



DR. SPANG

INGENIEURGESELLSCHAFT FÜR BAUWESEN, GEOLOGIE UND UMWELTECHNIK MBH

DB Netz AG
Technik Projekt S6 / NMS (I.NG-MI-N)
Hahnstraße 52
60528 Frankfurt am Main

Projekt-Nr.
28.2288

Datei
P2288B210512

Diktat
CSp/Fe/Eh/Ric

Büro
Witten

Datum
12.05.2021

S-Bahn Rhein-Main / Nordmainische S-Bahn

Strecke km 54,510 – km 71,634

Geotechnisches Gutachten

Anlage 12.5.0.1a **ersetzt Anlage 12.5.0.1**

Auftrag vom 14.04.2014

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

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

Niederlassungen: 73734 Esslingen/Neckar, Eberhard-Bauer-Str. 32, Tel. (0711) 351 30 49-0, Fax 351 30 49-19, esslingen@dr-spang.de
60528 Frankfurt/Main, Lyoner Straße 12, Tel. (069) 678 65 08-0, Fax 678 65 08-20, frankfurt@dr-spang.de
09599 Freiberg/Sachsen, Halsbrücker Straße 34, Tel. (03731) 798 789-0, Fax 798 789-20, freiberg@dr-spang.de
21079 Hamburg, Harburger Schloßstraße 30, Tel. (040) 524 73 35-0, Fax 524 73 35-20, hamburg@dr-spang.de
06618 Naumburg, Wilhelm-Franke-Straße 11, Tel. (03445) 762-25, Fax 762-20, naumburg@dr-spang.de
90491 Nürnberg, Erlengrabenstraße 72, Tel. (0911) 964 56 65-0, Fax 964 56 65-5, nuernberg@dr-spang.de
85521 Ottobrunn, Alte Landstraße 27, Tel. (089) 277 80 82-60, Fax 277 80 82-90, muenchen@dr-spang.de
14480 Potsdam, Großbeerenstraße 231, Haus III, Tel. (0331) 231 843-0, Fax 231 843-20, berlin@dr-spang.de

Banken: Deutsche Bank AG, Witten, IBAN: DE42 4307 0024 0813 9511 00, BIC: DEUTDE33HAN
Sparkasse Witten, IBAN: DE59 4525 0035 0000 0049 11, BIC: WELADED1WTN



INHALT	SEITE
1. ALLGEMEINES	6
1.1 Projekt	6
1.2 Auftrag	7
1.3 Unterlagen	7
1.4 Untersuchungen	10
1.4.1 Feldaufschlüsse	10
1.4.2 Hydrogeologische Feldversuche	13
1.4.3 Geotechnische Laborversuche	14
1.4.4 Bautechnische Wasseranalytik	15
2. GEPLANTE BAUMASSNAHMEN / TRASSENFÜHRUNG	15
3. GEOTECHNISCHE SITUATION	21
3.1 Morphologie, Vegetation und aktuelle Nutzung	21
3.2 Baugrundaufbau	22
3.2.1 Geologischer Überblick	22
3.2.2 Schichtbeschreibung	26
3.3 Grundwasser	34
3.3.1 Allgemeines	34
3.3.2 Grundwasserstand und vorläufiger Bemessungswasserstand	34
3.3.3 Durchlässigkeiten	39
3.3.4 Grundwasserfließrichtung	41
3.3.5 Ergebnisse der hydrochemischen Grundwasseruntersuchungen	41
3.4 Geotechnische Besonderheiten	42
3.4.1 Lagerstätten und (Alt-)Bergbau	42
3.4.2 Tektonik	44
3.4.3 Erdbebengefährdung	45
3.4.4 Frosteinwirkungszone	45
3.4.5 Schutzgebiete	45
4. BODENKLASSIFIZIERUNG	46



4.1	Klassifizierung für bautechnische Zwecke	46
4.2	Bodenkennwerte	48
4.3	Felsmechanische Kennwerte	49
5.	ANFORDERUNGEN AN OBERBAU UND UNTERBAU	50
5.1	Allgemeines	50
5.2	Schotter	52
5.3	Unterbau	52
6.	FOLGERUNGEN	55
6.1	Schichtenverlauf	55
6.2	Geotechnische Homogenbereiche	55
6.3	Erkundung Bauwerksbestand	58
6.4	Auswertung der Gleismessschriebe	59
6.4.1	Allgemeines	59
6.4.2	Gegenüberstellung Fehler SR 100 / Baugrundverbesserung	61
6.4.3	Ableitung Bodenverbesserungsmaßnahmen	62
6.5	Ermittlung Streckenabschnitte mit geringer Tragfähigkeit	65
7.	EMPFEHLUNGEN	67
7.1	Gründungsmöglichkeiten	67
7.2	Gründungsempfehlungen	76
7.3	Standicherheit für Erdbauwerke	82
7.4	Baugrube	86
7.4.1	Allgemeines	86
7.4.2	Böschungsneigungen	89
7.5	Grundwasser	91
7.5.1	Bemessungswasserstände	91
7.5.2	Grundwasserhaltung	92
7.5.3	Entwässerung / Drainung	93
7.6	Wasserschutzgebiete	97
7.7	Beweissicherung	99
7.8	Sonstige Empfehlungen	101



8. ANLAGEN

Anlage 12.5.1a:	Übersichtslageplan 1 : 25.000 (3)
Anlage 12.5.2:	Amtliche Karten (1)
Anlage 12.5.2.1:	Geologische Karte 1 : 25.000 (1)
Anlage 12.5.2.2:	Hydrogeologische Karten 1 : 25.000 (2)
Anlage 12.5.2.3	Karte der Trinkwasserschutzgebiete 1 : 25.000 (1)
Anlage 12.5.3a:	Lagepläne mit Erkundungspunkten 1 : 1.000 (26)
Anlage 12.5.4a:	Längsschnitte mit Erkundung 1 : 1.000 (25)
Anlage 12.5.5a:	Bohrdokumentation 1. - 4. EKP (1)
Anlage 12.5.5.1a:	Kernbohrungen und Sondierungen mit der schweren Rammsonde (1.360)
Anlage 12.5.5.2a:	Kleinrammbohrungen und Sondierungen mit der schweren Ramm- sonde (362)
Anlage 12.5.5.3a:	Sonstige Sondierungen mit der schweren Rammsonde (86)
Anlage 12.5.5.4a:	Sonstige Kleinrammbohrungen (274)
Anlage 12.5.5.5a:	Bauwerksbohrungen (88)
Anlage 12.5.5.6:	Drucksondierungen (403)
Anlage 12.5.5.7a:	Kampfmittelerkundung (28)
Anlage 12.5.5.8a:	Kernbohrungen - Schwarzdecke (6)
Anlage 12.5.5.9a:	Vermessung (28)
Anlage 12.5.5.10a	Lastplattendruckversuche (36)
Anlage 12.5.6a:	Geotechnische Laborversuche (622)
Anlage 12.5.7a:	Chemische Analyseergebnisse (1)
Anlage 12.5.7.1a	Grundwasseranalysen nach DIN 4030 (1)
Anlage 12.5.7.2a:	Grundwasseranalysen nach DIN 50 929 (5)
Anlage 12.5.8	bleibt frei
Anlage 12.5.9a:	Auswertung hydraulischer Feldversuche (1)
Anlage 12.5.9.1a:	Auswertung von Pumpversuchen (38)
Anlage 12.5.9.2a:	Auswertung Versickerungsversuche (1)
Anlage 12.5.9.3a.:	Auswertung Doppelringinfiltrrometer (9)
Anlage 12.5.10a:	Längsschnitt mit Bewertungsband (24)



DR. SPANG

Projekt: 28.2288

Seite 5

12.05.2021

Anlage 12.5.11a:	Böschungsbruchberechnung (19)
Anlage 12.5.12a:	Setzungsberechnung (10)
Anlage 12.5.13a:	Konsolidationsberechnung (2)
Anlage 12.5.14a:	Auswertung Gleismesssschriebe (1)
Anlage 12.5.14.1a:	Gleisfehler / Bauwerke (1)
Anlage 12.5.14.2a:	Gleislagefehler / Baugrundverbesserung (1)
Anlage 12.5.14.3a:	Auswertung Messsschriebe (6)



1. ALLGEMEINES

1.1 Projekt

Die DB Netz AG plant den Neubau der „Nordmainischen S-Bahn“. Die Nordmainische S-Bahn soll an das Bestandsnetz der Frankfurter S-Bahn in der Nähe der Station Konstablerwache anschließen und über den Bahnhof Frankfurt/Main – Ost zum Hbf Hanau führen. Dabei soll die Streckenführung auf der nördlichen Mainseite, im Wesentlichen in Bündelung mit der bestehenden Strecke Frankfurt – Fulda, erfolgen. Mit der Nordmainischen S-Bahn soll somit das Frankfurter S-Bahn-Netz mit der bereits bestehenden, südlich des Mains geführten S-Bahn-Strecke ergänzt werden.

Die geplante Strecke 3685 soll im Anschluss an eine bestehende S-Bahn-Strecke in der Nähe der Station Konstablerwache, etwa im Bereich der „Grünen Straße“ zunächst unterirdisch geführt werden. In einem bogenförmigen Verlauf soll die unterirdische Strecke zum Bahnhof Frankfurt/Main – Ost in zwei Tunnelröhren geführt werden. Östlich der Station Frankfurt/Main – Ost soll die S-Bahn-Strecke wiederum in zwei Tunnelröhren mit langsam ansteigender Gradienten zur Geländeoberfläche geführt werden.

Bei etwa km 54,220 enden die derzeit vorgesehenen Tunnelröhren und gehen in ein Trogbauwerk über. Von km 54,220 bis km 54,323 ist der Trog als geschlossenes Rahmenbauwerk zum Anschluss an die Tunnelröhren geplant. Von km 54,323 bis km 54,510 ist ein offenes Trogbauwerk vorgesehen.

Ab dem Ende des Trogbauwerks (km 54,510) wird die Strecke 3685 bis zum Hbf Hanau (km 71,6+34) oberirdisch zunächst in nordöstlicher Richtung geführt werden. Südwestlich der Ortschaft Bischofsheim schwenkt die Trasse nach Osten. Südlich von Wilhelmsbad ändert sich die Trassenführung erneut und führt nach Südosten auf den Hbf Hanau zu. Im Bereich der oberirdischen Strecke sollen 6 S-Bahn-Stationen errichtet werden sowie 6 niveaugleiche Bahnübergänge aufgehoben werden. Außerdem sollen 3 weitere Überführungsbauwerke für querende Straßen errichtet werden.

Das vorliegende Gutachten behandelt die geotechnischen Verhältnisse im Bereich der oberirdisch geführten Strecke östlich der beiden Tunnelabschnitte bis zum Hbf Hanau.



Die in diesem Gutachten verwendeten km beziehen sich grundsätzlich auf die geplante Kilometrierung der geplanten S-Bahn-Strecke 3685 unabhängig von der tatsächlich betroffenen Strecke. Abweichungen hiervon sind im Einzelfall angegeben.

1.2 Auftrag

Die DB ProjektBau GmbH hat am 18.12.2007 der Dr. Spang Ingenieurgesellschaft für Bauwesen, Geologie und Umwelttechnik mbH, den Auftrag erteilt, eine Baugrundbeurteilung (1. und 2. EKP) zu erstellen. Im weiteren Planungsverlauf wurden nach Abschluss und Auswertung der 1. und 2. Erkundungsphase die Planung in diversen Abschnitten der PFA Maintal, Frankfurt und Hanau verändert bzw. es ergaben sich weitergehende Forderungen zur Untersuchung von Detailfragen. Weiterhin wurden aufgrund der fortgeschrittenen Planung für Stützwände und Lärmschutzwände ergänzende Erkundungen erforderlich. Die DB Netz AG beauftragte die Dr. Spang GmbH am 14.04.2014 (Bestellung 0086/UCX/41223691) mit der Planung und Überwachung der Nacherkundung (3. EKP) auf der Grundlage unseres Angebotes vom 09.01.2014.

In Auswertung der Ergebnisse der 3. EKP ist eine Überarbeitung des bereits übergebenen Streckengutachtens erforderlich. Die Überarbeitung des geotechnischen Streckengutachtens erfolgt auf der Grundlage der neuen Ril 836, 4. Aktualisierung vom 01.12.2014.

1.3 Unterlagen

Es wurden die nachfolgend aufgeführten Unterlagen verwendet:

- [U 1] Deutsche Bahn AG, S-Bahn Rhein-Main, Nordmainische S-Bahn, Strecke Frankfurt/M Ost – Hanau Los 12, 95/220; Bericht No. 1, Baugrundgutachten;** Prof.-Ing. P. Amann Consult GmbH, Mühlthal, 30.04.1997.
- [U 2] Deutsche Bahn AG, S-Bahn Rhein-Main, Nordmainische S-Bahn, Strecke Frankfurt/M Ost – Hanau Baulos 13, 95/220; Bericht No. 1, Baugrundgutachten;** Prof.-Ing. P. Amann Consult GmbH, Mühlthal, 28.04.1997.



-
- [U 3] **Deutsche Bahn AG, S-Bahn Rhein-Main, Nordmainische S-Bahn, Strecke Frankfurt/M Ost – Hanau Baulos 14, 95/220; Bericht No. 1, Baugrundgutachten;** Prof.-Ing. P. Amann Consult GmbH, Mühlthal, 13.05.1997.
- [U 4] **Deutsche Bahn AG, S-Bahn Rhein-Main, Nordmainische S-Bahn, Strecke Frankfurt/M Ost – Hanau Baulos 15, 95/220; Bericht No. 1, Baugrundgutachten;** Prof.-Ing. P. Amann Consult GmbH, Mühlthal, 22.08.1997.
- [U 5] **Deutsche Bahn AG, S-Bahn Rhein-Main, Nordmainische S-Bahn, Strecke Frankfurt/M Ost – Hanau Baulos 16, 95/220; Bericht No. 1, Baugrundgutachten;** Prof.-Ing. P. Amann Consult GmbH, Mühlthal, 25.08.1997.
- [U 6] **Magistrat der Stadt Hanau, S-Bahn Rhein-Main, Nordmainische S-Bahn, Beseitigung BÜ Frankfurter Landstraße, 97/122; Bericht No. 2 (Schlußbericht), Beurteilung der Grundwassersituation;** Prof.-Ing. P. Amann Consult GmbH, Mühlthal, 07.09.1998.
- [U 7] **Nordmainische S-Bahn, Strecke Frankfurt/Main – Hanau, Baumaßnahme Bahnübergang Frankfurter Landstraße in Hanau, Projekt 158010059, Bericht-Nr. 1, Einfluss auf die Hydrogeologie;** Prof.-Ing. P. Amann Consult GmbH, Mühlthal, 09.07.2001.
- [U 8] **Nordmainische S-Bahn, Strecke Frankfurt/Main – Hanau, Baumaßnahme Bahnübergang Salisweg in Hanau, Projekt 158010059, Bericht-Nr. 2, Einfluss auf die Hydrogeologie;** Prof.-Ing. P. Amann Consult GmbH, Mühlthal, 09.07.2001.
- [U 9] **Nordmainische S-Bahn, Strecke Frankfurt/Main – Hanau, Baumaßnahme Bahnübergang Burgallee, Einfluss auf die Hydrogeologie;** Prof.-Ing. P. Amann Consult GmbH, Mühlthal, 30.08.2001.
- [U 10] **Nordmainische S-Bahn, Strecke Frankfurt/Main – Hanau, Baumaßnahme Bahnübergang Burgallee in Hanau, Projekt 158010059, Bericht-Nr. 3, Einfluss auf die Hydrogeologie;** Prof.-Ing. P. Amann Infutec Consult AG & Co. KG, Mühlthal, 30.08.2001.



DR. SPANG

Projekt: 28.2288

Seite 9

12.05.2021

-
- [U 11] **S-Bahn Rhein-Main, Auszüge aus dem Erläuterungsbericht zur Vorplanung Lph 1 – 2;**
DB ProjektBau GmbH, Berlin, Dezember 2008.
- [U 12] **Hydrogeologisches Gutachten, S-Bahn Rhein-Main / Nordmainische S-Bahn, Tunnelstrecke „Grüne Straße“ – Station Ostbahnhof, Station Ostbahnhof, Tunnelstrecke Station Ostbahnhof - km 54,310;** Dr. Spang Ingenieurgesellschaft für Bauwesen, Geologie und Umwelttechnik mbH, Witten, 12.12.2008.
- [U 13] **Geotechnisches und tunnelbautechnisches Gutachten, S-Bahn Rhein-Main / Nordmainische S-Bahn, Tunnelstrecke „Grüne Straße“ – Station Ostbahnhof, Station Ostbahnhof, Tunnelstrecke Station Ostbahnhof - km 54,310;** Dr. Spang Ingenieurgesellschaft für Bauwesen, Geologie und Umwelttechnik mbH, Witten, 15.02.2017.
- [U 14] **Hochwassernachrichtendienst;** <http://www.hnd.bayern.de>, Stand Januar 2009.
- [U 15] **Erläuterungsbericht, S-Bahn Rhein-Main, Nordmainische S-Bahn, Vorplanung Lph 1-2;** DB ProjektBau GmbH, Berlin, 23.01.2009.
- [U 16] **RistWag, Richtlinien für bautechnische Maßnahmen an Straßen in Wasserschutzgebieten;** Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 2016.
- [U 17] **Zusammenfassender Messschrieb IZG Raillab, Strecke 3660, Gleis 1 + 2, Frankfurt Süd - Aschaffenburg;** DB AG, Druckdatum 12.02.2010 (aktuell).
- [U 18] **Messschrieb IZG Raillab, Strecke 3660, Gleis 1, Frankfurt Süd – Aschaffenburg;** DB AG, Messung vom 30.11.2009, Druckdatum 10.03.2010.
- [U 19] **Protokoll zur Besprechung Baugrundverbesserung Nordmainische S-Bahn bei der DB Netz AG, Frankfurt, am 29.01.2010,** Dr. Spang GmbH, 23.02.2010.
- [U 20] **Überschwemmungsgebiet Kinzig;** Bosch und Partner, Email vom 17.03.2010.



[U 21] S-Bahn Rhein-Main, Nordmainische S-Bahn, Planfeststellungsabschnitt 1 – Frankfurt am Main, Unterlage für eine Entscheidung nach §18 AEG, Erläuterungsbericht Stand: 02.08.2019; DB Netz AG, Regionalbereich Mitte, Frankfurt am Main.

[U 22] S-Bahn Rhein-Main, Nordmainische S-Bahn, Planfeststellungsabschnitt 2 - Maintal, Unterlage für eine Entscheidung nach §18 AEG, Erläuterungsbericht Stand: 28.06.2019; DB Netz AG, Regionalbereich Mitte, Frankfurt am Main.

[U 23] S-Bahn Rhein-Main, Nordmainische S-Bahn, Planfeststellungsabschnitt 3 - Hanau, Unterlage für eine Entscheidung nach §18 AEG, Erläuterungsbericht siehe Anlage 1.01.

Außerdem werden die zum Zeitpunkt der Gutachtenerstellung eingeführten technischen Regelwerke und alle relevanten bahninternen Regelwerke verwendet, insbesondere die in Ril 836.0101A01 aufgeführten Regelwerke.

1.4 Untersuchungen

1.4.1 Feldaufschlüsse

Zur Erkundung der geplanten Strecke von km ca. km 54+510 bis ca. km 72+110 wurden im Juni bis September 2008 (1. EKP) und von April 2013 bis März 2014 (3. EKP) Feldaufschlüsse durchgeführt. Die 2. EKP bezieht sich ausschließlich auf den Bereich der Station Frankfurt (m) – Ost und ist somit nicht Gegenstand dieses Gutachtens. Eine Zusammenstellung der durchgeführten Erkundungen ist in der Tabelle 1.4-1 enthalten. Die Lage der Aufschlüsse ist in den Lageplänen der Anlage 12.5.3a dargestellt. Mit Hilfe der Aufschlüsse wurden geotechnische Längsschnitte erstellt, die den Anlagen 4 zu entnehmen sind.

Im Einzelnen wurden **Kernbohrungen** (BK) nach DIN 4021 und DIN EN ISO 22 475 als Trockenbohrungen abgeteuft. Der Bohrdurchmesser lag zwischen 178 mm und 220 mm. Bei hohen Rammwiderständen und im Festgestein wurde auf Rotationsseilkernbohrungen mit einem Durchmesser von 146 mm umgestellt. Bei Bohrungen, die zu Grundwassermessstelle ausgebaut werden



sollten, wurde mit einem Bohrdurchmesser von 324 mm gebohrt. Sämtliche Bohransatzpunkte wurden zunächst mittels Oberflächendetektion hinsichtlich Kampfmittel überprüft. Wenn mit der Oberflächendetektion ein Kampfmittelverdacht nicht ausgeräumt werden konnte, wurden zunächst Schneckenbohrungen bis 7 m Tiefe vorgebohrt und in den Bohrungen eine Kampfmitteldetektion mittels Sonde ausgeführt. Die Berichte der Kampfmittelsuche sind in Anlage 12.6.5.7a zusammengestellt. Die Bohransatzpunkte wurden zur Leitungserkundung bei gegebenem Verdacht vorlaufend zur Durchführung der Bohrungen bis in eine Tiefe von 1,3 m vorgeschachtet. Die Kerne wurden durch Mitarbeiter der Dr. Spang GmbH geotechnisch aufgenommen und gemäß DIN 18 196 und DIN 18 300 gruppiert bzw. klassifiziert. Die Bohrergebnisse sind nach DIN 4023 in Anlage 12.6.5.1a zusammen mit den jeweils in unmittelbarer Nachbarschaft zu einer Kernbohrung durchgeführten Sondierung mit der schweren Rammsonde (DPH) dargestellt.

Aus dem Kerngewinn der Bohrungen (BK) und aus dem Bohrgut der Bohrsondierungen (BS) wurden gestörte Proben (gP) für geotechnische und umwelttechnische Laboruntersuchungen genommen. Insgesamt wurden 981 gestörte Bodenproben entnommen (917 Proben à 1 l, Probengefäß Kunststoffbecher, 64 Proben à 5 l, Probengefäß Kunststoffeimer). Die Entnahmetiefen sind Bohrdokumentationen in Anlage 12.6.5a zu entnehmen. Die Analyseergebnisse der umwelttechnischen Beprobung wurden FRS-MI zur weiteren Auswertung übergeben und sind nicht Gegenstand dieses Gutachtens.

Abschnittsweise wurden darüber hinaus insgesamt 75 **Standard Penetration Tests** (SPT) nach DIN 4094 / DIN EN ISO 22 476 in den Bohrlöchern durchgeführt. Die Ergebnisse sind in Anlage 12.6.5.1a enthalten.

Zur Ermittlung der Lagerungsdichte bzw. zur Bestimmung der Konsistenz wurden darüber hinaus **Rammsondierungen** durchgeführt. Neben den Kernbohrungen wurden dabei in der Regel in einem Abstand von etwa 2 bis 5 m Sondierungen mit der schweren Rammsonde (DPH nach DIN 4094-3 / DIN EN ISO 22 476-2) abgeteuft. Abbruchkriterium für die DPH war das Erreichen der Solltiefe bzw. Schlagzahlen von $N_{10} > 50$ auf mindestens 30 cm Tiefe in Folge. Die Rammprogramme der DPH sind jeweils bei der zugehörigen Kernbohrung (BK) oder Kleinrammbohrung (BS) in den Anlagen 12.6.5.1a und 12.6.5.2a enthalten. Sonstige Rammprogramme der DPH sind der Anlage 12.6.5.3a zu entnehmen. Zwischen den Kernbohrungen wurden zusätzlich Drucksondierungen (CPT nach DIN 4094 / DIN EN ISO 22 476-1) abgeteuft. Die Grenztiefe der CPT ergab



sich aus dem mit der Teufe zunehmenden Spitzendruck und der Mantelreibung einerseits sowie der Leistung des eingesetzten Gerätes. Die Ergebnisse sind in Anlage 12.56.5.6a enthalten.

An Erkundungspunkten, die mit den Kernbohrgeräten nicht zugänglich waren und insbesondere im Gleisbereich wurden zusätzlich **Kleinrammbohrungen** nach DIN 4021 / DIN EN ISO 22 475 als Bohrsondierungen (BS) mit einem Bohrdurchmesser von 30 bis 80 mm ausgeführt. Das Bohrgut wurde durch Mitarbeiter der Dr. Spang GmbH geotechnisch aufgenommen und gemäß DIN 18 196 und DIN 18 300 gruppiert bzw. klassifiziert. Die Bohrerergebnisse sind nach DIN 4023 in Anlage 12.6.5.2a und Anlage 12.6.5.4a ggf. zusammen mit einer in unmittelbarer Nachbarschaft durchgeführten Sondierung mit der schweren Rammsonde, dargestellt.

Zur Erkundung des Bauwerksbestands wurden in den Bestandsbauwerken, die durch die Baumaßnahme voraussichtlich verändert werden müssen, Bauwerksbohrungen abgeteuft. I. d. R. wurden in den Bauwerken jeweils horizontale Bohrungen zur Erkundung der Wandstärke und der Wandmaterialien und mit 60° schräg nach unten gerichtete Bohrungen zur Erkundung des Fundaments und der Gründungstiefe abgeteuft. Der Bohrdurchmesser lag zwischen 100 mm und 133 mm. Aus den gewonnenen Bohrkernen wurden Proben genommen und im Labor die Verformungseigenschaften bestimmt. Die Ergebnisse sind in der Anlage 12.6.5.5a enthalten.

Alle Aufschlüsse wurden im Anschluss an deren Herstellung der Lage und Höhe nach auf das Festnetz des AG sowie dem Landesnetz eingemessen. Die Lagekoordinaten (Rechts- und Hochwert) und die Höhe wurden dabei mit einer Genauigkeit von ± 5 cm ermittelt. Die Einmessung ist dabei z.T. mit einer Lageskizze dem jeweiligen Aufschluss vorangestellt (nur bei Aufschlüssen der 1. EKP) und tabellarisch in Anlage 12.6.5.9a enthalten.

Zur Untersuchung der geologischen, hydrogeologischen und baugrundgeologischen Verhältnisse im Bereich der geplanten S-Bahntrasse wurden während der 1. und 3. EKP die in Tabelle 1.4-1 dargestellten Feldaufschlüsse ausgeführt.

Art des Aufschlusses	Abk.	Anzahl [-]	Einzellänge [m]		Gesamtlänge [m]	Dokumentation in Anlage
			von	bis		
Kernbohrungen	BK	87	6,0	30,0	923,9	5.1



Art des Aufschlusses	Abk.	Anzahl [-]	Einzellänge [m]		Gesamtlänge [m]	Dokumen- tation in Anlage
			von	bis		
Grundwassermessstel- len	GWM	16	5,5	23,0	141,6	5.1
Bohrsondierungen	BS	357	0,5	16,0	1.539,0	5.2 + 5.4
Sondierungen mit der schweren Rammsonde	DPH	292	0,1	19,2	1.786,1	5.1 - 5.3
Drucksondierungen	CPT	46	0,6	10	210,3	5.7
Bauwerksbohrungen	BW	24	0,2	9,0	104,7	5.5 - 5.6

Tabelle 1.4-1: Feldaufschlüsse, 1. und 3. EKP

1.4.2 Hydrogeologische Feldversuche

Innerhalb der 1. EKP wurden im Streckenabschnitt von km 54+220 bis km 72+110 insgesamt 16 Grundwassermessstellen 5“ mit Filterstrecken überwiegend im Quartär (Schicht I.3 „Flugsande“ und I.4 „Mainterrasse“) errichtet. Zur Erkundung der hydraulischen Eigenschaften des Untergrundes wurden in den ausgebauten Grundwassermessstellen insgesamt 5 Kurzpumpversuche, 1 Langzeitpumpversuch und 8 Absenk-/Auffüllversuch durchgeführt. Die Auswertung der hydraulischen Bohrlochversuche ist in Anlage 12.5.9.1a zusammengestellt. Die Auswertung der durchgeführten Doppelringinfiltrometerversuche und Versickerungsversuche sind den Anlagen 12.5.9.2a und 12.5.9.3a zu entnehmen.

Während der Pumpversuche wurden aus 16 Grundwassermessstelle Wasserproben für die chemische Analytik entnommen.

In den 16 neu errichteten Grundwassermessstellen sowie in 9 bestehenden Grundwassermessstellen in diesem Streckenabschnitt wurden seit den Erkundungsarbeiten bis April 2015 in wöchentlichen Intervallen Messungen des Grundwasserspiegels durchgeführt. Die Grundwasserspiegelmessungen sind dem Hydrogeologischen Gutachten Anlage 12.6a - PFA 3 zu entnehmen.

Seit Dezember 2019 werden in neuen Grundwassermessstellen als auch in Bestandsmessstellen im PFA 3 2 x täglich Messungen des Grundwasserspiegels vorgenommen (s. Anlage 12.6.11a).

1.4.3 Geotechnische Laborversuche

Zur Bestimmung boden- und felsmechanischer Parameter wurden Identifikationsversuche im Labor durchgeführt. Der Umfang der Untersuchungen ist Tabelle 1.4-2 zu entnehmen. Eine Übersicht der durchgeführten Versuche der 1. EKP und die Ergebnisse sind in Anlage 12.5.6.1 und Anlage 12.5.6.2a zusammengestellt.

Versuch	DIN	Anzahl
Korngrößenverteilung	18 123	127
Kalkgehalt	18 129	24
Glühverlust	18 128	24
Wassergehalt	18 121	100
Konsistenzgrenzen	18 122	62
Durchlässigkeit	18 130	15
Rahmenscherversuch	18 137	5
Einaxiale Druckfestigkeit	Empfehlung Nr. 1, Versuchstechnik Fels der DGGT	3
Einaxiale Druckfestigkeit an Bauwerksproben	-	18

Tabelle 1.4-2: Umfang der geotechnischen Laborversuche

Die Ergebnisse der Laborversuche aus der 4. EKP für Bauwerke sind Anlage 12.5.6.3a zu entnehmen.



1.4.4 Bautechnische Wasseranalytik

Aus 18 Grundwassermessstellen und aus 28 Aufschlüssen entlang der Strecke wurden Wasserproben als Pumpproben zur Bestimmung der chemischen Inhaltsstoffe und der hydrochemischen Eigenschaften des Grundwassers entnommen. Die Proben wurden auf ihren Beton- und Metallangriffsgrad gemäß DIN 4030 bzw. DIN 50 929 untersucht. Die Auswertung der chemischen Analytik ist in Anlage 12.5.7a enthalten.

2. GEPLANTE BAUMASSNAHMEN / TRASSENFÜHRUNG

Die geplante S-Bahntrasse befindet sich in Hessen, nördlich des Mains zwischen Frankfurt und Hanau. Sie ist unmittelbar nördlich neben der bestehenden Bahnstrecke 3660 Frankfurt - Hanau geplant. Der hier betrachtete Streckenabschnitt schließt im Westen in km 54+220 an den dort geplanten Tunnel an. Der Streckenverlauf ist Anlage 12.5.2 und Anlage 12.5.3a zu entnehmen. Vom Tunnelende in km 54+220 verläuft die geplante Strecke zunächst in einem Trog bis ca. km 54+510. Der Trog wird in einem derzeit an gleicher Stelle bestehenden Bahndamm errichtet. Südlich des Trogs verläuft die Strecke 3660 auf demselben Damm bis ca. km 54,6. Ab dort wird die S-Bahn-Strecke zunächst nordwestlich der bestehenden Gleise im Bereich des Frankfurter Ostparks geführt. Etwa ab km 56,7 verläuft die S-Bahn-Strecke dann im Bereich ehemaliger Gleisanlagen (Güterbahnhof Hafen). Gleichzeitig werden ab ca. km 57,2 bis km 59,8 die Gleise der Fernbahnstrecke 3660 nach Süden neben die bestehende Gleisanlage verzogen. Die Gleise der S-Bahn-Strecke verlassen bei ca. km 58,0 wieder das Gleisfeld und verlaufen dann wieder nördlich der bestehenden Strecke in der Gemarkung Fechenheim, zunächst in enger Bündelung zu den bestehenden Gleisanlagen, da insbesondere zwischen km 59,0 und km 59,45 ein weiteres Verschwenken nach Norden durch die Kilianstädter Straße nicht möglich ist.

Ca. in km 59,65 verlässt die Strecke das Gebiet der Gemeinde Frankfurt am Main und gelangt in die Gemeinde Maintal. In diesem Bereich kommt die Strecke dem Mainbogen (südlich) nahe und geht etwa in eine Ost-West-Richtung über.



Die Strecke tangiert von ca. km 60,6 bis km 61,6 das nördlich der Trasse gelegene Gewerbegebiet bei Bischofsheim. Daran anschließend wird ein Gebiet der Stadt Maintal durchquert, in dem Kiesabbau bis an die Strecke herangereicht hat. Der Kiesabbau ist inzwischen eingestellt und die Kiesgruben entweder verfüllt und mit Grundwasser eingestaut (z. B. Teich nördlich der Strecke bei km 62,8).

Ab ca. km 63,4 bis ca. km 64,7 wird die S-Bahn-Strecke in bebautem Gebiet der Gemarkung Dörnigheim geführt.

Die Gemeindegrenze zwischen der Stadt Maintal und der Stadt Hanau wird ca. in km 66,5 passiert. Beim Ort Hanau-Wilhelmsbad ändert sich die Richtung der geplanten S-Bahnstrecke erneut und schwenkt nach Südosten ab.

Ab ca. km 66,6 bis km 70,3 wird das Fernbahngleis (Strecke 3660) aus der derzeitigen Lage nach Süden / Südwesten verschwenkt, sodass die S-Bahn-Gleise im Bestand verlaufen können.

Etwa in km 69,45 wird die Kinzig gekreuzt. Nach dem südlich der Strecke verlaufenden Main ist die Kinzig der größte Fluss im Projektgebiet.

Südlich der Kinzig verläuft die Strecke im bebauten Stadtgebiet der Stadt Hanau. Ab ca. km 69,9 wird die S-Bahn-Strecke wiederum aus den Bestandsgleisen ausgefädelt und dem Hauptbahnhof Hanau zugeführt. Im Bereich des Gleisvorfelds ist neben der S-Bahn-Strecke 3685 und der Fernbahnstrecke 3660 auch die Fernbahnstrecke 3600 von der Neubaumaßnahme der S-Bahn betroffen.

In Tabelle 2-1 sind von der Strecke berührte Ingenieurbauwerke entsprechend der Planungen [U 11] und Anlage 3 der Planfeststellungsunterlagen PFA 1 bis PFA 3 zusammengestellt.

km	Bauwerk	Bemerkung
3,117 - 3,170 (Strecke 3660)	Stützwand	Neubau



DR. SPANG

Projekt: 28.2288

Seite 17

12.05.2021

km	Bauwerk	Bemerkung
4,132 (Strecke 3600)	SÜ B 8 / B 40 Ratswegbrücke	Ergänzung Berührungsschutz
4,180 (Strecke 3600)	SÜ BAB 661	kein Eingriff erforderlich
5,180 (Strecke 3600)	KRBW Lahmeyerbrücke	Rück- und Neubau
6,097 (Strecke 3660)	EÜ Ernst-Heikel-Straße	Neubau
6,117 - 6,354 (Strecke 3660)	Bf Fechenheim	Neubau
6,541 (Strecke 3660)	EÜ Bahnsteigzugang Ost (Bf Fechenheim)	Neubau
6,532 (Strecke 3660)	Durchlass	Rückbau
6,541 (Strecke 3660)	Fuß- und Radwegüberführung Casellastraße	Neubau
6,659 - 6,674 (Strecke 3660)	Stützwand	Neubau
6,783 - 6,860 (Strecke 3660)	Stützwand	Neubau
7,162 (Strecke 3600)	EÜ Vilbeler Landstraße	kein Eingriff erforderlich
7,242 (Strecke 3600)	EÜ Bahnsteigzugang (Bf. Mainkur)	Rückbau
7,612 (Strecke 3600)	SÜ L 3001	Neubau Berührungsschutz
9,209 (Strecke 3660)	Durchlass	Neubau
10,150 (Strecke 3660)	ESTW-A Maintal	Neubau
10,235 (Strecke 3660)	SÜ L 3446 „Am Kreuzstein“	kein Eingriff erforderlich
10,241 - 10,451 (Strecke 3660)	Bf Maintal West	Erneuerung
10,500 (Strecke 3660)	EÜ Bahnsteigzugang (Bf. Maintal-West)	Erneuerung
10,941 (Strecke 3660)	SÜ Bruno-Dreßler-Straße	Erneuerung
11,476 (Strecke 3660)	EÜ Gewölbebrücke Braubach	Erneuerung
11,887 (Strecke 3660)	EÜ Gewölbebrücke Braubach	Erneuerung



DR. SPANG

Projekt: 28.2288

Seite 18

12.05.2021

km	Bauwerk	Bemerkung
11,942 (Strecke 3660)	SÜ L 3195	kein Eingriff erforderlich
12,362 (Strecke 3660)	EÜ Bahnsteigzugang (Bf. Maintal-Ost)	Erneuerung
12,259 - 12,469 (Strecke 3660)	Bf Maintal-Ost	Erneuerung
12,710 (Strecke 3660)	EÜ Gewölbebrücke Braubach	kein Eingriff erforderlich
13,343 (Strecke 3660)	Durchlass	Neubau
13,635 (Strecke 3660)	Durchlass	Neubau
14,45 - 14,95 (Strecke 3660)	Versickerungsbecken	Neubau
14,619 (Strecke 3660)	FÜ Buchenheege	Erneuerung
14,793 (Strecke 3660)	SÜ Westzubringer mit DL Frankfurter Land- straße	kein Eingriff erforderlich
14,920 (Strecke 3660)	Durchlass	Neubau
15,084 (Strecke 3660)	Durchlass	Neubau
15,664 (Strecke 3660)	Hebeanlage	Neubau
15,681 - 15,891 (Strecke 3660)	Bf Hanau-Wilhelmsbad	Rück- und Neubau
15,824 (Strecke 3660)	Hebeanlage	Neubau
16,210 (Strecke 3660)	SÜ L 3268 / Maintaler Straße	Erneuerung
16,578 (Strecke 3660)	SÜ Kastanienallee	kein Eingriff erforderlich
16,823 (Strecke 3685)	BÜ Beseitigung Frankfurter Landstraße	Ersatzneubau
17,161 - 17,248 (Strecke 3660)	Stützwand	Neubau
17,230 (Strecke 3685)	BÜ Beseitigung Salisweg	Ersatzneubau
17,500 (Strecke 3660)	EÜ Salisbach	Erweiterung
17,750 (Strecke 3660)	EÜ Kinzig	Erweiterung



DR. SPANG

Projekt: 28.2288

Seite 19

12.05.2021

km	Bauwerk	Bemerkung
17,764 - 17,950 (Strecke 3660)	Stützwand	Neubau
17,875 - 18,086 (Strecke 3660)	Bf Hanau West	Rück- und Neubau
18,033 (Strecke 3660)	EÜ Philippsruher Allee / Bahnsteigzugang	Erweiterung
18,367 (Strecke 3660)	EÜ Fußweg	kein Eingriff erforderlich
18,802 (Strecke 3660)	SÜ B 45	kein Eingriff erforderlich
18,837 (Strecke 3660)	EÜ Fußweg	kein Eingriff erforderlich
18,802 (Strecke 3660)	Anprallschutz	Neubau
18,815 (Strecke 3660)	Hebeanlage	Neubau
22,070 (Strecke 3600)	KrBw über Strecke 3660	kein Eingriff erforderlich
22,233 - 22,425 (Strecke 3600)	Stützwand	Neubau
22,594 (Strecke 3600)	SÜ B 43	kein Eingriff erforderlich
22,594 (Strecke 3660)	Anprallschutz	Neubau
22,600 - 22,750 (Strecke 3671)	Stützwand	Neubau
22,600 - 22,636 (Strecke 3600)	Stützwand	Neubau
22,797 - 23,196 (Strecke 3660)	Bf Hanau Hbf	Erneuerung/Erweiterung Bahnsteige Erneuerung Personen- tunnel
22,915 (Strecke 3600)	EÜ Gepäcktunnel	kein Eingriff erforderlich
22,975 (Strecke 3600)	EÜ Stahlbetonbrücke Bahnsteigunterführung + Fußweg	Teilneubau



DR. SPANG

Projekt: 28.2288

Seite 20

12.05.2021

km	Bauwerk	Bemerkung
54,617 - 54,841 (Strecke 3685)	Stützwand	Neubau
54,841 - 54,978 (Strecke 3685)	Stützwand	Neubau
58,970 - 59,140 (Strecke 3685)	Stützwand	Neubau
61,115 - 61,249 (Strecke 3685)	Stützwand	Neubau
61,619 - 61,760 (Strecke 3685)	Stützwand	Neubau
61,791 - 61,877 (Strecke 3685)	Stützwand	Neubau
67,205 (Strecke 3685)	BÜ Burgallee	Neubau
68,229 (Strecke 3685)	BÜ Frankfurter Landstraße (L3209	Neubau
68,652 (Strecke 3685)	BÜ Salisweg	Neubau
69,809 - 69,831 (Strecke 3685)	Stützwand	Neubau
69,924 - 70,030 (Strecke 3685)	Stützwand	Neubau
70,148 - 70,231 (Strecke 3685)	Stützwand	Neubau
70,246 - 70,414 (Strecke 3685)	Stützwand	Neubau
70,458 - 70,501 (Strecke 3685)	Stützwand	Neubau
71.796 – 71,839	Stützwand	Erhöhung
71,628 (Strecke 6285)	Regenrückhaltebecken	Neubau
70,932 (Strecke 3680)	KrBw „Wiener Spitze“ über Strecke 3674	kein Eingriff erforderlich

Tabelle 2-1: Betroffene Ingenieurbauwerke

3. GEOTECHNISCHE SITUATION

3.1 Morphologie, Vegetation und aktuelle Nutzung

Die Trasse durchläuft im Wesentlichen ebenes Gelände. Eine nennenswerte Reliefierung des Geländes beschränkt sich auf Straßendämme. Südlich der geplanten S-Bahnstrecke befinden sich im gesamten Verlauf der geplanten Strecke die Bestandsgleise der Verbindung Frankfurt (Main) – Hanau. Ebenfalls südlich der Strecke verläuft mit wechselnden Abständen der Main. Eine Übersicht über die Abstände des Mains zur Strecke ist für einige Stationen der Tabelle 3.1-1 zu entnehmen.

Station	ca. km	Abstand der Strecke zum Main
Danziger Platz	53,8	625 m
Ostparkstraße	54,0	515 m zum Hafenbecken
KrBw Hafenbahn	56,6	550 m
Mainschleife Fechenheim	56,6 – 58,2	2.700 m – 60 m
Burgallee	67,2	2.100 m
Philippsruher Allee – Hanau Hbf	69,4 – 70,4	420 – 480 m

Tabelle 3.1-1: Abstand des Mains zur Strecke

Im Bereich der geplanten S-Bahntrasse bzw. in der unmittelbaren nördlichen Umgebung der geplanten Trasse werden die in Tabelle 3.1-2 dargestellten Vegetations- und Nutzungsbereiche durchfahren.

Streckenabschnitt		Aktuelle Nutzung / ggf. Vegetation
von ca. km	bis ca. km	
54+310	56+500	Ostpark FFM, (Grünflächen, Bäume, Sträucher) vereinzelte Gebäude
56+500	58+500	Wohn- und Gewerbebebauung
58+500	59+500	vereinzelt Wohn- und Gewerbebebauung, Strauchbewuchs, vereinzelt Bäume



Streckenabschnitt		Aktuelle Nutzung / ggf. Vegetation
von ca. km	bis ca. km	
59+500	60+600	Landwirtschaft
60+600	61+900	Gewerbebebauung
61+900	63+100	Landwirtschaft
63+100	64+500	Wohnbebauung / Gewerbe
64+500	67+000	Wald
67+000	67+800	Wald und vereinzelte Gebäude
67+800	71+600	städtischer Siedlungsraum (Hanau)

Tabelle 3.1-2: Vegetation und aktuelle Nutzung

3.2 Baugrundaufbau

3.2.1 Geologischer Überblick

Nach Anlage 12.6.2.1a - PFA 3 ist im Bereich der geplanten S-Bahn-Strecke im Wesentlichen mit den nachfolgend beschriebenen und nach ihrem erdgeschichtlichen Entstehungsalter geordneten Schichten zu rechnen:

Perm

Die ältesten im Projektgebiet aufgeschlossenen Schichten sind stratigrafisch in das Rotliegende (ca. 300 – 250 Mio. Jahre) einzuordnen. Inwieweit die Untergrenze noch in das Karbon herabreicht, ist ungeklärt. Das Projektgebiet war im ausgehenden Paläozoikum Teil des Hessischen Trogs, eines Senkungsraumes zwischen der Taunus-Schwelle im Nordwesten und der Odenwald-Spessart-Rhön-Schwelle im Südosten in welchem sich der Abtragungsschutt der vorgenannten Schwellen sedimentierte. Die Mächtigkeit beträgt im Trogtiefsten mindestens 1.000 m. Neben den klastischen und grobklastischen Sandsteinen, Tonsteinen, Arkosen und Konglomeraten finden sich auch Vulkanite (basaltische Andesite / Melaphyr).



Die tektonische Aktivität der ausklingenden Gebirgsbildung war mit vulkanischen Eruptionen (basaltische Andesite) verbunden.

Nach den vorliegenden Unterlagen (Anlage 12.6.2.1a - PFA 3) sind die Gesteine des Rotliegenden südlich von Riederwald und südlich bzw. südöstlich von Bischofsheim ggf. in bauwerksrelevanter Tiefe zu erwarten. Die Gesteine des Rotliegenden ragen an beiden Lokalitäten horstartig aus ihrer geologischen Umgebung heraus. Morphologisch zeichnen sich die Horste jedoch nicht ab.

Bei Riederwald handelt es sich nach Anlage 12.6.2.1a - PFA 3 um rote und graugrüne klastische Sedimentgesteine, die im westlichen Teil von zersetztem Basalt (grünlicher und rötlicher, halbfester Schluff) überlagert werden. Nach den aus Anlage 12.6.2.1a - PFA 3 zu entnehmenden Schichtenverzeichnissen der Bohrungen Brg. 136 und Brg. 121 ist die Hangendgrenze des Rotliegenden südlich von Riederwald in einer Tiefenlage von 12,4 m u. GOF bzw. 6,2 m u. GOF zu erwarten.

Südlich bzw. südöstlich von Bischofsheim (ca. km 61+700 bis ca. km 63+000) schneidet die geplante Trasse nach Anlage 12.6.2.1a - PFA 3 ebenfalls einen geologischen Horst, an welchem die Gesteine des Rotliegenden anstehen. Im westlichen Bereich des Horstes (Brg. 94, Anlage 12.6.2.1a - PFA 3) wurden nach Anlage 12.6.2.1a - PFA 3 verwittertes, nicht näher beschriebenes Festgestein in einer Tiefe von 9,3 m u. GOF erbohrt. Weiter im Osten (Brg. 95, Anlage 12.6.2.1a - PFA 3) standen ab 4,7 m unter GOF Ton- und Schluffsteine des Rotliegenden an.

Die im Bereich des Hessischen Trogs zu findenden Sedimentite des Zechsteins sind im Bereich der geplanten S-Bahntrasse nicht aufgeschlossen.

Mesozoikum

Aus dem Zeitraum zwischen ausgehendem Paläozoikum und Tertiär (Mitteloligozän) fehlen im Projektgebiet Ablagerungen. Nach Anlage 12.6.2.1a - PFA 3 ist davon auszugehen, dass die heute fehlenden Abfolgen abgelagert, aber wieder erodiert wurden.



Tertiär - Tertiäre Sedimente

Mit der Einsenkung des Mainzer Beckens im Tertiär wurde das Projektgebiet erneut zum Sedimentationsraum. Das Mainzer Becken stellt einen östlichen Sporn des Oberrheingrabens dar. Bei dem Mainzer Becken handelte es sich mit etwa. 50 m Tiefe um einen flachen Sedimentationsraum.

Im Mainzer Becken kam es zu zwei langandauernden Meeresbildungen, dem Oligozänmeer und dem Miozänmeer mit dazwischen liegenden Intervallen der Verlandung und der limnischen Sedimentation.

Die oligozäne Transgression sedimentierte im Mainzer Becken die Schichten **Rupelton** und **Cyrenenmergelgruppe** (grau-grüne Mergel aus brackig werdendem Wasser) ab.

Nach vorübergehender Verlandung im Oberoligozän setzte mit dem Miozän wieder eine Senkung und damit Transgression in das Mainzer Becken ein. Im Gegensatz zu den sandig-mergeligen Ablagerungen des Oligozänmeeres kamen nun harte, kalkige Ablagerungen, die den heutigen Plateaus und Hügeln mit ihrer typischen Kalkflora das Gepräge geben. Das Miozänmeer lagerte die **Cerithiensichten** (Grenze Oligozän / Miozän), **Inflatensichten**, die **Hydrobiensichten** die **Landschneckenmergel**, die **Prosotheniensichten** und die **Congeriensichten** ab.

Die Sedimente des **Pliozän** schließen die tertiäre Schichtenfolge im Projektgebiet mit klastischen Sedimenten, denen Braunkohleflöze eingelagert sind, ab.

Die Ausbreitung der einzelnen tertiären Schichtenfolgen ist aus der Geologischen Karte (Anlage 12.6.2.1a - PFA 3) nur sehr ungenau zu entnehmen. Im Verlauf der geplanten S-Bahntrasse sind folgende Sedimente des Tertiärs zu erwarten:

- Zwischen ca. km 55+100 und ca. km 56+200 ist der **Rupelton** weitflächig unterhalb der quartären Deckschichten verbreitet. Er wird als insgesamt monotone Schichtenfolge aus dunkelgrün-grauem, zuweilen auch hellerem schluffigem Ton mit hohem Kalkgehalt beschrieben. Die Mächtigkeit ist aus Anlage 12.6.2.1a - PFA 3 mit maximal ca. 100 m zu entnehmen.



-
- Die **Cyrenenmergelgruppe** besteht aus den schwach schluffigen bis stark mittelsandigen Feinsanden (Schleichsand), grünlichgrauem, karbonatischem Schluff (Cyrenenmergel i.e.S.) sowie karbonatreichen Sanden und Sandsteinen (Süßwasserschichten). An der Grenze zu den Cerithienschichten wurde nordwestlich von Hanau (Brg 71 Anlage 12.6.2.1a - PFA 3) ein 1 m mächtiges Braunkohleflöz erbohrt. Die Mächtigkeit der Cyrenenmergelgruppe ist aus Anlage 12.6.2.1a - PFA 3 mit Werten zwischen 20 m und 60 m zu entnehmen.
 - Die **Cerithienschichten** werden als karbonathaltige Schluffe und Feinsande sowie Mergel beschreiben. Die Mächtigkeit der Cerithienschichten wird als schwankend bis 60 m beschrieben.
 - Ab etwa km 63+000 sind nach Anlage 12.6.2.1a - PFA 3 im Projektgebiet die sog. **Inflatenschichten** zu erwarten. Die Schichtenfolge wird als Abfolge von kompakten Kalksteinbänken größerer Mächtigkeit, grauem Quarz-Kalk-Sand und vor allem von grünlichem Mergeln beschrieben. Die Gesamtmächtigkeit der Inflatenschichten beträgt nach Anlage 12.6.2.1a - PFA 3 rund 20 m. Die kompakten Kalksteinbänke wirken sich Morphologie prägend aus (plateaubildend, Höhenrücken bildend).
 - Das Vorkommen der **Hydrobienschichten** ist zumindest für den Bereich der geplanten S-Bahn aus den Geologischen Karten für den Bereich südlich von Wilhelmsbad zu erwarten. Aus Anlage 12.6.2.1a - PFA 3 (Brg. 71) ist eine Tiefenlage dieser Schichten von 35 m bis 93 m unter GOF zu entnehmen. Nach Anlage 12.6.2.1a - PFA 3 handelt es sich um Ton, Mergel, Schluff, Sand, Kalkstein, Algenkalk und Kalksand mit Braunkohlelagen und Braunkohleschmitzen.
 - Die Sedimente im Hangenden der Hydrobienschichten (**Landschneckenmergel, Prosothenienschichten, Congerienschichten**) sind aus Anlage 12.6.2.1a - PFA 3 für das Projektgebiet nicht differenziert zu entnehmen. Zusammenfassend handelt es sich um karbonatische Sedimente.
 - Die Sande, Tone, Schluffe und Kiese mit Braunkohleflözen (bis ca. 1 m mächtig) des **Pliozäns** bilden im Raum Hanau flächendeckend das direkte Unterlager der quartären Deckschichten.



Nach Anlage 12.6.2.1a - PFA 3 beträgt die erbohrte Mächtigkeit der pliozänen Ablagerungen bis zu 57 m.

Tertiäre Vulkanite

Eruptivgesteine des Tertiärs sind nach Anlage 12.6.2.1a - PFA 3 im Gebiet des Blattes Hanau der Geologischen Karte großflächig vorhanden jedoch nur kleinflächig an der Oberfläche aufgeschlossen. Im Bereich der geplanten S-Bahntrasse ist dies nordwestlich von Hanau relevant. Es handelt sich hierbei um tholeiitischen Basalt.

Quartär

Mit Beginn des Pleistozäns begannen sich die Ränder des Mainzer Beckens zu heben und es kam zu einer Bruchtektonik, wobei sich ein Schollenmosaik bildete, bei dem unterschiedlich alte Schichten in unterschiedlicher lithologischer Ausbildung in gleicher Höhenlage aneinanderstoßen.

Im Pleistozän lagerten der Main und seine Nebenflüsse weiträumig mehrere **Schotterterrassen** ab, in die sich der Main immer wieder eintiefte. Im Projektgebiet findet sich als oberste, natürlich gewachsene Schicht vielfach die **Niederterrasse des Mains**. Alte Flussläufe verlandeten und füllten sich mit **Aueablagerungen** und **Moorbildungen**, die in geringeren Mächtigkeiten auch im Projektgebiet angetroffen werden können.

Das Projektgebiet ist vollständig anthropogen überprägt. Es finden sich durch die rege Bautätigkeit im Stadtgebiet Frankfurt fast durchgängig künstliche Auffüllungen, z. T. aus natürlichen, umgelagerten Böden, z. T. aus Schotter, Bauschutt u. Ä. an der Geländeoberfläche.

3.2.2 Schichtbeschreibung

Die vorliegenden Unterlagen und die Untersuchungsergebnisse zeigen, dass im Verlauf der geplanten S-Bahntrasse oberflächennah in weiten Teilen zunächst mit Auffüllungen und darunter einer Abfolge quartärer Lockergesteine zu rechnen ist. Im Wesentlichen und offenbar flächendeckend bilden die aus Sanden und Kiesen bestehenden Terrassenablagerungen die dominierende



oberflächennahe Bodenschicht. Die Terrassensedimente werden von Hochflutlehm, untergeordnet von Flugsanden sowie örtlich auch von verlandeten Fluss- bzw. Bachaltläufen überlagert. Darunter folgen Schichten des Tertiärs.

Der Baugrund baut sich im Wesentlichen aus der nachfolgenden Schichtenfolge auf.

**Auffüllungen (Schicht I.1),
Füllung der Flussaltläufe (Schicht I.2a),
Auesedimente und Hochflutlehm (Schicht I.2b),
organogene Schluffe und Tone, Torfe (Schicht I.2c),
Flugsand (Schicht I.3),
Mainterrasse (Schicht I.4),
Pliozän: bindige und rollige Schichtglieder mit Braunkohleeinlagerungen (Schicht II.1),
Vulkanite (Schicht II.2),
Hydrobienschichten (Schicht II.3),
Inflatenschichten (Schicht II.4),
Cerithienschichten (Schicht II.5),
Rupelton (Schicht II.6),
Rotliegende Sedimente (Schicht III.1).**

Auffüllung (Schicht I.1)

Im Bereich von Straßen und sonstigen Verkehrsflächen ist die Geländeoberfläche mit Schwarzdecke, Pflastersteinen versiegelt.

Auffüllungen wurden an der überwiegenden Zahl der Bohrpunkte als oberste Bodenschicht bzw. unterhalb der Bodenversiegelung angetroffen. Hinsichtlich ihrer Zusammensetzung und ihrer bodenmechanischen Eigenschaften sind die erbohrten Auffüllungen inhomogen. Meist handelt es sich um Gemisch aus sandigem, schluffigen und/oder kiesigem Bodenaushub mit Bauschuttbeimengungen, z. T. auch um reinen Bauschutt oder um reinen Bodenaushub mit humosen Bestandteilen.



Die Mächtigkeit der Auffüllungen schwankt an den Bohrpunkten zwischen 0,1 m und 8,2 m im Bereich von Straßendämmen.

Füllung der Flussaltläufe (Schicht I.2a)

Typische Verlandungsablagerungen von Flussaltarmen wurden bei der Erkundung der Baugrundverhältnisse im Bereich der geplanten S-Bahntrasse auf ca. 26 % der Trasse angetroffen. Bei den Altauffüllungen handelt es sich um meist bindiges Material (Schluff, tonig, sandig und Ton, schluffig, schwach sandig) mit tlw. organischen Anteilen und Torf. Die organogenen Böden und Torfe wurden mit der 3. EKP differenzierter erkundet, sodass eine klare Abgrenzung organischer Schluffe, Tone und Torfe möglich wurde. Für diese Böden wurde die Schicht I.2c neu eingeführt (s. u.).

Die Mächtigkeiten der Altauffüllungen schwanken an den Bohrpunkten zwischen 0,4 m und 5,3 m. Die Konsistenz der Altlaufsedimente ist meist weich bis steif.

Auesedimente und Hochflutlehm (Schicht I.2b)

Aueablagerungen und Hochflutlehme wurden im gesamten Trassenverlauf auf ca. 32 % der Strecke in den Bohrungen und Bohrsondierungen aufgeschlossen. An den Bohrungen wurde das Material im Wesentlichen als schluffiger Feinsand bzw. sandiger Schluff, örtlich mit geringen organischen Bestandteilen angesprochen. Die Konsistenz ist überwiegend weich bis steif, z: T. auch halbfest.

Die Mächtigkeit der Aue- und Hochflutablagerungen schwankt an den Bohrpunkten zwischen 0,3 m und 4,5 m.

organogene Schluffe und Tone, Torfe (Schicht I.2c)

Überwiegend an der Basis der verlandeten Flussaltarme wurden stark organische Schluffe und Tone sowie Torfe erkundet. Es handelt sich um stark organische bis organische Schluffe und Tone sowie um zersetzte Torfe von dunkelgrauen, dunkelbraunen bis schwarzen Farben. Die Konsistenz dieser Böden ist überwiegend weich, bei Wassergehalten zwischen 68,5 und 104 % und



Glühverlusten zwischen 19 und 41 %. Die Mächtigkeiten dieser Weichschichten liegt zwischen 1,6 m und ca. 3 m.

Streckenabschnitt [km]	Bohrung	Bodenart
54+880 – 55+040	BK 08/17	Torf, stark schluffig
63+200 – 63+410	BK 08/58, BS 13/140, BS 13/141, BS 13/142	Torf und Schluff, stark organisch, schwach tonig, schwach feinsandig, toniger, organischer Schluff
64+050 – 64+210	BS 13/159, BK 08/60	organischer, schluffiger feinsandiger Ton
66+600 – 66+740	BS 13/202	stark organischer sandiger Ton
68+845 - 69+065	BS 13/230a, BS 13/239, BS 13/242	organischer, toniger Schluff, organi- scher Ton, schluffig

Tabelle 3.2.2-1: erkundete Organogene Schluffe / Tone / Torfe

Flugsand (Schicht I.3)

Stellenweise wurden im Bereich der geplanten S-Bahntrasse Flugsande angetroffen. Sie wurden im Wesentlichen als Feinsande, z. T. schluffig, z. T. mittelsandig angesprochen. Die Flugsande wurden zwischen km 66+740 und km 67+100 in den Aufschlüssen BK 08/73 bis BK 08/75, BS 08/13 angetroffen. Die Mächtigkeit der Flugsande schwankt an den Bohrpunkten zwischen 0,4 m und 3,1 m. Die Lagerungsdichte wurde an den Bohrpunkten überwiegend locker bis mitteldicht angetroffen.

Terrassenablagerungen (Schicht I.4)

Durch ihre Verbreitung bilden die Terrassensande und Kiese in bauwerksrelevanter Tiefe die dominierende Bodenart im Projektgebiet.



Terrassenablagerungen des Mains und der Kinzig wurden in allen Bohrungen aufgeschlossen. Sie bestehen überwiegend aus Fein- bis Grobsand und Fein- bis Grobkies, seltener mit geringen Schluffanteilen oder Geröllen > 60 mm Durchmesser. Die Kiesanteile sind in der Regel gerundet. Die Terrassensedimente sind im Projektgebiet meist von Auffüllungen, Aue- oder Hochflutlehm, Altlaufsedimenten, organogenen Böden und Flugsand in meist geringer Mächtigkeit überdeckt. Die Mächtigkeit der Terrassenablagerungen beträgt in den Bohrungen minimal 0,7 m bis über 9,2 m. Die Lagerungsdichte der Terrassensedimente wurde in der Erkundung überwiegend mitteldicht bis sehr dicht angetroffen, in den oberen Lagen z. T. auch locker.

Pliozän (limnisch-fluviatile Wechselfolge) (Schicht II.1)

Die limnisch fluviatil abgelagerten Schichten des Pliozäns wurden in den Streckenabschnitten gemäß Tabelle 3.2.2-3 aufgeschlossen. Z. T. wurden die Pliozänschichten aufgrund der Endteufe der Bohrungen nicht erreicht. Nach Anlage 12.6.2.1a - PFA 3 kann davon ausgegangen werden, dass im Bereich der geplanten S-Bahn-Strecke östlich bzw. südöstlich der Überführung der Kreisstraße K 850 im Liegenden der Terrassensedimente durchgängig mit den Schichten des Pliozäns gerechnet werden muss. Die Gesamtmächtigkeit der Pliozänschichten wurde nicht erkundet. In den Bohrungen, in denen das Pliozän angetroffen wurde, konnte eine Mindestschichtmächtigkeit von 16,4 m ermittelt werden. Die Liegendgrenze wurde an keinem Aufschlusspunkt erreicht.

In den Bohrungen wurden die pliozänen Sedimente als **Wechselagerung von bindigen und rolligen Schichtgliedern** aufgeschlossen.

Die bindigen Teile der Pliozänschichten bestehen meist aus feinsandigem bis sandigem, grauem, graugrünem und grünem Schluff. Die rolligen Schichtglieder bestehen hingegen aus Feinsanden mit wechselnden Mengenanteilen von Schluff, teilweise mit organischen Beimengungen. Sie sind ebenfalls meist grau, graugrün oder grün. Die Mächtigkeit der einzelnen Schichtglieder schwankt den Aufschlüssen nach, liegt aber in der Regel im Meterbereich. Sowohl bindige wie auch nicht-bindige Schichtglieder wurden kalkfrei angetroffen. Örtlich können Einlagerungen von **Braunkohle** auftreten (BK 08/76, BK 08/77).



Streckenabschnitt [km]	Bohrung
65+700	BK 08/68
67+100 – 69+400	BS 08/14, BK 08/76 bis BK 08/80, BK 08/83 bis BK 08/85, BK 08/87 bis BK 08/93
70+250	BK 08/98
70+900 - 71+100	BK 13/10 bis BK 13/11

Tabelle 3.2.2-3: Verbreitung des Pliozäns

Vulkanite (Schicht II.2)

In den Bohrungen BK 08/70 bis BK 08/72 (km 66+100 – 66+600) wurden Vulkanite erbohrt. Es handelt sich um schwarzgrauen Basalt. Das zutage geförderte Bohrgut zeigt eine oberflächliche Verwitterung des Gesteins. Die Liegendgrenze des Basaltes wurde aufgrund der Endteufe der Bohrungen (6,0 m bis 10,0 m) nicht erreicht.

Hydrobienschichten (Schicht II.3)

Die Hydrobienschichten wurden im Rahmen der Bodenerkundung in den Bohrungen BK 08/60 bis BK08/63 (km 64+100 – 64+600) als dunkelgrauer, z. T. olivgrüner, kalkführender, teilweise organisches Material führender schluffiger Ton oder toniger Schluff aufgeschlossen. In den bindigen Schichten wurden bis zu ca. 0,5 m mächtige sandig-schluffige, z. T. Feinkies führende Zwischenlagen erbohrt. Örtlich sind den bindigen Schichten auch dünne Dolomitbänke eingelagert.

In BK 08/60 wurde die Mächtigkeit der Hydrobienschichten mit 8,90 m aufgeschlossen. In den übrigen o. g. Bohrungen wurde die Liegendgrenze der Hydrobienschichten nicht durchörtert.

Im westlich des gegenständlichen Streckenabschnitts liegenden Frankfurter Stadtgebiet werden größere Mächtigkeiten der Hydrobienschichten aufgeschlossen. Siehe hierzu das Gutachten für die Tunnelstrecke [U 13].



Inflatenschichten (Schicht II.4)

Die Inflatenschichten wurden in Bohrungen zwischen BK 08/57 und BK 08/60 (km 63+000 – 63+800) aufgeschlossen. In den BK 08/57 und BK 08/58 wurden die Inflatenschichten unmittelbar im Liegenden der Terrassensedimente als weißgraues bzw. hellgelbgrünes, kalkiges Sand-Schluff-Gemisch bzw. Sand-Ton-Gemisch erbohrt. In der BK 08/60 wurden die Inflatenschichten als grüngrauer, kalkiger Fein- bis Mittelsand erkundet. Mit der 3. EKP wurden die Inflatenschichten in den Bohrungen BK 13/08 und BK 13/09 bis zur Endteufe bei 15 m in Mächtigkeiten von 6,6 - 8,3 m erbohrt. An den genannten Bohrungen wurde die Liegendgrenze der Inflatenschichten nicht erreicht.

Größere Vorkommen der Inflatenschichten wurden in der westlich des gegenständlichen Streckenabschnitts liegenden Tunnelstrecke erkundet. Siehe hierzu das Gutachten für die Tunnelstrecke [U 13].

Cerithienschichten (Schicht II.5)

Die Cerithienschichten wurde lediglich in BK 08/15 am westlichen Beginn des freien Streckenabschnitts aufgeschlossen. Ab 7,2 m unter GOF bis zur Endteufe der Bohrung (30 m) wurden die Cerithienschichten als eine Wechsellagerung von sandigen, z. T. tonigen Schluffen, schluffigen, z. T. kiesigen Sanden, Kalkstein, Kalkmergelstein-, Mergelstein und vereinzelt Kalksandsteinbänken angetroffen. Die Mächtigkeit der einzelnen Schichtglieder bewegt sich im Dezimeterbereich, Mächtigkeiten von 1 m werden selten überschritten.

Die Liegendgrenze der Cerithienschichten wurde mit der Bohrung BK 08/15 nicht erreicht.

Die Cerithienschichten nehmen nach Westen in Ihrer Mächtigkeit zu. Aufgrund des nach Westen gerichteten Schichteinfallens tauchen sie in Richtung Stadtgebiet der Stadt Frankfurt langsam ab. Näheres zur Verbreitung der Cerithienschichten im Bereich der Tunnelstrecke ist [U 13] zu entnehmen.



Rupelton (Schicht II.6)

Rupelton wurde bei der Erkundung der geplanten Trasse in den Streckenabschnitten gemäß Tabelle 3.2.2-4 aufgeschlossen. Ein Durchhalten der unmittelbar im Liegenden der Terrassenablagerungen erbohrten Rupeltone ist im gesamten Streckenabschnitt zwischen km 55+300 bis km 60+400 anzunehmen. Aufgrund der Tiefenlage des Rupeltons wurde diese Schicht nicht mit allen Erkundungen in diesem Abschnitt erreicht. Die Liegendgrenze des Rupeltons wurde im Rahmen der Erkundung nicht erreicht.

Streckenabschnitt [km]	Bohrung
55+300 – 55+900	BK 08/19, BK 08/20, BS 13/30, BS 13/31
56+500 – 58+000	BK 08/24, BK 08/26, BK 13/06, BK 08/28 BS 08/02, BS 08/03, BS 13/54
58+500 – 59+500	BK 08/32, BK 08/34, BK 08/36
60+400	BK 08/41

Tabelle 3.2.2-4: Verbreitung des Rupeltons

In den Bohrungen wurde der Rupelton als überwiegend dunkelgrauer, schwach schluffiger, stark kalkhaltiger Ton bzw. toniger, stark kalkhaltiger Schluff angetroffen. Örtlich wurden geringmächtige braungraue, kalkige Feinsandeinlagerungen erbohrt. Die Konsistenz schwankt in den Sondierungen zwischen weich und halbfest.

Rotliegende Sedimentgesteine (Schicht III.1)

Ablagerungsgesteine des Rotliegenden wurden bei der Erkundung der geplanten Trasse im Streckenabschnitt von km 61+500 bis km 63+000 in den Bohrungen BK 08/46, BK 08/48, BK 08/49, BK 08/51, BK 08/52 und BK 08/56 aufgeschlossen. Ein Durchhalten der unmittelbar im Liegenden der Terrassenablagerungen erbohrten Schicht III.1 auch zwischen den vorgenannten Aufschlusspunkten kann angenommen werden.



Das Rotliegende wurde in den Bohrungen überwiegend als roter oder grauer, toniger, oft feinsandiger Schluff (entfestigtes Festgestein) oder dunkelroter, grobstückiger Schluffstein (Verwitterungshorizont) angetroffen.

3.3 Grundwasser

3.3.1 Allgemeines

Die hydrogeologischen Verhältnisse sind im Projektgebiet maßgeblich von den nahegelegenen Vorflutern, dem Main und im Bereich Hanau zusätzlich durch die Kinzig, geprägt. Nach Anlage 12.6.2.1a - PFA 3 sind im Projektgebiet die pleistozänen und miozänen Porengrundwasserleiter, die miozänen Kluft- und Karstgrundwasserleiter sowie die Kluftgrundwasserleiter des Rotliegenden sowie oligozäne, mächtige Grundwasserhemmer kennzeichnend.

Den obersten, für die geplante S-Bahntrasse relevanten Grundwasserleiter bilden in der Regel die gut durchlässigen bis sehr gut durchlässigen pleistozänen Terrassenablagerungen des Mains und der Kinzig. Nach Anlage 12.6.2.1a - PFA 3 ist im Projektgebiet mit geringen Grundwasserflurabständen (< 5 m) zur rechnen. Die Grundwasserströmung ist im obersten Grundwasserstockwerk in der Regel auf den Vorfluter (Main) hin gerichtet.

3.3.2 Grundwasserstand und vorläufiger Bemessungswasserstand

Zur Untersuchung der Grundwasserverhältnisse wurde der Grundwasserstand seit Anfang Juli 2008 in den neu errichteten Grundwassermessstellen der 1. EKP gemessen. Die bereits vor der Erkundung bestehenden Grundwassermessstellen wurden in das Messprogramm integriert. Das Grundwassermonitoring wurde bis Ende Juni 2014 wöchentlich ausgeführt. Insgesamt liegen ca. 312 Messungen vor. Die Ergebnisse dieser Messungen sind dem Hydrogeologischen Gutachten Anlage 12.6a - PFA 3 zu entnehmen.

Die Auswertung der Grundwasserstände zeigt, dass der Grundwasserspiegel meist in den gut durchlässigen Sanden und Kiesen der Terrasse (Schicht I.4) angetroffen wurde. Abweichend hier-



von wurde der Grundwasserspiegel in der BK/GWM 08/15 in den Cerithienschichten (Schicht II.5) sowie in der BK/GWM 08/89 und der BK/GWM 08/98 in den Aue-/Hochflutlehmen (Schicht I.2b) angetroffen.

Zur Beurteilung der zu erwartenden Grundwasserstände wurde neben den aktuellen Grundwasserstandsmessungen auch die Grundwasserstandsmessungen aus [U 1] bis [U 10] herangezogen. In der Tabelle 3.3.2-1 sind die im Zuge der laufenden Messkampagne festgestellten höchsten Grundwasserstände sowie die aus den Bestandsunterlagen bislang bekannten höchsten Grundwasserstände zusammengestellt.

Der vorläufige Bemessungswasserspiegel für den Endzustand wird auf dieser Basis zunächst aus dem bislang höchsten nachgewiesenen Grundwasserstand zuzüglich eines Sicherheitsabstands von 1,0 m ermittelt. Der bauzeitige Bemessungswasserstand ergibt sich aus derselben Betrachtung allerdings unter Berücksichtigung eines Sicherheitsabstands von 0,5 m. Die vorläufigen streckenbezogenen Bemessungswasserstände sind Tabelle 3.3.2-2 zu entnehmen. Zwischen den angegebenen Stützstellen kann linear interpoliert werden.

Aufgrund des bisher relativ kurzen Beobachtungszeitraumes (ca. 6 Jahre) ist damit zu rechnen, dass die bisherigen Schwankungsbreiten, Bau- und Bemessungswasserstände im Zuge des bis zum Beginn des Bauvorhabens andauernden Grundwassermonitorings erneut zu prüfen sind. Desweiteren sind die Festlegungen für die Bemessungswasserstände bei Extremereignissen (Hochwassersituation, Starkregenereignis) weiter zu überprüfen und ggf. anzupassen.

Bezeichnung der Grundwas- sermess-stelle	Strecke 3685	niedrigster gemessener Grundwas- serspiegel nach [U 1] bis [U 10] [m NHN]	höchster gemessener Grundwas- serspiegel nach [U 1] bis [U 10] [m NHN]	niedrigster seit Juli 2008 gemessener Grundwas- serspiegel [m NHN]	höchster seit Juli 2008 gemessener Grundwas- serspiegel [m NHN]
BK/GWM 08/15	54,410	-	-	93,25	94,84
BK 15 (G)	54,475	-	-	92,98	94,86
BK/GWM 08/19	55,290	-	-	94,88	95,52



Bezeichnung der Grundwas- sermess-stelle	Strecke 3685 [km]	niedrigster gemessener Grundwas- serspiegel nach [U 1] bis [U 10] [m NHN]	höchster gemessener Grundwas- serspiegel nach [U 1] bis [U 10] [m NHN]	niedrigster seit Juli 2008 gemessener Grundwas- serspiegel [m NHN]	höchster seit Juli 2008 gemessener Grundwas- serspiegel [m NHN]
BK/GWM 08/24	56,510	-	-	95,55	96,01
BK 17 (G)	56,560	95,5	95,65	-	-
BK/GWM 08/26	57,360	-	-	95,86	96,28
BK/GWM 08/28	57,960	-	-	96,29	96,74
BK 19 (G)	58,540	96,45	96,55	96,39	96,63
BK/GWM 08/36	59,440	-	-	96,21	97,02
BK 20 (G)	59,675	96,5	96,75	-	-
BK/GWM 08/41	60,400	-	-	96,97	98,05
BK/GWM 08/46	61,550	-	-	97,91	98,54
BK 22 (G)	62,330	98,2	98,3	97,91	98,62
BK 23 (G)	63,310	97,0	98,0	-	-
BK/GWM 08/62	64,450	-	-	98,66	99,55
BK-GWM 08/ 68 ²⁾	65,710	-	-	99,36	100,33
BK 26 (G) ²⁾	66,030	99,55	100,05	98,73	100,38
BK/GWM 18/25 ¹⁾	66,350	-	-	99,65	100,65
BK/GWM 08 /72 ²⁾	66,525	-	-	99,98	101,23
302 ¹⁾	67,050	-	-	99,48	100,30
303 ¹⁾	67,100	-	-	99,48	100,48
BK/GWM 08/78 ²⁾	67,410	-	-	99,33	100,23
BK/GWM 18/27 ¹⁾	67,500	-	-	99,75	100,44
305 ¹⁾	67,610	-	-	99,55	100,18
BK 27 (G)	67,640	99,7	100,1	-	-
307 ¹⁾	67,710	-	-	99,53	100,12
308 ¹⁾	68,030	-	-	99,66	100,13
BK/GWM 08/85 ²⁾	68,440	-	-	99,47	100,46



Bezeichnung der Grundwas- sermess-stelle	Strecke 3685 [km]	niedrigster gemessener Grundwas- serspiegel nach [U 1] bis [U 10] [m NHN]	höchster gemessener Grundwas- serspiegel nach [U 1] bis [U 10] [m NHN]	niedrigster seit Juli 2008 gemessener Grundwas- serspiegel [m NHN]	höchster seit Juli 2008 gemessener Grundwas- serspiegel [m NHN]
BK 30 (G) ²⁾	68,900	99,6	99,8	99,12	100,31
BK/GWM 08/89	69,080	-	-	98,06	100,82
BK/GWM 08/92	69,170	-	-	99,42	100,45
B 7	69,330	-	-	98,53	99,45
BK 33 (G)	69,330	99,2	99,4	-	-
BK/GWM 08/98	70,240	-	-	99,95	100,45
BK 59.8 D (G)	70,950	99,85	100,0	-	-

1) Messzeitraum von 12/2019 bis 08/2020

2) Messzeitraum von 12/2019 bis 08/2020 mitberücksichtigt

Tabelle 3.3.2-1: Grundwasserstände im Messzeitraum 07/2008 - 06/2014

Strecke 3685 [km]	Bauzeitiger Bemessungswasser- stand [m NHN]	Bemessungswasserstand Endzu- stand [m NHN]
54,245	94,70	95,90
54,480	94,90	95,90
55,000	95,40	95,90
56,000	96,10	96,60
57,000	96,40	96,90
58,000	96,90	97,40
59,000	97,20	97,70
60,000	97,80	98,30
61,000	98,50	99,00
62,000	98,90	99,40
63,000	99,00	99,50
64,000	99,50	100,00



Strecke 3685 [km]	Bauzeitiger Bemessungswasser- stand [m NHN]	Bemessungswasserstand Endzu- stand [m NHN]
65,000	100,00	100,50
66,000	100,60	101,10
67,000	100,75	101,25
68,000	100,75	101,25
69,000	100,75	101,25
70,000	100,75	101,25
71,000	100,50	101,00
72,000	100,50	101,00

Tabelle 3.3.2-2: Vorläufige Bemessungswasserstände

Der Main ist im Projektgebiet staugeregelt. Das Projektgebiet liegt im Wesentlichen im Bereich der Staustufe Offenbach (Main-km 53,19), z. T. auch bereits im Einflussbereich der Staustufe Mühlheim (Main-km 63,85). Das reguläre Stauziel und somit der Normalwasserstand im Oberwasser der Staustufe Offenbach liegt bei 95,0 m NN und im Oberwasser der Staustufe Mühlheim bei 98,97 m NN. Im Unterwasser der Staustufe Offenbach liegt der Pegel Frankfurt am Main / Osthafen. Für diesen Pegel gibt das Wasser- und Schifffahrtsamt die Wasserstandsangaben gemäß Tabelle 3.3.2-3 an.

Hauptwert	Abkürzung	Wasserstand [m NN]	Zeitbezug
niedrigstes Tagesmittel im Beobachtungs- zeitraum	NW	92,16	11/2000 - 10/2010
Mittel der NW im Beobachtungszeitraum	MNW	92,17	11/2006 - 10/2015
Mittelwert im Beobachtungszeitraum	MW	92,40	11/2006 - 10/2015
Mittel der HW im Beobachtungszeitraum	MHW	94,24	11/2006 - 10/2015
Höchster Wert im Beobachtungszeitraum	HW	96,10	30.01.1995

Tabelle 3.3.2-3: Hauptwerte des Mainpegels Frankfurt a.M. Osthafen



3.3.3 Durchlässigkeiten

Für die Bestimmung der Durchlässigkeit wurden im Streckenabschnitt insgesamt 5 Kurzpumpversuche und 1 Langzeitpumpversuch sowie 8 Absenk-/Auffüllversuche im Zuge der Grundwasserprobennahme in zu Grundwassermessstellen ausgebauten Bohrlöchern durchgeführt. Zusätzlich werden zur Bewertung der Durchlässigkeiten die geotechnischen Laborversuche (Durchlässigkeitsversuche, Kornverteilungen) herangezogen. Ergänzend werden die Angaben aus [U 1] bis [U 5] herangezogen. Die Ergebnisse sind in Tabelle 3.3.3-1 zusammengestellt.

Grundwassermessstelle	Versuchsart	k_f -Wert aus Absenkung [m/s]	k_f -Wert aus Wiederanstieg [m/s]	Bodenschicht
BK/GWM 08/15	Kurzpumpversuch	$4,7 \times 10^{-5}$	$3,8 \times 10^{-5}$	II.5
BK/GWM 08/28	Kurzpumpversuch	$1,3 \times 10^{-3}$	$1,2 \times 10^{-3}$	I.1 / I.4
BK/GWM 08/46	Kurzpumpversuch	$9,8 \times 10^{-4}$	$2,4 \times 10^{-3}$	I.4
BK/GWM 08/68	Kurzpumpversuch	$2,1 \times 10^{-3}$	$1,4 \times 10^{-3}$	I.4 / II.1
BK/GWM 08/89	Langzeitpumpversuch	$2,9 \times 10^{-5}$	$4,2 \times 10^{-5}$	I.4 / II.1
BK/GWM 08/92	Kurzpumpversuch	$3,5 \times 10^{-4}$	$1,7 \times 10^{-4}$	II.1
BK/GWM 08/24	Absenkversuch	$4,5 \times 10^{-4}$	$1,2 \times 10^{-3}$	I.4
BK/GWM 08/26	Absenkversuch	$1,2 \times 10^{-3}$	$1,9 \times 10^{-3}$	I.4
BK/GWM 08/36	Absenkversuch	$1,7 \times 10^{-3}$	$3,5 \times 10^{-3}$	I.4
BK/GWM 08/41	Absenkversuch	$2,8 \times 10^{-3}$	$1,1 \times 10^{-3}$	I.4
BK/GWM 08/62	Absenkversuch	$1,0 \times 10^{-3}$	$1,5 \times 10^{-3}$	I.4
BK/GWM 08/72	Absenkversuch	$3,0 \times 10^{-3}$	$3,2 \times 10^{-3}$	I.4
BK/GWM 08/85	Absenkversuch	$1,0 \times 10^{-3}$	$3,2 \times 10^{-3}$	I.4
BK/GWM 08/98	Absenkversuch	$8,6 \times 10^{-4}$	$7,4 \times 10^{-4}$	I.4

Tabelle 3.3.3-1: Ermittelte Durchlässigkeiten in den GWM

Die Durchlässigkeiten können als Bandbreiten nach den ausgeführten Pumpversuchen, den Laborversuchen und den Unterlagen [U 1] bis [U 5] gemäß Tabelle 3.3.3-2 angesetzt werden. Es ist



insbesondere in den Wechselfolgen mit Tonen und Mergeln von einer ausgeprägten Anisotropie der Durchlässigkeiten auszugehen, d. h., sie sind parallel der Schichtung durchlässiger als senkrecht dazu. Für die Frankfurter Tone (Schicht II.3 bis II.6) kann angenommen werden, dass aufgrund der Überkonsolidierung die senkrechte Durchlässigkeit um etwa den Faktor 10 undurchlässiger ist als die horizontale Durchlässigkeit.

Schicht Nr.	Schichtbezeichnung	Durchlässigkeitsbeiwert k_f [m/s]
1.2a	Altlauffüllungen	1×10^{-9} bis 5×10^{-5}
1.2b	Auesedimente, Hochflutlehm	1×10^{-9} bis 5×10^{-5}
1.2c	Organogene Schluffe / Tone / Torfe	1×10^{-6} bis 1×10^{-9}
I.3	Flugsand	5×10^{-6} bis 8×10^{-4}
I.4	Sande und Kiese der Mainterrasse	1×10^{-5} bis 1×10^{-2}
II.1	Pliozän, rollig	1×10^{-4} bis 1×10^{-3}
	Pliozän, bindig	1×10^{-9} bis 1×10^{-7}
II.2	Vulkanite, verwittert	1×10^{-5} bis 5×10^{-3}
II.3	Hydrobienschichten	1×10^{-9} bis 1×10^{-6} 1×10^{-5} bis 5×10^{-3} 1×10^{-5} bis $> 1 \times 10^{-4}$
II.4	Inflatenschichten	
II.5	Cerithienschichten	
II.5	a) Tone u. Schluffe	
	b) Sande	
	c) Kalkbänke	
II.6	Rupelton	1×10^{-8} bis 1×10^{-6} in Feinsandlagen auch höher
III.1	Rotliegende Sedimente	1×10^{-8} bis 1×10^{-5}

Tabelle 3.3.3-2: Durchlässigkeitsbeiwerte



3.3.4 Grundwasserfließrichtung

Die generelle Grundwasserfließrichtung verläuft etwa von Nordwest nach Südost auf den Main zu, örtlich durch den Schleifenverlauf des Mains auch etwas variierend zu der allgemeinen Fließrichtung. In den Hauptgrundwasserleiter, den Terrassen des Mains, kann von Grundwasserabstandsgeschwindigkeiten von $v_a = 1 \times 10^{-7}$ m/s bis 1×10^{-4} m/s ausgegangen werden.

3.3.5 Ergebnisse der hydrochemischen Grundwasseruntersuchungen

Zur Untersuchung der hydrochemischen Eigenschaften wurden aus insgesamt 16 Grundwassermessstellen entlang dem Streckenabschnitt Wasserproben gezogen und auf die Analyseparameter der DIN 4030 (Betonangriffsgrad) und DIN 50 929 (Stahlaggressivität) untersucht. In der 4. EKP wurden keine Grundwassermessstellen ausgebaut. Daher erfolgte die Entnahme der Wasserproben aus den Bohrlöchern. In der 4. EKP wurden weitere 30 Proben zur Feststellung des Betonangriffsgrads des Grundwassers nach DIN 4030 und des Metallangriffsgrads des Grundwassers nach DIN 50 929 entnommen. Die Ergebnisse der Laboruntersuchungen sind dem vorliegenden Gutachten als Anlage 12.5.7a beigelegt.

Entsprechend den Analyseergebnissen ist das Grundwasser im Projektgebiet nach DIN 4030 weitgehend **nicht Beton angreifend**. Nur in den Grundwasserproben (BK 08/41, ca. km 60,4, Nähe „Heusergraben“ / BK 18/10, km 69,820 und BK 18/206, km 70,240) wurde ein erhöhter Sulfatgehalt festgestellt, sodass diese Probe der Expositionsklasse XA 1 (schwach angreifend) zuzuordnen ist.

An den 16 Wasserproben wurde die Stahlaggressivität nach DIN 50 929 untersucht. Im Ergebnis wurde ein **geringer bis sehr geringer Angriffsgrad** für unlegierte Stähle bezüglich **der Mulden- und Lochkorrosion** an der Wasser-/Luftgrenze festgestellt. Die Gefährdung bezüglich der Flächenkorrosion von unlegierten Stählen ist als sehr gering zu bewerten. Aus den Bewertungen der entnommenen Wasserproben aus den Bohrlöchern der 4. EKP geht eine ähnliche Bewertung hervor wie aus den Wasserproben der 1. EKP (s. Anlage 12.6.8.2.2a). Lediglich die Wässer aus den Aufschlüssen BK 18/1, BK 18/3 und BK 18/7 weisen eine mittlere Mulde-/Lochkorrosion und eine geringe Flächenkorrosion auf.



Lokal können aufgrund differierender Umwelteinflüsse auch höhere Angriffsgrade vorkommen.

3.4 Geotechnische Besonderheiten

3.4.1 Lagerstätten und (Alt-)Bergbau

Nach Anlage 12.6.2.1a - PFA 3 sind aus dem Kartengebiet Frankfurt Main Ost **Bohnerzvorkommen** bekannt. Konkrete Informationen zu Abbau und Verhüttung der Bohnerze liegen nach Anlage 12.6.2.1a - PFA 3 nicht vor. Es sind jedoch diverse Bergbaufelder verliehen worden. Zwischen Bischofsheim und Hochstadt gibt es nach Anlage 12.6.2.1a - PFA 3 Hinweise auf einen Uraltbergbau (Halden, Schächte) auf Eisensteine. Aus dem Blattgebiet 5819 (Hanau) der Geologischen Karte sind nach Anlage 12.6.2.1a - PFA 3 keine Erzlagerstätten bekannt.

Nach Anlage 12.6.2.1a - PFA 3 wurde im Bereich des Kartenblattes 5818 (Frankfurt a. M. / Ost) der Geologischen Karte an zahlreichen Stellen **Braunkohle** gewonnen. Die Braunkohlevorkommen sind aber im Bereich Frankfurt Ost im Wesentlichen an die Cyrenenmergel gebunden, die im Bereich der Strecke nicht in bauwerksrelevanter Tiefe anstehen und insoweit für den Streckenbau nicht relevant werden.

Im Blattgebiet 5819 (Hanau) der Geologischen Karten sind Braunkohlevorkommen im Wesentlichen nur in den Schichten des Pliozäns anzutreffen. In Anlage 12.6.2.1a - PFA 3 finden sich jedoch keine Hinweise auf mögliche Braunkohlevorkommen oder bergbauliche Aktivitäten im Bereich der geplanten S-Bahntrasse.

Steine und Erden wurden und werden an zahlreichen Stellen entlang des Mains abgebaut. Im Gebiet der Stadt Maintal wurde Kies und Sand in unmittelbarer Nähe zur geplanten Strecke abgebaut. Dies betrifft insbesondere den Streckenabschnitt zwischen dem Gewerbegebiet Maintal von ca. km 61,9 bis etwa zur Braubachquerung bei km 62,6. Es handelt sich dabei um den Kies- und Sandabbau im sogenannten „Mainfeld“. Das Mainfeld ist ein Teil der Mainaue.

Bis nach dem zweiten Weltkrieg wurde das Mainfeld mit seinen leichten Sandböden bzw. fruchtbaren Auelehmen vorwiegend landwirtschaftlich genutzt. Allerdings lassen historische Unterlagen



erkennen, dass auch damals bereits kleinere Abgrabungen von geringen Mengen Kies und Sand stattgefunden haben.

Der Kies- und Sandabbau wurde im großen Stil aber erst nach 1945 eingeleitet. 1960 bestanden sehr viele offene Gruben, insbesondere auf der Bischofsheimer Gemarkung, also nördlich der Bahnlinie. Ende der 60er Jahre waren diese Kiesseen zum größten Teil schon wieder verfüllt und zu landwirtschaftlicher Nutzfläche rekultiviert. Anfang der 70er Jahre geht der Kiesabbau deutlich zurück und die meisten Gruben werden wieder verfüllt. Eine der Kiesgruben ist noch heute als Wasserfläche vorhanden und wird als Surfsee genutzt (ca. km 65,5 – 66,0).

Über die bei der Verfüllung der Sand- und Kiesgruben eingebrachten Materialien liegen nur wenige belastbaren Unterlagen vor. Nach den beim RP Darmstadt, Dienststelle Frankfurt eingesehenen Unterlagen (Gutachten der Geo-Consult aus dem Jahre 2002) wurden in verschiedenen Grundwassermessstellen erhöhte Schadstoffkonzentrationen für insbesondere AOX, Bor und Sulfat nachgewiesen.

In einem Baggerschurf in der Fläche (Baggerschurf 9) wurden verrottete Fässer mit MKW- und Farbstoff-Resten angetroffen. Die Ablagerungsfläche soll demnach ca. 3.000 – 5.000 m² betragen. An anderer Stelle auf der gesamten Kiesabbaufäche wurden in den Jahren 1990 und 1991 erhöhte Gehalte an Cobalt, Nickel, Kupfer, Blei, Zink, MKW und PAK sowie eluierbare Bleigehalte festgestellt.

In der GWM 13 wurde ein Sulfatgehalt von > 1.000 mg/l sowie in einer anderen GWM ein Calciumgehalt von 600 mg/l bei leicht erhöhtem Sulfatgehalt festgestellt. Beides ist als Hinweis auf Bauschutt zu deuten.

Darüber hinaus liegen zahlreiche Grundwasseruntersuchungen vor, die auf deponietypische Schadstoffe (Bauschutt + Hausmüll) hindeuten. Toxische Stoffe wurden aber nur in geringem Umfang nachgewiesen.

In den Gutachten wird von einer wahrscheinlich defekten Kanaltrasse ausgegangen. Den Gutachten nach ist eine weitreichende Gefährdung durch die bereits lang andauernde Durchströmung des



Geländes nicht mehr wahrscheinlich, durch Korrosion von eingelagerten Fässern aber weiterhin möglich. Eine Überwachung der Flächen wird weiterhin als erforderlich erachtet.

In den im Rahmen der aktuellen Erkundungskampagne ausgeführten Bohrungen entlang der Streckenachse wurden keine schadstofftypischen Auffüllungen festgestellt. Dies deutet darauf hin, dass der Kiesabbau nicht bis an die bestehende Strecke heranreichte. Zur Absicherung des erforderlichen Grunderwerbs wird aber dennoch eine weitergehende umwelttechnische Analyse für den Bereich der in Anspruch zu nehmenden Flächen empfohlen.

3.4.2 Tektonik

Das Projektgebiet befindet sich im Mainzer Becken und damit im Bereich einer tertiären und rezent aktiven Senkungsstruktur, die großtektonisch als Ausläufer des Oberrheintalgrabens zu betrachten ist. Infolge der intensiven Bruchtektonik innerhalb des Oberrheingrabens und insbesondere innerhalb des Mainzer Beckens ist auch das Projektgebiet tektonisch stark zerlegt. Im Streckenabschnitt sind einige Störungszonen zu beobachten, an denen die anstehenden Schichten vertikal gegeneinander versetzt sind. Eine Übersicht über die wichtigsten die Strecke kreuzenden Störungszonen ist Tabelle 3.4.2-1 zu entnehmen.

Strecken-km	Störung
54,5	nachgewiesen
55,1 - 55,2	vermutet nach Anlage 12.6.2.1a - PFA 3
56,1	nachgewiesen nach Anlage 12.6.2.1a - PFA 3
56,35	nachgewiesen nach Anlage 12.6.2.1a - PFA 3
61,4	vermutet nach Anlage 12.6.2.1a - PFA 3
61,5	vermutet nach Anlage 12.6.2.1a - PFA 3
62,45	vermutet
62,85	nachgewiesen
62,95	nachgewiesen



Strecken-km	Störung
66,9	vermutet

Tabelle 3.4.2-1: Störungszonen im Streckenverlauf

Bautechnisch ist an den Störungszonen nicht von größeren Differenzverschiebungen auszugehen. Es können aber kleinere Differenzverschiebungen von wenigen Millimetern an Störungszonen auftreten.

3.4.3 Erdbebengefährdung

Das Mainzer Becken gehört zu den tektonisch aktiven Gebieten in Deutschland. Erdbeben sind durch die Schollenverschiebungen regelmäßig zu beobachten. Es handelt sich allerdings um relativ häufige Beben mit vergleichsweise geringen Stärken.

Nach DIN EN 1998-1/NA liegt das Projektgebiet in der Erdbebenzone 0. Es ist daher von einem Intensitätsintervall $6,0 \leq I < 6,5$ auszugehen. Das Projektgebiet ist in die geologische Untergrundklasse S (Gebiete tiefer Beckenstrukturen mit mächtiger Sedimentfüllung) einzugruppieren.

3.4.4 Frosteinwirkungszone

Nach Ril 836.4101A04 liegt der gesamte Streckenabschnitt im Frosteinwirkungsgebiet I.

3.4.5 Schutzgebiete

Die geplante Trasse durchläuft zwischen Buchenheege und Max-Reeger-Str. die Schutzzone IIIA der Trinkwassergewinnungsanlage bei Kesselstadt. Zwischen Burgallee und Kastanienallee durchläuft die bestehende Trasse an die Schutzzone II der genannten Trinkwassergewinnungsanlage bzw. grenzt unmittelbar an diese an (siehe Anlage 2.3). Weitere Trinkwasserschutzgebiete oder Heilquellenschutzgebiete werden nicht durchquert.

Die Strecke tangiert keine ausgewiesenen Naturschutzgebiete, FFH-Gebiete oder Vogelschutzgebiete.

Die Strecke durchquert oder tangiert die Landschaftsschutzgebiete gemäß Tabelle 3.4.5-1.

von ca. Strecken-km	bis ca. Strecken-km	Landschaftsschutzgebiet
54,45	55,5	Grüngürtel und Grünzüge in der Stadt Frankfurt am Main
55,85	56,65	Grüngürtel und Grünzüge in der Stadt Frankfurt am Main
59,05	59,3	Grüngürtel und Grünzüge in der Stadt Frankfurt am Main
60,9	63,35	Landschaftsteile im Gebiet der Städte Maintal und Hanau
64,3	67,0	Die Wälder im Landkreis Hanau
67,65	67,8	Landschaftsteile im Stadtkreis Hanau
68,9	69,2	Auenverbund Kinzig

Tabelle 3.4.5-1: Landschaftsschutzgebiete im Bereich oder nahe der Trasse

4. BODENKLASSIFIZIERUNG

4.1 Klassifizierung für bautechnische Zwecke

Nach den Erkundungsergebnissen, den Feld- und Laboruntersuchungen sowie den Archivunterlagen lassen sich die im Projektgebiet zu erwartenden Böden wie folgt geotechnisch klassifizieren.

Schicht Nr.	Bodenart	Klassifizierung nach		Frostempfind- lichkeit ¹⁾	Verdicht- barkeit ²⁾
		DIN 18 196	DIN 18 300		
I.1	Auffüllungen	A	3 - 5, tlw. 6 - 7	/	/
I.2a	Altauffüllungen	UM, UL, UA, TL, TM, TA, SU*, ST*	2 - 4	F 3	V 3



Schicht Nr.	Bodenart	Klassifizierung nach		Frostempfind- lichkeit ¹⁾	Verdicht- barkeit ²⁾
		DIN 18 196	DIN 18 300		
I.2b	Aue- / Hochflutlehm	UM, UL, UA, TL, TM, TA, SU*, ST*	3 - 4 (2) ³⁾	F 3	V 3
I.2c	organogene Schluffe / Tone / Torf	OU, OH, OT, HZ	2 - 3	F 3	V 3
I.3	Flugsand	SE, SU	3 - 4	F 1 – F 2	V 1 - V 2
I.4	Terrassen des Mains	SE, SW, SI, SU, GE, GW, GI, GU	3 - 5	F 1	V 1
II.1	Pliozän, rollig	SW, SI, SU, SU*	3 – 4	F 1 – F 2	V 1 – V 2
	Pliozän, bindig	UL, UM, UA	3 – 5 (2) ³⁾	F 3	V 3
II.2	Vulkanite, z.T. verwittert	Z, GU	3 - 7	F 3	V 3
II.3	Hydrobienschichten	Z, TA, TM, TL	6 – 7 und 3 – 5 (2) ³⁾	F 1 – F 3	V 3
II.4	Inflatenschichten	Z, TA, TM, TL	6 – 7 und 3 – 5 (2) ³⁾	F 1 – F 3	V 3
II.5	Cerithienschichten	Z, TA, TM, TL	6 – 7 und 3 – 5 (2) ³⁾	F 1 – F 3	V 3
II.6	Rupelton	TA, TM, UM, SU	4 - 7	F 3	V 3
III.1	Rotliegende Sedimente	Z, UL, UM	5 - 7	F 3	V 3

1) nach ZTVE StB 17, Tab. 1 (F1 nicht frostempfindlich, F3 sehr frostempfindlich).

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

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

Tabelle 4.1-1: Bodenklassifizierung



4.2 Bodenkennwerte

Auf der Basis der Archivunterlagen und von umfangreichen Erfahrungen mit den im Projektgebiet anstehenden Böden lassen sich die in Tabelle 4.2-1 zusammengestellten Bandbreiten der Bodenkennwerte als charakteristische Kennwerte angeben. Lokale Abweichungen sind möglich.

Schicht Nr.	Bezeichnung	Wichte feuchter Boden γ_k [kN/m ³]	Wichte unter Auftrieb γ'_k [kN/m ³]	Reibungswinkel ϕ'_k [°]	Kohäsion c'_k [kN/m ²]	Undrainierte Kohäsion $c_{u,k}$ [kN/m ²]	Steifemodul $E_{s,k}^{1)}$ [MN/m ²]
I.1	Auffüllungen	18 - 20	8 - 10	25 - 30	0	0	-
I.2a	Altlauffüllungen	18 - 19	9 - 10	20 - 27,5	5 - 10	30 - 60	5 - 10
I.2b	Aue-/ Hochflut-lehm	19 - 20	10 - 11	20 - 30	10 - 20	75 - 100	5 - 10
I.2c	organogene Schluffe und Tone, Torf	15	5	15	0	0	0,5 - 1,5
I.3	Flugsand	18 - 20	9 - 10	30	0	0	10
I.4	Terrassen des Mains	18 - 20	9 - 10	30 – 32,5	0	0	40 - 80
II.1	Pliozän						
	a) rollig	18 - 19	8 - 9	30	0	0	40 - 80
	b) bindig	19 - 20	9 - 10	22,5	20	80	10 - 20
II.2	Vulkanite, verwittert	19 - 20	9 - 10	27,5	5	20	15
II.3	Hydrobient-schichten						
	a) Tone u. Schluffe	17 - 20	8 - 11	20 – 25	15 - 25	60 - 100	5 - 10
	b) Sande	18 - 20	9 - 10	30 – 32,5	0	0	20 - 80



Schicht Nr.	Bezeichnung	Wichte feuchter Boden γ_k [kN/m ³]	Wichte unter Auftrieb γ'_k [kN/m ³]	Reibungswinkel ϕ'_k [°]	Kohäsion c'_k [kN/m ²]	Undrainierte Kohäsion $c_{u,k}$ [kN/m ²]	Steifemodul $E_{s,k}^{1)}$ [MN/m ²]
II.4	Inflaten-schichten						
	a) Tone u. Schluffe	17 - 21	8 - 11	17,5 – 25	5 - 25	50 - 100	5 - 10
	b) Sande	17 - 19	8 - 10	30 – 32,5	0	0	20 - 80
II.5	Cerithien-schichten						
	a) Tone u. Schluffe	17 - 21	8 - 11	17,5 – 25	5 - 25	50 - 100	5 - 10
	b) Sande	17 - 19	8 - 10	30 – 32,5	0	0	20 - 80
II.6	Rupelton	20	10	20	20	150	10
III.1	Rotliegende Sedimente, verwittert	18 - 20	8 - 10	25 – 27,5	5 - 10	20 - 40	10

1) Ermittlung des Steifemoduls E_s für den Laststeigerungsbereich 0 bis 300 kN/m²

Tabelle 4.2-1: Charakteristische Bodenkennwert

4.3 Felsmechanische Kennwerte

Nach Auswertung der felsmechanischen Labor- und Feldversuche und unseren Erfahrungen mit den im Baufeld anstehenden Gesteinen lassen sich für das Festgestein folgende Rechenwerte angeben.



Schicht-Nr.	Felsart	Wichte feuchtes Gebirge γ_k [kN/m ³]	Reibungs- Winkel φ_k' [°]	Kohäsion c_k' [kN/m ²]	Einax. Druckfestig- keit Gestein $\sigma_{c,k}$ [MN/m ²]	Steife- modul Gebirge E_k [MN/m ²]
II.2	Vulkanite (Basalt)	22 - 28	30 – 35 ¹⁾	> 0	70 - 250	2.500 – 12.500
II.3	Hydrobienschichten c) Kalkbänke	22 – 26	30 – 35 ¹⁾	> 0	0,5 – 50	25 – 2.500
II.4	Inflatenschichten c) Kalkbänke	22 – 26	30 – 35 ¹⁾	> 0	1 – 100	5 – 5.000
II.5	Cerithienschichten c) Kalkbänke	22 – 26	30 – 35 ¹⁾	> 0	1 – 100	5 – 5.000
III.1	Rotliegende Sedi- mente	22 - 24	27,5 – 32,5 ¹⁾	> 0	1 - 50	25 – 2.500

* bei statischer, monotoner Belastung

Tabelle 4.3-1: Felsmechanische Kennwerte; die Werte gelten für angewittertes bis frisches Gebirge, sofern nicht anders angegeben

5. ANFORDERUNGEN AN OBERBAU UND UNTERBAU

5.1 Allgemeines

Die Strecke verläuft vom östlichen Ende der Tunnel- / Trogstrecke ab ca. km 54,510 bis km 60,069 auf dem Gebiet der Stadt Frankfurt am Main. In diesem Bereich sollen nördlich der bestehenden Fernbahnstrecke (Strecke 3660) die Gleise für die S-Bahn (Strecke 3685) errichtet werden. Ab ca. km 56,15 bis ca. km 58,1 werden die Gleise der S-Bahn im Bereich der bestehenden Gleisanlagen geführt. Ab ca. km 58,1 bis ca. km 59,45 wird das südliche S-Bahn Gleis im Bereich der bestehenden Gleisanlage der Strecke 3660 geführt und das nördliche S-Bahn Gleis nördlich der Gleisanlagen neu errichtet. Ab ca. km 59,45 werden beide Gleise der S-Bahn nördlich der bestehenden Gleise neu errichtet.



Im Bereich der Gemeinde Maintal soll von km 60,069 bis km 66,493 die Strecke 3685 nördlich der bestehenden Fernbahn errichtet werden. Von ca. km 61,92 (km 475 der Strecke 3660) bis ca. km 63,35 (km 12,00 der Strecke 3660) wird das nördliche Gleis der Fernbahnstrecke nach Norden verzogen und ein zusätzliches Gleis (Überholgleis) errichtet. Zusätzlich soll zwischen ca. km 12,05 (Strecke 3660) und ca. km 12,45 eine Weichenverbindung zwischen den beiden Gleisen der Fernbahn errichtet werden.

Von km 66,493 bis zum Ende der geplanten Strecke bei km 72,110 verläuft die Strecke auf dem Gebiet der Gemeinde Stadt Hanau. Die Gleise der S-Bahn (Strecke 3685) sollen im Wesentlichen nördlich bzw. östlich der bestehenden Fernbahnstrecke (Strecke 3660) geführt werden. Dabei sollen in Teilbereichen die Gleise der Fernbahnstrecke (3660) nach Süden verschwenkt werden und die Gleise der S-Bahn im Bereich der Bestandsgleise geführt werden. Dies betrifft die Streckenabschnitte von ca. km 66,6 (km 15,18 der Strecke 3660) bis ca. km 69,5 bzw. bis ca. km 18,55 der Strecke 3660. Ab diesen Kilometern werden die Strecke 3685 und 3660 im Bereich der Bestandsgleise bis zum Hbf Hanau geführt.

Die S-Bahn-Gleise (Strecke 3685) und die Gleise der Fernbahn (Strecke 3660) sind mit einem Schotteroberbau geplant. Beide Strecken sollen für eine Streckenkategorie P 160 / M 160 ausgelegt werden. Im Wesentlichen sollen die Gleise der S-Bahn-Strecke als Neubau errichtet werden. Im Bereich zwischen km 56,15 bis km 58,1 sollen beide Gleise der S-Bahn im bestehenden Gleisfeld geführt werden. Zwischen km 58,1 bis km 59,45 soll das südliche Gleis der S-Bahn im bestehenden Gleisfeld geführt werden. Von km 66,6 bis km 67,31 sollen die Gleise der S-Bahn im bestehenden Gleisfeld geführt werden. Von km 67,31 bis km 69,51 sollen für die S-Bahn die bestehenden Gleise der Fernbahnstrecke genutzt werden, so dass in diesem Bereich für die S-Bahn keine Gleisbaumaßnahmen vorgesehen sind. Ab km 69,51 bis zum Hbf Hanau werden die Gleise der S-Bahn im bestehenden Gleisfeld geführt.

Die Abschnitte, in denen die Gleise der S-Bahn oder der Fernbahn im bestehenden Gleisfeld geführt werden, sollen als Gleisertüchtigung im Sinne der Ril 836 geplant werden.

Für die Trassierung der Strecke 3685 wird in den 3 Planfeststellungsabschnitten nach [U 21] - [U 23] eine Entwurfsgeschwindigkeit von $v_e = 140$ km/h auf der freien Strecke bzw. $v_e = 80$ km/h ab



ca. km 70,212 (Bahnhofseinfahrt Hanau) zugrunde gelegt. Die zulässige Geschwindigkeit der bestehenden Strecke 3660 beträgt $v_e = 160$ km/h.

Der gesamte Streckenabschnitt befindet sich nach Ril 836.4101A04 im Frosteinwirkungsgebiet I.

5.2 Schotter

Die Dicke der Bettung unter dem Schienenaufleger (UK Schwelle – UK Schotter) ist nach Ril 820 in Abhängigkeit von Streckenbelastung und der örtlichen Geschwindigkeit festzulegen. Der **Schotter** (UK Schwelle – UK Schotter) muss nach Ril 820.2010A05 und A06, bei $v_e = 80 - 160$ km/h mindestens 30 cm unter dem Schienenaufleger und 40 cm vorkopf betragen.

Der **Schotter** muss aus schlagfestem Gestein der Körnung 1 (31,5/63 mm) bestehen und muss den technischen Lieferbedingungen DBS 918 061 entsprechen. Danach ist ein Feinkornanteil von maximal etwa 3 % zulässig.

5.3 Unterbau

Für den Neubau und Verbesserung sind die Kriterien in der Ril 836.4101A01 und A02 spezifiziert. Die Anforderungen an den Unterbau und den Schutzschichtaufbau sind nach Ril 836.4101 in der Tabelle 5.3-1 aufgeführt.

Einstufung $v_e= 140 / 160 \text{ km/h}$ $> 80 \text{ km/h} < v \leq 160 \text{ km/h}$	Anforderung bei Neubau	
OFTS/OKTS	$E_{v2} / E_{vd} [\text{MN/m}^2]: 100 / 45$	
Planum	$E_{v2} / E_{vd} [\text{MN/m}^2]: 45 / 30^{2)}$	
Mindestdicke der Schutzschicht, Frosteinwirkungsgebiet I		
F 1 ¹⁾	F 2 ¹⁾	F 3 ¹⁾
35 cm	35 cm	40 cm (35 cm) ³⁾



Einstufung $v_e= 140 / 160 \text{ km/h}$ $> 80 \text{ km/h} < v \leq 160 \text{ km/h}$	Anforderung bei Verbesserung / Erneuerung	
OFTS/OKTS	$E_{v2} / E_{vd} [\text{MN/m}^2]: 50 / 35$	
Planum	$E_{v2} / E_{vd} [\text{MN/m}^2]: 30 / 20^{2)}$	
Mindestdicke der Schutzschicht, Frosteinwirkungsgebiet I		
F 1 ¹⁾	F 2 ¹⁾	F 3 ¹⁾
20 cm (15 cm) ^{3), 4)}	20 cm (15 cm) ^{3), 4)}	20 cm (15 cm) ^{3), 4)}

- 1) nach ZTVE StB 17, Tab. 1 Frostempfindlichkeitsklassen (F1 = nicht frostempfindlich, F3 = sehr frostempfindlich)
- 2) E_{vd} -Werte gelten für gemischt- und feinkörnige Böden, Werte für grobkörnige Böden sind um jeweils 5 MN/m^2 zu erhöhen. Entsprechen die für das Planum nachgewiesenen oder angesetzten Verformungsmoduli nicht den Regelwerten für E_{v2} bzw. E_{vd} , so kann eine gesonderte Bestimmung der Tragschichtdicke nach Ril 836.4101A05 Bild A 5.2 erfolgen. Bei Verminderung der Schutzschichtdicke ist die Regeldicke des frostsicheren Aufbaus jedoch einzuhalten.
- 3) Bei einer Mindestdicke der qualifiziert verbesserten Schicht eines F3-Boden von 30 cm sind 10 cm als frostsicherer Aufbau anrechenbar (Um diesen Wert ist die Dicke des frostsicheren Aufbaus bei F3-Böden bereits reduziert)
- 4) Mindesteinbaudicke der mineralischen Schutzschicht für KG 1 = 15 cm, bei anderen Baustoffgemischen sind für jede Schicht oder Lage ggf. nach DIN 18 135 größere Mindestdicken erforderlich (Größtkorn bis 56 = 18 cm, bis 63 mm = 20 cm) siehe auch A03 der Ril 836.4101.

Tabelle 5.3-1 Anforderungen an den Unterbau und Schutzschichtaufbau nach Ril 836.4101

In den neu zu errichtenden Dämmen sind die Mindestdicken der Schutzschichten nach den vorgesehenen Dammbaumaterialien zu wählen.

Nach Ril 836.4101, 3.1 (6) sollen im Überschwemmungsbereich von Gewässern befindliche Dämme sowie aus bindigen Bodenarten hergestellte und auf bindigem Untergrund mit hohen Grundwasserständen gegründete Dämme zum Schutz gegen aufsteigende Durchfeuchtung auf einer **kapillarbrechenden Filterschicht** von 50 cm bis 100 cm Dicke aus den nichtbindigen Bodenarten GW, Gl, GE, SW, Sl oder SE ($U > 3$) gegründet werden (ZTVE-StB Abs. 4.3.1.3). Dies ist insbesondere in dem Überschwemmungsgebiet des Mains und der Kinzig von ca. km 71,1 (Strecke 3660) bis km ca. 18,05 und bei ca. km 18,37 (Strecke 3660) der Fall.

Schutzschichten sind entsprechend Ril 836.4101A06 trenn- und filterstabil gegen anliegende Schichten (bei Schotteroberbau auch gegen den Schotter) auszubilden. Bei Verwendung von Korngemisch KG 1 oder 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) bzw. die Anforderungen nach DBS 918 062 für KG 2. Bis $v_e = 160$ km/h sind auch Baustoffgemische für FSS gemäß TL SoB-StB 07 einsetzbar. Auf die im Anhang 03 der Ril 836.4101 aufgeführten Mindesteindeckungen in Abhängigkeit des Größtkorn wird hingewiesen.

Der **abzusichernde Tragbereich unter Schienenoberkante** beträgt nach Ril 836.4101A01 für Neubau und für Verbesserung 2,0 m. Nachfolgende Anforderungen an den neu herzustellenden Unterbau / Damm sind im o. g. Anhang für **Neubau** formuliert:

$D_{Pr} \geq 97 \%$ (GW, GI, GE, SW, SI, SE, GU, GT, SU, ST, OK),

$D_{Pr} \geq 95 \%$, $n_A \leq 12 \%$ (GU*, GT*, SU*, ST*, U, T) bis Dammsohle.

Die anstehenden Böden im Unterbau müssen mindestens eine steife Konsistenz (mit $I_c \geq 0,75$) bzw. eine mitteldichte Lagerung (mit $D \geq 0,3$ bei $U < 3$ bzw. $D \geq 0,45$ bei $c_u \geq 3$) aufweisen.

Für Verbesserungen an bestehenden Strecken ist gemäß Ril 836.4101A01 bei Neuschüttungen, Anschüttungen und Bodenaustausch von Neubaukriterien auszugehen (s. o.).

Für eine geplante Verbesserung ohne Bodenaustausch müssen die anstehenden Böden im Unterbau mindestens weiche Konsistenz (mit $I_c \geq 0,60$) bzw. lockere Lagerung (mit $D \geq 0,2$) aufweisen.

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.

Schutzschichten sind nach Ril 836.4101, Kap. 3 (5) bei Neubau- und Ausbaustrecken als Regel vorzusehen.



6. FOLGERUNGEN

6.1 Schichtenverlauf

Die Schichtgrenzen wurden anhand der im Zuge der Bohrkernansprache getroffenen Schichtzuordnung sowie der Erkenntnisse aus den Laborversuchen eingetragen. Sofern die Ergebnisse der bodenmechanischen Laborversuche zu einer abweichenden Zuordnung z. B. hinsichtlich der Korngrößenverteilung, der Konsistenz oder des organischen Gehaltes führten, wurde diese als maßgebend angesehen und im Schichtenverlauf übernommen. Alle Bohrungen wurden in die Streckenachse projiziert. Bei der Schichtabgrenzung wurde berücksichtigt, dass neben der Strecke aufgrund des Einfallens der Schichten die Schichtgrenze eine unterschiedliche Höhenkote aufweisen kann. Insofern stellen die eingetragenen Schichtgrenzen die erwarteten Verhältnisse in der Streckenachse dar und können örtlich von den Angaben der Bohrsäulen abweichen. Ebenso kann es seitlich der Streckenachse zu abweichenden Verhältnissen bezüglich der eingetragenen Höhen der Schichtübergänge kommen. Der Schichtenverlauf ist in den Geotechnischen Längsschnitten der Anlage 12.5.4a eingetragen.

Der im Zuge der Erkundungsmaßnahmen angetroffene Schichtenverlauf wird im Projektgebiet vorrangig aus quartären Deckschichten und einem tertiären, örtlich auch jungpaläozoischem Unterlager gebildet.

Die quartären Deckschichten bestehen aus Hochflutablagerungen, Altauffüllungen und Flugsanden, die von den flächendeckend angetroffenen Terrassenablagerungen unterlagert werden. An der überwiegenden Zahl der Aufschlusspunkte wird der gewachsene Boden von Auffüllungen in unterschiedlicher Zusammensetzung und Mächtigkeit überlagert.

6.2 Geotechnische Homogenbereiche

Anhand der Erkundungsergebnisse wird das Projektgebiet unter baugrundgeologischen Gesichtspunkten in sechs charakteristische, geotechnische **Homogenbereiche (A bis F)** eingeteilt. Künstliche Auffüllungen über natürlichen Böden werden i. d. R. nicht mit eigenen Homogenbereichen



ausgewiesen. Ausnahmen bilden die mächtigen Auffüllungen des Bahndamms am Beginn der freien Strecke bzw. im Trogbereich und die Auffüllungen am Ende der Strecke im Bahnhofsbereich. Die ausgewiesenen geotechnischen Homogenbereiche sind nicht zu verwechseln mit den bautechnischen Homogenbereichen nach DIN 18 300 (2015-09), die erst im Zuge der Planung zur Ausschreibung unter Berücksichtigung der geplanten Erdbau- und Spezialtiefbaugewerke festzulegen sind.

- **Homogenbereich A:** Verlandete Fluss- und Bachläufe (Schicht I.2a) unabhängig vom tieferen Untergrund;
- **Homogenbereich B:** Hochflutsedimente (Schicht I.2b) über Terrassenablagerungen (Schicht I.4) unabhängig vom tieferen Untergrund;
- **Homogenbereich C:** rollige, quartäre Schichten (Schicht I.3 und/oder I.4) über tertiären Tonen (Schicht II.6 „Rupelton“, Schicht II.1 „Pliozän“ sowie Schicht II.3 „Hydrobienschichten“);
- **Homogenbereich D:** rollige, quartäre Schichten (Schicht I.3 und/oder I.4) über tertiären Vulkaniten/Basalt (Schicht II.2) oder Rotliegenden Sedimenten (Schicht III.1);
- **Homogenbereich E:** Auffüllungen/Schotter (Schicht I.1) über quartären, rolligen Sedimenten (Schicht I.3 und/oder Schicht I.4);
- **Homogenbereich F:** organogene Schluffe und Tone sowie Torfe (Schicht I.2c) unabhängig vom tieferen Untergrund.

In der Tabelle 6.2-1 ist die Einteilung der Homogenbereiche für den Verlauf der geplanten Strecke aufgelistet. Die Homogenbereiche sind außerdem im Längsschnitt (Anlage 12.5.4a) eingetragen.

ca. von Strecken-km	ca. bis Strecken-km	Homogenbereich	Trassenlängen [m]
54,510	54,880	A	0,370
54,880	55,040	F	0,160
55,040	55,120	A	0,080
55,120	55,530	B	0,410



DR. SPANG

Projekt: 28.2288

Seite 57

12.05.2021

ca. von Strecken-km	ca. bis Strecken-km	Homogenbereich	Trassenlängen [m]
55,530	56,950	C	1,420
56,950	57,130	B	0,180
57,130	57,220	C	0,090
57,220	57,970	B	0,750
57,970	58,055	C	0,085
58,055	58,140	B	0,085
58,140	58,350	C	0,210
58,350	58,525	B	0,175
58,525	58,600	C	0,075
58,600	59,020	B	0,420
59,020	59,180	C	0,160
59,180	59,735	B	0,555
59,735	60,040	E	0,305
60,040	61,400	B	1,360
61,400	62,635	D	1,235
62,635	63,200	A	0,565
63,200	63,410	F	0,210
63,410	64,050	A	0,640
64,050	64,210	F	0,160
64,210	64,260	A	0,050
64,260	64,450	B	0,190
64,450	64,635	E	0,185
64,635	64,820	B	0,185
64,820	64,950	E	0,130
64,950	65,060	B	0,110
65,060	66,000	C	0,940
66,000	66,180	D	0,180
66,180	66,600	A	0,420
66,600	66,740	F	0,140
66,740	66,900	D	0,160
66,900	67,330	C	0,430
67,330	67,880	A	0,550
67,880	68,238	B	0,358
68,238	68,550	A	0,312
68,550	68,720	E	0,170
68,720	68,845	A	0,125
68,845	69,065	F	0,220
69,065	69,160	C	0,095



ca. von Strecken-km	ca. bis Strecken-km	Homogenbereich	Trassenlängen [m]
69,160	69,650	A	0,490
69,650	70,540	B	0,890
70,540	70,770	E	0,230
70,770	71,220	A	0,450
71,220	71,370	E	0,150
71,370	71,640	A	0,270
71,640	71,900	B	0,260
71,900	72,110	E	0,210

Tabelle 6.2-1: Homogenbereiche im Verlauf der geplanten Trasse

6.3 Erkundung Bauwerksbestand

An einigen Bestandsbauwerken, die durch die geplante Baumaßnahme verändert werden müssen, wurden Bauwerkserkundungen durchgeführt. Dabei wurden horizontale und schräg nach unten geneigte Kernbohrungen in den Bauwerken zur Feststellung der aufgehenden Konstruktion und der Gründungssituation abgeteuft (Anlage 12.5.5.5a). An ausgewählten Kernstücken wurde die Druckfestigkeit im Labor bestimmt (Anlage 12.5.6.2a). Eine Übersicht der untersuchten Bauwerke ist Tabelle 6.3-1 zu entnehmen.

Bauwerk	Strecken-km	Bohrungen
EÜ Salisbach	17,50	BW 13/01 - BW 13/08
EÜ Vilbeler Landstraße	58,58	BW 08/01, BW 08/02
SÜ Bruno-Dreßler-Straße	62,35	BW 08/03, BW 08/04
EÜ Bahnsteigzugang (Bf. Maintal Ost)	63,77	BW 08/05, BW 08/06
SÜ L 3268 / Maintaler Straße	67,62	BW 08/07, BW 08/08
EÜ Kinzig	69,15	BW 08/09 – BW 08/14
EÜ Philippsruher Allee	69,43	BW 08/15, BW 08/16

Tabelle 6.3-1: Bauwerksbohrungen



Eine Übersicht zu den festgestellten Bauwerksmaterialien und der im Labor ermittelten Druckfestigkeit des Materials ist Tabelle 6.3-2 zu entnehmen.

Bauwerk	Material	Druckfestigkeit
EÜ Vilbeler Landstraße	Innen: ca. 40 cm Beton Außen: ca. 20 cm Mauerwerk	53,1 N/mm ² , 50,2 N/mm ² -
SÜ Bruno-Dreßler-Straße	Beton Gründungssohle ca. 99,8 m NN	28,7 N/mm ² , 29,2 N/mm ² , 44,1 N/mm ²
EÜ Bahnsteigzugang (Bf. Maintal Ost)	Wandstärke: ca. 40 cm Beton	62,9 N/mm ² , 72,1 N/mm ²
SÜ L 3268 / Maintaler Straße	Beton Gründungssohle ca. 100,45 m NN	36,8 N/mm ² , 41,0 N/mm ² , 57,7 N/mm ²
EÜ Kinzig	Sandsteinmauerwerk mit innenliegendem Basaltbruchsteinmauerwerk Gründungssohle der Pfeiler ca. 99,4 m NN – 100,2 m NN Gründungssohle der Widerlager ca. 99,9 m NN	Sandstein: 47,3 N/mm ² , 48,2 N/mm ² , 52,2 N/mm ² , 63,0 N/mm ² , 63,7 N/mm ² , 75,5 n/mm ²
EÜ Philippsruher Allee	Wandstärke: ca. 2,0 m Beton	33,7 N/mm ² , 43,3 N/mm ²

Tabelle 6.3-2: Bauwerksmaterialien und Druckfestigkeit

6.4 Auswertung der Gleismessschriebe

6.4.1 Allgemeines

Als zusätzliche Bewertungsgrundlage zur Beurteilung der Beschaffenheit des Unterbaus wurde u.a. die Lage der Bestandsstrecke 3660 verwendet. Dazu wurde die Bestandsstrecke 3660 hinsichtlich ihrer Gebrauchstauglichkeit bzw. hinsichtlich des derzeit erforderlichen Unterhaltsaufwands beurteilt. Hierzu wurden aktuelle Gleismessschriebe ausgewertet und Bereiche mit problematischen Baugrundverhältnissen und Bereiche mit geringen Verformungserscheinungen identifi-



ziert. Aus den gewonnenen Erkenntnissen zur Gleislage der Bestandsstrecke können im Zusammenhang mit den Erkundungsergebnissen aller EKP's Rückschlüsse für die erforderlichen Baugrundverbesserungsmaßnahmen gezogen und Empfehlungen zur Baugrundverbesserung abgeleitet werden.

Für die Auswertung der Gleismessschriebe (siehe Anlage 12.5.14a) wurde gemäß [U 17] ein Raster von 25 m gewählt. Die Maßnahmen zur Baugrundverbesserung wurden für die Auswertung an diese Raster eingepasst.

Der Gleismessschrieb wurde hinsichtlich der aktuell aufgetretenen Fehler ausgewertet. Zunächst wurden alle Fehler ermittelt, die größer dem jeweiligen SR 100 Wert aufgetreten sind. Hierbei wurden gemäß [U 17] die Höheneinzelfehler (GS Einzelfehler), Spurweiteneinzelfehler (Spw Max + Spw Min), die Einzelfehler der Verwindung (ORE-Verw.) sowie die Standardabweichung des Höheneinzelfehlers als Maß der Welligkeit (GS Stabw.) und dem Parameter „FFU kurzwellig“ ausgewertet.

In der Anlage 12.5.14.1a wurden die aufgetretenen Fehler, die jeweils den Grenzwert SR 100 überschreiten aufgetragen. Gleichzeitig wurden alle Bauwerke eingetragen, die einen Einfluss auf die Lagegenauigkeit des Gleises aufweisen können, da sie die Steifigkeit des Gleisauftragers verändern. Dies sind insbesondere Eisenbahnüberführungen und Bahnübergänge und aufgrund an das Gleis angrenzender Einbauten auch Bahnhöfe / Stationen. Die Gründungen von Straßenüberführungen liegen meist außerhalb des unmittelbaren Einflussbereichs der Gleise, so dass sie i.d.R. keinen oder einen nur untergeordneten Einfluss auf die Gleislage aufweisen.

In der Anlage 12.5.14.1a sind an einigen Stellen Gleisfehler direkt auf solche Bauwerke zurückzuführen. Für den überwiegenden Anteil der Gleisfehler ist allerdings kein direkter Zusammenhang mit Bauwerken festzustellen. Die Ursache ist daher vorrangig im Unterbau und im Baugrund zu suchen. Es sei noch darauf hingewiesen, dass auch singuläre Ereignisse, wie Schadensfälle, Unfälle, o.ä. Auswirkungen auf die Gleisfehler haben oder solche hervorrufen. Im Weiteren wird jedoch unterstellt, dass keine solchen Vorkommnisse aufgetreten sind.

Zusätzlich wurde der detaillierte Messschrieb [U 18] insbesondere hinsichtlich des Längshöhenfehlers (LH li und LH re) ausgewertet. In [U 18] sind sowohl die Höhenfehler für die aktuelle Messung



(30.11.2009) als auch für die vorletzte Messung (x-2) ausgewiesen. Bei einem turnusmäßigen Messintervall bei $v = 160$ km/h von in der Regel 6 Monaten bedeutet dies einen Rückblick von 1 Jahr. An einigen Stellen ist mit [U 18] der Rückgang eines Längshöhenfehlers festzustellen. Hierbei wird es sich wahrscheinlich um durchgeführte Instandhaltungsmaßnahmen handeln. Es wurden bei der Auswertung zudem Verschiebungen von ca. 5-10 m der gemessenen Verformungspeaks in Längsrichtung festgestellt, die auf einen systematischen Messfehler der Kilometrierung bei einer der beiden Messungen (X oder X-2) hinweisen. Dieser Messfehler wurde bei der Auswertung eliminiert, soweit unmittelbar erkennbar.

Eine Übertragbarkeit der Ergebnisse der Messschriebeauswertung auf die Baugrundverhältnisse setzt voraus, dass für den Bau der Strecke 3660 keine Baugrundverbesserungsmaßnahmen ausgeführt wurden. Wenn Baugrundverbesserungsmaßnahmen zur Ausführung gekommen sein sollten, dann gibt der Messschrieb naturgemäß auch nur die Gleislage auf einem verbesserten Baugrund wieder, so dass vergleichbare Ergebnisse beim Neubau auch nur mit einer entsprechenden Baugrundverbesserung erreicht werden können. Zum Bau der Fernbahnstrecke liegen derzeit aber keine Unterlagen vor. Im Weiteren wird zunächst angenommen, dass unter der Bestandstrecke keine Baugrundverbesserungsmaßnahmen ausgeführt wurden.

Eine zusätzliche Auswertung weiterer historischer Gleismessschriebe sowie der in den letzten Jahren / Jahrzehnten durchgeführten Unterhaltsarbeiten könnte deutlich weiterführende Informationen zum Unterbau und zur Verformungsempfindlichkeit des Baugrunds ergeben. Aus den vorliegenden Unterlagen lässt sich aber bereits ein deutliches Bild über den Zustand der Gleislage ablesen. Bei der Überarbeitung der Empfehlungen zur Baugrundverbesserung wurde eine vorsichtige Abschätzung auf der sicheren Seite durchgeführt und bereits bei deutlichen Hinweisen auf Gleislageprobleme unter dem jeweiligen SR 100 – Wert die aus der Baugrundaufnahme zu empfehlenden Baugrundverbesserungen übernommen.

6.4.2 Gegenüberstellung Fehler SR 100 / Baugrundverbesserung

Die im Gleismessschrieb dokumentierten Einzelfehler und Summenfehler wurden für eine übersichtliche Bewertung zusammengefasst. Für die Darstellung in Anlage 12.5.14.2a wurden alle Bereiche, in denen eine Überschreitung eines Fehlers $> \text{SR } 100$ für die beiden Gleise 1 + 2 der Stre-



cke 3660 auftritt, zusammenfassend in rot bzw. orange gekennzeichnet. Für diese Bereiche ist grundsätzlich nach Ril 821 eine Instandsetzungsplanung zu beginnen.

Zusätzlich wurden alle Bereiche, die einen Einzelfehler der Gleishöhe oder eine Standardabweichung der Gleishöhe im 250 m Intervall größer dem halben SR 100 Wert ($SR\ 100 / 2$) aufweisen, in der Anlage 12.5.14.2a in blau bzw. violett dargestellt. In diesen Bereichen ist eine gewisse Lageungenauigkeit festzustellen. Ein akuter Handlungsbedarf ist nicht gegeben, es ist allerdings langfristig mit einem erhöhten Unterhaltsaufwand zu rechnen.

Zusätzlich sind in Anlage 12.5.14.2a mit einer blauen Linie die im weiteren empfohlenen Bodenverbesserungsmaßnahmen aufgetragen. **Es ist ein deutlicher Zusammenhang zwischen den Gleislagefehlern und ungenügenden Baugrundeigenschaften, die mit der Baugrunderkundung identifiziert wurden festzustellen.**

6.4.3 Ableitung Bodenverbesserungsmaßnahmen

Für eine Bewertung der erforderlichen Baugrundverbesserungsmaßnahmen wurden die Baugrunderkundung als auch die Auswertung des aktuellen Gleismessschriebs herangezogen. Die Auswertung erfolgte in tabellarischer Form in Anlage 12.5.14.3a. In der Auswertung in Anlage 12.5.14.3a sind die folgenden Informationen und Bewertungen dargestellt.

- Die Kilometrierung in der 1. Spalte bezieht sich auf die Strecke 3660.
- In der 2. Spalte ist aufgetragen, ob eine Überschreitung des halben SR 100-Werts im Einzelfehler des zusammenfassenden Messschriebs [U 17] auftritt (rot) oder ob der Einzelfehler kleiner als der halbe SR 100-Wert ist (grün). Eine Häufung von Überschreitungen des halben SR 100-Werts deutet bereits auf Probleme in der Strecke hin. **Diese Spalte wird nur nachrangig in die Bewertung einbezogen, vervollständigt aber das Bild zur Gleislage.**
- In der 3. Spalte sind alle Überschreitungen des SR 100-Werts, die im Messschrieb [U 17] aufgeführt sind, dargestellt (rot). Die Zahl in den Feldern gibt die Anzahl der Parameter an, die eine SR 100-Wert Überschreitung aufweisen. Der Grenzwert SR 100 stellt die technische und



wirtschaftliche Eingriffsschwelle dar. **Bei einer SR 100 Überschreitung ist i.d.R. eine Instandhaltungsmaßnahme für den Bestand zu planen.**

- In der 4. + 5. Spalte sind die SR 100 – Überschreitungen des Längshöhenfehlers des detaillierten Messschriebs [U 18] für die rechte und linke Schiene dargestellt.
- In der 6. Spalte ist der historische Rückblick auf die vorletzte ausgewertete Messung (Ende 2008) ebenfalls als Auswertung der Überschreitung des SR 100 – Werts für den Längshöhenfehler dargestellt.
- In der 7. Spalte sind die Baugrundverbesserungsmaßnahmen entsprechend unseren Empfehlungen mit der vorgesehenen Verbesserungstiefe eingetragen.
- Die Spalten 8 – 10 enthalten Angaben zu Bauwerken (BÜ, EÜ, Bf.). Einige Fehler in der Gleislage lassen sich direkt auf den Einfluss von Bauwerken zurückführen (unterschiedliche Steifigkeit). In solchen Fällen sind konstruktive Maßnahmen im Übergangsbereich (zementverfestigte Erdkeile o.ä. (siehe Ril 836.4106) erforderlich.
- In den Spalten 11 und 12 ist angegeben, für welche Strecke Baumaßnahmen vorgesehen sind und ob sich die Baumaßnahmen im bestehenden Gleisfeld (neu im Bestand) oder neben dem bestehenden Gleisfeld auf bislang nicht benutzten Gelände (neu) befindet.
- In der 13. Spalte wird eine Bewertung für die Bodenverbesserung unter Berücksichtigung des Baugrundaufbaus (in diesem Gutachten empfohlene Baugrundverbesserungsmaßnahme), der Messschriebe (SR 100 Überschreitungen) und der Neubausituation (Lage im / neben dem Bestand) für die **S-Bahn Strecke 3685** gegeben.
- Bei einer Lage der S-Bahn-Strecke im Bereich von Bestandsgleisen und wenn die Gleismessschriebe **gleichzeitig** keine SR 100 Überschreitung aufweisen, **kann** aus gutachterlicher Sicht **auf eine Bodenverbesserung verzichtet werden.**

Bei einer Lage der S-Bahn Strecke neben der derzeitigen Bahnanlage im bislang ungenutzten Bereich kann, aus gutachterlicher Sicht **die an sich aufgrund schlechter abgeleiteter Trag-**



fähigkeit erforderliche Bodenaustauschmächtigkeit reduziert werden (halbiert werden), wenn die Gleismessschriebe keine SR 100 Überschreitung aufweisen und keine oder nur seltene Überschreitungen des Einzelfehlers SR 100/2 vorliegen.

Wenn in Bereichen mit einer Baugrundverbesserung Überschreitungen des SR 100 Werts festgestellt wurden, sind vollumfängliche Verbesserungsmaßnahmen erforderlich.

- In der 14. Spalte wird eine Bewertung für die Bodenverbesserung unter Berücksichtigung des Baugrundaufbaus (in diesem Gutachten empfohlene Baugrundverbesserungsmaßnahme), der Messschriebe (SR 100 Überschreitungen) und der Neubausituation (im / neben Bestand) **für die Fernbahn-Strecke 3660** gegeben. Aufgrund der höheren Anforderungen an eine Fernbahnstrecke gegenüber einer S-Bahn-Strecke sind die Bewertungsmaßstäbe höher angesetzt worden.
- Bei einer Lage der Fernbahn-Strecke im Bereich von **Bestandsgleisen** und wenn die Gleismessschriebe **gleichzeitig** keine SR 100 Überschreitung aufweisen, **kann** aus gutachterlicher Sicht **auf eine Bodenverbesserung verzichtet werden**.

Bei einer Lage der Fernbahn-Strecke neben der derzeitigen Bahnanlage im bislang ungenutzten Bereich, kann aus tachterlicher Sicht **die an sich aufgrund schlechter abgeleiteter Tragfähigkeit erforderliche Bodenaustauschmächtigkeit reduziert werden (halbiert werden),** wenn die Gleismessschriebe keine SR 100 Überschreitung aufweisen und keine Überschreitungen des Einzelfehlers SR 100/2 vorliegen.

Bei einer Lage der Fernbahn-Strecke neben der derzeitigen Bahnanlage im bislang ungenutzten Bereich kann aus gutachterlicher Sicht die empfohlene Bodenaustauschmächtigkeit nicht reduziert werden, wenn die Gleismessschriebe keine SR 100 Überschreitung aufweisen aber Überschreitungen des Einzelfehlers SR 100/2 vorliegen. Die Bodenverbesserung ist in diesem Fall vollumfänglich auszuführen.

Wenn in Bereichen mit einer empfohlenen Baugrundverbesserung Überschreitungen des SR 100 Werts festgestellt wurden, sind vollumfängliche Verbesserungsmaßnahmen auszuführen.



Die Mächtigkeit der erforderlichen Baugrundverbesserungsmaßnahme wurde in Abhängigkeit der mit der Baugrunderkundung festgestellten Mächtigkeit der geringtragfähigen Schichten (stark bindige oder humose Schichten) im Zuge einer Verformungsabschätzung festgelegt.

Bis ca. km 3,0 (Strecke 3660) verläuft die geplante S-Bahn-Strecke in einem Trog, so dass die Gründungssohle in weiten Teilen unter den erkundeten gering tragfähigen Schichten liegt. Die mit dem Gleismessschrieb festgestellten Gleislagefehler sind daher für den Neubau nicht relevant.

Die im Gleismessschrieb zwischen ca. km 17,5 und 17,775 festgestellten Gleislagefehler liegen im Bereich der Kinzigbrücke und der Anschlussdämme. Die EÜ Kinzig soll auf Pfähle gegründet werden. Für die Anschlussdämme sind Geotextillagen in der Aufstandsebene vorgesehen, so dass hier keine zusätzliche Baugrundverbesserung erforderlich wird.

Im Bereich zwischen km 13,655 (65,065) und 14,770 (66,180) weist der Gleismessschrieb Gleislagefehler auf, die nicht durch den erkundeten Baugrundaufbau zu erklären sind. Mit der Baugrunderkundung wurden in diesem Bereich ausschließlich rollige Böden (Sande und Kiese) erkundet, die unter dem Erdplanum eine überwiegend mitteldichte Lagerung aufweisen und somit für das Streckenbauwerk als geeignet anzusehen sind. Es wird daher davon ausgegangen, dass die festgestellten Gleislagefehler in diesem Bereich nicht auf den Baugrund zurückzuführen sind.

6.5 Ermittlung Streckenabschnitte mit geringer Tragfähigkeit

Im Ergebnis der Auswertungen der Gleismessschriebe der Bestandsstrecke 3660 (siehe Kap. 6.4) und v. a. der Baugrunderkundungen der 3. EKP ergaben sich Abschnitte, in denen in Höhe des planmäßigen Planums Böden anstehen, die nur eine geringe Tragfähigkeit besitzen. In diesen Bereichen der Trasse ist das Planum somit zu verbessern oder vollständig auszutauschen / zu erneuern.

Strecke 3685		Strecke 3660		Länge	gering tragfähig bis in eine Tiefe von
von [km]	bis [km]	von [km]	bis [km]	[m]	[m u. EPL]
54,880	55,040	3,470	3,630	0,160	3,6 ¹⁾



Strecke 3685		Strecke 3660		Länge	gering tragfähig bis in eine Tiefe von
von [km]	bis [km]	von [km]	bis [km]	[m]	[m u. EPL]
55,120	55,400	3,710	3,990	0,280	1,0
55,400	55,530	3,990	4,120	0,130	0,5
56,160	56,720	4,750	5,310	0,560	0,5
56,720	56,950	5,310	5,540	0,230	0,5
56,950	57,045	5,540	5,635	0,095	1,0
57,045	57,130	5,635	5,720	0,085	0,5
57,255	57,300	5,845	5,890	0,045	1,5
57,360	57,505	5,950	6,095	0,145	0,75
57,505	57,680	6,095	6,270	0,175	0,4
57,680	57,970	6,270	6,560	0,290	1,0
58,055	58,140	6,645	6,730	0,085	1,3
58,140	58,350	6,730	6,940	0,210	0,5
58,350	58,525	6,940	7,115	0,175	1,2
58,600	59,020	7,190	7,610	0,420	0,5
59,020	59,180	7,610	7,770	0,160	0,5
59,370	59,455	7,960	8,045	0,085	0,5
59,370	59,455	7,960	8,045	0,085	1,0
59,455	60,080	8,045	8,670	0,625	1,0
60,080	61,200	8,670	9,790	1,120	0,5
61,560	61,620	10,150	10,210	0,060	0,5
61,700	62,170	10,290	10,790	0,470	bis ca. 6,0 (Schottersäulen)
63,500	63,940	12,090	12,530	0,440	1,5
63,940	64,050	12,530	13,225	0,695	2,0
64,050	64,635	12,640	13,225	0,585	3,0
64,635	65,060	13,225	13,650	0,425	0,75
66,180	66,600	14,770	15,190	0,420	0,75
66,600	66,740	15,190	15,330	0,140	3,0
66,900	67,330	15,490	15,920	0,430	1,0
67,330	67,700	15,920	16,290	0,370	2,1
67,700	68,550	16,290	17,140	0,850	0,6
68,845	69,065	17,435	17,655	0,220	Vorkonsolidation Damm



Strecke 3685		Strecke 3660		Länge	gering tragfähig bis in eine Tiefe von
von [km]	bis [km]	von [km]	bis [km]	[m]	[m u. EPL]
69,205	70,080	17,795	18,670	0,875	Im Dammbereich: Damm- aufbau auf rolligen, gut verdichtbaren Material, an der Dammbasis (ca. 101,0 m NN) 2 Lagen Geogitter im Abstand von 0,3 m
70,080	70,540	18,670	19,130	0,460	0,5
70,770	71,900	19,360	20,490	1,130	2,5 - 4,0

1) Angabe bezogen auf GOF / Dammaufstandsfläche

Tabelle 6.5-1: Bereiche mit Baugrund geringer Tragfähigkeit

7. EMPFEHLUNGEN

7.1 Gründungsmöglichkeiten

Die Schienenoberkante der S-Bahn-Trasse liegt im beschriebenen Trassenbereich im Bereich der Stadt Frankfurt vollständig, im Bereich der Stadt Maintal weitgehend und im Bereich der Stadt Hanau vollständig mindestens 1,5 m über dem vorläufigen Bemessungswasserspiegel Endzustand. Der anzusetzende Bemessungswasserstand ist Tabelle 3.3.2-2 zu entnehmen. Einzig im Bereich zwischen km 66,0 und km 66,62 (Strecke 3685) wird der Abstand zwischen SO und vorläufigem Bemessungswasserspiegel unterschritten und beträgt minimal 1,45 m. Diese geringfügige Unterschreitung von 5 cm wird von der Zentrale der DB Netz AG tolerierbar sein. Andernfalls müssten Tiefenentwässerungen eingeplant werden, die aber aufgrund der Lage im WSG wiederum genehmigungstechnisch problematisch sind. Wir empfehlen, im Vorfeld der Planung das Gespräch mit dem Verantwortlichen der DB Netz zu suchen.

Die Trassen können somit grundsätzlich sowohl flach als auch tief gegründet werden. Aufgrund der Tragfähigkeit der weitgehend anstehenden mindestens mitteldicht gelagerten Sande und Kiese (Schicht II.4) sowie der mittleren Tragfähigkeit der bereichsweise anstehenden Flugsande (Schicht I.3) erscheint eine Tiefgründung der Fahrbahnkonstruktion weitgehend aus wirtschaftlicher Sicht



nicht erforderlich. In den Bereichen, in denen bindige Böden mit nur geringer Tragfähigkeit (Schichten I.2a bis I.2c) anstehen, werden Zusatzmaßnahmen (Baugrundverbesserungsmaßnahmen bzw. Bodenaustausch) erforderlich. Die in Höhe des Erdplanums anstehenden rolligen Böden (Schicht I.3 und I.4) können i. d. R. durch eine Oberflächenverdichtung ausreichend tragfähig nachverdichtet werden.

Im Ergebnis der Auswertungen der Gleismessschriebe der Bestandsstrecke 3660 (siehe Kap. 6.4) und der Baugrunderkundungen (1. bis 3. EKP) ergaben sich die in Tabelle 6.5-1 aufgezeigten Abschnitte, in denen eine Verbesserung des Planums erforderlich ist. In diesen Bereichen der Trasse ist das Planum zu verbessern oder vollständig auszutauschen / zu erneuern.

Für eine Verbesserung der Bodeneigenschaften des Baugrunds können bei entsprechender Eignung grundsätzlich folgende Verfahren angewendet werden:

- Bodenaustausch,
- Einsatz von Geokunststoffen zur Reduzierung des Bodenaustauschs,
- Dynamische Intensivverdichtung (DYNIV),
- Rütteldrucksäulen,
- Rüttelstopfsäulen,
- vermörtelte Rüttelsäulen,
- Geokunststoffummantelte Sand-/Kiessäulen,
- Bodenverfestigungen,
- Fräs-Misch-Injektionsverfahren,
- Injektionen nach DIN 4093.

Ein **konventioneller Bodenaustausch** der in Tabelle 6.5-1 verzeichneten Bereiche ist bis in eine Tiefe von etwa 10 m unter Planum technisch ausführbar. Ein Bodenaustausch bis in große Tiefen ist durch einen Bodenaushub und eine Wiederverfüllung im Großbohrverfahren, mit dem „Hydraulischen Vortriebs-Verbau SK 738“ (Fa. Matthäi Bauunternehmen GmbH & Co. KG), dem „Kasten-Bodenaustausch-Verfahren“ (Fa. Josef Möbius Bau-Gesellschaft GmbH & Co.), dem „Möbius-Vorschub-Gerät“ (Fa. Josef Möbius Bau-Gesellschaft GmbH & Co.) und dem „Waran“ (Fa. Leonhard Weiss GmbH & Co.) möglich. Mit diesen Verfahren können bindige und nicht bindige Böden punktuell, rasterförmig oder flächendeckend ausgetauscht werden. Diese verhältnismäßig aufwen-



digen Verfahren sind zur ausreichenden Verbesserung der Tragfähigkeit der anstehenden Böden geeignet. Auf die Erfordernis einer Zustimmung im Einzelfall (ZiE) bzw. Zulassung durch das EBA beim Einsatz der Verfahren wird hingewiesen (Ril 836.4202).

Als Austauschmaterial sind z. B. die anstehenden Sande und Kiese der Mainterrasse (Schicht I.4) oder Material entsprechend Ril 836.4101A01 (Bodengruppen GW, GI, GE, SW, SI, SE, GU, GT, SU, ST) zu verwenden. Das Austauschmaterial muss lagenweise mit mindestens $D_{Pr} = 97\%$ eingebaut werden. Vor dem Einbau müssen Probeschüttungen und Probeverdichtungen (Prüffelder) durchgeführt werden. Damit werden das Verdichtungsverfahren (Gerät, Anzahl der Übergänge, Arbeitsgeschwindigkeit) und die zulässige Schütthöhe ermittelt bzw. das Erreichen der für das Verdichten vorgegebenen Anforderungen mit dem gewählten Arbeitsverfahren geprüft. Für die Vorplanung kann von den Schütthöhen gemäß Tabelle 7.1-2 ausgegangen werden. Die Einhaltung der angegebenen Schütthöhen und Übergänge ersetzt jedoch keine Eignungsprüfung.

Verdichtungsgerät	Grobkörnig (rollig) Sand - Kies		Gemischtkörnig Mischböden SU, GU	
	Schütthöhe [cm]	Übergänge [-]	Schütthöhe [cm]	Übergänge [-]
Rüttelplatte bis 400 kg	20 – 30	4 – 6	10 – 20	4 – 6
Rüttelplatte über 400 kg	30 – 40	4 – 6	20 – 40	4 – 6
Walzenzug, statisch, 20 – 30 t	10 – 20	6 – 10	10 – 20	6 – 10
Walzenzug, dynamisch bis 7 t	20 – 30	4 – 8	20 – 30	4 – 8
Walzenzug, dynamisch bis 12 t	30 – 50	4 – 8	30 – 40	4 – 8
Walzenzug, dynamisch bis 20 t	30 – 60	4 – 8	40 – 50	4 – 8
Walzenzug, dynamisch über 20 t	40 – 80	4 – 8	40 – 80	4 – 8

Tabelle 7.1-2: Anhaltswerte für Geräteeinsatz und Schütthöhen

Die Verbesserung der Tragfähigkeit von Böden mit **Geogittern** beruht auf dem Grundprinzip, dass die durch Zug beanspruchten Bereiche der Tragschichten durch hochzugfeste Geogitter bewehrt werden. Als weitere Komponente der "geokunststoffbewehrten Platte" ist auch die Druckzone aus dem Korngerüst des Tragschichtmaterials erforderlich. Als Schüttmaterial muss daher ein gut abgestuftes Material mit geringem Feinkorn gewählt werden, damit es bei dem gewählten Beweh-



rungelement zu einer Verzahnung des Korngerüstes mit der offenen Geogitterstruktur kommen kann.

Eine Auflockerung des Korngerüstes an der Unterseite des Bodenaustauschs unter den bahntypischen Linienlasten wird durch die hohe Dehnsteifigkeit des Aufbaus mit Geogitter reduziert und gleichzeitig wird der innere Reibungswinkel des Schüttmaterials erhalten. Infolge der eingetragenen Verkehrslasten entstehen in den Geokunststoffen Zugkräfte, wodurch die Verkehrslasten besser verteilt und der Baugrund örtlich geringer beansprucht wird. Das gewählte Bewehrungselement führt damit zu einer Verdichtbarkeit des Schüttmaterials auch auf weichem Untergrund und gewährleistet die langfristige Trennung der Böden. Eine ausreichend und homogen verdichtete Tragschicht wiederum ist Grundvoraussetzung für eine gleichmäßige Verteilung der Verkehrslasten auf den Untergrund. Die Gebrauchstauglichkeit der Verkehrsflächen wird somit langfristig positiv beeinflusst.

Beim Einsatz eines Geogitters kann somit der Bodenaustausch und somit die Höhe des bauzeitlich erforderlichen Geländesprungs reduziert werden. Die ungebundenen Tragschichten können durch den Einsatz von Geogittern bewehrt werden, die flächenhaft zwischen Planum und Tragschicht angeordnet werden. Nach Ril 836.4101A02, (12) kann die erforderliche Tragschichtdicke bei Einbau eines statisch wirksamen Geogitters um 25 % reduziert werden, soweit für das Planum $E_{v2} = 10 - 30 \text{ MN/m}^2$ ($E_{vd} = 5-25 \text{ MN/m}^2$) angesetzt werden kann und die verbleibende Tragschichtdicke mindestens 25 cm beträgt. Bei einem ggf. erforderlichen Bodenaustausch ist die Austauschstärke als erforderliche Tragschichtdicke anzusehen. Diese Regelung gilt nur für Geogitter bzw. Geoverbundstoffe der Anwendungsfälle 4.5 bzw. 4.6 nach den Prüfungsbedingungen für Geokunststoffe des EBA (s. u.).

Beim Einsatz von Geokunststoffen im Bereich der Eisenbahnen des Bundes gelten vorrangig die Regelungen in der Eisenbahnspezifischen Bauregelliste (EBRL) und der Eisenbahnspezifischen Liste Technischer Baubestimmungen (ELTB) des Eisenbahnbundesamtes (EBA).

Die Anlage E 1 der EBRL enthält ergänzende, nationale Anforderungen für die Anwendung von Geokunststoffen zur DIN 13250 „Geotextilien und geotextilverwandte Produkte - Geforderte Eigenschaften für die Anwendung beim Eisenbahnbau“. In der Anlage E 1 der EBRL werden dabei folgende ergänzende Festlegungen getroffen:



1. Es dürfen nur Geokunststoffe eingesetzt werden welche den „Prüfungsbedingungen für Geokunststoffe des Eisenbahn-Bundesamtes“ entsprechen. Anderenfalls ist eine Zustimmung im Einzelfall (ZiE) notwendig.
2. Für ein Bewehrungselement von Erdbauwerken mit rechnerischem Ansatz ist eine Zulassung oder eine ZiE für das Bauprodukt Geokunststoff erforderlich (Anwendungsfall 4.7).
3. Für die Anwendungsfälle 4.5 bzw. 4.6 ohne rechnerischen Ansatz muss eine gültige herstellerbezogene Produktqualifizierung (HPQ) der DB AG für das Produkt vorliegen. Anderenfalls ist eine UiG und ZiE für das Bauprodukt erforderlich.

Geokunststoffe können auch eingesetzt werden, wenn im Erdplanum örtlich begrenzte Schwachstellen mit geringer Tragfähigkeit vorhanden sind. Der zusätzlich eingebaute Geokunststoff „überbrückt“ die örtlich begrenzten Schwachstellen.

Für die Bemessung bewehrter Tragschichten bei der Ertüchtigung von Eisenbahnstrecken steht derzeit noch kein theoretischer Bemessungsansatz zur Verfügung. Da sich die auf dem Markt verfügbaren Bewehrungsprodukte sowohl von der Produktstruktur als auch von der Zugkraft- / Dehnungscharakteristik stark unterscheiden, sind Nachweise zur Bewehrung ungebundener Schüttlagen auf analytischem Wege derzeit auch nicht sinnvoll möglich. Hinweise zur Bemessung finden sich in der „Empfehlungen für Bewehrungen aus Geokunststoffen – EBGEO“ Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT).

Es muss daher auf verschiedene publizierte empirische Bemessungsverfahren zurückgegriffen werden, die überwiegend auf der Auswertung an Versuchsstrecken und von großmaßstäblichen Laborversuchen sowie auf praktischer Erfahrung beruhen. Inzwischen wurden Geogitterbewehrungen an verschiedenen Strecken der DB AG erfolgreich zur Reduzierung der Tragschicht eingesetzt.

Es wird darauf hingewiesen, dass geokunststoffbewehrte Bodenpolster unterhalb von Schutzschichten mit statisch zur Lastverteilung wirksamen Geokunststoffen nur mit einer UiG und ZiE hergestellt werden dürfen (Ril 836.4202).



Die **dynamische Intensivverdichtung** ist überwiegend für nicht bindige und gemischtkörnige Böden geeignet. Mit diesem Verfahren kann eine Tiefenwirkung von bis zu 12 m erreicht werden. Nach Ril 836.4202 ist der Einsatz des Verfahrens auf Dammaufstandsflächen für Dämme über 10 m Höhe zu beschränken. Da solche Dämme nicht geplant sind scheidet das Verfahren aus. Darüber hinaus kann es durch die große dynamische Energie, die durch das Verfahren in den Baugrund eingetragen wird, zu starken Beeinträchtigungen an der neben der geplanten S-Bahn-Strecke verlaufenden Fernbahn kommen. In diesem Fall ist eine ZiE erforderlich. Die Anwendung dieses Verfahrens wird daher nicht empfohlen.

Mit **Rütteldrucksäulen** können insbesondere nicht bindige Böden mit einem Schluffanteil von höchstens 15 % verbessert werden. In den Streckenbereichen (km 61,70 – 62,20, km 64,45 – 64,635, km 69,065 - 69,160) sind z. T. locker gelagerte, überwiegend rollige Auffüllungen bis in eine Tiefe von ca. 6,0 m zu verbessern (Auffüllung einer ehemaligen Kiesgrube). Hierzu kann das Verfahren der Rütteldrucksäulen angewendet werden. Für bindige Böden ist das Verfahren nicht geeignet.

Die **Rüttelstopfverdichtung** ist ein der Rütteldruckverdichtung ähnliches Verfahren, bei dem eine **Schottersäule** in einem bindigen Boden erstellt wird. Der zu verbessernde Boden muss eine Kurzzeitfestigkeit von $c_u \geq 15 \text{ kN/m}^2$ aufweisen. Das Verdichtungsverfahren ist bis etwa $c_u \leq 70 \text{ kN/m}^2$ wirtschaftlich einsetzbar. Das Verfahren ist für die bindigen Schichten (Schicht I.2a bis I.2c) geeignet.

Eine Erweiterung der Verfahren der Rütteldruck- und der Rüttelstopfverdichtung ist die Herstellung **vermörtelter Schottersäulen** unter Zugabe von hydraulischen Bindemitteln (ungelöschtem Kalk oder Zement). Durch die Vermörtelung weisen die Säulen eine erhöhte Tragfähigkeit auf. Die Anwendung dieser Baugrundertüchtigungsmaßnahme wird auf einen Baugrund beschränkt, dessen undrainierte Scherfestigkeit $c_u \geq 15 \text{ kN/m}^2$ beträgt. Die vermörtelten Rüttelstopf- und Rütteldrucksäulen verringern den Durchflussquerschnitt des Grundwasserleiters und kommen somit nur nach einer entsprechenden hydrogeologischen Untersuchung in Frage. Entsprechend der Rütteldruck- bzw. Rüttelstopfverdichtung sind sie für eine Anwendung in den rolligen Auffüllungen (Teile der Schicht I.1) bzw. den bindigen Schichten (Schicht I.2a bis I.2c) geeignet.



Geokunststoffummantelte Sand-/Kiessäulen sind eine Weiterentwicklung der Rüttelstopfsäulen und können sowohl in bindigen, als auch in nicht bindigen Böden ausgeführt werden. In den zu verbessernden Boden werden bei diesem Verfahren geokunststoffummantelte Sand- oder Kiessäulen über eine verrohrte Bohrung in den Baugrund eingebracht. Beim Bodenersatzverfahren wird die Verrohrung mit Hilfe eines mäklergeführten Rüttlers, beim Verdrängungsverfahren wird ein Stahlrohr mit kleinerem Durchmesser nach dem Verdrängungsprinzip, eingebracht. Die Säulen werden im Gebrauchszustand durch einen Geokunststoff von dem umgebenden Boden getrennt. Die Geokunststoffummantelung übernimmt Ringzugkräfte und begrenzt damit die seitliche Ausdehnung der Säule. Die Sand-/Kiessäulen besitzen somit durch die Ummantelung aus Geokunststoff eine gegenüber herkömmlichen Stopfsäulen höhere Eigentragfähigkeit. Das Gründungssystem der geokunststoffummantelten Sand-/Kiessäulen ist ein Tragsystem, mit dem Bauwerkslasten auf den tragfähigen Untergrund abgesetzt werden. Gleichzeitig wird eine Bodenverbesserung bewirkt, die die Abtragung der Bauwerkslasten unterstützt. Das Verfahren ist grundsätzlich für die geplante Bodenertüchtigung geeignet. Es wird insbesondere im Bereich Maintal ein verdrängendes Verfahren empfohlen. Dies auch im Hinblick auf die anfallenden zu entsorgenden Massen. Nach Ril 836.4202 bedarf der Einsatz von geokunststoffummantelten Sand-/Kiessäulen bei jedem Einsatzfall einer UiG und ZiE. Gemäß Ril 836.4203 ist zwischen dem Kopf der Geokunststoffummantelten Sand-/Kiessäule und der OK Schwelle eine Überdeckungshöhe von mindestens 2 m einzuhalten.

qualifizierte Bodenverbesserung / Bodenverfestigungen können durch Zugabe von hydraulischen Bindemitteln oder chemischen Mitteln erfolgen. Durch Bodenverfestigungen werden neben der Erhöhung von Einbaufähigkeit und Verdichtbarkeit, zusätzlich die Widerstandsfähigkeit gegen Beanspruchungen aus Verkehr und Witterung erhöht. Die Zugabe kann, sowohl ohne Förderung des Bodens (mixed-in-place) als auch mit Förderung des Bodens (mixed-in-plant), erfolgen. Für mixed-in-plant-Verfahren gelten die oben zum Bodenaustausch gemachten Einschränkungen. Positiv ist zu bewerten, dass der geförderte Boden wieder eingebaut wird und somit kaum zu verwertende Massen entstehen.

Eine **Bodenverfestigung** in sowohl bindigen, als auch in nicht bindigen Böden nach dem **mixed-in-place-Verfahren** ist mit dem „**Fräs-Misch-Injektionsverfahren**“ (Fa. Sidla & Schönberger Spezial-tiefbau GmbH) möglich. Dieses Verfahren erlaubt es, Schichtfolgen von unterschiedlichen Bodenarten in einem Arbeitsgang mit einem Arbeitsgerät zu fräsen, zu durchmischen und mit Ze-



mentsuspension zu injizieren, ohne dass der Boden gefördert werden muss. Der zementverfestigte Erdkörper kann somit ohne einen Bodenaushub hergestellt werden (mixed-in-place-Verfahren). Mit dem Fräs-Misch-Injektionsverfahren können derzeit Böden bis in eine Tiefe von etwa 9,0 m ertüchtigt werden. Der in den Baugrund eingebrachte wasserundurchlässige Bodenbetonkörper verringert den Durchflussquerschnitt des Grundwasserleiters. Der entstehende Grundwasserhemmer liegt entsprechend der Trassierung weitgehend quer zur Strömungsrichtung und wird somit voraussichtlich einen gewissen Anstau auf der Anstromseite und einen Sunk auf der Abstromseite hervorrufen. Der Einsatz einer flächigen Bodenverbesserung ist deshalb im betrachteten Trassenabschnitt nur nach einer zusätzlichen hydrogeologischen Untersuchung möglich. Dieses Verfahren ist zur Verbesserung in den rolligen bzw. gemischtkörnigen Auffüllungen (Schicht I.1) sowie den bindigen Böden (Schicht I.2a bis I.2c) grundsätzlich geeignet. Es wird darauf hingewiesen, dass das FMI-Verfahren von Sidla & Schönberger die erfolgreiche Verbesserung bis zu einem Organikanteil von 30 % garantiert. Darüber hinaus sind gesonderte Betrachtungen der Böden erforderlich. Dieses vom EBA zugelassene Verfahren kann nach Ril 836.4202 im Stützbereich von Gleisen ohne UiG und ZiE eingesetzt werden.

Ein weiteres **mixed-in-place-Verfahren** ermöglicht die Zugabe einer Zementsuspension über drei gleichzeitig drehende Schneckenbohrer. Mit diesem Verfahren sind i. d. R. punktuelle oder wandartige Bodenverbesserungen bis in etwa 16 m Tiefe möglich. Der im Baugrund entstehende wasserundurchlässige Bodenbetonkörper verringert den Durchflussquerschnitt des Grundwasserleiters und ist deshalb im betrachteten Trassenabschnitt nur nach einer erfolgten hydrogeologischen Untersuchung auszuführen. Mit diesem Verfahren können sowohl die rolligen oder gemischtkörnigen, locker gelagerten Auffüllungen (Schicht I.1) als auch die bindigen Böden (Schicht I.2a bis I.2c) verbessert werden.

Vor Ausführung einer **qualifizierten Bodenverbesserung / Bodenverfestigung** ist die Eignung des Bodens für das vorgesehene Verfahren zu prüfen. Grundsätzlich ist für die Beurteilung der Eignung des gewählten Verfahrens, bei allen Bodenverbesserungsmaßnahmen eine in-situ Probeverbesserung notwendig. Durch die Bodenverbesserung ist in den nicht bindigen Böden eine mindestens mitteldichte Lagerung und in den bindigen Böden eine mindestens steife Konsistenz zu erreichen.



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 zu verwendenden (hydraulischen) Bindemittel müssen den Anforderungen der ZTVE-StB 17 Kap. 12.3.2 entsprechen. Die Eignungsuntersuchungen für qualifizierte Bodenverbesserung / Bodenverfestigung sind nach TP BF- StB B 11.3 auszuführen. Die Qualitätsanforderungen an die qualifizierte Bodenverbesserung / Bodenverfestigung sind in Ril 836.4101A07 spezifiziert.

Die Prüfungen des Einbauergebnisses ist gemäß ZTVE-StB 17 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).

Für die Ausbildung der Übergänge bzw. Hinterfüllbereiche von Ingenieurbauwerken unter Verwendung von behandelten Böden gilt Ril 836.4106.

Bezüglich der Regelanforderungen gemäß Ril 836 an das Planum der neu geplanten Strecke ist für eine Ausführung der Fahrbahn mit einem Schotteroberbau ein Verformungsmodul von $E_{v2} = 45 \text{ MN/m}^2$ erforderlich. Des Weiteren ist ein Verdichtungsgrad von $D_{Pr} = 97 \%$ in den anstehenden grobkörnigen Sanden und Kiesen der Mainterrasse (Schicht I.4) und der Flugsande (Schicht I.3) erforderlich. Gemischtkörnige und bindige Bodenarten müssen eine Proctordichte von mindestens $D_{Pr} = 95 \%$ aufweisen. Eventuell unter dem geplanten Erdplanum anstehender Mutterboden ist auszutauschen.

Die oberflächennahen locker gelagerten Flugsande (Schicht I.3) und die Sande und Kiese der Mainterrasse (Schicht I.4) sind in Höhe des Erdplanums auf jeden Fall nachzuverdichten.

Bei allen Baugrundverbesserungsverfahren (mit Ausnahme der Bodenaustauschverfahren und von Mineralstoffsäulen) ist eine Überdeckung der verbesserten Bodenkörpers mit einer schwach durchlässigen, gut verdichtungsfähigen Schicht (z. B. Material entsprechend KG 1) in einer Dicke von mindestens 0,3 m erforderlich. Bei Mineralstoffsäulen (Rütteldruck-/Rüttelstopfsäulen und geokunststoffummantelte Bodensäulen) ist eine Überdeckung vorzusehen, die vom zwischen den Säulen anstehenden Boden abhängt. Im Bereich von im Wesentlichen rolligen Auffüllungen (km



61,70 – 62,20, km 64,45 – 64,635, km 69,065 - 69,160) wird eine Abdeckung mit KG 2 oder entsprechendem Material empfohlen.

7.2 Gründungsempfehlungen

Es wird empfohlen, die Trasse bzw. den Oberbau entsprechend den o. a. Ausführungen in den anstehenden überwiegend ausreichend tragfähigen Böden flach zu gründen und die gering tragfähigen Bereiche gemäß Tabelle 6.5-1 zu ertüchtigen.

Zur Reduzierung des erforderlichen Bodenaustausches wird bereichsweise eine qualifizierte Bodenverbesserung gemäß Ril 836.4101A07 mit Kalk- und / oder Zementzugabe empfohlen. Die Anrechnung auf die Tragschichtdicke kann erfolgen, wenn die qualifiziert verbesserte Schicht unterhalb der mineralischen Tragschicht mindestens 0,30 m dick ist. Gemäß Ril 836.4202 ist eine Bodenverbesserung mit einer gering wasserdurchlässigen Schutzschicht (KG 1) abzudecken. Gemäß Ril 836.4202 ist eine Bodenverbesserung mit einer gering wasserdurchlässigen Schutzschicht (KG 1) von mindestens 0,3 m abzudecken. Somit ergibt sich eine Mindestaufbaustärke bei einer qualifizierten Bodenverbesserung von 0,7 m. Eine qualifizierte Bodenverbesserung ist also nur bei einem empfohlenen Bodenaustausch von deutlich mehr als 0,7 m wirtschaftlich sinnvoll.

In allen anderen Bereichen ist eine Nachverdichtung des Erdplanums erforderlich. Die hierfür erforderliche aufzubringende Verdichtungsleistung kann mit einem entsprechend schweren Verdichtungsgerät direkt auf dem Erdplanum erfolgen.

Insgesamt stehen die nun empfohlenen Maßnahmen unter dem Vorbehalt, dass ein gewisser erhöhter Unterhaltsaufwand (zusätzliches Stopfen, etc.), insbesondere auf der S-Bahn-Strecke 3685 akzeptiert werden kann.

Entsprechend der hier vorgelegten Auswertung und Bewertung werden für die in Tabelle 6.5-1 aufgeführten Streckenabschnitte folgende Baugrundverbesserungsmaßnahmen empfohlen.



Strecke 3685		Strecke 3660		Länge	Geringe Tragfähigkeit bis in eine Tiefe von	Verbesserungsmaßnahme
von [km]	bis [km]	von [km]	bis [km]	[m]	[m u. EPL]	
54,880	55,040	3,470	3,630	0,160	3,6 ³⁾	Vorkonsolidation 6 Monate (Dammbereich)
55,120	55,400	3,710	3,990	0,280	1,00	Bodenaustausch, nur erforderlich wenn Dammlage < 2,5 m über ursprünglicher GOF
55,400	55,530	3,990	4,120	0,130	0,50	
56,160	56,720	4,750	5,310	0,560	0,50	Bodenaustausch
56,720	56,950	5,310	5,540	0,230	0,50	Bodenaustausch ²⁾
56,950	57,045	5,540	5,635	0,095	1,00	qualifizierte Bodenverbesserung 40 cm + 30 cm Schutzschicht ¹⁾
57,045	57,130	5,635	5,720	0,085	0,50	Bodenaustausch ¹⁾
57,255	57,300	5,845	5,890	0,045	1,50	qualifizierte Bodenverbesserung 40 cm + 30 cm Schutzschicht
57,360	57,505	5,950	6,095	0,145	0,75	Bodenaustausch ¹⁾
57,505	57,680	6,095	6,270	0,175	0,40	Bodenaustausch ¹⁾
57,680	57,970	6,270	6,560	0,290	1,00	Bodenaustausch
58,055	58,140	6,645	6,730	0,085	1,30	qualifizierte Bodenverbesserung 40 cm + 30 cm Schutzschicht
58,140	58,350	6,730	6,940	0,210	0,50	Bodenaustausch ¹⁾
58,350	58,525	6,940	7,115	0,175	1,20	qualifizierte Bodenverbesserung 40 cm + 30 cm Schutzschicht
58,600	59,020	7,190	7,610	0,420	0,50	qualifizierte Bodenverbesserung 40 cm + 30 cm Schutzschicht
59,020	59,180	7,610	7,770	0,160	0,50	Bodenaustausch ²⁾
59,370	59,455	7,960	8,045	0,085	0,50	Bodenaustausch ²⁾
59,370	59,455	7,960	8,045	0,085	1,00	qualifizierte Bodenverbesserung 40 cm + 30 cm Schutzschicht ¹⁾
59,455	60,080	8,045	8,670	0,625	1,00	qualifizierte Bodenverbesserung 40 cm + 30 cm Schutzschicht



Strecke 3685		Strecke 3660		Länge	Geringe Tragfähigkeit bis in eine Tiefe von	Verbesserungsmaßnahme
von [km]	bis [km]	von [km]	bis [km]	[m]	[m u. EPL]	
60,080	61,200	8,670	9,790	1,120	0,50	Bodenaustausch
61,560	61,620	10,150	10,210	0,060	0,50	Bodenaustausch
61,700	62,170	10,290	10,760	0,470	bis ca. 6,0	zementverfestigte Rüttelstopfsäulen
62,635	63,500	11,225	12,090	0,865	-	Vorkonsolidation 6 Monate (Dammbereich)
63,500	63,940	12,090	12,530	0,440	1,50	qualifizierte Bodenverbesserung 40 cm + 30 cm Schutzschicht
63,940	64,050	12,530	12,640	0,110	2,00	qualifizierte Bodenverbesserung 40 cm + 30 cm Schutzschicht
64,050	64,635	12,640	13,225	0,585	3,00	qualifizierte Bodenverbesserung 70 cm + 30 cm Schutzschicht
64,635	65,060	13,225	13,650	0,425	0,75	Bodenaustausch
66,180	66,600	14,770	15,190	0,420	0,75	Bodenaustausch ²⁾
66,600	66,740	15,190	15,330	0,140	3,00	Vorkonsolidation 6 Monate (Dammbereich)
66,900	67,330	15,490	15,920	0,430	1,00	qualifizierte Bodenverbesserung 40 cm + 30 cm Schutzschicht
67,330	67,700	15,920	16,290	0,370	2,10	qualifizierte Bodenverbesserung 70 cm + 30 cm Schutzschicht
67,700	68,550	16,290	17,140	0,850	0,60	Bodenaustausch
68,845	69,065	17,435	17,655	0,220	6,00	Vorkonsolidation 6 Monate (Dammbereich) oder Dammaufbau auf rolligen, gut verdichtbaren Material, an der Dammbasis (ca. 101,0 m NN) 2 Lagen Geogitter im Abstand von 0,3 m
69,065	69,205	17,655	17,795	0,140	-	Bauwerksanschluss gem. Ril 836.4106A01, Bild 6



Strecke 3685		Strecke 3660		Länge	Geringe Tragfähigkeit bis in eine Tiefe von	Verbesserungsmaßnahme
von [km]	bis [km]	von [km]	bis [km]	[m]	[m u. EPL]	
69,205	70,080	17,795	18,670	0,875	1,1	bei Dammlage $h > 2$ m: Dammaufbau auf rolligen, gut verdichtbaren Material, an der Dammbasis (ca. 101,0 m NN) 2 Lagen Geogitter im Abstand von 0,3 m bei Dammlage < 2 m: qualifizierte Bodenverbesserung 40 cm + 30 cm Schutzschicht
69,530	69,530	18,120	18,120	-	2,0	örtlich mögliche weiche, organische Schichten nach Anweisung der örtlichen Fachbauüberwachung austauschen (siehe BS 15/252)
70,080	70,540	18,670	19,130	0,460	0,50	Bodenaustausch ²⁾
70,770	71,900	19,360	20,490	1,130	2,5 - 4,0	qualifizierte Bodenverbesserung 40 cm + 30 cm Schutzschicht

1) nur für Strecke 3660

2) nur für Strecke 3685

3) Angabe bezogen auf GOF / Dammaufstandsfläche

Tabelle 7.2-1: Empfehlungen zur Baugrundverbesserung

Eine qualifizierte Bodenverbesserung kann durch Zement-/Mischbinderzugabe erfolgen. 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 %). In situ kann eine solche Verbesserung mittels Einfräsen geschehen. Technisch und wirtschaftlich machbar sind heute Frästiefen von bis zu 50 cm. Bei einer Bodenverbesserung von mehr als 50 cm muss i.d.R. der Boden lagenweise ausgebaut, mit Zement/Mischbinder vermischt und wieder eingebaut werden. Alternativ sind Verfahren mit einer größeren Tiefenwirkung (siehe Kap. 7.1) möglich für eine flächige Verfestigung aber selten wirtschaftlich.



Die Bindemittelmenge darf in der qualifizierten Bodenverbesserung 3 Masse-% nicht unterschreiten. Die Bindemittelmenge ist so zu bemessen, dass die einaxiale Druckfestigkeit nach 28 Tagen Lagerung und Prüfung gemäß TP BF-StB, Teil B 11.5 $q_u \geq 0,5 \text{ N/mm}^2$ beträgt. Die jeweiligen Verdichtungsanforderungen für die mit Bindemittel behandelte Schicht sind Ril 836.4101A01 (bzw. Tabelle 5.3-1) zu entnehmen. Sie gelten sowohl für den zur Bodenbehandlung vorgesehenen Boden als auch für das eingebaute Boden- Bindemittelgemisch mit dem jeweiligen Bezugsproctor. Der Verdichtungsgrad beträgt jedoch für die qualifizierte Bodenverbesserung des Planums, abweichend zu den Angaben der Ril 836.4101A01 für bindige Böden, mindestens $D_{Pr} = 97 \%$.

Es ist in eine umfangreiche baubegleitenden Eigen- und Fremdüberwachung erforderlich. Die Prüfungen des Einbauergebnisses ist gemäß ZTVE-StB 17 Kap. 14.5 durchzuführen. Als Prüfumfang sind mindestens die Angaben gemäß Tabelle 7.2-2 einzuhalten.

verbesserte Schicht	Eigenüberwachung	Fremdüberwachung
Verdichtungsgrad	je 250 m bzw. 3.000 m ²	je 250 m bzw. 3.000 m ² , mindestens einmal am Tag
Bindemittelmenge	nach Erfordernis	je 1.000 m ²
Schichtdicke	nach Erfordernis	je 1.000 m ²

Tabelle 7.2-2: Regelanforderungen für die Prüfung einer qualifizierten Bodenverbesserung

Bodenaustausch: Als Austauschmaterial sind z. B. die anstehenden Sande und Kiese der Mainterrasse (Schicht I.4), das in anderen Bereichen als Aushubmaterial anfällt oder Material entsprechend Ril 836.4101A01 zu verwenden. Es sollte bevorzugt Material verwendet werden, das KG 2 entspricht.

In den Bereichen, in denen eine Baugrundverbesserung vorgesehen ist, muss, sofern der Einbau der Planumsschutzschicht bzw. des Bodenaustausches nicht unmittelbar nach dem Aushub erfolgt, das Planum zum Schutz gegen Niederschläge mit einer Baufolie abgedeckt. Es ist gegebenenfalls je nach Jahreszeit auch gegen Frost zu schützen.



Es wird darauf hingewiesen, dass im Erdplanum in den Bereichen in denen Baugrundverbesserungsmaßnahmen vorgesehen sind z. T. stark wasserempfindliche bindige Böden (Schicht I.2a bis I.2c) anstehen. Bei Niederschlägen / Wassersättigung und gleichzeitiger Lagerungsstörung z. B. durch Befahren neigen diese Böden zu tiefgründigem Aufweichen (Übergang von Bodenklasse 4 nach 2 gemäß DIN 18 300). Daher darf hier nur rückschreitend gearbeitet werden. Das Planum darf nicht dynamisch verdichtet werden. Die Schutzschichten sind in einer Mindeststärke von 30 cm einzubauen, bevor sie dynamisch verdichtet werden.

In den Bereichen, in denen in der Aushubsohle bindige Schichten (Schichten I.2a bis I.2c) angetroffen werden und verbleiben ist zum Schutz der bindigen Schicht zunächst eine Lage (mind. 30 cm) gering durchlässiges, tragfähiges Material ($k_f < 10^{-6}$ m/s) einzubauen. Die bindigen Bodenschichten sind bei Wassersättigung und dynamischer Belastung (Eisenbahnverkehr) bewegungsempfindlich, daher ist ein zusätzlicher Oberflächenwassereintrag zu vermeiden.

Im Bereich der Flugsande (Schicht I.3) und der Sande und Kiese der Mainterrasse (Schicht I.4) steht unter Berücksichtigung einer Nachverdichtung gut tragfähiger Untergrund an. Die gering tragfähigen Füllungen der Flussaltläufe (Schicht I.2a) und die organogenen Böden der Schicht I.2c sind ohnehin gegen gut verdichtetes Material auszutauschen oder mit Schottersäulen zu verbessern, sodass dann auf dem Austauschplanum ebenfalls von gut tragfähigem Untergrund auszugehen ist. Eine zusätzliche Filter-/Trennschicht ist bei Verwendung eines Korngemisches KG 1/2 für die Schutzschicht nicht erforderlich. Daher ist für den gesamten Streckenabschnitt eine Regeldicke der Schutzschicht nach Ril 836 bei Schotteroberbau ausreichend. Auf dem Planum ist ein E_{v2} -Wert von 45 MN/m², auf der OK Schutzschicht (OFTS) ist ein E_{v2} -Wert von 100 MN/m² nachzuweisen.

Die Setzungen des Untergrunds werden in den überwiegend anstehenden Sanden und Kiesen als Sofortsetzungen auftreten und sind im Wesentlichen bis zur Herstellung des Oberbaus abgeklungen. Die Setzungen aus Verkehrslasten bleiben in der Regel bei den anstehenden, nach EC 7 / DIN 1054 ausreichend tragfähigen Böden bzw. unter Berücksichtigung einer Baugrundverbesserung der geringtragfähigen Bereiche deutlich unter 1,0 cm.

Geogitter: Beim Einsatz eines Geogitters kann der Bodenaustausch und somit die Höhe des bauzeitlich erforderlichen Geländesprungs reduziert werden. Die ungebundenen Tragschichten können durch den Einsatz von Geogittern bewehrt werden, die flächenhaft zwischen Erdplanum und



Tragschicht angeordnet werden. Nach Ril 836.4101A02, (12) kann die erforderliche Tragschichtdicke bei Einbau eines statisch wirksamen Geogitters um 25 % reduziert werden, soweit für das Plenum $E_{V2} = 10 - 30 \text{ MN/m}^2$ ($E_{vd} = 5-25 \text{ MN/m}^2$) angesetzt werden kann und die verbleibende Tragschichtdicke mindestens 25 cm beträgt. Bei einem ggf. erforderlichen Bodenaustausch ist die Austauschstärke als erforderliche Tragschichtdicke anzusehen. Die Wirtschaftlichkeit einer solchen Maßnahme ist nur dann gegeben, wenn ein ansonsten erforderlicher Verbau zum bestehenden Gleis für den Bodenaustausch eingespart werden kann. Eine solche Möglichkeit ist durch den Planer zu prüfen.

7.3 Standsicherheit für Erdbauwerke

Der Nachweis der Standsicherheit für dauerhafte Böschungen ergibt sich nach DIN EN 1997-1 / DIN 1054 ($E_d \leq R_d$) für böschungsparelle Gleitflächen in nicht belasteten, kohäsionslosen Böden für den Grenzzustand BS-P (ständige Bemessungssituation) zu:

$$\tan \beta \cdot \gamma_G \leq \frac{\tan \phi'_k}{\gamma_\phi}$$

mit: $\gamma_G = 1,0$ (GEO 3, BS-P)

$\gamma_\phi = 1,25$ (GEO 3, BS-P)

$$\tan \beta \cdot 1,0 \leq \frac{\tan 30^\circ}{1,25} \triangleright \beta \leq 25^\circ \quad (\text{Schicht I.3, Flugsand})$$

$$\tan \beta \cdot 1,0 \leq \frac{\tan 32,5^\circ}{1,25} \triangleright \beta \leq 27^\circ \quad (\text{Schicht I.4, Mainterrasse})$$

Für freie, unbelastete Böschungen (Einschnittsböschungen) im Endzustand (BS-P) in gewachsenen Böden können für die Sande und Kiese der Mainterrasse (Schicht I.4) eine Böschungsneigung von ca. 27° (1 : 2,0) und für die Flugsande (Schicht I.3) von ca. 25° (1 : 2,2) angesetzt werden.

Für Bereiche, in denen die Strecke in Dammlage verläuft, kann nach Ril 836.4102A01 auf den Nachweis der Standsicherheit verzichtet werden, wenn die Böschungsneigung kleiner oder gleich dem Regelwert nach Ril 836.4102A01 ausgeführt wird und der Damm nicht höher als 12 m errich-



tet wird. Bei Verwendung von GW oder GI als Schüttmaterial ist eine maximale Böschungsneigung von 1 : 1,5 (vertikal : horizontal) zulässig. Bei Verwendung von GE, SW oder SI ist die Böschung auf maximal 1 : 1,7 abzuflachen, bei Verwendung eines SU, GU als Schüttmaterial ist eine Böschungsneigung von maximal 1 : 1,8 und bei Verwendung eines SE als Schüttmaterial ist eine Böschungsneigung von maximal 1 : 2,0 zulässig.

Für das verwendete Material sind ausreichende Scherparameter für die geplante Böschungsneigung nachzuweisen. Bei Verwendung reiner Reibungsmaterialien muss ein Reibungswinkel des Materials entsprechend Tab. 7.4-1 nachgewiesen werden.

Böschungsneigung (vertikal : horizontal)	Erforderlicher Reibungswinkel ϕ_k'
1 : 1,5	40°
1 : 1,7	37,5°
1 : 2,0	32,5°

Tabelle 7.3-1: Erforderlicher Reibungswinkel der Schüttmaterialien

Unter Berücksichtigung der anstehenden Sande und Kiese der Mainterrasse (Schicht I.4), die z. B. in den Einschnittbereichen gewonnen werden, wird aufgrund der Anteile der Bodengruppe SE empfohlen, den Damm mit einer Böschungsneigung von 1 : 2,0 (vertikal : horizontal) zu erstellen. Für die Dammschüttung ist ein verdichtungsfähiges, frostsicheres Material zu verwenden (F1 gemäß ZTVE). Das Größtkorn soll 32 mm nicht überschreiten. Der Massenanteil Feinstkorn ($d < 0,063$ mm) soll kleiner als 10 % und die Ungleichförmigkeitszahl $U \geq 3,0$ betragen. Das Material ist lagenweise mit mindestens $D_{Pr} = 97$ % einzubauen.

Alternativ können technische Maßnahmen getroffen werden, die die Standsicherheit von Böschungen verbessern, wie beispielsweise der Einbau von Geotextilien als Bewehrung.

Für die geplanten Dammschnitte wurden Standsicherheitsuntersuchungen ausgeführt. Es wurde für jeden Dammschnitt mit einheitlicher Böschungsneigung und für die abschnittsweise vorliegenden geotechnischen Homogenbereiche Berechnungen der Sicherheit gegen Böschungsbruch



an der höchsten Stelle des Damms in diesem Abschnitt ausgeführt. Die Ergebnisse sind in Anlage 12.5.11a dokumentiert. Die Berechnungen wurden jeweils für einen Dammaufbau aus rolligen Materialien und einen Dammaufbau aus gemischtkörnigen Materialien ausgeführt. Es wurden durch Variationsberechnungen jeweils die mindestens erforderlichen Scherparameter des Schüttmaterials ermittelt und in Tabelle 7.3-2 zusammengestellt. Die Berechnungen wurden für den Endzustand ausgeführt. Evtl. maßgebliche Bauzustände wurden nicht berücksichtigt. In der Tabelle 7.3-2 sind die Ergebnisse der Berechnungen für den jeweils maßgeblichen Schnitt im Dammbereich zusammengestellt.

Dammabschnitt [km]		Homo- gen- bereich	Dammhöhe [m] / Bö- schungs- neigung [-]	rollige Dammschüttung		gemischtkörnige Dammschüttung	
Strecke 3660	Strecke 3685			erf. Rei- bungs- winkel ϕ' [°]	erf. Kohä- sion c' [kN/m ²]	erf. Rei- bungs- winkel ϕ' [°]	erf. Kohä- sion c' [kN/m ²]
3,229 – 3,551 ¹⁾	54,638 - 54,960	A	4,6 / 1 : 1,8	35	0	27,5	2,5
3,571 – 3,732	54,980 - 55,141	A	4,6 / 1 : 1,8	35	0	27,5	2,5
3,752 – 3,988	55,161 - 55,397	B	2,6 / 1 : 1,8	35	0	27,5	2,5
11,422 – 15,185	62,831 - 66,594	A	2,8 / 1 : 1,9	35	0	27,5	2,5
15,225	66,634	F	1,1 / 1 : 1,5	35	0	27,5	2,5
17,161 – 17,593	68,570 - 69,002	A	3,5 / 1 : 1,5	40	0	27,5	2,5
17,621 – 17,658	69,030 - 69,067	A	2,9 / 1 : 1,5	40	0	27,5	2,5
22,217 ²⁾	70,581	E	4,5 / 1 : 2,0	32,5	0	27,5	2,5
22,236 – 22,449 ²⁾	70,600 - 70,813	E	4,8 / 1 : 2,0	32,5	0	27,5	2,5

1) Dammbereich mit Stützmauer

2) Strecke 3600

Tabelle 7.3-2: Berechnung der Böschungsstandsicherheit



Die ersten zwei zusammenhängenden Dammabschnitte (km 3,229 – 3,988 und km 11,422 – 15,225) können somit z. B. mit ausgewählten Materialien der Mainterrasse (Schicht I.4) (GW, $U \geq 3,0$) aufgebaut werden oder alternativ aus gemischtkörnigen Materialien mit den in Tabelle 7.3-2 angegebenen Mindestkennwerten. Der Dammabschnitt von km 17,161 – 17,658 kann aufgrund der geplanten steilen Böschungsneigung von 1 : 1,5 nicht aus den anstehenden Sanden und Kiesen der Mainterrasse aufgebaut werden. Hier muss ein rolliges, gebrochenes Fremdmaterial mit einem nachgewiesenen Reibungswinkel von mindestens $\phi' = 40^\circ$ eingebaut werden. Alternativ ist auch hier der Einbau eines gemischtkörnigen Materials aus bodenmechanischer Sicht möglich. Im letzten Dammabschnitt von km 22,217 – km 22,449 kann Material der Mainterrasse ($U \geq 3,0$) eingebaut werden. Aufgrund des geringen erforderlichen Reibungswinkels von $\phi' = 32,5^\circ$ können alle Kornbereiche der Mainterrasse (Schicht I.4) hier eingebaut werden; nur Materialien der Flugsande (Schicht I.3) sind aufgrund ihrer enggestuften Körnungslinie hier nicht zum Einbau geeignet.

Zusätzlich wurden für die Dammabschnitte Setzungsberechnungen für die maximale Dammhöhe ausgeführt, um den zu erwartenden maximalen Setzungsbetrag der Dammaufstandsfläche zu ermitteln. Die Berechnungsergebnisse sind in Anlage 12.5.12a dargestellt und in Tabelle 7.3-3 zusammengefasst.

Dammabschnitt [km] (Strecke 3660)	Homogenbereich	Dammhöhe [m]	max. Setzung [cm]
3,229 – 3,551	A	4,6	7,1
3,571 – 3,732	F	4,6	15,3
3,752 – 3,988	B	2,6	3,2
11,422 – 15,185	A	2,8	5,8
15,225	F	1,1	7,8
17,161 – 17,593	A	3,5	5,1
17,621 – 17,658	A	2,9	3,3
22,217	E	4,5	3,6
22,236 – 22,449	E	4,8	3,8

Tabelle 7.3-3: Untergrundsetzungen durch Dammschüttung



Zur Abschätzung der Zeit, in der die Setzungen eintreten werden, wurde eine Konsolidationsberechnung für den Schnitt km 3,285 ausgeführt (siehe Anlage 12.5.13a). Es handelt sich dabei um den Schnitt mit der größten Auelehmmächtigkeit unter der Dammaufstandsfläche. Es ergibt sich eine rechnerische Konsolidationszeit von wenigen Tagen, so dass davon auszugehen ist, dass die Untergrundsetzungen bereits während der Bauzeit abklingen werden.

Für die Dammeigensetzungen ist bei Einbau eines im Wesentlichen rolligen Schüttmaterials davon auszugehen, dass diese Setzungen ebenfalls bereits bauzeitig erfolgen. Für rollige Schüttmaterialien ist von einer Eigensetzung bzw. Verdichtungssetzung von bis zu 10 % der Dammhöhe auszugehen. Da diese Eigensetzungen i. d. R. bereits kurz nach dem Einbau abklingen werden, kann angenommen werden, dass bei einem lagenweisen Einbau die Setzungen während der Bauzeit eintreten und keine Überhöhung errichtet werden muss. Die Eigensetzungen sind aber beim lagenweisen Einbau und der erforderlichen Einbau-/Schüttmasse zu berücksichtigen.

Im Bereich der maximalen Setzungen von ca. 15 cm (Querprofil bei km 3,628) wird von km 3,470 - 3,630 (km 54,880 - 55,040) eine Vorkonsolidation von 6 Monaten empfohlen, da im Baugrund eine Torflage bis 3,6 m unter Dammaufstandsfläche nachgewiesen wurde.

7.4 Baugrube

7.4.1 Allgemeines

Die neu zu errichtenden Streckenabschnitte werden in unmittelbarer Nähe der bestehenden Fernbahngleise errichtet. Nach den Regelquerschnitten aus [U 15] ist ein Mindestabstand zwischen den Achsen des Bestandsgleises der Fernbahn und dem neu zu errichtenden Gleis der S-Bahn von 6,05 m vorgesehen.

Zum Teil sind aber bestehende Oberleitungsmaste der Bestandsstrecke zu berücksichtigen. Nach den Regelquerschnitten beträgt der Mindestabstand zwischen der Außenkante Fundament des Oberleitungsmastes und der Achse des angrenzenden Gleises der S-Bahn 2,8 m.



Zur Überwindung des Geländesprungs während des Bodenaustauschs sind mehrere Verfahren möglich. Details zu Sicherungsmaßnahmen im Nahbereich von Gleisen regelt die Ril 836.4305. Die genannte Richtlinie fordert grundsätzlich, dass während der Bauarbeiten im Nahbereich von Eisenbahnstrecken

- im Baugleis die **Arbeitssicherheit** der Bauarbeiter und
- im Betriebsgleis die **Betriebssicherheit** des Eisenbahnverkehrs

gewährleistet ist. Vor Ausführung des Bodenaustausches bzw. der Nachverdichtung sind entsprechende Baugruben zu erstellen. Sie können grundsätzlich geböscht ausgeführt werden. Im Nahbereich von Gleisen muss der temporär entstehende Geländesprung gesichert werden. Bautechnisch muss der Geländesprung so gesichert werden,

- dass der Querverschiebewiderstand ausreichend groß ist und somit die Lagestabilität des Gleises im Sinne der Oberbauberechnung gewährleistet ist und
- dass die Standsicherheit des Geländesprungs gewährleistet ist und somit ein Abrutschen des Vor-Kopf-Schotters bzw. des angeschütteten Bodens und unzulässig große Einsenkungen bzw. Schiefstellungen des Betriebsgleises ausgeschlossen werden.

In Ril 836.4305 regelt Bild 1 die geometrische Abgrenzung der Sicherungsmaßnahme bei temporären Geländesprüngen im Nahbereich zu Gleisen (Abb. 7.4.1-1). Es werden 3 Bereiche ausgewiesen, auf deren Grundlage die erforderlichen Maßnahmen zur Sicherung des Geländesprungs festgelegt werden. Als Randbedingung für die Bereichsabgrenzung gelten folgende Maßgaben:

- Betriebsgeschwindigkeit auf dem Betriebsgleis ≤ 90 km/h und
- Halbmesser > 300 m, wenn im Betriebsgleis der volle Querverschiebewiderstand vorhanden ist bzw.
- Halbmesser > 500 m, wenn im Betriebsgleis nicht der volle Querverschiebewiderstand vorhanden ist.



Als weitere Randbedingung sind die geologischen und hydrologischen Verhältnisse zu beachten, die vom geotechnischen Gutachter nicht als ungünstig eingeschätzt werden dürfen.

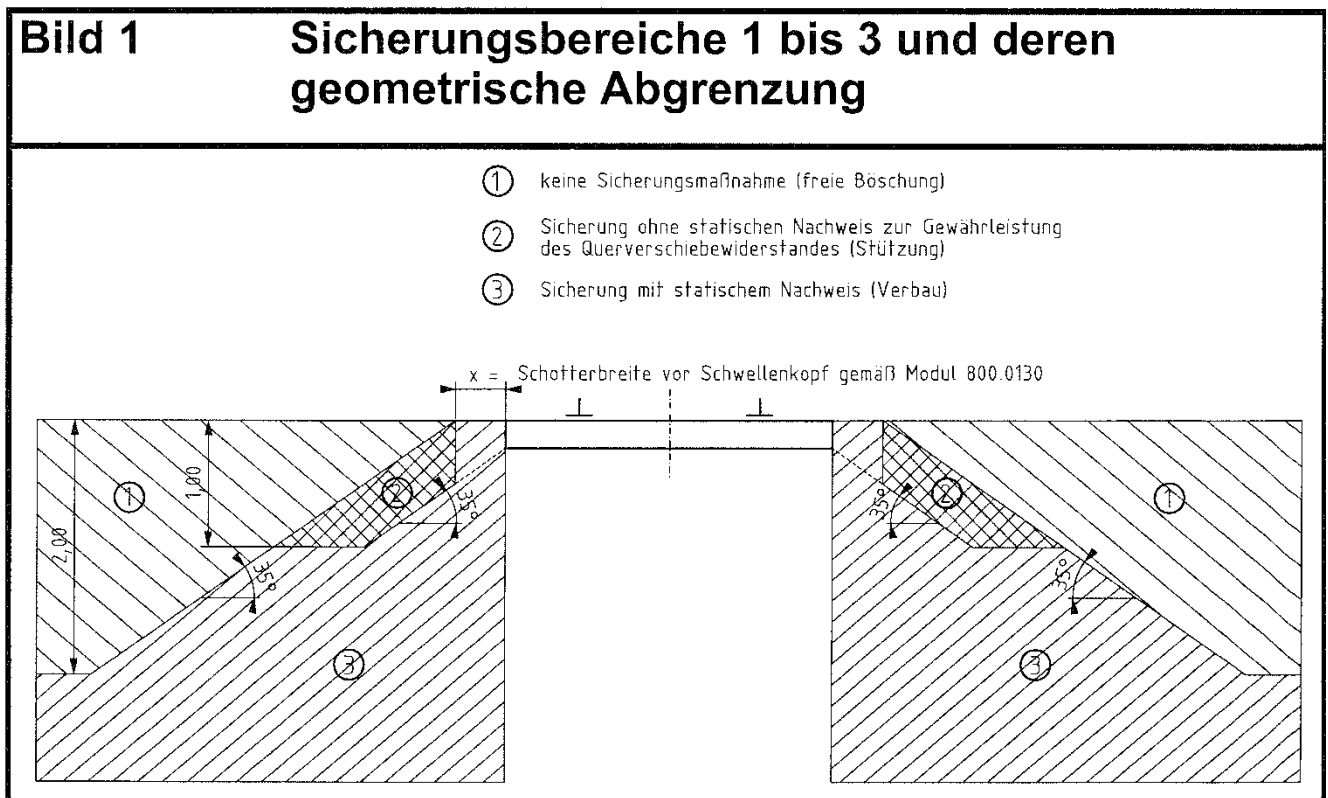


Abbildung 7.4.1-1: Geometrische Abgrenzung der Sicherungsmaßnahmen

Im **Bereich 1 kann frei geböscht** werden, ohne dass eine konstruktive Maßnahme erforderlich wird. Als Böschungswinkel sind 35° angegeben. Es sind aber die Vorgaben der Module 800.0130 hinsichtlich Vor-Kopf-Schotter-Breite und der Module 836.4101 und 836.4102A01 bzgl. Neigung und Höhe der Dammböschungen einzuhalten.

Sobald in **Bereich 2** eingegriffen wird, ist eine **Stützung erforderlich**. Es treten in diesem Bereich zwar noch keine Belastungen aus dem Eisenbahnverkehr auf, es werden aber aus dem Verkehr Erschütterungen eingetragen. Die Sicherung kann konstruktiv erfolgen; es sind noch keine Nachweise des Grenz- und Gebrauchszustandes nach Modul 836.4301 zu erbringen.



Wenn der Bodenaushub im **Bereich 3** vorgenommen wird, ist der Geländesprung durch einen **Verbau** zu sichern, da in diesem Bereich Belastungen aus dem Eisenbahnverkehr und dem Baubetrieb auftreten. Es sind in diesem Fall auch Nachweise des Grenz- und Gebrauchszustandes nach Modul 836.4301 zu erbringen.

Die in Abb. 7.4.1-1 angegebene Mindestschotterbreite vor Schwellenkopf (Vor-Kopf-Schotter) gemäß Modul 800.0130 beträgt $x = 40$ cm bei einer Betriebsgeschwindigkeit $v < 160$ km/h.

7.4.2 Böschungsneigungen

Aufgrund des Abstands von mindestens 2,8 m (vgl. Kap 7.4.1) können die Baugruben für die Errichtung des Unterbaus i. d. R. unter den Maßgaben der DIN 4124 frei geböscht hergestellt werden (Ril 836 ist ebenfalls zu beachten). Nach DIN 4124 dürfen bei ebenem Gelände die rolligen Böden (Schicht I.1, I.3 und I.4) unter maximal 45° geböscht werden. In bindigen Böden kann ein maximaler Böschungswinkel von 60° für Baugrubenböschungen zugelassen werden. Böschungen und Erdplanum sind durch Folienabdeckung vor Niederschlägen zu schützen. Das Erdplanum darf nicht befahren werden. Voraussetzung für alle o. g. Angaben ist eine Entwässerung der Baugrube bzw. von wasserführenden Böden (nach der Baugrunduntersuchung allenfalls lokal Schichtwasser). Ebenso gelten die Angaben nicht, sofern bereits aufgeweichte bindige Böden beim Aushub angetroffen werden.

In den Bereichen, in denen aufgrund der nahen Parallelführung der anliegenden Strecken die Baugrube bis an die Mindestschotterbreite vor dem Schwellenkopf herangeführt werden muss, und in denen die Baugrubenhöhe mehr als 2,0 m beträgt, ist die Baugrube zu verbauen und die Betriebsgeschwindigkeit auf der anliegenden Strecke während der Baumaßnahme ggf. herabzusetzen (s. o.). Der Einbau der Verbauwand muss voraussichtlich in Zug- und Sperrpausen erfolgen.

Da aus dem Verkehr der umliegenden Strecken mit Erschütterungen gerechnet werden muss, ist der rechnerische Nachweis der Standsicherheit zu führen. Als Verbauarten kommen grundsätzlich Spundwände oder Bohrträgerwände in Frage. Massive Verbauarten, wie z. B. Schlitzwände und Bohrpfehlwände sind für den erforderlichen Baugrubenverbau nicht wirtschaftlich ausführbar.



Die bodenmechanischen Rechenwerte für die Standsicherheitsberechnungen des Baugrubenverbauaus können Tabelle 4.2-1 entnommen werden. Für die Bemessung der Verbauwand darf der Wandreibungswinkel für Spundwände und Trägerbohlwände höchstens mit $|\delta_{a/p}| = 2/3 \varphi_k'$ angesetzt werden.

Gemäß Ril 836 ist eine verbaute Baugrube im Nahbereich von Bestandsgleisen mit einem wenig nachgiebigen oder annähernd unnachgiebigen Verbau nach EAB (EB 67) zu sichern. Es wird empfohlen, einen solchen Verbau auf erhöhten aktiven Erddruck ($0,5 \times e_a + 0,5 e_0$) zu bemessen, um die Beeinträchtigung der anliegenden Strecken zu minimieren.

Alternativ zu dem vorgeschlagenen Bodenaustausch stellt die Bodenverbesserung mittels FMI ein sicheres Verfahren ohne Baugruben dar. Es ist vorstellbar, dass nicht auf der Gesamtbreite der anstehende Bodenkörper verbessert wird, sondern nur parallel zum Nachbargleis eine „Wand“ aus verfestigtem Boden hergestellt wird. Im Schutze dieser FMI - Wand als Baugrubenverbau können dann die weiteren Bodenaustauschmaßnahmen konventionell ausgeführt werden. Eine Sicherung mittels FMI kann allerdings nur in den Bereichen eingesetzt werden, in denen keine Entwässerungsmaßnahmen vorgesehen sind. In den Bereichen, in denen zwischen die neu zu errichtenden S-Bahn-Gleise und den bestehenden Fernbahngleisen eine Mittelentwässerung eingebaut werden kann, darf eine Bodenverbesserung mittels FMI aufgrund der damit verbundenen Verminderung der Wasserdurchlässigkeit nicht eingesetzt werden. Durch das FMI-Verfahren wird ein gering wasserdurchlässiger Körper quer zur Grundwasserfließrichtung erstellt. Das Verfahren kann daher nur nach einer hydrogeologischen Prüfung eingesetzt werden.

Im Bereich nicht bindiger Böden kann bauzeitlich **mit Nachweis** nach DIN 4124 mit 45° geböschet werden, Ril 836 ist zu beachten. Es wird aber empfohlen, maximal gemäß den charakteristischen Reibungswinkeln zu böschen. Neben einem Betriebsgleis muss bauzeitlich mindestens eine Schotterhalterung vorgesehen werden. Im Übrigen wird auf die Ril 836.4305 (Temporäre Gleissicherung) und dabei speziell auf den Abschnitt 2 – Definition von Sicherungsbereichen – hingewiesen. Eine kontinuierliche geodätische Überwachung der Gleislage wird empfohlen.

Die Frostempfindlichkeit der bindigen Böden (Schicht I.2a und I.2b) im Erdplanum erfordert - je nach Jahreszeit der Bauausführung - auch einen Schutz gegen Frosteinwirkung. Die auszuhebenden bindigen Böden sind schwer bzw. nicht verdichtungsfähig und daher für einen Wiedereinbau



im Gleisbereich bzw. in Bereichen, in denen Sackungen nicht hingenommen werden können, ohne entsprechende Aufbereitung nicht geeignet.

Zur Vermeidung von Erosion und Austrocknung sind die Baugrubenböschungen mit Baufolie abzudecken. Die Maßgaben in DIN 4124 sind zu beachten.

Der Böschungskopf ist nach DIN 4124 auf einer Breite von mindestens 0,6 m lastfrei zu halten. Nach StVO zugelassene Straßenfahrzeuge sowie Bagger oder Hebezeuge von bis zu 12 t Gesamtgewicht müssen nach DIN 4124, Abs. 4.2.5 einen Mindestabstand von 1,0 m zum Böschungskopf einhalten. Baufahrzeuge, die wegen ihrer Achslasten nicht auf öffentlichen Straßen zugelassen sind, sowie alle Fahrzeuge ab 12 t Gesamtgewicht müssen einen Mindestabstand zum Böschungskopf von 2,0 m einhalten.

Die Baugrubensohlen für die in Tabelle 7.2-1 empfohlenen Bodenverbesserungsmaßnahmen liegen nur im Abschnitt km 66,18 bis km 66,60 im Bereich des bauzeitigen Bemessungswasserspiegels. Für die Ausführung des Bodenaustausches in diesem Bereich ist eine Grundwasserhaltung vorzusehen.

Die Aushubsohlen für die Schottersäulen in den Abschnitten km 61,70 – 62,20 liegen über dem bauzeitigen Bemessungswasserspiegel, die Schottersäulen selber reichen bis in das Grundwasser hinein.

7.5 Grundwasser

7.5.1 Bemessungswasserstände

Für Strecken auf Erdkörpern ist nach Ril 836.1001 der maßgebende Grundwasserstand als der obere Bemessungswert für den 10-jährigen Grundwasserstand anzusetzen. Dies entspricht in etwa dem in Tabelle 3.1-1 streckenbezogen angegebenen bauzeitigen Bemessungswasserstand.



Für dauerhafte geotechnische Bauwerke sind als maßgeblicher Bemessungswasserstand für den Endzustand nach Ril 836.2001 „in der Regel die Werte, die sich mit einer 100-jährigen Wahrscheinlichkeit ergeben, festzulegen“. Der in Tabelle 3.1-1 angegebene Bemessungswasserstand für den Endzustand entspricht dieser Forderung. Somit sind alle Ingenieurbauwerke auf diesen Bemessungswasserstand auszulegen.

Für die Bemessung von Versickerungsanlagen ist nach Ril 836 und DWA-Arbeitsblatt DWA-A 138 ein Abstand zwischen OK Filter der Versickerungsanlage und Grundwasser von 1,5 m einzuhalten. Maßgeblich für die Festlegung des Grundwasserstands ist hierzu der „mittlere höchste Grundwasserstand“. Der mittlere höchste Grundwasserstand stellt dabei das arithmetische Mittel der Jahreshöchstwerte mehrerer Jahre dar. Die einzubeziehenden Jahre sind einzelfallbezogen festzulegen. Für die NMS wurde höchste Wasserstand der bisherigen Messreihen der aktuellen Grundwassermesskampagne als auch der Messungen in den Jahren 1996 und 1997 zugrunde gelegt, mit Ausnahme des extremen Frühjahrshochwassers 2013.

Die maßgeblichen gemessenen Wasserstände für die Planung der Versickerungsanlagen können somit aus Tabelle 3.3.2-1 „Grundwasserstände“ für die Messstellen entnommen werden. Entsprechend der Festlegung zum bauzeitigen Bemessungswasserstand (siehe 3.3.2-2) liegt der für die Versickerungsanlagen maßgebliche Wasserstand meist ca. 0,5 m unter dem bauzeitigen Bemessungswasserstand.

7.5.2 Grundwasserhaltung

Im Bereich der Stadt Frankfurt sowie im Bereich der Stadt Hanau wird durchgehend ein Abstand von > 1,5 m zwischen SO und Bemessungswasserstand „Endzustand“ eingehalten.

Für den Bereich der Stadt Maintal wird in den Abschnitten zwischen km 66,0 und km 66,6 der nach Ril 836 geforderte Mindestabstand bezogen auf den 100-jährigen Bemessungswasserstand unterschritten. Allerdings ist für Streckenbauwerke nach Ril 836.1001 nur der 10-jährige Bemessungswasserstand anzusetzen, der dem bauzeitigen Bemessungswasserstand entspricht. Der erforderliche Abstand von 1,5 m zwischen SO und bauzeitigen Bemessungswasserstand wird in diesem Abschnitt eingehalten.



Im Bereich zwischen km 66,0 und km 66,18 stehen unter dem Erdplanum gut durchlässige Sande und Kiese (Schicht I.3 „Flugsand“ und Schicht I.4 „Mainterrasse“) an, so dass aus Gründen der Tragfähigkeit keine Bedenken bei einem Abstand zwischen SO und 100-jährigen Bemessungswasserstand „Endzustand“ von 1,45 m bestehen (vgl. Ril 836.1001 in Bezug auf Ril 836.4601, Bild 4).

Im Bereich zwischen km 66,18 und km 66,6 stehen unter dem planmäßigen Erdplanum Auelehme (Schicht I.2a) an. Da diese Böden nur eine geringe Tragfähigkeit aufweisen, wird hier ein Bodenaustausch erforderlich. Unter Berücksichtigung eines Bodenaustausches mit gut verdichtungsfähigem, durchlässigen Material, bestehen aus Gründen der Tragfähigkeit dann auch keine Bedenken gegen einen Abstand zwischen SO und 100-jährigen Bemessungswasserstand „Endzustand“ von 1,45 m.

7.5.3 Entwässerung / Drainung

Zur Entwässerung sind seitliche Randgräben an der Bahnstrecke ausreichend. In weiten Bereichen der geplanten Strecke sind aufgrund der großen Durchlässigkeit der anstehenden Bodenschichten Randgräben ausreichend, aus denen das anfallende Niederschlagswasser versickern kann. Die Untergrunddurchlässigkeiten liegen hier zwischen etwa $k_f = 1 \times 10^{-5}$ und 1×10^{-3} m/s. In einigen Bereichen stehen aber oberflächennah und bis in Höhe des Erdplanums bindige Böden mit geringer Durchlässigkeit mit Durchlässigkeitsbeiwerten $k_f < 1 \times 10^{-7}$ m/s an, so dass eine konzentrierte Versickerung über die Randgräben nicht mehr möglich ist.

In diesen Bereichen wird empfohlen, das anfallende Oberflächenwasser zu sammeln und über Versickergräben, Versickerschlitze, Versickerbohrungen oder Versickerbecken gemäß Ril 836.4602 zu versickern. In Tabelle 7.5.3-1 ist die Versickerungsfähigkeit des natürlichen Untergrunds trassenbezogen zusammengestellt. In den Bereichen mit geringer Untergrunddurchlässigkeit wird empfohlen, das anfallende Oberflächenwasser über Randgräben zu fassen und zu einer konzentrierten Versickeranlage oder einer geeigneten Vorflut zuzuführen.

Die Angaben in Tabelle 7.5.3-1 beziehen sich auf den Baugrund vor Durchführung einer Baugrundverbesserungsmaßnahme. Eine Angabe unter Berücksichtigung der Baugrundverbesser-



rungsmaßnahmen kann erst nach Festlegung der Planung erfolgen. In Bereichen, in denen die schwach durchlässigen, bindigen Böden nicht nur unter dem Fahrweg selber, sondern auch im Bereich der Entwässerungsmaßnahmen und Versickerungseinrichtungen gegen gut durchlässiges Material ausgetauscht wird, ist dann von einer guten Versickerungsfähigkeit auszugehen.

von km	bis km	Versickerfähigkeit des vorhandenen Bau- grunds	Maßnahme
54,51	55,53	nicht versickerungsfähig	Dammbereich, Fassung über Randgräben und konzentrierte Versickerung über Versickeranlage
55,53	56,95	gut versickerungsfähig	flächige Versickerung über Randgräben oder Randböschung
56,95	57,13	noch versickerungsfähig	Fassung über Randgräben und konzentrierte Versickerung über Sickeranlage
57,13	57,22	gut versickerungsfähig	flächige Versickerung über Randgräben oder Randböschung
57,22	57,97	noch versickerungsfähig	Fassung über Randgräben und konzentrierte Versickerung über Sickeranlage
57,97	58,055	gut versickerungsfähig	flächige Versickerung über Randgräben oder Randböschung
58,055	58,140	nicht versickerungsfähig	Fassung über Randgräben und konzentrierte Versickerung über Sickeranlage
58,140	58,350	überwiegend versickerungsfähig	flächige Versickerung über Randgräben oder Randböschung
58,350	58,525	nicht versickerungsfähig	Fassung über Randgräben und konzentrierte Versickerung über Sickeranlage
58,525	58,60	gut versickerungsfähig	flächige Versickerung über Randgräben oder Randböschung
58,60	59,02	nicht versickerungsfähig	Fassung über Randgräben und konzentrierte Versickerung über Sickeranlage
59,02	59,18	gut versickerungsfähig	flächige Versickerung über Randgräben oder Randböschung
59,18	60,48	nicht versickerungsfähig	Fassung über Randgräben und konzentrierte Versickerung über Versickeranlage



von km	bis km	Versickerfähigkeit des vorhandenen Bau- grunds	Maßnahme
60,48	60,70	Auffüllungen, noch versickerungsfähig	Fassung über Randgräben und konzentrierte Versickerung über Sickeranlage empfohlen; flächige Versickerung möglich aber nicht empfohlen
60,70	61,43	noch bis überwiegend versickerungsfähig	flächige Versickerung über Randgräben oder Randböschung, je nach Tiefenlage der Randgräben lokal ggf. Rigolen erfdl.
61,43	61,70	überwiegend gut versickerungsfähig	flächige Versickerung über Randgräben, je nach Tiefenlage der Randgräben lokal ggf. Rigolen erfdl.
61,70	62,20	Auffüllungen, noch versickerungsfähig	Fassung über Randgräben und konzentrierte Versickerung über Sickeranlage
62,20	62,635	gut versickerungsfähig	flächige Versickerung über Randgräben
62,635	64,26	nicht versickerungsfähig	Fassung über Randgräben und konzentrierte Versickerung über Versickeranlage
64,26	64,635	weitgehend noch versickerungsfähig	flächige Versickerung über Randgräben, lokal ggf. Rigolen erfdl.
64,635	64,82	nicht versickerungsfähig	Fassung über Randgräben und konzentrierte Versickerung über Versickeranlage
64,82	64,95	gut versickerungsfähig	flächige Versickerung über Randgräben
64,95	65,06	nicht versickerungsfähig	Fassung über Randgräben und konzentrierte Versickerung über Versickeranlage
65,06	66,02	gut versickerungsfähig	flächige Versickerung über Randgräben oder Randböschung
66,02	66,18	gut versickerungsfähig	Lage in WSG IIIA, flächige Versickerung über Randgräben oder Randböschung; wasserrechtliche Genehmigung erforderlich
66,18	66,74	nicht versickerungsfähig	Fassung über Randgräben und konzentrierte Versickerung über Versickeranlage außerhalb WSG
66,74	67,20	gut versickerungsfähig	flächige Versickerung über Randgräben oder Randböschung; Lage in WSG IIIA, wasserrechtliche Genehmigung erforderlich



von km	bis km	Versickerfähigkeit des vorhandenen Bau- grunds	Maßnahme
67,20	67,85	-	aufgrund der Lage im WSG II wird eine Fassung über Randgräben und konzentrierte Versickerung über Versickeranlage außerhalb WSG empfohlen
67,85	67,88	nicht versickerungsfähig	Fassung über Randgräben und konzentrierte Versickerung über Versickeranlage außerhalb WSG
67,88	68,50	versickerungsfähig - nicht versickerungsfähig	Aufgrund der Lage in WSG IIIA wird keine Versickerung vorgesehen
68,50	68,55	nicht versickerungsfähig	Fassung über Randgräben und konzentrierte Versickerung über Versickeranlage
68,55	68,72	gut versickerungsfähig	flächige Versickerung über Randgräben oder Randböschung
68,72	69,065	nicht versickerungsfähig	Fassung über Randgräben und konzentrierte Versickerung über Versickeranlage
69,065	69,16	gut versickerungsfähig	flächige Versickerung über Randgräben oder Randböschung
69,16	69,49	nicht versickerungsfähig	Fassung über Randgräben und konzentrierte Versickerung über Versickeranlage
69,49	70,32	noch versickerungsfähig	flächige Versickerung über Randgräben
70,32	70,54	lokal noch - gut versickerungsfähig	flächige Versickerung über Randgräben oder Randböschung
70,50	70,90	noch versickerungsfähig	flächige Versickerung über Randgräben
70,90	71,64	nicht versickerungsfähig	Fassung über Randgräben und konzentrierte Versickerung über Versickeranlage
71,64	71,90	nicht versickerungsfähig	Fassung über Randgräben und konzentrierte Versickerung über Versickeranlage
71,90	72,11	gut versickerungsfähig	flächige Versickerung über Randgräben

Tabelle 7.5.3-1: Versickerungsmöglichkeit für Oberflächenwässer

Eine funktionierende Entwässerung für die gesamte Bahnstrecke nach Ril. 836.4602 ist herzustellen. Für die Dauerhaftigkeit der Entwässerung ist eine regelmäßige Wartung derselben erforder-



lich. Die Gräben sind von Bewuchs freizuhalten und regelmäßig mittels Bagger zu beräumen, damit die Versickerungsleistung langfristig sichergestellt werden kann.

7.6 Wasserschutzgebiete

Im Bereich der Stadt Frankfurt werden keine Wasserschutzgebiete durch die Strecke berührt.

Der Streckenabschnitt Maintal durchläuft z. T. die Zone III A Wasserschutzgebiet des Maintal. Im Stadtgebiet Hanau wird sowohl die Zone IIIA als auch die Zone II eines Wasserschutzgebiets durchfahren. Die geplante Trasse durchläuft zwischen Buchenheege und Max-Reeger-Str. die Schutzzone IIIA der Trinkwassergewinnungsanlage bei Kesselstadt. Zwischen Burgallee und Kastanienallee durchläuft die bestehende Trasse die Schutzzone II der genannten Trinkwassergewinnungsanlage bzw. grenzt unmittelbar an diese an.

Nach Ril 090.9011, LAWA-Richtlinie und RiStWag sind Kontaminationen der Gewässer und des Grundwassers durch geeignete Schutzvorkehrungen zu vermeiden. Grundsätzlich ist von einer ungünstigen Untergrundsituation aufgrund der hohen Durchlässigkeit der Sande und Kiese der Mainterrasse (Schicht I.4) auszugehen.

Nachfolgend werden die erforderlichen Maßnahmen und Auflagen für die Wasserschutzzonen (Zone III A und II) aufgeführt:

Schutzzone IIIA:

Nach LAWA sind beim Neubau von Bahnanlagen in der Schutzzone IIIA Schutzvorkehrungen zu treffen. Dabei kommen die folgenden Schutzvorkehrungen in Betracht:

An Wassergewinnungsanlagen:

- Abwehrbrunnen,
- Überwachungsbrunnen,
- ggf. besondere Abdichtungsmaßnahmen



An den Bahnanlagen:

- mit den Wasserbehörden abgestimmter Alarm- und Maßnahmenplan,
- besondere Schutzvorkehrungen für Anlagen zum Umgang mit Wasser gefährdenden Stoffen (§ 19g WHG),
- schnellstmögliches Ableiten von gefasstem Wasser aus dem Schutzgebiet,
- Abdichten des bei Unfallereignissen betroffenen Geländes

Nach RiStWag (für den Bereich kreuzender Straßen anzuwenden):

- dürfen keine Baustoffe, die auswaschbare Bestandteile enthalten, verwendet werden;
- ist die Versenkung oder Versickerung von Niederschlagswässern nicht zulässig;
- muss das auf den Verkehrsflächen anfallende Niederschlagswasser gesammelt über dichte Rohrleitungen oder Rinnen aus dem Schutzgebiet abgeleitet werden,
- ist eine abdichtende Schutzschicht unter dem Verkehrsweg mit einer mindestens 60 cm dicken bindigen Bodenschicht (Durchlässigkeit k_f -Wert $< 10^{-7}$ m/s) oder eine Betonwanne auszuführen.

Schutzzone II:

Nach Ril 836.0509 sind in der Schutzzone II folgende Nutzungen nicht zulässig:

- jegliches planmäßige und jegliches nichtplanmäßige Versickern des Wassers, das von Verkehrsflächen und von dem bei Unfallereignissen betroffenen Gelände abfließt,
- Lagern und Behandeln wassergefährdender Stoffe,
- Errichten und wesentliches Erweitern von Bahnlinien und Bahnhöfen.

In der Schutzzone II sollen nach Ril 836.0509 folgende Schutzmaßnahmen ausgeführt werden:

- abdichtende Schutzschicht,
- dichte Entwässerungsleitungen,



-
- Abdichtung des bei Unfallereignissen betroffenen Geländes,
 - schnellstmögliche Ableitung von gefasstem Wasser aus der Schutzzone,
 - Verwendung von Baustoffen, in denen keine auswaschbaren Bestandteile enthalten sind (z.B. kein Recyclingmaterial als Dammbaustoff).

Nach **LAWA** kommen beim Neubau von Bahnanlagen in der Schutzzone II die für die Schutzzone IIIA genannten Schutzvorkehrungen Schutzvorkehrungen in Betracht.

Nach **RiStWag** sind in der Wasserschutzzone II dieselben Forderungen wie für die Schutzzone IIIA einzuhalten.

Der Einfluss auf die Trinkwassergewinnungsanlagen des Wasserwerks wird für den Endzustand als gering eingeschätzt, da die geplante Trasse nicht in den Bemessungswasserspiegel „Endzustand“ reicht. Beeinträchtigungen des Wasserschutzgebiets durch Schadensfälle muss durch technische Maßnahmen vorgebeugt werden.

Die Wasserbehörde Frankfurt hat an anderer Stelle (NBS R/N-R/M) grundsätzlich die Möglichkeit der Versickerung von Niederschlagswasser in der Wasserschutzzone III A befürwortet. Dies soll zur Vermeidung eines Wasserentzugs in der Schutzzone beitragen. Insoweit sind die erforderlichen Maßnahmen für die Wasserschutzzone III A mit der zuständigen Genehmigungsbehörde festzulegen.

7.7 Beweissicherung

Bauliche Anlagen sind im Baufeldbereich durch die anliegende Strecke 3660 und der Hafenbahn sowie diverse querende Straßen und Wege gegeben. Durch den notwendigen Bodenaustausch kann es zu Verformungen an den benachbarten baulichen Anlagen kommen. Eine Beweissicherung der angeführten Trassen ist daher erforderlich. Es wird empfohlen die Trasse der Strecke 3660 und der Hafenbahn, sowie alle querenden Infrastrukturtrassen geodätisch beweiszusichern.



Bei Bodenaustauschverfahren ist i.d.R. eine vorlaufende Beweissicherung ausreichend. Wenn in den Lastausbreitungsbereich von Bauwerken eingegriffen wird oder zusätzliche Lasten in diesen Bereich eingetragen werden, ist zusätzlich eine regelmäßige geodätische Überwachung erforderlich. ES ist mindestens eine Kontrollmessung nach dem Aushub, der Wiederverfüllung und dem endgültigen Aufbau der Tragschicht vorzusehen.

Bei Bodenverbesserungsverfahren, die dynamische Lasten in den Baugrund eintragen, sind zusätzlich zu den o.g. Maßnahmen für statische Verfahren Schwingungsmessungen an allen Bauwerken im Einflussbereich der Baumaßnahme auszuführen. Die messtechnische Überwachung nach DIN 4150 für bestehenden Bauwerke können sich im Wesentlichen auf die Messung von Erschütterungen zum Zeitpunkt der dynamischen Einwirkungen (Rammen, Stopfen, etc.) beschränken. Mit Messung an den Gründungskörpern ist der Nachweis zu erbringen, dass die eingesetzte Ramm- und/oder Bohrtechnologie keine Schäden an bestehenden Bauwerken hervorrufen wird (Beweissicherung). Während der Messung müssen Rammarbeiten mit Rammleistungen von 0 bis zum 1,25 fachen der geplanten Rammleistung ausgeführt werden, um das gesamte Energiespektrum und ggf. vorhandene Resonanzen beurteilen zu können. Ggf. ergibt sich aus den Messergebnissen der Bedarf einer kontinuierlichen Überwachung, wenn die eingetragene Energie nahe den zulässigen Grenzwerten nach DIN 4150 liegen sollte.

Bei dynamischen Einwirkungen aus z. B. Rütteldrucksäulen, Rüttelstopfsäulen und geokunststoffummantelten Bodensäulen wird eine regelmäßige Gleislagemessung empfohlen. Die Häufigkeit der Gleislagemessung ist den Messergebnissen und dem Baufortschritt anzupassen. Zu Beginn der Arbeiten ist eine mindestens tägliche Messung vorzusehen.

Für die Oberleitungsmasten der Bestandsstrecke sind ggf. Schutzmaßnahmen erforderlich. Der Umfang der Schutzmaßnahmen ist von der Gründung der OL-Masten abhängig und vom Planer zu überprüfen. Als Schutzmaßnahmen für OL-Masten in deren Auflagerbereich eingegriffen wird sind z. B. ein stützender Verbau (Spundwandverbau) oder eine Nachgründung über Kleinbohrverpresspfähle oder angehängte Rammpfähle möglich.

Darüber hinaus sind baulichen Anlagen mit geringem Abstand insbesondere in den durchfahrenen Wohn- und Gewerbegebieten gegeben. Auswirkungen auf diese Bauwerke können nicht ausgeschlossen werden. Es wird eine Beweissicherung aller angrenzender Gebäude empfohlen.



Aufgrund der teilweisen Lage im Wasserschutzgebiet ist in diesem Bereich eine hydrogeologische Beweissicherung erforderlich. Die Wasserstände der umliegenden Grundwassermessstellen sind zu erfassen. Es wird empfohlen, die Wasserqualität chemisch nach DVWG-W101 und TrinkwV zu untersuchen. Die erste Analyse ist unmittelbar vor Beginn der Baumaßnahme zu erstellen; weitere Analysen werden in einem Rhythmus von 3 Monaten bis zum Ende der Bauzeit empfohlen. Eine schädliche Verunreinigung des Grundwassers darf nicht erfolgen.

Die Schwankungen der Grundwassermessstellen sind zu erfassen. Die Messergebnisse dienen u. a. der Überprüfung des bauzeitigen Bemessungswasserspiegels.

7.8 Sonstige Empfehlungen

Die Verdichtungsprüfungen und die Prüfungen des oberflächennahen Bodenaustausches sollen vorzugsweise mit der flächendeckenden dynamischen Verdichtungskontrolle (FDVK) gemäß ZTVE-StB 14.2.3 durchgeführt werden. Auf größeren zusammenhängenden Abschnitten darf die FDVK nach entsprechender Kalibrierung auch zur Prüfung der Tragfähigkeit des Unterbaus / Untergrunds eingesetzt werden. Alternativ zur FDVK sind die Prüfungen entsprechend der Prüfmethode M3 ZTVE (Plattendruckversuche) mit dem im Bild 1 der Ril 836.4103, Kap. 14 vorgegebenen Prüfumfang durchzuführen.

Das bei den Ausbauarbeiten freigelegte Planum / Gründungssohlen nach EC 7, Kapitel 4.3 durch einen geotechnischen Sachverständigen abzunehmen.

Für die umwelttechnische Einstufung der auszuhebenden Böden liegt für jeden PFA ein umwelttechnisches Gutachten vor, das sowohl eine historische Erkundung, die Ergebnisse der orientierenden Voruntersuchungen sowie die Bewertung der Altlastenverdachtsflächen im Rahmen der Nacherkundung (3. EKP) umfasst. Auf diese Gutachten wird verwiesen.

Desweiteren sind die Festlegungen für den Bau- und Bemessungswasserstand durch ein Grundwassermonitoring bei Extremereignissen (Hochwassersituation, Starkregenereignis) gezielt zu überprüfen. Es wird empfohlen das Grundwassermonitoring bis nach Abschluss der Bauarbeiten fortzuführen.



DR. SPANG

Projekt: 28.2288

Seite 102

12.05.2021

Sollten geotechnische Fragen auftreten, die im vorliegenden Gutachten nicht bzw. nicht ausreichend behandelt wurden, oder sollten sich Abweichungen bzw. Abänderungen in den Planungen bzw. Annahmen ergeben, die diesem Gutachten zugrunde gelegt wurden, so ist die Dr. Spang GmbH vom Auftraggeber zu informieren und zu einer ergänzenden Stellungnahme aufzufordern.

(gezeichnet)

Dipl.-Ing. Christian Spang
(Geschäftsführer)

i.V.

Dr.-Ing. G. Festag
(Abteilungsleiter)

Verteiler:

- DB Netz AG, Frankfurt, 2 x
- Dr. Spang GmbH, Witten, 1 x