	Ton	- 8,5	17 – 22 (29)	Ton/Sand
- 9,5	von 17 linear mit der Tiefe auf 30 (38) ansteigend	Ton	- 11,6	22 – 30 (38)	Sand
- 10,4	58 bis >100	Ton/Sand	- 12,0	56 - 69	Sand

Nach *Placzek* kann allgemein in bindigen Böden (Ton/Schluff) bei einer Schlagzahl $N_{10} > 9$ von einer halbfesten Konsistenz, bei $N_{10} = 5 - 9$ von einer steifen Konsistenz und bei N_{10} von 2 - 5 von einer weichen Konsistenz ausgegangen werden. Kleinere Schlagzahlen sind einer weichen-breiigen Konsistenz zuzuordnen.

In enggestuften Sanden (SE) mit $U \leq 3$ kann allgemein nach DIN 4094 bei einer Schlagzahl von $N_{10} \geq 5$ von einer mitteldichten Lagerung und bei $N_{10} \geq 12$ (D) bzw. ≥ 18 (I_D) von einer dichten Lagerung ausgegangen werden. Eine Schlagzahl $N_{10} < 5$ zeigt eine lockere Lagerung und eine Schlagzahl $N_{10} < 3$ eine sehr lockere Lagerung an.

Nach EA Pfähle werden für (Pfahl-)Gründungen dagegen Schlagzahlen von $N_{10} < 8$ noch einer lockeren Lagerung und Schlagzahlen von $N_{10} < 4$ einer sehr lockeren Lagerung zugeordnet.

- Ergebnisse SPT-Versuche

	Eindringung [cm]			
	0 - 15	15 - 30	30 - 45	
Tiefe unter OKG [m]	Schlagzahl N ₁₅			N ₃₀
BK 1 14,0	5	13	22	35
BK 1 16,0	8	19	37	56
BK 2 15,0	6	18	39	57

Nach DIN 4094 kann bei enggestuften Sanden (SE) mit $U \leq 3$ bei einer Schlagzahl von $N_{30} \geq 17$ (D) bzw. ≥ 22 (I_D) von einer dichten Lagerung ausgegangen werden.

In bindigen Böden kann bei einer Schlagzahl von $N_{30} \geq 15$ allgemein von einer halbfesten Konsistenz ausgegangen werden.

- Ergebnisse Drucksondierung

Tiefe unter OKG [m]	DS 1 Spitzenwiderstand (q_c) [MPa]	Tiefe unter OKG [m]	DS 10a/06 Spitzenwiderstand (q_c) [MPa]
2,5 - 6,8	1,0 – 1,5	1,0 - 2,5	5 - 15
- 7,5	2 - 3	- 5,5	0,8 – 1,2
- 8,5	2,5 – 3,0	- 6,8	3 - 4
- 11,0	4,0 – 4,5	- 13,0	von 10 auf 43 ansteigend
- 13,0	17 - 22	- 15,8	25 - 30
- 15,0	40 - 45	- 17,2	6 - 10
- 16,7	8 - 18	- 17,4	40
- 16,8	38		

Das Reibungsverhältnis f_s / q_s zeigt in DS 1 und 2 bis ca. 4,0 bzw. 5,5 ... 6,0 m Tiefe unter OKG mit Werten von zumeist 4 – 6 hauptsächlich Ton/Schluff an. Darunter liegen die Werte bis 15 m zwischen 1 und 3, was auf schluffigen Ton und Sand hinweist. Darunter liegen die Werte zwischen 3 - 6, was auf Wechsellagen von Sand, schluffigen Ton und Ton hinweist.

In bindigen Böden können nach *Prinz, H.; Strauss, R.; Ingenieurgeologie (2011)* sowie auch nach *Melzer, Bergdahl (GBBT)* allgemein bei einem Spitzendruck $q_c \geq 1,5$ von einer steifen Konsistenz und bei $q_c \geq 2,5$ von einer halbfesten Konsistenz ausgegangen werden. Kleinere Werte von $q_c = 1,0 \dots 1,5$ sind einer weichen Konsistenz und Werte unter 1 einer breiigen Konsistenz zuzuordnen. Nach *Placzek (1985)* sind dagegen erst bei deutlich höheren Spitzendruckwerten weiche, steife und halbfeste Konsistenzen zu erwarten.

Die Drucksondierungen zeigen bis ca. 5,2 m (DS 2) bzw. 6,0 – 7,0 m Tiefe unter OKG (DS 1) einen Spitzendruck von $q_c = 0,8 – 1,2$ MPa, was auf eine geringe Tragfähigkeit bzw. in bindigen Böden auf eine weiche-breiige Konsistenz hinweist. Darunter steigen die Werte auf 2 – 4 an und lassen nach *Prinz* eine steife bis halbfeste Konsistenz erwarten.

In enggestuften Sanden kann allgemein bei einem Spitzenwiderstand von $q_c \geq 7,5$ MN/m² von einer mitteldichten Lagerung ($0,30 \leq D \leq 0,50$) und bei $q_c \geq 15$ MN/m² von einer dichten Lagerung ($D > 0,50$) ausgegangen werden.

4.3 Baugrundmodell, Schichtenverlauf und -verbreitung

In Auswertung der punktförmigen Aufschlüsse ergibt sich für den Standort folgendes generelles geologisches Schichtenmodell:

Schicht 0 -	Oberboden
Schicht 1 -	Schwemmlehm / Decklehm
Schicht 2 -	Schwemmsande
Schicht 3 -	Beckenton
Schicht 4 -	Geschiebemergel
Schicht 5 -	Schmelzwassersande

Nach den Aufschlussergebnissen steht oberflächlich humoser **Oberboden** (Ackerboden) mit Schichtmächtigkeiten von ca. 40 cm an. Bei größeren Dicken ist der Bereich darunter im Allgemeinen als Unterboden bzw. Schwemmlehm oder Schwarzerde anzusehen.

Unter dem Oberboden stehen stark kalkhaltige Schwemmlehme und Schwemmsande an.

Der graue bis hellgraue, braune bis hellbraune, gelbbraune, graugrüne und im unteren Bereich dunkelgraue **Schwemmlehm** oder **Decklehm** ist ein schluffiger, sandiger bis stark feinsandiger Ton. Teilweise weist der Boden auch eine feinschichtige Bänderung auf. Der bindige Boden weist vorwiegend mittelplastische Eigenschaften auf und steht hauptsächlich mit steifen bis halbfesten Konsistenzen an. Die Schichtmächtigkeit beträgt bis zu ca. 1,7 m. Die Bestimmung des Kalkgehalts ergab einen Kalkgehalt von $V_{Ca} = 20,9 \%$.

Bei den **Schwemmsanden** handelt es sich hauptsächlich um enggestufte Fein- bis Mittelsande oder fein- bis grobsandige Mittelsande mit schwankenden schluffigen oder z.T. kiesigen Kornanteilen. Die Sande weisen teilweise schwache humose Anteile auf. Die Farbe ist braun, graubraun, gelbbraun bis rostbraun oder dunkelgrau. Nach Auswertung der Rammsondierungen ist die Lagerungsdichte mit Schlagzahlen von zum Teil $N_{10} = 2 - 3$ bis $N_{10} = 9 - 12$ als teilweise sehr locker bis z.T. mitteldicht einzuschätzen. Die Sande sind infolge ihrer engen Kornabstufung sehr lage- bzw. erschütterungsempfindlich und neigen bei Entlastung bzw. Austrocknung zu Auflockerungserscheinungen. Unter Wasserzutritt sind sie teilweise als fließgefährdet einzuschätzen (SU^*/ST^*). Die Schichtmächtigkeiten schwanken zwischen wenigen Dezimetern und ca. 1,2 m in BK 1. Teilweise gehen die Sande auch in die Schwemmlehme über, so dass keine klare Grenze zwischen den Schwemmsanden und den Schwemmlehmen gezogen werden kann.

Unter den Schwemmlehmen und den Schwemmsanden stehen ab unterschiedlichen Tiefen von ca. 2,1 ... 3,3 m unter OKG **Tone** von dunkelgrauer, dunkelgraubrauner bis schwarzgrauer oder graugrüner Farbe an. Dabei handelt es sich um Beckentone und z.T. um Einschaltungen von Beckenschluffen und Geschiebelehmen zumeist ohne genauen Schichtübergang. Die Schichten wurden in Schicht 3: **Beckenton** zusammengefasst. Die

Konsistenzen wurden teilweise sehr unterschiedlich mit weich-breiig bis steif-halbfest bestimmt.

Die **Beckentone** und -schluffe sind hauptsächlich eine feinschichtige Abfolge von tonigen und schluffig-feinsandigen Sedimenten. Die Beckentone besitzen hauptsächlich mittel- bis ausgeprägt plastische Eigenschaften und die Beckenschluffe leicht- bis mittelplastische Eigenschaften. Der Anteil der organischen Beimengungen wurde mit $v_{gl} = 9,2 \%$ bestimmt.

Die Böden weisen in 2 - 4 m Tiefe z.T. sehr geringe Schlagzahlen auf, was auf geringe Tragfähigkeiten hinweist. Der kontinuierliche Anstieg der Schlagzahlen mit der Tiefe bis 5 bzw. 6 m Tiefe ist aus unserer Sicht vorwiegend durch ein Ansteigen des Porenwasserdruckes bedingt und nicht mit einem starken Anstieg der Tragfähigkeit mit der Tiefe. So weist auch der Spitzendruck der Drucksonde bis 5,2 m bzw. 6 – 7 m Tiefe unter OKG mit Werten von $q_c = 0,8 - 1,2$ MPa auf weiche-breiige Konsistenzen und geringe Tragfähigkeiten hin.

Die Böden gehen ab ca. 5,2 ... 7,3 m unter OKG in Geschiebemergel über, wobei teilweise auch hier noch Beckentonlagen eingeschaltet sind.

Der **Geschiebemergel** ist ein Mischboden hauptsächlich aus Tonen, Schluffen und Sanden sowie z.T. auch Kiesen, die unter der glazialen Einwirkung mit verbrachten Bodenmaterialien und Geschieben vermischt wurden. Im oberen Bereich ist der Geschiebemergel stärker entfestigt, entkalkt oder z.T. auch umgelagert und als **Geschiebelehm** anzusprechen. Da die Kornzusammensetzung teilweise stark variiert, können die bodenphysikalischen Eigenschaften teilweise relativ großen Schwankungen unterworfen sein. Der Geschiebelehm weist zumeist nur sehr geringe Kieskornanteile und Geschiebe auf.

Im bodenmechanischen Sinne handelt es sich bei den Geschiebeböden um einen fein- bis gemischtkörnigen Boden mit leicht- bis mittelplastischen Eigenschaften bzw. bei höheren Sandanteilen um Sand-Ton/Schluff-Gemische. Durch die Eisauflast ist das Bodenmaterial in der Regel vorbelastet und weist relativ geringe Porenzahlen bzw. eine dichte Lagerung auf. Die Konsistenzen im Geschiebemergel wurden überwiegend als steif bis halbfest festgestellt.

In den Geschiebemergel sind ab stark unterschiedlichen Tiefen von ca. 7,2 ... 7,4 m (BS 1, BK 2) bzw. 13,2 m (BK 1) unter OKG glazifluviale **Schmelzwassersande** oder **Beckensande** eingeschaltet. Dabei handelt es sich hauptsächlich um enggestufte Fein- bis Mittelsande oder fein- bis grobsandige Mittelsande mit schwankenden schluffigen oder z.T. kiesigen Kornanteilen. Die Farbe ist grau, graubraun oder dunkelgrau.

Nach Auswertung der Drucksondierungen ist die Lagerungsdichte der Sande als hauptsächlich mitteldicht bis dicht einzuschätzen.

Die Sande neigen bei Entlastung bzw. Austrocknung zu Auflockerungserscheinungen. Unter Wasserzutritt oder Austrocknung sind sie allgemein als erosionsgefährdet oder ausrollgefährdet einzuschätzen.

Die Sande stehen in den Kernbohrungen mit sehr unterschiedlichen Schichtmächtigkeiten von ca. 3 bis 8 m an.

4.4 Eigenschaften und Klassifizierung der Bodenschichten

- Baugrundeigenschaften

Auf der Grundlage der Feld- und Laborprüfungen sowie anhand von Vergleichs- und Erfahrungswerten können die aufgeschlossenen Erdstoffe durch folgende bodenphysikalische Eigenschaften beschrieben werden:

Schicht 0: Oberboden

Benennung: (DIN 4022):	Schluff, tonig, sandig bis Sand, schluffig, schwach humos bis humos
Farbe:	dunkelbraun bis schwarzbraun
Bodengruppe (DIN 18 196):	OU, OH, TL/TM
Bodenklasse (DIN 18300):	1 (4)

Der Oberboden besitzt für die Gründung des Bauwerkes baupraktisch keine Bedeutung und wird daher im Folgenden mit Ausnahme der o.g. Bodengruppe und Bodenklasse nicht weiter abgehandelt.

Schicht 1: Schwemmlehm

Benennung (DIN 4022):	Ton/Schluff, sandig bis stark feinsandig, z.T. kiesig
Farbe:	braun, hellbraun, grau, hellgrau, graugrün, dunkelgrau
Bodengruppe (DIN 18196):	TL, TM, TA, OU, (SU*/ST*)
Frostempfindlichkeit (ZTVE-StB):	sehr frostempfindlich (F 3)
Plastizität:	leicht- bis mittelplastisch, z.T. ausgeprägt plastisch
Konsistenz:	weich bis halbfest
Zusammendrückbarkeit:	groß bis sehr groß
Tragfähigkeit:	gering
Beimengungen:	organische Beimengungen, kalkhaltig
Grundwasserleiter:	Grundwassergeringleiter

Der Boden ist stark witterungsempfindlich. Auf ungeschützten Aushubsohlen kommt es insbesondere durch Wasser- und/oder Frosteinwirkung zu rasch voranschreitenden Entfestigungs- und Aufweichungsprozessen.

Schicht 2: Schwemmsande

Benennung (DIN 4022):	Fein- bis Mittelsand, schwach grobsandig, schwach schluffig bis schluffig, z.T. stark schluffig, z.T. kiesig, z.T. schwach humos
Farbe:	braun, graubraun, gelbbraun, rostbraun, dunkelgrau

Bodengruppe (DIN 18196):	SE, SU/ST, ST*/SU*, OH
Lagerungsdichte:	locker bis mitteldicht ($0,20 < I_D \leq 0,40$) z.T. locker bis sehr locker ($0,15 < I_D \leq 0,35$)
Laborergebnisse (Einzelwerte):	
Wassergehalt	$w_n = 3,6 \%$
Feinkornanteil ($\leq 0,063$ mm):	15 %
Kieskornanteil ($\geq 2,0$ mm):	0 %
Frostempfindlichkeit (ZTVE-StB):	je nach Feinkornanteil nicht bis mittel frostempfindlich (F 1 - F 2), z.T. sehr frostempfindlich (F 3)
Kornverteilung:	hauptsächlich enggestuft
Zusammendrückbarkeit:	mittel bis groß
Tragfähigkeit:	mittel bis gering
Beimengungen:	organische Beimengungen
Grundwasserleiter:	Grundwasserleiter

Die Sande sind infolge ihrer engen Kornabstufung relativ erschütterungsempfindlich und neigen bei Entlastung bzw. Austrocknung zu Ausrieselungen oder Auflockerungserscheinungen. Unter Wasserzutritt sind sie als erosionsgefährdet einzuschätzen.

Schicht 3: Beckenton

Benennung (DIN 4022):	Ton, schluffig, z.T. sandig oder stark feinsandig, z.T. ganz schwach kiesig
Farbe:	dunkelgrau, dunkelgraubraun, schwarzgrau, graugrün
Bodengruppe (DIN 18196):	TM, TA, OU, OT, (TL)
Frostempfindlichkeit (ZTVE-StB):	hauptsächlich sehr frostempfindlich (F 3 (F 2))
Plastizität:	hauptsächlich mittel- bis ausgeprägt plastisch
Konsistenz:	weich bis steif, z.T. halbfest oder breiig
Laborergebnisse - Einzelwerte:	
Wassergehalt	$w = 27,3 - 30,2 \%$
Konsistenzgrenzen	$w_L = 43,4 - 63,8 \%$, $w_P = 16,3 - 22,8 \%$ $I_P = 27,1 - 41,4 \%$, $I_C = 0,54 - 0,87$ $v_{gl} = 9,2 \%$, $e_n = 0,78$
Zusammendrückbarkeit:	groß
Tragfähigkeit:	gering
Beimengungen:	organische Beimengungen
Grundwasserleiter:	Grundwassergeringleiter

Der Boden ist stark wasser- und bewegungsempfindlich. Auf ungeschützten Aushubsohlen kommt es insbesondere durch Wasser- und/oder Frosteinwirkung und Verwalkung zu rasch voranschreitenden Entfestigungs- und Aufweichungsprozessen.

Schicht 4: Geschiebemergel

Benennung (DIN 4022):	Ton/Schluff, sandig bis stark feinsandig, z.T. kiesig untergeordnet Feinsand, stark schluffig
Farbe:	dunkelgrau, graubraun, dunkelgraubraun
Bodengruppe (DIN 18196):	TL, TM, (TA), OU, SU*/ST*
Frostempfindlichkeit (ZTVE-StB):	sehr frostempfindlich (F 3)
Plastizität:	hauptsächlich leicht- bis mittelplastisch
Konsistenz:	hauptsächlich steif, steif bis halbfest, lokal weich
Laborergebnisse - Einzelwerte:	
Wassergehalt	$w = 10,4 - 24,5 \%$
Konsistenzgrenzen	$w_L = 17,4 - 28,9 \%$, $w_P = 10,6 - 15,0 \%$ $I_P = 6,8 - 28,9 \%$, $I_C = 0,65 - 0,96$ $v_{gl} = 2,3 - 4,0 \%$, $e_n = 0,28 - 0,57$
Scherversuch	$\varphi' = 25,9^\circ$, $c' = 10,3 \text{ kN/m}^2$
Zusammendrückbarkeit:	mittel
Tragfähigkeit:	mittel
Beimengungen:	z.T. kalkhaltig, organische bzw. kohlige Beimengungen
Grundwasserleiter:	Grundwassergeringleiter

Der Boden ist stark witterungsempfindlich. Auf ungeschützten Aushubsohlen kommt es insbesondere durch Wasser- und/oder Frosteinwirkung zu rasch voranschreitenden Entfestigungs- und Aufweichungsprozessen.

Schicht 5: Schmelzwassersande

Benennung (DIN 4022):	Fein- bis Mittelsand; Mittel- bis Grobsand, z.T. feinkiesig schwach schluffig bis schluffig, z.T. stark schluffig
Farbe:	grau bis graubraun, dunkelgrau, z.T. braun bis gelbbraun
Bodengruppe (DIN 18196):	SE, SU/ST, ST*/SU*
Frostempfindlichkeit (ZTVE-StB):	je nach Feinkornanteil nicht bis mittel frostempfindlich (F 1 - F 2), z.T. sehr frostempfindlich (F 3)
Kornverteilung:	eng bis intermittierend gestuft
Lagerungsdichte:	vorwiegend mitteldicht bis dicht ($0,45 < I_D \leq 0,65$)
Laborergebnisse (Einzelwerte):	
Ungleichförmigkeitszahl	$U = 5 - 7$
Feinkornanteil ($\leq 0,063 \text{ mm}$):	$14 - 22 \%$
Kieskornanteil ($\geq 2,0 \text{ mm}$):	$0 - 1 \%$
Zusammendrückbarkeit:	gering bis mittel
Tragfähigkeit:	mittel bis hoch
Grundwasserleiter:	Grundwasserleiter
Bemerkungen:	Stein-/Gerölleinlagerungen möglich

- Bautechnische Eignung der Erdstoffe

Die anstehenden Bodenarten sind hinsichtlich ihrer bautechnischen Eigenschaften wie folgt einzuschätzen:

bautechnische Eignung als	Schicht Nr.				
	1	2	3	4	5
Planum	- (x)	(x)	- (x)	- (x)	(x)
Gründungsboden	-	-	-	(x) - x	(x) - x
Versickerungsboden	-	(x)	-	-	(x)
Rohrbettung	-	(x)	-	- (x)	(x)
Oberbaumaterial	-	-	-	-	-
Filtermaterial	-	-	-	-	- (x)
zur Bodenverbesserung	-	x	-	- (x)	x
Dammbaustoff	(x)* ²	(x)	(x)* ²	- (x)* ²	(x)
für Leitungszone	-	- (x)* ¹	-	-	- (x)* ¹
für Verfüllzone	-	- (x)* ¹	-	- (x)* ³	- (x)* ¹

x geeignet, (x) bedingt geeignet, - nicht geeignet

*¹ teilweise Aufbereitung (z.B. Aussiebung, QBV, bei Fein- bis Mittelsanden z.B. Fehlkornzugabe) erforderlich

*² Das Eigensetzungsverhalten und die schlechte bauseitige Verdichtung bei hohen Wassergehalten sind zu berücksichtigen. Bei hohen Wassergehalten Aufbereitung (z.B. Aufreißen, QBV) erforderlich. Bei weicherbreiiger Konsistenz nicht geeignet

*³ nur mit Qualifizierter Bodenverbesserung

- Bodenklassen und Bodengruppen

Die vorstehend beschriebenen Bodenschichten sind in folgende Bodengruppen und Bodenklassen einzuordnen:

Bodenart	Kurzzeichen DIN 18 196	DIN 18 300 (2010)	DIN 18301 (2010)	DIN 18319 (2010)	ZTVA-StB (97/06)	ATV – A 127
Oberboden	OU, OH TL/TM, ST*	1				
Schwemmléhm (Schicht 1)	TL, TM, TA, OU, (SU*/ST*)	4* ¹	BB 2 - 3, (BN 2)	LBM 1, 2 P 1 (LN 1 - 2)	V3 (2)	G 4 (3)

Schwemmsande (Schicht 2)	SE, SU/ST, SU*/ST*, OH (TL)	3 - 4 ^{*1,2}	BN 1 - 2, (BB 1 - 2) (BS 1, 3)	LNE 1 - 2 LN 1 - 2 (LBM 1-2) (S 1, 3)	V1 - V 3	G 1 - 3
Beckenton (Schicht 3)	TL, TM, TA, OU, OT (SU*/ST*)	2 ^{*1,2} , 4 - 5 ^{*3}	BB 1 - 3, (BN 2) (BS 1)	LBM 1 - 2 (LBO 1 - 2), P 1 - 2 (LN 1 - 2), (S 1)	V3 (2) (außer TA, OU, OT)	G 4 (3)
Geschiebe- mergel (Schicht 4)	TL, TM, (TA), OU, SU*/ST*	4 ^{*2,3} , (5)	BB 2 - 3, (BN 2) (BS 1, 3)	LBM 1, 2 P 1 (LN 1 - 2) (S 1, 3)	V3 (2) (außer OU)	G 4 (3)
Schmelzwasser- sande (Schicht 5)	SE, SU/ST, SU*/ST*, (X, Y)	3 - 4 ^{*2,3}	BN 1 - 2 (BS 1 - 4)	LNE 1 - 3 LN 1 - 3 (S 1 - 4)	V1 - V3	G 1 - 3

*1 Sehr weiche, breiige Bereiche ($I_c < 0,5$) sind in die Bodenklasse 2 - fließende Böden - einzuordnen.

2 Bodenklasse 2 - fließende Böden - bei Anschnitt unter Grundwasser (ST)

*3 Steine oder Gerölle möglich; Steinanteile bis 0,01 m³ Rauminhalt und Steinanteile $\leq 30\%$ von > 0,01 m³ bis 0,1 m³ Rauminhalt sind in Bodenklasse 5; Steinanteile > 30% bis d = 0,6 m sind in Bodenklasse 6 und Steine d > 0,6 m sind in Bodenklasse 7 einzuordnen.

4.5 Berechnungskennwerte Flächengründung

Für erdstatische Berechnungen können auf der Grundlage von Erfahrungswerten, Analogien, aufgrund der Laborprüfungen sowie nach DIN 1055 folgende charakteristische Werte für die geotechnischen Kenngrößen (Bodenkenngrößen) in Ansatz gebracht werden:

Schicht Nr.	Bodenart	Wichte γ_k [kN/m ³]	Wichte u. Auftrieb $\gamma'_{,k}$ [kN/m ³]	Reibungs- winkel $\varphi'_{,k}$ [°]	Kohäsion $c'_{,k}$ [kN/m ²]	Undränirte Kohäsion $c_{u,k}$ [kN/m ²]	Steifemodul $E_{s,k}$ [MN/m ²]
1	Schwemmlehm	19	10	25 - 27	6 - 4	20 - 60	5 - 10
2	Schwemmsand $N_{10} \leq 4$ $4 < N_{10} \leq 7$	16 17	9,0 9,5	30,0 32,5	0	-	8 - 12 10 - 20
3	Beckenton	19 - 20	9 - 10	22 - 24	10 - 6	30 - 80	6 - 12
4	Geschiebe- mergel	20,5 - 21	10,5 - 11	25 - 28	12 - 8	60 - 150	15 - 30

5	Schmelz- wassersande	18 - 19	10 - 11	33 - 35	0	-	40 - 70
---	-------------------------	---------	---------	---------	---	---	---------

Die Steifzahl des Beckentones kann auch über die Beziehung: $E_s = 6 \dots 10 (1 + 0,1 \cdot t)$ und die des Geschiebemergels über $E_s = 10 \dots 15 (1 + 0,2 \cdot t)$ mit t als Tiefe unter der ursprünglichen Geländeoberfläche berechnet werden.

Die Werte sind je nach Aufgabenstellung als **Mittelwerte** oder als obere und untere Grenze für **Grenzwertbetrachtungen** in Ansatz zu bringen. Die Werte für den Steifemodul berücksichtigen eine lagerungs- bzw. eine tiefenabhängige Verteilung. Für Detailfragen sind wir zu konsultieren.

4.6 Grundwassermessdaten und -bemessungswerte

Während der Aufschlussarbeiten im Zeitraum Oktober - November 2020 wurden die Grundwasserstände wie folgt gemessen:

	Wasserspiegel			
Aufschluss	WA m u. OKG	WA m NHN	WE m NHN	Datum
BK 1	12,6	20,8	25,9	10.11.20
BK 2	4,4	29,15	31,5	12.11.20
BS 1	7,3	26,3	30,4	13.11.20
BS 2	6,3	27,3	31,8	13.10.20
BK 8/07	k.W.			? 07

WA - Wasserspiegelanschnitt, WE - Wasserspiegel bei Bohrende, k.W. - kein Wasser, n. m. - nicht messbar

Danach wurden die bauzeitlichen Grundwasserstände in unterschiedlichen Tiefen, minimal in Tiefen von ca. 1,8 m $\approx$ 31,8 m NHN festgestellt. Das Grundwasser war gespannt. In Altbohrung BK 8/07 wurde dagegen kein Wasser festgestellt.

Saisonal und niederschlagsabhängig ist auch mit geringeren Flurabständen zur OKG zu rechnen. Oberhalb des freien Grundwasserspiegels sind über bindigen Lagen Schicht- und Stauwässer möglich.

Als oberer Grundwasserleiter fungieren am Standort die Schwemmsande und die Schmelzwassersande, die teilweise ein relativ mächtiges Schichtpaket bilden. Je nach Feinkornanteil und bindiger Überdeckung kann das Grundwasser gespannt vorliegen. Der Wasserandrang ist allgemein infolge der als mittel bis hoch einzuschätzenden Durchlässigkeit der Sande als mittel bis groß einzuschätzen.

Die bindigen Böden (Schwemmlehm, Beckenton, Beckenschluff, Geschiebelehm/-mergel) stellen im Wesentlichen Grundwassergeringleiter bis -stauer dar, wobei Grundwasser auch in stärker sandig oder kiesig ausgebildeten Lagen zirkulieren kann.

Die Durchlässigkeitsbeiwerte der anstehenden Böden können erfahrungsgemäß wie folgt abgeschätzt werden (vorwiegende Werte):

Bodenart	Kurzzeichen DIN 18196	Grundwasserleiter	Durchlässigkeitsbeiwert k [m/s]
Schwemmlehm (Schicht 1)	TL, TM, OU, UL, ST*/SU*	Porenraum	$1 \cdot 10^{-6}$ bis $1 \cdot 10^{-9}$
Schwemmsande (Schicht 2)	SE, SU/ST, ST*/SU*, OH	Porenraum	$1 \cdot 10^{-3}$ bis $1 \cdot 10^{-4}$ $1 \cdot 10^{-4}$ bis $1 \cdot 10^{-6}$
Beckenton (Schicht 3)	TM, TA, OU, OT	Porenraum	$1 \cdot 10^{-7}$ bis $1 \cdot 10^{-11}$
Geschiebemergel (Schicht 4)	TL, TM, ST*/SU*	Porenraum	$1 \cdot 10^{-6}$ bis $1 \cdot 10^{-11}$
Schmelzwassersande (Schicht 5)	SE, SU/ST, ST*/SU*	Porenraum	$1 \cdot 10^{-3}$ bis $1 \cdot 10^{-4}$ $1 \cdot 10^{-4}$ bis $1 \cdot 10^{-6}$

Grundwasserpegelmessungen vom Standort über einen längeren Zeitraum von 15 - 20 Jahre gemäß DIN zur Festlegung von Bemessungswasserständen liegen nicht vor. Bei der Baugrunderkundung im Jahr 2007 sollen die Fläche zum damaligen Zeitpunkt überflutet gewesen sein.

Aufgrund der Lage des Standortes in der weitgespannten Senke sind für die Grundwasserstände neben den vorhandenen Wasserständen die Abflussverhältnisse der Vorflut als maßgebend anzusehen. Der höchstmögliche Grundwasserstand HHGW ist demzufolge dem Hochwasserstand der Vorflut gleichzusetzen, sofern sich nicht durch die gemessenen Wasserstände höhere Wasserspiegel ergeben. Insbesondere bei längeren Niederschlagsperioden und nach der Schneeschmelze muss mit einem entsprechenden Anstieg des Wasserspiegels gerechnet werden.

Über die maximalen Hochwasserstände liegen keine Messwerte vor. Bei Hochwasser ist von oberflächennahen Wasserständen auszugehen.

Es wird empfohlen, den Bemessungswasserstand mit Höhe OKG anzunehmen.

- Beton- und Stahlaggressivität

Zur Beurteilung der **Betonaggressivität** des Grundwassers nach DIN 4030 wurde eine Probe aus der BK entnommen und analysiert. Danach wurde die Aggressivität des Wassers nach DIN 4030 als **nicht betonangreifend** bestimmt. Gemäß DIN-Fachbericht 100, Tab. 2 entspricht diese Einstufung der Expositionsklasse XA0.



Die **Korrosionswahrscheinlichkeit** von unlegierten und niedriglegierten Stählen im Grundwasser kann mit einer Bewertungszahlsumme von $W_0 = 1,0$ als sehr gering bei Mulden- und Lochkorrosion und sehr gering bei Flächenkorrosion eingeschätzt werden.

Die Anwendbarkeit der DIN 50929 ist im Einzelfall je nach Anwendungsart, Materialqualität bzw. Legierung zu prüfen.

Das Wasser im Graben ist ebenfalls als nicht betonangreifend zu beurteilen. Gemäß DIN-Fachbericht 100, Tab. 2 entspricht diese Einstufung der Expositionsklasse XA0.

5 Baugrundbeurteilung

5.1 Allgemeine Baugrundeinschätzung

Für die Gründungsbetrachtungen ergibt sich nach den Baugrundaufschlüssen der Anlage 4 zusammenfassend folgendes Bild:

Danach stehen am Standort der geplanten Brücke unter dem Oberboden Schwemmlehme und z.T. locker gelagerte Schwemmsande an. Darunter folgen ab Tiefen von ca. 2,1 ... 3,3 m unter OKG dunkelgraue bis dunkelbraune Beckentone, die z.T. mit weichen-breiigen Konsistenzen anstehen. Die Beckentone weisen relativ hohe organische Anteile auf. Darunter folgen ab Tiefen von ca. 5,2 ... 7,3 m unter OKG Geschiebemergel, in die ab stark unterschiedlichen Tiefen von ca. 7,2 ... 7,4 m bzw. 13,2 m unter OKG Schmelzwassersande eingeschaltet sind.

Dabei sind auf der Westseite günstigere Gründungsverhältnisse festzustellen, als auf der Ostseite, so dass die Gründung ggfs. auch angepasst werden kann.

Grundwasser wurde in Tiefen von minimal ca. 1,8 m unter OKG $\approx$ 31,8 m NHN festgestellt. Das Grundwasser ist gespannt.

In Auswertung der vorgefundenen Situation lässt sich einschätzen, dass mit erhöhten Aufwendungen bei der Gründung zu rechnen ist. Diese Einschätzung ergibt sich insbesondere aus

- dem Schwemmlehm, den z.T. locker gelagerten Sanden sowie den z.T. weichen-breiigen Beckentonen mit relativ ungünstigen Tragfähigkeits- und Setzungseigenschaften bis in Tiefen von teilweise ca. 5,2 ... 7,0 m unter OKG,
- den unterschiedlichen Gründungsverhältnissen (Tiefgründung),
- den relativ hohen Grundwasserständen.

Der Schwemmlehm, die locker gelagerten Schwemmsande und die weichen-breiigen Beckentone sind infolge der relativ geringen Tragfähigkeit und den zu erwartenden großen Setzungen im Allgemeinen als Gründungsschicht als nur sehr bedingt und auch nur für kleine Lasten, speziell für das Bauvorhaben als nicht geeignet einzuschätzen. Zudem muss durch die ca. 3,6 m hohe Dammschüttung mit entsprechenden Setzungskumulationen bei einer Flachgründung gerechnet werden.

Der Geschiebemergel und die Schmelzwassersande sind bei zumindest steifer Konsistenz der bindigen Matrix bzw. zumindest mitteldichter Lagerung allgemein als mäßig bis relativ gut tragfähiger und mittel bis gering kompressibler Baugrund zu beurteilen.

Für die Gründung der Brücke wird vorzugsweise eine Tiefgründung mittels Bohr- oder Ortbetonrammpfählen empfohlen. Der Vorteil einer Tiefgründung ist in dem besseren Trag-

und Setzungsverhalten sowie auch in den geringeren Aufwendungen für die Baugruben zu sehen. Dem stehen höhere Kosten, z. B. infolge der BE, gegenüber.

Alternativ kann die Gründung der Brücke auch auf einer Bodenverbesserung oder als tiefe Flächengründung mit Bodenaustausch (Gründungspolster) erfolgen. Die Gründung hat dabei generell in frostfreier Tiefe bzw. mit frostfreier Überdeckung ($d \geq 1,0$ m) sowie unter Beachtung des Kolkschutzes zu erfolgen.

Bei Baugruben im Grundwasser wird für eine Baugrubensicherung infolge der relativ geringen Standfestigkeit der Schwemmsande ein dichter Verbau z. B. mittels Spundwänden empfohlen. Oberhalb des Grundwassers können Baugruben auch abgeböschet werden.

Bei Baugruben im Grundwasser ist eine Wasserhaltung auszubilden.

5.2 Gründungsvorschlag

Gemäß den Vorplanungen ist die neue Brücke als 1-feldriges Bauwerk geplant. Lastangaben liegen nicht vor.

Die tiefste Grabensohle ist im Standortbereich mit ca. 32,2 m NHN angegeben, sodass sich für die Gründungsbetrachtungen aus der erforderlichen Frostfreiheit der Gründung konstruktiv eine Mindestgründungskote von ca. $\leq 31,2$ m NHN ergeben würde. Zusätzlich ist der Kolkschutz zu berücksichtigen.

In Auswertung der vorgefundenen Situation am Standort der geplanten Baumaßnahme ergeben sich für die Gründung der Brückenwiderlager vordergründig folgende Lösungsvorschläge:

- Tiefgründung im Geschiebemergel (Schicht 4) bzw. den Schmelzwassersanden (Schicht 5),
- Bodenverbesserung,
- tiefe Flächengründung mit Bodenaustausch

- Tiefgründung

Für die Gründung der Brücke wird vorzugsweise eine Tiefgründung im Geschiebemergel oder den Schmelzwassersanden mittels Bohr- oder Ortbetonrammpfählen empfohlen. Mit einer Tiefgründung lassen sich auch die Aufwendungen für die Baugrube und die Wasserhaltung minimieren.

In Auswertung der Aufschlüsse der Anlage 4 werden für eine Tiefgründung mittels Bohrpfählen folgende Pfahlabsetzebenen vorgeschlagen:

WL Süd	$\leq 20,0$ (Ostseite) ... $23,0$ m NHN (Westseite)
WL Nord	$\leq 20,0$ (Ostseite) ... $23,0$ m NHN (Westseite).

Dabei kann die Gründungsebene auch an die unterschiedlichen Gründungsverhältnisse angepasst werden. Es wird jedoch eine einheitliche Absetzkote empfohlen.

Bei einer Ortbetonrammpfahlgründung mit optionaler Kiesvorverdichtung sind um bis zu ca. 4 - 6 m höhere Pfahlabsetzebenen möglich.

- tiefe Flächengründung

Alternativ kann die Gründung der Brücke auch auf einer Bodenverbesserung vorgenommen werden oder als Flach- bzw. tiefe Flächengründung mit Bodenaustausch (Gründungspolster) erfolgen.

Bei einer tiefen Flächengründung ist zusätzlich zur Vereinheitlichung des Trag- und Setzungsverhaltens ein Gründungspolster unter den Fundamenten je nach Belastung in einer Mächtigkeit von $d \geq 2,0 \dots 3,0$ m auszubilden. Die Dicke des Gründungspolsters ist letztendlich auf Basis von Setzungsbetrachtungen festzulegen.

Als Nachteil einer tiefen Flächengründung sind die erhöhten Aufwendungen für die Baugrube zu sehen. Zusätzlich sind bei einer tiefen Flächengründung noch die Mitnahmesetzungen infolge der Dammschüttung zu beachten. Eine tiefe Flächengründung ist aus unserer Sicht nur bei einem relativ setzungsunempfindlichen Bauwerk möglich.

Bei einer tiefen Flächengründung werden folgende Gründungssohlen (UK Bodenaustausch) vorgeschlagen:

WL Süd	$\leq 28,5$ (W) ... $27,5$ (O) m NHN
WL Nord	$\leq 28,5$ (W) ... $27,5$ (O) m NHN.

Dabei kann die Gründungsebene bzw. die Polstermächtigkeit auch an die unterschiedlichen Gründungsverhältnisse angepasst werden.

Die Bodenschichten sind bis zum Erreichen der geplanten Gründungskoten (UK Polster) zu durchfahren. Die Baugrubensohlen sind glatt abzuziehen und für eine einwandfreie Ausführung der Bauarbeiten wasserfrei zu halten.

Bei den Erdbauarbeiten aufgelockerte Lockergesteinsbereiche sind zur Vereinheitlichung der Lastabtragung bzw. des Verformungsverhaltens auszukoffern und vorzugsweise durch Magerbeton zu ersetzen.

Zur Stabilisierung des Gründungsplanums in ggfs. weichen-breiigen Bereichen wird empfohlen, bei Bedarf unmittelbar nach dem Aushub (rückschreitender Aushub) vollflächig eine Lage Grobschlagmaterial im Vorkopfeinbau einzudrücken/einzuwalzen.

Zum Schutz der Sohle und zur Vermeidung von Wassersackbildungen soll nach dem Freilegen eine ca. 0,15 - 0,2 m dicke verdichtete Sauberkeitsschicht Magerbeton aufgebracht werden. Das freigelegte Planum darf nicht durch Befahren oder andere Maßnahmen aufgelockert werden. Für Magerbetonpolster gelten die Lastausbreitungswinkel der DIN 1045 (alt).

Bei Gründungspolstern aus Mineralstoffgemischen wird zusätzlich ein Geogitter an der Basis des Bodenaustausches empfohlen. Um ein Eindringen des teilweise weichen-breiigen Bodens in das Polster zu vermeiden, ist an der Unterkante des Polsters zusätzlich eine Trennschicht in Magerbeton oder in Form eines Geovlies einzubringen.

Gründungspolster aus Mineralstoffgemischen sind mit einem seitlichen Überstand über die Konturen des Bauwerkes hinaus herzustellen, wobei der Überstand mindestens der Einbaudicke entsprechen soll ($\beta = 45^\circ$). Ist das geometrisch nicht möglich, ist das Polster dauerhaft einzuspannen (verbleibender Verbau als verlorene Schalung, Geogitter).

Für die Herstellung von Gründungspolstern aus Mineralstoffgemischen sollen generell nur gut kornabgestufte, grob- bis gemischtkörnige Mineralstoffgemische zum Einbau kommen. Im Hinblick auf eine gute Verdichtungsfähigkeit ist der Feinkornanteil (Korndurchmesser $\leq 0,063$ mm) auf weniger als 10 % zu begrenzen. Zur Vermeidung von Wassersackbildungen wird im vorliegenden Fall ein höherer Feinkornanteil von 15 – 20 % empfohlen. In Polsterzonen, die Frosteinwirkungen ausgesetzt werden können, darf der Feinkornanteil nicht mehr als 7 % im eingebauten und verdichteten Zustand betragen.

Gut geeignete Erdstoffe sind Schotter- oder Kiessandgemische aus Hartgestein in Anlehnung an die Regelsieblinien nach ZTV-SoB (zusätzliche technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Schichten ohne Bindemittel im Straßenbau) oder nach TL BuB E-StB 09. Schottergemische lassen in der Regel aufgrund ihrer kantigen Kornform eine bessere Verzahnung und Verspannung im Polster erwarten als rundkörnige Kiessandgemische. Die verwendeten Materialien müssen der Filterstabilität genügen.

Der Einbau und die Verdichtung sind generell lagenweise vorzunehmen. Die Schüttlagendicke soll $d = 0,30$ m nicht überschreiten und muss sich an den konkreten Mineralgemischen bzw. dem Verdichtungsgerät orientieren. Die Verdichtung ist generell auf

$$D_{Pr} \geq 100 \%$$

vorzunehmen.

Zur Prüfung der erreichten Verdichtungsgrade werden Lastplattenprüfungen in verschiedenen Prüfebene je nach Schüttungsdicke empfohlen. Im Zweifelsfall sind für eine direkte Dichtebestimmung Ersatzmethoden in situ auszuführen. Für Lastplattenprüfungen werden orientierende Prüfziele von

$$E_{v2} \geq 80 - 100 \text{ MN/m}^2$$

$$E_{v2}/E_{v1} \leq 2,3$$

auf der Polsteroberkante empfohlen. Die Prüfziele sind letztendlich nach Probeverdichtungen zu Baubeginn in Abhängigkeit vom verwendeten Material vom Bodengutachter festzulegen.

Für Gründungspolster, die nach o.g. Kriterien hergestellt worden sind, können folgende Berechnungskennwerte für Flachgründungen zum Nachweis der Tragfähigkeit und des Setzungsverhaltens in Ansatz gebracht werden:

Wichte des feuchten Bodens	$\gamma_n =$	20 - 21 kN/m ³
wirksamer Reibungswinkel	$\varphi' =$	35°
wirksame Kohäsion	$c' =$	0
Steifemodul	$E_s =$	40 - 60 MN/m ²

- Bodenverbesserung

Bei einer Bodenverbesserung würde sich für die Sande und Tone aus technischer Sicht als Vorzugslösung z. B. eine Rüttelstopfverdichtung (RSV) anbieten. Bei einer RSV können für eine Vorbemessung zulässige Bodenpressungen von ca. 200 - 250 kN/m² erwartet werden. Für Detailfragen sind wir zu konsultieren.

5.3 Bemessungswerte Flächengründung

Sollen Fundamente über die Bemessungswerte $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstandes nach DIN EN 1997-1 bzw. DIN 1054 (2010) bemessen werden, können unter Beachtung der Forderungen der DIN für die unter Punkt 5.2 genannten Gründungskoten bzw. Polsterdicken bei einer Einbindung von mindestens $d = 1,0$ m und Fundamentbreiten von b bzw. $b' = 1,0$ bis $5,0$ m folgende Werte vorausgesetzt werden:

Tabelle der Bemessungswerte des Sohldruckes $\sigma_{R,d}$ [kN/m²]

Einbinde- tiefe* t [m]	Fundamentbreite b bzw. b' [m]			
	1,0	2,0	3,0	5,0
1,0	175	200	210	190
1,5	195	245	270	220
2,0	250	285	305	240

(Achtung: keine zulässigen Bodenpressungen!)

*kleinster Abstand zwischen Geländeoberfläche und Fundamentunterkante (Erdüberdeckung)

Die Anwendung der o.g. Werte für die zul. Bodenpressung setzen eine mindestens weiche-steife Konsistenz des Bodens ($I_c \geq 0,6$) voraus.

Die o. g. Werte gelten nur für einfache Fälle mit horizontalen Geländeoberkanten und einen lotrecht-mittigen Lastangriff gemäß DIN 1054. Den Werten liegt ein Anteil veränderlicher Lasten von 0,4 sowie ein H/V-Verhältnis von 0,1 zugrunde.

Für eine überschlägliche Bemessung des Grundbruches über den aufnehmbaren Sohldruck (zulässige Bodenpressungen) gemäß DIN 1054 (2005) sind die o.g. Werte mit einem Faktor von 1,4 zu dividieren.

Die angegebenen Bemessungswerte können nach überschläglichen Abschätzungen bei Fundamenten mit Breiten bis 3 m zu Setzungen in einer Größenordnung von ca. 20 ... 40 mm, bei breiteren Fundamenten zu stärkeren Setzungen proportional der Fundamentbreite führen. Die Setzungen sind anhand konkreter Lasten und Geometrien zu prüfen. Zusätzlich sind Setzungskumulationen durch benachbarte Lasteintragungen (z. B. Dammschüttung) zu beachten, da diese zu Mitnahmesetzungen bzw. Verkipnungen führen können.

Höhere Werte sind durch eine Vergrößerung der Dicke des Gründungspolsters oder höhere zulässige Setzungswerte möglich. Bei vorhandenen höheren Bodenpressungen, außermittigem Lastangriff mit hohen Horizontalkräften, Fundamenten mit Fundamentbreiten > 5 m oder stärker geneigten Geländeoberkanten sind zusätzlich die Verformungen nach DIN 4019 zu untersuchen und die Grundbruchsicherheit nach DIN 4017 nachzuweisen.

Die zulässige Kantenpressung kann mit einem Wert von $1,3 \cdot \sigma_0$ angenommen werden.

Bei der Bemessung flächenhafter Gründungen nach dem Prinzip des elastisch gebetteten Balkens können bei einer Gründung mit Polster folgende **Bettungsmoduli** als Eingangswert für die Berechnungen in Ansatz gebracht werden:

Beckenton	$k_S = 4 - 8 \text{ MN/m}^3$
Geschiebemergel	$k_S = 8 - 15 \text{ MN/m}^3$
Schmelzwassersande	$k_S = 15 - 40 \text{ MN/m}^3$.

Der Bettungsmodul ist iterativ auf der Grundlage der Spannungsverteilung in den Sohlflächen sowie unter Berücksichtigung der Steifemodule der relevanten Schichten (Verformungen) zu bestimmen und stellt keinen Baugrundkennwert dar.

Der Sohlreibungswinkel für den Nachweis der Gleitsicherheit kann bei örtlich hergestellten Fundamenten mit $\delta_{sf} = 22^\circ$ angenommen werden.

Sollen Fundamente zur Anpassung an örtliche Gegebenheiten abgetreppt ausgebildet werden, so ist in den Sanden ein Abtreppwinkel zwischen der Horizontalen und der gedachten Verbindungslinie zwischen benachbarten Fundamentkanten von $\beta \leq 25^\circ$ einzuhalten, sofern

die Belastungen aus den höher gelegenen Fundamenten bzw. -abschnitten bei der Bemessung der tiefer liegenden unberücksichtigt bleiben.

Es wird empfohlen, nach Vorlage der Entwurfsplanung mit konkreten Gründungsdaten Standsicherheitsnachweise und Gebrauchstauglichkeitsnachweise im Sinne eines geotechnischen Entwurfsberichtes nach EC 7-1 ausführen zu lassen. Dazu sind wir zu konsultieren.

5.4 Berechnungskennwerte Tiefgründung

Für setzungsempfindliche Konstruktionen wird generell eine Tiefgründung empfohlen. Der Vorteil einer Tiefgründung ist in dem besseren Trag- und Setzungsverhalten sowie auch in den geringeren Aufwendungen für die Baugruben zu sehen. Dem stehen höhere Kosten, z. B. infolge der BE, gegenüber.

Eine Tiefgründung kann z. B. mittels Bohrpfählen oder Ortbetonrammpfählen ausgebildet werden.

- Bohrpfähle

In Auswertung der Aufschlüsse der Anlage 4 werden für klassische Bohrpfähle folgende Pfahlabsetzebenen vorgeschlagen:

WL Süd	$\leq 20,0$ (Ostseite) ... 23,0 m NHN (Westseite)
WL Nord	$\leq 20,0$ (Ostseite) ... 23,0 m NHN (Westseite).

Es wird jedoch eine einheitliche Gründungsebene vorgeschlagen. Die konkreten Absetzebenen richten sich neben der Mindesteinbindetiefe nach der Größe der mobilisierbaren Widerstände (lt. Pfahlbemessung).

Bohrpfähle sind gemäß DIN EN 1536 herzustellen. Gemäß den Forderungen der DIN 1054 wird vorausgesetzt, dass die normgerecht hergestellten Pfähle mindestens 2,5 m in die der Bemessung zugrunde gelegten, tragfähigen Schicht einbinden und die Mächtigkeit der tragfähigen Schicht unterhalb der Pfahlfußfläche nicht weniger als 3 Pfahldurchmesser, mindestens aber 1,5 m beträgt. Die Mindestpfahllänge im Baugrund beträgt 5,0 m oder fünffacher Pfahldurchmesser.

Für die Bemessung einer Pfahlgründung können nach den Feld- und Laborprüfungen sowie unter Berücksichtigung von Erfahrungs- und Vergleichswerten folgende charakteristischen Werte für den Pfahlspitzenwiderstand $q_{b,k}$ (σ_S) sowie für die Mantelreibung $q_{s,k}$ als

Bruchwerte für einen Einzelpfahl ($a \geq 3 \cdot D$) bei o.g. Gründungskoten in Ansatz gebracht werden:

Bezogene Pfahlkopfsetzung s / D_s	Pfahlspitzenwiderstand $q_{b,k} \text{ [MN/m}^2\text{]}$	
	Geschiebemergel ($\leq 22,5 \text{ m NHN}$)	Schmelzwassersande
0,02	0,95	1,05
0,03	1,2	1,35
0,10 ($\cong s_g$)	1,6	3,0

Für die Mantelreibung $q_{s,k}$ können folgende Werte als Bruchwerte in Ansatz gebracht werden:

Bodenart	Mantelreibung $q_{s,k} \text{ [MN/m}^2\text{]}$
Beckenton (Schicht 3)	0,03 - 0,04
Geschiebemergel (Schicht 4)	0,05 (0,07) ($> 24,5 \text{ m NHN}$) 0,06 (0,08) ($> 22,5 \text{ m NHN}$) 0,07 (0,10) ($\leq 22,5 \text{ m NHN}$)
Schmelzwassersande (Schicht 5)	0,10 (0,15) 0,12 (0,20) ($\leq 20,5 \text{ m NHN}$)

Die in Klammern gesetzten oberen Grenzwerte dienen nur zur Orientierung für mögliche höhere Tragfähigkeitswerte z. B. nach EA Pfähle. Zum Ansatz dieser höheren Werte werden generell Pfahlprobelastungen zur Bestätigung der Annahmen empfohlen.

In der Schicht 1 und 2 sowie in den weichen-breiigen Bereichen der Schicht 3 ist der Ansatz einer positiven Mantelreibung generell unzulässig.

In den weichen-breiigen Bereichen und den sehr locker gelagerten Schwemmsanden ($N_{10} < 4$) ist infolge der Dammsetzungen eine negative Mantelreibung von $\tau_m = -10 \text{ kN/m}^2$ mit anzusetzen.

Eine Erhöhung der Pfahltragfähigkeit ist prinzipiell möglich durch

- Probelastungen
- Vergrößerung der Einbindetiefe
- Nachverpressungen in der Pfahlmantelfläche
- Vergrößerung der Pfahldurchmesser.

Für den Nachweis der ausreichenden Sicherheit des Einzelpfahles gegen Versagen infolge Bruch nach DIN 1054 (GZ 1B) ist die Grenzzustandsbedingung

$$E_{1,d} \leq R_{1,d}$$

zu erfüllen mit $E_{1,d}$ als Bemessungswert der Beanspruchung und $R_{1,d}$ als Bemessungswert des Pfahlwiderstandes. Hinsichtlich der Teilsicherheitsfaktoren wird auf die Tabellen A 2.1 - 2.3 der DIN 1054 bzw. DIN 1997-1 verwiesen. Für eine überschlägliche Berechnung nach DIN 1054 (1976) sind die resultierenden Bruchlasten mit $\eta = 2,0$ für den Lastfall 1 abzumindern.

Die o.g. Bemessungswerte lassen Setzungen des Einzelpfahls unter der Gebrauchslast (GZ 2) in einer Größenordnung von $s \leq 1,0 \dots 2,0$ cm für Bohrpfähle $d \leq 1,20$ m erwarten, wobei zu beachten ist, dass herstellungsbedingte Anliegeverformungen in der Kontaktfläche Pfahlfuß / Boden baupraktisch nie auszuschließen sind. Bei sachgerechter Arbeit sind diese Verformungen im Millimeterbereich zu erwarten. Die Bohrlochsohlen sind von beim Bohren aufgelockerten Erdstoffpartien zu säubern und abzugleichen.

Die Setzungswerte sind anhand der konkreten Pfahllasten und der Pfahlkonzeption zu prüfen. Gruppenwirkungen von Pfählen sind zusätzlich zu beachten, da sie sich allgemein mindernd auf die Tragfähigkeit des Einzelpfahls bzw. setzungserhöhend für das Gesamtsystem auswirken.

Infolge der geologischen Verhältnisse und der Grundwasserverhältnisse ist zu beachten, dass Bohrpfähle nur mit Verrohrung ausgeführt werden dürfen. Zur Vermeidung von Auflockerungen in Höhe der Bohrlochsohle soll das Bohrrohr bei der Herstellung dem Entnahmegerät mindestens einem halben Bohrdurchmesser, mindestens jedoch 0,5 m vorausseilen.

Im Grundwasser ist der Bohrvorgang unter Wasserüberdruck mit einer Wassersäule von mindestens 1 m über dem höchsten bauzeitlichen Wasserstand durchzuführen, um einen hydraulischen Grundbruch zu vermeiden. Der Wasserüberdruck bezieht sich dabei auf den Wasserstand im Rohr bei herausgezogenem Bohrwerkzeug.

Zur Abtragung von Horizontalkräften können geneigte Pfähle hergestellt werden. Bei Pfählen mit einem Pfahlschaftdurchmesser $D_s \geq 0,3$ m darf eine elastische horizontale Bettung nach DIN 1054 angesetzt werden. Der horizontale Bettungsmodul kann über die Beziehung

$$k_{s,k} = E_{s,k} / D_s$$

ermittelt werden mit $E_{s,k}$ als charakteristischer, horizontaler Steifemodul des Bodens und D_s als Pfahlschaftdurchmesser ($D_s \leq 1,0$ m). Bei $D_s > 1$ ist $D_s = 1$ m anzusetzen. Die anrechenbare Bettungsspannung soll 50 % des möglichen Erdwiderstandes ($E \leq 0,5 E_p$) nicht überschreiten. Der Anwendungsbereich ist auf eine rechnerische maximale Horizontalverschie-

bung von 2 cm oder 3 % des Pfahldurchmessers begrenzt, wobei der kleinere Wert maßgebend ist.

Als horizontale Steifezahlen können folgende Werte (Grenzwertbetrachtung) vorausgesetzt werden:

Schicht - Nr.	Bodenart	Steifezahl $E_{s,k}$ [MN/m ²]
1	Schwemmlehm	3 ... 5
2	Schwemmsande	6 ... 10
3	Beckenton	3 ... 5 ($I_c < 0,75$) 5 ... 8 ($I_c \geq 0,75$)
4	Geschiebemergel	8 ... 12
5	Schmelzwassersande	20 (OK) ... 40 (UK) ($N_{10} \geq 7$)

* Bei Auffüllungen ohne Verdichtungsnachweis sowie im weichen Decklehm / in den lockeren Decksanden darf der oberste Bereich bis 1 m Tiefe nicht mit berücksichtigt werden.

Dabei kann in den bindigen Böden (Schwemmlehm, Geschiebemergel, Beckenton) im Regelfall eine konstante Verteilung und in den Sanden eine mit der Tiefe ansteigende Verteilung vorausgesetzt werden.

Die Pfahlsohlen sind stichprobenartig in ausreichendem Umfang über das Baufeld verteilt und verstärkt zu Beginn der Arbeiten durch den Gutachter abnehmen zu lassen.

- Ortbetonrammpfähle

Eine **Ortbetonrammpfahlgründung** nach DIN EN 12699 (Frankipfahl oder vergleichbar) bietet im Vergleich zu Bohrpfählen den Vorteil, dass es herstellungsbedingt zu einer Verdichtung und damit Verbesserung der Tragfähigkeit unterhalb der Pfahlsohle kommt und dass die Pfähle über das Pfahlfußvolumen und eine bedarfsweise Kiesvorverdichtung an die vorgefundenen Baugrundverhältnisse angepasst werden können. Daher sind kürzere Pfahllängen möglich. Zudem kann über das Rammkriterium bei der Pfahlherstellung ein direkter Rückschluss auf die Pfahltragfähigkeit gezogen werden und die Gründung angepasst werden. Zu beachten sind jedoch mögliche Rammhindernisse und die erhöhte Haftreibung.

Ortbetonrammpfähle sollen mindestens 3,0 m tief in ausreichend tragfähigen Baugrund einbinden. Als tragfähiger Baugrund werden im Sinne der DIN-Normen mindestens mitteldicht gelagerte Sande mit $q_c \geq 10$ MN/m² oder mindestens halbfeste bindige Böden definiert. Bei steifen oder lockeren Böden müssen durch eine Kiesvorverdichtung vergleichbare Verhältnisse geschaffen werden.

Als mögliche Pfahlabsetzkote für eine Ort betonrammpfahlgründung mit bedarfsweiser Kiesvorverdichtung können folgende Koten angenommen werden:

WL Süd	$\leq 27,0$ (W) ... 25,0 (O) m NHN
WL Nord	$\leq 27,0$ (W) ... 25,0 (O) m NHN.

Für die Vorbemessung können bei Pfahlrohrdurchmessern von 56 cm und Kiesvorverdichtung charakteristische Pfahlwiderstände im Gebrauchszustand $R_{2,k}$ von ca. 2,0 - 2,4 MN erwartet werden. Die zu erwartenden Setzungen liegen bei ca. < 1 ... 2 cm.

Für die Festlegung der zulässigen Pfahllasten und der Absetzkoten sind letztendlich die Rammkriterien der jeweiligen Hersteller (Einbindelänge, Schlagzahl, Pfahlfußvolumen, Eindringtiefe pro Endhitze bzw. die geleistete Rammarbeit auf den letzten 2 bzw. 4 Rammmetern) als maßgebend anzusehen.

Allgemein ist zu beachten, dass erfahrungsgemäß in bindigen Böden die Schlagzahlen infolge Porenwasserdruckaufbau im Bezug zu den definierten Rammkriterien gegebenenfalls zu hohe Pfahltragfähigkeiten vorspiegeln können. Wir empfehlen daher eine statische Pfahlprobelastung oder aber für die Bemessung der Pfahltragfähigkeit ein erhöhtes Rammkriterium zugrunde zu legen bzw. die aus den Rammkriterien ableitbaren zulässigen Pfahllasten abzumindern.

6 Bautechnische Hinweise

6.1 Böschungen / Baugruben / Leitungsgräben

Baugruben sind gemäß DIN 4124 abzuböschten oder zu verbauen. Dabei können sich in Abhängigkeit der Lage und der Aushubtiefe auch abschnittsweise unterschiedliche oder auch kombinierte Ausbildungen ergeben. Bei Arbeiten im Gründungsbereich von vorhandener Bebauung sind die Forderungen gemäß DIN 4123 einzuhalten. Für Rohrgräben sind zusätzlich die Forderungen gemäß DIN EN 1610 zu beachten.

Im Bereich von Lasteinträgen aus Verkehr, Stapellasten, Dammschüttung etc. sind Baugruben durch Verbauwände zu sichern. Für Baugruben im Grundwasser wird infolge der geringen Standsicherheit der enggestuften und ausrollgefährdeten bzw. auch im teilgesättigten Zustand fließgefährdeten Sande vorzugsweise ein „dichter“ Verbau, z. B. mittels Spundbohlen, empfohlen.

Für Verbaumaßnahmen sind grundsätzlich die **Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben** (EAB) der DGGT zu beachten.

Außerhalb zu sichernder Bebauung oder Verkehr können die Baugruben auch abgeböschet werden. Dabei dürfen bis maximal 3 m Tiefe und oberhalb des Grundwassers bzw. bei einer Grundwasserabsenkung folgende Böschungswinkel nicht überschritten werden:

Auffüllungen, Schwemmsande Schwemmlehm, Beckenton von mindestens weicher Konsistenz ($I_c \geq 0,5$)	$\beta = 45^\circ$
Schwemmlehm, Beckenton, Geschiebemergel von mindestens steifer Konsistenz ($I_c \geq 0,75$)	$\beta = 60^\circ$

Bei Baugrubenhöhen > 3 m wird infolge der hohen Erosionsempfindlichkeit der Sande die Anordnung von Bermen empfohlen. Infolge möglicher Bändertonlagen in den Schichten 1 und 3 sind Baugruben abnehmen zu lassen.

Für größere Standhöhen, bei belasteten Böschungsschultern sowie bei Schicht- und Sickerwasserandrang sind Böschungswinkel entsprechend zu verkleinern. Für den Fall ist generell die Standsicherheit nach DIN 4084 nachzuweisen. Baugrubenböschungen sind vor Witterungseinflüssen (Austrocknung, Oberflächenwasser) z.B. mittels Folien etc. entsprechend zu schützen. Bei geringem Sickerwasseranstrom können Baugrubenböschungen z.B. auch mit Stützfiltern bzw. Kieskeilen gesichert werden.

- Hinterfüllung der Widerlager

Für die Hinterfüllung der Widerlager sind die bindigen Böden (Decklehm, Geschiebelehm, Beckenschluffe, Beckenton) sowie auch die enggestuften Sande und vergleichbare Auffüllungen ohne qualifizierte Bodenverbesserung als nicht oder nur sehr bedingt geeignet einzuschätzen. Daher werden gemäß ZTVE-StB nur gut verdichtbare Kies-Sand-Gemische der Bodengruppen GW, GI, GU/GT, SW, SI oder SU/ST nach DIN 18196, Gemische aus gebrochenem Gestein 0/100 oder geeignetes Recyclingmaterial empfohlen. Der Feinkornanteil (Korndurchmesser $\leq 0,063$ mm) soll zur besseren Verdichtbarkeit auf weniger als 10 % begrenzt sein.

Alternativ können die Geschiebelehme, die Beckenschluffe und die enggestuften Sande auch z. B. durch eine Bodenbehandlung (QBV) oder die Sande durch Zugabe von Fehlkorn verbessert werden.

Das Material ist gleichmäßig in Lagen einzubauen und zu verdichten, wobei die maximale Schütthöhe höchstens 30 cm betragen darf. Für die Planung können die Schütthöhen und die Zahl der Übergänge in Abhängigkeit der gewählten Hinterfüllmaterialien der Tabelle 2 der ZTVA-StB entnommen werden. Die angegebenen Werte stellen Anhaltswerte dar. Bei ungünstigen Bedingungen (z.B. relativ hoher Wassergehalt, Verbau) kann eine Herabsetzung der zulässigen Schütthöhen erforderlich werden.

Die Verdichtung im Hinterfüll- und Überschüttbereich sowie im Bereich der Böschungskegel an den Bauwerksflügeln ist gemäß ZTVE-StB auf

$$D_{Pr} \geq 100 \%$$

vorzunehmen.

Die bei der Bauwerkshinterfüllung erzielten Qualitätsparameter sind durch entsprechende Eigenüberwachungs- bzw. Kontrollprüfungen nachzuweisen. Gemäß Abschnitt 14.6 der ZTVE-StB beträgt die Anzahl der Eigenüberwachungsprüfungen für Hinterfüllbereiche mindestens eine Messung in jeder 3. Schüttlage je 200 m² Schüttlagenfläche. Zusätzlich werden 2 Rammsondierungen empfohlen. Auf dem Planum sind 1 statischer Plattendruckversuch oder alternativ 2 dynamische Plattendruckversuche je 100 m² durchzuführen.

Die geforderten Verdichtungskriterien sind direkt über Dichtemessungen und Proctorversuche nachzuweisen. Wenn das prüftechnisch schwierig oder zu zeitaufwendig ist, sind unter Beachtung der erforderlichen Korrelation auch indirekte Prüfungen, wie z.B. statische Plattendruckversuche, Versuche mit dem dynamischen Fallgewichtsgerät (doppelte Anzahl) möglich.

Die Ausführungen des „Merkblatt über den Einfluss der Hinterfüllung auf Bauwerke“ der FGSV (1994), Köln sind zu beachten.

6.2 Wasserhaltung

Infolge der festgestellten Wasserverhältnisse mit Grundwasserständen ab teilweise 1,8 m unter OKG ist je nach gewählter Gründungsvariante eine Wasserhaltung auszubilden oder bedarfsweise vorzuhalten. Die Wasserhaltung und die anfallenden Wassermengen hängen neben den Bodenarten hauptsächlich von den bauzeitlichen Grundwasserständen, der Größe der Baugrube sowie der Absenktiefe ab.

Bei Ausführung einer Tiefgründung liegen die Aushubebenen oberhalb oder nur geringfügig im Grundwasser, sodass eine Wasserhaltung voraussichtlich nicht bzw. nur im Detail erforderlich macht. Zusitzende Wässer sowie Niederschlagswässer sind über Sohldränagen den Pumpensümpfen an den Tiefststellen zuzuführen und dort abzupumpen.

Für Baugruben im Grundwasser ist eine Wasserhaltung auszuführen. Bei kleinen Baugruben, kurzen Bauzeiten und nur geringen Absenktiefen von ca. 1,0 ...1,5 m in den Sanden kann die Wasserhaltung in den bindigen Böden und auch in den Sanden erfahrungsgemäß als offene Wasserhaltung, z. B. mittels Pumpensümpfen oder Dränleitungen ausgebildet werden. Bei bauzeitlich hohen Wasserständen bzw. bei größerem Wasserandrang kann sich jedoch eine Kombination aus offener und geschlossener Wasserhaltung (Bohrbrunnen, Spülfilter) erforderlich machen.

Bauzeitliche Grundwasserabsenkungen sind mindestens bis 0,5 m unter Aushubsohle auszuführen, um ausreichend stabile Planien herstellen zu können.

Für Grundwasserhaltungsmaßnahmen in den stärker grobkörnigen Sanden wird empfohlen, Pumpensümpfe und Brunnen mit möglichst großen Durchmessern auszubilden. In den stärker bindigen feinkörnigen Sanden können sich dagegen Spülfilter günstiger auswirken.

Die Grundwasserabsenkungen sind vor dem Erdaushub vorzunehmen, um Auflockerungen zu vermeiden.

Brunnen, Pumpensümpfe und Sohldränagen sind generell filterstabil auszubilden. Nach dem Setzen des ersten Brunnens ist durch eine Probeabsenkung Zahl, Tiefe und Abstände der vorgesehenen Brunnen zu prüfen.

Baugruben im Grundwasserbereich sind gegen hydraulischen Grundbruch nachzuweisen.

6.3 Nachbarsicherung

Im Bereich von angrenzender Bebauung oder Verkehr sind Baugruben verformungsarm auszubilden (Aussteifungen, Verankerungen). Der Ansatz des Erddruckes richtet sich nach den zulässigen Verformungswerten. Allgemein wird zumindest der Ansatz des erhöhten aktiven Erddruckes empfohlen:

$$k_{ae} = \frac{k_a + k_o}{2}$$

mit k_{ae} - erhöhter aktiver Erddruck, k_o - Erdruchedruck, k_a - aktiver Erddruck.

Die Verträglichkeit der zu erwartenden Wandverformungen und der Setzungen, die sich für die baulichen Anlagen hinter der Baugrubenwand ergeben, ist zu prüfen. Die tatsächlichen Wandverformungen und die Setzungen sind durch Messungen zu überwachen.

6.4 Verlegen von Rohrleitungen

Allgemein kann nur vorausgesetzt werden, dass die bindigen Böden der Schichten 1, 3 und 4 mit Ausnahme der weichen-breiigen oder lokal vernässten Bereiche sowie die Sande bei zumindest lockerer Lagerung in der Regel ausreichende Tragfähigkeiten für Rohrleitungen besitzen.

Die Grabensohlen sind glatt abzuziehen bzw. herzustellen und für eine einwandfreie Ausführung der Bauarbeiten wasserfrei zu halten. Bei den Erdarbeiten aufgelockerte oder aufgeweichte Bereiche sind auszukoffern und durch gut verdichtbares Mineralstoffgemisch oder Magerbeton zu ersetzen.

Das Planum ist vor Frost und Aufweichungen durch Wasserzutritt zu schützen. In den bindigen Bereichen sollen die Aushubsohlen infolge der Witterungsempfindlichkeit möglichst schnell wieder überbaut werden. Ist das nicht möglich, sind Schutzschichten $\geq 0,3$ m zu belassen.

Bei Grabensohlen in den weichen-breiigen Bereichen oder in lokal vernässten Bereichen sowie in den locker-sehr lockeren Sanden sind Mehraufwendungen durch sohlstabilisierende Maßnahmen erforderlich.

Bei Feststellung einer ungenügenden Trittfestigkeit ist der Gründungsbereich ca. $\geq 0,2 \dots 0,3$ m tiefer auszukoffern und durch gut abgestuftes, scherfestes Mineralstoffgemisch (z.B. Kies-Sand-Gemische der Verdichtbarkeitsklasse V1 (z.B. Körnung 0/32 ... 0/45 mit Feinkorn < 15 %) oder vergleichbare Materialien, wie Schotter oder Recyclingmaterial) zu ersetzen, um die ordnungsgemäße Verdichtung der Rohrzone zu gewährleisten. Bei sehr schlechten Verhältnissen wird zusätzlich die Verlegung eines Geogitters mit Trennvlies auf dem Erdplanum (Polsterunterkante) empfohlen.

Da die anstehenden Böden für eine unmittelbare Rohrauf Lagerung zum Teil nicht bzw. nicht durchgängig geeignet sind (z. T. weiche-breiige Konsistenz, lockere Lagerung oder Kieskornteile), wird eine einheitliche Rohrauf Lagerung auf einer Kiessandbettung empfohlen. Das Größtkorn der Bettung soll nach DIN EN 1610 auf 22 mm ($DN \leq 200$) bzw. 40 mm ($200 < DN \leq 600$) beschränkt sein.

Für die Verfüllung der **Rohrzon**en bis 300 mm über Rohrscheitel wird generell nur ein gut abgestuftes Sand- oder Kies-Sand-Gemisch mit Größtkorn 20 mm (ZTVE-StB) empfohlen. Die Verfüllung ist lagenweise und auf beiden Seiten gleichmäßig vorzunehmen, um Rohrverlagerungen auszuschließen. Innerhalb der Leitungszone ist das Verfüllmaterial von Hand oder mit leichten Verdichtungsgeräten mit einem Verdichtungsgrad von $D_{Pr} \geq 97$ % (ZTVA) zu verdichten.

Unter **Verkehrsflächen** sind die Forderungen der ZTVE-StB einzuhalten. Da die anstehenden, bindigen Böden infolge ihrer allgemein hohen Wasserempfindlichkeit und/oder schlechten bauseitigen Verdichtbarkeit für eine Wiederverfüllung unter Verkehrsflächen zumeist nicht oder nur bedingt geeignet sind, werden gut kornabgestufte grob- bis gemischtkörnige Mineralgemische der Verdichtbarkeitsklasse V 1 nach ZTVA-StB (Bodengruppen GW, GI, SW, SI, GU/GT, SU/ST mit Feinkornanteil < 10 % oder vergleichbares Recyclingmaterial) empfohlen, die im Bereich Planum bis 1,0 m unter Planum auf $D_{Pr} \geq 100$ % und darunter auf $D_{Pr} \geq 98$ % zu verdichten sind.

Die Schütthöhen können entsprechend Tabelle 4 der ZTVA-StB gewählt werden. Die geforderten Verdichtungswerte sind entsprechend nachzuweisen. Bei Grabentiefen ≥ 2 m sind gemäß ZTVA-StB Eigenüberwachungsprüfungen aller 25 m vorzusehen. Zusätzlich empfehlen wir Kontrollprüfungen.

6.5 Bohr- und Rammpbarkeit der Böden

Den bis zur Aufschlussendteufe erkundeten Baugrundsichten können aufgrund von Erfahrungswerten folgende Bohr- und Rammeigenschaften zugeordnet werden:

Schicht Nr.	Bodenart	Bohrbarkeit	Rammbarkeit
1	Schwemmlehm	leicht* ¹	leicht* ¹
2	Schwemmsande	leicht bis mittel	leicht bis mittel* ²
3	Beckenton	leicht bis mittel* ¹	leicht bis sehr schwer* ²
4	Geschiebemergel	leicht bis mittel* ²	mittel bis sehr schwer* ²
5	Schmelz - wassersande	leicht bis schwer* ²	mittel bis nicht rammbar* ²

*1 erhöhter Haftwiderstand an Verrohrung möglich

*2 Hindernisse durch Gerölle/Geschiebe (Steine/Blöcke/große Blöcke) möglich

Bei Schlagzahlen der Schweren Rammsonde von $N_{10} \geq 30 \dots 40$ ist von einer schweren bis schwersten Rammung auszugehen. Für diesen Fall sind generell schwere gedrungene Profile sowie bedarfsweise Rammhilfen mit einzuplanen.

6.6 Anschlussbauwerk, Erdbauwerk

Im Übergang Bauwerk-Anschlussdämme ist auf einen möglichst gleichmäßigen Übergang zu achten, um starke Setzungsunterschiede zu vermeiden.

Die Setzungen der Anschlussdämme hängen sowohl von dem Eigensetzungsverhalten des Dammschüttmaterials als auch von den Setzungen des Bodens infolge Dammauflast ab.

Die **Eigensetzungen** der Dämme sind bei Verwendung von gut abgestuften Kies-Sand-Gemischen oder vergleichbare Materialien als praktisch vernachlässigbar einzuschätzen. Bei bindigen Dammbaumaterialien aus Seitenentnahmen der anstehenden Erdstoffe sind Eigensetzungen in Größenordnungen von 0,2 bis 1 % der Dammhöhe zu erwarten.

Die **Setzungen des Bodens** unter den Dämmen sind nach U 4.2 bei einer Dammhöhe von ca. 3,6 m in den anstehenden bindigen oder locker gelagerten, sandigen Deckschichten überschläglich in Größenordnungen von ca. 5,0 bis 8,0 cm zu erwarten. Demnach werden ca. 60 - 70 % der Setzungen bei einer Bauzeit von bis zu 6 Monaten abgeklungen sein. Die Restsetzungen können sich mehrere Jahre hinziehen.

Zur Reduzierung der Setzungen infolge des Dammes wird eine Bodenverbesserung, z. B. mittels Rüttelstopfsäulen oder CSV-Säulen im Dammanschlussbereich bis ca. 10 – 15 m hinter dem Bauwerk empfohlen. Alternativ sind bei langen Liegezeiten auch Vorschüttungen oder Überschüttung mit ca. 1 – 2 m Auflast möglich. Für Detailfragen sind wir zu konsultieren.

6.7 Sonstige Allgemeine Hinweise zur Bauausführung

Der am Standort oberflächlich anstehende bindige bis gemischtkörnige Decklehm besitzt allgemein eine hohe Wasser- und Bewegungsempfindlichkeit, die bei Wasserzufuhr zu einer schnellen Konsistenzverschlechterung und damit zu einer Verringerung oder Nichtgewährleistung sowohl der Einbaufähigkeit als auch der Befahrbarkeit führen kann. Auch die oberflächlich anstehenden lockeren feinkörnigen Sande neigen bei Entlastung zur Auflockerungserscheinungen und sind schlecht befahrbar.

Für schwere Geräte sind daher Maßnahmen zur Gewährleistung eines tragfähigen Planums (z.B. Polster $d \geq 0,3$ m) einzuplanen. Zusätzlich wird in bindigen Bereichen auf dem Erdplanum ein kombiniertes Geotextil mit Trenn- und Bewehrungsfunktion empfohlen.

7 Umweltrelevante Untersuchungen

7.1 Flächen mit grundsätzlichem Untersuchungsbedarf

Angaben über altlastenverdächtige Flächen liegen nicht vor.

7.2 Verwendbarkeit der Ausbaustoffe und Böden

7.2.1 Ausbauasphalt

- entfällt

7.2.2 Straßenaufbruch

- entfällt

7.2.3 Bodenmaterial

Die gewonnenen Bodenproben waren zumeist alle organoleptisch unauffällig. Die Proben aus den Auffüllungen sowie auch die aus den Decksanden wiesen zum Teil eine dunkelbraune Farbe auf, was auf erhöhte organische Anteile (z. B. PAK, TOC) hinweisen kann.

- Untersuchung nach BBodenSchV

Zur orientierenden Untersuchung einer möglichen Kontamination des Bodens wurde 1 Mischprobe hergestellt und gemäß der Bundes-Bodenschutz-Verordnung (BBodSchV) untersucht. Gemäß den Untersuchungen der EUROFINS-AUA GmbH wurden folgende Bewertungen vorgenommen:

Probe	Zuordnungsrelevanter Parameter	Überschreitung Vorsorgewerte BBodSchV
MP 1 (0,0 - 0,5 m)	-	nein

Nach den Ergebnissen wurden die Vorsorgewerte der BBodSchV für Sand nicht überschritten. Für detaillierte Werte wird auf Anlage 7.2.3 verwiesen.

- LAGA-Untersuchungen

Zur orientierenden Untersuchung einer möglichen Kontamination des Bodens wurden insgesamt 3 Mischproben hergestellt und gemäß der *Technischen Regel Boden der Länderarbeitsgemeinschaft Abfall (LAGA M 20 - Mindestuntersuchungsprogramm)* untersucht. Gemäß den Ergebnissen wurden folgende Bewertungen vorgenommen:

Probe	Tiefe unter OKG (m)	Zuordnungsrelevante Parameter	Zuordnungsklasse LAGA Boden 04	AVV-Schlüssel
MP Decklehm		-	Z 0	17 05 04
MP Sande		-	Z 0	17 05 04
MP Beckenton/ Geschiebemergel		-	Z 0	17 05 04

*vorläufige Einstufung

Nach den Ergebnissen entsprechen die Mischproben alle dem Zuordnungswert Z 0. Boden der Zuordnungsklasse Z 0 kann uneingeschränkt an anderer Stelle eingebaut werden, sofern die Schadstoffgehalte in den Abfällen mit dem regional vorkommenden natürlichen Boden / Gestein vergleichbar sind. Beim Unterschreiten dieser Zuordnungswerte ist davon auszugehen, dass relevante Schutzgüter nicht beeinträchtigt werden. Die z.T. schlechte bautechnische Eignung ist jedoch zu beachten.

Erfahrungsgemäß kann der Beckenton bei höheren organischen Anteilen auch einen schlechteren Z-Wert aufweisen.

Die Mischproben sind bei einer Entsorgung vorbehaltlich weiterer Untersuchungen, z.B. nach DepV, alle dem Abfallschlüssel: 17 05 04 - Boden und Steine zuzuordnen.

7.2.4 Aufstehende Bausubstanz

- entfällt

7.3 Umweltrelevante Untersuchungen im Zuge der Ausführungsplanung

Bei einer Entsorgung oder bei nicht bodenähnlichen Anwendungen (z.B. bei einem Einbau in Bauwerken entfernt vom Entnahmeort, Abgabe an Dritte etc.) sind in der Regel noch zusätzliche Untersuchungen (z.B. Prüfung nach Deponieverordnung) erforderlich.

Es wird empfohlen, im LV formal alle Z-Klassen abzufragen.

8 Vorschläge für weitere Untersuchungen und Messungen

Gründungskoten und Pfahlsohlen sind mit dem Baugrundgutachter abzustimmen.

Die in der Gründungssohle vorgefundenen oder erzielten Gründungsverhältnisse sind durch eine Abnahme der Gründungssohle durch den Baugrundgutachter entsprechend bestätigen zu lassen.

Dazu ist der Verfasser des Baugrundgutachtens bzw. unser Büro rechtzeitig zu informieren!

9 Vorschlag Homogenbereiche

Aus baugrundtechnischer Sicht werden auf der Grundlage der schichtbezogenen ermittelten Kennwerte, von Erfahrungswerten und Analogien hinsichtlich der bei der Ausführung zum Einsatz kommenden Gewerke und entsprechend den üblichen Geräteklassen nachfolgende Homogenbereiche vorgeschlagen.

Tabelle der Homogenbereiche nach VOB/C

Schicht-Nr.	Baugrundsicht	DIN 18320	DIN 18300 Erdarbeiten Lösen	DIN 18300 Erdarbeiten Einbauen	DIN 18301 Bohrarbeiten	DIN 18304 Ramm-,Rüttel- Pressarbeiten
0	Oberboden	Lös 0	wird im Vorfeld abgeschoben			
1	Schwemmlehm/ Decklehm		Lös 1	Ein 1	Bohr 1	Ramm 1
2	Schwemmsande			Ein 2		
3	Beckenton			Ein1		
4	Geschiebemergel					
5	Schmelzwasser- sande			Ein 2		



Nach derzeitigem Planungsstand wird davon ausgegangen, dass bei der Baumaßnahme ein Aushub und ein Einbau (Erdarbeiten) nur bis in eine Tiefe von maximal ca. 5,0 m unter OKG (Erdsniveau) erfolgen.

Bei der Festlegung der Homogenbereiche wurde von großen und mittleren Geräten ausgegangen. Wenn kleine Geräte eingesetzt werden sollen, führt dies ggfs. zu einer anderen Einteilung. Die endgültige Festlegung der Homogenbereiche zu den benötigten Gewerken und der einsetzbaren Erdbaugeräten erfolgt in Abstimmung mit dem Planer.

Der Anteil des Bodens mit einer flüssigen oder breiigen (sehr weichen) Konsistenz ($I_c < 0,50$) (ehem. Bodenklasse 2) wird auf $< \text{ca. } 5 \%$ geschätzt. Etwaige Mehraufwendungen beim Aushub von Böden mit einer flüssigen oder breiigen Konsistenz können bei Bedarf über eine Zulageposition erfasst werden.

10 Schlussbemerkung

Das Baugrundbüro Dr.-Ing. Weissenburg führte auftragsgemäß die Baugrunduntersuchung und –begutachtung für den Bau der Brücke über den Graben A 025005 (BW 53A) im Zuge der BAB 14 in Bau-km 8+584 bei Möhringen durch.

Die Aussagen des vorliegenden Gutachtens sind nur für die Planung und die Bauausführung der oben genannten Baumaßnahme zugelassen. Für andere Bauvorhaben besitzt das Gutachten keine Gültigkeit. Die Gültigkeit ist zudem nur auf den erkundeten Baugrundbereich beschränkt. Für Baumaßnahmen, die außerhalb der vorhandenen Baugrundaufschlüsse liegen, sind generell zusätzliche oder tiefere Aufschlüsse erforderlich.

Im Zuge der weiteren Planungen, bei Detailplanungen etc. können sich Ergänzungen zu diesem Gutachtenbericht oder weitere Stellungnahmen erforderlich machen.

Prinzipiell sind zwischen den punktförmigen Aufschlusspunkten im natürlichen Verlauf Abweichungen in Bezug auf Schichtmächtigkeit und -ausbildung nicht völlig auszuschließen. Sollten bei großflächigem Aufschluss während der Bauarbeiten wider Erwarten wesentlich andere Untergrundverhältnisse als die dem Gutachten zugrunde liegenden angetroffen werden, so ist unser Büro sofort zu verständigen, um die im Gutachten genannten Empfehlungen zu überprüfen und ggf. ergänzen zu können.

Alle Eingriffe in den jetzigen Bestand im Standortbereich sind hinsichtlich möglicher negativer Auswirkungen hinsichtlich Standsicherheiten, Verformungen und Wasserwegigkeiten zu prüfen.

Das Gutachten und die Anlagen gelten nur ihrer organischen Einheit. Die Weitergabe an Dritte sowie die Übernahme jedweder Haftung durch die Weitergabe bedarf generell der Zustimmung des Unterzeichners.

Sollten sich im Rahmen der weiteren Bearbeitung Änderungen gegenüber dem diesem Bericht zugrunde liegenden Bearbeitungsstand von Januar 2021 ergeben, die im vorliegenden Baugrundgutachten nicht berücksichtigt werden konnten, dann bitten wir zwecks Prüfung der Gültigkeit der Aussagen um Mitteilung.

Dr.-Ing. Weissenburg

M. Sc. Heyder