



DR. SPANG

INGENIEURGESELLSCHAFT FÜR BAUWESEN, GEOLOGIE UND UMWELTECHNIK MBH

DB ProjektBau GmbH
Regionalbereich Mitte
Hahnstraße 52
60528 Frankfurt am Main

Projekt-Nr.	Datei	Diktat	Büro	Datum
28.2288	P2288B_KrbwHafenb_140211_Rev2.docx	Fe/Ke	Witten	19.02.2014

S-Bahn Rhein-Main / Nordmainische S-Bahn

Krbw Hafenbahn Strecken km 5,180 (Strecke 3660)

Geotechnisches Gutachten

ANLAGE 12.5.14

Auftrag vom 03.04.2009

Gesellschaft: HRB 8527 Amtsgericht Bochum, USt-IdNr. DE126873490, Geschäftsführer Dipl.-Ing. Christian Spang

Zentrale Witten: Westfalenstraße 5 - 9, D-58455 Witten, Tel. (0 23 02) 9 14 02 - 0, Fax 9 14 02 - 20, zentrale@dr-spang.de
<http://www.dr-spang.de>

Niederlassungen: 09599 Freiberg/Sachsen, Halsbrücker Str. 34, Tel. (03731) 798789-0, Fax 798789-20, freiberg@dr-spang.de
73734 Esslingen/Neckar, Weilst. 29, Tel. (0711) 351 30 49-0, Fax 351 30 49-19, esslingen@dr-spang.de
06618 Naumburg, H.-von-Stephan Platz 1, Tel. (03445) 762-153, Fax (03445) 762-162, naumburg@dr-spang.de
90441 Nürnberg, Erlenstegenstr. 72, Tel. (0911) 964 5665-0, Fax (0911) 964 5665-5, nuernberg@dr-spang.de

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



INHALT	SEITE
1. ALLGEMEINES	4
1.1 Projekt	4
1.2 Auftrag	4
1.3 Unterlagen	5
1.4 Untersuchungen	6
1.4.1 Feldaufschlüsse	6
1.4.2 Hydrogeologische Feldversuche	7
1.4.3 Geotechnische Laborversuche	8
2. GEPLANTE BAUMASSNAHMEN	8
3. GEOTECHNISCHE SITUATION	9
3.1 Morphologie, Vegetation und aktuelle Nutzung	9
3.2 Baugrundaufbau	9
3.2.1 Geologischer Überblick	10
3.2.2 Schichtbeschreibung	10
3.3 Grundwasser	11
3.3.1 Allgemeines	11
3.3.2 Grundwasserstand und vorläufiger Bemessungswasserstand	12
3.3.3 Durchlässigkeiten	12
3.3.4 Grundwasserfließrichtung	14
3.3.5 Ergebnisse der hydrochemischen Grundwasseruntersuchungen	14
3.4 Geotechnische Besonderheiten	14
3.4.1 Lagerstätten und (Alt-)Bergbau	14
3.4.2 Tektonik	14
3.4.3 Erdbebengefährdung	15
3.4.4 Frosteinwirkungsgebiet	15
3.4.5 Schutzgebiete	15
4. BODENKLASSIFIZIERUNG	15



4.1	Klassifizierung für bautechnische Zwecke	15
4.2	Bodenkennwerte	16
4.3	Felsmechanische Kennwerte	17
5.	FOLGERUNGEN	17
5.1	Gründung	17
5.2	Baugruben	20
5.2.1	Allgemeines	20
5.2.2	Geböschte Baugrube	20
5.2.3	Verbaute Baugrube	20
5.3	Grundwasser	22
6.	EMPFEHLUNGEN	23
6.1	Gründung	23
6.2	Baugruben	23
6.3	Wasserhaltung und Abdichtung	24
6.4	Wiederverwendbarkeit der Aushubböden	24
6.5	Sonstige Empfehlungen	25
7.	ANLAGEN	
Anlage 12.5.14.1:	Übersichtslageplan 1 : 25.000 (siehe Anlage 12.5)	
Anlage 12.5.14.2:	Amtliche Karten (siehe Anlage 12.5)	
Anlage 12.5.14.2.1:	Geologische Karte 1 : 25.000 (siehe Anlage 12.5)	
Anlage 12.5.14.2.2:	Hydrogeologische Karten 1 : 25.000 (siehe Anlage 12.5)	
Anlage 12.5.14.2.3:	Wasserschutzgebietskarte 1 : 25.000 (siehe Anlage 12.5)	
Anlage 12.5.14.3:	Lageplan, Krbw Hafenbahn 1 : 200 (1)	
Anlage 12.5.14.4:	Schnitt A-A, Bauwerk Krbw Hafenbahn 1 : 100 (1)	



1. ALLGEMEINES

1.1 Projekt

Die DB Netz AG, vertreten durch die DB ProjektBau GmbH, 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 Schnellbahnstrecke 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.

Für den Bau der 2 Gleise der nordmainischen S-Bahn ist geplant, den westlichen Teil des bestehenden Krbw Hafenbahn (km 5,180, Strecke 3660) abzureißen und durch das geplante Bauwerk zu ersetzen. Das östliche Brückenbauwerk liegt derzeit auf dem Pfeiler des abzureißenden Bauwerks auf und soll bauzeitig auf einen Hilfspfeiler abgesetzt werden. Das Krbw Hafenbahn hat ursprünglich ein Gleis der Hafenbahn über das Gleisfeld Osthafen geführt. Dieses Gleis ist derzeit stillgelegt und das Kreuzungsbauwerk wird als Fuß- / Radweg genutzt. Unter der Brücke verläuft derzeit ein stillgelegtes Gleis, das durch 2 Gleise der Strecke 3685 ersetzt werden soll.

Das vorliegende Gutachten behandelt die geotechnischen Verhältnisse im Bereich des Kreuzungsbauwerks Hafenbahn.

1.2 Auftrag

Die DB ProjektBau GmbH hat am 03.04.2009 der Dr. Spang Ingenieurgesellschaft für Bauwesen, Geologie und Umwelttechnik mbH, den Auftrag erteilt, eine Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung zu erstellen.



1.3 Unterlagen

Es wurden die nachfolgend aufgeführten gestellten Unterlagen verwendet:

- [U 1] **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, April 1997.
- [U 2] **S-Bahn Rhein-Main, Nordmainische S-Bahn, Krbw Hafenbahn, Lageplan;** Plan-Nr.: VP-2113-BG-LP-10 0, Planart: Vorplanung, DB ProjektBau GmbH, Berlin, 08/2009.
- [U 3] **S-Bahn Rhein-Main, Nordmainische S-Bahn, Krbw Hafenbahn, Schnitt A-A;** Plan-Nr.: VP-2113-BG-QP-10 0, Planart: Vorplanung, DB ProjektBau GmbH, Berlin, 08/2009.
- [U 4] **Geologische Karte von Hessen, Blatt Frankfurt a. M. Ost (5818), Karte 1 : 25.000 und Erläuterungen;** Hessisches Landesamt für Bodenforschung, Wiesbaden, 1993.
- [U 5] **Geologische Karte von Hessen, Blatt Hanau (5819), Karte 1 : 25.000 und Erläuterungen;** Hessisches Landesamt für Bodenforschung, Wiesbaden, 1998.
- [U 6] **Wasserschutzgebietskarte von Hessen, Blatt Frankfurt a. M. Ost (5818), 1 : 25.000;** Hessisches Landesamt für Umwelt und Geologie, 2006.
- [U 7] **Wasserschutzgebietskarte von Hessen, Blatt Hanau (5819), 1 : 25.000;** Hessisches Landesamt für Umwelt und Geologie, 2006.
- [U 8] **Geotechnisches Gutachten, S-Bahn Rhein-Main / Nordmainische S-Bahn, Strecke km 54,310 – km 71,900;** Dr. Spang Ingenieurgesellschaft für Bauwesen, Geologie und Umwelttechnik mbH, Witten, 25.01.2010.
- [U 9] **Geotechnisches Gutachten, S-Bahn Rhein-Main / Nordmainische S-Bahn Lph 3, Strecke km 54,310 – km 71,900;** Dr. Spang Ingenieurgesellschaft für Bauwesen, Geologie und Umwelttechnik mbH, Witten, 25.01.2010.



[U 10] **S-Bahn Rhein – Main, Nordmainische S-Bahn; Machbarkeitsuntersuchung;** DB ProjektBau GmbH, Frankfurt, Oktober 2006.

[U 11] **Bestandsunterlagen der DB AG zum Krbw Hafenstraße – Lameyer Brücke;** DB AG, 1959, 1974.

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

1.4 Untersuchungen

1.4.1 Feldaufschlüsse

Zur Erkundung der Baugrundsichtung im unmittelbaren Umfeld des geplanten Krbw Hafenbahn (km 5,180, Strecke 3660) wurden in der aktuellen Erkundungskampagne (EKP 3) zwei **Bohrsondierungen** (BS 13/43, BS 13/319) nach DIN EN ISO 22 475-1 abgeteuft. Die Endteufe der Bohrungen lag bei 3,0 m unter Bohransatzpunkt. Des Weiteren wurde in einem Abstand von 2 bis 5 m zur Bohrsondierung BS 13/43 eine **Sondierung mit der mittelschweren Rammsonde** (DPM 13/43) nach DIN EN ISO 22 476-2 abgeteuft. Abbruchkriterium für die DPM war das Erreichen der Solltiefe bzw. Schlagzahlen von $N_{10} > 50$ auf mindestens 30 cm Tiefe.

Ein Umbau des Krbw Hafenbahn war in der Machbarkeitsstudie [U 10] noch nicht vorgesehen. Daher wurden im Rahmen der 1. Stufe der Baugrunderkundung im Jahr 2008 keine Bohrungen oder Sondierungen speziell für das Krbw ausgeführt. Zur Erkundung der geplanten Strecke im Bereich des Krbw Hafenbahn können jedoch die BK/GWM 08/24 und die DPH 08/24 im weiteren Umfeld zum geplanten Bauwerk herangezogen werden. Die Lage der Aufschlüsse ist in Anlage 3 enthalten.

Die **Kernbohrung** (BK 08/24) wurde nach DIN EN ISO 22 475-1 als Trockenbohrung ca. 70 m südwestlich des Kreuzungsbauwerks Hafenbahn abgeteuft. Die Endteufe der Bohrung betrug 10,0 m unter Bohransatzpunkt. Neben der Kernbohrung wurde in einem Abstand von etwa 2 bis



5 m eine **Sondierung mit der schweren Rammsonde** (DPH 08/24 nach 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. Das Rammdiagramm der DPH ist bei der zugehörigen Kernbohrung (BK) in [U 8] enthalten.

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 Bohrerergebnisse sind nach DIN EN ISO 14 688 und DIN 4023 in [U 8] zusammen mit den jeweils in unmittelbarer Nachbarschaft zu einer Bohrung durchgeführten Sondierung mit der schweren Rammsonde (DPH) dargestellt.

In der Nähe des Krbw Hafenbahn wurde bereits in der Erkundung für die Machbarkeitsstudien eine Kernbohrung (BK 17 G) bis 12,0 m unter Geländeoberfläche (GOF) abgeteuft (siehe [U 1]). Die Kernbohrung wurde zu einer Grundwassermessstelle ausgebaut. Die Lage der Aufschlüsse ist in Anlage 3 dargestellt. Die Ergebnisse sind in [U 1] enthalten.

Aus dem Kerngewinn der Bohrung BK 08/24 wurden gestörte Proben (gP) für geotechnische und umwelttechnische Laboruntersuchungen genommen. Die Entnahmetiefen sind den in [U 8] beige-fügten Schichtenverzeichnissen zu entnehmen.

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 Lage der Aufschlüsse ist in Anlage 3 dargestellt.

1.4.2 Hydrogeologische Feldversuche

Die BK 17 G ist heute nicht mehr vorhanden. Die dem Krbw Hafenbahn am nächsten gelegene Grundwassermessstelle ist die BK 08/24 (Abstand ca. 70 m). Es wurde eine Wasserprobe entnommen und auf ihren Beton- und Metallangriffsgrad gemäß DIN 4030 bzw. DIN 50 929 untersucht. Die Auswertung der hydraulischen Bohrlochversuche ist in [U 8] zusammengestellt.



1.4.3 Geotechnische Laborversuche

Zur Bestimmung boden- und felsmechanischer Parameter wurden im Rahmen von [U 8] und [U 1] geotechnische Laborversuche durchgeführt. Der Umfang und die Ergebnisse der Untersuchungen ist [U 8] und [U 1] zu entnehmen.

2. GEPLANTE BAUMASSNAHMEN

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.

Das bestehende Bauwerk bei km 5,180 (Strecke 3660) ist aus verschiedenen zu unterschiedlichen Zeiten (1909, 1956) errichteten Brücken aufgebaut. Das sich östlich an das zu ersetzende Bauwerk anschließende Brückenbauwerk (Stahlbrücke), wurde auf das Widerlager der gegenständlichen Brücke aufgelegt. Die bestehende westliche Betonbogenbrücke soll abgerissen und durch das geplante Kreuzungsbauwerk ersetzt werden. Der benachbarte Stahlüberbau muss bauzeitig auf einen Hilfspfeiler abgesetzt werden. Das Krbw Hafenbahn hat ursprünglich ein Gleis der Hafenbahn über das Gleisfeld Osthafen geführt. Dieses Gleis ist derzeit stillgelegt und das Kreuzungsbauwerk wird als Fuß- / Radweg genutzt. Unter der Brücke verläuft derzeit ein stillgelegtes Gleis, das durch 2 Gleise der Strecke 3685 ersetzt werden soll.

Nach [U 11] und [U 2] besteht das abzureißende Bauwerk aus einem auf Beton bzw. Stahlbetonwiderlagern abgesetzten Stahlbetonüberbau. Die Brücke wurde als Gewölbebrücke mit einer lichten Weite von ca. 9,26 m und eine Höhe von ca. 4,82 m errichtet. Der Kreuzungswinkel zwischen Geh- und Radweg sowie des Bestandgleises beträgt 64,2 gon. In nördlicher Lage ist dem Kreuzungsbauwerk eine Zugangsrampe angeschlossen, die den Höhenunterschied zum natürlichen Geländeniveau herstellt. Der seitliche Zugang zum Geh- und Radweg führt über eine Treppe die im Zuge der Ersatzbrücke nach Norden zu versetzen ist. Auf dem südlichen Widerlager ist auch der Überbau des sich südlich anschließenden Brückenbauwerks abgelegt. Die Oberkante des Geh- und Radweges liegt derzeit bei ca. +106,33 m NHN und soll beibehalten werden. Die Schie-



nenoberkante des stillgelegten Gleises unter dem Brückenbauwerk liegt bei ca. +98,75 m NHN. Nördlich dieses bestehenden Gleises führt ein Fußweg (OK zwischen +98,00 m NHN und +99,00 m NHN) unter der Brücke durch. Das neue Kreuzungsbauwerk wird in nördlicher Richtung nach [U 2] um ca. 2 m verlängert und wird eine lichte Weite von 13,12 m und eine lichte Höhe von ca. 6,2 m aufweisen. Das südliche Widerlager wird etwa an der Stelle des bestehenden Widerlagers errichtet. Der Kreuzungswinkel ist mit 62,9 gon angegeben. Die Schienenoberkante der neu zu errichtenden zweigleisigen Strecke 3685 weist mit ca. +99,08 m NHN das gleiche Höhenniveau, wie die Soll-Lage des Gleises der Bestandsstrecke 3660 auf. Den Unterlagen [U 2] ist zu entnehmen, dass das Kreuzungsbauwerk flach über die Widerlager gegründet werden soll. Der Überbau wird auf die Widerlager abgelegt. Der Überbau des sich südlich anschließenden Bauwerks soll wieder ebenfalls auf dem südlichen Widerlager abgesetzt werden und ist bauzeitig abzufangen.

3. GEOTECHNISCHE SITUATION

3.1 Morphologie, Vegetation und aktuelle Nutzung

Das Gelände ist im Bauwerksbereich relativ eben. Die Geländehöhe liegt bei ca. +98,9 m NHN. Der Geh- und Radweg verläuft in Dammlage (ca. +106,0 m NHN) und ist durch Bäume und Strauchwerk bewachsen. Die Trasse durchläuft im Bereich des Kreuzungsbauwerks städtischen Siedlungsraum der Stadt Frankfurt, der Abstand zum südlich gelegenen Main beträgt etwa 1.000 m zum nächstgelegenen Hafenbecken ca. 550 m.

3.2 Baugrundaufbau

Der Unterlage [U 8] ist zu entnehmen, dass das Bauwerk im **Homogenbereich D** liegt. Die Schichtenfolge im Homogenbereich D wird durch rollige, quartäre Schichten der Mainterrasse (Schicht I.4) über tertiären Tonen (Schicht II.6 „Rupelton“) charakterisiert. Die Sande und Kiese der Mainterrasse werden im Baubereich durch anthropogene Auffüllungen (Schicht I.1) und den Bahndamm des Krbw überlagert.



3.2.1 Geologischer Überblick

Ein ausführlicher geologischer Überblick der im Baugebiet zu erwartenden Schichten ist [U 8] zu entnehmen.

3.2.2 Schichtbeschreibung

Bei der durchgeführten Baugrunderkundung im Nahbereich des geplanten Bauwerks sind im Wesentlichen folgende Bodenschichten angetroffen worden.

Auffüllung (Schicht I.1)

Auffüllungen wurden im Bauwerksbereich mit einer Mächtigkeit von bis zu 2,5 m (BS 13/43, Dammbereich) erbohrt. Hauptbestandteil der Auffüllungen sind kiesige, teils steinige Sande, selten sandiger, kiesiger Schluff. Die rolligen Auffüllungen sind meist mitteldicht bis dicht gelagert. Nach [U 1] sind die oberflächennahen Auffüllungen (0,0 – 1,0 m unter Bohransatzhöhe) PAK belastet. Die umwelttechnische Untersuchung von Bodenproben aus der Bohrung BK 08/24 ergab keinen erhöhten PAK-Gehalt.

Auelehme (Schicht I.2b)

Die Auelehme wurden nur in der Bohrsondierung BS 13/319 unterhalb der Auffüllungen bis in eine Tiefe von 2,0 m unter Bohransatzpunkt als sandige, schwach schluffige Tone angetroffen. Im Nahbereich dieser Erkundung befindet eine Kleingartenanlage. Das Vorkommen der Auelehme in diesem Bereich kann damit in Zusammenhang stehen.

Terrassenablagerungen (Schicht I.4)

Durch ihre Verbreitung bilden die Terrassensande und Kiese die erste gewachsene, weiträumig vorhandene Bodenart im Baufeld.



Terrassenablagerungen des Mains wurden in der Bohrung BK 17 G bzw. der 70 m südwestlich gelegenen Bohrung BK 08/24 bis in eine Tiefe von 6,0 m bzw. 6,8 m unter Bohransatzpunkt aufgeschlossen. In der BS 13/43 wurde die Liegendgrenze der Terrassensande bis zur Endteufe in 3,0 m Tiefe nicht erreicht. Sie bestehen überwiegend aus kiesigem Mittel- bis Grobsand, selten mit Steinen > 60 mm Durchmesser. Die Kiesanteile sind in der Regel gerundet. Die Lagerungsdichte der Terrassensedimente wurde in der Erkundung überwiegend mitteldicht bis sehr dicht angetroffen.

Rupelton (Schicht II.6)

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 ist nach der Bodenansprache als überwiegend halbfest zu bewerten.

3.3 Grundwasser

3.3.1 Allgemeines

Die hydrogeologischen Verhältnisse sind im Projektgebiet maßgeblich von dem nahe gelegenen Vorfluter, dem Main geprägt.

Den obersten, für das geplante Bauwerk relevanten Grundwasserleiter bilden in der Regel die gut durchlässigen bis sehr gut durchlässigen Terrassenablagerungen des Mains (Schicht I.4). Nach [U 8] ist im Projektgebiet mit geringen Grundwasserflurabständen (< 5 m) zu rechnen. Die Grundwasserströmung ist im obersten Grundwasserstockwerk in der Regel auf den Vorfluter (Main) hin gerichtet und im Projektgebiet somit in Richtung Süden bzw. Südosten.



3.3.2 Grundwasserstand und vorläufiger Bemessungswasserstand

Die Auswertung der Grundwasserstände in [U 1] und [U 8] zeigt, dass der Grundwasserspiegel in den gut durchlässigen Sanden und Kiesen der Terrasse (Schicht I.4) angetroffen wurde. Der Grundwasserstand wurde im Bauwerksbereich (BK 17 (G)) bei 3,0 m unter Geländeoberfläche (GOF) und somit bei +95,95 m NHN angetroffen. In der 70 m südwestlich liegenden Bohrung BK 08/24 lag der Grundwasserspiegel bei +95,75 m NHN und in der Bohrsondierung BS 13/43 bei +96,28 m NHN. Mit den Kleinrammbohrungen ist keine zweifelsfreie Festlegung des Grundwasserstandes möglich. Es wird dort angenommen, wo das gewonnene Bodenmaterial als nass angesprochen wurde.

Zur Beurteilung der zu erwartenden Grundwasserstände wurden neben den aktuellen Grundwasserstandsmessungen auch die Grundwasserstandsmessungen aus [U 1] herangezogen.

Der vorläufige Bemessungswasserspiegel für den Endzustand wird nach [U 8] auf dieser Basis zunächst aus dem bislang höchsten nachgewiesenen Grundwasserstand zuzüglich eines Sicherheitsabstands von 1,0 m ermittelt. Der Bemessungswasserstand entspricht etwa einem Wasserstand mit 100-jähriger Eintrittswahrscheinlichkeit. Der bauzeitige Bemessungswasserstand ergibt sich aus der selben Betrachtung allerdings unter Berücksichtigung eines Sicherheitsabstands von 0,5 m.

Die vorläufigen Bemessungswasserstände für das Bauwerk (ca. km 56,6) ergeben sich nach [U 8] zu: +96,8 m NHN für den Bemessungswasserstand im Endzustand und +96,3 m NHN für den bauzeitigen Bemessungswasserstand.

3.3.3 Durchlässigkeiten

Für die Bestimmung der Durchlässigkeit wurden im gesamten 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 (vgl. [U 8]). Ergänzend werden die Angaben in [U 1] herangezogen.

Im Rahmen dieser Erkundungskampagne wurde die BK 08/24 (ca. 70 m südwestlich des geplanten Bauwerkes) zu einer Grundwassermessstelle ausgebaut. Im Zeitraum zwischen August 2008 und Juli 2009 wurden hier Pegelmessungen durchgeführt. Demnach lag der Grundwasserspiegel zwischen +95,76 m NHN und +96,01 m NHN an. Die Grundwasserganglinie ist in [U 8] enthalten.

Im Rahmen der Baugrunderkundung für die Machbarkeitsstudie wurde die im Bauwerksbereich liegende BK 17 (G) zu einem Grundwasserpegel ausgebaut. Im Zeitraum zwischen Oktober 1996 und Februar 1997 wurden hier Pegelmessungen durchgeführt. Demnach lag der Grundwasserspiegel zwischen +95,49 m NHN und +95,64 m NHN an. Die Grundwasserganglinie ist in [U 1] enthalten.

In der BK 08/24 wurde ein Absenk- / Auffüllversuch ausgeführt. Die GWM ist in den Sanden und Kiesen der Mainterrasse (Schicht I.4) verfiltert. Die Auswertung des Wiederanstiegs ergibt eine Durchlässigkeit von $k_f = 1,2 \times 10^{-3}$ m/s

Die Durchlässigkeiten für die angetroffenen Bodenschichten können als Bandbreiten nach den ausgeführten Pumpversuchen, den Laborversuchen und den Unterlagen [U 1] und [U 8] gemäß Tabelle 3.3.3-1 angesetzt werden.

Schicht Nr.	Schichtbezeichnung	Durchlässigkeitsbeiwert k_f [m/s]
I.2b	Auelehme	1×10^{-7} bis 5×10^{-4}
I.4	Sande und Kiese der Mainterrasse	1×10^{-5} bis 1×10^{-2}
II.6	Rupelton	1×10^{-8} bis 1×10^{-6} in Feinsandlagen auch höher

Tabelle 3.3.3-1: Durchlässigkeitsbeiwerte



3.3.4 Grundwasserfließrichtung

Die generelle Grundwasserfließrichtung im Baugebiet ist Richtung Süden bzw. Südosten zum Main hin gerichtet.

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

Aufgrund der in [U 8] gemachten Untersuchungen der hydrochemischen Eigenschaften an einer Probe aus der 70 m südwestlich gelegenen Grundwassermessstelle (BK 08/24) genommenen Probe wurde das Grundwasser im relevanten Baugebiet entsprechend den Analyseergebnissen nach DIN 4030 als **nicht Beton angreifend** klassifiziert.

Untersuchungen bezüglich der Stahlaggressivität nach DIN 50 929 ergaben, dass ein **sehr geringer Angriffsgrad** für unlegierte Stähle bezüglich **der Mulden- und Lochkorrosion** an der Wasser-/Luftgrenze vorliegt. Die Gefährdung bezüglich der Flächenkorrosion von unlegierten Stählen ist als sehr gering zu bewerten.

3.4 Geotechnische Besonderheiten

3.4.1 Lagerstätten und (Alt-)Bergbau

Nach [U 8] ist das geplante Bauwerk nicht direkt von (Alt-) Bergbau oder Gewinnungsanlagen der Steine und Erden betroffen. Eine ausführliche Dokumentation o. g. Lagerstätten ist [U 8] zu entnehmen.

3.4.2 Tektonik

[U 8] ist zu entnehmen, dass das Bauwerk von keiner Störungszone tangiert wird.



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 Bauwerk 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 Frosteinwirkungsgebiet

Nach Ril 836.4101A04 liegt das Bauwerk im Frosteinwirkungsgebiet I.

3.4.5 Schutzgebiete

Die nördliche Zufahrt liegt nach den Fachdaten des Bundesamts für Naturschutz (LANIS-BUND) im Landschaftsschutzgebiet „Grüngürtel und Grünzüge in der Stadt Frankfurt am Main“. Das Bauwerk liegt außerhalb des Landschaftsschutzgebietes und in keinem ausgewiesenen Naturschutzgebiet, FFH-Gebiet oder Vogelschutzgebiet.

Die geplante Bauwerk liegt nach [U 6] in keiner Trinkwasserschutzzone.

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 [GE, GW, GU, SE, SW, SU, UL, UM]	3 - 5, tlw. 6 - 7	F 1 - F 3	V 1 - V 3 z. T. nicht verdichtbar
I.2b	Auelehme	UL, UM, TL, TM	4	F 3	V 3
I.4	Terrassen des Mains	SE, SW, SI, SU, GE, GW, GI, GU	3 - 5	F 1 - F 2	V 1
II.6	Rupelton	TA, TM, UM, SU	4 - 7	F 2 - F 3	V 3 - nicht ver- dichtbar

1) Nach ZTV E-StB 09, 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 ausgeführten Laborversuche, von Archivunterlagen und von umfangreichen Erfahrungen mit den im Projektgebiet anstehenden Böden lassen sich die in Tabelle 4.2-1 zusammengestellten charakteristischen Bodenkennwerte angeben. Lokale Abweichungen sind möglich. Bei den angegebenen Kennwerten handelt es sich um charakteristische Werte nach dem Teilsicherheitskonzept gemäß Eurocode 7.



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	5 - 8
I.2b	Auelehme	19 - 20	10 - 11	20 - 30	10 - 20	75 - 100	5 - 10
I.4	Terrassen des Mains	18 - 20	9 - 10	30 - 32,5	0	0	40 - 80
II.6	Rupelton	20	10	20	20	150	10

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

Tabelle 4.2-1: Charakteristische Bodenkennwerte

4.3 Felsmechanische Kennwerte

Im Baufeld wurde in gründungsrelevanter Tiefe kein Fels erkundet.

5. FOLGERUNGEN

5.1 Gründung

Das Kreuzungsbauwerk soll nach [U 2] als Flachgründung ausgeführt werden. Als Gründungstiefe ist etwa eine Höhe von +97,4 m NHN vorgesehen. Die Gründungssohle liegt somit in den rolligen bzw. tlw. bindigen Auffüllungen (Schicht I.1) bzw. in den Auelehmen (Schicht I.2b), die einen heterogenen bzw. einen Baugrund mit einer z. T. geringen Tragfähigkeit darstellen. Aufgrund dessen



muss sowohl die Schicht I.1 als auch die Schicht I.2b im Bereich der Gründung ausgekoffert und durch ein verdichtungsfähiges Material (z.B. HKS 0/45) ausgetauscht werden. Die Liegendgrenze zu den gut tragfähigen Sanden und Kiesen der Mainterrasse (Schicht I.4) wurde bei ca. +96,3 m NHN und somit ca. 1,1 m unter der bislang geplanten Gründungssohle erkundet. Anstatt eines Bodenaustausches kann die Gründung auch direkt in den gut tragfähigen Sanden und Kiesen der Schicht I.4, d.h. eine tiefere Gründungssohle (bei Mindesttiefe +96,3 m NHN) abgesetzt werden. Das Bauwerk kann somit unter Berücksichtigung der o.a. Empfehlungen voraussichtlich (Lasten liegen derzeit noch nicht vor) flach gegründet werden. Die anzunehmende Gründungssohle bzw. UK Bodenaustausch liegt ca. 0,5 m unter dem Bemessungswasserspiegel für den Endzustand und ca. auf Höhe des bauzeitigen Bemessungswasserstandes.

Das Krbw kann grundsätzlich entweder über Streifenfundamente oder über eine lastverteilende Bodenplatte auf einen entsprechenden Bodenaustausch der Auffüllungen (Schicht I.1) und der Auelehme (Schicht I.2b) bzw. in den Kiesen und Sanden der Mainterrasse (Schicht I.4) gegründet werden. Für Streifenfundamente kann in Abhängigkeit von der Breite der Fundamente und der Einbindetiefe ein Bemessungswert des Sohlwiderstands gemäß Tabelle 5.1-1 angesetzt werden. Die Setzungen wurden dabei auf ein Maximalmaß von 2 cm begrenzt. Der angegebene Bemessungswert des Sohlwiderstands berücksichtigt eine Aushubentlastung durch Rückbau des Bestandspfegers und der die Lage der Gründung auf Höhe des Grundwassers.

kleinste Einbindetiefe [m]	Bemessungswert $\sigma_{R,d}$ des Sohlwiderstands [kN/m ²] für b bzw. b'					
	0,5 m	1,0 m	1,5 m	2,0 m	2,5 m	3,0 m
1,0	228	312	396	430	380	340
1,5	288	372	456	480	410	360
2,0	336	420	504	500	430	390

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

Tabelle 5.1-1: Bemessungswerte des Sohlwiderstands für Streifenfundamente in Schicht I.4 oder auf entsprechendem Bodenaustausch.



Die Bemessungswerte des Sohlwiderstands gelten bei lotrechten und mittigen Belastungen für die ständige Bemessungssituation BS-P gemäß Eurocode 7. Bei Auftreten von Horizontallasten sind die angegebenen Werte nach Eurocode 7 abzumindern bzw. sind gesonderte Untersuchungen zum Grundbruch zu führen.

Für eine Fundamentplatte zur Gründung der Widerlager des Kreuzungsbauwerks kann in den Terrassensanden und -kiesen (Schicht I.4) bzw. auf einen entsprechenden, vollständigen Bodenaustausch der Schicht I.1 und der Schicht I.2b ein Bettungsmodul von $k_{s,k} = 20,0 \text{ MN/m}^3$ angesetzt werden. Der Bettungsmodul ist keine Bodenkenngroße sondern ist insbesondere von den Bauwerksabmessungen und der Laststellung abhängig. Insofern handelt es sich bei o. g. Bettungsmodul um einen aus den erwarteten, gleichmäßig verteilten Lasten abgeleiteten Wert, der im Zuge der Planung zu überprüfen ist.

Wenn die Widerlager auf Pfähle gegründet werden sollten, kann für eine Pfahlgründung über Bohrpfähle in den Sanden und Kiesen der Terrasse (Schicht I.4) bzw. im Rupelton (Schicht II.6) von den charakteristischen Kennwerten gemäß Tabelle 5.1-2 für die Vorbemessung nach Eurocode 7 und EA Pfähle ausgegangen werden. Wenn keine Probelastungen ausgeführt werden, können die Werte auch für die Bemessung verwendet werden. In den Auffüllungen (Schicht I.1) darf keine Mantelreibung angesetzt werden.

Unterhalb des Grundwasserspiegels sind die Pfähle mit Wasserauflast zu bohren, um einen unkontrollierten Bodeneintrag über die Pfahlsohle zu vermeiden. Die Regelungen des Eurocode 7, der DIN EN 1536 und DIN SPEC 18 140 sowie der EA-Pfähle sind zu beachten.

Schicht	Bezogene Pfahlkopfs- setzung s/D_s [-]	Pfahlspitzenwiderstand $q_{b,k}$ [MN/m ²]	Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ [MN/m ²]
I.4	-	-	0,105
II.6	0,02	0,675	0,055
	0,03	0,800	
	0,1 = s_g	1,350	

Tabelle 5.1-2: charakteristische Pfahlkennwerte für einen Bohrpfahl für Schicht I.4 und II.6



5.2 Baugruben

5.2.1 Allgemeines

Die voraussichtliche Gründungssohle der Widerlager liegt unter den Auffüllungen und Auelehmen bei ca. +96,3 m NHN und somit auf Höhe des bauzeitigen Bemessungswasserspiegels. Unter Berücksichtigung der vorzusehenden Lage des bauzeitigen Bemessungswasserstandes 0,5 m unter Gründungssohle (Sicherheitszuschlag), wird zur Herstellung der Baugruben entweder eine Grundwasserabsenkung oder eine wasserdichte Baugrubenumschließung erforderlich.

5.2.2 Geböschte Baugrube

In den anstehenden, überwiegend rolligen Auffüllungen kann die Böschung mit höchstens 45° geböschet werden. Ebenso kann in den Sanden und Kiesen der Mainterrasse (Schicht I.4) mit bis zu 45 ° geböschet werden. Aufgrund des Bemessungswasserstandes, der Lage der Baugruben im Dammbereich des bestehenden Kreuzungsbauwerks sowie im bestehenden Bahnkörper, können die Baugruben voraussichtlich nicht geböschet, sondern nur verbaut ausgeführt werden.

5.2.3 Verbaute Baugrube

Die geplante Aushubsohle des Zugangsbauwerks liegt voraussichtlich mit +96,3 m NHN etwa auf Höhe des bauzeitigen Bemessungswasserspiegels. Aufgrund der erforderlichen (bauzeitigen) Absenktiefe um ca. 0,5 m unter bauzeitigen Bemessungswasserstand inklusive eines Sicherheitszuschlags von 0,5 m unter der Gründungssohle, ist eine Grundwasserabsenkung für das Bauwerk notwendig.

Für den vertikalen Verbau der Baugrube kommen als Verbauwände grundsätzlich Bohrträgerwände, Spundwände und überschnittene Bohrpfehlwände zur Anwendung. In einem Vergleich der gebräuchlichen Ausführungen der einzelnen Verbauarten hinsichtlich ihrer Verformungen senkrecht zur Wandachse nehmen die Verformungen in folgender Reihenfolge ab: Bohrträgerwand, Spund-



wand, Bohrpfahlwand. Um die Standsicherheit hoher Verbauwände oder einen verformungsarmen Zustand zu gewährleisten, sind allgemein Aussteifungen bzw. Rückverankerungen vorzusehen.

Bohrträgerwände bestehen aus i. d. R. in Bohrlöcher eingestellte Stahlprofile zwischen die im Zuge des Aushubs sukzessive eine Ausfachung aus Holz, Stahl oder Spritzbeton eingebaut wird. Bohrträgerwände können oberhalb des Grundwasserspiegels vergleichsweise kostengünstig hergestellt werden, sie können aber nicht wasserdicht ausgeführt werden.

Aufgrund des hohen Rammwiderstandes der anstehenden Terrassensedimente sind beim Einbringen von **Spundwänden** ggf. Rammhilfen (Niederdruckspülung, Hochdruckspülung, Entspannungsbohrungen vor Rammbeginn) erforderlich. In den Auffüllungen können Rammhindernisse angetroffen werden. Im überkonsolidierten Rupelton (Schicht II.6) ist mit schwerster Rammung zu rechnen. Bei einem wasserdichten Verbau sind zur Vermeidung einer Umströmung der Spundwand mindestens die letzten 50 cm ohne Rammhilfe in den Rupelton zu rammen.

Bohrpfahlwände werden, wenn sie wasserdicht ausgeführt werden sollen, als überschnittene Bohrpfähle ausgeführt, ansonsten können auch tangierende Bohrpfahlwände oder aufgelöste Bohrpfahlwände mit einer Spritzbetonausfachung ausgeführt werden. Bohrpfahlwände werden i. d. R. mit Pfahldurchmessern von 0,3 m bis 1,5 m ausgeführt. Die maximale Tiefe liegt aufgrund der Wirtschaftlichkeit und der Genauigkeitsanforderungen im Allgemeinen bei etwa 25,0 m. Eine überschnittene Bohrpfahlwand ist für den Verbau der untersuchten Baugruben geeignet.

Der Verbau muss voraussichtlich insbesondere im Bereich des bestehenden Dammes rückverankert oder ausgesteift werden. Für eine **Rückverankerung** der Verbauwand können Verpressanker verwendet werden. Die Verpressstrecken sollen in den Sanden und Kiesen (Schicht I.4) liegen. In den z. T. feinsandigen Böden der Schicht I.4 ergibt sich bei mitteldichter Lagerung und einer Krafteintragungslänge von 6 m ein charakteristischer Widerstand von etwa 430 kN/Anker. Wenn eine Verankerung in den z.T. heterogenen Auffüllungen des Damms oder in den Auelehmen erforderlich wird, sind vorlaufend Eignungsprüfungen zur Festlegung des ansetzbaren Widerstands auszuführen.

Die bodenmechanischen Rechenwerte für die Standsicherheitsberechnungen können Tabelle 4.2-1 entnommen werden. Für die Bemessung der Verbauwand darf der Wandreibungswinkel für



Bohrträgerwände, Spundwände und Bohrpfahlwände höchstens mit $|\delta_{a/p}| = 2/3 \varphi_k'$ angesetzt werden.

Die Verbauwand ist neben den Bestandsgleisen als verformungsarme Verbauwand herzustellen. Verbauwände sind bei im Boden befindlichen Versorgungsleitungen und/oder bei der Sicherung der bestehenden Eisenbahnstrecken und von Verkehrswegen auf erhöhten aktiven Erddruck ($0,5 \times e_{a,h} + 0,5 \times e_{0,h}$) zu bemessen. Ansonsten können die Verbauwände auf aktiven Erddruck bemessen werden.

5.3 Grundwasser

Die Grundwasserhöchststände sind für das Bauwerk nach [U 8] mit +96,8 m NHN für den Endzustand, bzw. +96,3 m NHN für den Bauzustand anzusetzen. Damit liegt der bauzeitige Bemessungswasserstand etwa auf Höhe der vorgeschlagenen Gründungssohle der Widerlager. Aufgrund dessen ist eine bauzeitige Grundwasserabsenkung notwendig.

In der Baugrube ist eine offene Restwasserhaltung zu betreiben.

Die Ableitung von Niederschlags- und Schichtwasser ist grundsätzlich genehmigungspflichtig.

Wenn eine Grundwasserabsenkung geplant werden sollte, ergibt sich für den Bauzustand daraus eine maximale Absenkung des Grundwassers von ca. 0,5 m (Sicherheitsabstand unterhalb der Baugrubensohle für die Herstellung der Widerlager, Aushubsohle ca. +96,3 m NN).

Wenn die Baugrube wasserdicht hergestellt wird, ist eine offene Restwasserhaltung in der Baugrube zu betreiben. Die Verbauwände sind auf einen entsprechenden Wasserdruck zu bemessen.

Die Entsorgung von Lenzwasser sowie die Ableitung von Grundwasser, Niederschlags- und Restwasser ist grundsätzlich genehmigungspflichtig.



6. EMPFEHLUNGEN

6.1 Gründung

Es wird empfohlen, das Kreuzungsbauwerk flach in den Sanden und Kiesen der Terrasse (Schicht I.4) zu gründen. Hierzu ist eine Tieferführung der Fundamente bis auf ca. +96,3 m NHN erforderlich. Alternativ können die anstehenden Auffüllungen (Schicht I.1) und Auelehme (Schicht I.2b) vollständig gegen gut verdichtungsfähiges Material (z.B. HKS 0/45) mit einer Sieblinie entsprechend Kies- / Schottertragschichten 0/45 gemäß ZTV SoB-StB 04 ausgetauscht werden.

6.2 Baugruben

Aufgrund der Lage der Widerlager im Grundwasser sowie der beschränkten Platzverhältnisse, wird empfohlen, die Baugruben mit einer wasserdichten Spundwand herzustellen. Aufgrund des zu erwarteten Rammwiderstandes der anstehenden Schichten, sind für eine Spundwand ggf. Rammhilfen (Niederdruckspülung, Hochdruckspülung, Entspannungsbohrungen vor Rammbeginn) erforderlich. Zur Vermeidung einer Umströmung der Spundwand sind mindestens die letzten 50 cm ohne Rammhilfe in den Rupelton zu rammen.

Die wasserdichte Spundwand muss in dem vergleichsweise undurchlässigen Rupelton einbinden. Die Einbindetiefe ist sowohl aus statischen Gesichtspunkten als auch hinsichtlich hydraulischer Gesichtspunkte (Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch) festzulegen. Ggf. sind in der Baugrube im Rupelton Entspannungsbrunnen anzuordnen.

Sofern bautechnisch oder aus statischen Gesichtspunkten eine Rückverankerung des Baugrubenverbaus notwendig ist, wird die Anordnung der Verpressstrecken der Anker in den Sanden und Kiesen (Schicht I.4) empfohlen. Eine Lage der Verpressstrecke im Übergangsbereich der Sande und Kiese (Schicht I.4) zum Rupelton (Schicht II.6) ist nicht zulässig. Für Ankerstrecken in den Auffüllungen des Damms oder in den Auelehmen sind Eignungsprüfungen zur Festlegung des anzusetzenden Widerstandes auszuführen.

Beim Aushub ist darauf zu achten, dass in den Auffüllungen mit Schuttresten o. ä. zu rechnen ist.



6.3 Wasserhaltung und Abdichtung

Das Bauwerk ist aufgrund des Bemessungswasserspiegels für den Endzustand über der Bauwerkssohle auf den Lastfall „von außen drückendes Wasser“ zu bemessen. Wasserdruckhaltende Abdichtungen sollen auf der Wasserangriffsseite auf das Bauwerk aufgebracht werden. Sie müssen das Bauwerk umschließen oder einen in sich geschlossenen Trog bilden. Sie müssen gemäß DIN 18 195-6 mindestens 0,3 m über den Bemessungswasserstand Endzustand geführt werden.

Wenn die Baugruben für die Widerlager mit wasserdichten Verbauwänden und einem horizontalen Dichtelement (UW-Betonsohle) erreicht werden oder die Verbauwände bis in den Rupelton einbinden, ist bis auf das Lenzen der Baugruben und das Vorhalten einer offenen Wasserhaltung für Sicker-, Tag- und Restwasser keine weitere Wasserhaltung notwendig. Ggf. sind Entspannungsbrunnen innerhalb der Baugrube erforderlich. Das Aushubplanum ist mit Gefälle zu den Pumpensümpfen hin auszuführen und sofort nach Freilegen mit Schotter abzudecken.

6.4 Wiederverwendbarkeit der Aushubböden

Die natürlich anstehenden Sande und Kiese können aus geotechnischer Sicht zum Wiedereinbau bzw. zum Verfüllen der Baugrube verwendet werden. An anderer Stelle der Gesamtbaumaßnahme können Sie auch zum Schütten von Dämmen verwendet werden. Die Sande und Kiese der (Schicht I.4) sind gut verdichtungsfähig und sind daher zum Wiedereinbau geeignet. Die Auffüllungen und Auelehme sind aus geotechnischer Sicht zum Wiedereinbau nicht geeignet.

In der BK 17 (G) im Bereich des Bauwerks wurden im Rahmen der vorangegangenen Erkundungskampagne in den oberflächennahen Auffüllungen (Mischprobe aus Auffüllung zwischen +98,95 und +97,95 m NHN) PAK-Belastungen festgestellt.

Auf Grundlage der umwelttechnischen Untersuchungsergebnisse wurde der PFA 1 – Frankfurt in umwelttechnische Homogenbereiche eingeteilt (nicht identisch mit geotechnischen Homogenbereichen nach [U 8] und [U 9]). Das geplante Krbw Hafenbahn (km 5,180) liegt demnach im geotechnischen Homogenbereich H 01-05. Aus entnommenen Einzelproben in Entnahmetiefen bis 1,4 m Tiefe wurde die Mischprobe MP 04 erstellt. Die Untersuchungsergebnisse wurden nach



LAGA Boden und Merkblatt „Entsorgung von Bauabfällen“ bewertet. Aufgrund eines Zinkgehaltes von 180 mg/kg wird die Mischprobe MP 04 der Einbauklasse Z1.1 zugeordnet. Ein offener Wiedereinbau ist eingeschränkt möglich. Die o. g. PAK-Belastungen konnten in der Mischprobe MP 04 nicht festgestellt werden. Die Ergebnisse der umweltchemischen Untersuchung sind in [U 1] enthalten. Es ist vorlaufend eine umwelttechnische Prüfung der Aushubböden durchzuführen.

6.5 Sonstige Empfehlungen

Eine Auswirkung der Baumaßnahme auf das vorhandene Kreuzungsbauwerk sowie auf die bestehende Gleisanlage Strecke 3660 und der Hafenbahn kann nicht ausgeschlossen werden. Um ggf. vor Baubeginn bereits vorhandene Schäden von ggf. auftretenden Neuschäden abgrenzen zu können, ist eine Beweissicherung des bestehenden und nicht rückzubauenden Krbw, der angrenzenden Bestandsstrecken erforderlich.

Des Weiteren ist die angrenzende Bebauung (Kleingartenverein Entfernung < 30 m, Lagerhalle ca. 40 m) und der sich westlich an das Kreuzungsbauwerk anschließende in Dammlage verlaufende Geh- und Radweg beweiszusichern. Es wird eine Beweissicherung in einem Umkreis von 50 m zur Baumaßnahme empfohlen.

Der Überbau des sich östlich an den Ersatzneubau des Krbw Hafenbahn anschließende Bestandsbauwerk ist bauzeitig abzufangen (Hilfswiderlager).

Das nicht rückzubauende (bestehende) Krbw und die Gleisanlagen sind während der Errichtung des neuen Krbw messtechnisch zu überwachen. Es werden regelmäßige geodätische Messungen zur Lagestabilität empfohlen. Die Genauigkeit der Lagemessungen muss mindestens +/- 1 mm betragen. Insbesondere während der Verbauarbeiten sowie dem Aushub ist eine kontinuierliche Überwachung und gutachterliche Begleitung erforderlich.

Die Gründung der Widerlager reicht in den Aquifer hinein. Eine maßgebende Beeinflussung der Strömungsverhältnisse ist aufgrund der geringen Abmessungen jedoch auszuschließen. Eine hydrogeologische Beweissicherung ist bei einem Eingriff in das Grundwasser immer erforderlich.



DR. SPANG

Projekt: 28.2288

Seite 26

19.02.2014

Vor Herstellung der Sauberkeitsschicht bzw. vor dem Betonieren der Bohrpfähle oder der Schlitzwand ist die Gründungssohle nach Normenhandbuch EC 7-1, Abs. 4.3.1(1)P durch uns abzunehmen. Bei Abweichungen der angetroffenen Bodenverhältnisse von den in diesem Bericht beschriebenen sind wir umgehend zu benachrichtigen.

Zur Beantwortung weiterer Fragen stehen wir Ihnen gerne zur Verfügung.

i. V.

Dr.-Ing. G. Festag
(Projektleiter)

i. A

M. Keller, M.Sc.
(Projektingenieur)

Verteiler:

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