



DR. SPANG

INGENIEURGESELLSCHAFT FÜR BAUWESEN, GEOLOGIE UND UMWELTTECHNIK MBH

DB Netz AG  
Großprojekt Karlsruhe - Basel  
Frau Kaphengst (I.NGK 2(1))  
Schwarzwaldstraße 82  
76137 Karlsruhe

Projekt-Nr. 37.5058	Datei P5058b200212	Diktat Zü/Scm	Büro Frankfurt	Datum 12.02.2020
------------------------	-----------------------	------------------	-------------------	---------------------

**ABS/NBS Karlsruhe - Basel**  
**PfA 7.1 Tunnel Offenburg**  
**Planungsabschnitt Appenweier - Hohberg**  
**Strecke 4000 / 4280q**  
**NBS-km 138,500 –154,000**  
**ABS-km 147,200 –154,550**

**- Geotechnisches Gutachten mit Gründungsempfehlungen -**

Fortgeschriebene Fassung September 2019

Ing-Vertrag Nr. 16FEI21562

Auftrag vom 31.08.2016

**Gesellschaft:** HRB 8527 Amtsgericht Bochum, USt-IdNr. DE126873490, <https://www.dr-spang.de>  
58453 Witten, Rosi-Wolfstein-Straße 6, Tel. (0 23 02) 9 14 02 - 0, Fax 9 14 02 - 20, [zentrale@dr-spang.de](mailto:zentrale@dr-spang.de)

**Geschäftsführer:** Dipl.-Ing. Christian Spang, Dipl.-Wirtsch.-Ing. Christoph Spang

**Niederlassungen:** 60528 Frankfurt/Main, Rennbahnstraße 72 – 74, Tel. (069) 678 65 08-0, Fax 678 65 08-20, [frankfurt@dr-spang.de](mailto:frankfurt@dr-spang.de)  
73734 Esslingen/Neckar, Weilstr. 29, Tel. (0711) 351 30 49-0, Fax 351 30 49-19, [esslingen@dr-spang.de](mailto:esslingen@dr-spang.de)  
09599 Freiberg/Sachsen, Halsbrücker Str. 34, Tel. (03731) 798 789-0, Fax 798 789-20, [freiberg@dr-spang.de](mailto:freiberg@dr-spang.de)  
21079 Hamburg, Harburger Schloßstraße 30, Tel. (040) 524 73 35-0, Fax 524 73 35-20, [hamburg@dr-spang.de](mailto:hamburg@dr-spang.de)  
06618 Naumburg, Wilhelm-Franke-Straße 11, Tel. (03445) 762-25, Fax 762-20, [naumburg@dr-spang.de](mailto:naumburg@dr-spang.de)  
90491 Nürnberg, Erlenstegenstr. 72, Tel. (0911) 964 56 65-0, Fax 964 56 65-5, [nuernberg@dr-spang.de](mailto:nuernberg@dr-spang.de)  
14480 Potsdam, Großbeerenstraße 231, Haus III, Tel. (0331) 231 843-0, Fax 231 843-20, [berlin@dr-spang.de](mailto:berlin@dr-spang.de)

**Banken:** Deutsche Bank AG, Frankfurt, IBAN: DE03 5007 0010 0467 1400 00, BIC: DEUTDEFFXXX



---

<b>INHALT</b>	<b>SEITE</b>
<b>1. ALLGEMEINES</b>	<b>5</b>
1.1 Veranlassung	5
1.2 Auftrag und Aufgabenstellung	6
1.3 Projektbeschreibung	7
1.4 Projektbeteiligte	11
1.5 Unterlagen	12
1.6 Untersuchungsumfang	15
1.6.1 Bohr- und Sondierarbeiten	15
1.6.2 Bohrkernaufnahme	18
1.6.3 Feldversuche	18
1.6.4 Laborversuche	19
<b>2. BAUGRUNDVERHÄLTNISSE</b>	<b>20</b>
2.1 Geographischer Überblick	20
2.2 Geologischer Überblick	21
2.3 Schichtlagerung	22
2.3.1 Auffüllungen (Schicht 1.1 und 1.2)	24
2.3.2 Deckschichten aus Lößlehm/Hochflutlehm (Schicht 2)	25
2.3.3 Pleistozäne Sande und Kiese (Schicht 3.1 und 3.2)	26
2.3.4 Bindige Zwischenlagen und Organische Böden (Schicht 4.1 und 4.2)	28
2.3.5 Auffüllungen Burgerwaldsee (Schicht 5)	29
2.4 Grundwasserverhältnisse	30
2.4.1 Durchlässigkeit und Ergiebigkeit	30
2.4.2 Grundwasserstände	32
2.4.3 Grundwasserchemismus	40
2.5 Geotechnische Besonderheiten	44
<b>3. ERGEBNISSE DER LABOR- UND FELDVERSUCHE</b>	<b>45</b>
3.1 Feldversuche	45
3.1.1 Rammsondierungen	45
3.1.2 Drucksondierungen	48
3.1.3 Standard-Penetration-Tests	50
3.2 Bodenmechanische Laborversuche	52
3.2.1 Wassergehaltsbestimmungen	53



---

3.2.2	Bestimmung der Korngrößenverteilungen	54
3.2.3	Plastizitätsuntersuchungen	57
3.2.4	Bestimmung des Glühverlustes	58
3.2.5	Dichtebestimmung	59
3.2.6	Bestimmung des Kalkgehaltes	60
3.2.7	Direkte Scherversuche	61
3.2.8	Proctorversuche	63
3.2.9	Punktlastversuche	64
3.2.10	Abrasivitätsuntersuchungen (LCPC)	65
3.3	Umwelttechnische Untersuchungen	65
3.3.1	Chemische Analytik (VwV)	65
3.3.2	PFC-Analytik	68
<b>4.</b>	<b>KENNWERTE UND EIGENSCHAFTEN</b>	<b>68</b>
4.1	Klassifizierung für bautechnische Zwecke	68
4.2	Bodenkennwerte	69
4.3	Homogenbereiche	71
4.3.1	Allgemeines	71
4.3.2	DIN 18 300 Erdarbeiten	71
4.3.3	DIN 18 301 Bohrarbeiten	72
4.3.4	DIN 18 303 Verbauarbeiten	73
4.3.5	DIN 18 304 Ramm- / Rüttel- und Pressarbeiten	74
4.3.6	DIN 18 312 Untertagebauarbeiten	75
4.3.7	DIN 18 320 Landschaftsbauarbeiten	76
<b>5.</b>	<b>GEOTECHNISCHE FOLGERUNGEN UND EMPFEHLUNGEN</b>	<b>77</b>
5.1	Regelanforderungen an Oberbau und Unterbau des Bahnkörpers	77
5.2	Einschnitte und Dämme	79
5.3	Planum	82
5.4	Kunstbauwerke	84
5.4.1	Grundsätzliche Gründungsmöglichkeiten	84
5.4.2	Gründungsempfehlung	85
5.5	Baugruben	94
5.5.1	Geböschte Baugruben	96
5.5.2	Verbaute Baugruben	96
5.5.3	Maßnahmen zur Wasserhaltung	105



---

5.5.4	Verwertung des Baugrubenaushubs	110
<b>6.</b>	<b>EMPFEHLUNGEN FÜR WEITERE UNTERSUCHUNGEN</b>	<b>110</b>
<b>7.</b>	<b>ZUSAMMENFASSUNG</b>	<b>112</b>

#### **ANLAGEN**

- Anlage 1: Übersichtslageplan
- Anlage 2: Lagepläne mit Aufschlusspunkten
- Anlage 3: Geologische / Geotechnische Längsschnitte und Querprofile
- Anlage 4: Ergebnisse der Baugrundaufschlüsse
- Anlage 5: Bodenmechanische und hydraulische Feldversuche
- Anlage 6: Bodenmechanische Laborversuche
- Anlage 7: Umwelttechnische Laboruntersuchungen
- Anlage 8: Übersicht Bau- und Bemessungswasserstand

#### **ANHÄNGE**

- Anhang 1/1a: Bohrdokumentation; drillexpert GmbH, Teningen-Nimburg
- Anhang 2: Bohrdokumentation; Terrasond Gesellschaft für Baugrunduntersuchungen mbH & Co. KG, NL Freiburg, Herbolzheim
- Anhang 3: Dokumentation zu Kurzpumpversuchen; André Voutta Grundwasserhydraulik, Herrenberg
- Anhang 4: Ergebnisse Fluid-Logging-Versuche; André Voutta Grundwasserhydraulik, Herrenberg
- Anhang 5: Versuchsprotokolle zu bodenmechanischen Laborversuchen; DB Engineering & Consulting GmbH, Umwelt, Geotechnik & Geodäsie (I.TPU(O)), Berlin
- Anhang 6: Versuchsprotokolle zu bodenmechanischen Laborversuchen; Dr. Spang GmbH, Witten
- Anhang 7: Prüfberichte zu umwelttechnischen Laboruntersuchungen; Prüfbericht Nr. 17B03813, 17B03391 und 18B00052, DB Engineering & Consulting GmbH, SE Umwelt, Geotechnik & Geodäsie, Umweltservice (I.TPU(U)), Brandenburg-Kirchmöser
- Anhang 8/8a: Prüfberichte zu umwelttechnischen Laboruntersuchungen (PFC); AGROLAB GmbH, Bruckberg
- Anhang 9: Prüfberichte zur Grundwasseranalytik; AGROBLAB GmbH, Bruckberg
- Anhang 10: Grundwasserdaten der städtischen Grundwassermessstellen



## **1. ALLGEMEINES**

### **1.1 Veranlassung**

Das Projekt ABS/NBS Karlsruhe – Basel beinhaltet den durchgängigen viergleisigen Ausbau der bestehenden Rheintalbahn mit dem Ziel der Kapazitätserweiterung und Qualitätsverbesserung. Entsprechend dem Bedarf ist ein stufenweiser Aus- und Neubau der Strecke vorgesehen. Hierzu wurde die Gesamtstrecke Karlsruhe – Basel in 9 Streckenabschnitte unterteilt. Der Planfeststellungsabschnitt 7.1 (PfA 7.1) Appenweier-Hohberg ist Bestandteil des Gesamtprojektes.

Im Bereich Offenburg ist eine westliche Umfahrung des Stadtgebietes mit zwei ca. 8 bzw. 11 km langen eingleisigen und elektrifizierten Tunnelröhren vorgesehen, welche planmäßig den Güterverkehr aufnehmen sollen, der im Offenburger Güterbahnhof keinen kommerziellen oder betrieblichen Halt haben wird. Insgesamt umfassen die Umbau- und Neubaumaßnahmen im PfA 7.1 eine Streckenlänge von ca. 15 km.

Dazu gehören neben dem Tunnelabschnitt der Neubaustrecke (NBS) westlich von Offenburg der nördlich anschließende niveaufreie Anbindungsbereich der Rheintalbahn (Rtb) mit Trog- und Tunnelabschnitten in offener Bauweise, die südlich von Offenburg oberirdisch vorgesehene Überleitverbindung von der Neubaustrecke zur Rheintalbahn sowie die bis zum Ende des Planfeststellungsabschnittes oberirdisch weiterführende autobahnparallele Neubaustrecke. Darüber hinaus beinhaltet der PfA 7.1 den Um- bzw. Ausbau des Streckenabschnitts der Rheintalbahn südlich des Offenburger Bogens bis zur südlichen Planfeststellungsgrenze (ABS).

Bereits in den Jahren 2001 und 2003 wurden im Rahmen des Raumordnungsverfahrens Erkundungsphasen entlang der seinerseits vorgesehenen Trassen durchgeführt. Für die Antragstrasse liegt ein geotechnisches Gutachten aus dem Jahr 2007 zur Planfeststellung für den Planfeststellungsabschnitt (PfA) 7.1 vor [U 3]. Die damals verfolgte Planung der Antragstrasse wurde aufgrund der massiven Einwendungen der Bürger im Planrechtsverfahren nicht weiterverfolgt und die Finanzierung der im Rahmen des Projektbeirates entstandenen Tunnellösung durch den Bund zugesagt.

Im Zuge der neuen Trassenfindung wurden 2011 und 2012 bereits erste Erkundungen entlang möglicher Tunneltrassen westlich von Offenburg ausgeführt. Im Rahmen der Vorplanung sollen jetzt flächendeckend die Haupterkundungen entlang der vorgesehenen Neu- und Ausbaustrecken in 2 Stufen ausgeführt werden.



Im Zuge der Stufe 1 der Haupterkundungen wurde von Juli bis Dezember 2017 ein umfassendes Erkundungsprogramm durchgeführt. Die Ergebnisse sind in einem geotechnischen Gutachten mit Gründungsempfehlung zusammengefasst [U 29].

Im Anschluss daran folgten im November/Dezember 2018 ergänzende Erkundungen im Bereich des Bürgerwaldsees. Das nachfolgende geotechnische Gutachten ist eine Fortschreibung des im Juli 2018 vorgelegten geotechnischen Gutachtens [U 29] und berücksichtigt zusätzlich die Ergebnisse der in 2018 ausgeführten ergänzenden Erkundungen.

## 1.2 Auftrag und Aufgabenstellung

Ausgehend vom Angebot A37.9479 vom 13.08.2016 wurde die Dr. Spang GmbH von der DB AG gemäß ING-Vertrag 16FEI21562 mit den nachfolgenden Leistungen beauftragt:

- Klärung der Aufgabenstellung und Auswertung vorhandener Unterlagen,
- Festlegen und Darstellen der erforderlichen Baugrunderkundungen inkl. Labor- und Feldversuche,
- fachtechnische Betreuung der Bohr- und Erkundungsarbeiten,
- Aufstellen eines Geotechnisches Gutachtens mit folgenden Inhalten:
  - Darstellung und Auswertung der Baugrunderkundungen sowie der Labor- und Feldversuche,
  - Klassifizierung des Baugrunds und Festlegen der Baugrundkennwerte,
  - Gründungsempfehlungen für Gleis-, Kunst- und Erdbauwerke,
  - Angaben zu Baubehelfen und Bauausführungen,
  - Beschreibung eines Grundwassermodells zur Untersuchung der Auswirkungen auf Grundwasser und Gewässer.

Es ist zu beachten, dass zur Erstellung des vorliegenden Gutachtens bisher nur die Ergebnisse der Stufe 1 der Haupterkundung sowie der ergänzenden Erkundungen im Bereich des Bürgerwaldsees vorliegen. Da sowohl bauwerksbezogene Erkundungen als auch Erkundungen des Untergrundaufbaus der Bestandstrasse erst im Zuge der zweiten Stufe der Haupterkundungen durchgeführt werden, können detaillierte Gründungsempfehlungen zu den Ingenieurbauwerken und Empfehlungen zum Aufbau der Neu- und Ausbaustrecke erst nach Abschluss der zweiten Stufe getätigt werden.



---

### 1.3 Projektbeschreibung

Der viergleisige Ausbau der bestehenden Rheintalbahn und die westliche Umfahrung des Stadtgebietes von Offenburg mit zwei Tunnelröhren ist Inhalt des ca. 15 km langen Planfeststellungsabschnitts 7.1 (Appenweier-Hohberg) der Ausbau- und Neubaustrecke Karlsruhe – Basel. Die nachfolgende Beschreibung bezieht sich auf den Stand der Trassierungs- und Bauwerksplanung von 03/2017 ([U 19] und [U 20]).

Der PfA 7.1 beginnt mit dem nördlichen Anbindungsbereich im Süden von Appenweier bei Rtb-km 138,500. Für die **Neubaustrecke (NBS)** wird die bestehende Bahnstrecke auf der Ostseite der Rheintalbahn (Strecke 4000) zunächst sukzessive um ein neues Gleis erweitert, welches als östliches Zuführungsgleis (oZgl) zur Oströhre des geplanten Tunnels führt. Ab km 0,385 (ca. NBS-km 139,360) wird das östliche Zuführungsgleis über eine Länge von 490 m in Troglage geführt. In diesem Abschnitt werden die beiden Gleise der Rheintalbahn nach Osten verschwenkt. Im Bereich der derzeitigen Lage der beiden Gleise der Rheintalbahn ist das westliche Zuführungsgleise (wZgl) zur Oströhre des geplanten Tunnels vorgesehen, welches ab NBS-km 139,275 über eine Länge von 810 m in Troglage geführt wird. Im Verlauf der Trogstrecken fallen die Gradienten bis ca. 10 m unter GOF ab und die für die Tröge erforderlichen Baugruben sind bis zu ca. 12 m tief. Im anschließenden ca. 813 m bzw. ca. 585 m langen Tunnelabschnitten werden die beiden Zuführungsgleise bis ca. NBS-km 140,669 zu einem Gleis zusammengeführt. Am Ende dieses Abschnittes erreicht die Gradienten eine Tiefenlage von ca. 16 m unter GOF. Zur Herstellung der Tunnelabschnitte in offener Bauweise sind bis zu 22 m tiefe Baugruben vorgesehen. Die zur Herstellung geplanten wasserdichten Baugrubensicherungen sollen bis zu einer maximalen Tiefe von ca. 27 m unter GOF eingebracht werden. Ab ca. NBS-km 140,669 wird das östliche Streckengleis der NBS in einer ca. 10,133 km langen eingleisigen Tunnelröhre verlaufen, welche in Schildbauweise aufgeföhren werden soll. Die Überdeckung beträgt am Beginn des östlichen Schildtunnels ca. 8 m.

Bei ca. NBS-km 140,670 schwenkt das östliche Zuführungsgleis (oZgl) zur Weströhre des geplanten Tunnels von der Rheintalbahn aus und wird ab km 0,295 (ca. NBS-km 140,970) in Troglage geführt. Das westliche Zuführungsgleis (wZgl) zur Weströhre des geplanten Tunnels schwenkt bei NBS-km 140,843 von der bestehenden Fernbahntrasse (Strecke 4280) nach Westen ab und verläuft ab NBS-km 141,073 in Troglage. Im Verlauf der ca. 1.532 bzw. 1.415 m langen Tröge fällt die Gradienten bis ca. 11 m unter GOF ab. Zur Herstellung der Tröge sind bis zu 13 m tiefe Baugruben vorgesehen. Im nachfolgenden, ca. 999 bzw. 1.012 m langen Streckenabschnitt sollen die beiden Zuführungsgleise wieder zusammengeführt werden. Dazu sind zunächst zwei eingleisige Tunnelröhren sowie



nach einem Zusammenführungsbauwerk eine eingleisige Tunnelröhre in offener Bauweise zu errichten. Bei einer Tiefenlage der Gradienten von bis zu 17 m unter GOF sind dafür bis zu 20 m tiefe Baugruben vorgesehen. Die zur Herstellung geplanten wasserdichten Baugrubensicherungen sollen bis zu einer maximalen Tiefe von ca. 27 m unter GOF eingebracht werden. Ab ca. NBS-km 143,500 wird das westliche Streckengleis der NBS in einer ca. 7,275 km langen eingleisigen Tunnelröhre verlaufen, welche in Schildbauweise aufgeföhren werden soll. Die Überdeckung betröhgt am Beginn des westlichen Schildtunnels ca. 9 m.

Beginnend bei ca. NBS-km 143,500 schwenken die eingleisigen Tunnelröhren der NBS allmählich nach Westen und unterqueren in westlicher Richtung das Industriegebiet Nord, den Fluss Kinzig und das Gewerbegebiet Waltersweier. Danach schwenkt die Trasse Richtung Süden und nähert sich unterhalb des Stadtwaldes der Autobahn BAB A5 an. Die Gradienten fällt bis ca. km 147,900 auf 117,816 m NN ab und steigt danach wieder an. Damit kommt die Gradienten maximal ca. 32 m unterhalb der GOF zu liegen. Die Überdeckung der Tunneln betröhgt am Tiefpunkt etwa 24 m. Zwischen ca. NBS-km 149,46 und 149,63 verläuft die östliche Tunnelröhre unterhalb des Bürgerwaldsees. Hier wird nach dem bisherigen Untersuchungsstand von einem minimalen Abstand zwischen Tunnelröhre und Seeboden von ca. 6 – 8 m ausgegangen. Bis zum Ende der in Schildbauweise vorgesehenen Tunnelröhren reduziert sich die Überdeckung unter GOF auf ca. 8 m. In dem unterirdisch aufzuföhrenden Streckenabschnitt sind insgesamt 14 Verbindungsbauwerke zwischen den eingleisigen Tunnelröhren in Form von in bergmännischer Bauweise aufzuföhrenden Querschlägen vorgesehen, deren Längen zwischen ca. 60 und 80 m (Verbindungsbauwerk 14 mit 2 Querschlägen) variieren.

Im südlichen Streckenanschnitt verläuft die NBS parallel zur BAB A5. An den Schildtunnel schließen sich zunächst ca. 491 bzw. 489 m lange Tunnelabschnitte an, welche in offener Bauweise errichtet werden sollen. Zunächst handelt es sich um eingleisige Tunnelröhren, welche am Ende des Abschnittes zu einem zweigleisigen Tunnel mit Mittelwand zusammengeföhrt werden. Die Tiefenlage der Gradienten nimmt von ca. 16 m unter GOF auf ca. 12 m unter GOF ab. Für die Herstellung der Tunnelabschnitte sind bis zu ca. 21 m tiefe Baugruben vorgesehen. Die zur Herstellung geplanten wasserdichten Baugrubensicherungen sollen bis zu einer maximalen Tiefe von ca. 26 m unter GOF eingebracht werden. Im anschließenden 2.042 m langen Abschnitt verläuft die zweigleisige NBS-Strecke in einem Trogbauwerk und danach oberirdisch bis zur Planfeststellungsgrenze bei NBS-km 154,000 in Höhe Hohberg-Hofweier. Bei einer maximalen Tiefenlage der Gradienten im Bereich der Trogstrecke von ca. 12 m ist zur Herstellung eine bis zu 14 m tiefe Baugrube vorgesehen.



Neben der Neubaustrecke beinhaltet der PfA 7.1 die **Ausbaustrecke (ABS)** der Rheintalbahn. Diese beginnt südlich von Offenburg Hbf. bei km 147,200 und reicht bis zur Planfeststellungsgrenze in Höhe Hohberg-Hofweier bei Rtb-km 154,550. Über den 7,35 km langen Streckenabschnitt ist im Zuge eines Umbaus eine Geschwindigkeitserhöhung bis zu 250 km/h vorgesehen. Dazu ist eine Erhöhung des bestehenden Bahndamms geplant. Die ABS-Trasse verläuft zwischen ABS-km 147,000 und ca. 149,400 in Dammlage durch innerstädtisches bebauten Gebiet, welches unmittelbar an die Bahntrasse heranreicht. Von ABS-km 149,400 bis 154,550 befindet sich die ABS-Trasse überwiegend in freier Feldlage und verläuft geländegleich bzw. auf geringer Dammhöhe bis zu ca. 2 m.

Im Anschluss an das südliche Tunnelende der Neubaustrecke ist eine **Überleitverbindung** zwischen der Ausbaustrecke der Rheintalbahn und der Neubaustrecke vorgesehen. Die Verbindungsgleise sollen etwa auf Höhe des Königswaldsees niveaugleich aus den Rheintalstrecke ausfädeln, Richtung Südwesten schwenken und ca. 3,0 km südwestlich niveaufrei an die Neubaustrecke anbinden.

In der nachfolgenden Tabelle wurden für die einzelnen Bauabschnitte von Trögen und Tunneln Angaben zur Stationierung, Gradienten und Baulänge zusammengestellt. Dabei ist zu berücksichtigen, dass die Kilometrierung der NBS fortlaufend angegeben wird, während die Kilometrierung der abzweigenden neuen Gleise sowie der Verbindungskurve zwischen ABS und NBS mit einer Stationskilometrierung neu beginnen.

Bezeichnung	Bau-km	Gradienten [m ü. NN]	Länge [m]
Trog Oströhre wZgl	NBS-km 139,275 bis 140,085	143,948 bis 148,808	810
Trog Oströhre oZgl	Stations-km 0,385 bis 0,875 <sup>1)</sup>	145,319 bis 148,259	490
Trog Weströhre oZgl	Stations-km 0,295 bis 1,825 <sup>1)</sup>	147,236 bis 156,132	1.532
Trog Weströhre wZgl	NBS-km 141,073 bis 142,488	148,170 bis 156,660	1.415
Offene Bauweise Oströhre oZgl	Stations-km 0,875 – 1,688 <sup>2)</sup>	140,445 bis 145,319	813
Offene Bauweise Oströhre wZgl	NBS-km 140,085 bis 140,670	140,445 bis 143,948	585
Offene Bauweise Weströhre oZgl	Stations-km 1,825 bis 2,824 <sup>1)</sup>	142,100 bis 147,236	999



Bezeichnung	Bau-km	Gradiente [m ü. NN]	Länge [m]
Offene Bauweise Weströhre wZgl	NBS-km 142,488 bis 143,500	142,100 bis 148,170	1.012
Schildtunnel Weströhre	NBS-km 143,500 bis 150,776	117,817 bis 142,100	7.275
Schildtunnel Oströhre	NBS-km 140,670 bis 150,803	117,817 bis 140,445	10.133
Offene Bauweise Süd	NBS-km 150,803 bis 151,293 NBS-km 150,776 bis 151,265	135,070 bis 138,014	491 489
Trog Süd	NBS-km 151,293 bis 153,305 NBS-km 151,265 bis 153,305	138,014 bis 150,255	2.042
Verbindungskurve (Anbindung ABS/NBS)	Stations-km 0,0 bis 3,0 <sup>1)</sup>	GOF (Bahndamm)	3.000

1) Neue Kilometrierung bzw. Stations-Kilometrierung (neues Gleis)

**Tabelle 1.3-1:** Übersicht Bauabschnitte Tröge und Tunnel

Im Streckenverlauf sind die in der nachfolgenden Tabelle zusammengestellten kreuzenden Bauwerke umzubauen oder neu zu errichten. Weitere Angaben sind in Kapitel 5.4 enthalten.

Bezeichnung	Bau-km	Länge [m]	Breite [m]	Gründungstiefe [m ü. NN]
EÜ Graben unter Wirtschaftsweg	NBS-km 139,268	42,25	3,5	ca. 144,00
SÜ B28	NBS-km 139,304	79,78	12,78	145,20 – 153,05
SÜ B3	NBS-km 140,250 bis 140,300	149,6	14,28	150,90 – 157,55
SÜ K5324	NBS-km 142,320	60	8,8	147,10 – 147,40
EÜ Trog Süd	NBS-km 151,755 bis 151,905	150	13,2	138,73 – 139,63
SÜ Binzbürgstraße über A5 und NBS	ca. NBS-km 152,610	87,3	12,48	148,33 – 149,69
SÜ Binzbürgstraße über RTB/ABS	Rtb/ABS-km 152,717	46,3	12,48	147,12 – 153,61
SÜ Wirtschaftsweg über A5 und NBS	NBS-km 153,862	67,1	6,4	147,57 – 149,02



Bezeichnung	Bau-km	Länge [m]	Breite [m]	Gründungstiefe [m ü. NN]
EÜ Trog West- röhre-oZgl	Stat.-km 1,095 bis 1,285 <sup>1)</sup>	190	8,8	148,27 – 149,41
SÜ Wirtschaftsweg über Verbindungs- kurve Nord	Rtb-km 0,666	24	8,68	148,80

1) Neue Kilometrierung bzw. Stations-Kilometrierung (neues Gleis)

**Tabelle 1.3-2:** Übersicht Kreuzungsbauwerke

#### 1.4 Projektbeteiligte

Die Dr. Spang GmbH hat die Erkundungsmaßnahmen der Stufe 1 für den Streckenabschnitt geplant und im Zeitraum von Juli bis Dezember 2017 bzw. November/Dezember 2018 die Ausführung fachtechnisch betreut. Im Anschluss daran wurde ausgehend von den Erkundungsergebnissen das geotechnische Gutachten mit ersten, vorläufigen Gründungsempfehlungen erstellt [U 29] bzw. nach den ergänzenden Erkundungen im Bereich des Bürgerwaldsees fortgeschrieben.

Neben der Dr. Spang GmbH haben folgende Beteiligte Leistungen im Rahmen der Baugrunderkundung erbracht:

<b>Bohr- und Sondierarbeiten:</b>	drillexpert GmbH, Teningen-Nimburg, Terrasond Gesellschaft für Baugrunduntersuchungen mbH & Co. KG, NL Freiburg, Herbolzheim, geotechnik heiligenstadt GmbH, Heilbad Heiligenstadt
<b>Hydraulische Bohrlochversuche:</b>	André Voutta Grundwasserhydraulik, Herrenberg
<b>Boden- und felsmechanische Laborversuche:</b>	DB, Engineering & Consulting GmbH, Umwelt, Geotechnik & Geodäsie (I.TPU(O)), Berlin, Dr. Spang GmbH, Witten



---

**Umwelttechnische Untersuchungen:** AGROLAB Labor GmbH, Bruckberg,  
AGROLAB Agrar und Umwelt GmbH, Kiel  
DB Engineering & Consulting GmbH, SE Umwelt, Geo-  
technik & Geodäsie, Umweltservice (I.TPU 1), Branden-  
burg-Kirchmöser,

**Hydrochemische Untersuchungen:** AGROLAB Labor GmbH, Bruckberg,

## 1.5 Unterlagen

Zur Bearbeitung des Projektes wurden die nachfolgend aufgeführten Unterlagen verwendet:

- [U 1] **ABS/NBS Karlsruhe – Basel, PfA 7.1 Offenburg Süd-Hohberg, Tunnel Offenburg, Bau-  
grundvorerkundung und Beurteilung der Untergrundverhältnisse hinsichtlich der Her-  
stellung des Tunnels;** ARCADIS Deutschland GmbH, Darmstadt, 01.10.2012.
- [U 2] **ABS/NBS Karlsruhe – Basel, PfA 7.1 Offenburg Süd-Hohberg, Güterzugtunnel Offen-  
burg, Dokumentation der hydrogeologischen Vorerkundung;** ARCADIS Deutschland  
GmbH, Darmstadt, 11.05.2011.
- [U 3] **ABS/NBS Karlsruhe - Basel, Planfeststellungsabschnitt 7.1 Offenburg-Süd, ABS/NBS  
km 145,485 - 154,200, Erdbautechnisches Gutachten;** ARCADIS Consult GmbH, Darm-  
stadt, 30.04.2007.
- [U 4] **ABS/NBS Karlsruhe - Basel, Planfeststellungsabschnitt 7.1 Offenburg-Süd, ABS/NBS  
km 145,485 - 154,200, Erdbautechnisches Gutachten;** ARCADIS Consult GmbH, Darm-  
stadt, 06.10.2003.
- [U 5] **ABS/NBS Karlsruhe - Basel, PFA 7.1 Offenburg-Süd, Unterlagen zum Raumordnungs-  
verfahren Anhang H-5: Hydrogeologisches Sondergutachten zur Variante H1;**  
ARCADIS Consult GmbH, Darmstadt, 21.09.2001.
- [U 6] **Lärmsanierung Offenburg, Strecke 4000, km 146,890 bis km 149,185, Lagepläne Er-  
kundung;** Stand 03.2016.



- 
- [U 7] **Auswertung Grundwasserdatenbank DB Güterzugtunnel OG**; Grundwassermessnetz Baden-Württemberg, 10.11.2016.
- [U 8] **Hydrogeologische Stellungnahme zu den ersten Ergebnissen der Grundwasseruntersuchungen im Bereich der „Salzfahne“ in Offenburg, Ortenaukreis (Top. Karte 1:25.000, Blatt 7513 Offenburg)**; Regierungspräsidium Freiburg, Landesamt für Geologie, Rohstoffe und Bergbau, Az. 94-4763//17-1208, Freiburg i. Br., 23.01.2018.
- [U 9] **Grundwassermodell Offenburg-Süd, Pfa 7.1 der Ausbau- und Neubaustrecke Offenburg – Basel der Deutschen Bahn AG**; Geologische Landesamt Baden-Württemberg, Freiburg i. Br., 28.04.1995.
- [U 10] **Verwaltungsvorschrift des Umweltministeriums für die Verwertung von als Abfall eingestuftem Bodenmaterial**; Umweltministerium Baden-Württemberg, Stuttgart, 14.03.2007.
- [U 11] **Bewertung von Boden und Fels auf Verklebungen und Feinkornfreisetzung beim maschinellen Tunnelvortrieb**; F. S. Hollmann, Ruhr-Universität Bochum, 08.04.2014.
- [U 12] **Bewertung der Neigung zur Ausbildung von Verklebungen und zum Anfall von gelöstem Feinkorn bei Schildvortrieben im Festgestein**; 18. Tagung für Ingenieurgeologie und Forum für junge Ingenieurgeologen, Berlin, 2011.
- [U 13] **Ableitung von Geringfügigkeitsschwellenwerten für das Grundwasser**; Bund-/Länderarbeitsgemeinschaft Wasser (LAWA), Aktualisierte und überarbeitete Fassung 2016.
- [U 14] **Verordnung über die Qualität von Wasser für den menschlichen Gebrauch (Trinkwasserverordnung – TrinkwV)**; Deutscher Verein des Gas- und Wasserfaches e.V. (DVGW), Ausfertigungsdatum 21.05.2001, in der Fassung der Bekanntmachung vom 10. März 2016 (BGBl. I S. 459) mit Änderung vom 03.01.2018 (BGBl. I S. 99).
- [U 15] **Bor – Ableitung einer Geringfügigkeitsschwelle zur Beurteilung von Grundwasserunreinigungen**; Landesanstalt für Umwelt, Messungen und Naturschutz Baden-Württemberg (LUBW), Stand Dezember 2002, aktualisiert Februar 2012.
- [U 16] **Grundbau-Taschenbuch, Teil 1: Geotechnische Grundlagen**; K. J. Witt; Ernst & Sohn Verlag, 8. Auflage, 2017.



- 
- [U 17] **Grundlagen der Geotechnik: Geotechnik nach Eurocode;** H-H. Schmidt, R. F. Buchmaier, C. Vogt-Breyer, Springer Vieweg, 5. Auflage, 2017.
- [U 18] **Grundwasserstandsdaten im Projektgebiet;** Ortenaukreis - Amt für Wasserwirtschaft und Bodenschutz, E-Mail von Herrn Klier, 23.03.2018.
- [U 19] **ABS/NBS Karlsruhe - Basel, STA 7, PfA 7.1, Appenweiher – Hohberg (Tunnel Offenburg), Lagepläne, Längsschnitte und Bauwerkspläne;** Obermeyer Planen + Beraten GmbH, Karlsruhe, 03/2018.
- [U 20] **ABS/NBS Karlsruhe - Basel, STA 7, PfA 7.1, Appenweiher – Hohberg (Tunnel Offenburg), Draufsicht und Längsschnitte;** Obermeyer Planen + Beraten GmbH, Karlsruhe, 04/2018.
- [U 21] **Lithostratigraphisches Lexikon;** <https://litholex.bgr.de/index.php>.
- [U 22] **Hydrogeologischer Längsschnitt – Hydrogeologischer Bau des Oberrheingrabens zwischen Weil am Rhein und Rastatt;** Regierungspräsidium Freiburg – Landesamt für Geologie, Rohstoffe und Bergbau / Géosciences pour une Terre durable, Mai 2006.
- [U 23] **Hydrogeologie – Einführung in die Allgemeine Hydrogeologie;** Hölting B., Coldewey W. G., Spektrum Akademischer Verlag, 7. Auflage, 2009.
- [U 24] **Bautechnische Berechnungstabellen;** Pörschmann, H. u.a., Teubner Verlag, 23. Auflage, 1993.
- [U 25] **Ingenieurgeologie;** Prinz H., Strauß R., Springer Spektrum, 5. Auflage, 2011.
- [U 26] **Bauprozesse und Bauverfahren des Tunnelbaus;** Girmscheid G., Ernst & Sohn Verlag, 3. Auflage, 04/2013.
- [U 27] **Das Soilcrete®-Verfahren;** Verfahrensbroschüre 67-03D, Keller Grundbau GmbH.
- [U 28] **Hochwassergefahrenkarte Baden-Württemberg;** Landesanstalt für Umwelt Baden-Württemberg, <https://udo.lubw.baden-wuerttemberg.de/public/pages/map/default/index.xhtml>



**[U 29] ABS/NBS Karlsruhe – Basel, PfA 7.1 Tunnel Offenburg, Planungsabschnitt Appenweier – Hohberg, Strecke 4000 / 4280, Geotechnisches Gutachten mit Gründungsempfehlungen;** Dr. Spang GmbH, Frankfurt am Main, 16.07.2018.

**[U 30] ABS/NBS Karlsruhe – Basel, PfA 7.1 Tunnel Offenburg, Planungsabschnitt Appenweier – Hohberg, Strecke 4000 / 4280, Vorplanung – Auszüge aus A6.1.1, Blatt 3, Blatt 4 und Blatt 29;** E-Mail vom 12.07.2019 von Obermeyer Planen + Beraten GmbH.

**[U 31] Bürgerwaldsee Gemarkung Offenburg, Lageplan mit Tiefenlinien;** IngenieurTeam Geo GmbH, Karlsruhe, 22.05.2017.

## 1.6 Untersuchungsumfang

### 1.6.1 Bohr- und Sondierarbeiten

Mit [U 5] liegt ein hydrogeologisches Sondergutachten aus dem Jahr 2001 vor, in dem die seinerzeit betrachtete Variante H1 untersucht und mit den im Zuge eines Raumordnungsverfahrens beurteilten Varianten B5 und A3 verglichen wurde. Der Streckenverlauf der Variante H1 rückte südlich der Verzweigung zwischen Rheintalbahn (RtB) und Schwarzwaldbahn (Strecke 4250) nach Westen ab und sah eine zweigleisige südliche Umfahrung Offenburgs mit einem Tunnel in offener Bauweise (700 und 1.000 m) und einem maschinell vorgetriebenen Tunnel (2.250 m) vor. Anschließend sollte die Trasse im Süden an die bestehende Strecke der Rheintalbahn anbinden. In dem Gutachten werden insbesondere die hydrogeologischen Fragestellungen im gesamten Projektgebiet behandelt.

Nach [U 4] wurden im Zuge der Entwurf- und Genehmigungsplanung im Jahr 2003 entlang der seinerzeit geplanten Trassenvariante A3 umfangreiche Erkundungen durchgeführt. Die Variante A3 sah eine Kapazitätserweiterung um zwei neue Gleise parallel zur bestehenden Rheintalbahn (RtB) vor. Nachdem die Strecke zunächst ca. 1 km parallel zur Schwarzwaldbahn (Strecke 4250) verläuft, schwenkt sie dann nach Westen ins Rheintal ab. Danach wird über ca. 4 km bebauten Gebiet durchfahren bis die Strecke die freien Feldlage im Süden erreicht. Es war vorgesehen die ABS etwa gleicher Höhenlage an den bestehenden Damm der Rheintalbahn anzuschütten. Im Zuge des Erkundungsprogramms wurden zwischen März und Juli 2003 insgesamt 107 Kernbohrungen bis max. 30 m unter GOF niedergebracht. Zur Beurteilung der Lagerungsdichten wurden von März bis April



2003 ergänzend zu den Kernbohrungen 74 Drucksondierungen (CPT) und 125 Schwere Rammsondierungen (DPH) ausgeführt. Darüber hinaus wurden von März bis April und im September 2003 im Bereich der vorhandenen Bahndämme 32 Rammkernsondierungen (RKS) sowie 10 Schneckenbohrungen ausgeführt. Das Erkundungsprogramm wurde durch geotechnische Laborprüfungen ergänzt. Die Erkundungsergebnisse sind in einem Erdbautechnischen Gutachten [U 4] zusammengefasst worden.

Das erdbautechnische Gutachten aus dem Jahr 2003 [U 4] wurde im Jahr 2007 ergänzt [U 3]. Die Ergänzungen begründen auf Reduzierungen der Einwirkungen aus Erschütterungen und sekundären Luftschall mittels Maßnahmen am Oberbau. Dabei war ein Rückbau der bestehenden Rheintalbahn (Rtb) bis km 149,5 im Ortsbereich Offenburg und auf einen Neuaufbau der Strecke nach Trassenoptimierung vorgesehen.

Nachdem die zuvor verfolgte Planung der Antragstrasse durch das Offenburger Stadtgebiet nicht weiterverfolgt wurde, sind im Stadtgebiet von Offenburg alternative Trassenvarianten für einen Güterzugtunnel untersucht worden. Dazu wurden im Frühjahr 2011 entlang einer möglichen Tunneltrasse (Variante III) zur hydrogeologischen Vorerkundung 6 Erkundungsbohrungen mit einer Tiefe von 30,5 bis 40,5 m abgeteuft und zu Grundwassermessstellen ausgebaut. Die Erkundungsergebnisse wurden in einem Bericht [U 2] dokumentiert.

Im Zuge einer zweiten Vorerkundungsphase wurden im Jahr 2012 entlang der Tunneltrasse (Variante III) weitere 7 Erkundungsbohrungen bis zu 40 m Tiefe abgeteuft. Die Erkundungsergebnisse wurden in einem Bericht [U 1] dokumentiert und eine erste geotechnische Beurteilung hinsichtlich der Machbarkeit des Tunnels abgegeben.

Im Zeitraum von Juli bis Dezember 2017 wurden im Rahmen der Erkundungen für die neu geplante Trasse insgesamt **76 vertikale Kernbohrungen** mit Bohrtiefen zwischen 10 und 65 m abgeteuft. Alle 76 Bohrungen sind entlang der geplanten Trasse platziert worden. Da zum Zeitpunkt der Erkundungskampagne der endgültige Trassenverlauf bzw. die Vorzugsvariante noch nicht bekannt war, konnten mit den Erkundungsbohrungen jedoch nicht der gesamte Streckenverlauf bzw. nicht alle Streckenabzweige abgedeckt werden. Im Zeitraum von November bis Dezember 2018 sind im Rahmen von ergänzenden Erkundungen im Bereich des Bürgerwaldsees **weitere 9 vertikale Kernbohrungen** mit Bohrtiefen zwischen 37 und 42 m abgeteuft worden. Die Bohrlängen aller Kernbohrungen summieren sich auf insgesamt ca. 2.400 m.



Die nachfolgende Tabelle gibt einen Überblick zu den Erkundungsbohrungen und Sondierungen der Stufe 1 der Baugrunderkundungen und es wird angegeben, wie viele Bohrungen zu Grundwassermessstellen oder Hilfspegeln ausgebaut wurden.

Art des Aufschlusses	Abk.	Anzahl [-]	Einzellänge [m]		Gesamtlänge [m]	Dokumentation in Anlage
			von	bis		
Sondierungen mit der schweren Rammsonde	DPH	28	5,2	22,6	331,1	4.2
Kernbohrungen	BK	56	10	42	1.473,6	4.3 / 4.3a
Zu Grundwassermessstellen ausgebauten Kernbohrungen	BK-GWM	17	10	65	570,6	4.3
Als Hilfspegel ausgebauten Kernbohrungen	HP	12	25,4	31	354,4	4.3
Drucksondierungen	CPT	20	8,7	30	377,8	4.4
Standard-Penetration-Tests	SPT	107	0,08	0,45	47,85	4.5

**Tabelle 1.6.1-1:** Übersicht Kernbohrungen und Sondierungen Stufe 1 der Baugrunderkundungen

Die insgesamt **85 Kernbohrungen** wurden als Rammkernbohrungen mit Einfachkernrohr bei einem Durchmesser von 100 bzw. 200 mm ausgeführt. Dabei wurden **21 Kernbohrungen nach dem Liner-Bohrverfahren** und **55 Kernbohrungen ohne Verwendung eines Liners** ausgeführt. Von den 85 Kernbohrungen wurden 13 zu 5"-Grundwassermessstellen und 4 zu 7"-Grundwassermessstellen ausgebaut. Weitere 12 Kernbohrungen wurden zu 2"-Hilfspegeln ausgebaut, von denen 9 nach Abschluss der Bohrkampagne wieder zurückgebaut wurden. Bei den Hilfspegeln HP 1-28-30, HP 1-28-50 und HP 1-28-100 erfolgte eine Verfüllung ohne Ausbau der Pegelrohre. Die Ausbauskizzen sind neben den Bohrprofilen in der Bohrdokumentation (Anhang 1 und 2) sowie in Anlage 4.3 bzw. 4.3a dargestellt.

Zur Ermittlung der Lagerungsdichte der nichtbindigen Böden sowie der Konsistenz der bindigen Böden wurden **28 Rammsondierungen mit der Schweren Rammsonde** ausgeführt. Die Gesamtlänge der Rammsondierungen summiert sich auf ca. 331 m. Die bei den schweren Rammsondierungen ermittelten Schlagzahlen und die von Baugrund Süd aufgestellten **Sondierdiagramme** sind in Anlage 4.2 zusammengestellt.



Zur Ermittlung der Lagerungsdichte und undrainierten Scherfestigkeit in größere Tiefen wurden insgesamt **20 Drucksondierungen** mit einer Gesamtlänge von ca. 378 m ausgeführt. Die Sondiererergebnisse sind in Anlage 4.4 zusammengestellt.

### 1.6.2 Bohrkernaufnahme

Die aus den 2017 abgeteufte Bohrungen entnommenen Bohrkern wurden fotografiert und zeitnah durch die Dr. Spang GmbH geotechnisch aufgenommen. Die Bohrkernansprache erfolgte in Anlehnung an DIN EN ISO 14 688. Der weiteren Beschreibung der Locker- und Festgesteine wurde zudem die DIN 18 196 zugrunde gelegt.

Die Ergebnisse der Kartierungen wurden gemäß DIN 4022 / 4023 in Anlage 4.3 und 4.3a in Form von **Bohrprofilen** dargestellt. Die zugehörigen **Bohrkernfotos** aus der Erkundungsphase 2017 wurden in den Anlagen 4.5 und 4.5a zusammengestellt. Zusätzlich wurden die Bohrprofile von trassen nahen Bestandsbohrungen aus den Erkundungskampagnen der Jahre 2003, 2011 und 2012 in die Anlagen 2.1 bis 2.10 sowie 3.2 bis 3.11 aufgenommen. Weil bei den Erkundungen für die Lärmsanierung der Strecke 4000 in 2016 gemäß [U 6] lediglich Kabelschürfe sowie Rammkernsondierungen und Schwere Rammsondierungen ohne tieferreichende Kernbohrungen ausgeführt wurden, sind diese Aufschlüsse zunächst nicht berücksichtigt worden.

### 1.6.3 Feldversuche

Zur Ermittlung der Lagerungsdichte und Festigkeit des Lockergesteins im ungestörten Zustand sind in 38 Kernbohrungen jeweils 1 – 3 SPT-Tests, d.h. in Summe insgesamt **107 Standard-Penetration-Tests (SPT-Tests)** ausgeführt worden.

In den 17 ausgebauten Grundwassermessstellen sind **13 Kurzpumpversuche** und **4 Langzeitpumpversuche** ausgeführt worden. Die Versuchsberichte der Kurzpumpversuche wurden in Anhang 3 zusammengestellt.

Zur Identifikation möglicher undichter Rohrstöbe wurden in 8 ausgebauten Grundwassermessstellen **Fluid-Logging-Untersuchungen** ausgeführt. Die Untersuchungsergebnisse sind in Anhang 4 enthalten.



#### 1.6.4 Laborversuche

Aus den Bohrkernen der 2017 und 2018 abgeteufte 85 Erkundungsbohrungen sind insgesamt 410 Boden- und Gesteinsproben für bodenmechanische und chemische Laboruntersuchungen entnommen worden. Die fachgerechte Entnahme und Verpackung der Proben erfolgte auf Anweisung der Fachbauleitung der Dr. Spang GmbH durch Mitarbeiter der Bohrfirmen.

Im Rahmen der in den Grundwassermessstellen durchgeführten Pumpversuche wurden zudem 17 Wasserproben für chemische Analysen entnommen. Darüber hinaus wurden bohrbegleitend 7 Wasserproben aus der BK GWM 2-14/1 entnommen und chemisch analysiert. Die Versuchsergebnisse sind aus den Anlagen 6 und 7 ersichtlich. Die zugehörigen Laborberichte wurden dem Gutachten als Anhänge 5 bis 9 beigefügt.

Die nachfolgende Tabelle gibt einen Überblick über die ausgeführten Laborversuche und weist auf die Anlagen hin, in denen die Ergebnisse zusammengestellt sind.

	Versuch	Norm / Regelwerk	Anzahl	Dokumentation in Anlage
Bodenmechanik	Wassergehaltsbestimmung	DIN EN ISO 17 892-1	256	6.1
	Sieb-/Schlamm-analyse	DIN EN ISO 17 892-4	117	6.2
	Plastizitätsuntersuchung	DIN 18 122-1	52	6.3
	Bestimmung des Glühverlustes	DIN 18 128	18	6.4
	Bestimmung der Dichte	DIN EN ISO 17 892-2	20	6.5
	Bestimmung des Kalkgehaltes	DIN 18 129	17	6.6
	Direkter Scherversuch	DIN 18 137	6	6.7
	Bestimmung der Proctordichte	DIN 18 127 – P Y	21	6.8
	Punktlastversuch	DGGT, AK 3.3, Empfehlung Nr. 5, „Punktlastversuche an Gesteinsproben“, 2010	97	6.9
	LCPC-Versuch	NF P 18-579	9	6.10
	Bestimmung der Durchlässigkeit	DIN 18 130	5	6.11



Versuch		Norm / Regelwerk	Anzahl	Dokumentation in Anlage
Chemische Untersuchungen Boden	LAGA-Analyse	VwV 2007	51	7.1
	PFC-Analyse	VwV 2007 & Erlass vom 29.01.2016	18	Anhang 8
Chemische Untersuchungen Grundwasser	Beton-/Stahlangriff	DIN 4030 / DIN 50929	34	7.2

**Tabelle 1.6.4-1:** Übersicht Laborversuchsprogramm

## 2. BAUGRUNDVERHÄLTNISSE

### 2.1 Geographischer Überblick

Das Untersuchungsgebiet befindet sich am östlichen Rand der Oberrheinischen Tiefebene. Die Kreisstadt Offenburg liegt in etwa 70 km südlich von Karlsruhe und ca. 50 km nördlich von Freiburg im Breisgau. Sie befindet sich in der Vorbergzone des Mittleren Schwarzwaldes und liegt am Ausgang des Kinzigtals in den Rheingraben. Die Kinzig erreicht von Richtung Schwarzwald kommend im Südosten das Stadtgebiet. Nordwestlich des Stadtteils Griesheim verlässt die Kinzig die Offenburger Gemarkung in Richtung Rhein. Das Landschaftsbild ist durch teilweise bewaldete Flächen sowie landwirtschaftliche Nutzung geprägt, welche durch Ackerbau auf ebenen Flächen erfolgt.

Der Eisenbahnknoten Offenburg besteht aus den Bahnhöfen Offenburg Güterbahnhof und dem südlich anschließenden Offenburger Hauptbahnhof. Aus Richtung Norden führen die beiden zweigleisigen und elektrifizierten Hauptstrecken der Rheintalbahn (Strecke 4000) und der Fernbahn (Strecke 4280) Richtung Offenburger Hauptbahnhof. Südlich des Offenburger Hauptbahnhofes schwenken die beiden Gleise der Rheintalbahn nach Westen ab und führen dann weiter in Richtung Basel.

Die Rheintalbahn verbindet die Stadt Offenburg mit Basel und Mannheim, die Schwarzwaldbahn mit Startpunkt in Offenburg führt in Richtung Villingen und Konstanz (4250). Zudem führt die Europabahn nach Straßburg und die Renchtalbahn nach Bad Griesbach. In Richtung Süden bestehen auf der ehemals badischen Hauptbahn ICE-Verbindungen in die Schweiz und einer direkten IC-Verbindung in die Landeshauptstadt Stuttgart. Der Rangierbahnhof wird für die Zugbildung und den Lokführerwechsel genutzt.



Die natürlichen Geländehöhen liegen im Norden des Projektgebietes hier bei etwa 165 m NN (Bereich der Vorbergzone im Stadtgebiet Offenburg). Nach Abzweig der Rheintalbahn nach Westen fällt das Gelände zum Rheintal hin etwa bis zum ABS-km 147,0 auf ca. 154 bis 153 m NN ab. Bei ABS-km 147,3 wird der Mühlbach und bei km 147,7 die Kinzig gequert. Von ABS-km 148,4 bis zum Abschnittsende ABS-km 154,550 liegen die Geländehöhen zwischen 150 und 153 m NN. Etwa bei ABS-km 149,4 endet das Stadtgebiet. Bis zum Abschnittsende verläuft die Trasse überwiegend über freie Feldlage.

Im Westen wird die Stadt Offenburg von der Bundesautobahn A5 tangiert. Zudem führen die Bundesstraßen B3 und B33 durch Offenburg.

## 2.2 Geologischer Überblick

Das Untersuchungsgebiet des PfA 7.1 liegt am Ostrand der Oberrheinischen Tiefebene, in der sich sandig-kiesige Ablagerungen des Rheins mit vorwiegend alpiner Herkunft mit Ablagerungen der Kinzig aus Sand und Kies verzahnen. Zur Beschreibung der allgemeinen geologischen Verhältnisse im Projektgebiet wurden die Quellen [U 21] und [U 22] herangezogen.

Grundsätzlich können die im Untersuchungsgebiet anzutreffenden fluviatilen Ablagerungen der Neuenburg-Formation (Mittleres bis Oberes Pleistozän), der Breisgau-Formation (Unter- bis Mittleres Pleistozän) sowie der Iffezheim-Formation (Pliozän bis Unterpleistozän) und der Ortenau-Formation (Unteres bis Oberes Pleistozän) zugeordnet werden. Die im Untersuchungsgebiet anstehenden geologischen Formationen sind im geologischen Längsschnitt in Anlage 3.1.1 zusammen mit dem Schnitt für die Oströhre der Neubaustrecke dargestellt.

Neben postglazialen Löss und Lösslehmablagerungen treten die gut gerundeten und frischen fluviatilen sowie meist grau gefärbten Ablagerungen der **Neuenburg-Formation** im Untersuchungsgebiet am häufigsten auf. Im Gegensatz zu anderen Formationen fehlen mürbe kristalline Gerölle fast vollständig.

Die im Liegenden folgende **Breisgau-Formation** ist aus Steinen, Kiesen und Grobsanden zusammengesetzt. Die Matrix besteht überwiegend aus Feinsand und Schluff, kann aber auch Ton enthalten. Ein weiteres Charakteristikum sind die partiell eingelagerten, teilweise auch an Ort und Stelle



verwitterten „faulen Kiese“. Diese hauptsächlich aus kristallinen Gesteinen, seltener aus Sandsteinen und Quarziten bestehenden mürben Gerölle stammen ursprünglich aus den Regionen Schwarzwald und Vogesen.

Die Lockergesteine der **Ortenau-Formation** bestehen aus einer Abfolge von sandigen Kiesen und kiesigen Sanden, in welche lokal sowohl reine Sandlagen, als auch steinige Komponenten eingeschaltet sein können. Auf der Ostseite des Oberrheingrabens dominiert Material aus dem Schwarzwald, die ansonsten relativ monotone lithofaszielle Zusammensetzung.

In größeren Tiefen und in den Randbereichen des Oberrheingrabens sind mit der **Iffezheim-Formation** die ältesten Lockergesteine im Untersuchungsgebiet anzutreffen. Die aus mehreren fluviatilen Schüttungen resultierende Abfolge, besteht überwiegend aus grauen karbonatfreien, oft auch aus kaolinisierten Sanden sowie aus durch Bodenbildung von Bunttonen hervorgegangenen Feinsanden mit partiell eingelagertem Feinkies und Grobsand.

### 2.3 Schichtlagerung

Auf der Grundlage der von der Dr. Spang GmbH angefertigten Kartierungen der Bohrkernprofile sind für die in 2017 und 2018 ausgeführten Aufschlüsse die in den Anlagen 4.3 und 4.3a enthaltenen Bohrprofile erstellt worden. Die zugehörige Fotodokumentation wurde in den Anlagen 4.5 und 4.5a zusammengestellt. Die Bohrprofile sowie die daraus abgeleiteten Schichtgrenzen sind in den geotechnischen Längsschnitten in den Anlagen 3.2 bis 3.9 im Maßstab 1 : 2.000 / 200 enthalten. In den Anlagen 3.3 und 3.4 wurden die Längsschnitte für das westliche und das östliche Gleis der Neubaustrasse aufgrund des z.T. variierenden Strecken- und Gradientenverlaufs in diesem Abschnitt auf Basis des westlichen Zuführungsgleises (wZgl) getrennt voneinander dargestellt. Ansonsten sind die Längsschnitte jeweils für das östliche Gleis zutreffend. Anlage 3.1.2 enthält für das östliche Gleis der Neubaustrasse den Schichtenverlauf in einem durchgehenden Längsschnitt im Maßstab 1 : 10.000 / 100. Bezugnehmend auf die ergänzenden Erkundungen im Bereich Bürgerwaldsee wurden zudem für diesen Abschnitt in den Anlagen 3.10.1 und 3.10.2 getrennte Längsschnitte für die Ost- und die Weströhre im Maßstab 1 : 500 / 250 erstellt. Die Anlage 3.11, Blätter 1 – 3 beinhaltet dazu 3 Querschnitte mit beiden Tunnelröhren im Maßstab 1 : 250 bei km 149,4+75, km, 149,5+27 und 149,5+72.

Neben den Bohrprofilen der Kernbohrungen aus 2017 und 2018 wurden in den detaillierten Längsschnitten in den Anlagen 3.2 bis 3.10 auch ausgewählte Bohrprofile von Kernbohrungen aus den



Jahren 2003, 2011 und 2012, welche im Nahbereich der geplanten Trasse ausgeführt wurden, verwendet (BK 4/11 und BK 1/12 bis BK 7/12). Allerdings ist bei diesen Profilen zu beachten, dass dazu keine „eigene“ Kernaufnahme erfolgte bzw. die Kerne nicht durch die Dr. Spang GmbH in Augenschein genommen werden konnten. Weil zu diesen Profilen im Nachgang eine Zuordnung der stratigraphischen Formationen nicht möglich war, wurden sie für die Darstellung im geologischen Längsschnitt in Anlage 3.1, Blatt 1 nicht berücksichtigt. Die Profile aus der aktuellen Erkundungsphase von 2017 sind im geologischen Längsschnitt im Hinblick auf die angetroffenen Schichten vereinfacht dargestellt worden.

Insbesondere im innerstädtischen Bereich sowie im Bereich von bestehenden Bahnanlagen zwischen Rtb-km 138,5 und NBS-km 144,2 stehen unter der Geländeoberfläche bis zu mehreren Metern mächtige **nichtbindige und z.T. bindige Auffüllungen** an. Dabei handelt es sich überwiegend um Sande und Kiese mit wechselnden Schluffanteilen und einer lockeren bis mitteldichten Lagerung. Im Bereich der Kinzigdeiche bei NBS-km 146,0 sind auch gemischtkörnige bis schluffig/tonige Auffüllungen anzutreffen. In südlichen Streckenabschnitt wurden lediglich im Bereich vom Dammbauwerken Auffüllungen erkundet.

Unterhalb der Auffüllungen wurden von Rtb-km 138,5 bis km 145,5 z.T. mächtige Lagen **Lößlehm/Hochflutlehm** angetroffen. Südlich der Kinzig bzw. ab NBS-km 146,0 sowie im Bereich der ABS steht der Lößlehm/Hochflutlehm direkt ab der GOF an. In diesem Bereich werden die Flächen landwirtschaftlich genutzt und sind hinsichtlich der Morphologie nicht anthropogen überprägt worden. Bereichsweise wurden auch geringe Mächtigkeiten **Oberboden** erkundet. Da der Oberboden allerdings aus bautechnischer Sicht keine größere Bedeutung hat, wird dieser nachfolgend nicht weiter betrachtet.

Unter den Deckschichten folgen bis in große Tiefe **quartäre, pleistozäne Sande und Kiese**. Im Stadtgebiet von Offenburg handelt es sich dabei um die Sedimente des Kinzigschwemmfächers. Dieser kann bereichsweise durch eine **Zwischenlage aus Schluff, Ton und auch Torf** (Kinzighaupttorfhorizont) in eine obere und eine untere Lage gegliedert sein. Westlich von Offenburg verzahnt sich der Kinzigschwemmfächer mit den mächtigen alpinen Rheintalkiesen und –sanden. Bis ca. 30 m unter GOF handelt es sich dabei um die würmeiszeitlichen Ablagerungen des Oberen Kieslagers. Darunter folgen die älteren Eiszeiten zugeordneten Mittleren und Unteren Kieslager. Darin treten lokal geringmächtige Zwischenhorizonte oder bindige Linsen aus schluffig/tonigen Sanden sowie Schluffen und Tonen auf, in denen ebenfalls **zersetzte Torfe** eingelagert sein können. Der Stein- und Blockanteil innerhalb der pleistozänen Sande und Kiese nimmt ab einer Tiefe von ca.



20 m zu, wobei überwiegend Steine mit Kantenlängen zwischen 6 und 20 cm sowie Blöcke mit Kantenlängen zwischen 20 und 30 cm, aber auch bis zu 50 cm auftreten können. Darüber hinaus muss vereinzelt auch mit eingelagerten großen Blöcken oder Konglomeraten (Nagelfluh) mit bis zu ca. 1 m Durchmesser gerechnet werden. Diese wurden vermutlich im Eis aus dem alpinen Raum (Nagelfluhkette) bis ins Rheintal transportiert. Bei den Steinen und Kieskörnern handelt es sich um Gneis, Granit, Quarzit, Sandstein, Ryolit/Syenit, Jaspis, Dolomit und Kalke.

Bei den ergänzenden Erkundungen im Bereich des Burgerwaldsees wurden in den innerhalb des Sees gelegenen Bohrungen BK 2-23 und BK-26 im nördlichen Teil der Unterfahrungsstrecke mehrere Meter mächtige **Auffüllungen auf dem Seeboden** festgestellt.

Nachfolgend werden die quartären Deckschichten und sedimentären Lockergesteine nach Schichten differenziert beschrieben.

### **2.3.1 Auffüllungen (Schicht 1.1 und 1.2)**

Aus den aktuellen Erkundungsergebnissen geht hervor, dass unter der Geländeoberfläche bereichsweise Auffüllungen mit unterschiedlichen Mächtigkeiten auftreten. Im Bereich der BK 1-1 bis hin zur BK-GWM 1-6 treten nichtbindige Auffüllungen mit einer Mächtigkeit von 1 – 2 m auf. Bei diesen Auffüllungen handelt es sich überwiegend um kiesige bis stark kiesige, sandige bis schwach sandige Böden mit z.T. schwach bindigen Anteilen, in denen Kalkstein-, Ziegel- und Betonbruchstücke auftreten. Direkt neben den genannten Bohrungen verläuft ein Bahndamm, der vermutlich aus vergleichbarem Material hergestellt wurde.

Bei der BK 1-10 wurden lokal begrenzt bis ca. 1,7 m u. GOF nichtbindige und bindige Auffüllungen angetroffen. Die Kernbohrungen BK 1-19 bis BK GWM 1-28 weisen bis zu ca. 2 m mächtige, nichtbindigen und z.T. gemischtkörnige Auffüllungen auf. Hierbei handelt es sich um schwach bis stark kiesige, sandige bis stark sandige Böden mit teilweise bindigen Anteilen. In den oberflächennahen Bereichen sind die Auffüllungen meist mit Kalkstein- und Granitschotter sowie Asphaltstücken durchsetzt, da die Bohransatzpunkte im Bereich von Bahndämmen und bahnbetrieblichen Flächen liegen.

Darüber hinaus wurden mit den Kernbohrungen BK-GWM 2-4 und BK 2-5 nahe der Kinzigquerung nichtbindige Auffüllungen bis zu ca. 5 m unter GOF erkundet. Hierbei handelt es sich um Auffüllungen, welche vermutlich auf bauliche Maßnahmen im Uferbereich des angrenzenden Mühlbachs zurückzuführen sind.



Im südlichen Streckenabschnitt treten bei der BK GWM 2-12, BK GWM 2-14/1, BK GWM 2-14/2, BK 3-10 und BK 3-14 rollige Auffüllungen mit einer Mächtigkeit von wenigen Zentimetern bis 1 m auf. Bei der BK GWM 3-22 wurden zwischen ca. 5,9 und 8,2 m u. GOF bindige bis gemischtkörnige Auffüllungen mit auffälliger Färbung (dunkelgrau, schwarz bis taubenblaugrau) angetroffen. Die auffällige Färbung kann auf einen möglichen Altlastverdacht hindeuten. Eine Altlastenverdachtsfläche ist in dem betroffenen Bereich allerdings nicht ausgewiesen. Aufgrund der Tiefenlage der angetroffenen Auffüllungen, erfolgte an dieser Stelle vermutlich ein Bodenaushub mit anschließender Verfüllung von rolligem Material. Aufgrund dessen sind die darüber liegenden nichtbindigen Böden zwischen ca. 1,4 und 5,9 m u. GOF sowie die oberflächennah anstehenden bindigen Böden gleichermaßen als Auffüllungen einzustufen.

Ansonsten wurden im Bereich der bekannten Altlastenverdachtsflächen keine organoleptischen Auffälligkeiten festgestellt.

Weitere bindige Auffüllungen stehen im Bereich der Erkundungsbohrungen BK 1-12 bis BK 1-15 an und weisen eine Mächtigkeit von bis zu ca. 2 m auf. Auch in den umliegenden Aufschlüssen BK GWM 1-17 bis BK GWM 1-22 sowie BK 1-26 stehen bindige Auffüllungen, z.T. auch unter den nichtbindigen Auffüllungen, mit einer Schichtdicke von rund 1 – 5 m an. Die bindigen Auffüllungen setzen sich überwiegend aus tonigen Schluffen mit z.T. sandigen und kiesigen Beimengungen zusammen.

### **2.3.2 Deckschichten aus Lößlehm/Hochflutlehm (Schicht 2)**

Die im Rahmen der Erkundungsarbeiten angetroffenen Deckschichten bestehen im Projektgebiet aus Lößlehm und Hochflutlehm. Der im nördlichen Projektgebiet anstehende mächtige Lößlehm wurde zumeist als geringplastischer feinsandiger, toniger bis stark toniger Schluff sowie als stark schluffiger Feinsand mit überwiegend weicher bis steifer, z.T. auch halbfester bis fester Konsistenz aufgeschlossen. Dabei sind lokal auch schluffige bis stark schluffige, feinsandige Tonlagen eingeschaltet oder organische Beimengungen vorhanden. Bei dem eher im südlichen Projektgebiet anstehenden Hochflutlehm handelt es sich um schluffige bis stark schluffige Sande bis tonige, z. T. schwach feinsandige Schluffe. Der gering bis mittelplastische Boden ist überwiegend steif bis weich. Aufgrund der aus bautechnischer Sicht vergleichbaren Eigenschaften werden diese Böden zusammenfassend als eine Einheit beschrieben.



Im Rahmen der Erkundungsarbeiten wurden die Deckschichten aus Lößlehm/Hochflutlehm abschnittsweise mit stark unterschiedlichen Mächtigkeiten angetroffen. Im Bereich der Kernbohrungen BK 1-1 bis BK GWM 1-6 steht unterhalb der nichtbindigen Auffüllungen ab ca. 0,5 – 1,5 m u. GOF der Lößlehm/Hochflutlehm mit einer Mächtigkeit von ca. 3,5 – 5,5 m an. Bei den Kernbohrungen BK 1-7 und BK 1-8 folgt bereits nach wenigen Zentimetern Auffüllungen direkt unter der Geländeoberfläche bis hin zur Endtiefe bei 10 bzw. 12 m u. GOF der Lößlehm/Hochflutlehm. Beide Bohrungen wurden abseits der bestehenden Bahnstrecken im Bereich von landwirtschaftlichen Flächen abgeteuft. Bei den östlich der Bestandstrasse abgeteuften Kernbohrungen BK GWM 1-9 und BK 1-11 wurde der Lößlehm/Hochflutlehm bis ca. 4 – 11 m u. GOF erkundet. Die dazwischenliegende BK 1-10 auf der Westseite der Bestandstrasse wies unterhalb der Auffüllungen bis ca. 3,1 m u. GOF Lößlehm/Hochflutlehm auf. Weiter in Richtung Süden im Bereich der Bohrungen BK 1-12 bis BK 1-26 wurden unterhalb der Auffüllungen die vergleichsweise größten Mächtigkeiten an Lößlehm/Hochflutlehm mit einer Schichtmächtigkeit von bis zu ca. 16 m bzw. bis zu einer maximalen Aufschlusstiefe von 17 m u. GOF angetroffen. Im weiteren Trassenverlauf verringert sich die erkundete Schichtmächtigkeit der Lößlehme/Hochflutlehme zunehmend von ca. 15,5 m bei der BK 1-27 bis rund 9 m bei der BK 2-2. Bei der BK 2-3 wurde die Schicht 2 lediglich bis ca. 2 m u. GOF erkundet.

Ab der Kernbohrung BK 2-6 bis zum Ende des Projektgebiets im Süden wurden die bindigen Böden des Lößlehms/Hochflutlehms oberflächennah bis max. 2,0 m u. GOF erkundet. Lediglich im Bereich der BK 3-15 sind die bindigen Böden bis ca. 4 m u. GOF angetroffen worden.

### **2.3.3 Pleistozäne Sande und Kiese (Schicht 3.1 und 3.2)**

Bei den unterhalb der Deckschichten erkundeten **pleistozänen Sande und Kiese** handelt es sich um schwach bis stark kiesige Grobsande bzw. um mittel- bis grobsandige, z.T. schwach steinige bis steinige Kiese. Unterhalb der bindigen Deckschichten sowie im Bereich von bindigen Zwischenlagen ist der bindige Anteil in den Sanden und Kiesen erhöht. Die Sande sind überwiegend mitteldicht bis dicht gelagert, während die Kiese z.T. auch in sehr dichter Lagerung auftreten.

Unter Berücksichtigung des z.T. häufigen Wechsels von sandigen und kiesigen Lagen, werden die pleistozänen Sande und Kiese in diesem Kapitel zusammenfassend beschrieben. In den detaillierten Längsschnitten in Anlage 3.2 bis 3.9 wurden diese Schichten in Bereichen eines hochfrequenten Wechsels von sandigen und kiesigen Lagen nach dem überwiegenden Anteil entweder der Schicht „Pleistozäne Sande“ (Schicht 3.1) oder „Pleistozäne Kiese“ (Schicht 3.2) zugeordnet.



Bei den Kernbohrungen BK 1-1 bis BK 1-3 mit Ansatzpunkten neben dem bestehenden Bahndamm wurden unterhalb der bindigen Deckschichten ab ca. 5 m u. GOF (139,1 bis 141,0 m NN) pleistozäne Sande mit einer Mächtigkeit von ca. 3,5 bis 4,5 m erkundet. Im weiteren Streckenverlauf wurde diese Schicht mit den Kernbohrungen BK 1-4 bis BK-GWM 1-6 ebenfalls ab ca. 5 m u. GOF mit einer Mächtigkeit von ca. 2,5 bis 4,5 m erkundet. Da die Ansatzpunkte dieser Bohrungen höher liegen, steigt die Oberkante der Schicht bis auf ca. 145,5 m NN an. In Richtung BK 1-7 bzw. BK 1-8 läuft die Schicht langsam aus und geht in die pleistozänen Kiese (Schicht 3.2) über, welche bei der BK-GWM 1-9 zwischen ca. 4 und 10,2 m u. GOF (156,5 bis 146,3 m NN) erkundet wurden. Die Kieslage erstreckt sich unterhalb der bindigen Deckschichten bis zur BK 1-18, wobei die Tiefenlage und Mächtigkeit nur geringfügig variiert.

In der BK-GWM 1-9 wurden unterhalb einer bindigen Zwischenlage ab 13 m u. GOF (146,5 m NN) erneut pleistozänen Sande bis zur Endteufe angetroffen. Abgesehen von einer Unterbrechung der pleistozänen Sande durch bindigen Zwischenlagen im Bereich der Kernbohrung BK 1-15 bis BK 1-18 wurde diese Schicht bis zur BK 1-23 durchgehend mit einer Mächtigkeit von bis zu 8 m angetroffen. Nach pleistozänen Kiesen im Bereich der BK-GWM 1-24 treten die pleistozänen Sande unter den bindigen Deckschichten wieder im Bereich von der BK 1-25 bis zur BK 1-27 in Tiefen zwischen 14 und 20,5 m u. GOF (139,0 bis 145,0 m NN) auf.

Nördlich der Kinzigquerung wurden noch lokal im Bereich der BK 2-3 und BK-GWM 2-4 sowie in der Bestandsbohrung BK 1/12 pleistozäne Sande bis in eine Tiefe von ca. 23,5 m u. GOF erkundet. Im Abschnitt südlich der Kinzigquerung bis zur BK-GWM 2-7 erreichen die Sande unterhalb der Deckschichten nur noch eine Mächtigkeit von ca. 2 bis 5 m. Ansonsten treten die pleistozänen Sande im südlichen Projektgebiet lediglich untergeordnet und zumeist in Form von in den pleistozänen Kiesen eingelagerten Linsen auf. Unterhalb der Deckschichten wurden größere Sandvorkommen mit Schichtmächtigkeiten von ca. 2 bis max. 7 m in den Bohrungen BK-GWM 2-12 bis BK 2-15, BK 3-7 bis BK 3-10, BK 3-15 sowie in den Bohrungen BK 3-18 und BK 3-19 erkundet. In größeren Tiefen wurden die pleistozänen Sande in den Bohrungen BK 1-21 bis BK-GWM1-24, BK 1-27 bis BK-GWM 2-4 sowie BK-GWM 2-7 bis zur Bestandsbohrung BK 5/12 angetroffen. Die Schichtmächtigkeit der zwischen 110,4 und 128,2 m NN anstehenden Sandvorkommen erreicht maximal 15 m.

Die pleistozänen Kiese treten im nördlichen Streckenabschnitt unterhalb der bindigen Deckschichten im Bereich der Bohrungen GK GWM 1-9, BK 1-10 sowie BK 1-12 bis BK 1-18 mit einer Mächtigkeit von bis zu ca. 5,5 m auf. Auch in der BK-GWM 1-24 steht unterhalb der bindigen Deckschichten von ca. 15 bis 20,8 m u. GOF (138,8 bis 144,6 m NN) pleistozäner Kies an. Eine lokale Kieslinse wurden



---

in der BK 1-16 auch von ca. 5 bis 10,5 m u. GOF (149,1 bis 154,6 M NN) innerhalb der bindigen Deckschichten angetroffen.

In größerer Tiefenlage wurden die pleistozänen Kiese in der BK 1-15 unterhalb der pleistozänen Sande ab ca. 23 m u. GOF (135,5 m NN) erkundet. Von dieser Bohrung steigt die Oberfläche der pleistozänen Kiese entlang der geplanten Trasse in Richtung Süden stetig an, bis die Kiese ab der BK 2-8 direkt unterhalb der Deckschichten anstehen. Neben vereinzelt bindigen und organischen Einschaltungen sowie größeren Sandlinsen, sind innerhalb der Kiese auch Gerölllagen eingelagert. Insbesondere im Zuge des Abteufens der Kernbohrungen BK 1-27 und BK-GWM 1-28, BK-GWM 2-4, BK 2-6 bis BK 2-8, BK-GWM 2-14/1 und BK-GWM2-14/2 sowie BK 3-9 sind überwiegend in einer Tiefe von 20 – 30 m u. GOF vermehrt Steinen in bis zu mehreren Metern mächtigen Lagen aufgeschlossen worden. Davon abweichend wurden auch in der BK 2-7 von ca. 67,6 bis 68,4 m u. GOF und in der BK 2-13 von ca. 16,5 bis 20,5 m u. GOF Steine angetroffen. An der Stelle wird darauf hingewiesen, dass bei Innendurchmessern der Schappe bzw. der Liner von max. ca. 200 mm auch nur Steine bis zu dieser Größe erbohrt werden können. Das Vorkommen von Blöcken mit Durchmessern > 200 mm ist grundsätzlich nicht auszuschließen. Da entsprechende Blöcke aber beim Rammkernbohren zertrümmert oder verdrängt werden, können Blöcke in der Regel nicht nachgewiesen werden.

#### **2.3.4 Bindige Zwischenlagen und Organische Böden (Schicht 4.1 und 4.2)**

Innerhalb der pleistozänen Sande und Kiese befindet sich im Bereich der BK 1-1 bis BK 1-11 ab einer Tiefe von ca. 8 bis 10 m u. GOF (136,0 bis 148,0 m u. GOF) eine ca. 1 – 3 m mächtige bindige Zwischenlage. Zudem wurde im Bereich der BK 1-15 bis BK 1-18 in einer Tiefe von ca. 18 m u. GOF (139,5 bis 140,7 m NN) eine bindige Zwischenlage mit einer Mächtigkeit von 1 – 3 m erkundet. Die bindigen Böden der Zwischenlagen bestehen aus schluffigem Ton bzw. tonigem Schluff mit z.T. schwach organischen bis organischen Anteilen und können vermutlich dem Kinzighaupttorfhorizont zugeordnet werden. Die Schluffe und Tone liegen überwiegend in weicher bis steifer Konsistenz vor. Nichtbindige Beimengungen treten nur vereinzelt bzw. untergeordnet auf. Die bindigen Einschaltungen sind typisch für die vorherrschende fluviale Genese der anstehenden Böden. Es ist auf kurzen Entfernungen vertikal und lateral mit entsprechend schwankenden Verhältnissen zu rechnen.

Basierend auf den Ergebnissen der Erkundungsbohrungen sind in unterschiedlichen Tiefen auch vereinzelt bindige Ton- und Schlufflinsen mit Mächtigkeiten von ca. 0,5 – 3 m angetroffen worden. Die Zusammensetzung der bindigen Linsen entspricht den bindigen Zwischenlagen. Die bindigen



---

Linsen treten ausschließlich im nördlichen Streckenabschnitt (bis BK 2-4) auf und wurden bei den Bohrungen BK 1-15, BK 1-21, BK GWM 1-22, BK GWM 1-24, BK 1-25, BK 1-27, BK 2-3 und BK GWM 2-4 erkundet.

Neben Zwischenlagen aus Ton und Schluff wurden in den pleistozänen Sanden und Kiesen ausschließlich im nördlichen Streckenabschnitt auch linsenartig organische Böden angetroffen. Die organischen Böden sind zumeist wenige Zentimeter bis 1 m mächtig und kommen in überwiegend größeren Tiefen in den pleistozänen Sanden und Kiesen bei den Bohrungen BK GWM 1-2 (8 m u. GOF), BK 1-3 (9 m u. GOF), BK 1-19 (16 m u. GOF), BK 1-21 (18 m u. GOF) und BK 1-25 (35 m u. GOF) vor. Bei den organischen Böden handelt es sich um Humus oder schwach bis stark zersetzten Torf. Darüber hinaus wurden auch bindige Böden mit einem hohen organischen Anteil gemäß Bodenansprache oder einem Glühverlust von ca. 10 % und darüber der Gruppe der organischen Böden zugeordnet.

Innerhalb des Bürgerwaldsees konnte eine ca. 0,6 – 1,0 m mächtige bindige Zwischenlage in den Bohrungen BK 2-24, BK 2-25 und BK 2-27 unterhalb des Seebodens parallelisiert werden. Dabei handelt es sich um weichen sandigen Ton mit organischen Beimengungen.

### **2.3.5 Auffüllungen Bürgerwaldsee (Schicht 5)**

Im Bürgerwaldsee ist Kies im Nassbaggerbetrieb abgebaut worden. In den Bohrungen BK 2-23 und BK 2-26 wurde als oberste Lage 3,9 m bzw. 5,65 m mächtige Ablagerungen aus Fein- bis Mittelsand angetroffen, in der Bohrung BK 2-26 überlagert von 1,10 m Kies. Mit hoher Wahrscheinlichkeit handelt es sich bei dem vergleichsweise homogenen Material nicht um natürlich abgelagerten Sand, sondern um künstlich eingetragenes Fremdmaterial. Üblich ist es bei Nassbaggerbetrieben, die Rückstände vom Waschen des Kieses in bereits abgebaute Bereiche wieder einzuspülen. Dementsprechend sind größere Anteile an feinkörnigem Material enthalten und die Lagerungsdichte ist im Vergleich zu natürlich abgelagertem Kies gering.

Nach den Erkundungsergebnissen ist mit entsprechenden Auffüllungen im nordwestlichen Abschnitt des Bürgerwaldsees zu rechnen. Oberhalb der geplanten Oströhre treten die Auffüllungen mit einer Mächtigkeit von bis zu ca. 5 m auf, wobei der Abstand zwischen dem Tunnelquerschnitt und der Basis der Auffüllungen lediglich 4 m beträgt (s. Anlage 3.11, Blatt 1). Weiter südlich ist das Auftreten entsprechender Auffüllungen weniger wahrscheinlich, weil hier der Kies lediglich bis zum Top des pleistozänen Kieses (ca. 146,0 bis 146,8 m NN) abgetragen wurde (s. Anlage 3.10.1).



## 2.4 Grundwasserverhältnisse

Den Grundwasseraquifer des Projektgebietes bilden die quartären Sande und Kiese des Oberrheingrabens sowie des Kinzigschwemmfächers. Im östlichen Teil des Untersuchungsgebietes ist gemäß [U 8] der Aquifer im Bereich des Kinzigschwemmfächers (Stadtgebiet Offenburg) durch eine Trennschicht (Kinzighaupttorfhorizont) in ein oberes und ein unteres Grundwasserstockwerk zweigeteilt. Beide Horizonte sind jedoch z.B. über Erosionsrinnen hydraulisch miteinander verbunden und weisen daher bereichsweise identische Grundwasserspiegel auf. Oberhalb bindiger Zwischenlagen oder in Sand- und Kieslinsen innerhalb der bindigen Deckschichten können auch Stauwasserhorizonte auftreten. Unterhalb der Deckschichten aus Lößlehm und Hochflutlehm steht das Grundwasser meist gespannt an.

Im westlichen Teil des Projektgebietes (westlich der Kinzigquerung) sind überwiegend die Rheintalkiese anzutreffen, in denen nur lokal geringmächtige z.T. bindige Sande eingeschaltet sind. Eine hydraulische Trennschicht ist dort nur lückenhaft oder gar nicht vorhanden, so dass im Rheintal ein mächtiger zusammenhängender Aquifer vorliegt (Bereich Oberrheingraben).

Im Untersuchungsgebiet liegen mehrere **Wasserschutzgebiete** (s. a. Anlage 2.1). So verläuft im nördlichen Teil die Trasse zwischen NBS-km 139,65 und NBS-km 143,2 in der Schutzzone III des Wasserschutzgebiets „Appenweier (Effentrich)“. Im südlichen Teil durchqueren die geplanten Tunnelröhren zwischen NBS-km 150,7 und NBS-km 151,6 die Schutzzone III des Wasserschutzgebiets „Schutterwald“. Die Ausbaustrecke grenzt zwischen ca. ABS-km 153,0 und ABS-km 153,4 an die Schutzzone III des Wasserschutzgebiets „Hohberg-Hofweier“.

### 2.4.1 Durchlässigkeit und Ergiebigkeit

Grundlage der Einschätzung sind bei den pleistozänen Sanden und Kiesen die Ergebnisse der in den ausgebauten Grundwassermessstellen durchgeführten Kurzzeit- und Langzeitpumpversuche (Anlage 5.4). Im Unterschied dazu wurden für die bindigen Ablagerungen die Durchlässigkeitsbeiwerte aus der Kornverteilung (Anlage 6.2) nach USBR/Bialas [U 23] sowie aus Durchlässigkeitsversuchen (Anlage 6.11) ermittelt. Die Ableitung der Größenordnung der Durchlässigkeitskoeffizienten erfolgte anschließend nach Pörschmann [U 24].



Die in der nachfolgenden Tabelle angegebenen Schwankungsbereiche der Durchlässigkeitsbeiwerte können für hydraulische Modellierungen angesetzt werden.

Schicht Nr.	Bezeichnung	Durchlässigkeitsbeiwert $k_f$ [m/s]
1.1	Auffüllungen (nichtbindig, z.T. gemischtkörnig)	$1 \cdot 10^{-3}$ bis $1 \cdot 10^{-5}$
1.2	Auffüllungen (bindig, z.T. gemischtkörnig)	$5 \cdot 10^{-5}$ bis $1 \cdot 10^{-7}$
2	Lößlehm/Hochflutlehm	$1 \cdot 10^{-5}$ bis $1 \cdot 10^{-9}$
3.1 + 3.2	Pleistozäne Sande und Kiese	0 – 10 m u. GOF: $5 \cdot 10^{-3}$ bis $5 \cdot 10^{-4}$
		10 – 20 m u. GOF: $2 \cdot 10^{-3}$ bis $1 \cdot 10^{-4}$
		20 – 30 m u. GOF: $7 \cdot 10^{-4}$ bis $4 \cdot 10^{-5}$
		30 – 50 m u. GOF: $1 \cdot 10^{-4}$ bis $1 \cdot 10^{-5}$
		50 – 70 m u. GOF: $5 \cdot 10^{-5}$ bis $1 \cdot 10^{-5}$
4.1	Zwischenlagen aus Ton / Schluff, z.T. organische Beimengungen	$1 \cdot 10^{-6}$ bis $1 \cdot 10^{-9}$
4.2	Organische Böden (Humus, Torf)	$1 \cdot 10^{-6}$ bis $1 \cdot 10^{-8}$
5	Auffüllungen Burgerwaldsee	$1 \cdot 10^{-3}$ bis $1 \cdot 10^{-5}$

**Tabelle 2.3-1:** Durchlässigkeiten

Beim Lößlehm/Hochflutlehm repräsentiert der angegebene Schwankungsbereich die bindigen Ablagerungen. In diese bindigen Ablagerungen sind allerdings lokal auch linsen- bzw. rinnenförmig Sande und Kiese mit deutlich größerer Durchlässigkeit eingelagert. Bei einer Nachbildung dieser Einlagerungen sind die zu den pleistozänen Sanden und Kiesen angegebenen Durchlässigkeitsbeiwerte anzusetzen.

Weil in den pleistozänen Sanden und Kiesen vielerorts feinkörnigere Sande und grobkörnigere Kiese in dichter Folge wechseln, ineinander übergehen und miteinander verzahnt sind, ist eine Differenzierung schwierig. Auch in den Filterstrecken der meisten Grundwassermessstellen sind sowohl sandige als auch kiesige Bereiche aufgeschlossen. Aus den Pumpversuchsergebnissen ist allerdings eine generelle Abnahme der Durchlässigkeit mit zunehmender Tiefe zu erkennen. Dies ist plausibel mit der zumeist festgestellten, mit zunehmender Tiefe größer werdenden Lagerungsdichte zu erklären. Dementsprechend wurde bei der Angabe der Schwankungsbereiche nicht nach Sanden und Kiesen, wohl aber nach der Tiefe differenziert. Generell überwiegen die stärker durchlässigen Kiese gegenüber den weniger durchlässigen Sanden. Für Bereiche, in denen anhand der Baugrund-



aufschlüsse mächtige Sandlagen abgegrenzt werden können, sollten bei hydraulischen Berechnungen dafür Durchlässigkeitsbeiwerte aus dem unteren Drittel des angegebenen Schwankungsbereiches angesetzt werden. Demgegenüber sind für Kieslagen Durchlässigkeitsbeiwerte aus dem oberen Drittel repräsentativ.

Aufgrund der inhomogenen Lagerungsverhältnisse und den daraus resultierenden Schwankungen der Durchlässigkeitsbeiwerte für die pleistozänen Sande und Kiese zwischen  $5 \cdot 10^{-5}$  und  $5 \cdot 10^{-3}$  m/s ist bei hydraulischen Modellberechnungen ausgehend von den tatsächlich gemessenen Grundwasserständen eine Eichung des Modells hinsichtlich der angesetzten Durchlässigkeitsbeiwerte durchzuführen.

Für einfache ein- und zweidimensionale analytische Grundwasserhaltungsberechnungen können die Schichten 3.1 und 3.2 auch ohne Tiefenstaffelung zusammenfassend betrachtet werden.

## 2.4.2 Grundwasserstände

Im Rahmen der Erkundungen wurden insgesamt 17 Kernbohrungen zu Grundwassermessstellen ausgebaut. In der nachfolgenden Tabelle sind die entsprechenden Grundwassermessstellen aufgelistet und deren Bezugshöhen sowie die Anordnung der Filterstrecken angegeben. Der Messstellenausbau ist neben den Bohrprofilen aus der Anlage 4.3 ersichtlich. In den geotechnischen Längsschnitten in den Anlagen 3.2 bis 3.9 sind die Filterstrecken mit einem blauen Rahmen an den Bohrprofilen gekennzeichnet.

Grundwassermessstelle	GOK [m NN]	POK [m NN]	Filterstrecke [m u. GOF]	Ausgebaute Schichten	Dokumentation in Anlage
BK GWM 1-2	145,55	146,34	4,2 – 8,2	Lößlehm/Hochflutlehm / Pleistozäne Sande	4.3.2
BK GWM 1-6	150,49	151,35	4,5 – 8,5	Lößlehm/Hochflutlehm / Pleistozäne Sande	4.3.6
BK GWM 1-9	156,46	156,89	5,0 – 10,0	Pleistozäne Kiese	4.3.9
BK GWM 1-17	156,99	157,82	14,5 – 17,5	Pleistozäne Kiese	4.3.17
BK GWM 1-22	158,66	159,39	21,0 – 31,0	Pleistozäne Sande und Kiese	4.3.22



Grundwasser- messstelle	GOK [m NN]	POK [m NN]	Filterstrecke [m u. GOF]	Ausgebaute Schichten	Dokumentation in Anlage
BK GWM 1-24	159,57	159,39	23,0 – 33,0	Pleistozäne Kiese / Zwischenlagen aus Ton/Schluff	4.3.24
BK GWM 1-28	157,89	157,58	25,0 – 35,0	Pleistozäne Sande und Kiese	4.3.28
BK GWM 2-4	149,52	148,84	20,2 – 32,2	Pleistozäne Kiese	4.3.35
BK GWM 2-7	148,57	148,05	25,0 – 35,0	Pleistozäne Sande und Kiese	4.3.41
BK GWM 2-12	151,12	151,00	15,0 – 25,0	Pleistozäne Kiese	4.3.49
BK GWM 2-14/1	152,26	152,15	65,0 – 75,0	Pleistozäne Kiese	4.3.51
BK GWM 2-14/2	152,26	151,73	15,0 – 30,0	Pleistozäne Kiese	4.3.52
BK GWM 3-1	152,69	152,53	3,0 – 10,0	Pleistozäne Kiese	4.3.58
BK GWM 3-5	150,78	150,69	5,2 – 20,3	Pleistozäne Sande und Kiese	4.3.62
BK GWM 3-8	150,51	150,27	5,15 – 20,15	Pleistozäne Sande und Kiese	4.3.65
BK GWM 3-16	149,49	149,32	3,0 – 18,0	Pleistozäne Sande und Kiese	4.3.71
BK GWM 3-22	150,70	151,41	3,3 – 6,3	Pleistozäne Kiese / bindige Auffüllungen	4.3.76

**Tabelle 2.4.2-1:** Ausbau der Grundwassermessstellen

Aus der nachfolgenden Tabelle sind die in den neu errichteten Grundwassermessstellen bislang gemessenen minimalen und maximalen Wasserstände ersichtlich. Die Wasserstände resultieren aus Stichtagsmessung im Zeitraum der Baugrunderkundungen (1 x wöchentlich in den bereits fertiggestellten Messstellen). Am Ende der Erkundungsarbeiten wurden die Grundwassermessstellen zur kontinuierlichen Aufzeichnung der Wasserstände mit Datenloggern ausgestattet. Allerdings liegen hierzu noch keine Auslesungen vor.



<b>Grundwasser- messstelle</b>	<b>Ansatzhöhe POK [m NN]</b>	<b>Ausgebaute Schichten</b>	<b>Wasserspiegel min / max [m NN]</b>	<b>Messzeitraum von / bis</b>
BK GWM 1-2	146,34	Lößlehm/Hochflutlehm/ Pleistozäne Sande	142,44 / 143,07 (Delta = 0,63m)	KW31 / KW49 (2017)
BK GWM 1-6	151,35	Lößlehm/Hochflutlehm/ Pleistozäne Sande	144,70 / 144,92 (Delta = 0,22m)	KW31 / KW49 (2017)
BK GWM 1-9	156,89	Pleistozäne Kiese	151,33 / 152,40 (Delta = 1,07m)	KW41 / KW49 (2017)
BK GWM 1-17	157,82	Pleistozäne Kiese	145,85 / 146,40 (Delta = 0,55m)	KW45 / KW49 (2017)
BK GWM 1-22	159,39	Pleistozäne Sande und Kiese	146,62 / 147,16 (Delta = 0,54)	KW41 / KW49 (2017)
BK GWM 1-24	159,39	Pleistozäne Kiese / bindige Zwischenlagen	145,86 / 146,44 (Delta = 0,58m)	KW38 / KW49 (2017)
BK GWM 1-28	157,58	Pleistozäne Sande und Kiese	146,02 / 146,54 (Delta = 0,52m)	KW45 / KW49 (2017)
BK GWM 2-4	148,84	Pleistozäne Kiese	146,42 / 147,11 (Delta = 0,69m)	KW45 / KW49 (2017)
BK GWM 2-7	148,05	Pleistozäne Sande und Kiese	146,06 / 146,63 (Delta = 0,57m)	KW36 / KW49 (2017)
BK GWM 2-12	151,00	Pleistozäne Kiese	147,09 / 147,32 (Delta = 0,23m)	KW47 / KW49 (2017)
BK GWM 2- 14/1	152,15	Pleistozäne Kiese	146,84 / 147,32 (Delta = 0,48m)	KW39 / KW49 (2017)
BK GWM 2- 14/2	151,73	Pleistozäne Kiese	146,58 / 147,16 (Delta = 0,58m)	KW38 / KW49 (2017)
BK GWM 3-1	152,53	Pleistozäne Kiese	147,70 / 148,16 (Delta = 0,46m)	KW31 / KW49 (2017)
BK GWM 3-5	150,69	Pleistozäne Sande und Kiese	147,18 / 147,68 (Delta = 0,50m)	KW31 / KW49 (2017)
BK GWM 3-8	150,27	Pleistozäne Sande und Kiese	147,09 / 147,40 (Delta = 0,31m)	KW34 / KW49 (2017)
BK GWM 3-16	149,32	Pleistozäne Sande und Kiese	147,71 / 148,34 (Delta = 0,63m)	KW45 / KW49 (2017)



Grundwasser- messstelle	Ansatzhöhe POK [m NN]	Ausgebaute Schichten	Wasserspiegel min / max [m NN]	Messzeitraum von / bis
BK GWM 3-22	151,41	Pleistozäne Kiese / bindige Auffüllungen	148,70 / 149,53 (Delta = 0,83m)	KW31 / KW49 (2017)

**Tabelle 2.4.2-2:** Ergebnissen der Wasserstandsmessungen in den neuen Messstellen

Die Schwankungsbereiche zwischen dem minimalen und maximalen Wasserstand in den neuen Grundwassermessstellen BK GWM1-2 bis BK GWM 3-22 lagen zwischen 0,22 und 1,07 m. Die Höchstwasserstände in den Grundwassermessstellen BK GWM 1-2 bis BK GWM 3-22 wurden am 06.12.2017 gemessen.

Im nördlichen Streckenabschnitt sind in den BK GWM 1-2 bzw. BK GWM 1-6 die niedrigsten Höchstwasserstände mit 143,07 bzw. 144,92 m NN gemessen worden. In der BK GWM 1-9 wurde der mit Abstand höchste Grundwasserstand im gesamten Projektgebiet mit 154,40 m NN gemessen. In diesem Bereich wurden zwischen 154,40 und 146,26 m NN pleistozäne Kiese (Schicht 3.2) erkundet, welche von Lößlehm/Hochflutlehm (Schicht 2) überdeckt werden. Im Liegenden werden die pleistozänen Kiese von bindigen Zwischenlagen aus Schluff/Ton (Schicht 4.2) mit einer Mächtigkeit von ca. 2,8 m begrenzt. Dementsprechend ist der gemessene Höchstwasserstand von 154,40 m NN in der BK GWM 1-9 vermutlich auf die eingelagerten pleistozänen Kiese zurückzuführen, welche als lokal abgegrenzter Aquifer (Grundwasserstockwerk) höhere Wasserstände aufweisen, als die tiefer liegenden, großflächig durchhaltenden pleistozänen Sande und Kiese.

Im Abschnitt der parallel zueinander verlaufenden Tunnelröhren der NBS (Offene Bauweise und Schildvortrieb Ost und West) wurden in den Grundwassermessstellen von BK GWM 1-22 bis BK GWM 3-5 Höchstwasserstände zwischen 146,44 und 147,68 m NN gemessen.

Entlang der Ausbaustrecke ist in der BK GWM 3-1 ein Höchstwasserstand von 148,16 m NN und in der BK GWM 3-22 ein Höchstwasserstand von 149,53 m NN gemessen worden. Weiter südlich im Bereich des südlichen Trogbauwerks liegen die ermittelten maximalen Wasserstände bei 147,40 m NN in der BK GWM 3-8 bzw. bei 148,34 m NN in der BK GWM 3-16.

Wegen der kurzen Messzeiträume sind die Ergebnisse der Wasserstandsmessungen in den neuen Grundwassermessstellen für die Festlegung von Bemessungs- und Bauwasserständen unzureichend. In der nachfolgenden Tabelle wurden ergänzend die Ergebnisse von Stichtagsmessungen in den im Jahren 2011 bzw. 2012 errichteten Grundwassermessstellen BK GWM 6/11 und



BK GWM 4/12 aufgeführt, welche im Nahbereich der aktuellen Trasse liegen. Zudem existieren über das gesamte Projektgebiet verteilt weitere städtische Messstellen, deren langjährig monatlich gemessene Grundwasserstände mit [U 18] zur Verfügung gestellt und im Rahmen der Untersuchungen ausgewertet wurden. Die Messdaten aus [U 18] sind in tabellarischer Form als Anhang 10 beigefügt.

<b>Grundwasser- messstelle</b>	<b>Ansatzhöhe POK [m NN]</b>	<b>Ausgebaute Schichten</b>	<b>Wasserspiegel Mittelwasser (min / max) [m NN]</b>	<b>Messzeitraum von / bis</b>
BK GWM 6/11	151,70	Pleistozäne Kiese	147,48	Stichtagsmessung 06.12.2017
BK GWM 4/12	150,75	Pleistozäne Sande und Kiese	147,33	Stichtagsmessung 06.12.2017
1822 Appenweier 4	143,81	nicht bekannt (Beobachtungsrohr)	141,39 (140,00 / 142,67)	1948 – 2016
3605 Windschläg 2	159,29	nicht bekannt (Schachtbrunnen 13,15 m tief)	147,73 (146,34 / 149,98)	1975 – 1997
I Bohlsbach (flach)	148,50	Lößlehm/Hochflut- lehm <sup>1)</sup>	145,20 (144,30 / 146,39)	1987 – 2016
I Bohlsbach (tief)	148,32	Pleistozäne Sande und Kiese <sup>1)</sup>	145,14 (144,23 / 146,34)	1987 – 2016
II Bohlsbach	157,01	Pleistozäne Sande und Kiese <sup>1)</sup>	146,30 (145,34 / 147,57)	1987 – 2016
3602 Bühl 1	151,58	nicht bekannt (Schachtbrunnen 16,00 m tief)	146,00 (144,80 / 147,34)	1971 – 2016
993 Waltersweier 1	150,27	Pleistozäne Sande und Kiese <sup>1)</sup>	146,79 (145,71 / 148,02)	1914 – 2016
BBR4 3149 Offenburg	150,74	Pleistozäne Sande und Kiese <sup>1)</sup>	147,98 (145,52 / 150,44)	1955 – 1997
3473 Offenburg 6	151,09	Pleistozäne Sande und Kiese <sup>1)</sup>	147,10 (146,17 / 148,49)	1967 – 2016
3566 Schutterwald 1	154,09	Pleistozäne Sande und Kiese <sup>1)</sup>	149,18 (148,11 / 151,24)	1969 – 2016



Grundwasser-messstelle	Ansatzhöhe POK [m NN]	Ausgebaute Schichten	Wasserspiegel Mittelwasser (min / max) [m NN]	Messzeitraum von / bis
SBR 3090 Hohberg-Hofweier	151,64	Pleistozäne Sande und Kiese <sup>1)</sup>	148,71 (147,52 / 150,66)	1954 – 1997
3187 Niederschopfheim 2	149,49	Pleistozäne Sande und Kiese <sup>1)</sup>	147,79 (146,77 / 148,46)	1956 – 2016

<sup>1)</sup> Ableitet aus Ausbautiefe und lokalen Baugrundverhältnissen

**Tabelle 2.4.2-3:** Ergebnissen der Wasserstandsmessungen in Bestandsmessstellen

Ausgehend von den in der Dokumentation der Messergebnisse der städtischen Messstellen ausgewiesenen **Mittelwasserstände** wurden auch die Wasserstände der am 6.12.2017 in allen zugänglichen Messstellen durchgeführten Stichtagsmessung als mittlere Wasserstände eingeschätzt. Ausgehend von diesen Wasserständen sind im Gesamtlageplan (Anlage 2.1) für den Mittelwasserstand die Grundwasserhöhengleichen (Isolinien) dargestellt worden.

Die **Grundwasserfließrichtung** im Projektgebiet ist großflächig von Südosten nach Nordwesten in Richtung Rhein gerichtet. Lokal treten allerdings Abweichungen von der generellen Fließrichtung auf. Während im nördlichen Trassenabschnitt bis ca. NBS-km 141,1 die Grundwasserfließrichtung diagonal zur Trassierung verläuft, überwiegt südlich dieser Station eine Fließrichtung senkrecht zur Trassierung.

Aus dem Abstand der Grundwasserhöhengleichen wurden an verschiedenen Stellen die hydraulischen Gradienten bestimmt und die mittleren **Strömungsgeschwindigkeiten des Grundwassers** abgeschätzt. Die auf diese Weise ermittelten hydraulischen Gradienten liegen zwischen 3 und 0,6 ‰. Bezogen auf die erwartete Streubreite der Durchlässigkeitsbeiwerte in den pleistozänen Sanden und Kiesen von  $5 \cdot 10^{-3}$  bis  $5 \cdot 10^{-5}$  m/s kann man daraus auf mittlere Strömungsgeschwindigkeiten zwischen 1,2 und 0,003 m/d schließen.

Zur Höhenlage des Wasserspiegels bei **Hochwasserverhältnissen** können wegen der zu kurzen Beobachtungszeiträume in den neuen Grundwassermessstellen noch keine fundierten Aussagen gemacht werden. Dazu sind die Wasserstände bis zum Baubeginn weiterhin zu beobachten. Zur Festlegung der vorläufigen Bemessungswasserstände für den Endzustand (BWSt) wurden deshalb die vorliegenden langjährigen Messreihen der trassennahen städtischen Grundwassermessstellen



---

1822 Appenweier 4, 3605 Windschlag 2, II Bohlsbach, 993 Waltersweier 1 und 3187 Niederschopfheim 2 herangezogen [U 18] und ausgewertet.

Für die ausgewählten Grundwassermessstellen sind aus der Differenz von Mittelwasserstand und maximalem Hochwasserstand die maximal gemessenen Anstiege errechnet worden. Diese wurden in Anlage 8 zur vorläufigen Festlegung der Bemessungs- und Bauwasserstände verwendet. Für den **Bemessungswasserstand im Endzustand (BWSt)** sind an den entsprechenden Stellen die maximalen Anstiege mit einem Sicherheitszuschlag von 50 % versehen und aufgerundet worden. Dazwischen wurde ausgehend von den in den neuen Messstellen gemessenen Mittelwasserständen entsprechend interpoliert. Der Zuschlag von 50 % auf die tatsächlich gemessenen max. Grundwasseranstiege von 0,7 bis 2,25 m wurde gewählt, weil einerseits zu den neuen Grundwassermessstellen noch keine Langzeitbeobachtungen vorliegen und andererseits keineswegs sichergestellt ist, dass bei den Wasserstandserfassungen der Stadt auch tatsächlich die ggf. nur kurzzeitigen auftretenden Hochwasserspitzen erfasst wurden. Nach der bisherigen Einschätzung ist hiernach davon auszugehen, dass der Wasserspiegel bei Hochwasserverhältnissen ca. 1,0 bis 3,5 m oberhalb des Wasserstandes bei Mittelwasserverhältnissen zu liegen kommt.

Bei der Festlegung des vorläufigen **Bauwasserstands (BauW)** (s. Anlage 8) wurden in gleicher Weise vorgegangen, allerdings ohne Ansatz des Sicherheitszuschlags von 50 %. Allerdings ist die Festlegung von Bauwasserständen auch wesentlich von der Empfindlichkeit der gewählten Bauverfahren gegenüber kurzfristigen Anstiegen des Grundwasserspiegels abhängig. Dementsprechend kann vom Planer im begründeten Einzelfall in Abstimmung mit dem Baugrundgutachter auch von den vorläufig angegebenen Bauwasserständen abgewichen werden.

Neben den in den Grundwassermessstellen gemessenen Wasserständen und den beim Bohren registrierten Bohrwasserständen sind in den Anlagen 3.2 bis 3.9 auch der Verlauf des Wasserspiegels für den Bemessungswasserstand im Endzustand sowie für den vorläufigen Bauwasserstand dargestellt.

Am nördlichen Ende des Untersuchungsgebietes wurde der Bemessungswasserstand bei 145,1 m NN und der Bauwasserstand 0,7 m tiefer bei 144,4 m NN festgelegt. Bis ca. NBS-km 140,4 steigen der Bemessungswasserstand auf 152,8 m NN und der Bauwasserstand auf 152,4 m NN an. Damit kommt die Schienenoberkannte (SO) am Ende des für die Oströhre vorgesehenen Trogs ca. 4,5 m unterhalb des Bemessungswasserstandes zu liegen. Innerhalb des in offener Bauweise vorgesehenen Tunnelabschnitts nimmt der vertikale Abstand bis NBS-km 140,5 auf ca. 11,5 m zu.



---

Aufgrund des bei ca. NBS-km 140,67 die Bahntrasse querenden Durbaches und dem hierzu für HQ 100 ausgewiesenen Überschwemmungsgebiet [U 28] wurde der Bemessungswasserstand für die Oströhre zwischen NBS-km 140,55 und 140,80 auf 156,0 m NN festgelegt. Der Bauwasserstand kann hier mit 152,40 m NN angenommen werden, sofern für die Bauphase die Überschwemmungsproblematik anderweitig gelöst wird. Damit kommt die SO am Übergang vom in offener Bauweise vorgesehenen Tunnel zum Schildtunnel ca. 16 m unter dem Bemessungswasserstand zu liegen. Ab NBS-km 140,85 wurden der Bemessungswasserstand mit 152,8 m NN und der Bauwasserstand mit 151,2 m NN wieder bezogen auf den maximalen Grundwasserstand festgelegt. Die SO der Oströhre kommt hier ca. 12,5 m unterhalb des Bemessungswasserstandes zu liegen und auf die Sohle des Schildtunnels wirkt ein Wasserdruck von bis zu 1,5 bar.

Von NBS-km 140,8 bis 143,6 fällt der Bemessungswasserstand von 152,8 auf 148,4 m NN ab. Am Übergang zwischen Trog und in offener Bauweise vorgesehenem Tunnel der Weströhre kommt die SO ca. 2,5 m unter dem Bemessungswasserstand sowie am Übergang zum Schildtunnel ca. 6,5 m unter dem Bemessungswasserstand zu liegen. Auf die Sohle des Schildtunnels wirkt hier ein Wasserdruck von ca. 0,9 bar.

Im Abschnitt der in Schildbauweise vorgesehen Tunnelröhren liegt der Bemessungswasserstand in einem Niveau zwischen ca. 150,0 und 148,5 m NN. Im Bereich der Tunneltiefpunkte bei ca. NBS-km 147,900 ergibt sich bezogen auf die Tunnelsohle ein maximaler Wasserdruck von ca. 3,35 bar. Die Kinzig wird bei ca. NBS-km 146,03 mit einem Abstand zwischen Flusssohle und Tunnelfirste von ca. 12,5 m unterfahren. Die Wasserstände von Kinzig, Mühlbach und den zufließenden Bächen liegen gemäß [U 5] in der Regel oberhalb des Grundwasserspiegels. Der Hochwasserabflussbereich der Kinzig wird im Querungsbereich durch die parallel laufenden Dämme bis HQ 100 auf einen ca. 100 m breiten Streifen eingeengt. Das dann das umliegende Gelände unterhalb des Wasserstandes der Kinzig liegt, aber nach [U 28] nicht überschwemmt wird, deutet auf eine abdichtende Wirkung der Flusssohle hin. Versickerndes Flusswasser kann zudem rasch in den darunter befindlichen stark durchlässigen pleistozänen Sanden und Kiese abfließen. Aufgrund dessen wurde der Bemessungswasserstandes auch im Bereich der Kinzigquerung bezogen auf den erwarteten maximalen Anstieg des Grundwassers und nicht auf den Hochwasserstand der Kinzig festgelegt. Im Zuge der zweiten Stufe der Baugrunderkundung sollte zur Überprüfung dieser Annahme eine Grundwassermessstelle im Seitendamm der Kinzig errichten werden.

Im südlichen Abschnitt der NBS wurden der Bemessungswasserstand bei 149,5 m NN und der Bauwasserstand bei 148,9 bis 149,00 m NN festgelegt. Damit wirkt am südlichen Ende des Schildtunnels ein Wasserdruck auf die Tunnelsohle von ca. 1,7 bar. Die SO verläuft hier ca. 14,5 m unterhalb des



Bemessungswasserstandes. Bis zum Übergang von dem in offener Bauweise vorgesehenen Tunnel zum anschließenden Trog reduziert sich der vertikale Abstand auf ca. 11 m.

### 2.4.3 Grundwasserchemismus

Im Rahmen von Kurzpump- sowie Langzeitpumpversuchen wurde in den neuen Grundwassermessstellen jeweils eine Wasserprobe entnommen und im Hinblick auf den Betonangriffsgrad gemäß DIN 4030, Teil 1 und den Metallangriffsgrad gemäß DIN 50 929, Teil 3 analysiert und beurteilt. Die Analyseergebnisse sind in den Anlagen 7.2.1 bzw. 7.2.2 zusammengestellt und bewertet worden. Die detaillierten Analyseergebnisse sind in Anhang 7 des Gutachtens enthalten. Eine Übersicht zur Einstufung des Grundwassers gemäß DIN 4030, Teil 3 und die dafür maßgeblichen Parameter sind der nachfolgenden Tabelle zu entnehmen.

Bohrung	Filterstrecke [m u. GOF]	Schicht	maßgebende Schadstoffe		Einstufung nach DIN 4030, Teil 3
			Parameter	Gehalt	
BK GWM 1-2	4,2 – 8,2	Lößlehm/Hochflut- lehm / Pleistozäne Sande	/	/	XA0
BK GWM 1-6	4,5 – 8,5	Lößlehm/Hochflut- lehm / Pleistozäne Sande	CO <sub>2</sub> (angreifend)	18,0 mg/l	XA1
BK GWM 1-9	5,0 – 10,0	Pleistozäne Kiese	CO <sub>2</sub> (angreifend)	22,2 mg/l	XA1
BK GWM 1-17	14,5 – 17,5	Pleistozäne Kiese	/	/	XA0
BK GWM 1-22	21,0 – 31,0	Pleistozäne Sande und Kiese	/	/	XA0
BK GWM 1-24	23,0 – 33,0	Pleistozäne Kiese/ Zwischenlagen aus Ton/Schluff	/	/	XA0
BK GWM 1-28	25,0 – 35,0	Pleistozäne Sande und Kiese	/	/	XA0
BK GWM 2-4	20,2 – 32,2	Pleistozäne Kiese	CO <sub>2</sub> (angreifend)	16,9 mg/l	XA1
BK GWM 2-7	25,0 – 35,0	Pleistozäne Sande und Kiese	CO <sub>2</sub> (angreifend)	44,7 mg/l	XA2



Bohrung	Filterstrecke [m u. GOF]	Schicht	maßgebende Schadstoffe		Einstufung nach DIN 4030, Teil 3
			Parameter	Gehalt	
BK GWM 2-12	15,0 – 25,0	Pleistozäne Kiese	CO <sub>2</sub> (angreifend)	23,5 mg/l	XA1
BK GWM 2-14/1	65,0 – 75,0	Pleistozäne Kiese	Sulfat (SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> )	250 mg/l	XA1
BK GWM 2-14/2	15,0 – 30,0	Pleistozäne Kiese	CO <sub>2</sub> (angreifend)	23,5 mg/l	XA1
BK GWM 3-1	3,0 – 10,0	Pleistozäne Kiese	CO <sub>2</sub> (angreifend)	36,1 mg/l	XA1
BK GWM 3-5	5,2 – 20,3	Pleistozäne Sande und Kiese	CO <sub>2</sub> (angreifend)	32,1 mg/l	XA1
BK GWM 3-8	5,15 – 20,15	Pleistozäne Sande und Kiese	CO <sub>2</sub> (angreifend)	16,1 mg/l	XA1
BK GWM 3-16	3,0 – 18,0	Pleistozäne Sande und Kiese	/	/	XA0
BK GWM 3-22	3,3 – 6,3	Pleistozäne Kiese/ bindige Auffüllun- gen	CO <sub>2</sub> (angreifend)	20,7 mg/l	XA1

**Tabelle 2.4.3-1:** Übersicht zur Einstufung des Grundwassers nach DIN 4030, Teil 1

Die ermittelten pH-Werte der untersuchten Wasserproben lagen zwischen 6,5 und 7,3 und damit im Übergangsbereich zwischen einem sauren (pH-Wert < 7,0) und einem basischen bzw. alkalischen Milieu (pH-Wert > 7,0). Hinsichtlich der Festlegung der Expositionsklassen von Beton bei chemischem Angriff durch Grundwasser waren die pH-Werte allerdings nicht maßgeblich.

Die Gehalte an Sulfat, Ammonium und Magnesium lagen fast ausnahmslos unterhalb der Grenzwerte für die Expositionsklasse XA1. Lediglich bei der Grundwasserprobe aus der tiefen Messstelle BK GWM 2-14/1 erforderte der vergleichsweise hohe Sulfatgehalt von 250 mg/l eine Einstufung als schwach angreifend und damit die Expositionsklasse XA1.

Im nördlichen Trassenabschnitt ist nur das Grundwasser aus den Messstellen BK GWM 1-6 und BK GWM 1-9 aufgrund der CO<sub>2</sub>-Gehalte (angreifend Kohlensäure) von 18 bzw. 22,2 mg/l als schwach angreifend einzustufen und erfordert damit die Expositionsklasse XA1. Im Gegensatz dazu führten im südlichen Trassenabschnitte (ab ca. ca. NBS-km 145,0) mit lediglich einer Ausnahme CO<sub>2</sub>-Gehalte zwischen 17 und 36 mg/l zur Einstufung des Grundwassers als schwach angreifend



(Expositionsklasse XA1), im Fall der Grundwassermessstelle BG GWM 2-7 mit 45 mg/l sogar als mäßig angreifend (Expositionsklasse XA2).

Aufgrund einer bekannten „**Salzfahne**“ wurde in der tiefen Grundwassermessstelle BK GWM 2-14/1 bohrbegleitend eine erste orientierende tiefenspezifische Beprobung und chemische Untersuchung des Grundwassers durchgeführt. Dazu wurde der Bohrvorgang in den entsprechenden Tiefen temporär unterbrochen, um während dieser Stillstandzeiten eine Wasserprobe aus der jeweiligen Tiefe entnehmen zu können. Im Vorfeld der Probenahme wurde die Verrohrung ca. 1 m hochgezogen und das Bohrlochvolumen im Zuge des Pumpvorgangs mindestens 3-fach ausgetauscht. Die jeweils entnommene Grundwasserprobe entsprach überwiegend dem Grundwasser, das in der entsprechenden Tiefe über die Bohrlochsohle bzw. über den letzten Bohrmeter zuströmte.

Als Bewertungsgrundlage wurden die Geringfügigkeitsschwellenwerte für Grundwasser gemäß LAWA (2017) [U 13] und die Grenzwerte der Trinkwasserverordnung (2001) [U 14] herangezogen. Die Analyseergebnisse sind in Anlage 7.2.3 zusammengestellt und bewertet worden. Die detaillierten Analyseergebnisse sind in Anhang 7 des Gutachtens enthalten. Eine Übersicht der gemäß LAWA bzw. TrinkwV überschrittenen Parameter ist in der nachfolgenden Tabelle aufgelistet.

Entnahmetiefe [m u. GOF]	Maßgebende Parameter [mg/l]				
	Ammonium (NH <sub>4</sub> )	Natrium (Na)	Chlorid (Cl)	Sulfat (SO <sub>4</sub> )	Bor (B)
9,5	0,94	39	73	29	0,05
20	n.n.	53	100	26	0,06
31	1,2	64	110	27	0,07
40	n.n.	69	130	35	0,08
50	1,2	130	240	37	0,18
60	0,54	1.300	2.500	150	1,6
70	2,7	2.600	5.600	270	3,1

**Tabelle 2.4.3-2:** Übersicht maßgebende Parameter bei tiefenspezifischer Beprobung

Bei der tiefenspezifischen Beprobung des Grundwassers in der Bohrung BK GWM 2-14/1 ist insbesondere in Tiefenbereich zwischen 50 und 60 m u. GOF eine starke Zunahme der Natrium- und Chloridkonzentrationen mit 1.300 bzw. 2.500 mg/l zu verzeichnen. Beide Werte überschreiten die



Grenzwerte gemäß TrinkwV bzw. LAWA mit 200 mg/L (Na<sup>+</sup>) bzw. 250 mg/l (Cl<sup>-</sup>) deutlich. Die Bor-konzentration überschreitet ab einer Entnahmetiefe von 60 m u. GOF mit 1,6 mg/l ebenfalls den Grenzwert von 0,18 mg/l gemäß LAWA bzw. den Grenzwert von 1 mg/l gemäß Trinkwasserverordnung.

Ab einer Tiefe von 60 m u. GOK überschreiten die Parameter Chlorid, Natrium und Bor die Grenzwerte nach LAWA bzw. TrinkwV deutlich und nehmen mit der Tiefe weiter zu. Da es sich hier um eine unmittelbare Nähe zu einem Salzstock handelt, lassen sich die erhöhten Konzentrationen an Na<sup>+</sup> und Cl<sup>-</sup> auf die Lösungsprozesse des Salzes zurückführen. Die teilweise erhöhten Ammonium-Konzentrationen sind durch die intensive landwirtschaftliche Nutzung bedingt. Eine lokale Sulfaterhöhung kann geogen bedingt sein. Die Ursache für die erhöhte Konzentration an Bor ist auf Basis der vorliegenden Ergebnisse nicht belegbar. Weitere ansteigende Parameter (bspw. Kalium, Calcium etc.) können aufgrund nicht festgelegter Grenzwerte nicht genauer beurteilt werden.

Hinsichtlich des deutlich erhöhten Chloridgehaltes im Grundwasser ab einer Tiefe von 60 m u. GOF muss vermieden werden, dass sich das stark chloridhaltige Grundwasser infolge der Baumaßnahmen mit dem höher liegenden Grundwasser vermischt, da dieses in der Region zur Trinkwassergewinnung genutzt wird.

Die in Baden-Württemberg gemessenen Hintergrundwerte für Bor in Mineralwässern liegen gemäß [U 15] im Mittel bei 500 µg/l. In der Grundwassermessstelle BK-GWM 2-14/1 wird dieser Wert mit Konzentrationen von 1.600 bis 3.100 µg/l deutlich überschritten. Der Eintrag von Bor ins Grundwasser muss nicht in unmittelbarer Nähe der Bohrung stattgefunden haben, da Bor im Grundwasser sehr mobil ist. Mögliche Eintragsquellen können Sickerwässer von Deponien, Leckagen in Abwasserleitungen (Bestandteil von Waschmitteln) oder Düngemittel sein.

Gemäß [U 8] wies auch das bei Ohlsbach beprobte, aus dem kristallinen Grundgebirge aufsteigende tiefe Grundwasser, welches die „Salzfahne“ bei Offenburg verursacht, eine vergleichbare hydrochemische Charakteristik auf. Die Mineralisationshöhe des in der BK GWM 2-14/1 beprobten Grundwassers entspricht etwa 60 % des bei Ohlsbach beprobten Grundwassers. Aufgrund dessen kann ein direkter Zusammenhang zwischen der in der GWM BK 2-14/1 nachgewiesenen Grundwasser- versalzung und dem Ursprung der „Salzfahne“ bei Ohlsbach vermutet werden. Gemäß [U 8] weisen die Ergebnisse darauf hin, dass wahrscheinlich von einer viel größeren Verbreitung der „Salzfahne“ am Ausgang des Kinzigtals auszugehen ist und zudem höhere Salzkonzentrationen im Grundwasser auftreten können, als bislang angenommen.



---

## 2.5 Geotechnische Besonderheiten

Nach DIN EN 1998-1/NA liegt das Projektgebiet in der **Erdbebenzone 1** und der **Untergrundklasse S** (Gebiete tiefer Beckenstrukturen mit mächtiger Sedimentfüllung). Der zugehörige Bemessungswert der Bodenbeschleunigung  $a_g$  beträgt in dieser Erdbebenzone  $0,4 \text{ m/s}^2$ . Das Projektgebiet ist in die Baugrundklasse B einzugruppieren.

Gemäß Ril 836.4101A04 ist für den untersuchten Streckenabschnitt die **Frosteinwirkungszone I** zutreffend.

Im Bereich des Güterbahnhofs im nördlichen Streckenabschnitt von NBS-km 143,5 bis NBS-km 144,1 liegen die westlichen Ausläufer des **Nationalparks** Schwarzwald Mitte/Nord. Weiter südlich zwischen NBS-km 146,9 bis NBS-km 149,8 durchqueren die geplanten Tunnelröhren das **FFH-Gebiet** „Untere Schutter und Unditz“.

**Zwischen NBS-km 149,4+75 und NBS-km 149,6+23 unterquert die Oströhre der geplanten Neubaustrecke den Burgerwaldsee** (s. Anlage 3.10.1). Bezogen auf die Streckenachse ergibt sich im nördlichen Abschnitt bei ca. NBS-km 149,5+00 die minimale Überdeckung mit ca. 7,5 m (s. a. Anlage 3.11, Blatt 1). In diesem Bereich wurde mittels Nassbaggerung der pleistozäne Kies abgebaut. Allerdings sprechen die in den Bohrungen BK 2-23 und BK 2-26 angetroffenen 3,9 bzw. 6,75 m mächtigen Auffüllungen aus Fein- bis Mittelsand dafür, dass hier das Aushubniveau mehrere Meter unterhalb des heutigen Seebodens lag. Bei dem aufgetragenen Material handelt es sich wahrscheinlich um die bei der Verarbeitung des Kieses anfallenden Feinbestandteile, wobei die Lagerungsdichte im Vergleich zum anstehenden Kies eher gering sein dürfte. Nach den Erkundungsergebnissen wird mit einem minimalen Abstand zwischen der Basis der Auffüllungen und der Tunnelfirste von lediglich ca. 4 m gerechnet. Weil allerdings bei Nassbaggerarbeiten nicht von einem gleichmäßigen Aushubniveau ausgegangen werden kann und die Bohrungen nur punktuelle Aufschlüsse darstellen, kann dieser Abstand auch noch deutlich geringer sein. Im südlichen Abschnitt wurden entsprechend der Höhenlage des Seebodens und den Erkundungsergebnissen westlich der Tunnelachse lediglich die Deckschichten bis zum Top des pleistozänen Kieses abgetragen. Damit ergibt sich hier bezogen auf die Tunnelachse ein Abstand zwischen der Aushubsohle und der Tunnelfirste von ca. 10 – 11 m. Nach Osten fällt der Seeboden allerdings mehr oder weniger steil ab, was auf den angrenzenden Abbaubereich hindeutet. In der Bohrung BK 2-24 ist der Seeboden ca. 2 m tiefer angetroffen worden, als nach der Seetiefenkarte [U 31] zu erwarten war. Dies spricht dafür, dass auch in diesem Bereich der Seegrund unregelmäßig ausgebildet sein kann.



Im Hinblick auf die Planung eines Schildvortriebs unterhalb des Bürgerwaldsees sind die im nördlichen Abschnitt angetroffenen mächtigen Auffüllungen mit Feinbestandteilen aus der Kiesverarbeitung sowie flächendeckend evtl. kleinräumig wechselnde Aushubtiefen zu beachten. Im Zuge der nachfolgenden Planungsphase sollte die Höhenlage des Seebodens nochmals mit großer Messpunktdichte aufgenommen werden. Weil die Erkundung der Auffüllmächtigkeit mit kleinem Rasterabstand sehr aufwendig wäre, sollte die Basis der angetroffenen Ausfüllungen mind. 2 m tiefer angenommen werden, als nach den Erkundungsergebnissen bislang angenommen.

### **3. ERGEBNISSE DER LABOR- UND FELDVERSUCHE**

#### **3.1 Feldversuche**

##### **3.1.1 Rammsondierungen**

Zur Untersuchung der Konsistenz und Lagerungsdichte der anstehenden Lockergesteine wurden im Zuge der Erkundungsbohrungen im Nahbereich der Bohransatzpunkte BK 1-1 und BK GWM 1-2, BK 1-4 bis BK 1-8, BK 1-10, BK 1-12, BK 1-14, BK 1-16, BK 1-19, BK GWM 2-14, BK GWM 3-1 bis BK 3-4, BK GWM 3-8 und BK 3-9, BK GWM 3-12, BK 3-14 und BK 3-15 sowie BK 3-17 bis BK 3-22 Schwere Rammsondierungen (DPH) ausgeführt. Die zugehörigen Rammprogramme sind in Anlage 4.2 beigelegt und wurden in Anlage 5.1 ausgewertet.

Unterhalb des Grundwasserspiegels werden insbesondere bei grobkörnigen Böden trotz gleicher Lagerungsdichte geringere Eindringwiderstände gemessen. Bei den bindigen Böden ist zudem die Lagerungsstörung beim Rammvorgang zu berücksichtigen, die eine geringere Konsistenz vortäuscht als der ungestörte Boden tatsächlich aufweist. In diesem Fall ist die Konsistenz aus der Bohrgutansprache zuverlässiger, auch wenn diese zwangsläufig ebenfalls gestört ist. Dies wurde bei der Angabe der Lagerungsdichte und Konsistenz berücksichtigt.

Die Lagerungsdichte bzw. die Konsistenz wurde anhand der mit der Schwere Rammsonde ermittelten Schlagzahlen  $N_{10}$  nach Prinz [U 25] abgeleitet. Die Zuordnung ist aus der nachfolgenden Tabelle ersichtlich. Zu beachten ist allerdings, dass erfahrungsgemäß unterhalb des Grundwasserspiegels die Widerstände kleiner sind, was dazu führen kann, dass die Kohäsion bzw. die Lagerungsdichte unterschätzt werden.



Lagerungsdichte	DPH-Schlagzahl N <sub>10</sub>	Konsistenz	DPH-Schlagzahl N <sub>10</sub>
sehr locker	< 1	breiig	< 2
locker	1 – 4	weich	2 – 5
mitteldicht	4 – 18	steif	5 – 9
dicht	18 – 24	halbfest	9 – 17
sehr dicht	> 24	fest	> 17

**Tabelle 3.1.1-1:** Empirische Abhängigkeit Lagerungsdichte u. Konsistenz von DPH-Schlagzahlen  
[U 25]

Die Rammlänge in den **nichtbindigen Auffüllungen (Schicht 1.1)** summiert sich auf insgesamt 6,7 m. Dabei wurden zusammengenommen über 0,7 m der Rammstrecke, d. h. bei einem Anteil von ca. 10 % Schlagzahlen N<sub>10</sub> zwischen 0 und 1 sowie über eine Rammstrecke von zusammengenommen ca. 4 m, d.h. bei einem Anteil von ca. 60 % Schlagzahlen N<sub>10</sub> zwischen 1 und 4 festgestellt, was einer sehr lockeren bzw. lockeren Lagerung entspricht. Dabei handelt es sich im Regelfall um die oberen Lagen bis zu einer Tiefe von 0,2 bis 1 m unter GOF. Schlagzahlen zwischen 4 und 18 oder darüber hinaus, was einer mindestens mitteldichten Lagerung entspricht, traten in den nichtbindigen Auffüllungen lediglich bei einem Anteil von 30 % der Rammstrecke auf. Dabei handelt es sich im Regelfall um die untersten 0,2 bis 0,5 m mächtigen Lagen der nichtbindigen Auffüllungen.

Die Rammlänge in den **bindigen Auffüllungen (Schicht 1.2)** summiert sich auf insgesamt 9,4 m. Über eine Rammstrecke von zusammengenommen 2,9 m, d.h. bei einem Anteil von ca. 31 % wurden Schlagzahlen N<sub>10</sub> zwischen 0 und 2 sowie über eine Rammstrecke von zusammengenommen etwa 4 m, d. h. bei einem Anteil von ca. 43 % Schlagzahlen N<sub>10</sub> zwischen 2 und 5 registriert, was einer breiigen bzw. weichen Konsistenz entspricht. Dabei handelt es sich mit wenigen Ausnahmen um die obersten Lagen bis zu einer Tiefe von 0,1 bis 0,8 m unter GOF. Tiefer liegenden Abschnitte mit entsprechend geringen Schlagzahlen wurden nur lokal in der DPH 1-7, der DPH 1-10, der DPH 1-19 sowie der DPH 3-22 festgestellt. Schlagzahlen zwischen 5 und 9 bzw. 9 und 17, welche einer steifen oder halbfesten Konsistenz entsprechend, sind in den bindigen Auffüllungen lediglich bei den Rammsondierungen DPH 1-12, DPH 3-14 und DPH 3-22 erzielt worden.

Insgesamt summiert sich die Rammlänge im **Lößlehm/Hochflutlehm (Schicht 2)** zu 78,4 m. Über eine Rammstrecke von zusammengenommen ca. 26,4 m, d. h. einem Anteil von ca. 34 % lagen die Schlagzahlen N<sub>10</sub> zwischen 0 und 2 sowie über eine Rammstrecke von zusammengenommen 35,3 m, d. h. einem Anteil von ca. 45 zwischen 2 und 5, was einer breiigen bzw. weichen Konsistenz entspricht. Sowohl im nördlichen Trassenabschnitt mit großen Mächtigkeiten an Lößlehm/Hochflut-



lehm als auch in südlichen Trassenabschnitt mit geringerer Schichtdicke traten Schlagzahlen zwischen 5 und 9 oder darüber hinaus, was einer mindestens steifen Kohäsion entspricht, nur in geringem Umfang und dann eher in den unteren Lagen auf.

In den **pleistozänen Sanden (Schicht 3.1)** summiert sich die Ramlänge der Schweren Rammsondierungen auf insgesamt 79,6 m. Über eine Rammstrecke von zusammengenommen ca. 47,7 m, d.h. ca. 60 % wurden Schlagzahlen  $N_{10}$  zwischen 4 und 18 registriert, was einer mitteldichten Lagerung entspricht. Schlagzahlen zwischen 0 und 4, was einer sehr lockeren oder lockeren Lagerung entspricht, traten sowohl im nördlichen Trassenabschnitt als auch im südlichen Trassenabschnitt nur vereinzelt auf. Im Norden sind diesbezüglich die Rammsondierungen DPH 1-4 und DPH 1-6 sowie im Süden die Rammsondierungen DPH 3-8, DPH 3-9 und DPH 3-19 zu nennen. Etwas häufiger traten Schlagzahlen zwischen 18 und 24 sowie auch größer auf, was einer dichten bis sehr dichten Lagerung entspricht. Die trifft generell auf die tieferliegenden Lagen der pleistozänen Sande sowie insbesondere auf die Rammsondierungen DPH 1-6, DPH 1-10, DPH 1-14 und DPH 3-17 zu.

Die Ramlänge in den **pleistozänen Kiesen (Schicht 3.2)** ergibt sich insgesamt zu ca. 129,6 m. Über eine Rammstrecke von zusammengenommen 72 m, d. h. einem Anteil von ca. 55 % sind Schlagzahlen  $N_{10}$  zwischen 4 und 18 registriert worden, was einer mitteldichten Lagerung entspricht. Für zusammengenommen 19 m der Rammstrecke, d. h. für einen Anteil von ca. 15 % wurden Schlagzahlen  $N_{10}$  zwischen 18 und 24 und für zusammengenommen 28,4 m der Rammstrecke, d. h. einem Anteil von ca. 22 %, Schlagzahlen  $> 24$  registriert, was einer dichten bzw. sehr dichten Lagerung entspricht. Zu nennen sind diesbezüglich insbesondere im südlichen Trassenabschnitt die Rammsondierungen DPH 2-14, DPH 3-3 und DPH 3-4 sowie DPH 3-14, DPH 3-19 und DPH 3-22. Schlagzahlen zwischen 0 und 4, was einer sehr lockeren oder lockeren Lagerung entspricht, wurden hingegen nur selten registriert.

In den **Zwischenlagen aus Ton/Schluff (Schicht 4.1)** summiert sich die Ramlänge insgesamt zu 14,1 m, wobei mit Ausnahme der DPH 2-14 alle zugehörigen Rammsondierungen im nördlichen Trassenabschnitt liegen. Über eine Rammstrecke von zusammengenommen 7,5 m, d.h. einem Anteil von ca. 53 % wurden Schlagzahlen  $N_{10}$  zwischen 5 und 9 und über eine Rammstrecke von zusammengenommen 3,7 m, d.h. einem Anteil von ca. 26 % zwischen 9 und 17 registriert, was auf eine steife bzw. halbfeste Konsistenz schließen lässt. Schlagzahlen zwischen 0 und 5, was einer breiigen bis weichen Konsistenz entspricht wurden hingegen mit Ausnahme der DPH 1-4 nur in geringem Umfang festgestellt.



Die **Organischen Böden (Schicht 4.2)** wurden lediglich in der DPH 1-2 in einer Tiefe von 8,7 bis 9,8 m durchörtert. Die dabei registrierten Schlagzahlen  $N_{10}$  lagen zwischen 5 und 9, was auf eine steife Konsistenz schließen lässt.

### 3.1.2 Drucksondierungen

Zur Untersuchung der Lagerungsdichte der nichtbindigen Böden sowie zur Ermittlung der undrainierten Scherfestigkeit der bindigen Böden wurden im Zuge der Erkundungsbohrungen im Nahbereich der Bohransatzpunkte BK GWM 1-9, BK 1-11, BK 1-13, BK 1-15, BK GWM 1-17 und BK 1-18, BK 1-20 bis BK 1-22, BK GWM 2-12 und BK 2-13, BK 2-15 und BK 2-16, BK GWM 3-5 bis BK 3-7, BK 3-10 und BK 3-11 sowie BK 3-13 Drucksondierungen (CPT) ausgeführt. Die zugehörigen Sondierdiagramme sind in Anlage 4.4 beigefügt und in die Anlagen 3.2 bis 3.9 übernommen worden. In Anlage 5.2 wurden die Ergebnisse statistisch ausgewertet.

Von den mit der Drucksonde ermittelten Spitzendrücken  $q_c$  kann bei nichtbindigen Böden nach [U 16] auf die Lagerungsdichte geschlossen werden. Die Konsistenz der bindigen Böden kann anhand der gemessenen mittleren undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  nach [U 17] beurteilt werden. Die Zuordnung ist jeweils aus der nachfolgenden Tabelle ersichtlich.

Lagerungsdichte	Spitzenwiderstand $q_c$ [MPa]	Konsistenz	Mittlere undrainierte Scherfestigkeit $c_u$ [kN/m <sup>2</sup> ]
sehr locker	< 2,5	breiig	< 20
locker	2,5 – 7,5	weich	20 – 60
mitteldicht	7,5 – 15,0	steif	60 – 200
dicht	15,0 – 25,0	halbfest	200 – 400
sehr dicht	> 25	fest	> 400

**Tabelle 3.1.2-1:** Einteilung der Lagerungsdichte / Konsistenz gemäß [U 16] und [U 17]

Die aufsummierte Sondierstrecke in den **nichtbindigen Auffüllungen (Schicht 1.1)** beträgt insgesamt ca. 5,2 m. Für eine Sondierstrecke von zusammengenommen 3,7 m, d.h. einen Anteil von ca. 71 % wurden Mittelwerte des Spitzenwiderstands  $q_c$  zwischen 3 und 5,5 MN/m<sup>2</sup> ermittelt, was einer lockeren Lagerung entspricht. Dies trifft auf die Drucksondierungen CPT 1-13, CPT 1-15 und CPT 1-20 im nördlichen Trassenabschnitt zu. Bei der Drucksondierung CPT 1-22 ergab sich für die



---

nichtbindigen Auffüllungen der Mittelwert des Spitzenwiderstands  $q_c$  zu 14 sowie bei der Drucksondierung CPT 2-22 zu 19 MN/m<sup>2</sup>, was auf eine dichte bzw. sehr dichte Lagerung schließen lässt.

Die **bindigen Auffüllungen (Schicht 1.2)** wurden lediglich in den Drucksondierungen CPT 1-20 und CPT 1-21 erfasst. Die undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  lag jeweils zwischen 35 und 165 MN/m<sup>2</sup> bei einem Mittelwert von 70 kN/m<sup>2</sup>. Dies lässt auf eine steife Konsistenz schließen.

Im **Lößlehm/Hochflutlehm (Schicht 2)** beträgt die aufsummierte Sondierstrecke 69,5 m. Bei allen Sondierstrecken ergaben sich Mittelwerte für die undrainierte Scherfestigkeit  $c_u$  zwischen 70 und 200 kN/m<sup>2</sup>. Daraus lässt sich auf eine überwiegend steife Konsistenz schließen.

In den **pleistozänen Sanden (Schicht 3.1)** beträgt die aufsummierte Sondierstrecke insgesamt 55,3 m. Dabei liegen die Anteile der zusammengenommenen Sondierstrecken mit Mittelwerten des Spitzenwiderstandes  $q_c$  zwischen 2,5 und 7,5 MN/m<sup>2</sup>, 7,5 und 15 MN/m<sup>2</sup>, 15 und 25 MN/m<sup>2</sup> sowie > 25 MN/m<sup>2</sup> mit 25%, 19%, 22 % und 33 % in etwa der gleichen Größenordnung. Danach ist zu den entsprechenden Anteilen mit einer lockeren, mitteldichten, dichten und sehr dichten Lagerung zu rechnen. Grundsätzlich ist eine Zunahme der Lagerungsdichte mit der Tiefe erkennbar. Betrachtet man aber den nördlichen Streckenabschnitt, so gibt es lokale Unterschiede. Während bei den Sondierungen CPT 1-13, CPT 1-20 und CPT 1-21 überwiegend auf locker gelagerte pleistozäne Sande geschlossen werden kann, sind bei den Sondierungen CPT 1-11, CPT 1-15, CPT 1-17, CPT 1-18 und CPT 1-22 vorrangig dicht gelagerte Sande zu erwarten. Im südlichen Trassenabschnitt deuten die Sondierungen auf überwiegend dicht gelagerte pleistozäne Sande hin. Bei den locker und mitteldicht gelagerten Bereichen handelt es sich hier meist um oberflächennahe Schichten.

In den **pleistozänen Kiesen (Schicht 3.2)** beträgt die aufsummierte Sondierstrecke insgesamt 188,4 m. Für eine Sondierstrecke von zusammengenommen 116 m, d.h. für einen Anteil von 62 % wurden Mittelwerte des Spitzenwiderstands  $q_c$  zwischen 26 und 66 MN/m<sup>2</sup> bestimmt, was einer sehr dichten Lagerung entspricht. Zudem wurden für Sondierstrecke von zusammengenommen 33,6 m, d. h. einem Anteil von 18 % Mittelwerte für den Spitzenwiderstand zwischen 8 und 15 MN/m<sup>2</sup> sowie für 27,2 m, d. h. einem Anteil von 14 % Mittelwerte des Spitzenwiderstands zwischen 17 und 25 MN/m<sup>2</sup> ermittelt, was auf eine mitteldichte bzw. dichte Lagerung schließen lässt. Sowohl im nördlichen als auch im südlichen Trassenabschnitt deuten die Sondierergebnisse überwiegend auf eine dichte bis sehr dichte Lagerung hin. Mitteldichte Zwischenlagen wurden meist oberflächennah angetroffen, in geringem Umfang unter der Oberfläche auch locker gelagerte Zwischenschichten.



In den **Zwischenlagen aus Ton/Schluff (Schicht 4.1)** beträgt die aufsummierte Sondierstrecke insgesamt 12,4 m. Für eine Sondierstrecke von zusammengenommen 7,1 m, d. h. für einen Anteil von ca. 57 % wurden Mittelwerte der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  zwischen 100 und 190 MN/m<sup>2</sup> ermittelt, woraus sich auf eine steife Konsistenz schließen lässt. Dies trifft auf die am weitesten nördlich gelegenen Sondierungen CPT 1-9, CPT 1-11 und CPT 1-13 zu, wobei hier auch dünne Lagen mit kleinerer undrainierten Scherfestigkeit, d. h. einer weichen Kohäsion auftreten. In den weiter südlich gelegenen Drucksondierungen CPT 1-15, CPT 1-17 und CPT 1-18 ergaben sich für die Zwischenlagen aus Ton/Schluff Mittelwerte der undrainierten Scherfestigkeit zwischen 215 und 410 MN/m<sup>2</sup>, was einer halbfesten bis festen Konsistenz entspricht.

**Organische Böden (Schicht 4.2)** wurden lediglich bei drei Drucksondierungen durchörtert. Bei den Drucksondierungen CPT 1-17 und CPT 1-21 lassen Mittelwerte der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  von 230 und 260 MN/m<sup>2</sup> auf eine halbfeste Konsistenz sowie bei der Drucksondierungen CPT 1-22 von 70 MN/m<sup>2</sup> auf eine steife Konsistenz schließen.

### 3.1.3 Standard-Penetration-Tests

Im Rahmen der Erkundungen wurden bei den Kernbohrungen BK 1-14 bis BK 1-28, BK 2-1, BK 2-3, BK 2-5, BK 2-6, BK 2-8 bis BK 2-13, BK 2-16 bis BK 2-20, BK 2-23 bis BK 2-27, BK GWM 3-5, BK 3-6 sowie bei der Hilfspegelbohrung HP 2-7 innerhalb der Rammkernbohrstrecken zur Ermittlung der Steifigkeit und Festigkeit der anstehenden Lockergesteine Standard-Penetration-Tests (Bohrlochrammsondierungen) ausgeführt. Die Ergebnisse sowie die Zuordnung zu den anstehenden Schichten sind aus der in Anlage 5.3 enthaltenen Tabelle ersichtlich. Die nachfolgende Tabelle gibt eine Übersicht zu den festgestellten Eindringwiderständen.

Schichtbezeichnung [-]	Anzahl SPT-Tests [-]	Eindringwiderstand $N_{30}$		
		von [-]	bis [-]	Mittelwert [-]
Lößlehm/Hochflutlehm (Schicht 2)	5	8	23	14
Pleistozäne Sande (Schicht 3.1)	18	12	94	50
Pleistozäne Kiese (Schicht 3.2)	82	12	113	58
Zwischenlagen aus Ton / Schluff (Schicht 4.2)	2	9	28	19

**Tabelle 3.1.3-1:** Übersicht SPT-Ergebnisse



Von den mit der Bohrlochrammsonde ermittelten Schlagzahlen  $N_{30}$  kann nach Prinz [U 25] bei nicht bindigen Böden auf die Lagerungsdichte bzw. bei bindigen Böden auf die Konsistenz geschlossen werden. Die Zuordnung ist der nachfolgenden Tabelle zu entnehmen. Zu beachten ist allerdings, dass erfahrungsgemäß unterhalb des Grundwasserspiegels die Widerstände kleiner sind, was dazu führen kann, dass die Kohäsion bzw. die Lagerungsdichte unterschätzt werden.

Lagerungsdichte	SPT-Schlagzahl $N_{30}$	Konsistenz	SPT-Schlagzahl $N_{30}$
sehr locker	< 3	breiig	< 2
locker	3 – 8	weich	2 – 8
mitteldicht	8 – 25	steif	8 – 15
dicht	25 – 42	halbfest	15 – 30
sehr dicht	> 42	fest	> 30

**Tabelle 3.1.3-2:** Einteilung der Lagerungsdichte / Konsistenz gemäß [U 25]

Im **Lößlehm/Hochflutlehm (Schicht 2)** wurden insgesamt 5 SPT-Tests ausgeführt. Die ermittelten Schlagzahlen  $N_{30}$  für die jeweils 30 cm lange Versuchsstrecke lagen zwischen 8 und 23 Schlägen. Die in den Bohrungen HP 2-7 und BK GWM 1-17 ermittelten Schlagzahlen von 8 entsprechen der Grenze zwischen weich und steif, die in der Bohrungen BK 1-20 ermittelte Schlagzahl von 10 einer steifen Konsistenz. Im Unterschied dazu lassen Schlagzahlen von 23 bzw. 21 in den Bohrungen BK 1-19 und BK 1-23 auf eine halbfeste Konsistenz schließen.

Bei den 18 in den **pleistozänen Sanden (Schicht 3.1)** durchgeführten SPT-Tests streuten die Schlagzahlen  $N_{30}$  zwischen 12 und 94. Der arithmetische Mittelwert der Schlagzahlen ergibt sich zu 50. Lediglich bei der Bohrung BK 1-18 kann ausgehend von einer Schlagzahl von 12 von einer mitteldichten Lagerung ausgegangen werden. Bei den übrigen Versuchen waren die Schlagzahlen in 9 Fällen < 42 und in 8 Fällen > 42, was auf eine dichte bzw. sehr dichte Lagerung schließen lässt. Eine Abhängigkeit von der Versuchstiefe ist dabei nicht erkennbar.

In den **pleistozänen Kiesen (Schicht 3.2)** wurden insgesamt 82 SPT-Tests ausgeführt. Die ermittelten Schlagzahlen  $N_{30}$  für die bis zu 30 cm lange Versuchsstrecke lagen zwischen 12 und 113 Schlägen. Der arithmetische Mittelwert ergibt sich zu 58 Schlägen. In den meisten Fällen kann anhand der innerhalb des gleichen Bohrloches ermittelten Schlagzahlen eine tendenzielle Zunahme der Lagerungsdichte mit der Tiefe abgeleitet werden. In 54 Fällen, d. h. 66 % aller Versuche in den



---

pleistozänen Kiesen ergab sich eine Schlagzahl  $> 42$ , was auf eine sehr dichte Lagerung schließen lässt. Bei ca. 2/3 dieser Versuche lag die Teststrecke  $\geq 20$  m unter GOF. Schlagzahlen zwischen 25 und 42, was einer dichten Lagerung entspricht, wurden in 17 Fällen, d. h. bei etwa 21 % aller Versuche festgestellt. Davon lag etwa 1/3 der zugehörigen Teststrecken in einer Tiefe  $< 20$  m u. GOF. Schlagzahlen zwischen 8 und 25, was einer mitteldichten Lagerung entspricht, sind in 11 Fällen, d. h. bei etwa 13 % aller Versuche ermittelt worden. Größtenteils fanden diese Versuche in den Bohrungen BK 1-26 bis BK 1-28 in Tiefen zwischen 22,5 und 30,0 m unter GOF sowie in den Bohrungen BK 2-13 bzw. BK 2-16 und BK 2-17 in Tiefen zwischen 15 und 25 m unter GOF statt. Wenn man die Eindringwiderstände in Abhängigkeit von der Tiefenlage betrachtet, so ist im Mittel eine Zunahme von 30 Schlägen im Tiefenbereich 10 – 15 m u. GOF auf ca. 50 Schläge im Tiefenbereich 20 – 25 m u. GOF bis hin zu 80 Schlägen im Tiefenbereich 30 – 35 m u. GOF abzuleiten. Bei den im Bereich des Burgerwaldsees im pleistozänen Kies durchgeführten SPT-Test's wurden im Vergleich zu den übrigen Versuchen im Mittel keine kleineren Eindringwiderstände festgestellt. Hier wurde ausnahmslos eine sehr dichte Lagerung festgestellt.

In den **Zwischenlagen aus Ton/Schluff (Schicht 4.1)** sind lediglich 2 SPT-Tests in den Kernbohrung BK GWM 1-15 und BK 1-16 ausgeführt worden. Bei dem Versuch in der BK 1-15 ist in einer Tiefe von 20 m eine Schlagzahl  $N_{30}$  von 28 und bei dem Versuch in den BK 1-16 in einer Tiefe von 20 m eine Schlagzahl von 9 ermittelt worden. Daraus kann auf eine halbfeste bzw. steife Konsistenz geschlossen werden.

In den im Burgerwaldsee angetroffenen **Auffüllungen (Schicht 5)** sind keine SPT-Test durchgeführt worden.

### 3.2 Bodenmechanische Laborversuche

Zur Ermittlung der bodenmechanischen Eigenschaften wurden an aus den Bohrkernen entnommenen gestörten Bodenproben sowie an separat mittels Ausstechzylinder entnommenen ungestörten Bodenproben bodenmechanische Laborversuche durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Anlage 6 zusammengestellt und ausgewertet worden. Die ausführlichen Laborversuchsberichte sind als Anhang 5 und 6 beigefügt.



### 3.2.1 Wassergehaltsbestimmungen

Insgesamt wurden an 256 entnommenen Bodenproben die natürlichen Wassergehalte nach DIN EN ISO 17 892-1 bestimmt. Die Ergebnisse der Wassergehaltsbestimmungen sind in Anlage 6.1 getrennt nach den vorkommenden Schichten zusammengestellt und mittels Häufigkeitsverteilung veranschaulicht worden.

An 14 Proben aus **bindigen Auffüllungen (Schicht 1.2)** wurden natürliche Wassergehalte zwischen 18,6 und 25,1 % bestimmt. Das arithmetische Mittel aller Werte ergibt sich zu 22,6 %.

Die natürlichen Wassergehalte von 163 Proben aus **Lößlehm/Hochflutlehm (Schicht 2)** streuen zwischen 10,2 und 71,4 % bei einem arithmetischen Mittelwert von 22,8 %. Rund 80 % der Wassergehaltsproben weisen einen Wassergehalt zwischen 18 und 28 % auf. Bei 12 % der Proben wurden Wassergehalte bestimmt, die 17 % und weniger betragen. Dabei weisen die Proben mit niedrigeren Wassergehalten zunehmend rollige Bestandteile auf, was z.T. daran liegt, dass diese überwiegend im Übergangsbereich zu den pleistozänen Sanden und Kiesen liegen. 8 % der Wassergehaltsproben weisen einen Wassergehalt von über 28 % auf, wobei 7 der Proben zwischen 29 und 31 % streuen, was auf tonige bis stark tonige Anteile im Boden zurückzuführen ist. Bei 3 Proben sind stark tonige sowie organische Anteile wahrscheinlich der Grund für einen Wassergehalt von 32 - 36 %. Bei zwei Proben liegt der Wassergehalt mit 41,5 % und 46,9 % stark über dem angegebenen Streuungsbereich, was deutlich auf den organischen Nebenbodenanteil zurückzuführen ist. Mit 71,4 % weist die GP1 der BK GWM 2-7 einen sehr hohen Wassergehalt auf. Diese Probe besteht überwiegend aus Ton mit stark organischen Beimengungen. Zudem befand sich der Bohransatzpunkt in stark durchnässtem Gebiet.

An 12 Bodenproben aus den **pleistozänen Sanden (Schicht 3.1)** wurden die natürlichen Wassergehalte bestimmt. Die Ergebnisse streuen zwischen 8,1 und 30,9 % bei einem arithmetischen Mittelwert von 20,3 %. Aufgrund von bindigen Anteilen liegen die Wassergehalte teils weit über den für Sande typischen Werten.

Die natürlichen Wassergehalte von 4 Proben aus den **pleistozänen Kiesen (Schicht 3.2)** streuen zwischen 21,2 und 28,5 %. Wie auch bei den pleistozänen Sanden sind die Werte aufgrund der bindigen Anteile im Boden gegenüber den für Kiese typischen Werte erhöht.

Die Wassergehalte der insgesamt 60 Proben aus **Zwischenlagen aus Ton / Schluff (Schicht 4.1)** streuen zwischen 0,8 und 61,1 % und weisen einen arithmetischen Mittelwert von 25,8 % auf. Rund



70 % der Proben liegen zwischen 22 und 31 %. Etwa 20 % der Proben weisen einen Wassergehalt von unter 22 % auf, wobei 2 Proben davon sehr niedrige Wassergehalte von 11,2 % und 0,8 % aufweisen. Die vergleichsweise niedrigen Wassergehalte sind meist auf eine Zwischenlage zwischen Sanden und Kiesen sowie enthaltene rollige Anteile zurückzuführen. Weitaus größere Wassergehalte von über 31 % liegen bei den übrigen 11 % der Proben vor. Die hohen Wassergehalte sind auf überwiegend tonige sowie teils stark organische Anteile zurückzuführen. Die zwischen organischen Schichten entnommene Bodenprobe GP7 der BK 1-19 sticht mit 61,1 % besonders hervor und weist hohe organische Bestandteile auf.

Aus den **Organischen Böden (Schicht 4.2)** wurde an 3 Proben Wassergehalte von 115, 139 und 86 % bestimmt. Die hohen Wassergehalte sind auf die organischen Anteile in den Böden zurückzuführen, welche zu Wassergehalten von mehr als 100 % führen können.

### 3.2.2 Bestimmung der Korngrößenverteilungen

An 42 Proben aus dem Lößlehm/Hochflutlehm, 15 Proben aus den pleistozänen Sanden, 34 Proben aus den pleistozänen Kiesen, 22 Proben aus den Zwischenlagen aus Ton / Schluff, 1 Probe aus den nichtbindigen Auffüllungen und 2 Proben aus den bindigen Auffüllungen sowie 1 Proben aus den Auffüllungen im Bürgerwaldsee wurde mittels Sieb- bzw. kombinierten Sieb- und Schlämmanalysen die Korngrößenverteilung nach DIN 18 123 bestimmt. Die zugehörigen Laborprotokolle sind im Anhang 5 und 6 des Gutachtens enthalten.

In Anlage 6.2 wurden die einzelnen Körnungsbänder in 6 Diagrammen getrennt nach den zugehörigen Schichten dargestellt. Die nachfolgende Tabelle liefert für die vorkommenden Schichten einen Überblick zu den Anteilen der einzelnen Kornfraktionen.

Schicht	Bezeichnung	Anzahl Proben	Korngrößen min. / max.				
			Ton < 0,002 mm [%]	Schluff 0,002 - 0,063 mm [%]	Sand 0,063 - 2,0 mm [%]	Kies 2,0 - 63 mm [%]	Steine > 63 mm [%]
[-]	[-]	[-]	[%]	[%]	[%]	[%]	[%]
1.1	Auffüllungen (nichtbindig, z.T. gemischt-körnig)	1	-	2	32	66	- / -



Schicht	Bezeichnung	Anzahl Proben	Korngrößen min. / max.				
			Ton < 0,002 mm [%]	Schluff 0,002 - 0,063 mm [%]	Sand 0,063 - 2,0 mm [%]	Kies 2,0 - 63 mm [%]	Steine > 63 mm [%]
[-]	[-]	[-]					
1.2	Auffüllungen (bindig, z.T. gemischt-körnig)	2	8 / 8,5	77 / 85,5	5,5 / 13	0,5 / 2	- / -
2	Lößlehm/ Hochflutlehm	42	- / 37	39,5 / 91,5 (23) <sup>1)</sup>	1 / 42,5	- / 4 (43,5) <sup>1)</sup>	- / -
3.1	Pleistozäne Sande	15	- / - (bis 10) <sup>2)</sup>	1 / 12 (bis 37) <sup>2)</sup>	37,5 / 88 (30,5) <sup>3)</sup>	- / 26,5 (66,5) <sup>3)</sup>	- / 2
3.2	Pleistozäne Kiese	34	- / -	1 / 8,5	13 / 51 (bis 66) <sup>4)</sup>	46 / 82 (bis 29) <sup>4)</sup>	- / 15
4.1	Zwischenlagen aus Ton / Schluff	22	6,5 / 63	31,5 / 87	2 / 11 (66) <sup>5)</sup>	- / 2,5	- / -
5	Auffüllungen Burgerwaldsee	1	-	25	72,5	2,5	-

1) lokaler Extremwert (lokal eingelagerte Sande und Kiese)

2) lokale Extremwerte (starke bindige / z.T. organische Beimengungen)

3) lokaler Extremwert (stark kiesiger Sand)

4) lokale Extremwerte (stark sandiger Kies)

5) lokaler Extremwert (Übergang zum Sand)

**Tabelle 3.2.2-1:** Zusammenstellung der Korngrößenverteilung

Bei der Probe aus den **nichtbindigen Auffüllungen (Schicht 1.1)** handelt es sich nach der Kornverteilung um stark sandigen Kies mit bindigen Anteilen von < 2 %. Nach DIN 18 196 sind sie der Bodengruppe GI zuzuordnen. Die beiden Proben aus den **bindigen Auffüllungen (Schicht 1.2)** sind nach den Sieblinien als schwach toniger Schluff einzustufen und nach DIN 18 196 der Bodengruppe UL zuzuordnen. Die nichtbindigen Anteilen der Sand- und Kieskornfraktion liegen bei < 15 %. Alle 3 aus den Auffüllungen entnommenen Proben wurden aus dem Altlastenverdachtsfläche im Bereich der BK GWM 3-22 entnommen.

Von den 42 Proben aus dem **Lößlehm/Hochflutlehm (Schicht 2)** sind nach den Kornverteilungen 41 Proben als tonige bis stark tonige sowie sandige bis stark sandige Schluffe einzustufen. Der Feinkornanteil (< 0,063 mm) dieser Proben liegt zwischen 57,5 und 99 %. Demgegenüber liegt der



Grobkornanteil zwischen 1 und 42,5 %. Die Probe UP1 aus der Bohrung BK GWM 1-9 weicht mit einem Kieskornanteil von 43,5 % deutlich von den anderen Proben ab. In diesem Fall handelt es sich um sandigen, schluffigen, schwach tonigen Kies, der im Bereich des Löß- bzw. Hochflutlehms lokal eingeschaltet ist. Die untersuchten Proben sind nach DIN 18 196 überwiegend den Bodengruppen UL bis TL zuzuordnen. Vereinzelt entsprechen die Proben den Bodengruppen TM, TA, ST und OT.

Bei den 15 Proben aus den **pleistozänen Sanden (Schicht 3.1)** handelt es sich nach den Kornverteilungen bei 9 Proben um schwach schluffige bis kiesige Sande mit einem Feinkornanteil ( $< 0,063$  mm) zwischen 1 und 12 % und bei 2 Proben um schluffige bis stark schluffige Sande mit z.T. kiesigen Beimengungen bei einem Feinkornanteil von 33 bis 39 %. 3 weitere Proben sind mit einem Kieskornanteil von bis zu 66,5 % als stark sandiger Kies einzustufen. Weil diese Proben jedoch aus lokalen Kieseinlagerungen innerhalb der pleistozänen Sande oder im Bereich der Schichtgrenzen zwischen pleistozänen Sanden und Kiesen entnommen worden sind, wurden die 3 Proben den pleistozänen Sanden zugeordnet. Die untersuchten Proben der pleistozänen Sande können nach DIN 18 196 überwiegend den Bodengruppen SU bzw. SU\* und SE zugeordnet werden. Vereinzelt entsprechen die Proben mit höherem Kiesanteil den Bodengruppen GU und GI.

Von den 34 Proben aus den **pleistozänen Kiesen (Schicht 3.2)** sind nach den Kornverteilungen 31 Proben als Kiessand einzustufen. Bei den Proben handelt es sich überwiegend um schwach schluffigen, schwach bis stark sandigen Kies. Der Feinkornanteil ( $< 0,063$  mm) liegt dabei zwischen 1 und 8,5 %. Bei den 3 weiteren Proben sind der Sandkornanteil von bis zu 66 % stärker und der Kieskornanteil von z.T. nur 29 % weniger stark vertreten. Damit handelt es sich bei diesen 3 Proben um kiesige Sande, welche allerdings nur lokal oder geringmächtig innerhalb der pleistozänen Kiese eingelagert sind. Die untersuchten Proben der pleistozänen Kiese können nach DIN 18 196 überwiegend den Bodengruppen GW und GI sowie z.T. GU zugeordnet werden. Vereinzelt entsprechen die Proben bei höherem Sandanteil auch den Bodengruppen SE und SI.

Bei den 22 Proben aus den **Zwischenlagen aus Ton / Schluff (Schicht 4.1)** handelt es sich nach den Kornverteilungen überwiegend um schwach bis stark tonige, schwach sandige Schluffe bzw. um schwach schluffigen bis schluffigen Ton. Der Feinkornanteil ( $< 0,063$  mm) dieser Proben liegt zwischen 88 und 99 %. Jeweils eine Probe aus der BK 1-21 bzw. BK GWM 1-24 weicht bei einem geringeren Feinkornanteil von 45 bzw. 65 % ab und ist als stark sandiger, z.T. toniger Schluff einzuordnen. Die entsprechenden Proben wurden aus dem Übergangsbereich von bindigen Zwischenla-



gen zum pleistozänen Sand entnommen. Die untersuchten Proben sind nach DIN 18 196 überwiegend den Bodengruppen TL bis TM zuzuordnen. Daneben treten z.T. auch Böden der Bodengruppen UL und TA sowie bei höheren organischen Bestandteilen auch OU und OT auf.

Die aus der Bohrung BK 2-26 in einer Tiefe von 12 bis 13 m u. GOF entnommene Probe ist den **Auffüllungen im Bürgerwaldsee (Schicht 5)** zuzuordnen. Mit einem Feinkornanteil ( $< 0,063$  mm) von 25 % handelt es sich um einen schluffigen Sand, welcher nach DIN 18 196 in die Bodengruppe SU\* einzustufen ist.

### 3.2.3 Plastizitätsuntersuchungen

Im Rahmen der Erkundungen wurden an 36 aus dem Lößlehm/Hochflutlehm und an 12 aus den Zwischenlagen aus Ton/Schluff entnommenen Proben die Konsistenzgrenzen nach DIN 18 122 bestimmt. Die Ergebnisse der Plastizitätsuntersuchungen sind aus Anlage 6.3 ersichtlich. Die zugehörigen Laborprotokolle sind im Anhang 5 und 6 des Gutachtens enthalten.

Bei 22 der 36 Proben aus dem **Lößlehm/Hochflutlehm (Schicht 2)** wurden überwiegend Fließgrenzen zwischen 20,0 und 51,1 % und Ausrollgrenzen zwischen 13,4 und 26,0 % ermittelt. Bei den anderen beiden Proben mit organischem Anteil lag die Fließgrenze bei 56,0 bzw. 59,3 % und die Ausrollgrenze bei 38,1 bzw. 47,0 %. Mit Plastizitätszahlen zwischen 3,9 und 16,3 % ergibt sich nach dem Plastizitätsdiagramm von Casagrande in 12 Fällen eine Einordnung als leichtplastischer Schluff (UL) und in 14 Fällen eine Einordnung als leichtplastischer Ton (TL). Weitere 4 Proben entsprechen mit Plastizitätszahlen zwischen 11,8 und 28,3 % einem mittelplastischen Ton (TM). In einem weiteren Fall hat die Plastizitätszahl von 33,3 eine Einordnung als ausgeprägt plastischer Ton (TA) zur Folge. Eine Probe liegt mit einer Fließgrenze von 35,1 % und einer Plastizitätszahl von 15,4 % im Übergangsbereich vom leicht- zum mittelplastischen Ton (TL-TM). Zwei weitere Proben entsprechen mit Plastizitätszahlen von 5,0 bzw. 5,3 einem Sand-Ton-Gemisch (ST). Die beiden Proben mit organischen Beimengungen sind mit einer Plastizitätszahl von 12,3 bzw. 18,0 % als Tone mit organischen Beimengungen (OT) einzustufen.

Die Konsistenzzahlen der Proben aus dem Lößlehm/Hochflutlehm liegen zwischen 0,1 und 1,57. Gemäß DIN 18122 ist die Zustandsform in 2 Fällen als breiig, in 6 Fällen als weich, in 11 Fällen als steif, in 3 Fällen als halbfest und in 2 Fällen als fest anzusprechen.



Bei 12 der 16 Proben aus den **Zwischenlagen aus Ton/Schluff (Schicht 4.1)** wurden überwiegend Fließgrenzen zwischen 27,9 und 49,9 % und Ausrollgrenzen zwischen 18,1 und 26,4 % ermittelt. 4 weitere Proben, von denen zwei organische Bestandteile beinhalten, wiesen eine Fließgrenze von 66,3 bis 74,2 % und eine Ausrollgrenze von 22,7 bis 36,7 % auf. Mit Plastizitätszahlen zwischen 5,5 und 17,6 % ergibt sich nach dem Plastizitätsdiagramm von Casagrande in 2 Fällen eine Einordnung als leichtplastischer Schluff (UL), in 3 Fällen eine Einordnung als leichtplastischer Ton (TL) und in einem Fall eine Einordnung als leicht plastischer Schluff bis leicht plastischer Ton (UL-TL). Weitere 6 Proben entsprechen mit Plastizitätszahlen zwischen 17,6 und 24,1 % einem mittelplastischen Ton (TM). In 2 weiteren Fällen haben die Plastizitätszahlen von 31,5 bzw. 49,4 eine Einordnung als ausgeprägt plastischer Ton (TA) zur Folge. Die beiden Proben mit organischen Beimengungen sind mit einer Plastizitätszahl von 37,2 bzw. 37,5 % als Tone mit organischen Beimengungen (OT) einzustufen.

Die Konsistenzzahlen der Proben aus den Zwischenlagen auf Ton/Schluff liegen zwischen 0,1 und 1,4. Gemäß DIN 18122 ist die Zustandsform in 3 Fällen als breiig, in 7 Fällen als weich, in 4 Fällen steif und in je einem Fall als halbfest bzw. fest anzusprechen.

Zur qualitativen Beurteilung des **Verklebungspotentials** bindiger Böden beim Schildvortrieb kann das modifizierte Bewertungsdiagramm nach HOLLMANN & THEWES herangezogen ([U 11], [U 12]) werden. Danach weisen bindige Böden mit einer Plastizitätszahl ab 10 % und einer Konsistenzzahl zwischen 0,6 und 0,7 sowie ab 1,5 ein mittleres Verklebungspotential auf. Bei steifen und halbfesten Böden mit Plastizitätszahlen > 20 % ist ein hohes Verklebungspotential vorhanden. Die Bewertung der entlang der geplanten Trasse angetroffenen Lößlehme/Hochflutlehme (Schicht 2) und der Zwischenlagen aus Ton/Schluff (Schicht 4.1) ergibt, dass die weichen bis halbfesten bindigen Böden zu einem Großteil ein mittleres bis hohes Verklebungspotential aufweisen (s. Anlage 6.3).

### 3.2.4 Bestimmung des Glühverlustes

Zur Ermittlung des Anteils der organischen Beimengungen wurden an 3 Proben aus dem Lößlehm/Hochflutlehm, an 6 Proben aus den Zwischenlagen aus Ton/Schluff und an 9 Proben aus den organischen Böden der Glühverlust nach DIN 18 128 bestimmt. Die Ergebnisse der Bestimmungen des Glühverlustes sind aus Anlage 6.4 ersichtlich. Die zugehörigen Laborprotokolle sind in Anhang 5 des Gutachtens enthalten. Die nachfolgende Tabelle gibt einen Überblick zu den festgestellten Streubreiten.



Schichtbezeichnung [-]	Anzahl Proben [-]	Glühverlust $v_{GI}$		
		von [%]	bis [%]	Mittelwert [%]
Lößlehm/Hochflutlehm (Schicht 2)	3	5,5	7,3	6,1
Zwischenlagen aus Ton/Schluff (Schicht 4.1)	6	5,4	16,2	8,6
Organische Böden (Schicht 4.2)	9	9,3	49,0	29,7

**Tabelle 3.2.4-1:** Übersicht Glühverluste

An den 3 Proben aus dem **Lößlehm/Hochflutlehm (Schicht 2)** wurden Glühverluste in Höhe von 5,5 bis 7,3 % ermittelt, was den Bodengruppen OU-OT entspricht.

Bei 5 der 6 Proben aus den **Zwischenlagen aus Ton/Schluff (Schicht 4.1)** handelt es sich bei Glühverlusten zwischen 5,4 und 8,4 % um Böden der Bodengruppe OU-OT. Bei einer weiteren Probe wurde ein Glühverlust von 16,2 % festgestellt, welcher normalerweise zur Einstufung als organischer Boden führt. Da es sich bei der Probe allerdings um einen stark schluffigen Sand bzw. stark sandigen Schluff mit organischen Beimengungen handelt, wurde diese den Zwischenlagen aus Ton/Schluff zugeordnet.

Bei 8 der 9 Proben aus den **organischen Böden (Schicht 4.2)** wurden Glühverluste zwischen 20,7 und 49,0 % ermittelt. Hierbei handelt es sich bei 2 Proben um Böden der Bodengruppe HN und bei 6 Proben um Böden der Bodengruppe HZ. Eine weitere Probe kann bei einem Glühverlust von 9,3 % der Bodengruppe OT zugeordnet werden. Angesichts des geringeren Glühverlustes handelt es sich demnach um einen bindigen Boden mit organischen Beimengungen. Aufgrund des Übergangs zwischen Ton und Torf im Entnahmebereich der Probe wurde diese allerdings den organischen Böden zugeordnet.

### 3.2.5 Dichtebestimmung

Im Rahmen des Laborprogramms wurde an 23 Proben aus dem Lößlehm/Hochflutlehm sowie an 2 Proben aus den Zwischenlagen aus Ton/Schluff die Dichten nach DIN EN ISO 17892-2 bestimmt. Aus den übrigen nichtbindigen Schichten konnten die für die Dichtebestimmung erforderlichen un-



gestörten Proben nicht entnommen werden. Die einzelnen Ergebnisse sind aus Anlage 6.5 ersichtlich. Die zugehörigen Laborprotokolle sind in Anhang 5 des Gutachtens enthalten. Die nachfolgende Tabelle gibt einen Überblick zu den festgestellten Streubreiten.

Schichtbezeichnung [-]	Anzahl Proben [-]	Feuchtdichte		
		von [g/cm <sup>3</sup> ]	bis [g/cm <sup>3</sup> ]	Mittelwert [g/cm <sup>3</sup> ]
Lößlehm/Hochflutlehm (Schicht 2)	23	1,850	2,178	1,987
Zwischenlagen aus Ton/Schluff (Schicht 4.1)	2	1,909	2,045	1,977

**Tabelle 3.2.5-1:** Übersicht Dichten

Bei den 23 Proben aus **Lößlehm/Hochflutlehm (Schicht 2)** streuen die Feuchtdichten zwischen 1,850 und 2.178 g/cm<sup>3</sup> bei einem Mittelwert von 1,941 g/cm<sup>3</sup>.

Die an 2 Proben aus den **Zwischenlagen aus Ton/Schluff (Schicht 4.1)** bestimmte Feuchtdichten liegen bei 1,909 bzw. 2,045 g/cm<sup>3</sup>. Der arithmetische Mittelwert ergibt sich zu 1,977 g/cm<sup>3</sup>.

### 3.2.6 Bestimmung des Kalkgehaltes

Zur Ermittlung des Kalkgehaltes wurden an 9 Proben aus dem Lößlehm/Hochflutlehm, an 2 Proben aus den Zwischenlagen aus Ton/Schluff und an jeweils 3 Proben aus den pleistozänen Sanden bzw. den pleistozänen Kiesen der Kalkgehalt nach DIN 18 129 bestimmt. Die Ergebnisse der Bestimmungen des Kalkgehaltes sind aus Anlage 6.6 ersichtlich. Die zugehörigen Laborprotokolle sind in Anhang 5 des Gutachtens enthalten. Die nachfolgende Tabelle gibt einen Überblick zu den festgestellten Streubreiten.

Schichtbezeichnung [-]	Anzahl Proben [-]	Kalkgehalt		
		von [%]	bis [%]	Mittelwert [%]
Lößlehm/Hochflutlehm (Schicht 2)	9	2,5	26,8	17,1
Zwischenlagen aus Ton/Schluff (Schicht 4.1)	2	17,1	27,8	22,5
Pleistozäne Sande (Schicht 3.1)	3	0,3	7,8	2,8



Schichtbezeichnung [-]	Anzahl Proben [-]	Kalkgehalt		
		von [%]	bis [%]	Mittelwert [%]
Pleistozäne Kiese (Schicht 3.2)	3	0,3	0,5	0,4

**Tabelle 3.2.6-1:** Ergebnisse der Kalkgehaltsbestimmungen

Bei den 9 Proben aus **Lößlehm/Hochflutlehm (Schicht 2)** liegt der Kalkgehalt zwischen 2,5 und 26,8 % bei einem Mittelwert von 17,1 %. Mit ca. 77 % liegt der Großteil der Kalkgehalte zwischen ca. 13 und 27 %.

Die an 2 Proben aus den **Zwischenlagen aus Ton/Schluff (Schicht 4.1)** ermittelten Kalkgehalte liegen bei 17,1 bzw. 27,8 %. Dies entspricht einem arithmetischen Mittelwert von 22,5 %.

Die an den 3 Proben aus den **pleistozänen Sanden (Schicht 3.1)** ermittelte Kalkgehalte liegen in 2 Fällen bei 0,3 bzw. 0,4 % und in einem Fall bei 7,8 %. Der relativ hohe Kalkgehalt von 7,8 % resultiert aus den höheren bindigen Anteilen der entsprechenden Probe.

Bei den 3 Proben aus den **pleistozänen Kiesen (Schicht 3.2)** liegt der Kalkgehalt zwischen 0,3 und 0,5 % bei einem Mittelwert von 0,4 %.

### 3.2.7 Direkte Scherversuche

An insgesamt 5 entnommenen ungestörten Proben aus dem Lößlehm/Hochflutlehm (Schicht 2) und einer Probe aus den Zwischenlagen aus Ton/Schluff (Schicht 4.1) wurden direkte Scherversuche nach DIN 18 137 im Rahmenschergerät durchgeführt. Für die übrigen Schichten konnten entsprechende Untersuchungen nicht ausgeführt werden, weil die Entnahme von ungestörten Proben aus den nichtbindigen Böden nicht möglich war. Die Versuchsergebnisse sind aus Anlage 6.7 ersichtlich. Die zugehörigen Laborprotokolle sind in Anhang 6 des Gutachtens enthalten. Die aus den Versuchsergebnissen ermittelten Werte für den Reibungswinkel und die Kohäsion sind in der nachfolgenden Tabelle zusammengestellt

Bohrung	Proben-Nr.	Tiefe [m u GOF]	Schicht	Reibungswinkel $\phi$ [°]	Kohäsion c [kN/m <sup>2</sup> ]
BK 1-3	UP1	2,00 – 2,25	Lößlehm/Hochflutlehm	26,2	42,7



Bohrung	Proben-Nr.	Tiefe [m u GOF]	Schicht	Reibungswinkel $\varphi$ [°]	Kohäsion c [kN/m <sup>2</sup> ]
BK 1-5	UP1	2,55 – 2,80	Lößlehm/Hochflutlehm	31,4	11,7
BK 1-8	UP2	2,75 – 3,00	Lößlehm/Hochflutlehm	33,9	15,4
BK GWM 1-9	UP2	3,45 – 3,70	Lößlehm/Hochflutlehm	37,1	6,0
BK 1-14	UP1	3,00 – 3,30	Lößlehm/Hochflutlehm	33,5	11,1
BK 1-18	UP5	16,35 – 16,60	Zwischenlagen aus Ton/Schluff	40,1	2,6
BK 1-20	UP4	11,75 – 12,00	Lößlehm/Hochflutlehm	37,5	0
BK 1-20	UP4	13,75 – 14,00	Lößlehm/Hochflutlehm	35,6	16,2
BK 1-24	UP1	6,10 – 6,35	Lößlehm/Hochflutlehm	35,6	16,2
BK 1-25	UP2	8,40 – 8,65	Lößlehm/Hochflutlehm	34,6	7,0
BK 3-14	UP1	1,30 – 1,50	Lößlehm/Hochflutlehm	32,9	25,6

**Tabelle 3.2.7-1:** Ergebnisse der direkten Scherversuche

An den 10 Proben aus dem **Lößlehm/Hochflutlehm (Schicht 2)** wurden mit lediglich einer Ausnahme Reibungswinkel zwischen 31,4 und 37,5 ° ermittelt. Die dazugehörigen Werte für die Kohäsion lagen zwischen 0 und 25,6 kN/m<sup>2</sup>. Bei einer Probe aus der BK 1-3 war der ermittelte Reibungswinkel mit 26,2 ° kleiner, was allerdings mit einer deutlich höheren Kohäsion von 42,7 kN/m<sup>2</sup> einherging.

An einer Probe aus den **Zwischenlagen aus Ton/Schluff (Schicht 4.1)** wurde ein Reibungswinkel von 40,1 ° sowie eine Kohäsion von 2,6 kN/m<sup>2</sup> ermittelt.

Die an den ausschließlich bindigen Böden ermittelten Reibungswinkel von über 30 ° sind erfahrungsgemäß deutlich zu hoch und liegen eher in der Größenordnung von nichtbindigen Böden. Zugleich fallen die für die Kohäsion ermittelten Werte überwiegend sehr gering aus. Eine Ursache für diese nicht plausiblen Ergebnisse ist die computergestützte Auswertung der Schergeraden. Im Zuge der Kennwertermittlung wurden die Ergebnisse der Scherversuche daher vor dem Hintergrund der vorstehenden Einschätzung bewertet und zur Festlegung der charakteristischen Kennwerte entsprechend abgemindert ( $\varphi$ ) bzw. erhöht ( $c$ ).



### 3.2.8 Proctorversuche

An 5 aus den entnommenen Proben aus den pleistozänen Sanden, an 15 entnommenen Proben aus den pleistozänen Kiesen sowie an einer Probe aus den nichtbindigen Auffüllungen wurden Proctorversuche nach DIN 18127-P Y ( $\varnothing = 150$  mm) durchgeführt. Die Versuchsauswertungen sind als Anlage 6.8 beigefügt. Die zugehörigen Laborprotokolle sind in Anhang 5 des Gutachtens enthalten. Die festgestellten Streubreiten der Proctordichten und der zugehörigen optimalen Einbauwassergehalte sind aus der nachfolgenden Tabelle ersichtlich.

Boden	Anzahl Proben	Proctordichte $\rho_{pr}$ (100 %) [g/cm <sup>3</sup> ]	Optimaler Wassergehalt $w_{Pr}$ [%]
Auffüllungen (nichtbindig)	1	2,081	8,0
Pleistozäne Sande	5	1,775 – 2,028	5,7 – 14,2
Pleistozäne Kiese	15	1,981 – 2,206	3,3 – 9,6

**Tabelle 3.2.8-1:** Übersicht Ergebnisse Proctorversuche

Bei der aus den **nichtbindigen Auffüllungen (Schicht 1.1)** entnommenen Probe wurde eine Proctordichte  $\rho_{Pr}$  (100 %) von 2,081 g/cm<sup>3</sup> bei einem optimalen Wassergehalte  $w_{Pr}$  von 8 % ermittelt.

An den 5 Proben aus den **pleistozänen Sanden (Schicht 3.1)** sind Proctordichten  $\rho_{Pr}$  (100 %) von 1,775 bis 2,028 g/cm<sup>3</sup> bei dazugehörigen optimalen Wassergehalten  $w_{Pr}$  von 5,7 bis 14,2 % bestimmt worden.

Für die 15 Proben aus den **pleistozänen Kiesen (Schicht 3.2)** wurden Proctordichten  $\rho_{Pr}$  (100 %) zwischen 1,981 und 2,206 g/cm<sup>3</sup> bei dazugehörigen optimalen Wassergehalten  $w_{Pr}$  von 3,3 bis 9,6 % ermittelt.

Die an den pleistozänen Sanden und Kiesen ermittelten optimalen Wassergehalte sind teilweise nach unserer Erfahrung relativ gering. Üblicherweise sind bei vergleichbaren nichtbindigen Böden höhere Werte zu erwarten. Zur Abklärung sind im Zuge der weiteren Erkundungen weiterführende Untersuchungen durchzuführen.



### 3.2.9 Punktlastversuche

Im Rahmen der Erkundung wurden an 22 Steinproben aus den Bohrkernen der pleistozänen Kiese (Schicht 3.2) insgesamt 97 Punktlastversuche nach Empfehlung Nr. 5 (2010) des DGGT, AK 3.3, durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Anlage 6.9 zusammengestellt. Zur Ermittlung der einaxialen Druckfestigkeit sind die Punktlastindizes nach BROOK (1985) einer Größenkorrektur unterzogen und danach mit dem Faktor 24 (nach ISRM, 1985) multipliziert worden. Die nachfolgende Tabelle gibt einen Überblick zur Streubreite der mittels Punktlastversuch ermittelten Druckfestigkeiten.

Schicht / Gestein [-]		Anzahl Versuche [-]	Einaxiale Druckfestigkeit nach ISRM		
			von [MN/m <sup>2</sup> ]	bis [MN/m <sup>2</sup> ]	Mittelwert [MN/m <sup>2</sup> ]
Pleistozäne Kiese	Jaspis	3	197,8	302,4	260,5
	Gneis	5	15,1	26,1	22,0
	Dolomit	3	31,3	279,2	131,3
	Sandstein	25	2,7	390,5	75,4
	Quarzit	24	55,0	458,4	181,7
	Granit	37	2,1	433,7	168,4

**Tabelle 3.2.9-1:** Übersicht Ergebnisse der Punktlastversuche

Die für die Kernprobe aus **Jaspis** errechneten Druckfestigkeiten streuen zwischen 197,8 und 302,4 MN/m<sup>2</sup> bei einem arithmetischen Mittel von 260,5 MN/m<sup>2</sup>. Bei der Kernprobe aus **Gneis** liegen die Druckfestigkeiten zwischen 15,1 und 26,1 MN/m<sup>2</sup> mit einem Mittelwert von 22,0 MN/m<sup>2</sup> und bei der Kernprobe aus **Dolomit** zwischen 31,3 und 279,2 MN/m<sup>2</sup> bei einem arithmetischen Mittel von 131,3 MN/m<sup>2</sup>. Für die 4 Kernproben aus **Sandstein** streuen die errechneten Druckfestigkeiten zwischen 2,7 und 390,5 MN/m<sup>2</sup> mit einem Mittelwert von 75,4 MN/m<sup>2</sup>. Bei den 6 Kernproben aus **Quarzit** wurden Druckfestigkeiten zwischen 55,0 und 458,4 MN/m<sup>2</sup> bei einem arithmetischen Mittel von 181,7 MN/m<sup>2</sup> ermittelt. Die Druckfestigkeiten der 9 Kernproben aus **Granit** bewegen sich in einem Bereich von 2,1 und 433,7 MN/m<sup>2</sup> bei einem arithmetischen Mittel von 168,4 MN/m<sup>2</sup>.

Insgesamt sind die Bandbreite der für die verschiedenen Gesteinsarten ermittelten Druckfestigkeiten sehr groß und die unteren und oberen Werte teilweise untypisch für die entsprechenden Gesteine. Die teilweise deutlich zu kleinen Werte dürften darauf zurückzuführen sein, dass die Steine durch Verwitterung im und Transport aus dem alpinen Raum vorgeschädigt sind und nicht einem frischen



Fels entsprechen. Andererseits ist hinsichtlich der Höchstwerte zu berücksichtigen, dass der Punktlastversuch infolge der vergleichsweise geringen Probengröße erfahrungsgemäß oft größere Werte liefert als der einaxiale Druckversuch.

### 3.2.10 Abrasivitätsuntersuchungen (LCPC)

Im Rahmen der Erkundungen wurden an 2 Proben aus den pleistozänen Sanden und an 8 Proben aus den pleistozänen Kiesen mittels LCPC Abrasivitäts-Tests gemäß NF P 18-579 die Koeffizienten für Abrieb und Brechbarkeit ermittelt. Die Untersuchungsergebnisse sind der Anlage 6.10 zu entnehmen. Die zugehörigen Laborprotokolle sind in Anhang 6 des Gutachtens enthalten. Die nachfolgende Tabelle gibt einen Überblick zu den festgestellten Streubreiten.

Schichtbezeichnung	Anzahl Proben	Abrieb [g/t]		Klassifizierung nach Käsling / Thuro
		von	bis	
Pleistozäne Sande	2	811	947	stark abrasiv
Pleistozäne Kiese	9	862	1.289	stark bis extrem abrasiv

**Tabelle 3.2.10-1:** Übersicht Ergebnisse der Abrasivitätsuntersuchungen (LCPC)

Die beiden aus den **pleistozänen Sanden (Schicht 3.1)** entnommenen Proben sind gemäß Käsling/Thuro bei einem Abrieb zwischen 811 und 947 g/t als stark abrasiv einzustufen.

Die 9 untersuchten Proben aus den **pleistozänen Kiesen (Schicht 3.2)** sind bei einem Abrieb zwischen 862 und 1.289 g/t in 8 Fällen als stark abrasiv und in einem Fall als extrem abrasiv zu klassifizieren.

## 3.3 Umwelttechnische Untersuchungen

### 3.3.1 Chemische Analytik (VwV)

Für die umwelttechnische Beurteilung der anfallenden Ausbruch- und Aushubmassen wurden 51 Bodenproben aus den Bohrkernen entnommen und nach der Verwaltungsvorschrift des Umweltministeriums für die Verwertung von als Abfall eingestuftem Bodenmaterial (VwV) [U 10] untersucht.



Die Analyseergebnisse wurden in Anlage 7.1 zusammengestellt und bewertet. Die detaillierten Analyseergebnisse sind in Anhang 7 des Gutachtens enthalten. Die nachfolgende Tabelle gibt einen Überblick bzgl. der Zuordnung zu den Einbauklassen.

Schichtbezeichnung	Anzahl Proben	Anzahl Einstufung nach VwV			
		Z 0	Z 1.1	Z 1.2	Z 2
Auffüllungen (nichtbindig) (Schicht 1.1)	8	2	1	2	3
Auffüllungen (bindig) (Schicht 1.2)	3	3	-	-	-
Lößlehm/Hochflutlehm (Schicht 2)	10	7	2	1	-
Pleistozäne Sande (Schicht 3.1)	11	6	5	-	-
Pleistozäne Kiese (Schicht 3.2)	12	9	2	1	-
Zwischenlagen aus Ton / Schluff (Schicht 4.1)	4	2	-	2	-
Auffüllungen Burgerwaldsee (Schicht 5)	3	2	1		

**Tabelle 3.3.1-1:** Klassifizierung der Mischproben nach den Ergebnissen der chemischen Analytik

Von den 8 untersuchten Proben aus den **nichtbindigen Auffüllungen (Schicht 1.1)** waren 2 Proben bei sämtlichen Parametern unauffällig und wurden der Einbauklasse Z 0 zugeordnet. Bei einer Probe wurde ein erhöhter Gehalt an Chrom (ges.) mit 90 mg/kg im Feststoff ermittelt, so dass hier die Qualitätsstufe Z 1.1 erreicht wird. Bei 2 weiteren Proben sind erhöhte Gehalte an PAK<sub>16</sub> mit 6 mg/kg im Feststoff bzw. an Arsen mit 20 µg/l im Eluat für die Einstufung maßgeblich. Daraus ergibt sich die Einbauklasse Z 1.2. Bei den 3 verbleibenden Proben sind bei einer Probe aus der BK 1-3 zwischen 0,4 und 0,5 m u. GOF erhöhte Gehalte an PCB<sub>6</sub> mit 0,21 mg/kg und PAK<sub>16</sub> mit 12 mg/kg ermittelt worden. Das Material stammt vermutlich aus dem Aufbau des angrenzenden Wirtschaftswegs. Bei einer weiteren der 3 Proben wurde Zink mit 462 mg/kg, PAK<sub>16</sub> mit 26 mg/kg und Benzo(a)pyren mit 2,9 mg/kg festgestellt. Die Probe wurde aus der BK 1-23 zwischen 0 und 1,0 m u. GOF aus dem Bereich des Güterbahnhofs entnommen. Bei der letzten der 3 Proben waren die ermittelten Gehalte an Kohlenwasserstoff (C10 – C40) mit 680 mg/kg im Feststoff maßgeblich. Die Probe entstammt der BK 3-17 aus einer Tiefe zwischen 0 und 0,2 m u. GOF, welche im Bereich eines Autobahn-Parkplatzes abgeteuft wurde. Alle 3 Proben wurden aufgrund der überschrittenen Grenzwerte in die Einbauklasse Z 2 eingestuft.



Die 3 untersuchten Proben aus den **bindigen Auffüllungen (Schicht 1.2)** waren bei sämtlichen Parametern unauffällig, so dass hier eine Einstufung in die Einbauklasse Z 0 erfolgt. Die unauffälligen Parameter der untersuchten Probe aus der BK-GWM 3-22 sind zunächst mit Vorbehalt zu bewerten, da aufgrund der auffälligen Färbung des Bohrguts eine Belastung vermutet wird. Weitere chemische Untersuchungen im Bereich der Altlastenverdachtsfläche sind im Zuge weiterer Erkundungen durchzuführenden, um die Ergebnisse zu bestätigen oder ggf. zu widerlegen. Eine mögliche chemische Belastung des Bodens im Bereich dieser Altlastenverdachtsfläche bleibt daher zunächst bestehen.

Von den 10 untersuchten Proben aus dem **Lößlehm/Hochflutlehm (Schicht 2)** waren 7 Proben bei sämtlichen Parametern unauffällig und entsprechen damit der Qualitätsstufe Z 0. 2 weitere Proben wiesen im Feststoff eine erhöhte Belastung mit Schwermetallen (Nickel 25 bzw. 28 mg/kg, Quecksilber 0,12 mg/kg und Zink 71 mg/kg) auf. Daraus ergibt sich bei beiden Proben eine Einstufung in die Konfigurationsklasse Z 1.1. Eine weitere Probe ergibt bei einem erhöhten Gehalt an Cyanid (ges.) von 10 µg/l im Eluat eine Zuordnung in die Einbauklasse Z 1.2.

Von den 11 untersuchten Proben aus den **pleistozänen Sanden (Schicht 3.1)** waren 6 Proben bei sämtlichen Parametern unauffällig und entsprechen damit der Qualitätsstufe Z 0. Bei den 5 weiteren Proben wurden erhöhte Schwermetallbelastungen im Feststoff (Arsen 11 bzw. 12 mg/kg und Nickel 24 mg/kg) ermittelt. Daraus ergibt sich bei allen 5 Proben eine Einstufung in die Einbauklasse Z 1.1.

Von den 12 untersuchten Proben aus den **pleistozänen Kiesen (Schicht 3.2)** waren 9 Proben bei sämtlichen Parametern unauffällig und entsprechen damit der Qualitätsstufe Z 0. Bei 2 Proben wurden erhöhte Arsengehalte im Feststoff 18 bzw. 19 mg/kg festgestellt, was zu einer Zuordnung in die Konfigurationsklasse Z 1.1 führt. Eine weitere Probe entspricht aufgrund eines erhöhten PCB<sub>6</sub>-Gehaltes mit 0,16 mg/kg der Einbauklasse Z 2.

Von den 4 untersuchten Proben aus den **Zwischenlagen aus Ton / Schluff (Schicht 4.1)** wurden bei einer Probe ein erhöhter Sulfatgehalt mit 76 mg/l und bei einer Probe ein erhöhter Sulfatgehalt mit 94 mg/l sowie eine erhöhte elektrische Leitfähigkeit von 339 µS/cm im Eluat festgestellt. Daraus ergibt sich bei beiden Proben eine Zuordnung in die Einbauklasse Z 1.2. Zwei weitere Probe war insgesamt unauffällig und wurde der Einbauklasse Z 0 zugeordnet.

Von den 3 untersuchten Proben aus den **Auffüllungen im Burgerwaldsee (Schicht 5)** wurden bei einer Probe ein erhöhter Nickelgehalt von 17 mg/kg festgestellt. Damit ergibt sich bei dieser Probe



eine Zuordnung in die Einbauklasse Z 1.1. Die beiden anderen Proben waren insgesamt unauffällig und wurden der Einbauklasse Z 0 zugeordnet.

### 3.3.2 PFC-Analytik

Im Rahmen der Baugrunderkundungen wurden bei Bohrungen im Bereich von landwirtschaftlichen Nutzflächen aus dem Bohrgut der obersten Lage (bis max. 0,7 m unter GOF) für Schadstoffuntersuchungen Proben entnommen. Insgesamt 18 Bodenproben sind auf polyfluorierte Verbindungen (PFC) untersucht worden. Dabei handelt es sich um persistente organische Schadstoffe, welche in der Natur nur sehr schwer abgebaut werden können.

Die detaillierten Analyseergebnisse sind in Anhang 8 des Gutachtens enthalten. Entsprechend der in Anlage 7.3 zusammengestellten Analyseergebnisse konnte in keiner Probe PFC nachgewiesen werden. Danach ist ein entsprechender Schadstoffeintrag in den untersuchten Bereichen unwahrscheinlich.

## 4. KENNWERTE UND EIGENSCHAFTEN

### 4.1 Klassifizierung für bautechnische Zwecke

Grundlage der nachfolgenden Klassifizierung der anstehenden Bodenschichten sind die Ergebnisse der Baugrunderkundungen und der durchgeführten Feld- und Laborversuche sowie Erfahrungen von vergleichbaren Baumaßnahmen.

Schicht-Nr.	Bodenart	Klassifizierung nach DIN 18 196	Klassifizierung nach DIN 18 300 <sup>1)</sup>	Klassifizierung nach DIN 18 301 <sup>1)</sup>	Frostempfindlichkeit <sup>2)</sup>	Verdichtbarkeit <sup>3)</sup>
1.1	Auffüllungen (nichtbindig, z.T. gemischtkörnig)	A [SW, SE, SI, SU, GW, GE, GI, GU, X]	3 – 5 <sup>5)</sup>	BN 1 – BN 2 (BS 1 – BS 3)	F1 – F2	V1 – V2
1.2	Auffüllungen (bindig, z.T. gemischtkörnig)	A [UL, TL, SU, SU*, GU, GU*]	3 – 4, (2) <sup>4)</sup>	BB 2 – BB 3	F3	V2 – V3



Schicht-Nr.	Bodenart	Klassifizierung nach DIN 18 196	Klassifizierung nach DIN 18 300 <sup>1)</sup>	Klassifizierung nach DIN 18 301 <sup>1)</sup>	Frostempfindlichkeit <sup>2)</sup>	Verdichtbarkeit <sup>3)</sup>
2	Lößlehm/Hochflutlehm	UL, UM, TL, TM, SU, SU*, GU, GU*, OU, OT	4, tlw. 5, (2) <sup>4)</sup>	BB 2 – BB 3	F3	V2 – V3
3.1	Pleistozäne Sande	SW, SE, SI, SU, X, z.T. OH	3 – 5 <sup>5)</sup>	BN 1 – 2 (BS 1 – BS 3)	F1 – F2	V1 – V2
3.2	Pleistozäne Kiese	GW, GE, GI, GU, X, z.T. OH	3 – 5 <sup>5)</sup>	BN 1 – 2 (BS 1 – BS 3)	F1 – F2	V1- V2
4.1	Zwischenlagen aus Schluff, Ton, z.T. organische Beimengungen	UL, UM, TL, TM, OU, OT	3 – 5, (2) <sup>4)</sup>	BB 2 – BB 3 (BO 1)	F3	V3
4.2	Organische Böden (Humus, Torf)	HN, HZ, OU, OT	3 – 4, tlw. 2 <sup>4)</sup>	BO 1 – BO 2	F3	V3
5	Auffüllungen Burgerwaldsee	SU*, SU	2 - 4	BN 1 – 2	F1 – F2	V1- V2

1) gemäß DIN 18 300:2012-09

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

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

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

5) Je nach Steinanteil (große Steine / Blöcke, in Auffüllungen auch Schutt, Altbebauungsreste), i.d.R. 3 – 5, jedoch durch Steinanteil Einstufung bis Kl. 7 nach DIN 18 300 möglich

#### **Tabelle 4.1-1: Bodenklassifizierung**

Die Angabe der Bodenklassen der Tabelle 4.1-1 nach der zurückgezogenen DIN 18 300 ff. (Ausgabe 2012) erfolgt informativ. Nach aktuell gültiger DIN 18 300 ff. (Ausgabe 2016) ist Boden und Fels in Homogenbereiche einzuteilen. Bei der Festlegung der Homogenbereiche sind die einsetzbaren Bauverfahren und Baugeräte zu berücksichtigen. Die im Kap. 4.3 folgende Beschreibung der Homogenbereiche gilt vorläufig und ist im Zuge der weiteren Planung fortzuschreiben.

#### **4.2 Bodenkennwerte**

Ausgehend von den Ergebnissen der Baugrunderkundungen und von umfangreichen Erfahrungen mit den im Projektgebiet anstehenden Böden wurden die in Tabelle 4.2-1 zusammengestellten cha-



Charakteristischen Bodenkennwerte sowie die in Klammern stehenden Schwankungsbereiche mit unteren und oberen Werten angeben. Die Werte gelten für mindestens mitteldicht gelagerte bzw. mindestens steife bis halbfeste Böden, sofern nicht anders angegeben.

Schicht Nr.	Bezeichnung	Wichte feuchter Boden	Wichte unter Auftrieb	Reibungswinkel	Kohäsion	Undrainierte Kohäsion	Steifemodul
		$\gamma_k$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_k'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\varphi_k'$ [°]	$c_k'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$c_{u,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$E_{s,k}^{1)}$ [MN/m <sup>2</sup> ]
1.1	Auffüllungen (nichtbindig, z.T. gemischtkörnig)	19 (18 – 20)	10 (10 – 12)	30 (30 – 32,5)	0	0	40 (30 – 50)
1.2	Auffüllungen (bindig, z.T. gemischtkörnig)	19,5 (18 – 20)	10 (8 – 10,5)	27,5 (25 – 30)	10 (10 – 20)	20 (10 – 50)	10 (5 – 20)
2	Lößlehm/Hochflutlehm	20 (18 – 21)	10,5 (9 – 11)	25 (22,5 – 27,5)	5 (5 – 10)	30 (20 – 50)	5 (3 – 15)
3.1	Pleistozäne Sande	20 (19 – 21)	10,5 (10 – 11,5)	32,5 (30 – 35)	0	0	50 (40 – 80)
3.2	Pleistozäne Kiese	20 (19 – 21)	10,5 (10 – 11,5)	37,5 (35 – 40)	0	0	80 (60 – 120)
4.1	Zwischenlagen aus Schluff, Ton, z.T. organische Beimengungen	20,5 (18 – 20)	10,5 (9 – 11)	22,5 (20 – 25)	10 (10 – 20)	30 (20 – 50)	10 (5 – 15)
4.2	Organische Böden (Humus, Torf)	16 (15 – 19) 11 <sup>2)</sup> (10 – 12) <sup>2)</sup>	6 (5 – 9) 1 <sup>2)</sup> (0,5 – 2) <sup>2)</sup>	17,5 (12,5 – 20)	5 (2 – 10) 0 <sup>2)</sup>	10 (5 – 20) 0 <sup>2)</sup>	1 (0,5 – 2) 0,5 <sup>2)</sup> (0 – 7) <sup>3)</sup>
5	Auffüllungen Burgerwaldsee	18 (17 – 19)	9 (8 – 10)	30 (27,5 – 32,5)	0	0	20 (5 – 40)

1) Charakteristischer Rechenwert für Laststeigerungsbereich 0 bis 300 kN/m<sup>2</sup> (Erstbelastung)

2) Werte für Torf

**Tabelle 4.2-1:** Übersicht Bodenkennwerte

Hinsichtlich der Durchlässigkeitsbeiwerte ( $k_f$ -Werte) der Böden wird auf die Tabelle 2.3-1 verwiesen.



## **4.3 Homogenbereiche**

### **4.3.1 Allgemeines**

Boden und Fels ist gemäß den Normen der VOB/C (Ausgabe 2016) in Homogenbereiche einzuteilen, die für die Ausschreibung verwendet werden sollen. Ein Homogenbereich ist dabei ein begrenzter Bereich, bestehend aus einzelnen oder mehreren Bodenschichten, 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, soweit dazu Ergebnisse vorliegen.

Die Homogenbereiche und die angegebenen Eigenschaften beschreiben den Zustand des Bodens 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 des Bodens 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.**

### **4.3.2 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 (ca. 10 – 30 to) ausgeführt wird, der Boden zumindest zum Teil auf der Baustelle zwischengelagert wird und vor Ort wieder eingebaut und verdichtet wird. Daher berücksichtigen die Homogenbereiche sowohl das Lösen als auch den Wiedereinbau und die Verdichtung. Sollte ein Wiedereinbau nicht vorgesehen sein, können die Homogenbereiche weiter zusammengefasst werden. In der nachfolgenden Tabelle 4.3.2-1 werden 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	Erd-B	Erd-C
Schicht Nr.	1.1, 1.2, 2, 4.1, 4.2	3.1, 3.2, 5	4.2
ortsübliche Bezeichnung	Auffüllungen, Lößlehm/Hochflutlehm, bindige Zwischenlagen	Pleistozäne Sande und Kiese, Auffüllungen Burgerwaldsee	Organische Böden (Zwischenlagen)
Bodenart, Korngrößenverteilung	weitgestuft bis intermittierend	enggestuft bis weitge- stuft, intermittierend	weitgestuft bis intermittierend
Massenanteil Steine [%] Blöcke [%] große Blöcke [%]	< 40 < 20 < 10	< 40 < 20 < 10	< 10 < 5 < 5
natürliche Dichte [g/cm <sup>3</sup> ]	1,6 – 2,2	1,7 – 2,3	1,5 – 2,0
undrainierte Scherfestig- keit c <sub>u</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	< 150	< 20	< 100
Wassergehalt w <sub>n</sub> [%]	5 – 45	5 – 30	5 – 200
Plastizität I <sub>p</sub> <sup>1)</sup>	leicht bis ausgeprägt plastisch	-	leicht bis mittel- plastisch
Konsistenz I <sub>c</sub> <sup>1)</sup>	weich – halbfest	-	breiig – steif
bezogene Lagerungs- dichte I <sub>D</sub> <sup>1)</sup>	locker bis dicht	locker – sehr dicht	-
organischer Anteil v <sub>gl</sub> <sup>1)</sup>	nicht bis schwach organisch	nicht bis schwach organisch	schwach bis stark organisch
Bodengruppe	(A[...]), SW, SI, GW, GI, SU, SU*, GU, GU*, UL, UM, TL, TM, OU, OT, X	SW, SE, SI, GW, GE, GI, SU, SU*, GU, OH, X	OU, OT, HN, HZ

1) Begriffe nach DIN EN ISO 14 688-2

**Tabelle 4.3.2-1:** Homogenbereiche gemäß DIN 18 300 für Erdarbeiten in Boden

### 4.3.3 DIN 18 301 Bohrarbeiten

Im Hinblick auf Bohrarbeiten zur Herstellung des Baugrubenverbaus sowie für Rückverankerungen werden die zugehörigen Eigenschaften der Homogenbereiche in der nachfolgenden Tabelle 4.3.3-1 beschrieben.

Eigenschaft / Kennwert	Homogenbereiche	
	Bohr-A	Bohr-B
Schicht Nr.	1.2, 2, 4.1, 4.2	1.1, 3.1, 3.2, 5



Eigenschaft / Kennwert	Homogenbereiche	
	Bohr-A	Bohr-B
ortsübliche Bezeichnung	Bindige Auffüllungen, Lößlehm/Hochflutlehm, bindige und organogene / organische Zwischenlagen	Nichtbindige Auffüllungen, Pleistozäne Sande und Kiese, Auffüllungen Burgerwaldsee
Bodenart, Korngrößenverteilung	weitgestuft bis intermittierend	enggestuft bis weitgestuft, intermittierend
Massenanteil		
Steine [%]	< 20	< 40
Blöcke [%]	< 10	< 20
große Blöcke [%]	< 5	< 10
Kohäsion $c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	< 100	< 10
undrainierte Scherfestigkeit $c_u$ [kN/m <sup>2</sup> ]	< 150	< 20
Wassergehalt $w_n$ [%]	10 – 200	5 – 30
Plastizität $I_P^{1)}$	leicht bis ausgeprägt plastisch	-
Konsistenz $I_C^{1)}$	weich – halbfest	-
bezogene Lagerungsdichte $I_D^{1)}$	locker bis dicht	locker – sehr dicht
Abrasivität LCPC <sup>2)</sup>	nicht abrasiv bis abrasiv	abrasiv bis extrem abrasiv
Bodengruppe	(A[...]), SW, SI, GW, GI, SU, SU*, GU, GU*, UL, UM, TL, TM, OU, OT, HN, HZ, X	SW, SE, SI, GW, GE, GI, SU, SU*, GU, OH, X

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 4.3.3-1:** Homogenbereiche gemäß DIN 18 301 für Bohrarbeiten in Boden

#### 4.3.4 DIN 18 303 Verbauarbeiten

Für die Festlegung der Homogenbereiche für Verbauarbeiten (DIN 18 303) wird von der oberflächennahen Herstellung eines Bohrträgerverbau in nicht wasserführenden Schichten ausgegangen. In der nachfolgenden Tabelle 4.3.4-1 werden die Zuordnung der in diesem Gutachten angegebenen geologischen Schichten zu Homogenbereichen für Verbauarbeiten sowie die zusammengefassten Eigenschaften der Homogenbereiche angegeben.



Eigenschaft / Kennwert	Homogenbereiche	
	Verbau-A	Verbau-B
Schicht Nr.	1.1, 1.2, 2, 4.1, 4.2	3.1, 3.2, 5
ortsübliche Bezeichnung	Auffüllungen, Lößlehm/Hochflutlehm, bindige Zwischenlagen	Pleistozäne Sande und Kiese, Auffüllungen Burgerwaldsee
Bodenart, Korngrößenverteilung	weitgestuft bis intermittierend	enggestuft bis weitgestuft, intermittierend
Massenanteil		
Steine [%]	< 40	< 40
Blöcke [%]	< 20	< 20
große Blöcke [%]	< 10	< 10
natürliche Dichte [g/cm <sup>3</sup> ]	1,6 – 2,2	1,7 – 2,3
undrainierte Scherfestigkeit $c_u$ [kN/m <sup>2</sup> ]	< 150	< 20
Wassergehalt $w_n$ [%]	5 – 45	5 – 30
Plastizität $I_p^{1)}$	leicht bis ausgeprägt plastisch	-
Konsistenz $I_c^{1)}$	weich – halbfest	-
bezogene Lagerungsdichte $I_D^{1)}$	locker bis dicht	locker – sehr dicht
organischer Anteil $v_{gl}^{1)}$	nicht bis schwach organisch	nicht bis schwach organisch
Bodengruppe	(A[...]), SW, SI, GW, GI, SU, SU*, GU, GU*, UL, UM, TL, TM, OU, OT, X	SW, SE, SI, GW, GE, GI, SU, SU*, GU, OH, X

1) Begriffe nach DIN EN ISO 14 688-2

**Tabelle 4.3.4-1:** Homogenbereiche gemäß DIN 18 303 für Verbauarbeiten in Boden

#### 4.3.5 DIN 18 304 Ramm- / Rüttel- und Pressarbeiten

Bei der Festlegung der Homogenbereiche wurde davon ausgegangen, dass mäklergeführte schwere Schlagrammen eingesetzt werden. Für leichte Anbaugeräte an den Hydraulikarm eines Baggers (z.B. bei gleisgebundenen Arbeiten an ein 2-Wege-Gerät) verschlechtert sich die Rammbarkeit von halbfesten bindigen Böden sowie von dicht und sehr dicht gelagerten nichtbindigen Böden. Für diesen Fall wäre bei den Homogenbereichen entsprechend weiter zu differenzieren.

In der nachfolgenden Tabelle 4.3.5-1 werden die Zuordnung der in diesem Gutachten angegebenen geologischen Schichten zu Homogenbereichen für Ramm-, Rüttel- und Pressarbeiten sowie die zusammengefassten Eigenschaften der Homogenbereiche angegeben.



Eigenschaft / Kennwert	Homogenbereiche	
	Ramm-A	Ramm-B
Schicht Nr.	1.1, 1.2, 2, 4.1, 4.2	3.1, 3.2, 5
ortsübliche Bezeichnung	Auffüllungen, Lößlehm/Hochflutlehm, bindige und organogene / organische Zwischenlagen	Pleistozäne Sande und Kiese, Auffüllungen Burgerwaldsee
Bodenart, Korngrößenverteilung	weitgestuft bis intermittierend	enggestuft bis weitgestuft, intermittierend
Massenanteil		
Steine [%]	< 40	< 40
Blöcke [%]	< 20	< 20
große Blöcke [%]	< 10	< 10
Wassergehalt $w_n$ [%]	5 – 200	5 – 30
Plastizität $I_p^{1)}$	leicht bis ausgeprägt plastisch	-
Konsistenz $I_c^{1)}$	weich – halbfest	-
bezogene Lagerungsdichte $I_D^{1)}$	locker bis dicht	locker – sehr dicht
Abrasivität LCPC <sup>2)</sup>	nicht abrasiv bis abrasiv	abrasiv bis extrem abrasiv
Bodengruppe	(A[...]), SW, SI, GW, GI, SU, SU*, GU, GU*, UL, UM, TL, TM, OU, OT, HN, HZ, X	SW, SE, SI, GW, GE, GI, SU, SU*, GU, OH, X

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 4.3.5-1:** Homogenbereiche gemäß DIN 18 304 für Ramm-/Rüttel-/Pressarbeiten in Boden

#### 4.3.6 DIN 18 312 Untertagebauarbeiten

Im Hinblick auf Untertagebauarbeiten werden die zugehörigen Eigenschaften der Homogenbereiche in der nachfolgenden Tabelle 4.3.6-1 beschrieben.

Eigenschaft / Kennwert	Homogenbereiche	
	Tunnel-A	Tunnel-B
Schicht Nr.	2, 4.1, 4.2	3.1, 3.2
ortsübliche Bezeichnung	Lößlehm/Hochflutlehm, bindige Zwischenlagen, Organische Böden	Pleistozäne Sande und Kiese
Bodenart, Korngrößenverteilung	weitgestuft bis intermittierend	enggestuft bis weitgestuft, intermittierend



Eigenschaft / Kennwert	Homogenbereiche	
	Tunnel-A	Tunnel-B
Massenanteil Steine [%]	< 20	< 40
Blöcke [%]	< 10	< 20
große Blöcke [%]	< 5	< 10
Mineralogische Zusammensetzung der Steine und Blöcke	wird im Rahmen der nächsten Erkundungsphase untersucht	wird im Rahmen der nächsten Erkundungsphase untersucht
natürliche Dichte [g/cm <sup>3</sup> ]	1,5 – 2,2	1,8 – 2,3
Kohäsion c' [kN/m <sup>2</sup> ]	< 100	< 10
undrainierte Scherfestigkeit c <sub>u</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	< 150	< 20
Sensitivität	4	4
Wassergehalt w <sub>n</sub> [%]	10 – 200	5 – 30
Plastizität I <sub>p</sub> <sup>1)</sup>	leicht bis ausgeprägt plastisch	-
Konsistenz I <sub>c</sub> <sup>1)</sup>	weich – halbfest	-
bezogene Lagerungsdichte I <sub>D</sub> <sup>1)</sup>	-	locker – sehr dicht
organischer Anteil v <sub>gl</sub> <sup>1)</sup>	nicht bis stark organisch	< 2 %
Abrasivität LCPC <sup>2)</sup>	nicht abrasiv bis abrasiv	abrasiv bis extrem abrasiv
Bodengruppe	SU, SU*, GU, GU*, UL, UM, TL, TM, OU, OT, HN, HZ, X	SW, SE, SI, GW, GE, GI, SU, GU, OH, X

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 4.3.6-1:** Homogenbereiche gemäß DIN 18 312 für Untertagebauarbeiten in Boden

#### 4.3.7 DIN 18 320 Landschaftsbauarbeiten

Oberboden ist nach DIN 18 320 als eigener Homogenbereich auszuweisen. Der Oberboden ist vor Beginn der Arbeiten abzuschleifen und zur Rekultivierung zu verwenden.

Eigenschaft / Kennwert	Homogenbereiche
	Oberboden
Bodengruppe nach DIN 18 196	OU / OH
ortsübliche Bezeichnung	Mutterboden
Bodengruppe nach DIN 18 915	1



Eigenschaft / Kennwert	Homogenbereiche	
	Oberboden	
Massenanteil		
Steine [%]		< 10
Blöcke [%]		< 5
große Blöcke [%]		< 5

**Tabelle 4.3.7-1:** Homogenbereiche gemäß DIN 18 320 für Oberboden

## 5. GEOTECHNISCHE FOLGERUNGEN UND EMPFEHLUNGEN

### 5.1 Regelanforderungen an Oberbau und Unterbau des Bahnkörpers

Der geplante Streckenabschnitt befindet sich gemäß RIL 836 im Frosteinwirkungsgebiet I. Für die Neubaustrecke Strecke 4280 sind nach RIL 836 die Randbedingungen für einen **Neubau** mit Schotteroberbau bei einer Entwurfsgeschwindigkeit  $v_e = 160$  km/h zugrunde zu legen. Für die Ausbaustrecke (Strecke 4000) sind nach RIL 836 die Randbedingungen für einen **Neubau** mit Schotteroberbau bei einer Entwurfsgeschwindigkeit  $v_e = 250$  km/h ( $v > 230$  km/h) zugrunde zu legen.

Die Streckenabschnitte befinden sich im **Frosteinwirkungsgebiet I**. Für den Neubau sind die Kriterien in der Ril 836.4101, A01 und A02 spezifiziert. Der **abzusichernde Tragbereich unter Schienenoberkante** ist in Ril 836.4101A01 für Neubau definiert. Bei Geschwindigkeiten  $v_e > 80$  bis 160 km/h beträgt der abzusichernde Tragbereich 2,0 m. Bei  $v_e > 230$  km/h sind 3,0 m unter Schienenoberkante abzusichern. Anforderungen an den Unterbau und den Schutzschichtaufbau sind nach Ril 836.4101 in der Tabelle 5.1-1 zusammengestellt.

Streckengeschwindigkeit $v > 80$ bis 160 km/h	Anforderungen bei Neubaustrecke 4280 (Neubau)
Abzusichernder Tragbereiche	2,0 m unter Schienenoberkante
OFTS/OKTS	$E_{v2} / E_{vd}$ [MN/m <sup>2</sup> ]: 100 / 45
Planum	$E_{v2} / E_{vd}$ [MN/m <sup>2</sup> ]: 45 / 30; $D_{Pr} \geq 0,97$ (GW, GI, GE, SW, SI, SE, GU, GT, SU, ST, OK) bzw. $D_{Pr} \geq 0,95$ und $n_A \leq 12$ % (GU*, GT*, SU*, ST*, U, T) bis Damm- sohle
Mindestdicke der (Frost-) Schutzschicht, Zone I	$d = 35$ cm (40 cm bei F3-Material)



Streckengeschwindigkeit $v > 230$ km/h	Anforderungen bei Ausbaustrecke 4000 (Verbesserung / Erneuerung)
Abzusichernder Tragbereiche	3,0 m unter Schienenoberkante
OFTS/OKTS	$E_{v2} / E_{vd}$ [MN/m <sup>2</sup> ]: 120 / 50
Planum	$E_{v2} / E_{vd}$ [MN/m <sup>2</sup> ]: 80 / 40; $D_{Pr} \geq 100$ (GW, GI, GE, SW, SI, SE, GU, GT, SU, ST, OK) bzw. $D_{Pr} \geq 0,97$ und $n_A \leq 12$ % (GU*, GT*, SU*, ST*, U, T) $D_{Pr} \geq 0,98$ bzw. 97, $n_A \leq 12$ % unterhalb des Tragbereichs
Minstdicke der (Frost-) Schutzschicht, Zone I	$d = 25$ cm (30 cm bei F3-Material)

**Tabelle 5.1-1:** Regelanforderungen Tragschichtsystem nach Ril 836.4101

**Schutzschichten** sind bei Neubaustrecken als Regel vorzusehen und entsprechend Ril 836.4101A06 trenn- und filterstabil gegen anliegende Schichten (bei Schotteroberbau auch gegen den Schotter) auszubilden. Bei Verwendung von Korngemisch KG 1 bzw. KG 2 kann der Nachweis der Filterstabilität gegenüber dem Schotter entfallen (Ril 836.4101(3)).

Nach Ril 836.4104 (3) muss das Baustoff-/Korngemisch KG 1 für schwach durchlässige Schutzschichten die Anforderungen nach DBS 918 062 einhalten. Für durchlässige (Planums-) Schutzschichten gelten je nach Regelausbildung gemäß Ril 836.4101 Anhang A02 die Ausführungsbestimmungen für Kies- und Schottertragschichten (ZTV SoB-StB 2.3 mit Ergänzungen in o.g. Modul) bzw. Frostschutzschichten (ZTV SoB-StB 2.2 mit Ergänzungen in o.g. Modul).

**Erdbauwerke für den Unterbau unter Gleisen** sind nach Ril 836.4101 3.1 (4) so herzustellen, dass die obenstehenden Regelanforderungen an den abzusichernden Tragbereich, an die Dichte (Verdichtungsgrad bzw. Lagerungsdichte bzw. Konsistenz) und an den Verformungsmodul bzw. vergleichbare Anforderungen erfüllt werden.

Für die Streckenabschnitte innerhalb der vorhandenen Wasserschutzgebiete (s. a. Kap. 2.4) gelten die Anforderungen nach Ril 836.0509 als Mindestanforderungen. In der Schutzzone III ist jegliches planmäßige Versickern des von Verkehrsflächen abfließenden Wassers unzulässig. Als Schutzmaßnahmen sind eine versiegelnde Schutzschicht und weitgehend dichte Entwässerungsleitungen vorzusehen. Das gefasste Wasser ist schnellstmöglich aus der Schutzzone abzuleiten. Es dürfen nur Baustoffe verwendet werden, in denen keine auswaschbaren grundwasserbeeinträchtigenden Bestandteile enthalten sind (z. B. kein Recyclingmaterial als Dammbaustoff).



## 5.2 Einschnitte und Dämme

Für geplante Böschungen bei der Herstellung von **Dämmen oder Einschnitten** sind die in der RIL 836.4102A01, Bild 1 angegebenen Regelneigungen zu berücksichtigen, soweit die statischen Untersuchungen keine flacheren Neigungen ergeben. In der nachfolgenden Tabelle 5.2-1 sind die Regelneigungen gemäß RIL zusammengestellt.

Bodenart		Bodengruppe nach DIN 18 196	Böschungshöhe [m]	Regelneigung
grobkörnige Bodenarten	weit gestufte und intermittierend gestufte Kiese	GW, GI	0 - 12	1 : 1,5
	eng gestufte Kiese, intermittierend gestufte und weit gestufte Sande	GE, SW, SI	0 - 12	1 : 1,7
	eng gestufte Sande	SE	12	1 : 2,0
gemischt- und feinkörnige Bodenarten	schluffige / tonige und stark schluffige / tonige Kiese	GU, GU*, GT, GT*	0 - 6 6 - 9	1 : 1,6 1 : 1,8
	schluffige / tonige und stark schluffige / tonige Sande	SU, SU*, ST, ST*	9 - 12	1 : 2,0

**Tabelle 5.2-1:** Regelneigungen bei Dammböschungen nach RIL 836.4102A01, Bild 1

Als **Dammbaustoffe** dürfen nur geeignete, verdichtungsfähige Böden (siehe Ril 836.4103) verwendet werden. Die Eignung der Schüttstoffe und hinreichende Scherparameter sind nachzuweisen. Die einzelnen Schichten von Schüttstoffen sowie der Untergrund müssen gegeneinander filterstabil sein. Es sollten Probeschüttungen durchgeführt werden und die einzubringende Lagendicke und der Verdichtungsumfang jeweils in Abhängigkeit von der Bodenart festgelegt werden. Die Herstellung von Dämmen ab 6 m mit stärker zusammendrückbaren Böden im Kernbereich bedarf der unternehmensinternen Genehmigung bzw. der Zulassung im Einzelfall (UiG/ZiE). Für den Fall, dass eine qualifizierte Bodenverbesserung dieser Böden geplant wird, ist keine UiG/ZiE erforderlich.

Bei Anschüttungen und Hinterfüllungen sind die zwischen bestehenden Dämmen und Neuschüttungen (z.B. für die Verbreiterungen und die Sanierungen der Dämme) möglichen Setzungsunterschiede zu beachten. Bei **Anschüttungen** an einen **vorhandenen Erdkörper** sind grundsätzlich Abtreppungen herzustellen. Die Stufen sollen ca. 60 cm hoch sein und eine nach außen gerichtete



Neigung von etwa 5 % aufweisen. Auch im Bereich des Untergrundplanums sollen Abtreppungen ausgeführt werden, wenn die Neigung mehr als ca. 10 % beträgt.

Grundsätzlich sind Kiese der Bodengruppe GW im Baufeld vorhanden und können entsprechend zum Aufbau der Dämme bzw. Böschungen verwendet werden. Neben den Kiesen der Bodengruppe GW wurden auch Kiese mit einem Feinkornanteil zwischen 5 und 15 % erkundet. Dabei handelt es sich um Kiese der Bodengruppe GU, welche gemäß RIL 836.4102A01 zum Aufbau von Böschungen mit einer Regelneigung von 1:1,6 verwendet werden dürfen. Bei Einschnitten in natürlich anstehenden Böden sind die Regelneigungen gemäß RIL 836.6402A01, Bild 1 zu berücksichtigen. Sofern steilere Böschungsneigungen erforderlich sind, können diese gemäß RIL 836.4102A01-2(2) in Abstimmung mit dem Gutachter ausgeführt werden, wenn die Standsicherheit nachgewiesen werden kann.

Im Bereich der Einschnittsböschungen von Rtb-km 139,855 bis Rtb-km 140,555 liegen die Böschungshöhen gemäß [U 30] zwischen 1,30 und 10,45 m über OK Bahnseitengraben. Im Bereich der Ausbaustrecke von ABS-km 152,400 bis ABS-km 152,600 betragen die Böschungshöhen der Einschnitte bis zu 0,96 m [U 30]. In beiden Bereichen stehen oberflächennah die bindigen Böden des Lößlehms/Hochflutlehm (Schicht 2) an. Daher können gemäß RIL 836.4102A01 (Bild 1) in der Planung für diese Bereiche die in den Tabellen 5.1-2 und 5.1-3 angegebenen Regelneigungen zugrunde gelegt werden.

<b>Rtb-km</b>	<b>Böschungshöhe [m]</b>	<b>Schicht / Bodenart</b>	<b>Bodengruppe nach DIN 18196</b>	<b>Regelneigung gemäß Ril 836.4102A01 (Bild 1)</b>
139,855	4,70	Schicht 2 / Lößlehm/Hochflutlehm	UL, TL	1 : 1,6
139,905	5,75	Schicht 2 / Lößlehm/Hochflutlehm	UL, TL	1 : 1,6
139,955	6,60	Schicht 2 / Lößlehm/Hochflutlehm	UL, TL	1 : 1,8
140,005	7,10	Schicht 2 / Lößlehm/Hochflutlehm	UL, TL	1 : 1,8
140,055	7,25	Schicht 2 / Lößlehm/Hochflutlehm	UL, TL	1 : 1,8
140,105	7,65	Schicht 2 / Lößlehm/Hochflutlehm	UL, TL	1 : 1,8
140,155	9,40	Schicht 2 / Lößlehm/Hochflutlehm	UL, TL	1 : 2,0
140,205	10,20	Schicht 2 / Lößlehm/Hochflutlehm	UL, TL	1 : 2,0



Rtb-km	Böschungshöhe [m]	Schicht / Bodenart	Bodengruppe nach DIN 18196	Regelneigung gemäß Ril 836.4102A01 (Bild 1)
140,255	10,45	Schicht 2 / Lößlehm/Hochflutlehm	UL, TL	1 : 2,0
140,305	10,45	Schicht 2 / Lößlehm/Hochflutlehm	UL, TL	1 : 2,0
140,355	9,90	Schicht 2 / Lößlehm/Hochflutlehm	UL, TL	1 : 2,0
140,405	9,40	Schicht 2 / Lößlehm/Hochflutlehm	UL, TL	1 : 2,0
140,455	6,00	Schicht 2 / Lößlehm/Hochflutlehm	UL, TL, SU, SU*	1 : 1,8
140,505	2,90	Schicht 2 / Lößlehm/Hochflutlehm	UL, TL, SU, SU*	1 : 1,6
140,555	1,30	Schicht 2 / Lößlehm/Hochflutlehm	UL, TL, SU, SU*	1 : 1,6

**Tabelle 5.1-2:** Regelneigung für Böschungen von Rtb-km 139,855 bis 140,555 nach Ril 836.4102

Rtb-km	Böschungshöhe [m]	Schicht / Bodenart	Bodengruppe nach DIN 18196	Regelneigung gemäß Ril 836.4102A01 (Bild 1)
152,400	0,80 (r.d.B.) 0,96 (l.d.B.)	Schicht 2 / Lößlehm/Hochflutlehm	UL, TL	1 : 1,6
152,500	0,67 (r.d.B.) 0,85 (l.d.B.)	Schicht 2 / Lößlehm/Hochflutlehm	UL, TL	1 : 1,6
152,600	0,40 (r.d.B.) 0,00 (l.d.B.)	Schicht 2 / Lößlehm/Hochflutlehm	UL, TL	1 : 1,8

**Tabelle 5.1-3:** Regelneigung für Böschungen von ABS-km 152,400 bis 152,600 nach Ril 836.4102

Aufgrund von möglichen hohen Grundwasserständen ist auf Höhe der Dammsohle ggf. eine kapillarbrechende Schicht zum Schutz gegen aufsteigendes Grundwasser vorzusehen. Die Mächtigkeit des Sohlfilters sollte dann mindestens 0,5 m betragen und ist durch ein Geotextil (Trennvlies) von den Deckschichten zu trennen. Sofern der Damm planmäßig aus nichtbindigen Schüttstoffen aufgebaut wird, kann eine Filterschicht entfallen.



Zum **Erosionsschutz** sollte bei sämtlichen Böschungsflächen eine sofortige Anspritzbegrünung vorgesehen werden, da Oberboden bei Böschungsneigungen von 1:1,5 aufgrund unzureichender Verwurzelung häufig abrutscht.

### 5.3 Planum

Im überwiegenden Teil der freien Strecke stehen im Untergrund F2 und F3-Böden (Schicht 1.1, 1.2 und 3) an. In einigen Bereichen werden die Tragfähigkeitsanforderungen an den Unterbau mit diesen Böden vermutlich erreicht, sodass für den Regelaufbau in diesen Fällen oft das Frostsicherheitskriterium Schicht 2 Lößlehm/Hochflutlehm maßgebend ist. Um auf dem gesamten Streckenabschnitt einen einheitlichen Aufbau (PSS / FSS) herzustellen, wird nachfolgender frostsicherer Regelaufbau empfohlen.

#### **frostsicherer Regelaufbau Neubaustrecke 4280 – $v_e = 160$ km/h:**

- 0,20 m Schienenaufleger;
- 0,30 m Betonschwelle (Annahme);
- 0,30 m Schotter unter Schienenaufleger;
- 0,40 m Schutzschicht (PSS) aus KG 1 gemäß DBS 918062, ggf. mit Geotextil

#### **frostsicherer Regelaufbau Ausbaustrecke 4000 – $v_e = 250$ km/h:**

- 0,20 m Schienenaufleger;
- 0,30 m Betonschwelle (Annahme);
- 0,30 m Schotter unter Schienenaufleger;
- 0,25 m Schutzschicht (PSS) aus KG 1 gemäß DBS 918062, ggf. mit Geotextil

Da sowohl die genaue Baugrundbeschaffenheit im Bereich der geplanten Neubaustrecke (Strecke 4280) außerhalb der Trog- und Tunnelabschnitte als auch der bestehende Streckenaufbau entlang der vorgesehenen Ausbaustrecke (Strecke 4000) noch nicht im erforderlichen Umfang erkundet wurden (Baugrundaufschlüsse im Rahmen der Lärmsanierung [U 6] sind nicht ausreichend), gilt der o.g. Regelaufbau beider Streckentypen zunächst vorläufig. Erst wenn die Aufschlüsse entlang der Gleichachsen der vorgesehenen Strecken flächendeckend vorliegen, können Aussagen zum tatsächlich erforderlichen Streckenaufbau getroffen werden. Aufgrund der zu erwartenden Verhältnisse



sind zumindest abschnittsweise Zusatzmaßnahmen zum Regelaufbau (z.B. Bodenaustausch) zu erwarten.

Für die **Herstellung des Unterbaus** können grundsätzlich die im Baufeld vorhandenen Kiese (GW/GU, entspricht F1-/ F2-Boden) verwendet werden. Sofern bereits ab der GOF weiche bindige Böden (Lößlehm/Hochflutlehm (Schicht 2)) anstehenden, ist im Vorfeld der Herstellung des Bahndamms der Abtrag des Oberbodens bzw. der obersten ca. 0,5 m mächtigen Lage erforderlich (**Bodenaustausch**). Direkt im Anschluss daran ist zur Stabilisierung des Untergrundplanums das Einarbeiten von Schroppen (Körnung ca. 50 – 150 mm) mit einer Mächtigkeit von ca. 0,2 m notwendig. Der abgetragene Boden ist durch Bodenaustauschmaterial bzw. mit dem für die Dammschüttung vorgesehenen Material zu ersetzen. Weiterhin ist zur Gewährleistung der Filterstabilität zwischen dem Untergrundplanum und dem Bodenaustauschmaterial bzw. der Dammschüttung ein Geotextil (Vlies) einzubauen.

Weil ein im Kies vorhandener Feinkornteil zwischen 5 und 15 % (GU) nicht auszuschließen ist, kann eine ausreichende **Durchlässigkeit des Dammkörpers** nicht grundsätzlich gewährleistet werden. Aufgrund dessen empfehlen wir, die PSS als unterste Lage des Oberbaus mit KG1-Material auszuführen. Dadurch kann das Niederschlagswasser auf der PSS seitlich zur Dammböschung hin abgeführt werden und in die seitlich des Dammkörpers vorgesehenen Versickerungs- und Verdunstungsmulden abgeführt werden.

Darüber hinaus wird bei allen Bahndämmen entlang der Neubaustrecke eine **temporäre Überhöhung der Dammschüttung** (Unterbau) von ca. 1 m empfohlen, um auftretende Setzungen des anschließend herzustellenden Oberbaus (0,9 m) vorwegzunehmen. Der überhöhte Unterbau sollte mindestens 3 Monate vor Herstellung des Oberbaus hergestellt werden.

Im Hinblick auf den Umbau bzw. die Erhöhung des Bahndamms der Ausbaustrecke ist (im Zuge der folgenden 2. Erkundungsphase) mindestens eine steife Konsistenz bzw. eine mittlere Lagerungsdichte der anstehenden Böden im Druckbereich bis zur Tiefe des abzusichernden Tragbereiches nachzuweisen. Hierzu empfehlen wir im Vorfeld der Maßnahmen zur Ermittlung der Konsistenz bzw. Lagerungsdichte Rammsondierungen durchzuführen. Sofern der Nachweis nicht erfüllt wird, sind entsprechende Maßnahmen zu ergreifen (Bodenaustausch, qualifizierte Bodenverbesserung etc.).

Sofern im Bereich der Neubaustrecke zur Bodenverbesserung anstelle eines Bodenaustauschs eine **qualifizierte Bodenverbesserung** im abzusichernden Tragbereich vorgesehen wird, ist eine Eignungsprüfung der anstehenden Böden vor Baubeginn erforderlich. Die für die weiteren Planungen



verbindlichen Bindemittel- und Wassergehalte werden im Ergebnis von Eignungsuntersuchungen ermittelt. Die Qualitätsanforderungen an die qualifizierte Bodenverbesserung sind in Ril 836.4101A07 spezifiziert.

Als Erdbaustoff zum Aufbau der bindemittelstabilisierten Tragschichten sind gemäß DIN18 196 alle grobkörnigen und gemischtkörnigen Bodengruppen und die feinkörnigen Bodengruppen UL, UM, TL und TM geeignet. Diese Böden stehen grundsätzlich im Baufeld an. Nicht eingesetzt werden dürfen feinkörnige Böden der Bodengruppe UA und TA sowie alle organischen Böden (Erdbaustoffe mit Glühverlust größer 5 %).

Die zu verwendenden (hydraulischen) Bindemittel müssen den Anforderungen der ZTVE-StB 09 Kap. 12.3.2 entsprechen.

Für alle zum Einsatz vorgesehenen Erdbaustoffe sind Eignungsuntersuchungen auszuführen. Die Eignungsuntersuchungen gelten nur für das jeweils getestete Bindemittel. Eine Änderung des Bindemittels erfordert eine neue Eignungsprüfung. Die Eignungsuntersuchungen für qualifizierte Bodenverbesserung sind nach TP BF- StB B 11.5 auszuführen. Für die obere, frostsichere Tragschicht (Bodenverfestigung) ist zusätzlich dazu nach TP BF- StB B 11.1 zu prüfen.

Die Prüfungen des Einbauergebnisses sind gemäß ZTVE-StB 09 Kap. 14.5 durchzuführen. Zusätzlich ist der Nachweis zu erbringen, dass die geforderten Druckfestigkeiten mit und ohne Wasserlagerung auch nach dem Einbau vor Ort erreicht werden. Es dürfen in der obersten Lage der stabilisierten Bereiche keine Schwindrisse auftreten (Vermeidung von Wassereintritt).

## **5.4 Kunstbauwerke**

### **5.4.1 Grundsätzliche Gründungsmöglichkeiten**

Gemäß den vorliegenden Planunterlagen [U 19] sind für die im Projektgebiet geplanten Trog- und Kreuzungsbauwerke sowohl Flach- und Plattengründungen als auch Tiefgründungen vorgesehen. Nachfolgend werden zunächst grundsätzliche Hinweise zu den aus der Gründungsarten resultierenden Anforderungen gegeben.



Sofern bei der Planung von **Flachgründungen** auf Gründungsniveau nicht ausreichend tragfähige bzw. setzungsempfindliche bindige Böden angetroffen werden, kann zur Gewährleistung der Nachweise der Gebrauchstauglichkeit ein Bodenaustausch mit gut abgestuftem und verdichtungsfähigem Material durchgeführt werden. Falls nur unwesentlich tiefer unterhalb der bindigen Böden tragfähige Schichten anstehen, sind die bindigen Böden bis zu diesen auszuheben und durch entsprechendes Bodenaustauschmaterial zu ersetzen. Sofern ein Bodenaustausch grundsätzlich unzureichend oder unwirtschaftlich erscheint, wird eine Tiefgründung mittels Bohrpfählen empfohlen.

**Plattengründungen** im Bereich von bindigen Böden sind möglich, sofern die Last des Bauwerks kleiner ist als die Entlastung durch den vorherigen Aushub. Ansonsten ist ein Bodenaustausch mit gut abgestuftem und verdichtungsfähigem Material durchzuführen.

Bei Flach- und Plattengründungen innerhalb der pleistozänen Sande oder Kiese (Schicht 3.1 bzw. 3.2) sind bei ausreichender Verdichtung voraussichtlich keine Zusatzmaßnahmen erforderlich.

Eine **Tiefgründung** ist erforderlich, sofern mit Zusatzmaßnahmen, wie beispielsweise einem Bodenaustausch, keine ausreichend tragfähigen Gründungsverhältnisse geschaffen werden können und tragfähige Schichten erst in größeren Tiefen anstehen.

Vor der Herstellung der jeweiligen Bauwerke sind die **Baugrubensohlen** nach EC 7, Teil 1, Abs. 4.3 durch den jeweils beauftragten Baugrundgutachter abzunehmen. Bei Abweichungen der angetroffenen Bodenverhältnisse von den in diesem Bericht beschriebenen ist der jeweils beauftragte Baugrundgutachter umgehend zu benachrichtigen.

#### 5.4.2 Gründungsempfehlung

Für als **Einzel- oder Streifenfundament** vorgesehene Gründungselemente sowie für Kranfundamente können für Vorentwurfszwecke die in Tabelle 5.4.2-1 angegebenen Bemessungswerte des Sohlwiderstandes  $\sigma_{R,d}$  unter Berücksichtigung des Wasserstandes in Höhe der Gründungssohle angesetzt werden. Bei den Berechnungen zur Ermittlung des Bemessungswerts des Sohlwiderstandes für den Lößlehm/Hochflutlehm (Schicht 2) ist ein Bodenaustausch von 1,0 m unterhalb der Fundamentunterkante angesetzt worden.



kleinste Einbindetiefe des Fundaments [m]	Bemessungswert $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands [kN/m <sup>2</sup> ] b bzw. b'			
	0,5 m	1,0 m	1,5 m	2,0 m
0,5	170	130	90	80
1,0	210	140	100	90
1,5	230	150	110	100

**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 5.4.2-1:** Bemessungswert des Sohlwiderstands für Streifenfundamente im Lößlehm/Hochflutlehm (Schicht 2) bei Annahme von Setzungen bis max. 2 cm

kleinste Einbindetiefe des Fundaments [m]	Bemessungswert $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands [kN/m <sup>2</sup> ] b bzw. b'			
	0,5 m	1,0 m	1,5 m	2,0 m
0,5	180	200	240	280
1,0	300	340	390	430
1,5	430	480	530	580

**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 5.4.2-2:** Bemessungswert des Sohlwiderstands für Streifenfundamente in pleistozänen Sanden (Schicht 3.1) bei Annahme von Setzungen bis max. 2 cm

kleinste Einbindetiefe des Fundaments [m]	Bemessungswert $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands [kN/m <sup>2</sup> ] b bzw. b'			
	0,5 m	1,0 m	1,5 m	2,0 m
0,5	320	400	490	520
1,0	480	550	650	640
1,5	650	700	750	720

**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 5.4.2-3:** Bemessungswert des Sohlwiderstands für Streifenfundamente in pleistozänen Kiesen (Schicht 3.2) bei Annahme von Setzungen bis max. 2 cm



Die in der vorstehenden Tabelle angegebenen Bemessungswerte basieren auf überschlägigen Grundbruch- und Setzungsberechnungen unter Ansatz von zulässigen Setzungsbeträgen  $\leq 2$  cm und den bodenmechanischen Kennwerten der Tabelle 4.2.1. Es wurden von einem Horizontallastanteil  $H/V \leq 0,2$  und von max. 25 % veränderlichen Lasten, sowie einem zentrischen Lasteintrag ausgegangen.

Für **Plattengründungen**, wie sie bei den Trog- und Tunnelbauwerken überwiegend zur Ausführung kommen, kann für Vorentwurfszwecke nach dem Bettungsmodulverfahren in Schicht 3.2 ein Bettungsmodul von  $k_{s,k} = 15$  MN/m<sup>3</sup> angesetzt werden, in Schicht 3.1 von  $k_{s,k} = 10$  MN/m<sup>3</sup> und in Schicht 2 von  $k_{s,k} = 5$  MN/m<sup>3</sup>. Für den Ansatz des Bettungsmoduls sollte jeweils eine Gründung auf einer mindestens 0,5 m dicken Schotterschicht vorausgesetzt werden. Es wird explizit darauf hingewiesen, dass der Bettungsmodul keine Bodenkonstante ist, sondern insbesondere von den geometrischen Abmessungen, der Last und der Laststellung abhängig ist. Der Bettungsmodul muss daher im Zuge der weiteren Planung mit konkreten Lasten überprüft und verifiziert werden.

Tiefgründungen können in Form von **Bohrpfahlgründungen** ausgeführt werden. Für Bohrpfähle im Bereich von Tiefgründungen können gemäß EA Pfähle die in Tabelle 5.4.2-4 bzw. 5.4.2-5 aufgeführten Werte für den **Spitzendruck und die Mantelreibung** angesetzt werden.

Schicht-Nr.	Schichtbezeichnung	Pfahlspitzendruck $q_{b,k}$ [kN/m <sup>2</sup> ]		
		$s/D_s = 0,02$	$s/D_s = 0,03$	$s/D_s = s_g = 0,10$
2	Lößlehm/Hochflutlehm	400 (350 – 800)	500 (450 – 1.000)	900 (800 – 1.550)
3.1	Pleistozäne Sande	1.200 (700 – 1.800)	1.500 (1.000 – 2.300)	3.200 (2.200 – 4.200)
3.2	Pleistozäne Kiese	1.800 (800 – 2.300)	2.300 (1.000 – 2.950)	4.000 (2.200 – 4.200)
4.1	Zwischenlagen aus Ton / Schluff	400 (350 – 800)	500 (450 – 1.000)	900 (800 – 1.550)

**Tabelle 5.4.2-4:** Charakteristischer Pfahlspitzendruck für Bohrpfähle

Schicht-Nr.	Schichtbezeichnung	Bruchwert $q_{s,k}$ der Pfahlmantelreibung [kN/m <sup>2</sup> ]
2	Lößlehm/Hochflutlehm	40 (30 – 60)
3.1	Pleistozäne Sande	100 (70 – 150)



Schicht-Nr.	Schichtbezeichnung	Bruchwert $q_{s,k}$ der Pfahlmantelreibung [kN/m <sup>2</sup> ]
3.2	Pleistozäne Kiese	130 (90 – 170)
4.1	Zwischenlagen aus Ton / Schluff	40 (30 – 60)

**Tabelle 5.4.2-5:** Charakteristische Pfahlmantelreibung für Bohrpfähle

Für die Ausführung der Bohrpfähle gilt die DIN EN 1536 in der jeweils aktuellen Fassung.

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  $E_{s,k}$  können die in Tabelle 4.2-1 angegebenen Werte angesetzt werden. Bei der Ermittlung des Bettungsmoduls ist für jede Tiefenlage zu prüfen, ob die ermittelte örtliche Bettungsspannung an keiner Stelle die Erdwiderstandsspannung  $e_{ph,k}$  überschreitet.

Bzgl. des Nachweises der horizontalen Pfahlbettung sind die Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ (EA Pfähle) zu beachten.

Der Bettungsverlauf sollte erst 1 m unter Gelände einsetzen und linear ab 1 m unter Geländeoberfläche auf einer Strecke von 3 m von 0 MN/m<sup>3</sup> bis auf den für diese Schicht zutreffenden Wert ansteigen. Für alle tiefer liegenden Schichten wird der Bettungsverlauf konstant mit dem abgeschätzten Bettungsmodul der jeweiligen Schicht festgelegt.

Aufgrund der Vielzahl der geplanten Bauwerke mit unterschiedlichen Gründungsvarianten und Gründungstiefen, werden in den nachfolgenden Kapiteln 5.4.2.1 bis 5.4.2.3 bauwerksbezogenen Gründungsempfehlungen unterbreitet.

#### 5.4.2.1 Trogbauwerke und Tunnelbauwerke in offener Bauweise

Das **Trogbauwerk für das westliche Zuführungsgleis der Oströhre** erstreckt sich von NBS-km 139,275 bis 140,085 (Planungsstand 03/2018). Die Gründungssohle liegt zwischen 141,028 m NN und 146,888 m NN. Das **Trogbauwerk für das östliche Zuführungsgleis der Oströhre** ist mit einer separaten Kilometrierung versehen und erstreckt sich von Stat.-km 0,385 bis 0,875. Hier liegt die Gründungssohle zwischen 142,779 m NN und 146,339 m NN. Die Gründungssohle beider Trogbauwerke liegt bis ca. NBS-km 139,350 innerhalb der nichtbindigen Auffüllungen



---

(Schicht 1.1). Von NBS-km 139,350 bis etwa NBS-km 139,600 kommt die Gründungssohle im Lößlehm/Hochflutlehms (Schicht 2) zu liegen.

Weiter bis NBS-km 139,900 stehen auf Gründungsniveau die pleistozänen Sande (Schicht 3.1) an. Die Gründungssohle des Trogbauwerks des westlichen Zuführungsgleises kommt zwischen NBS-km 139,900 bis zum Ende des Trogbauwerks bei NBS-km 140,085 in den Zwischenlagen aus Ton/Schluff (Schicht 4.1) zu liegen. Sofern die Bauwerkslast kleiner ist als die Entlastung des Aushubs, ist eine Plattengründung der Trogbauwerke innerhalb der gering bis nicht tragfähigen Böden (Schicht 2 und 4.1) möglich. Dabei sind die bindigen Böden im Gründungsbereich über eine Tiefe von mind. 0,5 m mit gut abgestuftem verdichtungsfähigen Material auszutauschen. Für eine Gründung in den tragfähigen Schichten (Schicht 1.1 und 3.1) sind bei ausreichender Verdichtung voraussichtlich keine Zusatzmaßnahmen erforderlich. Sofern bei hoch anstehenden Grundwasserständen der Nachweis gegen Auftrieb unter Ansatz des Bemessungswasserstands nicht erfüllt wird, ist eine Rückverankerung der Bauwerkssohlen oder z.B. eine Erhöhung des Eigengewichts erforderlich.

Das **Trogbauwerk für das westliche Zuführungsgleis der Weströhre** erstreckt sich von NBS-km 141,073 bis 142,488 (Planungsstand 03/2018). Die Gründungssohle liegt zwischen 155,540 m NN und 145,650 m NN. Das **Trogbauwerk für das östliche Zuführungsgleis der Weströhre** ist mit einer separaten Kilometrierung versehen und erstreckt sich von Stat.-km 0,295 bis 1,825. Hier liegt die Gründungssohle zwischen 144,616 m NN und 154,212 m NN. Die Gründungssohle beider Trogbauwerke liegt überwiegend innerhalb des Lößlehm/Hochflutlehms (Schicht 2). Zwischen NBS-km 141,400 und 141,600 sowie zwischen NBS-km 141,770 und 148,830 können auf Gründungsniveau auch lokal eingelagerte pleistozäne Kiese (Schicht 3.2) anstehen. Sofern die Bauwerkslast kleiner ist als die Entlastung des Aushubs, ist eine Plattengründung der Trogbauwerke möglich. Dabei sind die bindigen Böden im Gründungsbereich über eine Tiefe von mind. 0,5 m mit gut abgestuftem verdichtungsfähigen Material auszutauschen. Sofern bei hoch anstehenden Grundwasserständen der Nachweis gegen Auftrieb unter Ansatz des Bemessungswasserstands nicht erfüllt wird, ist eine Rückverankerung der Bauwerkssohlen oder z.B. eine Erhöhung des Eigengewichts erforderlich.

Die Gründungssohle des **Trogbauwerks Süd** liegt gemäß [U 19] zwischen 135,814 und 148,335 m NN. Vom Beginn des Trogbauwerks Süd bei NBS-km 151,265 bzw. NBS-km 151,293 bis ca. NBS-km 152,900 (Planungsstand 03/2018) stehen auf Gründungsniveau die pleistozänen Sande und Kiese (Schicht 3.1 bzw. 3.2) an. Daher sind zur Gründung bei ausreichender Verdichtung voraussichtlich keine Zusatzmaßnahmen erforderlich. Im weiteren Verlauf bis zum Ende des Trog-



bauwerks Süd bei NBS-km 153,305 liegt das Gründungsniveau im Bereich des Lößlehms/Hochflutlehms (Schicht 2). Sofern die Bauwerkslast kleiner ist als die Entlastung des Aushubs ist eine Plattengründung ausführbar. Ansonsten sind die bindigen Böden bis zu den tragfähigen nichtbindigen Böden auszuheben und mit gut abgestuftem, verdichtungsfähigem Material auszutauschen. Sofern bei hoch anstehenden Grundwasserständen der Nachweis gegen Auftrieb unter Ansatz des Bemessungswasserstands nicht erfüllt wird, ist eine Rückverankerung der Bauwerkssohlen oder z.B. eine Erhöhung des Eigengewichts erforderlich.

Bei den Tunnelbauwerken in offener Bauweise kann in gleicher Weise wie bei den Trogbauwerken verfahren werden. Sofern auf Gründungsniveau pleistozänen Sande und Kiese (Schicht 3.1 bzw. 3.2) anstehenden, sind bei ausreichender Verdichtung voraussichtlich keine Zusatzmaßnahmen zur geplanten Plattengründung erforderlich. Falls im Gründungsbereich bindige Böden in Form des Lößlehms/Hochflutlehms (Schicht 2) oder bindiger Zwischenlagen aus Ton/Schluff (Schicht 4.1) anstehen und die Bauwerkslast kleiner ist als die Vorentlastung durch Aushub, ist eine Plattengründung ebenfalls ausführbar. Ansonsten sind die bindigen Böden bis zu den tragfähigen nichtbindigen Schichten auszuheben und mit gut abgestuftem, verdichtungsfähigem Material auszutauschen.

Sofern bei hoch anstehenden Grundwasserständen für Bauzustände oder den Endzustand der Nachweis gegen Auftrieb nicht erfüllt wird, können Maßnahmen zur Erhöhung des Eigengewichts (z. B. Ballastierung oder schwere Betonzuschlagstoffe) bzw. eine Rückverankerung der Bauwerkssohle erforderlich werden.

#### **5.4.2.2 Straßenüberführungen (SÜ)**

Bei NBS-km 139,304 (Planungsstand 03/2018) ist aufgrund der Verbreiterung der Bahntrasse der Neubau der **SÜ B28** geplant. Beim Neubau der SÜ B28 handelt es sich um eine Mehrfeldbrücke mit einer lichten Weite von ca. 80 m. Die geplante Gründungssohle der Brückenwiderlager ist gemäß [U 19] auf einer Höhe von 150,85 m NN (Ostseite) bzw. 153,05 m NN (Westseite) geplant. Dementsprechend liegen die **Gründungssohlen der geplanten Brückenwiderlager** nach den Erkundungsergebnissen der BK 1-4 in den nichtbindigen Auffüllungen (Schicht 1.1). Die **Gründungssohlen der Brückenpfeiler** kommen auf einer Höhe von 145,20 bis 146,45 m NN und somit im Bereich des Lößlehms/Hochflutlehms (Schicht 2) zu liegen. Sowohl die Auffüllungen als auch der Lößlehm/Hochflutlehm sind im Hinblick auf eine Flachgründung als gering bis nicht tragfähig zu beurteilen.



Weiterhin ist auch unter Berücksichtigung der in Tabelle 5.4.2-1 angegebenen Bemessungswerte des Sohlwiderstandes eine Flachgründung innerhalb der nichtbindigen Deckschichten vermutlich nicht zielführend. Die Machbarkeit eines Bodenaustauschs mit dem Ziel einer Erhöhung der Tragfähigkeit sowie dessen Umfang kann auf Basis der bisher vorliegenden Erkundungsergebnisse nicht ausreichend beurteilt werden. Aufgrund dessen wird auf der sicheren Seite liegend zunächst eine Tiefgründung der Brückenwiderlager und –pfeiler empfohlen.

Darüber hinaus ist aus den Erkundungsergebnissen ersichtlich, dass unterhalb des Hochflutlehms pleistozäne Sande (Schicht 3.1) mit einer Schichtmächtigkeit von ca. 3 m (143,0 – 140,0 m NN) und unterhalb von 140,0 m NN bindige Zwischenlagen (Schicht 4.1) mit derzeit unbekannter Mächtigkeit angetroffen wurden. Die Mächtigkeit der bindigen Zwischenlagen bzw. die tiefer liegenden Baugrundverhältnisse können erst mittels tiefer reichender bauwerksbezogener Erkundungsbohrungen in der nächsten Erkundungsphase erkundet und abschließend beurteilt werden. Dementsprechend sollte für die Dimensionierung der Pfahlgründung für den Vorentwurfszweck ein konservativer Ansatz gewählt werden. Danach kann von einer Mächtigkeit der bindigen Zwischenlagen von maximal 5 m ausgegangen werden. Demnach kann vermutlich ab ca. 135 m NN mit pleistozänen Kiesen oder Sanden gerechnet werden kann.

Bei ca. NBS-km 140,3 bzw. km 140,326 der Strecke 4280 (Planungsstand 03/2018) ist aufgrund der Verbreiterung der Bahnanlagen der Neubau der **SÜ B3** geplant. Beim Neubau der SÜ B3 handelt es sich um eine Mehrfeldbrücke mit einer lichten Weite von 149,6 m. Die geplante **Gründungssohle der Brückenwiderlager** ist gemäß [U 19] auf einer Höhe von 157,55 m NN (Ostseite) bzw. 156,15 m NN (Westseite) geplant. Die **Gründungssohlen der Brückenpfeiler** kommen auf einer Höhe von 145,20 bis 146,45 m NN zu liegen. Dementsprechend liegen sowohl die Gründungssohlen der geplanten neuen Brückenwiderlager als auch die Gründungssohlen der Brückenpfeiler nach den Erkundungsergebnissen der BK 1-8 und BK 1-9 im Bereich des Hochflutlehms (Schicht 2). Da der Hochflutlehm (Schicht 2) im Hinblick auf eine Flachgründung als gering bis nicht tragfähig zu beurteilen sind. An dieser Stelle gelten analog die o.g. Gründungsempfehlungen zur SÜ B28 mit Ausführung einer Tiefgründung.

Bei NBS-km 142,320 (Planungsstand 03/2018) kreuzt die bestehende Kreisstraße K5324 das geplante Trogbauwerk des westlichen Zuführungsgleises der Weströhre. Aufgrund dessen soll das Trogbauwerk über diesen 60 m langen Abschnitt als **SÜ K 5324** mit einem Deckel versehen werden. Da dieses Bauwerk prinzipiell Bestandteil des Trogbauwerks „Trog WR-wZgl“ ist, gelten die Gründungsempfehlung gemäß Kap. 5.4.2.1.



---

Bei NBS-km 152,608 (Planungsstand 03/2018) kreuzt die geplante Neubaustrecke die Binzbürgstraße. An dieser Stelle ist ein Neubau der **SÜ Binzbürgstraße über NBS/A5** als Mehrfeldbrücke vorgesehen, welche sowohl die geplante NBS als auch die verlaufende Autobahn A5 überspannen soll. Die bestehende SÜ Binzbürgstraße, welche derzeit die A5 quert, wird dementsprechend zurückgebaut. Gemäß [U 19] kommen die geplanten **Gründungssohlen der Brückenwiderlager und -pfeiler** auf Höhen zwischen 148,33 und 149,69 m NN zu liegen. Nach den Erkundungsergebnissen der BK 3-14 liegt die Schichtgrenze zwischen dem Hochflutlehm (Schicht 2) und den nichtbindigen pleistozänen Sanden und Kiesen (Schicht 3.1 bzw. 3.2) bei ca. 148,20 m NN. Damit liegt die Oberfläche der tragfähigen nichtbindigen Böden (Sande und Kiese) ca. 0,2 bis 1,5 m unterhalb der bislang vorgesehenen Gründungssohlen. Weil der Hochflutlehm (Schicht 2) im Hinblick auf eine Flachgründung als gering tragfähig und setzungsempfindlich zu beurteilen ist, wird eine Flachgründung der Widerlager in den darunterliegenden pleistozänen Sanden bzw. Kiesen (Schicht 3.1 bzw. 3.2) empfohlen. Dementsprechend sollten die Flachgründungen auf das Niveau 148,00 m NN abgesenkt werden.

Weiter östlich quert die bestehende Rheintalbahn bzw. die geplante Ausbaustrecke die Binzbürgstraße erneut, sodass an dieser Stelle der Neubau **SÜ Binzbürgstraße über ABS/RTB** geplant ist. Weil hier bislang keine tiefreichenden Baugrundaufschlüsse für die Gründungsbeurteilung vorliegen beziehen sind die Aussagen derzeit auf die Erkundungsergebnisse der ca. 350 m entfernt ausgeführte Kernbohrung BK 3-14. Nach den vorliegenden Planunterlagen [U 19] kommen die **Gründungssohlen der Brückenpfeiler** bei 147,15 bzw. 147,12 m NN mit hoher Wahrscheinlichkeit in den tragfähigen Schichten der pleistozänen Sande und Kiese zu liegen. Dementsprechend kann hier wahrscheinlich eine Flachgründung ohne Zusatzmaßnahmen ausgeführt werden. Die **Gründungssohlen der Brückenwiderlager** sind im Unterschied dazu bei 153,61 bzw. bei 151,76 m NN, d. h. oberhalb des bestehenden Geländeniveaus geplant. Es wird davon ausgegangen, dass auf Dammschüttmaterial gegründet werden soll. Ob dies möglich ist, hängt in erster Linie davon ab, ob in diesem Bereich Hochflutlehm (Schicht 2) vorhanden ist und in welchem Umfang dieser unterhalb der Dammschüttung erhalten bleiben würde. Sofern Hochflutlehm (Schicht 2) in größerer Mächtigkeit vorhanden ist, muss dieser mit gut abgestuftem und verdichtungsfähigem Material ausgetauscht oder das Gründungsniveau entsprechend abgesenkt werden. Alternativ ist eine Tiefgründung möglich.

Bei NBS-km 153,862 (Planungsstand 03/2018) ist der Neubau der **SÜ Wirtschaftsweg über NBS/A5** vorgesehen. Beim Neubau der SÜ Wirtschaftsweg über NBS/A5 handelt es sich um eine Mehrfeldbrücke mit einer lichten Weite von 65,8 m. Die bestehende SÜ, welche derzeit die A5 quert, wird dementsprechend zurückgebaut. Die geplanten **Gründungssohlen der Brückenwiderlager**



**und der Brückenpfeiler** sind gemäß [U 19] im Niveau zwischen 147,57 bis 149,02 m NN vorgesehen. Nach den Erkundungsergebnissen der angrenzenden BK 3-19 liegt die Schichtgrenze zwischen dem Hochflutlehm (Schicht 2) und den nichtbindigen pleistozänen Sanden und Kiesen (Schicht 3.1 bzw. 3.2) bei ca. 147,50 m NN und damit bis zu 1,5 m unterhalb der bislang vorgesehenen Gründungssohlen. Dementsprechend sollten die Flachgründungen auf das Niveau 147,50 m NN abgesenkt werden.

Im Bereich der Verbindungskurve ist bei Stat.-km 0,666 der Neubau der **SÜ Wirtschaftsweg über Verbindungskurve Nord** vorgesehen. Beim Neubau der SÜ handelt es sich um eine Einfeldbrücke mit einer lichten Weite von ca. 19,6 m. Die geplanten **Gründungssohlen der Brückenwiderlager** sind gemäß [U 19] auf Höhen zwischen von 148,8 m NN vorgesehen. Nach den Erkundungsergebnissen der ca. 90 m entfernten BK 3-4 liegt die Schichtgrenze zwischen dem Hochflutlehm (Schicht 2) und den nichtbindigen pleistozänen Sanden und Kiesen (Schicht 3.1 bzw. 3.2) auf einer Höhe von 148,8 und damit ungefähr im Übergangsbereich zwischen dem Hochflutlehm (Schicht 2) und den pleistozänen Kiesen (Schicht 3.2) zu liegen. Aufgrund der großen Distanz zwischen der BK 3-4 und der geplanten SÜ kann die Tiefenlage der Schichtgrenze jedoch auch stärker abweichen. Ausgehend von den bisherigen Annahmen zum Baugrund sollte zunächst von einer Flachgründung der Widerlager in den pleistozänen Kiesen (Schicht 3.2) ausgegangen werden. Sofern unterhalb des geplanten Gründungsniveaus bei 148,8 m NN noch Lößlehm/Hochflutlehm (Schicht 2) in geringer Mächtigkeit anstehen sollte, so kann dieser bis zum Erreichen der tragfähigen pleistozänen Kiese und Sande (Schicht 3.1 bzw. Schicht 3.2) abgetragen und ausgetauscht werden. Alternativ ist das Gründungsniveau auf die entsprechende Höhenlage anzupassen. Genauere Aussagen sind dazu erst nach der bauwerksbezogenen Baugrunderkundung in der nächsten Erkundungsphase möglich.

#### **5.4.2.3 Eisenbahnüberführungen (EÜ)**

Bei NBS-km 139,268 (Planungsstand 03/2018) ist aufgrund der Verbreiterung der Bahntrasse eine Verlängerung der **EÜ „Graben“** um 21,45 m geplant. Weil im Zuge der Verbreiterung der Trasse auch ein Umbau der Rheintalbahngleise (Strecke 4000) erfolgt, ist zusätzlich eine Erneuerung der bestehenden EÜ „Graben“ über einer Länge von 20,8 m vorgesehen. Bei der Verlängerung bzw. Erneuerung der EÜ handelt es sich um einen als Rechteckquerschnitt aus Stahlbeton geplanten Durchlass. Die geplante Gründungssohle kommt ausgehend von den Erkundungsergebnissen der BK 1-4 auf einer Höhe von ca. 144,0 m NN im Bereich des Lößlehm/Hochflutlehms (Schicht 2) zu liegen. Die Schichtgrenze zwischen dem Hochflutlehm (Schicht 2) und den nichtbindigen pleistozänen Sanden (Schicht 3.1) wird nach den bisherigen Erkundungsergebnissen bei ca. 142,1 m NN



erwartet. Damit liegt die Oberfläche der nichtbindigen Böden (pleistozäne Sande) bis zu 2,2 m unterhalb der vorgesehenen Gründungssohle. Da der geplante Durchlass in offener Bauweise hergestellt wird, bietet es sich an den im Gründungsbereich anstehenden Hochflutlehm (Schicht 2) über eine Tiefe von mind. 0,5 m mit gut abgestuftem verdichtungsfähigen Material auszutauschen.

Im Bereich des östlichen Zuführungsgleises (oZgl) der Weströhre ist von Stat. 1,095 bis 1,285 (Planungsstand 03/2018) die Herstellung der **EÜ „Trog WR-oZgl“** geplant. Dabei handelt es sich um einen Rechteckquerschnitt aus Stahlbeton, durch den das östliche Zuführungsgleis der Weströhre die Gleise der Rheintalbahn unterquert. Die geplante Gründungssohle kommt nach den Erkundungsergebnissen der BK 1-16 und BK GWM 1-17 auf einer Höhe von ca. 148,3 bis 149,4 m NN im Bereich des Lößlehm/Hochflutlehms (Schicht 2) zu liegen. Weil die aus dem herzustellenden Bauwerk bei einer Plattengründung resultierende Belastung der Gründungssohle vermutlich kleiner ist, als die aus dem Aushub resultierende Entlastung, sind keine wesentlichen bauwerksbedingten Setzungen zu erwarten. Dementsprechend ist eine Plattengründung auf dem vorgesehenen Niveau ausführbar. Dabei sind die bindigen Böden im Gründungsbereich über eine Tiefe von mind. 0,5 m mit gut abgestuftem verdichtungsfähigen Material auszutauschen.

Die Gründungssohle des als Überwerfungsbauwerk vorgesehenen Trogbauwerks **EÜ Trog Süd** liegt gemäß [U 19] zwischen 138,734 und 139,634 m NN. Vom Beginn des Trogbauwerks Süd bei NBS-km 151,755 bis ca. NBS-km 151,905 stehen auf Gründungsniveau die pleistozänen Sande und Kiese (Schicht 3.1 bzw. 3.2) an. Daher sind zur Gründung bei ausreichender Verdichtung voraussichtlich keine Zusatzmaßnahmen erforderlich.

## 5.5 Baugruben

Nach derzeitigem Planungsstand sind für die Errichtung der Tunnelbauwerke in offener Bauweise sowie der Trogbauwerke sind z.T. Baugruben bis zu einer Tiefe von mind. 20 m erforderlich. Darüber hinaus sind zur Errichtung der Kreuzungsbauwerke Baugruben zur Herstellung der Gründungselemente erforderlich.

Bei der **Herstellung** der Baugruben fallen überwiegend Materialien der **Schichten 1.1 und 1.2** (Auf-füllungen), der **Schicht 2** (Lößlehm/Hochflutlehm) und der **Schichten 3.1 und 3.2** (pleistozäne Sande und Kiese) an. Im nördlichen Projektgebiet sind im Sohlbereich der tief liegenden Trogbauwerke sowie im Bereich der Tunnelbauwerke in offener Bauweise auch Böden der **Schicht 4.1** (Zwischen-lagen aus Ton / Schluff)) sowie der **Schicht 4.2** (Organische Böden) zu erwarten und auszuheben.



Die nichtbindigen Auffüllungen (Schicht 1.1) sowie die pleistozänen Sande und Kiese (Schicht 3.1 und 3.2) sind überwiegend verdichtungsfähig und nicht frostempfindlich. Bindige Auffüllungen (Schicht 1.2) und Lößlehme / Hochflutlehme (Schicht 2) sowie bindige Zwischenlagen und Organische Böden (Schicht 4.1 / 4.2) sind schlecht verdichtungsfähig und frostempfindlich.

Beim **Aushub und der Zwischenlagerung** der feinkörnigen Böden (Schicht 2, 4.1 und 4.2) ist darauf zu achten, dass diese empfindlich gegen Wasseraufnahme und mechanische Beanspruchung sind. Diese Böden können bei ungünstigen Witterungsbedingungen / Wassersättigung und mechanischer Beanspruchung aufweichen und sich verflüssigen. Der Boden ist dann nicht wieder einbaufähig und auch nicht mehr tragfähig. Dynamische Beanspruchungen dieser Böden sind zu vermeiden. Der Aushub muss rückschreitend erfolgen. Das Aushubgerät ist grundsätzlich mit einer Grabenschaufel (Baggerschaufel mit gerader Schneide) auszurüsten. Damit lässt sich die Aushubsohle weitgehend ohne Störung des Baugrundes herstellen. Die Baugrubensohlen dürfen nicht befahren werden und sind unverzüglich abzudecken bzw. zu überbauen, um die anstehenden Böden vor ungünstigen Witterungseinflüssen zu schützen. Aufgeweichte Bereiche sind vollständig aus der Aushubsohle zu entfernen und gegen ein rolliges, gut verdichtbares, steinfreies Material, (Bodenklassen nach DIN 18 196: GW, SW, SI, GI oder Tragschichtmaterial, z. B. 0/45 gemäß ZTV SoB-StB) auszutauschen.

Mit und ohne Sicherungen der Baugrube ist ein lastfreier Streifen  $\geq 0,6$  m an der Böschungsschulter einzuhalten. In Abhängigkeit unmittelbarer Einwirkungen aus Baumaschinen oder Vergleichbarem können lastfreie Streifen  $\geq 2,0$  m erforderlich werden. Sind tiefere Baugruben notwendig, ist ein Verbau nach DIN 4124 erforderlich.

**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 836.4305, 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 besitzen (gemessen vom bestehenden Widerlager aus).
- Der Bereich neben der Berme darf nicht steiler als 1:2 geböschst sein.
- Der Grundwasserspiegel muss sich mindestens 0,5 m unter der Aushubsohle befinden.



### 5.5.1 Geböschte Baugruben

Für die Erstellung der Kreuzungsbauwerke (Straßenüberführungen, Eisenbahnüberführungen etc.) können **geböschte Baugruben** ausgeführt werden, sofern es die geometrischen und hydrogeologischen Randbedingungen zulassen. Baugruben können nach DIN 4124 bis 1,25 m ohne Sicherungen (ungeböschert und unverbaut) hergestellt werden. Ab Aushubtiefen  $> 1,25$  m ist der obere Bereich nach gleicher Norm mit einer Regelneigung  $\leq 45^\circ$  abzuböschern oder teilweise zu verbauen. Beide Maßnahmen (Kopfböschung und teilweiser Verbau) sind bis zu einer Baugrubentiefe von 1,75 m zulässig.

Gemäß DIN 4124 sind bei geböschten Baugruben bei rolligen oder weichen bindigen Böden Böschungsneigungen von maximal  $45^\circ$  und bei bindigen mindestens steifen Böden Neigungen von  $60^\circ$  zugelassen. Die Böschungsneigungen sind auf die Werte der Scherfestigkeit nach Tab. 4.2-1 anzupassen. Auch bei diesen Böschungsneigungen sind lokale Ausbrüche nicht auszuschließen, ggf. ist flacher zu böschern. Voraussetzungen für entsprechend geböschte Baugruben sind zudem die Wasserfreiheit der Böschung sowie ein Oberflächenschutz (Abdeckung). Im Fall kleinräumiger lokaler Grundwasservorkommen, welche keine hydraulischen Verbindungen zu dem tieferliegenden hochdurchlässigen Grundwasseraquifer aufweisen, könnte der Grundwasserspiegel auch vorab mittels Wasserhaltung abgesenkt werden. Unterwasserböschungen sind mit einer Neigung von maximal  $10^\circ$  auszuführen.

Für Böschungshöhen über 5 m ist nach DIN 4124 ein Standsicherheitsnachweis erforderlich, ebenso für Böschungen in Auffüllungen. Steilere Böschungsneigungen sind nachzuweisen. Generell sind für die Herstellung der Baugruben die Vorgaben der DIN 4124 einzuhalten. Wegen der Erosionsempfindlichkeit der anstehenden Böden wird empfohlen, die Baugrubenböschungen mit Folie abzuhängen.

### 5.5.2 Verbaute Baugruben

Mit Bezug auf die Lage des Bauwasserstandes und die geometrischen Randbedingungen sowie unter Berücksichtigung von benachbarten in Betrieb befindlichen Gleisen ist für die Herstellung der Trogbauwerke und der Tunnelabschnitte in offener Bauweise ein **Verbau** erforderlich. Dies gilt grundsätzlich auch für Baugruben mit einer Baugrubentiefe ab 1,75 m.



Die Verbauwände können im Allgemeinen, wenn keine verformungsempfindlichen Bauwerke, Leitungen, etc. vorhanden sind, auf den aktiven **Erddruck** bemessen werden, sofern entsprechende Verformungsmöglichkeiten bestehen und zulässig sind. Im Nahbereich der DB-Strecken und der Autobahn A5 sowie im Bereich von Leitungen muss der Verbau verformungsarm erstellt werden. Die Bemessung ist dann mindestens auf erhöhten aktiven Erddruck ( $0,5 \times e_{a,h} + 0,5 \times e_{0,h}$ ) erforderlich. Die Verträglichkeit der voraussichtlichen Verformungen der Baugrubenverbaue für die angrenzenden Verkehrswege bzw. Bebauung ist nachzuweisen.

Für die Berechnung des Erddrucks sind die Bodenkennwerte gemäß Tabelle 4.2-1 zu verwenden. Für die Bemessung der Verbauwände darf der Wandreibungswinkel für **Bohrpfahlwände und Bohrträgerwände** höchstens mit  $|\delta_{a/p}| = 2/3 \varphi_k'$  angesetzt werden, für **Schlitzwände** höchstens mit  $|\delta_{a/p}| = 1/2 \varphi_k'$ . Für die Bestimmung der Erddruckverteilung sowie die Bestimmung des Erdwiderstandes, sind die Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ in der jeweils gültigen Fassung anzuwenden.

### 5.5.2.1 Spundwände

Für Spundwände können die in Tabelle 5.5.2.1-1 bzw. 5.5.2.1-2 aufgeführten Werte für den **Spitzendruck und die Mantelreibung** angesetzt werden.

Schicht-Nr.	Schichtbezeichnung	Spitzendruck $q_{b,k}^{1)}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	
		$s/D_{seq} = 0,035$	$s/D_{eq} = 0,100$
2	Lößlehm/Hochflutlehm	800 (700 – 1.200) <sup>2)</sup>	1.300 (1.200 – 2.000) <sup>2)</sup>
3.1	Pleistozäne Sande	12.500 (7.500 – 20.000) <sup>3)</sup>	-
3.2	Pleistozäne Kiese	17.500 (10.000 – 20.000) <sup>3)</sup>	-
4.1	Zwischenlagen aus Ton / Schluff	800 (700 – 1.200) <sup>2)</sup>	1.300 (1.200 – 2.000) <sup>2)</sup>

1) Zur Ermittlung der charakteristischen Widerstände ist die Empfehlung EB85 gemäß EAB 2012 zu berücksichtigen

2) In Anlehnung an EA-Pfähle 2012 unter Berücksichtigung des Jahresberichts 2014 des Arbeitskreises „Pfähle“

3) Erfahrungswerte gemäß EAB 2012-A10

**Tabelle 5.5.2.1-1:** Spitzendruck für Spundwände



Schicht-Nr.	Schichtbezeichnung	Mantelreibung $q_{s,k}$ <sup>1)</sup> [kN/m <sup>2</sup> ]	
		$s_{sg}^*$	$s_{sg}^* = s_g = 0,1D_{eq}$
2	Lößlehm/Hochflutlehm	15 (10 – 22,5) <sup>2)</sup>	17,5 (10 – 25) <sup>2)</sup>
3.1	Pleistozäne Sande	35 (20 – 45) <sup>3)</sup>	-
3.2	Pleistozäne Kiese	45 (30 – 50) <sup>3)</sup>	-
4.1	Zwischenlagen aus Ton / Schluff	15 (10 – 22,5)	17,5 (10 – 25)

1) Zur Ermittlung der charakteristischen Widerstände ist die Empfehlung EB85 gemäß EAB 2012 zu berücksichtigen

2) In Anlehnung an EA-Pfähle 2012 unter Berücksichtigung des Jahresberichts 2014 des Arbeitskreises „Pfähle“

3) Erfahrungswerte gemäß EAB 2012-A10

**Tabelle 5.5.2.1-2:** Mantelreibung für Spundwände

Die nachfolgende Tabelle enthält eine grundsätzliche Einschätzung der **Rammpfähigkeit** der anstehenden Bodenschichten für Spundwände, Stahlträger und Rammpfähle. Die Festlegung erfolgte ausgehend von den Schlagzahlen der Rammsondierungen sowie anhand der Ergebnisse der Drucksondierungen. Locker gelagerte Böden sind leicht rammpfähig, mitteldicht bis dicht gelagerte Böden mittelschwer bis schwer rammpfähig und sehr dicht gelagerte Böden sind sehr schwer rammpfähig.

Schicht-Nr.	Boden	Rammpfähigkeit
1.1 / 1.2	Auffüllungen	leicht bis schwer <sup>1)</sup>
2	Lößlehm/Hochflutlehm	leicht
3.1 / 3.2	Pleistozäne Sande und Kiese	mittelschwer bis nicht rammpfähig <sup>2)</sup> , Vorbohren erforderlich
4.1 / 4.2	Bindige Zwischenlagen und Organische Böden	leicht bis mittelschwer

1) in den Auffüllungen können Steine, Blöcke und Bauschutt vorhanden sein, ggf. ohne Zusatzmaßnahmen nicht rammpfähig

2) Lokal können Steine / Gerölllagen sowie Festgesteinsblöcke oder Konglomerate (Nagelfluh) vorhanden sein (in diesem Fall ohne Zusatzmaßnahmen nicht rammpfähig)

**Tabelle 5.5.2.1-3:** Rammpfähigkeit der anstehenden Schichten

In den Auffüllungen (Schichten 1.1 und 1.2) muss wegen Steinen oder Blöcken (Ziegel, Abbruchreste etc.) z.T. mit schwerster Rammpfähigkeit gerechnet werden. In den pleistozänen Sanden und



---

Kiesen (Schichten 3.1 und 3.2) muss wegen Einlagerungen von Steinen und Geröllen (z.T. Konglomerate wie Nagelfluh) sowie aufgrund der teilweise sehr dichten Lagerung mit schwerster Rammfähigkeit oder lokal auch fehlender Rammfähigkeit gerechnet werden.

Im Hinblick auf die Ausführung der z.T. sehr tiefen Baugruben wird nach den Erfahrungen von vergleichbaren Baumaßnahmen (z. B. Tunnel Rastatt) das Einbringen von Spundbohlen bis 30 m Tiefe in den entsprechenden Bauabschnitten als durchaus möglich eingeschätzt. Allerdings sind wegen des Auftretens von dicht bis sehr dicht gelagerten Kiesen und eingeschlossenen Steinen sowie Blöcken aus Nagelfluh mit der Herstellung eines Spundwandverbau massive Ausführungsrisiken verbunden. So besteht beispielsweise die Gefahr von Schlosssprengungen und es können in großem Umfang Zusatzmaßnahmen, wie Auflockerungsbohrungen bis hin zu Austauschbohrungen oder / und Hochdruckspülen erforderlich werden. Entsprechende Erfahrungen wurden auch beim Bau des Tunnels Rastatt in vergleichbaren Baugrundverhältnissen gemacht. Darüber hinaus können durch „Anwachsen“ bindiger Böden beim Ziehen der Spundbohlen erhebliche Schwierigkeiten auftreten. Weiterhin ist bei einer Deformation des Spundwandfußes im Zuge des Rammvorgangs ein späteres Ziehen der Spundbohlen nahezu unmöglich. Die Risiken sind im Zuge der weiteren Planung und Erkundung mittels Rammversuchen und ggf. unter Hinzuziehung der Einschätzung von ausführenden Firmen genauer zu untersuchen und zu bewerten. Des Weiteren ist mit den örtlichen Randbedingungen zu prüfen ob 30 m lange Spundbohlen überhaupt an den jeweiligen Bauorten bautechnisch ausführbar sind (Transport, Höhe etc.).

Unter Berücksichtigung der Einbringtiefe von bis zu 30 m sowie der z.T. dicht bis sehr dicht gelagerten Sande und Kiese eignet sich als **Einbringverfahren** am besten eine **schwere Schlagramme** mit mäklergeführten Rammhären. Diesbezüglich ist bei der Wahl der Spundwandprofile im Zuge der Planung eine ausreichende Rammfähigkeit der Spundbohlen zu berücksichtigen. In locker bis mitteldicht gelagerten nichtbindigen Böden sowie in weichen bis halbfesten bindigen Böden ist auch ein **Einbringen mit einem Hochfrequenzrüttler** in Kombination mit gleichzeitigem Spülen am Spundwandfuß über angeschweißte Injektionslanzen möglich. Generell eignet sich das Vibrationsverfahren insbesondere im mächtigen Hochflutlehm (Schicht 2) im nördlichen Projektgebiet. In den darunterliegenden Sanden und Kiesen ist auf das Rammverfahren umzurüsten. Im Bereich von bereits oberflächennah anstehenden mächtigen Kieslagen (bspw. südlichen Projektbereich) ist von Beginn an das Rammverfahren mit schwerer Schlagramme zu empfehlen. Ein Einpressen ist bei dem anstehenden Baugrund und den geplanten Tiefen nicht zielführend.

Gemäß Grundbau-Taschenbuch Kap. 5.4 bzw. 5.5 (8. Auflage) wird bei dicht bzw. sehr dicht gelagerten nichtbindigen Böden ein **staffelförmiges oder fachweises Rammen** von Doppelprofilen



empfohlen. Dies hat den Vorteil, dass die Spundwände durch die beidseitige Führung in den Spundwandschlössern lot- und fluchtgerechter eingebaut werden können. Gleichzeitig ist damit eine höhere Rammsteifigkeit gegeben. Zusätzlich wird empfohlen die zuerst einzubringenden Bohlen am Bohlenfuß und am Schloss zu verstärken. Damit wird ein Aufreißen des Bodens erzielt, was eine leichtere Rammung der jeweils benachbarten Bohlen ermöglicht. Ein Auseinanderreißen der Bohlen an den Schlössern kann aufgrund der enormen Rammenergie dennoch nicht grundsätzlich ausgeschlossen werden. Um das erfolgreiche Einbringen der Spundbohlen zu überprüfen, sollten die Schlösser im Vorfeld der Herstellung der Unterwasserbetonsohle von Tauchern inspiziert werden.

Sofern sich die Spundbohlen ohne Zusatzmaßnahmen aufgrund der Lagerungsdichte nicht einbringen lassen, sind als erster Schritt **Auflockerungsbohrungen** mit einer Endlosschnecke auszuführen. Dies war bei Tunnel Rastatt in größerem Umfang erforderlich und zielführend. Werden größere Blöcke angetroffen, sind **Austauschbohrungen** notwendig. Dazu sind verrohrte Bohrungen bis zur Überwindung der Hindernisse auszuführen. Die gesamte Querschnittsfläche der geplanten Spundbohle muss ausgetauscht werden. Als Austauschmaterial ist z.B. selbstverdichtender Split 4/16 einsetzbar. Die Spundbohle wird nach dem Beseitigen des Hindernisses eingerammt. Im ungünstigsten Fall sind Bohrungen bis zur geplanten Sohle der Spundbohlen nötig. Je nach Anforderung der Baugrube muss der Fuß der Spundbohlen abgedichtet werden (z.B. Bentonit).

Ausgehend von den in den Planunterlagen [U 20] dargestellten Verbaulängen und -tiefen sowie den erkundeten Baugrundverhältnissen kann als erste Abschätzung für die jeweiligen Bauabschnitte von den in der nachfolgenden Tabelle angegebenen Anteilen an Auflockerungsbohrungen ausgegangen werden.

Bauwerk	Stationierung [km]		Abschnittslänge [m]	Einbindetiefe [m u. GOF]	Geschätzter Anteil Auflockerungsbohrungen
Portal Trog Süd	151,280		39	15	30 %
			33	20	50 %
Trog Süd	151,965	152,125	160	16	30 %
	152,125	152,415	290	15	30 %
	152,415	152,705	290	13,5	20 %
	152,705	152,375	30	13	20 %
	152,735	152,775	40	12,5	20 %



Bauwerk	Stationierung [km]		Abschnittslänge [m]	Einbindetiefe [m u. GOF]	Geschätzter Anteil Auflockerungsbohrungen
Trog Süd	152,775	152,815	40	11,5	10 %
	152,815	152,915	100	10,5	10 %
	152,915	152,965	50	8,5	5 %
	152,965	152,985	20	5,5	5 %
Trog OR-oZgl	0,400	0,493	93	8	5 %
	0,493	0,593	100	10	5 %
	0,593	0,693	100	13	5 %
	0,693	0,793	100	16,5	30 %
Trog OR-wZgl	139,275	139,375	100	7	5 %
	139,375	139,475	100	11	5 %
	139,475	139,575	100	12,5	5 %
Trog OR-wZgl	139,575	139,675	100	14,5	5 %
	139,675	139,775	100	16	30 %
Trog WR-oZgl	0,395	0,495	100	7	5 %
	0,495	0,575	80	8	5 %
	0,575	0,705	130	10	5 %
	0,705	0,775	70	11	5 %
	0,775	0,905	130	17,5	10 %
	0,905	1,285	380	18,5	30 %
	1,285	1,455	170	17	10 %
Trog WR-wZgl	141,198	141,268	70	8	5 %
	141,268	141,458	190	9	5 %
	141,458	141,698	240	13	10 %
	141,698	141,868	170	15	30 %
	141,868	142,148	280	16	10 %



Bauwerk	Stationierung [km]		Abschnittslänge [m]	Einbindetiefe [m u. GOF]	Geschätzter Anteil Auflockerungsbohrungen
Trog WR-wZgl	142,148	142,198	50	16,5	10 %
	142,198	142,298	100	17,5	10 %

**Tabelle 5.5.2.1-4:** Abgeschätzter Anteil Auflockerungsbohrungen

Wir empfehlen zur genaueren Einschätzung der Rammpbarkeit des Untergrundes im Zuge der zweiten Stufe der Erkundungsphase Proberammungen durchzuführen. Anhand möglicher auftretender Deformationen im Zuge des Rammvorgangs kann dabei gleichzeitig eine mögliche Wiederverwendung der Spundbohlen überprüft werden. Im Bereich von naheliegender Bebauung sind Proberammungen mit Erschütterungsmessungen zu kombinieren, um zu prüfen, ob die Rammarbeiten im Hinblick auf Gebäudeschäden verträglich sind.

Sofern Einbringhilfen, z. B. Auflockerungsbohrungen / Austauschbohrungen oder Hochdruckspülen zum Einsatz kommen, sind die Werte für Spitzendruck bzw. Mantelreibung auf die in den Tabellen 5.5.2-4 bzw. 5.5.2-5 angegebenen Werte zu reduzieren. Bei einem Ausrammen der Spundbohlen können im nicht aufgelockerten Bereich die Werte für den Spitzendruck gemäß Tabelle 5.5.2-1 angesetzt werden.

Schicht-Nr.	Schichtbezeichnung	Spitzendruck $q_{b,k}$ <sup>1)</sup> [kN/m <sup>2</sup> ]	
		$s/D_{seq} = 0,035$	$s/D_{eq} = 0,100$
2	Lößlehm/Hochflutlehm	400 (300 – 700) <sup>2)</sup>	800 (700 – 900) <sup>2)</sup>
3.1	Pleistozäne Sande	5.000 (2.500 – 7.500) <sup>3)</sup>	-
3.2	Pleistozäne Kiese	5.000 (2.500 – 7.500) <sup>3)</sup>	-
4.1	Zwischenlagen aus Ton / Schluff	400 (300 – 500) <sup>2)</sup>	800 (700 – 900) <sup>2)</sup>

1) Zur Ermittlung der charakteristischen Widerstände ist die Empfehlung EB85 gemäß EAB 2012 zu berücksichtigen

2) In Anlehnung an EA-Pfähle 2012 unter Berücksichtigung des Jahresberichts 2014 des Arbeitskreises „Pfähle“

3) Erfahrungswerte gemäß EAB 2012-A10

**Tabelle 5.5.2.1-5:** Reduzierter Spitzendruck für Spundwände



Schicht-Nr.	Schichtbezeichnung	Mantelreibung $q_{s,k}$ <sup>1)</sup> [kN/m <sup>2</sup> ]	
		$s_{sg}^*$	$s_{sg}^* = s_g = 0,1D_{eq}$
2	Lößlehm/Hochflutlehm	10 (5 – 15) <sup>2)</sup>	12,5 (10 – 15) <sup>2)</sup>
3.1	Pleistozäne Sande	15 (10 – 20) <sup>3)</sup>	-
3.2	Pleistozäne Kiese	15 (10 – 20) <sup>3)</sup>	-
4.1	Zwischenlagen aus Ton / Schluff	10 (5 – 15)	12,5 (10 – 15)

1) Zur Ermittlung der charakteristischen Widerstände ist die Empfehlung EB85 gemäß EAB 2012 zu berücksichtigen 2) In Anlehnung an EA-Pfähle 2012 unter Berücksichtigung des Jahresberichts 2014 des Arbeitskreises „Pfähle“

3) Erfahrungswerte gemäß EAB 2012-A10

**Tabelle 5.5.2.1-6:** Reduzierte Mantelreibung für Spundwände

### 5.5.2.2 Bohrfahlwände und Schlitzwände

Insbesondere bei sehr tiefen Baugruben im wasserführenden Lockergestein stellen Bohrfahlwände und Schlitzwände eine wirtschaftliche Alternative zu den mit Ausführungsrisiken verbundenen Spundwänden dar.

Für die Bemessung der **Bohrpfähle** können gemäß EA Pfähle die in Tabelle 5.4.2-4 bzw. 5.4.2-5 (s. Kap. 5.4.2) aufgeführten Werte für den **Spitzendruck und die Mantelreibung** angesetzt werden. Beim Ansatz der angegebenen Pfahlkennwerte zur **Dimensionierung von Schlitzwänden und überschnittenen Bohrfahlwänden** sind die Vorgaben gemäß EA Pfähle 2012, Kap. 5.4.6.4 bzw. 5.4.6.5 zu berücksichtigen.

### 5.5.2.3 Rückverankerungen

Die Baugruben sind nach statischen Erfordernissen durch Anker oder Aussteifungen rückzuverankern bzw. auszusteifen. Unter Berücksichtigung der Baulogistik sind Rückverankerungen vorzuziehen. Für die **Rückverankerung** mit Verpressankern sind die Vorgaben der DIN EN 1537 zu beachten. Aufgrund des inhomogenen Aufbaus der Auffüllungen (Schicht 1.1 und 1.2) und der geringen Tragfähigkeit des Lößlehms / Hochflutlehms (Schicht 2) ist die Verankerung innerhalb dieser Schichten ungünstig und wenig tragfähig. Im Lößlehm/Hochflutlehm (Schicht 2) sind nach Möglichkeit Aussteifungen zu bevorzugen. Darüber hinaus ist die Verankerung in einheitlichen Böden vorzusehen und eine Mischverankerung in unterschiedlich tragfähigen Böden zu vermeiden. Die Verpresskörper (Krafteintragungslänge) sollten daher möglichst einheitlich in den Sedimenten der pleistozänen Sande und Kiese (Schicht 3.1 bzw. 3.2) angeordnet werden.



Für eine **Vorbemessung** kann vorläufig nach Ostermayer die charakteristische Ankerkraft nach Tabelle 5.5.2-6 bzw. charakteristische Mantelreibung nach Tabelle 5.5.2-7 in Ansatz gebracht werden. Die angegebenen Ankerkräfte gelten für Verpresskörperlängen von mind. 6 m und bei einem Bohrdurchmesser von 150 mm. Die Tragfähigkeit des Baugrundes ist beim Bohren der Anker zu überprüfen. Bei Bedarf sind die Ankerbohrungen bis in tragfähige Schichten zu verlängern und die Stahlglieder den Bohrtiefen anzupassen.

Schicht-Nr.	Bezeichnung	Charakteristische Ankerkraft [kN/m <sup>2</sup> ]
1.1	Auffüllungen (nichtbindig, z.T. gemischtkörnig)	Eignungsversuche erforderlich
3.1	Pleistozäne Sande	270 (200 – 380) <sup>1)</sup>
3.2	Pleistozäne Kiese	420 (300 – 550) <sup>1)</sup>

**Tabelle 5.5.2.3-1:** Charakteristische Mantelreibung für Verpressanker mit Nachverpressung in nichtbindigen Böden

Schicht-Nr.	Bezeichnung	Bruchwert $\tau_{M,k}$ der Mantelreibung [kN/m <sup>2</sup> ]
1.2	Auffüllungen (bindig, z.T. gemischtkörnig)	Eignungsversuche erforderlich
2	Lößlehm/Hochflutlehm	250 (180 – 350)
4.1	Zwischenlagen aus Ton / Schluff	Eignungsversuche erforderlich
4.2	Organische Böden	/

**Tabelle 5.5.2.3-2:** Charakteristische Mantelreibung für Verpressanker mit Nachverpressung in bindigen Böden

Ein Entweichen des Verpressmaterials kann infolge der möglicherweise grobkörnigen Struktur der Auffüllungen und der Terrassensedimente nicht ausgeschlossen werden. Es sind daher entsprechende Mehrmengen bei der Herstellung der Verpressanker einzuplanen. Ein mögliches Nachverpressen ist bei der Ausführung der Anker zwingend vorzusehen. Bei hohen Aufnahmemengen besteht bei Bedarf auch die Möglichkeit Geotextil-Strümpfe einzusetzen, um den unkontrollierten Verlust des Verpressmaterials zu vermeiden und den erforderlichen Verpressdruck aufbauen zu können. Beim Einsatz von Geotextil-Strümpfen ist erfahrungsgemäß davon auszugehen, dass sich der



Buchwert der Mantelreibung bzw. die charakteristische Ankerkraft in der Regel um ca. 10 % bis 20 % verringert.

Der Herauszieh Widerstand der Verpressanker ist mittels Eignungsprüfungen gemäß DIN EN 1537 zu ermitteln. Jeder Bauwerksanker ist einer Abnahmeprüfung zu unterziehen. Es wird ausdrücklich empfohlen, die Eignungsprüfungen vor Ausführung der eigentlichen Rückverankerung durchzuführen.

Im Bereich von in Betrieb befindlichen Gleisanlagen wird eine messtechnische Überwachung und Kontrolle der Gleislage und des Verbaus während der Baumaßnahme empfohlen, die vor Beginn der Baumaßnahme bzw. vor Beginn der weiteren Verbauarbeiten aufgenommen werden sollte, um eine unbeeinflusste Nullmessung zu erhalten.

### **5.5.3 Maßnahmen zur Wasserhaltung**

Bei allen Baugruben, welche in den im Untersuchungsgebiet flächendeckend vorhandenen hochdurchlässigen Grundwasseraquifer in den pleistozänen Sanden und Kiese einbinden, wäre eine bauzeitliche Grundwasserabsenkung einerseits technisch nur mit sehr hohem Aufwand möglich, weil die anfallenden Wassermengen sehr groß wären und entsprechend leistungsfähige Grundwasserhaltungsanlagen erfordern würden. Andererseits würden Absenkrichter mit sehr großer Reichweite entstehen, welche aus den verschiedensten Gründen genehmigungsrechtlich problematisch sind (u. a. Auswirkungen auf bestehende Wasserschutzgebiete, Bebauung und land- bzw. forstwirtschaftliche Nutzung, ggf. Gefahr der Verschleppung von Kontaminationen aus Altlasten bzw. von salzhaltigen Tiefenwässern). Somit sprechen im Regelfall sowohl die Wirtschaftlichkeit als auch die genehmigungsrechtlichen Risiken tendenziell gegen weitreichende Grundwasserabsenkungen.

Offene Baugruben mit Grundwasserabsenkung sind dann ausführbar, wenn lediglich in lokal eng begrenzte Grundwasservorkommen eingegriffen wird, die nicht im wirksamen hydraulischen Kontakt mit dem flächendeckend ausgebildeten Grundwasseraquifer in den pleistozänen Sanden und Kiesen stehen. Derartige Grundwasservorkommen könnten im nördlichen Streckenabschnitt in Form von sand- bzw. kiesgefüllten Linsen und Rinnen in den gering durchlässigen Lößlehm/Hochflutlehm (Schicht 2) vorkommen. Das Vorkommen entsprechender lokaler Grundwasservorkommen ist in diesem Bereich im Zuge der Baugrunderkundungen der Phase 2 genauer zu untersuchen.



Um weitreichende Grundwasserabsenkungen zu vermeiden, können Baugruben, welche in den flächendeckend ausgebildeten Grundwasseraquifer in den pleistozänen Sanden und Kiesen einschneiden, entweder teildicht ausgeführt und unter Wasser ausgehoben oder wasserdicht ausgebildet werden.

#### **5.5.3.1 Offene Baugruben mit Grundwasserabsenkung**

Ausgehend von der vorliegenden Planung und den bisherigen Kenntnissen zu den Untergrund- und Grundwasserverhältnissen gibt es bislang noch keinen Anwendungsfall für eine offene Baugrube mit Grundwasserabsenkung. Insbesondere im Zusammenhang mit den vorgesehenen Brückenbauwerken könnte allerdings in Abhängigkeit von der Festlegung des Gründungshorizontes entsprechende Anwendungsfälle noch entstehen.

Sofern in diesem Fall in den Baugrubenwänden bindige Auffüllungen (Schicht 1.2) oder Lößlehm/Hochflutlehm (Schicht 2) ansteht, kann eine offene Wasserhaltung mit Pumpensümpfen zur Fassung von Grund- und Sickerwasser sowie zur Fassung und Ableitung des Niederschlagswassers vorgesehen werden. Voraussetzung ist dabei allerdings, dass die erforderlichen Nachweise gegen hydraulischen Grundbruch geführt werden und dass bei den Standsicherheitsnachweisen für Verbauten und Böschungen die Sickerströmung berücksichtigt wird. Andernfalls sowie im Fall von nichtbindigen, stärker durchlässigen Sanden und Kiesen in den Baugrubenwänden ist zusätzlich eine geschlossene Wasserhaltung in Brunnen außerhalb der Baugrube zu empfehlen.

Die Aushubsohle / das Planum sollte mit einem Gefälle von  $\geq 3\%$  zum Pumpensumpf hergestellt werden, so dass das anfallende Wasser sicher durch die Pumpensümpfe erfasst wird und rasch abfließt, damit der Boden nicht aufweicht. Die Einleitung von Wasser aus der offenen Wasserhaltung in das Kanalnetz bzw. den Untergrund ist genehmigungspflichtig.

Sofern die Baugruben im Einflussbereich der vorhandenen Wasserschutzgebiete (s. a. Kap. 2.4) zu liegen kommen, ist eine temporäre Grundwasserabsenkung nur dann zulässig, wenn mittels Grundwassermodellberechnungen negative Auswirkungen auf die entsprechende Wasserfassung ausgeschlossen werden können.



### 5.5.3.2 Teildichte Baugruben mit Unterwasseraushub

Bei diesem Verfahren werden die Baugrubenwände mit wasserdichtem Verbau in Form von Spundwänden, überschnittenen Bohrpfahlwänden oder Schlitzwänden gesichert. Danach erfolgt der Aushub und der Einbau der Bauwerkssohle unter Wasser. Nachdem dann die Auftriebssicherheit der Bauwerkssohle gegeben ist oder durch eine Ballastierung bzw. Rückverankerung sichergestellt wurde, kann die dann dichte Baugrube gelenzt und das Bauwerke fertiggestellt werden. Die Wasserhaltung ist in diesem Fall auf Restwassermengen aus Undichtigkeiten sowie auf Niederschlagswasser auszulegen.

Dieses Verfahren ist grundsätzlich für die vorgesehenen Trogstrecken und Tunnelabschnitte in offener Bauweise geeignet und wurde unter vergleichbaren Baugrund- und Grundwasserverhältnissen regional erfolgreich eingesetzt (z. B. Tunnel Rastatt). Mit zunehmendem Abstand zwischen Wasserstand und Bauwerkssohle steigt allerdings der Aufwand stark an und verschlechtert die Wirtschaftlichkeit des Verfahrens.

Für eine Vorbemessung von **rückverankerten Unterwasserbetonsohlen** können die in den Tabellen 5.5.2.3-1 und 5.5.2.3-2 angegebenen charakteristischen Werte für die Ankerkraft und Mantelreibung angesetzt werden.

### 5.5.3.3 Wasserdichte Baugruben

Da weder im nördlichen noch im südlichen Streckenabschnitt in geeigneter Tiefenlage großflächig abdichtend wirkende, bindige Schichten anstehen, sind zur Herstellung wasserdichter Baugruben künstliche Untergrundabdichtungen erforderlich. Entsprechende Abdichtungsschichten können in den pleistozänen Sanden und Kiesen (Schichten 3.1 und 3.2) in Form von Injektionssohlen oder Düsenstrahlinjektionssohlen (HDI-Sohlen) hergestellt werden.

Für die Beurteilung der **Injizierbarkeit** ist in erster Linie die Kornzusammensetzung der anstehenden Bodenschicht maßgeblich. Ausgehend von den Anwendungsgrenzen für Injektionen in Böden nach Jessberger 1982 können die pleistozänen Kiese (Schicht 3.2) bei Feinkornanteilen ( $< 0,063$  mm) von meist bis zu 5 % mit Weichgel injiziert werden. Für Injektionen mit Silikatgel dürfte der Feinkornanteil bereits grenzwertig sein. Bei den pleistozänen Sanden (Schicht 3.1) ist bezogen auf die nachgewiesenen Feinkornanteile von meist bis zu 10 %, teilweise auch noch darüber, ver-



mutlich bereits die Einsatzgrenze von Weichgel erreicht. Diesbezüglich müssen in der nächsten Erkundungsphase noch spezielle Untersuchungen mit genauere Ermittlung der Feinkornanteile getätigt werden. Davon ausgehend wird zunächst im Hinblick auf die Ausführungsrisiken empfohlen, Weichgelsohlen allenfalls in pleistozänen Kiesen (Schicht 3.2) vorzusehen.

Für die Herstellung von **Düsenstrahlinjektionssohlen** sind die anstehenden Schichten, insbesondere die pleistozänen Sande und Kiese (Schichten 3.1 und 3.2) grundsätzlich geeignet. Für die Planung und Ausführung ist die DIN EN 12716 in ihrer jeweils aktuellen Form zu berücksichtigen.

Gemäß [U 26] können für Vorentwurfszwecke die in der Tabelle 5.5.3.3-1 angegebenen, grob abgeschätzten Säulendurchmesser zugrunde gelegt werden. Dabei wird zwischen den 3 Injektionsverfahren „Simplex-Verfahren“ (Einphasen-Jetting ohne Vorschneiden des Bodens), „Duplex-Verfahren“ (Zweiphasen-Jetting mit Druckluft- oder Wasserunterstützung) und „Triplex-Verfahren“ (Dreiphasen-Jetting mit Luft- und Wasserunterstützung) unterschieden. Durch das Vorschneiden des Bodens mittels Luft oder Wasser werden sowohl größere Säulendurchmesser als auch höhere Spitzendruckfestigkeiten erreicht.

Bodenart / Schicht	Simplex Ø [m]	Duplex Ø [m]	Triplex Ø [m]
Lößlehm/Hochflutlehm (Schicht 2)	0,4 – 0,6	0,6 – 0,8	0,8 – 1,0
Pleistozäne Sande (Schicht 3.1)	0,8 – 0,9	1,2 – 1,4	1,4 – 1,8
Pleistozäne Kiese (Schicht 3.2)	0,9 – 1,0	1,4 – 1,6	2,0 – 2,8

**Tabelle 5.5.3.3-1:** HDI-Säulendurchmesser abhängig vom Injektionsverfahren

Nach aktuellem Stand der Technik sind gemäß [U 27] je nach verwendeter Flüssigkeit auch Säulendurchmesser von bis zu 3,5 m möglich. Aufgrund der uneinheitlichen Lagerungsdichte der pleistozänen Sande und Kiese (Schicht 3.1 / 3.2) müssen die Abmessungen der Düskörper in ausreichendem Maße während und nach der Ausführung überprüft werden. Zu beachten sind die lagen oder nestartig in die Kiese und Sande eingelagerten Stein- und Blockansammlungen, welche zu Düsenschatten und unregelmäßigen Injektionskörpern führen können. Auch sollten keine bindigen Zwi-



---

schenlagen aus Ton oder Schluff bzw. organische Böden im Niveau der HDI-Sohlen zu liegen kommen. Vor der Ausführung von Düsenstrahlinjektionssohlen sollten in jedem Fall Probesäulen bzw. Probefelder angelegt werden.

#### 5.5.3.4 Bautechnische Sondermaßnahmen

Durch verbleibende Verbauten, welche die **Unterströmung oder Überströmung der Bauwerke** einschränken, jedoch auch durch die Bauwerke selbst, kann ein dauerhafter und möglicherweise unzulässiger Grundwasseraufstau auf der Anströmseite des Verbaus und der Bauwerke herbeigeführt werden. Darüber hinaus kann es zu einer Änderung der Strömungsrichtung und –geschwindigkeit des Grundwassers kommen. Insbesondere in den Bauabschnitten im Einflussbereich der Wasserschutzgebiete (s. a. Kap. 2.4) ist die temporäre und dauerhafte Wirkung von wasserdichten Verbauten und Bauwerken mittels Grundwassermodellberechnungen zu untersuchen.

Im Hinblick auf die aufstauende Wirkung von wasserdichten Verbauten und Bauwerken muss auch sichergestellt werden, dass es im Bereich der tiefliegenden „Salzfahne“ (s. a. Kap. 2.4.3) nicht zur Verschleppung der in Tiefen ab 50 – 60 m unter GOF angetroffenen salzhaltigen Wasser in oberflächennahe Schichten kommt. Zur genaueren Untersuchung dieses Sachverhaltes sind zu gegebener Zeit Grundwassermodelluntersuchungen vorzunehmen.

In Abhängigkeit von den o. g. Auswirkungen können zusätzliche Maßnahmen erforderlich werden. Diesbezüglich sind nach Feststellung der Auswirkungen ggf. Abstimmungen mit den zuständigen Ämtern erforderlich. Mögliche Maßnahmen wären eine **Dükerung** der Bauwerke (künstlich Umläufigkeit mittels Filterschichten etc.) oder die nachträgliche Öffnung von Bohrpfahlwänden oder Schlitzwänden mittels **Öffnungsbohrungen**. Bei einem nachträglichen Auf- bzw. Überbohren von Schlitzwandelementen oder Bohrpfählen ist in den entsprechenden Bereichen anstelle von üblicher Bau-stahlbewehrung GFK-Bewehrung einzubauen. Um die Auswirkungen eines tiefreichenden Verbaus zu minimieren, besteht ggf. auch die Möglichkeit vorab eine Staffelung hinsichtlich der Länge der Verbau-elemente vorzusehen, so dass unterhalb der Bauwerke Lücken (hydraulische Fenster) im Verbau planmäßig hergestellt werden.



---

#### **5.5.4 Verwertung des Baugrubenaushubs**

Rollige und gemischtkörnige Aushubmaterialien (pleistozäne Sande und Kiese der Schichten 3.1 und 3.2) können – soweit keine Kontamination vorliegt – uneingeschränkt wiederverwendet werden. Nichtbindige Auffüllungen sind je nach Zusammensetzung und chemischer Belastung eingeschränkt wiederverwendbar. Je nach Korngrößenverteilung kann rolliges und gemischtkörniges Material für Erdbauwerke, zum Bodenaustausch, zur Einschüttung von in offener Bauweise hergestellten Tunnelbauwerken oder für sonstige Zwecke genutzt werden.

Bindiges Aushub- und Ausbruchmaterial (Lößlehm/Hochflutlehm (Schicht 2) und Zwischenlagen aus Ton/Schluff (Schicht 4.1) sowie bindige Auffüllungen (Schicht 1.2)) ist schlecht verdichtbar und erfordert bei einer Verwendung für Erdbauwerke eine Bodenstabilisierung mit Kalk oder Zement. Dementsprechend sollten die bindigen Böden vorrangig dauerhaft abgelagert werden. Organische Böden sind grundsätzlich nicht wiederverwendbar. Beim Aushub sind, soweit eine Wiederverwendung vorgesehen ist, die einzelnen Bodenschichten nach Möglichkeit zu separieren. Die Zwischenlagerung von für eine Wiederverwendung vorgesehenem Material hat in kontrolliert eingebauten und an der Oberfläche abgewalzten Mieten zu erfolgen. Beim Wiedereinbau bzw. bei der Verwertung sind die Ergebnisse der Untersuchungen nach VwV (Kap. 3.3) zu beachten. Für die weitere Planung wird empfohlen, frühzeitig ein entsprechendes Bodenmanagementkonzept auszuarbeiten und mit den zuständigen Behörden abzustimmen.

### **6. EMPFEHLUNGEN FÜR WEITERE UNTERSUCHUNGEN**

Im Hinblick auf die weitere Planungsphase ist in der Stufe 2 der Baugrunderkundungen die Aufschlussdichte zu erhöhen. Dazu sind zusätzliche Erkundungsbohrungen zwischen den bestehenden Bohransatzpunkten zu platzieren, damit die Bohrlochabstände auf ca. 100 m reduziert werden. Dabei sind insbesondere auf der Neubaustrecke zwischen NBS-km 139,0 und NBS-km 144,0 sowie im Bereich der Ausbaustrecke Bohrungen innerhalb der bestehenden Gleisanlagen notwendig, um Informationen zum Aufbau der Bestandsstrecke zu erhalten.

Unter Berücksichtigung des im Zuge der Vorplanung angepassten Streckenverlaufs sowie der aktuellen Gradientenverläufe sind zwischen NBS-km 146,4 und NBS-km 148,5 neue Erkundungsbohrungen entlang der geplanten Trasse abzuteufen. Darüber hinaus sind die Untergrundverhältnisse des östlichen Teils der NBS (NBS-km 141,7 bis NBS-km 144,2) sowie die Untergrundverhältnisse des östlichen Zuführungsgleises der Weströhre (NBS-km 141,6 bis NBS-km 142,9) zu untersuchen.



Die in diesen Bereichen bereits abgeteuften Bohrungen liegen derzeit bis zu ca. 100 m neben dem geplanten Trassenverlauf. Ausgehend von dem derzeit geplanten Trassenverlauf werden Bohransatzpunkte in einem Abstand von max. 10 m zur Außenseite des geplanten Tunnels empfohlen. Neben den zusätzlichen Erkundungsmaßnahmen entlang der NBS, sind auch entlang der ABS sowie im Bereich der Verbindungskurve neue Erkundungsbohrungen erforderlich.

Neben einem dichteren Erkundungsraster entlang der geplanten Trasse sind auch zusätzliche bauwerksbezogene Erkundungsbohrungen im Bereich der Kreuzungsbauwerke notwendig, damit ausreichende Gründungsempfehlungen getätigt werden können.

Im Bereich von geplanten Aufhöhungen bestehender Bahndämme, sind sowohl der Aufbau als auch die Lagerungsdichte der bestehenden Bahndämme mittels Erkundungsbohrungen bzw. Rammsondierungen zu untersuchen. Dies betrifft insbesondere den Abschnitt der ABS im Süden Offenburgs. Die Abstände der entsprechenden Bohransatzpunkte sollten ca. 100 m nicht überschreiten.

Im Hinblick auf den festgestellten hohen Grundwasserstand in der BK GWM 1-9 sind in diesem Bereich zusätzlich Erkundungsmaßnahmen erforderlich, um den gemessenen Wasserstand zu verifizieren und die damit in Verbindung stehenden geologischen Verhältnisse eingrenzen zu können. Dabei ist zu überprüfen, ob lokal begrenzt in kies- oder sandgefüllten Linsen abgeschlossene Grundwasservorkommen existieren.

Um genauere Kenntnisse über die Grundwasserverhältnisse bei Hochwasserereignissen im Bereich der Kinzigquerung zu erhalten, empfehlen wir in dem entsprechenden Bereich (bspw. am Kinzigdeich) eine zusätzliche Grundwassermessstelle zu errichten.

Gemäß [U 8] sollte aus hydrogeologischer Sicht die laterale und tiefenbezogene Ausbreitung der „Salzfahne“ genauer ermittelt werden. Dahingehend sind zur genaueren Erfassung der Lage und Ausbreitung der „Salzfahne“ im Umfeld der BK GWM 2-14/1 zusätzliche Erkundungsmaßnahmen notwendig. Hierzu bieten sich Kernbohrungen südlich und nördlich der BK GWM 2-14/1 an. Im Zuge von Stillstandzeiten während des Abteufens dieser Bohrungen sollten weitere Grundwasserproben in unterschiedlichen Tiefen entnommen und hydrochemisch untersucht werden.

Im Hinblick auf eine bessere Einschätzung der Rammbarkeit der anstehenden Schichten und der damit verbundenen Abschätzung des Anteils erforderlicher Zusatzmaßnahmen (Auflockerungs- / Austauschbohrungen) empfehlen wir im Zuge der zweiten Stufe der Baugrunderkundungen Proberammungen durchzuführen.



Das Laborversuchsprogramm der zweiten Stufe der Baugrunderkundungen sollte u.a. Kompressionsversuche und weitere Proctorversuche vorsehen, um aussagekräftigere Ergebnisse zur Einschätzung des Verdichtungsverhaltens zu erhalten. Untersuchungen zur Kornform sowie mineralogische Untersuchungen von Böden sowie Steinen und Blöcken und die Durchführung von Konuszugversuchen (nach Feinendegen et al 2010) werden zur weiteren Quantifizierung der Verklebungsproblematik empfohlen.

## **7. ZUSAMMENFASSUNG**

Aufbauend auf den in den Jahren 2011 und 2012 durchgeführten Erkundungsmaßnahmen wurden im Rahmen der Vorplanung für den Tunnel Offenburg im Zeitraum von Juli bis Dezember 2017 insgesamt 76 Erkundungsbohrungen abgeteuft, wovon 17 zu Grundwassermessstellen und weitere 12 zu Hilfspegeln ausgebaut wurden. Darüber hinaus wurden neben den Ansatzpunkten der Kernbohrungen insgesamt 28 Schwere Rammsondierungen und 20 Drucksondierungen ausgeführt sowie Labor- und Feldversuche durchgeführt. Im Rahmen einer ergänzenden Erkundung sind im November/Dezember 2018 im Bereich des Bürgerwaldsees weitere 9 Kernbohrungen abgeteuft worden. In dem vorliegenden Gutachten werden die Erkundungsergebnisse aus den Jahren 2017 und 2018 dokumentiert sowie unter Berücksichtigung der älteren Erkundungsergebnisse bewertet.

Das Untersuchungsgebiet liegt im Bereich des Stadtgebiets von Offenburg in den Sedimenten des Kinzigschwemmfächers. Westlich von Offenburg verzahnt sich dieser mit den alpinen Rheintalkiesen und –sanden. Lokal sind geringmächtige Zwischenhorizonte aus Ton/Schluff sowie organische Böden in Form von Humus/Torf eingelagert. Nach den Erkundungsergebnissen kommt die Tunnelstrecke überwiegend in den pleistozänen Sanden und Kiesen zu liegen. Im Firstbereich werden bei der Offenen Bauweise von km 140,1 bis 140,3 sowie im Bereich des Schildvortriebs von NBS-km 143,0 bis 144,7 auch die Schichten des Lößlehms bzw. Hochflutlehms angeschnitten. Im Bürgerwaldsee wurden oberhalb der geplanten Oströhre 4 – 6 m mächtige Auffüllungen aus stark schluffigen Sanden angetroffen. Die höher liegenden Abschnitte der Trogbauwerke kommen überwiegend in den Schichten des Lößlehms/Hochflutlehms sowie in den bindigen und nichtbindigen Auffüllungen zu liegen.

Nach den Ergebnissen der hydraulischen Untersuchungen fungieren die im Baugrund anstehenden pleistozänen Sande und Kiese als Grundwasseraquifer. Die Sande und Kiese sind mit  $k_f$ -Werten von  $1 \cdot 10^{-4}$  bis  $5 \cdot 10^{-3}$  m/s gut bis sehr gut durchlässig. Mit zunehmender Tiefe reduziert sich die Durchlässigkeit auf etwa  $1 \cdot 10^{-5}$  m/s. Zur Oberfläche werden die durchlässigen Sande und Kiese von



schwach durchlässigen Schichten des Lößlehms/Hochflutlehms überdeckt, wobei diese Schichten insbesondere im nördlichen Streckenabschnitt z.T. eine Mächtigkeit von mehreren Metern aufweisen. Innerhalb der durchlässigen Sande und Kiese sind lokal bindige Zwischenlagen aus Ton/Schluff sowie Organische Böden eingelagert. Diese bindigen Zwischenlagen sind schwach durchlässig bis undurchlässig und können lokal zu einer Unterteilung des Grundwasseraquifers in ein oberes und unteres Grundwasserstockwerk führen. Darüber hinaus können auch stark durchlässige Kiese innerhalb des Lößlehms/Hochflutlehms eingelagert sein (Bspw. BK GWM 1-9) und lokal zu höheren Grundwasserständen führen. Der Wasserspiegel kommt bei Mittelwasserverhältnissen im Bereich des maschinell aufzufahrenden Tunnels bis zu 29 m oberhalb der geplanten SO zu liegen. Das Grundwasser ist nicht bis schwach betonaggressiv. Im Bereich der BK GWM 2-14/1 wurde ab einer Tiefe zwischen 50 und 60 m u. GOF eine zunehmende Mineralisation des Grundwassers festgestellt, welche auf eine bekannte „Salzfahne“ mit Ursprung im südöstlich von Offenburg liegenden Ohlsbach hindeutet.

Im Kap. 3 des Gutachtens werden die Ergebnisse von boden- und felsmechanischen Feld- und Laborversuchen sowie von umwelttechnischen Untersuchungen dokumentiert und bewertet. Darauf aufbauend erfolgt im Kap. 4 eine Klassifizierung der vorkommenden Böden nach bautechnischen Zwecken sowie die Angabe von Bodenkennwerten für weitere Berechnungen. Darüber hinaus werden gewerkespezifische Homogenbereiche gebildet und die entsprechenden Angaben zu den jeweiligen Kennwerten gemacht.

Kap. 5 enthält allgemeine Empfehlungen zum Aufbau des Ober- und Unterbaus der Gleistrassen sowie zum Aufbau und zu berücksichtigten Regelneigungen von geplanten Dammbauwerken und Einschnitten. Darüber hinaus werden Gründungsempfehlungen zu den im Streckenverlauf geplanten Trog- und Kunstbauwerken abgegeben.

Abschließend werden im Kap. 6 Empfehlungen für weitere ergänzende Erkundungsmaßnahmen bzw. genannt.

Für Rückfragen und bei Abweichungen gegenüber den beschriebenen Verhältnissen ist der Gutachter umgehend hinzuzuziehen.



DR. SPANG

Projekt: 37.5058

Seite 114

12.02.2020

---

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

i.V. 

Dipl.-Ing. Frank Züchner  
(Abteilungsleiter Tunnelbau)

i.A. gezeichnet

Kai Schmidt, M.Sc.  
(Projektingenieur)

**Verteiler:**

- DB Netz AG, Frau Kaphengst, Karlsruhe, 2 x, davon 1 x vorab per Mail an <sara.kaphengst@deutschebahn.com>
- Dr. Spang GmbH, Frankfurt, 1 x