



DR. SPANG

INGENIEURGESELLSCHAFT FÜR BAUWESEN, GEOLOGIE UND UMWELTTECHNIK MBH

DB Netz AG
Regionales Projektmanagement Südwest
(Portfolio Konstruktiver Ingenieurbau)
(I.NP-SW-M 4)
Herr Thomas Osti
Mönchstraße 29
70191 Stuttgart

Projekt-Nr.
36.4303

Datei
P4303b160202.docx

Diktat
CSp/CI

Büro
Esslingen

Datum
02.02.2016

**Erneuerung EÜ 275 Bilfingen
km 17,001
DB-Strecke 4200**

**- Ergänzendes Baugrundgutachten für Tiefgründung
und
Umwelttechnisches Gutachten -**

Rahmen Vertrag Nr. 1000/EKX/92202227
Bestellung 0016/KJ5/25184401
vom 14.08.2014

Gesellschaft: HRB 8527 Amtsgericht Bochum, USt-IdNr. DE126873490, Geschäftsführer Dipl.-Ing. Christian Spang
Zentrale Witten: Westfalenstraße 5 - 9, D-58455 Witten, Tel. (0 23 02) 9 14 02 - 0, Fax 9 14 02 - 20, zentrale@dr-spang.de
<http://www.dr-spang.de>
Niederlassungen: 73734 Esslingen/Neckar, Weilstr. 29, Tel. (0711) 351 30 49-0, Fax 351 30 49-19, esslingen@dr-spang.de
60528 Frankfurt/Main, Rennbahnstraße 72 – 74, Tel. (069) 678 65 08-0, Fax 678 65 08-20, frankfurt@dr-spang.de
09599 Freiberg/Sachsen, Halsbrücker Str. 34, Tel. (03731) 798 789-0, Fax 798 789-20, freiberg@dr-spang.de
06618 Naumburg, H.-von-Stephan-Platz 1, Tel. (03445) 762-0, Fax 762-162, naumburg@dr-spang.de
90491 Nürnberg, Erlenstegenstr. 72, Tel. (0911) 964 56 65-0, Fax 964 56 65-5, nuernberg@dr-spang.de
Banken: Deutsche Bank AG, Esslingen, IBAN: DE46 6117 0024 0010 4299 00, BIC: DEUTDEDB611



INHALT	SEITE
1. ALLGEMEINES	4
1.1 Projekt	4
1.2 Auftrag	4
1.3 Unterlagen	5
1.4 Untersuchungen	5
2. GEOTECHNISCHE VERHÄLTNISSE	8
2.1 Morphologie, Vegetation und Bebauung	8
2.2 Baugrund	8
2.3 Hydrogeologie / Grundwasser	11
2.4 Bodenmechanische Laborversuche	13
2.5 Felsmechanische Laborversuche	16
2.6 Chemische Untersuchungen	17
2.7 Geotechnische Besonderheiten	19
3. BODENKENNWERTE	20
3.1 Klassifizierung für bautechnische Zwecke	20
3.2 Bodenkennwerte	20
3.3 Felsmechanische Kennwerte	21
3.4 Homogenbereiche	22
3.4.1 Allgemeines	22
3.4.2 DIN 18 300 Erdarbeiten	22
3.4.3 DIN 18 301 Bohrarbeiten	24
4. FOLGERUNGEN	25
4.1 Gründung	25
4.2 Hilfsbrücke	26
4.3 Baugrube	27
4.4 Grundwasserhaltung	29
4.5 Nachbarbebauung	29
4.6 Zusammenfassende Bewertung	29
5. EMPFEHLUNGEN	30
5.1 Flachgründung	30



5.2	Tiefgründung	32
5.3	Hilfsbrücke	34
5.4	Baugruben	35
5.5	Wasserhaltung / Abdichtung	38
5.6	Umwelttechnik	38
5.7	Sonstige Empfehlungen	39

6. ANLAGEN

- Anlage 1: Übersichtslageplan, 1 : 50.000 (2)
- Anlage 2: Lageplan mit Aufschlusspunkten, 1 : 500 (2)
- Anlage 3: Geotechnischer Schnitt 1 : 100 (3)
- Anlage 4: Ergebnisse der Baugrundaufschlüsse (1)
- Anlage 4.1: Zeichenerläuterung Baugrunderkundung (2)
- Anlage 4.2: Bohrsondierungen (BS) (7)
- Anlage 4.3: Mittelschwere u. schwere Rammsondierung (DPM, DPH) (8)
- Anlage 4.4: Kernbohrungen (BK) (3)
- Anlage 5: Bodenmechanische Laborversuche (16)
- Anlage 6: Ergebnisse der Chemischen Untersuchung (1)
- Anlage 6.1: Analysenergebnisse Chemische Analytik nach VwV (1)
- Anlage 6.2: Analysenergebnisse Chemische Analytik nach DepV (2)
- Anlage 6.3: Analysenergebnisse Chemische Analytik nach Ril. 880.4010 (1)
- Anlage 6.4: Prüfbericht Bahn - Umweltlabor (5)
- Anlage 7: Felsmechanische Laborversuche (2)
- Anlage 8: Kernfotos (6)

1. ALLGEMEINES

1.1 Projekt

Die DB ProjektBau plant die Erneuerung der Eisenbahnüberführung (EÜ) 275 in Kämpfelbach - Bilfingen aus dem Jahr 1858. Die EÜ liegt an der DB-Strecke 4200 bei Bahnkilometer 17,001 und führt über die Kirchgrundstraße mit einer lichten Weite von 3,6 m und einer lichten Höhe von 3,4 m. Die bestehende EÜ ist flach auf Streifenfundamenten gegründet [U 1]. Im Jahr 1925 wurden Arbeiten an der EÜ durchgeführt. Es handelt sich bei dem Bauwerk um eine "Walzträger - in - Beton" - Konstruktion.

Die EÜ befindet sich in schlechtem baulichen Zustand und soll erneuert werden. Geplant ist der Abbruch bzw. der Rückbau des Bestandes und der anschließende Neubau einer EÜ mit einer lichten Weite von 5,0 m und einer lichten Durchfahrtshöhe von mindestens 4,0 m. Der Straßengradient unter der EÜ muss dafür etwa 0,6 m abgesenkt werden. Über das geplante Bauverfahren der neuen Brücke liegen bisher keine Unterlagen vor.

Das vorliegende Gutachten basiert auf dem Gutachten vom 18.06.2015 und ist ergänzt um die Ergebnisse der Aufschlüsse durch Kernbohrungen vom Januar/Februar 2016 sowie Folgerungen und Empfehlungen zur Tiefgründung des Bauwerks.

1.2 Auftrag

Auf Basis des Angebots vom 28.01.2015 wurde die Dr. Spang GmbH von DB ProjektBau am 06.03.2014 damit beauftragt, für das o.g. Bauvorhaben eine Baugrunderkundung mit umwelttechnischer Beprobung durchzuführen, sowie eine Gründungsberatung vorzulegen.

Auf Basis des Nachtragangebots P4303b160202.docx vom 11.09.2015 wurde die Dr. Spang GmbH von der DB Netz AG mit der Ausführung von weiteren Baugrunderkundungen und Empfehlungen zu einer Tiefgründung beauftragt.



1.3 Unterlagen

Es wurden die nachfolgend aufgeführten Unterlagen verwendet:

- [U 1] **Bauwerksbuch**; Bauwerksnr. 4200*17.001*1615, 13.12.2011

- [U 2] **Geologische Karte von Baden-Württemberg, 1:25.000 mit Erläuterungen**, Blatt 7018, Pforzheim - Nord, Geologisches Landesamt Baden-Württemberg, Freiburg i. Br., 1984.

- [U 3] **Geologie von Baden-Württemberg**, 5. Auflage, O.F. Geyer / M.P. Gwinner, Schweizerbart, Stuttgart 2011

- [U 4] **Daten- und Kartendienst der Landesanstalt für Umwelt, Messungen und Naturschutz Baden-Württemberg**, <http://www.lubw.baden-wuerttemberg.de>

- [U 5] **Hochwassergefahrenkarte**, <http://www.lubw.baden-wuerttemberg.de>

- [U 6] **Ingenieurgeologische Gefahren in Baden-Württemberg**, Regierungspräsidium Freiburg, Landesamt für Geologie, Rohstoffe und Bergbau, Freiburg i. Br., 2005

- [U 7] **Grundbautaschenbuch**, Karl Josef Witt, 7. Auflage; Ernst und Sohn, Berlin, 2009

1.4 Untersuchungen

Im Zeitraum vom 30.03.15 bis zum 01.04.15 wurden im Untersuchungsgebiet durch Mitarbeiter der Dr. Spang GmbH **7 Kleinrammbohrungen (BS)**, Schappendurchmesser 80 - 40 mm) nach DIN EN ISO 22 475-1 Tabelle 2, Zeile 9 bis in eine Tiefe von maximal 8,0 m unter Geländeoberkante (GOK) und zusätzlich zur Erkundung der Lagerungsdichte / Konsistenz **4 Sondierung** mit der **mittelschweren Rammsonde (DPM)** nach DIN EN ISO 22 476-2 bis in eine Tiefe von 8 m u. GOK niedergebracht. Des Weiteren wurden **4 Sondierungen** mit der **schweren Rammsonde (DPH)** durchgeführt. Die BS1, BS4, BS5, BS6, BS7, BS8 und DPH1, DPH4, DPM5, DPM6, DPM7, DPM8/8a wurden im Dammbereich, die restlichen BS3 und DPH3 wurden im Bereich der Kirchgrundstraße, westlich der Bahnstrecke durchgeführt. Die geplante BS2/DPH2 konnte aufgrund der Verkehrssituation nicht ausgeführt werden.

Zwischen dem 29.01.2016 und dem 02.02.2016 wurden durch die Fa. Goller Bohrtechnik GmbH & Co. KG **3 Kernbohrungen** mit Endteufe von max. 15,5 m u. GOK (BK1, BK2 und BK 3) abgeteuft.

Das Bohrgut wurde nach den Maßgaben der DIN EN ISO 14 688 und nach DIN 18 196 gruppiert sowie nach DIN 18 300 klassifiziert. Die Ergebnisse der Bohrgutaufnahmen sind gemäß DIN 4023 in Anlage 4.2 dargestellt. Die Daten der mittelschweren und schweren Rammsondierungen sind gemäß DIN EN ISO 22 476-2 als Rammdiagramm in Anlage 4.3 enthalten. Die Bohrgutaufnahmen der Kernbohrungen sind in Anlage 4.4 dargestellt.

Alle Aufschlüsse wurden lage- und höhenmäßig eingemessen. Die Lage der Aufschlusspunkte ist in Anlage 2.1 dargestellt. Die Ansatzhöhen und Endteufen der Aufschlüsse sind den Darstellungen der geotechnischen Schnitte in Anlage 3 zu entnehmen. Als Bezugspunkt für die Höhenmessung diente die Gleisoberkante bzw. Kanalschächte.

Aus den Bohrungen wurden insgesamt 41 gestörte Proben als Rückstellproben und Laborproben entnommen. Die Tabelle 1.4-1 zeigt die umwelttechnischen Laboruntersuchungen. Die Ergebnisse der umwelttechnischen Untersuchungen sind der Anlage 6 zu entnehmen.

Mischprobe	Entnahmeort	Bodenart	Analytik
MP 1	BS 5, BS 6	Auffüllung	DepV, VwV Boden
MP 2	BS 7, BS 8	Auffüllung	DepV, VwV Boden
MP 3	BS 1, BS 3, BS 4, BS 5, BS 6, BS 7	Boden	DepV, VwV Boden
MP 1 Schotter	Gleisschotter	Schotter	Ril. 880.4010

Tabelle 1.4-1: Mischprobenbildung Umwelttechnik und Untersuchungsumfang

Die Tabelle 1.4-2 zeigt die bodenmechanischen Laboruntersuchungen. Die bodenmechanischen Analyseergebnisse sind als Anlage 5 beigelegt.



Probenbezeichnung	Tiefe [m u. GOK]	Untersuchung
BS 1 GP3	0,6 - 1,6	Wassergehalt, Glühverlust
BS 1 GP4	1,6 - 2,5	Komb. Sieb- Schlämmanalyse
BS 1 GP6	3,5 - 6,0	Zustandsgrenze
BS 3 GP3	0,7 - 1,9	Wassergehalt
BS 3 GP4	1,9 - 2,8	Komb. Sieb- Schlämmanalyse
BS 3 GP5	2,8 - 3,0	Wassergehalt
BS 4 GP4	1,7 - 2,7	Wassergehalt, Glühverlust
BS 4 GP5	3,3 - 4,3	Komb. Sieb- Schlämmanalyse
BS 4 GP6	4,3 - 5,0	Wassergehalt
BS 5 GP3	3,0 - 4,0	Wassergehalt, Glühverlust
BS 5 GP5	5,0 - 5,6	Komb. Sieb- Schlämmanalyse
BS 5 GP6	5,6 - 6,6	Wassergehalt
BS 6 GP4	3,2 - 4,2	Wassergehalt, Glühverlust
BS 6 GP6	5,2 - 6,1	Komb. Sieb- Schlämmanalyse
BS 6 GP7	6,1 - 7,1	Wassergehalt
BS 7 GP3	3,0 - 4,0	Wassergehalt, Glühverlust
BS 7 GP 5	5,0 - 6,0	Komb. Sieb- Schlämmanalyse
BS 7 GP 6	6,0 - 7,0	Wassergehalt
BS 7 GP7	7,0 - 8,0	Zustandsgrenze
BS 8 GP2	0,2 - 1,5	Wassergehalt, Glühverlust

Tabelle 1.4-2: Bodenmechanische Laborproben und Untersuchungsumfang

Probenbezeichnung	Tiefe [m u. GOK]	Untersuchung
BK 1 - K2	11,5-11,8	Einaxiale Druckfestigkeit
BK 1 - K3	12,0-12,3	Einaxiale Druckfestigkeit
BK 1 - K5	13,1-13,3	Einaxiale Druckfestigkeit
BK 1 - K6/1	13,5-13,7	Einaxiale Druckfestigkeit
BK 1 - K6/2	13,7-13,9	Einaxiale Druckfestigkeit
BK 1 K7	14,3-14,5	Einaxiale Druckfestigkeit



Probenbezeichnung	Tiefe [m u. GOK]	Untersuchung
BK 1 K8	14,5-14,9	Einaxiale Druckfestigkeit

Tabelle 1.4-3: Felsmechanische Laborproben und Untersuchungsumfang

Die Ergebnisse der Untersuchungen werden nachstehend beschrieben, bewertet und zusammengefasst.

2. GEOTECHNISCHE VERHÄLTNISSE

2.1 Morphologie, Vegetation und Bebauung

Die EÜ überführt die Gleise über die Kirchgrundstraße. Das Bauwerk liegt ca. 75 m nördlich des Haltepunkts Bilfingen. Die Schienenoberkante liegt bei ca. 203,7 mNN.

Die EÜ ist von der Schienenoberkante bis zur Kirchgrundstraße im Mittel ca. 4,3 m hoch. Die Böschung des Bahndamms hat laut Planunterlagen eine Neigung 2:3 also ca. 33° [U 1].

Die Vegetation besteht überwiegend aus niedrigwüchsiger Ruderalvegetation. Beide Seiten der EÜ sind stellenweise sehr dicht bewachsen (u.a. Brombeergestrüpp, Büsche). Bautechnisch relevante Anzeichen (Böschungsinstabilität, Feuchteanzeiger) sind aus der vorhandenen Vegetation nicht abzuleiten.

Auf der östlichen Seite der EÜ befinden sich an der Kirchgrundstraße zwei Wohnhäuser in ca. 15 m Entfernung. Auf der westlichen Seite sind die Wohnhäuser ebenfalls ca. 15 m entfernt.

2.2 Baugrund

Gemäß der geologischen Karte [U 2] baut sich der Untergrund des Projektgebiets aus den Schichten der mittleren Trias (Muschelkalk) auf. Die EÜ befindet sich im Bereich des unteren Muschelkalks. Die Oberfläche besteht aus "jüngsten Anschwemmungen der Haupt- und



Nebentäler" (a). Die fluviatilen Ablagerungen setzen sich aus den im Hangenden des Projektgebiets folgenden Schichten sowie den flussaufwärts anstehenden Gesteinen zusammen.

Im Dammbereich wechseln sich schluffige, feinsandige, tonige, schwach kiesige, zum Teil steinige Auffüllungen mit kiesigen, sandigen, zum Teil schluffigen Auffüllungen (**Schicht 1**) ab. Unter den Auffüllungen folgt ein feinsandiger, toniger, kiesiger Schluff (**Schicht 2**).

Nach den Erkundungsergebnissen aus den 3 Kernbohrungen (**BK1, BK2, BK3**) 7 Bohrsondierungen (**BS1, BS3 - BS8**) und den 4 mittelschweren bzw. den 3 schweren Rammsondierungen (**DPM 5 - 8/8a, DPH1, DPH3, DPH4**) wurden folgende Schichten angetroffen.

Schicht 1 - Auffüllung - gemischtkörnig: Die Auffüllung wurden in allen Bohrsondierungen BS angetroffen und besteht aus einem sandig, kiesig, tonigen Schluff. Der Kiesgehalt der Auffüllungen schwankt stark, von kies frei bis stark kiesig. Die Unterkante (UK) der Schicht liegt bei zwischen ca. 199,2 mNN und ca. 197,3 mNN.

Die Schlagzahlen der mittelschweren Rammsonde liegen zwischen $N_{10} = 2 - 25$ und entsprechen gemischtkörnigen Böden mit überwiegend lockeren - mittleren Lagerungsdichte. Die mittelschweren Rammsondierungen DPM 8 und DPM 8a mussten nach 0,8 m bzw. 1,0 m abgebrochen werden, da die Schlagzahl $N_{10} = 100$ erreicht wurde. Dies deutet auf ein Rammhindernis im nordöstlichen Bereich der Dammkrone hin. Die Schlagzahlen der schweren Rammsonde liegen zwischen $N_{10} = 2 - 5$ und entsprechen einem gemischtkörnigen Boden mit einer lockeren - mitteldichten Lagerung.

Schicht 2 - holozäne Abschwemmmassen und Auensedimente: Die Schicht 2 wurde in allen Bohrsondierungen, mit Ausnahme von BS 8, angetroffen. Die Unterkante der Schicht 2 liegt bei ca. 189,0 - 190,0 mNN. Die Schicht 2 besteht aus einem hellbraunen tonig bis stark tonigen, auch schwach feinsandigem Schluff. Die Schicht ist inhomogen ausgebildet, die Anteile an Ton und Kies variieren. Die Schicht weist eine steife Konsistenz auf die mit zunehmender Tiefe zu halbfesten Konsistenz übergeht

Die Schlagzahlen der mittelschweren Rammsonde liegen zwischen $N_{10} = 5 - 20$ und entsprechen einer steifen bis halbfesten Konsistenz. Die Schlagzahlen der schweren Rammsonde liegen zwischen $N_{10} = 3 - 10$ und entsprechen ebenso einer steifen bis halbfesten Konsistenz. Aufgrund von

Gefügestörungen beim Rammvorgang und den daraus resultierenden geringeren Lagerungsdichte, ist für die Schicht 2 die Bohrkern- bzw. Sondenansprache maßgebend.

Schicht 3 - Kalk- und Kalkmergelsteine des Unteren Muschelkalks: Ab ca. 190,0 mNN wurden in allen Kernbohrungen dunkle unverwitterte Kalksteine und Kalkmergelsteine des Unteren Muschelkalks (Jena-Formation) angetroffen. Die Gesteine sind im Übergangsbereich zu Schicht 2 noch ca. 0,5 bis 1,0 m verschieden stark verwittert bis angewittert, später nur noch an einzelnen Schichtfugen leicht verfärbt.

Es handelt sich um fein laminierte pelitische und mikritische, typischerweise dunkelgrau-blaue feinkörnige dichte Kalkmergelsteine und Kalksteine. Die Schichtunterkante wurde nicht aufgeschlossen. Es ist von einer Mächtigkeit von > 50 m auszugehen [U 2].

Eine felstechnische Klassifizierung der Festigkeit (DIN EN ISO 14689-1, Tab. 5) und des Verwitterungsgrads (DIN EN ISO 14689-1, Tab. 13) ergibt für die Schicht 3 eine Einstufung in die **Festigkeitsklassen R2-R4 (geringe bis hohe Festigkeit)** und **Verwitterungsklasse W1-W0** bei einer mäßig bis guten Kornbindung.

Vorherrschende Gebirgsstruktur sind nach den Ergebnissen der Kernbohrungen und umfangreichen Erfahrungen mit den ingenieurgeologischen Eigenschaften der anstehenden Formationen schichtparallele Strukturen.

Schicht Nr.	Bezeichnung	Schicht-mächtigkeit [m]	Schicht-UK [m NN] ¹⁾	Bodenbeschreibung	
				Kornverteilung / Farbe	Konsistenz / Lagerungsdichte
1	Auffüllung gemischtkörnig	0,5 - 4,9	199,2 -197,3	Schluff, kiesig, sandig, tonig	lockere - mittlere Lagerungsdichte
2 ¹⁾	holozäne Abschwemmmassen und Auensedimente	8,5 - 9,5	190,0	Schluff, tonig, feinsandig, kiesig	weich - steif



Schicht Nr.	Bezeichnung	Schicht- mächtig- keit [m]	Schicht-UK [m NN] ¹⁾	Bodenbeschreibung	
				Kornverteilung / Farbe	Konsistenz / Lagerungsdich- te
3	Unterer Muschelkalk	> 50	< 160	Kalkmergelstein, Kalkstein	Fels

1) Schicht nicht in allen Bohrungen angetroffen

Tabelle 2.2-1: Baugrundaufbau

Der erkundete Schichtaufbau entspricht grundsätzlich den stratigraphischen Angaben aus der geologischen Karte [U 2].

2.3 Hydrogeologie / Grundwasser

Die EÜ liegt ca. 230 westlich des Kämpfelbachs. Dieser ist im Bereich von Bilfingen jedoch auf einer Strecke von ca. 350 m zwischen Kapellenstraße und Goethestraße verdolt.

Es ist davon auszugehen, dass der Grundwasserspiegel mit dem Wasserspiegel des Kämpfelbachs korrespondiert. Der Kämpfelbach liegt auf einer Höhe von ca. 188 mNN. Mit Überflutungen aus dem Kämpfelbach im Hochwasserfall ist deshalb nicht zu rechnen.

Grundwasser wurde erst im Unteren Muschelkalk angetroffen, der freie Wasserspiegel stieg dann rasch auf ein Niveau oberhalb der OK der Schicht 3 an. Es ist daher von leicht gespannten Grundwasserverhältnissen im Unteren Muschelkalk auszugehen. In der Kernbohrung BK 1 wurde am 29.01.2016 Grundwasser bei 7,95 m u. GOK angetroffen. In der BK 2 am 01.02.2016 bei 8,54 m u. GOK, in der BK 3 bei 8,53 m u. GOK. Es ist von einem zum Kämpfelbach hin abfallenden Grundwasserspiegel bei einem Niveau von 191 mNN auszugehen.

Die Schichten des Unteren Muschelkalks (Jena-Formation) bilden einen bis ca. 50 m mächtigen überwiegend schichtig gegliederter Kluft- und/oder Karstgrundwasserleiter, Basis des Grundwasserleiters ist die untere Begrenzung der jeweils wasserleitenden Schicht. Die tiefsten Schichten des Unteren Muschelkalks stellen einen regionalen Grundwasserleiter dar, dessen Basis die Oberkante des als Grundwassergeringleiters einzuordnende Rötton-Formation des Oberen Buntsand-

stein ist. Die Rötton-Formation trennt die regionalen Grundwasserstockwerke von Muschelkalk und Buntsandstein.

Der **Bemessungswasserstand** wird auf GOK festgelegt (Straßenniveau), da sich in den bindigen Auffüllungen und den holozäne Abschwemmmassen und Auensedimenten Niederschlagswasser aufstauen kann und somit bis zur GOK mit Stau- und Schichtwässern zu rechnen ist. Soweit durch rückstaufreie Drainagemaßnahmen der Aufstau bzw. die Entwicklung von Wasserdruck an den jeweiligen Bauwerken/Bauteilen wirkungsvoll verhindert wird, kann der Bemessungswasserstand auf die jeweilige Rohroberkante der Drainage abgesenkt werden.

Der **Bauwasserstand** wird, aufgrund des angetroffenen Grundwasserstands auf 193,0 mNN festgelegt, es ist aber auch darüber durchweg mit auftretenden Stau- und Schichtwässern zu rechnen.

Hinsichtlich der **Durchlässigkeit** sind die im Baufeld angetroffenen Schichten nach DIN 18°130 aufgrund von Erfahrungs- und Literaturwerten wie folgt einzustufen:

Schicht Nr.	Bezeichnung	Durchlässigkeit k_f [m/s]	Durchlässigkeit nach DIN 18 130
1	Auffüllung gemischtkörnig	$1 \times 10^{-2} - 1 \times 10^{-8}$	stark durchlässig bis schwach durchlässig
2	holozäne Abschwemmmassen und Auensedimente	$1 \times 10^{-5} - 1 \times 10^{-8}$	durchlässig bis schwach durchlässig
3	Unterer Muschelkalk	$1 \times 10^{-5} - 5 \times 10^{-7}$ (schichtig gegliederter Kluft-/Karstgrundwasserleiter)	durchlässig bis schwach durchlässig

Tabelle 2.3-1: Durchlässigkeiten

Eine Wasseranalyse auf **Betonaggressivität** des Grundwassers nach DIN 4030 und **Stahlaggressivität** nach DIN 50 929 konnte aufgrund der fehlenden Möglichkeit Wasser aus dem Bohrloch zu entnehmen nicht durchgeführt werden. Es wurde daher der Boden auf Beton- und Stahlaggressivität untersucht (siehe Kapitel 2.5). Nach [U 6] ist Grundwasser, das kalkhaltiges Locker- und Festgestein durchflossen hat, im Allgemeinen als **nicht betonangreifend** und **nicht stahlangreifend** einzustufen. Des Weiteren sind Schicht- und Oberflächenwässer im Allgemeinen als nicht betonangreifend und nicht stahlangreifend einzustufen.



2.4 Bodenmechanische Laborversuche

Zur detaillierteren bodenmechanischen Bewertung der anstehenden Böden sowie zur Klassifizierung und Festlegung der Bodenkennwerte wurden vom bodenphysikalischen Labor der Dr. Spang GmbH folgende bodenmechanische Laborversuche durchgeführt:

Felsmechanischer Versuch	Regelwerk	Anzahl
Wassergehalt	DIN EN ISO 17892-1	12
Glühverlustes	DIN 18128	6
Korngrößenverteilung	DIN 18 123	6
Zustandsgrenzen	DIN 18 123	2

Tabelle 2.4-1: Umfang der bodenmechanischen Laborversuche

BS	Tiefe [m]	Bodenart	Schicht	w _u [%]
Auffüllung				
BS 1/15	0, - 1,6	A [U, g, t, s']	1	14,4
BS 3/15	0,7 - 1,9	A [U, t, g, s']	1	14,9
BS 4/15	1,7 - 2,7	A [U, g, t, s']	1	15,3
BS 5/15	3,0 - 4,0	A [U, t, g, s']	1	19,1
BS 6/15	3,2 - 4,2	A [U, t, s]	1	19,9
BS 7/15	3,0 - 4,0	A [U, t, s, g']	1	17,2
BS 8/15	0,2 - 1,5	A [U, ḡ, t, s']	1	13,3
holozäne Abschwemmmassen und Auensedimente				
BS 3/15	2,8 - 3,0	U, t', fs'	2	22,3
BS 4/15	4,3 - 5,0	U, g, t, s'	2	13,3
BS 5/15	5,6 - 6,6	U, t, fs'	2	23,9
BS 6/15	6,1 - 7,1	U, t', fs'	2	24,9
BS 7/15	6,0 - 7,0	U, t, g', s'	2	17,2

Tabelle 2.4-1: Ergebnisse der Wassergehaltsuntersuchung.

Die Auffüllungen (**Schicht 1**) zeichnen sich durch natürliche Wassergehalte zwischen 13,3 % und 19,9 % aus. Die **Schicht 2** variiert in ihren Wassergehalten zwischen 13,3 % und 24,9 %.

Zur Bestimmung der Korngrößenzusammensetzung wurden an 6 Bodenproben kombinierte Sieb- und Schlämmanalysen durchgeführt. Die Ergebnisse können als Körnungslinien der beigefügten Anlage 5.2 entnommen werden. Die nachfolgende Tabelle 2.4-1 gibt darüber hinaus einen Überblick über die kennzeichnenden Ergebnisse. Bei den untersuchten Bodenproben der **Schicht 1** handelt es sich gemäß Körnungslinie mit einem Feinkorngehalt (Korngröße $\leq 0,06$ mm) von 75 Gew.-% bei einem Größtkorndurchmesser ≤ 20 mm überwiegend um einen schwach sandigen, schwach kiesig bis kiesigen, tonigen Schluff.

Bei den untersuchten Bodenproben der **Schicht 2** handelt es sich gemäß Körnungslinie mit einem Feinkorngehalt (Korngröße $\leq 0,06$ mm) zwischen 51 bis 93 Gew.-% bei einem Größtkorndurchmesser ≤ 30 mm überwiegend um einen schwach sandigen, schwach kiesigen, tonigen Schluff, beziehungsweise um einen tonigen, stark schluffigen Kies.

Bohrung	Tiefe [m]	Schicht	Feinkornanteil ¹⁾ [Gew.-%]	Bodenart nach DIN 4022	Bodengruppe DIN 18 196
Auffüllungen					
BS 1	1,6 - 2,5	1	75%	A[U, t,g,s']	UL - TL
BS 6	5,2 - 6,1	1	75%	A[U, t, g', s']	UL - TL
holozäne Abschwemmmassen und Auensedimente					
BS 3	1,9 - 2,8	2	51%	G, $\bar{u}$, t	$\bar{G}\bar{U}^*$ - UL
BS 4	3,3 - 4,3	2	93%	U, t, s'	UL - TL
BS 5	5,0 - 5,6	2	78%	U, t, g', s'	UL - TL
BS 7	5,0 - 6,0	2	81%	U, t, g', s'	UL - TL

1) Korngröße $\leq 0,063$ mm

Tabelle 2.4-2: Charakteristische Ergebnisse der Sieb- und Schlämmanalysen

Zur weiteren Klassifizierung wurden Plastizitätsuntersuchungen nach DIN 18 122 durchgeführt. Insgesamt wurde an zwei Bodenproben die Atterberg'schen Zustandsgrenzen bestimmt. Die Tabelle 2.4-2 fasst die Ergebnisse zusammen. Die Detailergebnisse inkl. der Darstellung im Plastizitätsdiagramm nach CASAGRANDE können der Anlage 5.1 entnommen werden.



BS	Tiefe [m]	Schicht	Bodenart	w [%]	w _L [%]	w _p [%]	I _p [%]	I _c [%]	Boden-gruppe
BS 1	3,5 - 6,0	2	U, t', fs'	20,5	30,9	16,5	14,4	0,72	TL
BS 7	7,0 - 8,0	2	U, fs', t'	21,6	26,4	20,3	6,1	0,79	TL

w = Wassergehalt, w_L = Fließgrenze, w_p = Ausrollgrenze, I_p = Plastizitätsindex, I_c = Konsistenzzahl

Tabelle 2.4-3: Ergebnisse der Plastizitätsuntersuchung

Angesichts der gemessenen Plastizitätszahl I_p und der Fließgrenze w_L ist der untersuchte Boden der **Schicht 2** gemäß des Plastizitätsdiagrammes nach Casagrande der Bodengruppe **TL** zuzuordnen. Sie wird durch leichtplastische Tone gekennzeichnet. Der untersuchte Aus den bestimmten Wassergehalten (w, w_L, w_p) und berechneten Konsistenzzahlen I_c lässt sich folgende Beziehung herstellen:

Zustandsform des Bodens	Konsistenzzahl I _c [-]
breiig	0 ¹⁾ bis 0,5
weich	0,5 bis 0,75
steif	0,75 bis 1,0 ²⁾
halbfest	1,00 bis 1,25
fest	> 1,25

¹⁾ Fließgrenze w_L, ²⁾ Ausrollgrenze w_p

Tabelle 2.4-4: Beziehung zwischen Zustandsform und Konsistenzzahl

Aus dem Vergleich der Tabelle 2.4-3 und 2.4-4 bzw. der Versuchsauswertung wird deutlich, dass die Probe der BS1 eine weiche Konsistenz und die Proben der BS 7 eine steife Konsistenz aufweisen.

BS	Tiefe [m]	Bodenart	Schicht	Glühverlust [%]
BS 1/15	0,6 - 1,6	A [U, g, t, s']	1	3,86
BS 4/15	1,7 - 2,7	A [U, g, t, s']	1	4,12
BS 5/15	3,0 - 4,0	A [U, t, g, s']	1	3,04
BS 6/15	3,2 - 4,2	A [U, t, s']	1	4,71
BS 7/15	3,0 - 4,0	A [U, t, s, g']	1	3,16



BS	Tiefe [m]	Bodenart	Schicht	Glühverlust [%]
BS 8/15	0,2 - 1,5	A[U, $\bar{g}$, t, s']	1	5,02

Tabelle 2.4-5: Ergebnisse der Glühverlustbestimmung nach DIN 18128.

Mit der Bestimmung des Glühverlusts nach DIN 18 128 wird der Gehalt an organischem Kohlenstoff ermittelt, welcher bei den gemischtkörnigen Auffüllungen zwischen 3,04 % und 5,02 % und bei den bindigen Auffüllungen zwischen 3,16 % und 4,71 % liegt. Daher ist der Boden als nicht organischer Boden anzusprechen.

2.5 Felsmechanische Laborversuche

An ausgewählten aus den Kernbohrungen gewonnenen Bohrkernen wurden felsmechanische Laborversuche zur Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit der anstehenden Gesteine durchgeführt. Der Umfang der felsmechanischen Laborversuche ist in Tabelle 2.8-1 dargestellt, die vollständigen Protokolle der Prüfstellen sind in Anlage 5 beigefügt.

Felsmechanischer Versuch	Regelwerk	Anzahl
Einaxialer Druckversuch	Empf. Nr. 1 AK 3.3 Fels der DGGT	6

Tabelle 2.5-1: Umfang der felsmechanischen Laborversuche

An insgesamt sechs Probenkörpern aus den Bohrungen BK1 wurden durch das de Öffentliche Baustoffprüfstelle der HTW Stuttgart die einaxialen Druckfestigkeiten entsprechend den Empfehlungen Nr. 1 des Arbeitskreises "Versuchstechnik Fels" der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT) von 2004 bestimmt.

Bei diesem Verfahren zur Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit wird ein zylindrischer Versuchskörper mit einem Verhältnis Durchmesser d zur Länge l zwischen $1,5 d < l < 2,5 d$ in einer Prüfmaschine einer einaxial wirkenden Druckbelastung unterworfen. Die Belastung wird bis zum Bruch gesteigert. Auf Grundlage der Prüfkörpergeometrie wird aus der erreichten maximalen Druckspannung die einaxiale Druckfestigkeit σ_{u1} ermittelt.



Probe	Teufe [m]	Durchmesser d [mm]	bewertete Druckfestigkeit σ_{u1} [MN/m ²]
BK 1 - K2	11,5-11,8	101,7	63,3
BK 1 - K3	12,0-12,3	101,6	45,1
BK 1 - K5	13,1-13,3	101,3	52,3
BK 1 - K6/1	13,5-13,7	101,7	81,3
BK 1 - K6/2	13,7-13,9	101,7	56,8
BK 1 K7	14,3-14,5	101,8	59,6
BK 1 K8	14,5-14,9	101,8	63,6
Mittelwert aus 7 Versuchen:			60,3

Tabelle 2.8-2: Versuchsergebnisse zur Einaxialen Druckfestigkeit

Die durchgeführten einaxialen Druckversuche und Punktlastversuche für die Mergelsteine und Kalksteine aus Schicht 3 ergaben einaxiale Druckfestigkeiten zwischen 45,1 und 81,3 MN/m², der Mittelwert der Versuche liegt bei 60,3 MN/m². Je nach Tongehalt der feinlaminieren Sedimentgesteine (Mergelstein) können die Festigkeiten abweichen.

Da einzelne Schwächezonnen das Bruchverhalten des Gesteinskörpers bestimmen ist bei kleineren Probenvolumina von einer statistisch höheren Druckfestigkeit auszugehen. Für das Verhalten des Gebirges wiederum sind größere Schwächezonnen relevant, die mechanischen Festigkeit des Gebirges als Ganzes liegt daher stets unter der Festigkeit einzelner Gesteinsproben.

Die ermittelten Werte der einaxialen Druckfestigkeit entsprechen den nach der Literatur zu erwartenden Werten für unverwitterte Kalkmergelsteine und Kalksteine des Unteren Muschelkalks.

2.6 Chemische Untersuchungen

Nachfolgend werden die Ergebnisse der chemischen Analysen nach der Deponieverordnung (DepV), der Verwaltungsvorschrift Boden Baden-Württemberg (VwV Boden) und den vorläufigen Hinweisen zum Einsatz von Baustoffrecyclingmaterial in Baden-Württemberg (Bauschutt BW) aus dem Prüfbericht des Umweltlabors der Deutschen Bahn zusammengefasst und beurteilt. Textlich



beschrieben wurden dabei immer nur die für die Einordnung nach Einbauklassen maßgebenden Werte. Die Gegenüberstellung sämtlicher Analysenergebnisse ist in Anlage 6 zusammengestellt.

In Tabelle 2.5-1 sind die durchführbaren Maßnahmen nach der **VwV Boden**, entsprechend der Zuordnungswerte Z 0 bis Z 2 zusammengestellt.

Zuordnungs- werte	Maßnahmen (Auszug)
Z 0	uneingeschränkter Einbau u.a. im Bereich von Wohngebieten und Wasserschutzgebieten möglich
Z 0*	Verwertung in bodenähnlichen Anwendungen und zur Verfüllung von Abgrabungen. Abdeckung des eingebrachten Materials mit min. 2 m Boden entsprechend § 12 BBodSchV. Die Sohle der Verfüllung hat einen Mindestabstand zum höchsten Grundwasserstand von 1m. Die Verfüllungen liegen außerhalb folgender Gebiete: Trinkwasserschutzgebiet Zone III A; Heilquellenschutzgebiete Zone III oder III/1; Wasservorranggebiete; Karstgebiete und Gebiete mit besonders wasserwegsamem Untergrund
Z 1.1	Verwertung in technischen Bauwerken mit wasserdurchlässiger Bauweise. Mindestabstand zum höchsten Grundwasserstand von 1m
Z 1.2	wie Z 1.1, jedoch mit günstigen hydrologischen Verhältnissen. Mindestens 2 m mächtige Deckschicht (Barriere) unter den Verfüllungen. Ein Nachweis der eingehaltenen Vorgaben ist vorzulegen.
Z 2	Verwertung in technischen Bauwerken bei definierten technischen Sicherungsmaßnahmen u.a. in Lärmschutzwälle, Dammbauwerke, unter mineralischer Abdichtung, Straßenbaumaterial
> Z 2	Deponierung gemäß DepV 2009 erforderlich

Tabelle 2.5-1: VwV BW - Zuordnungswerte sowie sich daraus ergebende Konsequenzen für die Verwertung / Beseitigung.

Die Auswertung der Mischprobe **MP 1 (Auffüllungen, westliche Dammseite)** wurden keine Überschreitungen der Parameter (nach VwV Boden) festgestellt. Auch bei der Klassifizierung nach der DepV wurden keine Überschreitungen festgestellt. Somit ist das Material der **MP 1** als **Z 0** und **DK 0** einzustufen. Der Abfallschlüssel für das untersuchte Material lautet: **17 05 04**.

In der Mischprobe **MP 2 (Auffüllungen, östliche Dammseite)** wurden keine Überschreitungen der Parameter (nach VwV Boden) festgestellt. Auch bei der Klassifizierung nach der DepV wurden keine Überschreitungen festgestellt. Somit ist das Material der **MP 2** als **Z 0** und **DK 0** einzustufen. Der Abfallschlüssel für das untersuchte Material lautet: **17 05 04**.

In der Mischprobe **MP 3 (anstehender Boden)** wurden eine Überschreitungen der Parameter (nach VwV Boden) festgestellt. Die Probe MP 3 weist einen erhöhten Kupfergehalt von 95 mg/kg im Feststoff auf. Die Klassifizierung nach der DepV ergab keine Überschreitung. Somit ist das Material der **MP 1** als **Z 1.1** und **DK 0** einzustufen. Der Abfallschlüssel für das untersuchte Material lautet: **17 05 04**.

Bei der Auswertung der Probe **MP 1 Schotter** (Gleisschotter) wurde eine Überschreitung des Parameters für AMPA (nach Ril. 880.4020) für den Gesamtschotter mit einem Wert von 0,14 µg/l festgestellt. Daher ist der Gleisschotter (nach Ril. 880.4020) der Verwertungsklasse Z 1.2 zuzuordnen.

2.7 Geotechnische Besonderheiten

Das Untersuchungsgebiet liegt nicht direkt in einer Naturschutzzone, jedoch befinden sich um Biffingen mehrere Wasserschutz und Naturschutzgebiete sowie mehrere Biotope.

Nach DIN EN 1998-1 / NA:2011-01 liegt das Baufeld in **der Erdbebenzone 0**.

Das Projektgebiet befindet sich in der **Frosteinwirkungszone I** nach der Ril 836.4101A04.

Die **Rammpbarkeit der Schichten** im Untersuchungsbereich kann aufgrund der Schlagzahlen der schweren und mittleren Rammsonde wie folgt angesetzt werden:

Schichten	Bezeichnung
1 Auffüllung, gemischtkörnig	leicht bis schwer rammpbar, mit Rammphindernissen ist zu rechnen
2 holozäne Abschwemmmassen und Auensedimente	mittelschwer bis schwer rammpbar mit Rammphindernissen ist zu rechnen, Restfelsbänke in Schicht
3 Unterer Muschelkalk	nicht rammpbar ¹⁾

1) Rammparbeiten sind nur mit Zusatzmaßnahmen (z.B. Lockerungsbohrungen oder Austauschbohrungen) möglich

Tabelle 2.6-1: Rammpbarkeit der Bodenschichten

3. BODENKENNWERTE

3.1 Klassifizierung für bautechnische Zwecke

Nach den Erkundungsergebnissen sowie den Archivunterlagen lassen sich die im Projektgebiet zu erwartenden Böden wie folgt geotechnisch klassifizieren.

Schicht-Nr.	Bezeichnung	Klassifizierung nach			Frostempfindlichkeit ¹⁾	Verdichtbarkeit ²⁾
		DIN 18 196	DIN 18 300-2012	DIN 18301-2012		
1	Auffüllung gemischtkörnig	A [UL, TL, GU, GU*]	1, 3 - 5 (2) ³⁾ (6) ⁴⁾	BN 1 - BN 2 BB2 - BB3 (BS1, BS3) ⁵⁾	F2 - F3	V2 - V3
2	holozäne Abschwemm-massen und Auensedimente	TL, UL, GU*	3 - 5 (2) ³⁾ (6) ⁴⁾	BN1 - BN2 BS1 - BS4	F1 - F3	V1 - V2
3	Unterer Muschelkalk	Mst, Kst ⁵⁾	6 - 7	FV 4 - FV 6, FD 1 - FD 3	Fels	Fels

1) Nach ZTV E-StB 09, Tab. 1 (F1 nicht frostempfindlich, F3 sehr frostempfindlich).

2) V1 = verdichtbar, V2 = eingeschränkt verdichtbar V3 = schwer verdichtbar.

3) Der angegebene Boden kann bei Wassersättigung infolge Störung der Lagerung in Bodenklasse 2 nach DIN 18 300-2012 übergehen.

4) Bodenklasse 6 und 7 bei entsprechendem Steinanteil und Schutt

5) Bezeichnung nach DIN 4023

Tabelle 3.1-1: Bodenklassifizierung

3.2 Bodenkennwerte

Auf der Basis der Untersuchungen und von umfangreichen Erfahrungen mit den im Projektgebiet anstehenden Böden lassen sich die in Tabelle 3.2-1 zusammengestellten charakteristischen Bodenkennwerte angeben.

Schicht Nr.	Bezeichnung	Wichte feuchter Boden	Wichte unter Auftrieb	Reibungswinkel	Kohäsion	Undrainierte Kohäsion	Steifemodul
		γ_k [kN/m ³]	γ_k' [kN/m ³]	ϕ_k' [°]	c_k' [kN/m ²]	$c_{u,k}$ [kN/m ²]	$E_{s,k}$ ¹⁾ [MN/m ²]
1	Auffüllung gemischtkörnig	19	9	25	2	15	5

Schicht Nr.	Bezeichnung	Wichte feuchter Boden γ_k [kN/m ³]	Wichte unter Auftrieb γ_k' [kN/m ³]	Reibungswinkel ϕ_k' [°]	Kohäsion c_k' [kN/m ²]	Undrainierte Kohäsion $c_{u,k}$ [kN/m ²]	Steifemodul $E_{s,k}^{1)}$ [MN/m ²]
2	holozäne Abschwemm-massen und Auensedimente	20	10	27,5	5	20	10

1) Ermittlung des Steifemoduls $E_{s,k}$ für den Laststeigerungsbereich 0 bis 300 kN/m²

Tabelle 3.2-1: Charakteristische Bodenkennwerte

Die Werte gelten für mindestens mitteldicht gelagerte bzw. mindestens steife bis halbfeste Böden, sofern nicht anders angegeben. Lokale Abweichungen sind möglich.

3.3 Felsmechanische Kennwerte

Für das im Baufeld anstehende Festgestein lassen sich die folgenden charakteristischen Kennwerte angeben.

Schicht-Nr.	Felsart	Wichte feuchtes Gebirge γ_k [kN/m ³]	Reibungswinkel ¹⁾ ϕ_k' [°]	Kohäsion c_k' [kN/m ²]	Einax. Druckfestigkeit Gestein $\sigma_{c,k}$ [MN/m ²]	E-Modul Gebirge E_k [MN/m ²]
3	Mst, Kst	26,5	35	≥ 0	40 - 90 ²⁾	1.000 - 10.000

1) für Scherbeanspruchung auf Trennflächen

2) je nach Lithologie und sedimentärer Schichtung, Einzelwerte ggf. höher.

Tabelle 3.3-1: Charakteristische felsmechanische Kennwerte.

Die Werte gelten für angewittertes bis frisches Gebirge, sofern nicht anders angegeben



3.4 Homogenbereiche

3.4.1 Allgemeines

Boden und Fels ist gemäß den Normen der VOB/C (Ausgabe 2015) in Homogenbereiche einzuteilen, die für die Ausschreibung verwendet werden sollen. Ein Homogenbereich ist dabei ein begrenzter Bereich, bestehend aus einzelnen oder mehreren Boden- oder Felsschichten, der für die in den einzelnen Gewerken einsetzbaren Baugeräte vergleichbare Eigenschaften aufweist. Die Homogenbereiche sind somit ggf. gewerkespezifisch festzulegen und hängen von den einsetzbaren Baugeräten ab. Da die geplanten Bauverfahren zum Zeitpunkt der Gutachtenerstellung noch nicht festgelegt waren, erfolgt eine vorläufige Einteilung auf Basis der empfohlenen Verfahren gemäß Kap. 5, die im Zuge des Planungsprozesses bis zur Ausschreibung zu überprüfen und ggf. zu überarbeiten ist. Umweltrelevante Inhaltsstoffe sind bei der Einteilung der Homogenbereiche berücksichtigt.

Die Homogenbereiche und die angegebenen Eigenschaften beschreiben den Zustand des Bodens und Fels vor dem Lösen. Bei den aufgeführten Eigenschaften und Kennwerten handelt es sich nicht um charakteristische Kennwerte für Berechnungen, sondern um mögliche Spannbreiten, die zur Abschätzung der Bearbeitbarkeit von Boden und Fels verwendet werden können.

Die Einteilung der Homogenbereiche ist zur Ausschreibung unter Berücksichtigung der geplanten Bauverfahren vom Planer und geotechnischen Gutachter zu überprüfen und ggf. anzupassen.

3.4.2 DIN 18 300 Erdarbeiten

Für die Festlegung der Homogenbereiche für Erdarbeiten (DIN 18 300) wird davon ausgegangen, dass der Aushub mit einem Bagger mittlerer Leistungsklasse ausgeführt wird, der Boden zumindest zum Teil auf der Baustelle zwischengelagert wird und nicht wieder eingebaut wird. Daher berücksichtigen die angegebenen Homogenbereiche nur das Lösen. Sollte wider erwarten dennoch ein Wiedereinbau erfolgen ist ggf. eine Unterteilung in zwei Homogenbereiche möglich. In den nachfolgenden Tabellen 3.4.2-1 und 3.4.2-2 ist die Zuordnung der in diesem Gutachten angegebenen geologischen Schichten zu Homogenbereichen für Erdarbeiten, sowie die zusammengefassten Eigenschaften der Homogenbereiche angegeben.



Eigenschaft / Kennwert	Homogenbereiche
	Erd-A
Schicht Nr.	Schicht 1 und Schicht 2
ortsübliche Bezeichnung	Auffüllung, Schwemm- und Auensedimente
Umweltrelevante Einstufung	VwV Boden: Z 0 - Z 1.1 (geogenes Cu)
Bodenart, Korngrößenverteilung	G, s, u, t - U, t, s, g, x
Massenanteil	
Steine [%]	0 - 10
Blöcke [%]	0 - 5
große Blöcke [%]	0 - 5
natürliche Dichte [g/cm ³]	1,7 - 2,3
undrainierte Scherfestigkeit c_u [kN/m ²]	2 - 20
Wassergehalt w_n [%]	10 - 30
Plastizität I_P ¹⁾	nicht plastisch bis mittelpplastisch
Konsistenz I_C ¹⁾	weich - halbfest
bezogene Lagerungsdichte I_D ¹⁾	locker bis dicht
organischer Anteil v_{gl} ¹⁾	nicht organisch bis schwach organisch
Bodengruppe	TL, TM, UL, UM, SU, SU*, GU, GU*

1) Begriffe nach DIN EN ISO 14 688-2

2) n.b.: nicht bewertet

Tabelle 3.4.2-1: Homogenbereiche gemäß DIN 18 300 für Erdarbeiten in Boden

Eigenschaft / Kennwert	Homogenbereiche
	Erd-B
Schicht Nr.	Schicht 3
ortsübliche Bezeichnung	Unterer Muschelkalk
Benennung von Fels ¹⁾	Kalkstein, Mergelstein
Dichte [g/cm ³]	2,2 - 2,7
Verwitterung und Veränderungen, Veränderlichkeit ¹⁾	nicht veränderlich bis veränderlich
einaxiale Druckfestigkeit [MN/m ²]	20 - 110
Trennflächenrichtung, Trennflächenabstand, Gesteinskörperform	Fallrichtung: 0° - 360° Fallwinkel: 0° - 10° Trennflächenabstand: < 6 mm - 600 mm Gesteinskörper ¹⁾ : tafelförmig

1) Begriffe nach DIN EN ISO 14 689-1

Tabelle 3.4.2-2: Homogenbereiche gemäß DIN 18 300 für Erdarbeiten im Festgestein

**3.4.3 DIN 18 301 Bohrarbeiten**

Für Bohrarbeiten können die in diesem Gutachten angegebenen geologischen Schichten zu Homogenbereichen für Bohrarbeiten, sowie die zusammengefassten Eigenschaften der Homogenbereiche gemäß Tabelle 3.4.3-1 und 3.4.3-2 verwendet werden.

Eigenschaft / Kennwert	Homogenbereiche
	Bohr-A
Schicht Nr.	Schicht 1 und Schicht 2
ortsübliche Bezeichnung	Auffüllung, Schwemm- und Auensedimente
umweltrelevante Einstufung	VwV Boden: Z 0 - Z 1.1 (geogenes Cu)
Bodenart, Korngrößenverteilung	G, s, u, t - U, t, s, g, x
Massenanteil Steine [%]	0 - 10
Blöcke [%]	0 - 5
große Blöcke [%]	0 - 5
Kohäsion c' [kN/m ²]	1,7 - 2,3
undrainierte Scherfestigkeit c_u [kN/m ²]	2 - 20
Wassergehalt w_n [%]	10 - 30
Plastizität I_p ¹⁾	nicht plastisch bis mittelplastisch
Konsistenz I_c ¹⁾	weich - halbfest
bezogene Lagerungsdichte I_D ¹⁾	locker bis dicht
Abrasivität LCPC ²⁾	nicht abrasiv bis abrasiv
Bodengruppe	TL, TM, UL, UM, SU, SU*, GU, GU*

1) Begriffe nach DIN EN ISO 14 688-2

2) Begriffe gemäß Käsling, H. & Thuro, K.: Bestimmung der Gesteinsabrasivität - Versuchstechniken und Anwendung; in: DGGT, 31. Baugrundtagung, 2010

Tabelle 3.4.3-1: Homogenbereiche gemäß DIN 18 301 für Bohrarbeiten in Boden

Eigenschaft / Kennwert	Homogenbereiche
	Bohr-B
Schicht Nr.	Schicht 3
ortsübliche Bezeichnung	Unterer Muschelkalk
Benennung von Fels ¹⁾	Kalkstein, Mergelstein
Verwitterung und Veränderungen, Veränderlichkeit ¹⁾	nicht veränderlich bis veränderlich
einaxiale Druckfestigkeit [MN/m ²]	20 - 110



Eigenschaft / Kennwert	Homogenbereiche
	Bohr-B
Trennflächenrichtung, Trennflächenabstand, Gesteinskörperform	Fallrichtung: 0° - 360° Fallwinkel: 0° - 10° Trennflächenabstand: < 6 mm - 600 mm Gesteinskörper ¹⁾ : tafelförmig
Abrasivität CAI ²⁾	kaum abrasiv bis schwach abrasiv

1) Begriffe nach DIN EN ISO 14 689-1

2) Begriffe gemäß Käsling, H. & Thuro, K.: Bestimmung der Gesteinsabrasivität - Versuchstechniken und Anwendung; in: DGGT, 31. Baugrundtagung, 2010

Tabelle 3.4.3-2: Homogenbereiche gemäß DIN 18 301 für Bohrarbeiten im Festgestein

4. FOLGERUNGEN

4.1 Gründung

Die nachfolgenden Höhenangaben wurden aus dem Bauwerksplan [U 1] übernommen. Im Zuge der weiteren Planung sind die Folgerungen und Empfehlungen anhand der genauen Maße und Höhen zu überprüfen. Nach [U 1] wurde die bestehende EÜ auf Streifenfundamenten flach gegründet. Die Gründungssohle liegt bei ca. 197,5 mNN einheitlich in den holozäne Abschwemmmassen und Auensedimente. Eine Planung der neuen EÜ liegt uns nicht vor.

Eine frostfreie Gründung liegt nach Grundbau-Taschenbuch [U 7] aufgrund der Lage in der Frosteinwirkungszone I in einer Tiefe von mindestens 0,8 m u. GOK. Da keine Bauwerkspläne vorliegen wird die Gründungssohle im Bestand bei einer **Flachgründung** auf ca. 197,0 bis 197,5 mNN angenommen. In dieser Tiefe stehen nach den Erkundungsbohrungen die holozänen Abschwemmmassen und Auensedimente der Schicht 2 an. Aufgrund der variierenden Zusammensetzung des Bodens und der Setzungsempfindlichkeit der Gleisanlage und des Bauwerks sind für eine Flachgründung Zusatzmaßnahmen zur Homogenisierung des Baugrundes bzw. der Tragfähigkeit und des Setzungsverhaltens notwendig.

Bei der Gründung im Bereich der bestehenden Widerlager ist trotz der Vorkonsolidierung zu prüfen, ob die Gründungssohle nach den heutigen Vorgaben ausreichend tragfähig ist und ob sie von dem erkundeten Bodenaufbau abweicht. Die alten Widerlager sind sachgemäß und vorsichtig zu entfernen, so dass der Baugrund und das ggf. vorhandene Gründungspolster nicht unnötig gestört werden.



Aufgrund der oberflächennah und bis ca. 9,5 m unter dem Bahndamm anstehenden überwiegend bindigen Böden in teils plastischer Konsistenz ist zur Begrenzung von Setzungen, und zur Verhinderung von Differenzsetzungen aufgrund der teilweise vorkonsolidierten Böden eine Ausführung als **Tiefgründung** sinnvoll. In diesem Fall werden die Lasten mittels Pfählen überwiegend über Spitzendruck in den ab ca. 10 m unter Straßenniveau anstehenden unverwitterten Fels des Unteren Muschelkalks angetragen.

Für die Tiefgründung der EÜ bieten sich als Ausführungsvarianten grundsätzlich **Bohrpfähle** an. Für Rammpfähle oder Verdrängungspfähle ist das Einbringverfahren (Einrammen oder Einvibrieren) mit Vibrationen oder Erschütterungen verbunden, welche die wassergesättigten, z.T. leicht plastischen bindigen Böden (Schicht 2) beim Einbringvorgang erheblich negativ beeinflussen können und Schäden an Bestandsgebäuden und der Bahnstrecke verursachen können. Für letztere beiden Varianten werden daher im Folgenden keine Ausführungsempfehlungen gegeben.

Für die Ableitung von Bohrpfahlwiderständen ohne Probelastungen wird in der EA-Pfähle, Abschnitt 5.4.6.2, eine Pfahleinbindung von mindestens 2,5 m in den tragfähigen Boden gefordert. Dies ist ab einer Einbindung von 2,5 m in mindestens mitteldicht gelagerten und gemischtkörnig oder grobkörnigen ausgebildeten Verwitterungs- und Umlagerungsbildungen der Schicht 2 gegeben, zu favorisieren ist jedoch eine Einbindung in Schicht 3 (Unterer Muschelkalk). Nach EC 7, Band 2, B.3, ist für eine Pfahlgründung eine Erkundungstiefe Z_a von mindestens 5 m unter Pfahlspitze vorgegeben. Zusätzlich muss folgende Bedingung erfüllt sein: $Z_a \geq 3 D_F$ (D_F = Pfahldurchmesser).

4.2 Hilfsbrücke

Soll der Bahnbetrieb während der Erstellung des neuen Brückenbauwerks aufrechterhalten werden, ist der Einsatz einer Hilfsbrücke erforderlich. Die Gründung der Hilfsbrücke kann z. B. auf Bohrträgern erfolgen. Damit der Abbruch der bestehenden Wiederlager möglich ist, werden die Verbauträger jeweils hinter den Widerlagern eingebracht.

Um eine ausreichende Tragfähigkeit zu gewährleisten, müssen die Verbauträger auf dem unverwitterten Muschelkalk (Schicht 3) abgesetzt werden. Die OK Schicht 3 ist ab ca. 190 mNN zu erwarten. Des Weiteren sind die Verbauträger zur Gewährleistung eines sicheren Lastabtrages



von der Absetztiefe bis zur späteren Baugrubensohle vollständig einzubetonieren und in der Qualität eines Bohrpfahles auszuführen.

4.3 Baugrube

Für die Freilegung der Gründungssohle bei einer Flachgründung werden aufgrund der beengten Platzverhältnisse verbaute Baugruben notwendig. Bei einer Flachgründung beträgt die Aushubtiefe (mit 0,5 m Bodenaustausch) ca. 2,3 m unter Straßenniveau. In den westlichen und östlichen Randbereichen kann je nach Bauausführung möglicherweise frei geböscht werden. Die entsprechenden Vorgaben der DIN°4124, DIN 4123 und der Ril 836.4305 im Bezug auf Aushubgrenzen der Baugrube sind zu beachten.

Als Verbauarten sind grundsätzlich folgende Möglichkeiten vorhanden.

- Trägerbohlwände
- Spundwände
- rückverankerte Spritzbetonschale

Jedoch beschränkt sich der Verbau von Trägerbohlwänden und Spundwänden aufgrund der geringen lichten Höhe der EÜ auf den Bereich außerhalb der EÜ.

Die Felder zwischen den Trägern werden beim **Trägerbohlverbau** während des Baugrubenausbaus schrittweise durch einen Verbau aus i.d.R. Holz oder Spritzbeton geschlossen. Eine Holzausfachung darf gemäß Ril 836 im Druckbereich von Eisenbahnverkehrslasten nicht ausgeführt werden. Eine Ausfachung mit Beton bzw. Spritzbeton ist zulässig. Das Einrammen von statisch ausreichend tief einbindenden Trägern kann aufgrund der geringen lichten Höhe unter der EÜ nicht möglich sein.

Der Vorteil von **Spundwänden** liegt u.a. in der Wiedergewinnbarkeit. Im Vergleich zu massiven Verbauwänden haben Spundwände eine geringe Biegesteifigkeit. Zur Gewährleistung der Biegesteifigkeit sind entsprechende Profilkombinationen (z. B. Peiner-Wand) zu verwenden. Aufgrund der geringen lichten Höhe der Brücke, sind Einrammarbeiten unter der Brücke nicht möglich.



Der Vorteil einer **Spritzbetonschale** liegt in der Möglichkeit diese auch in den beengten Verhältnissen der EÜ auszuführen. Hierbei wird die Bestehende EÜ entfernt und der dahinter folgende Bahndamm durch eine Spritzbetonschale mit Rückverankerung gesichert. Mit der Spritzbetonschale kann keine 90°-Böschung erreicht werden.

Für einen verformungsarmen Verbau wird eine **Rückverankerung** notwendig. Die Anker sind hinter die möglichen Gleitkreisen zu führen, so dass im Bereich der Verpressstrecken keine Gleitbewegungen auftreten.

Es wird darauf hingewiesen, dass beim Einrammen der Träger oder der Spundwände Rammhindernisse in Schicht 1 und insbesondere auch in Schicht 2 auftreten können und ggf. ein Vorbohren (Lockerungsbohrungen oder Austauschbohrungen) notwendig ist. Es ist weiterhin zu beachten, dass die Felsoberkante mit der ausgeführten Erkundung nicht erreicht wurde aber aufgrund der regionalen geologischen Verhältnisse in geringem Abstand unterhalb der maximalen Erkundungstiefe erwartet werden muss.

Der **Aushub** der Maßnahme erfolgt überwiegend in den Bodenklassen 3 - 5 (Bodenklasse 6 und 7 bei entsprechendem Steinanteil und Schutt oder Restfelsbänken in Schicht 2). Feinkörnige Böden sind witterungsempfindlich und bei erhöhten Wassergehalten stark bewegungsempfindlich. Diese Böden können bei ungünstigen Witterungsbedingungen / Wassersättigung der Böden und mechanischer Beanspruchung aufweichen und von Bodenklasse 4 in Bodenklasse 2 übergehen. Dynamische Beanspruchungen dieser Böden sind demnach zu vermeiden. Der Aushub muss rückschreitend erfolgen. Das Aushubgerät ist grundsätzlich mit einer Grabenschaufel (Baggerschaufel mit gerader Schneider) auszurüsten. Mit diesem Gerät lässt sich die Aushubsohle weitgehend ohne Störung des Baugrundes herstellen.

Für den **Wiedereinbau** ist der Aushub zuvor visuell zu beurteilen. Bei zu hohen bindigen Anteilen ist eine Verfüllung mit dem Aushubmaterial aufgrund der schlechten **Verdichtbarkeit** nicht geeignet. Die Aufarbeitung (Separierung der bindigen Anteile) bzw. Stabilisierung dieser Böden mit Bindemittel ist jedoch möglich.

4.4 Grundwasserhaltung

Bei einer Flachgründung liegt die Baugrubensohle über dem Bauwasserstand. Auch bei einer Baugrube über dem Bauwasserstand ist grundsätzlich mit Eintritt von Schicht-, Sicker- und Niederschlagswasser in die Baugrube zu rechnen. Eine offene Restwasserhaltung mittels Pumpensümpfen ist daher vorzusehen.

4.5 Nachbarbebauung

Auf der östlichen Seite der EÜ befinden sich an der Kirchgrundstraße zwei Wohnhäuser in ca. 15 m Entfernung. Auf der westlichen Seite sind die Wohnhäuser ebenfalls 15 m entfernt. Die Gleisanlage ist als setzungsempfindlich anzusehen. Grundsätzlich ist je nach Bauablauf auch die Bestandsbrücke bzw. die Hilfsbrücke als Nachbarbebauung zu beachten. Die Maßgaben der DIN 4123 und der Ril 836.4305 bezüglich der Aushubgrenzen müssen beachtet werden.

Je nach Bauablauf ist die Wechselwirkung zwischen Bestandsbauwerken, Hilfsbrücken und Neubau im Hinblick auf gegenseitige Beeinflussung (z.B. Mitnahmesetzungen, Aushubzustände) zu beachten.

4.6 Zusammenfassende Bewertung

In der nachfolgenden Tabelle 4.6-1 werden die Baugrundeigenschaften der relevanten Schichten zusammenfassend bewertet:

Baugrundeigenschaften	günstig	mittel	ungünstig	Bemerkungen
Tragfähigkeit	X	X	X	1 Auffüllung, gemischtkörnig 2 Auensedimente 3 Unterer Muschelkalk
Frostempfindlichkeit		(X)	X	oberflächennah gemischtkörnig-bindige Böden

Baugrundeigenschaften	günstig	mittel	ungünstig	Bemerkungen
Verdichtungsfähigkeit		(X)	X	oberflächennah gemischtkörnig-bindige Böden
Wiedereinbaufähigkeit	X	X	X	1 Auffüllung, gemischtkörnig 2 Auensedimente 3 Unterer Muschelkalk
Lösbarkeit		X	(X)	oberflächennah gemischtkörnig-bindige Böden
Grundwasserstand	X	X		Bauwasserstand bei 193,0 m NN Bemessungswasserstand GOK
Bodenbelastung	X	X		Auffüllungen: Z 0, DK 0 Boden: Z 1.1, DK 0 Gleisschotter: Z 1.2 Boden im Bereich der Widerlager: nicht betonangreifend, schwach stahlaggressiv, Bodenklasse Ia
Nachbarbebauung			X	Gleisanlage, Bestandsbrücke, Hilfsbrücke

Tabelle 4.6-1: Klassifizierung der Baugrundverhältnisse.

Der Bau der EÜ wird aufgrund der Setzungsempfindlichkeit der Gleisanlage und des Bauwerks in die **geotechnische Kategorie GK3** nach EC7-1 eingeordnet. Die **Baugrundverhältnisse** werden für das Bauvorhaben insgesamt als **mittelmäßig** eingeschätzt.

5. EMPFEHLUNGEN

5.1 Flachgründung

Wie bereits in Kapitel 4 angegeben, sind für eine Flachgründung in der Schicht 2 Zusatzmaßnahmen erforderlich. Zwischen Fundament und Erdplanum ist ein mindestens 0,5 m mächtiger Bodenaustausch aus gut verdichtbarem, rolligem, steinfreiem Material (Bodenklasse nach DIN

18 196: GW, SW, GI, SI) aufzutragen. Um den Lastabtrag gewährleisten zu können, muss der Bodenaustausch einen seitlichen Überstand mindestens in der Auftragsstärke besitzen.

Der Bodenaustausch ist auf $D_{pr} = 100 \%$ zu verdichten. Dies geschieht lagenweise in Schichten von maximal 0,3 m. Die Verdichtung des Bodenaustauschs muss durch Überwachungsversuche durch uns gewährleistet werden.

In Tabelle 5.1-1 sind die Bemessungswerte des Sohlwiderstands für die Schicht 2 mit einer Auflage von 0,5 m Bodenaustausch zu entnehmen. Die Bemessungswerte nach EC 7 entsprechen einer maximalen Setzung von 2 cm.

kleinste Einbindetiefe des Funda- ments [m]	Bemessungswert $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands [kN/m ²]					
	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
1,0	350	290	230	200	180	170
1,5	410	295	235	205	185	175
2,0	480	300	240	210	190	180

ACHTUNG – Die angegebenen Werte sind Bemessungswerte des Sohlwiderstands, keine aufnehmbaren Sohldrücke nach DIN 1054:2005-01 und keine zulässigen Bodenpressungen nach DIN 1054:1976-11

Tabelle 5.1-1: Bemessungswert des Sohlwiderstands für Streifenfundamente in Schicht 2 mit mind. 0,5 m Bodenaustausch zwischen Erdplanum und Fundament.

Zwischenwerte der Tabelle 5.1.-1 dürfen interpoliert werden. Der oben angegebene Bemessungswert gilt auf Grundlage der im Handbuch EC 7, Geotechnische Bemessung, Band 1, Tabelle A 6.3 genannten Anforderungen. Als Mindestanforderungen sind danach u.a. zu nennen:

- mittlerer Verdichtungsgrad $D_{Pr} \geq 98 \%$,
- Ungleichförmigkeit $U > 3$.

Der angegebene Bemessungswert gilt unter der Voraussetzung, dass die Sohldruckresultierende eine Neigung von $\tan \delta = H/V \leq 0,2$ einhält. Siehe hierzu die entsprechenden Vorgaben nach EC 7, Band 1, Kap. A6.10.1.



Es ist eine genauere Abschätzung der Setzungen erforderlich, da die Gebrauchstauglichkeit für den Bahnbetrieb gewährleistet sein muss. Die möglichen und wahrscheinlichen Setzungen und Setzungsdifferenzen sind so gering wie möglich zu halten sowie ist eine Schiefstellung des Bauwerks zu vermeiden. Darüber hinaus ist mit größeren Horizontalkräften aus Erddruck und Verkehrslasten zu rechnen. Daher ist bei Vorliegen einer Entwurfsplanung mit Angaben von Lasten etc. eine Überprüfung und Anpassung des angegebenen Bemessungswertes des Sohlwiderstands sowie die Ermittlung der möglichen und wahrscheinlichen Setzungen über Setzungs- und Grundbruchberechnungen erforderlich.

Für die Gründung der Widerlager auf dem wie oben beschrieben hergestellten Gründungsplanum kann für die statische Bemessung nach dem Bettungsmodulverfahren für Vorentwurfszwecke ein **Bettungsmodul** (=Bettungsziffer) von $k_{s,k} = 10 \text{ MN/m}^3$ angesetzt werden. Der Bettungsmodul ist keine Bodenkonstante sondern maßgeblich von der Größe der Lastfläche, der Belastung und der Laststellung abhängig. Daher stellt die o.a. Bettungsziffer lediglich einen Mittelwert dar und ist im Zuge der Planung ebenfalls zu überprüfen.

5.2 Tiefgründung

Für eine Tiefgründung bietet sich aus Emissionsschutzgründen (Schall und Vibrationen) sowie aufgrund der Störung der z.T. leicht plastischen bindigen Böden (Schicht 2) durch das Einbringen von Ramm- oder Verdrängungspfähle vorrausichtlich der Einsatz von **Bohrpfählen** als bevorzugte Lösung an.

Die Gründung und Einbindung von Bohrpfählen sollte unter Berücksichtigung der Ausführungen in 4.1 in den Unteren Muschelkalk (Schicht 3) erfolgen.

Zur Bemessung von Bohrpfählen können die in Tabelle 5.2-1 aufgeführten Pfahlspitzenwiderstände und charakteristischen Pfahlmantelreibungswerte, abgeleitet aus der EA Pfähle, angewendet werden.



Schicht	Bruchwert $q_{s,k}$ der Pfahlmantelreibung [kN/m ²]	Pfahlspitzendruck $q_{b,k}$ [kN/m ²]		
		$s/D_s = 0,02$	$s/D_s = 0,03$	$s/D_s = s_g = 0,10$
Schicht 1 Auffüllung gemischtkörnig	-	-	-	-
Schicht 2 Abschwemmmassen und Auensedimente	45	400	500	900
Schicht 3 Unterer Muschelkalk	300	3.500		

Tabelle 5.2-1: Charakteristischer Pfahlkennwerte für Bohrpfähle

Werden die Pfähle in der Schicht 3 abgesetzt ist nach EA Pfähle aufgrund der zu erwartenden unzureichenden Verschiebung auf einen Ansatz der Mantelreibung in den überlagernden Lockerböden zu verzichten. In der Schicht Schichten 3 selbst darf die Mantelreibung jedoch unabhängig davon angesetzt werden.

Für den Bettungsverlauf von Pfahlgründungen ist der dynamische Bettungsverlauf ab der Oberkante Erdreich mit Null beginnend über eine Tiefe von 3 m linear auf seinen schichtbezogenen Maximalwert ansteigend anzusetzen. Unterhalb einer Tiefe von 3 m wird der schichtbezogene Maximalwert konstant angesetzt.

Die charakteristische horizontale Pfahlbettung $k_{s,k}$ kann nach EC 7, Abschnitt 7.7.3, über den charakteristischen Steifemodul $E_{s,k}$ und den Pfahlschaftdurchmesser D_s zu $k_{s,k} = E_{s,k} / D_s$ ermittelt werden. Für $D_s > 1,0$ m ist $D_s = 1,0$ m anzusetzen. Für $E_{s,k}$ können die in Tabelle 3.2-1 des Gutachtes angegebenen Werte $E_{s,k}$ angesetzt werden. Bei der Ermittlung des Bettungsmoduls ist für jede Tiefenlage zu prüfen, ob der ermittelte örtliche Pressungswert an keiner Stelle die Erdwiderstandsspannung $e_{ph,k}$ überschreitet. Außerdem ist nachzuweisen, dass der seitliche Bodenwiderstand nicht größer angesetzt worden ist, als es der Bemessungswert des Erdwiderstandes für den entsprechenden Teil der Einbindetiefe zulässt.

Bzgl. des Nachweises der horizontalen Pfahlbettung sind auch die Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ (EA-Pfähle) zu beachten. Für den Bettungsverlauf von Pfahlgründungen ist der dynamische Bettungsverlauf ab der Oberkante Erdreich mit Null beginnend über eine Tiefe von



3 m linear auf seinen schichtbezogenen Maximalwert ansteigend anzusetzen. Unterhalb einer Tiefe von 3 m wird der schichtbezogene Maximalwert konstant angesetzt (nach DIN EN 1997-1: $k_{s,k} = E_{s,k} / D_S$ mit $E_{s,k}$ = Steifemodul der durchteuften Schicht und D_S = Pfahldurchmesser = 1 m). Bettungssprünge im Lockergestein sind durch Übergänge auszugleichen. Im Übergang zum Fels (Schicht 3) sind Bettungssprünge zu erwarten.

Bei der Bohrpfahlherstellung im anstehendem Grundwasser ist ein Zuströmen von Wasser und Boden in das Bohrloch zu verhindern (hydraulischer Grundbruch). Um den Wasserdruck der Grundwassersäule auszugleichen ist mit einer entsprechenden Wasserauflast zu bohren. Hiermit wird innerhalb des Bohrlochs ein Überdruck erzeugt, der eine Strömungsrichtung aus dem Bohrloch heraus gewährleistet. Die Wasserauflast ist während der Bohrpfahlherstellung zu überwachen. Ein relativer Wasserunterdruck im Bohrrohr und die damit verbundene Umkehrung der Strömungsrichtung kann durch Versickerungsvorgänge sowie durch den Sog beim Hochziehen des Werkzeugs eintreten.

Beim Einsatz mehrerer Pfähle ist die Gruppenwirkung der Pfähle zu berücksichtigen, hier ist an die Regelungen der EA Pfähle, 8.2 zu verweisen.

5.3 Hilfsbrücke

Soll der Bahnbetrieb während der Bauausführung aufrecht erhalten werden, wird ggf. eine Hilfsbrücke benötigt. Diese Hilfsbrücke kann auf Bohrträgern gegründet werden, welche in Sperrzeiten des Gleiskörpers hergestellt werden. Um eine ausreichende Tragfähigkeit zu gewährleisten, müssen die Verbauträger wie in Kapitel 4.2 beschrieben in ausreichender Tiefe in den ausreichend tragfähigen Schichten den Unteren Muschelkalks bei ca. 190,0 mNN abgesetzt werden. Die angegebene Mindestabsetztiefe ist im Zuge der Bauausführung zu verifizieren und ggf. anzupassen, die Einbindung der Träger ist Gutachterlich zu überwachen. Die Verbauträger zur Tiefgründung der Hilfsbrücken sind zur Gewährleistung eines sicheren Lastabtrages von der Absetztiefe bis zur späteren Baugrubensohle vollständig einzubetonieren und in der Qualität eines Bohrpfahles auszuführen.

Grundsätzlich sind bei der Herstellung der Bohrträger die Vorgaben der DIN EN 1536 zu beachten. Die Bohrungen sind verrohrt herzustellen. Unterhalb des Grundwasserspiegels sind die Pfähle mit Wasserauflast zu bohren, um einen unkontrollierten Bodeneintrag über die Pfahlsohle zu vermei-



den. Wenn Wasser im Bohrloch steht, ist der anschließende Betoniervorgang im Kontraktorverfahren durchzuführen. Zur Herstellung der Pfahlaufstandsebene ist ein Bohreimer mit glatter Schneide ohne Pilotbohrer zu verwenden.

Im Allgemeinen sind auch rückverankerte Spundwände als Widerlager für die Hilfsbrücken möglich. Es ist jedoch mit Rammhindernissen zu rechnen, wodurch ggf. ein Vorbohren notwendig ist.

Die Hilfsbrücken sollten vorsorglich nachjustierbar ausgeführt werden, um Setzungen bzw. Setzungsdifferenzen ausgleichen zu können.

5.4 Baugruben

Die Baugrubensohle für die Erstellung der BÜ mit einer Flachgründung liegt bei zirka 197,0 mNN. Daraus resultiert eine Baugrubentiefe von ca. 2,3 m. Wie in Kapitel 4.2 beschrieben, sind die Baugruben im Bereich des Bahndamms zu verbauen.

Auf die in Kap. 2.6 angegebenen Rammbarkeiten wird verwiesen. Für den Fall, dass Rammhindernisse wie z.B. Gerölle, Blöcke oder Bebauungsreste angetroffen werden, müssen Einbringhilfen (z.B. Auflockerungs- / Austauschbohrungen) ausgeführt werden.

Für eine Rückverankerung mit Verpressankern sind die Vorgaben der DIN EN 1537 zu beachten. Aufgrund der inhomogenen und aufgefüllten Schicht 1 und der geringen Konsistenz, wird empfohlen die Verpresskörper (Krafteintragungslänge) möglichst in den mindestens steifen oder mitteldicht gelagerten Boden der Schicht 2 bzw. unterhalb im Festgestein anzuordnen.

Für eine **Rückverankerung** der Verbauwand kann nach Ostermayer die charakteristische Mantelreibung nach Tabelle 5.4-1 in Ansatz gebracht werden. Die angegebenen Ankerkräfte gelten für Verpresskörperlängen bis 6 m und bei einem Bohrdurchmesser von 100 bis 150 mm. Verpresskörperlängen von < 4 m sollten vermieden werden, um kleinräumige Schwächezonen (z.B. bei starker Klüftung oder grobkörnigerer Ausbildung mit größeren Hohlräumen) überbrücken zu können. Die Tragfähigkeit des Baugrundes ist beim Bohren der Anker zu überprüfen. Bei Bedarf sind die Ankerbohrungen bis in tragfähige Schichten zu verlängern und die Stahlzugglieder den Bohrtiefen anzupassen.

Schicht	Bruchwert $q_{s,k}$ der Mantelreibung [kN/m ²]
Schicht 1b Auffüllung	Nach Eignungsversuchen
Schicht 2 Abschwemmmassen und Auensedimente	100
Schicht 3 Unterer Muschelkalk	400

Tabelle 5.4-1: Charakteristische Mantelreibung für Verpressanker zur Vorbemessung

Ein Entweichen des Verpressmaterials kann infolge der Inhomogenität des Bahndammes und der damit ggf. verbundenen großen Porosität innerhalb der Schicht 1b nicht ausgeschlossen werden. Darüber hinaus ist mit Steinen und Blöcken (siehe Baugrundbeschreibung in Kapitel 2.2) zu rechnen. Es sind daher entsprechende Mehrmengen bei der Herstellung der Verpressanker nicht auszuschließen.

Befindet sich die Krafteinleitungsstrecke in den Auffüllungen - Schicht 1, ist der Herauszieh Widerstand der Verpressanker mittels Eignungsprüfungen gemäß DIN EN 1537 zu ermitteln. Jeder Bauwerksanker ist einer Abnahmeprüfung zu unterziehen. Es wird empfohlen, die Eignungsprüfungen vor Ausführung der eigentlichen Rückverankerung durchzuführen.

Es wird eine messtechnische Überwachung und Kontrolle der Gleislage während der Baumaßnahme empfohlen, die vor Beginn der Baumaßnahme bzw. vor Beginn der weiteren Verbauarbeiten aufgenommen werden sollte, um eine unbeeinflusste Nullmessung zu erhalten.

Aufgrund der an die Baugrube angrenzenden Verkehrsflächen und Versorgungsleitungen ist der Baugrubenverbau auf erhöhten aktiven Erddruck ($0,5 \times e_a + 0,5 \times e_0$) zu bemessen. Die Verträglichkeit der voraussichtlichen Verformungen der Baugrubenverbauwerke für die angrenzenden Verkehrswege bzw. Bebauung ist nachzuweisen.

Die bodenmechanischen Rechenwerte für die Standsicherheitsberechnungen des Baugrubenverbauwerks können Tabelle 3.2-1 entnommen werden. Für die Bemessung einer Verbauwand darf der Wandreibungswinkel für Trägerbohlwände höchstens mit $|\delta_{a/p}| = 2/3 \phi'_k$ angesetzt werden.



Frei geböschte Baugruben sind voraussichtlich nur in den westlichen und östlichen Randbereichen zur Kirchgrundstraße hin möglich. Die Standsicherheit der bauzeitlichen Böschungen ist nachzuweisen. Nach DIN 4124:2012-01, Ziffer 4.2.4 kann für die gemischtkörnige Schicht 2 ein Böschungswinkel von 45° angenommen werden. Liegen die bindigen Bereiche der Schicht 1c in einer mindestens steifen Ausbildung vor, kann bis zu 60° geböscht werden. Auch hier ist, solange der Böschungswinkel größer als der Reibungswinkel (siehe Tabelle 3.2-1) ist, nicht gänzlich auszuschließen, dass es zu lokalen Ausbrüchen kommt. Die Maßgaben der DIN 4124, Ziffer 4.2.5 bzgl. der Abstände für Lasten zur Böschungskante sowie der Ril 836.4305 sind zu beachten.

Benachbarte Gründungen dürfen nicht ohne ausreichende Sicherungsmaßnahmen bis zur Fundamentunterkante freigeschachtet werden. Ein Nachweis der Standsicherheit der benachbarten Bauwerke ist für den Bauzustand erforderlich. Die Aushubgrenzen bzw. Regelungen nach Ril 836, DIN 4123 und DIN 4124 sind zu beachten. Nach DIN 4123 (2013), Kap7.1, Bild 1 sind folgende Maßgaben, vor allem hinsichtlich der bestehenden Widerlager, einzuhalten:

- Abstand von der Aushubsohle bis zur vorhandenen Gründungsebene mindestens 0,5 m.
- Die o.g. mindestens 0,5 m mächtige Berme muss eine Breite von mindestens 2,0 m, vom bestehenden Widerlager aus gemessen, besitzen.
- Der Bereich neben der Berme darf nicht steiler als 1:2 geböscht sein.
- Der Grundwasserspiegel muss sich mindestens 0,5 m unter der Aushubsohle befinden.

Feinkörnige Böden sind witterungsempfindlich und bei erhöhten Wassergehalten stark bewegungsempfindlich. Diese Böden können bei ungünstigen Witterungsbedingungen / Wassersättigung der Böden und mechanischer Beanspruchung aufweichen und von Bodenklasse 4 in Bodenklasse 2 übergehen. Dynamische Beanspruchungen dieser Böden sind demnach zu vermeiden. Der Aushub muss rückschreitend erfolgen. Das Aushubgerät ist grundsätzlich mit einer Grabenschaufel (Baggerschaufel mit gerader Schneide) auszurüsten. Mit diesem Gerät lässt sich die Aushubsohle weitgehend ohne Störung des Baugrundes herstellen. Die Baugrubensohlen dürfen nicht befahren werden und sind umgehend mit dem Material für das Gründungspolster (bei einer Flachgründung) abzudecken, um die anstehenden Böden vor ungünstigen Witterungseinflüssen zu schützen.

Die **Hinterfüllung der neuen Brückenwiderlager** ist nach Ril 836, Modul 0504 auszubilden. Der Boden aus den Bodengruppen GW, GI, SW, SI nach DIN 18 196 ist lagenweise (max. 30 cm) einzubauen und auf mindestens $D_{Pr} = 100\%$ zu verdichten. Die derzeitige Dammböschung weist eine



Neigung von ca. 30° - 40° auf. Wir gehen davon aus, dass im Zuge der Bauwerkshinterfüllung diese Neigung beibehalten werden soll. Gemäß den Anforderungen der Ril 836 sind für die Herstellung neuer Dammböschungen grundsätzlich Standsicherheitsnachweise zu führen. Bei Bedarf sind die Böschungen flacher auszuführen und die Flügelmauern des Brückenbauwerkes anzupassen sowie Stützwände am Böschungsfuß erforderlich.

5.5 Wasserhaltung / Abdichtung

Da die Gründungssole bei einer Flachgründung voraussichtlich über dem Niveau des Bauwasserstands von 193,0 mNN liegt ist nur mit Schicht-, Sicker- und Oberflächenwasser zu rechnen, welches im Bedarfsfall durch eine offene Wasserhaltung über Pumpensümpfe / Flachbrunnen innerhalb der Baugrube gefasst werden kann.

Bezüglich der Abdichtung des Bauwerks sind die Vorgaben der Ril 804.6101 zu beachten.

5.6 Umwelttechnik

Die Mischproben MP 1 (Auffüllung, westlicher Bahndamm) und MP 2 (Auffüllungen, östlicher Bahndamm) wurden als Z 0 und DK 0 Material eingestuft (vgl. Kap. 2.5). Nach der VwV BW ist bei einem Wiedereinbau von Z 0 - Bodenmaterial uneingeschränkt möglich. Aufgrund der Einstufung in DK 0 (nach der DepV) ist das Entsorgen auf einer Deponie der Klasse 0 möglich.

Die Mischprobe MP 3 (natürlich anstehender Boden) wurden als Z 1.1 und DK 0 Material eingestuft (vgl. Kap. 2.5). Nach der VwV BW ist der Wiedereinbau von Z 1.1 - Bodenmaterial in technischen Bauwerken mit wasserdurchlässiger Bauweise und einem Mindestabstand zum höchsten Grundwasserstand von 1m möglich. Aufgrund der Einstufung in DK 0 (nach der DepV) ist das Entsorgen auf einer Deponie der Klasse 0 möglich.

Der Gleisschotter der Mischprobe MP 1 Schotter wurde als Z 1.2 Material eingestuft. Nach Ril. 880.4010 ist der Gleisschotter der Einbauklasse EK 1.2 zuzuordnen wonach eine eingeschränkter offener Einbau in hydrogeologisch günstigen Gebieten möglich ist.



Beim Rückbau fällt Material der Deponieklasse DK 0 nach DepV, 2009 an. Diese Mengen können auf einer Deponie der Klasse DK 0 entsorgt werden. Die DepV sieht für die Deklaration eine maximale Alter der Laboranalysen von 6 Monaten vor, eine weitere Deklarationsanalytik der anfallenden Mengen ist daher zeitnah zum Ausbau einzuplanen. Für die Entsorgung auf einer Deponie ab DK 0 wird zudem eine Abfallcharakterisierung erforderlich, hierfür sind entsprechend die Werte der grundlegenden Charakterisierung auf der Basis von Laboranalysen zu ermitteln. Weiterhin ist bei der Entsorgung nach DepV in Baden-Württemberg i.d.R. eine Mindestanzahl von 2 Mischproben pro 500 t Material auf die relevanten Parameter zu untersuchen. Für eine Beprobung entsprechend LAGA PN 98, die für die Deklarationsanalytik nach DepV erforderlich ist, ist das anfallende und zu entsorgende Material während der Baumaßnahmen zwischenzulagern und als Haufwerk zu beproben. In der weiteren Planung, Ausschreibung und Bauzeitenplanung sind daher neben den Positionen für die Entsorgung von Material der entsprechenden Einstufung auch Positionen für die Zwischenlagerung, Flächen für die Zwischenlagerung auf Miete und der Zeitaufwand für Beprobung und Deklarationsanalytik zu beachten.

5.7 Sonstige Empfehlungen

Es wird darauf hingewiesen, dass die angetroffenen bindigen Bodenschichten bei Wassersättigung und Lagerungsstörung (z. B. dynamische Belastung durch Baufahrzeuge) aufweichen können und von Bodenklasse 4 in Bodenklasse 2 übergehen können.

Der anstehende Baugrund und die Gründungssohle sind gemäß Normenhandbuch EC 7-1, Abs.4.3.1 (1)P durch uns zu kontrollieren und abzunehmen. Analog hierzu sind die Pfahlarbeiten zu begleiten.

Für Pfahlgründungen sind fachtechnische Abnahmen der Pfahlaufstandsebenen durch den geotechnischen Sachverständigen durchzuführen. Hinsichtlich der Herstellung der Pfähle sind die Vorgaben der DIN EN 1536 zu beachten. Die Tiefenlage der ausreichend tragfähigen Schichten ist bei den Arbeiten durch den Sachverständigen für Geotechnik und der ausführenden Baufirma zu überprüfen. Es sind die in Kap. 5.2 genannten Anforderungen zu beachten.

Darüber hinaus ist eine Kontrolle der Baudurchführung gemäß EC 7, Teil 1, Abs. 4.4 vorzunehmen. Die Eignung der vorgesehenen Erdbaustoffe muss vor Beginn der Bauausführung nachgewiesen werden. Während der Bauausführung müssen die Erdarbeiten überwacht und Verdich-



tungskontrollen in Form einer Eigenüberwachung und durch Kontrollprüfungen vorgenommen werden.

Eine Baugrunderkundung ist naturgemäß eine stichprobenartige Bestandsaufnahme, die zwischen den Aufschlüssen Ergebnisse interpoliert. Abweichungen in gewissem Umfang sind somit nicht gänzlich auszuschließen. Sollten geotechnische Fragen auftreten, die im vorliegenden Gutachten nicht bzw. nicht ausreichend behandelt wurden, oder sollten sich Abweichungen bzw. Abänderungen in den Planungen bzw. Annahmen ergeben, die diesem Gutachten zugrunde gelegt wurden, so ist die Dr. Spang GmbH vom Auftraggeber zu informieren und zu einer ergänzenden Stellungnahme aufzufordern.

Zur Beantwortung weiterer Fragen stehen wir Ihnen gerne jederzeit zur Verfügung.

(gezeichnet)

Dipl.-Ing. Christian Spang
(Geschäftsführer)

i.A.


Dipl.-Geol. MSc ETH Burkhard Cless
(Projektgeologe)

- Verteiler:**
- DB Netz AG, Herr Thomas Osti , Stuttgart, 4 x, davon 1 x vorab per Mail
<thomas.osti@deutschebahn.com>
 - DB Netz AG, Herr Thömmes, 1 x per Mail
<Manfred.Thoemmes@deutschebahn.com>
 - Dr. Spang GmbH, Esslingen, 1 x