



Nur zur Information

Anlage 17.6a
(geändert)

DB Engineering & Consulting GmbH
Umwelt, Geotechnik & Geodäsie
Büro Frankfurt am Main
Oskar-Sommer-Straße 15
60596 Frankfurt am Main
Tel. 069 6319-176
Fax 069 6319-118

NUR ZUR INFORMATION

Zertifiziert nach
DIN EN ISO 9001:2000
DQS Reg.-Nr. 005051 QM

Geotechnischer Bericht

Bauvorhaben: Ausbau des Knotens Frankfurt(M)-Sportfeld, 2. Ausbaustufe

Teilobjekt: Neubau Kreuzungsbauwerk Gleisdreieck km 32,450

Leistungsphase: ~~Entwurfsplanung~~ Genehmigungsplanung

Auftraggeber: DB ProjektBau GmbH DB Netz AG
Regionalbereich Mitte
~~BV-MI-P(4-8-T)~~ I.NG-MI-F(1)
Hahnstraße 5249
60528 Frankfurt (Main)

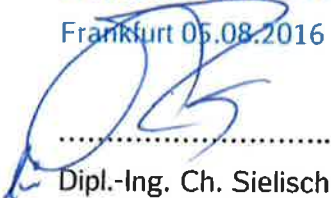
Auftragsnummer: ~~PF-3-0368-01~~ BG00217P


Bearbeiter: Dipl.-Ing. M. Falkner

Dieser geotechnische Bericht umfasst 30 Seiten und 8 Anlagen und darf auszugsweise nicht veröffentlicht werden.

Frankfurt, 31.01.2011

Frankfurt 05.08.2016


.....
Dipl.-Ing. Ch. Sielisch


.....
Dipl.-Geol. U. Tang



Inhaltsverzeichnis		Seite
1	Einleitung	4
1.1	Unterlagen	4
1.2	Vorgang / Aufgabenstellung	5
1.3	Aufschlussarbeiten und Laboruntersuchungen	5
2	Darstellung und Bewertung der geotechnischen Untersuchungsergebnisse	7
2.1	Beschreibung der örtlichen Verhältnisse	7
2.2	Geologische Situation	8
2.3	Baugrundverhältnisse - Schichtenaufbau und Kennwerte	9
2.4	Hydrologische Verhältnisse	11
2.5	Baugrundmodell	12
2.6	Bodenrechenwerte	14
2.7	Betonaggressivität und Stahlkorrosivität des Grundwassers	15
2.8	Erdbebeneinwirkung	16
2.9	Rammfähigkeit des Untergrundes	16
3	Gründungstechnische Schlussfolgerungen / Empfehlungen	18
3.1	Allgemeines	18
3.2	Flachgründung	18
3.3	Bohrpfahlgründung	20
3.4	Pfahlwiderstände quer zur Pfahlachse	21
3.5	Zusatzbelastung auf Pfähle	22
3.6	Baugrubensicherung und Wasserhaltung	22
3.7	Versickerungsfähigkeit des Untergrundes	23
3.8	Anker	24
3.9	Einfluss auf angrenzende Bebauung	27
3.10	Ausbildung der Hinterfüllung	27
3.11	Wiederverwendbarkeit der Aushubmassen	28
4	Zusammenfassung / Schlussbemerkungen	29



Anlagenverzeichnis

Anlage 17.6.1	Abkürzungsverzeichnis	1 Blatt
Anlage 17.6.2	Lage- und Anschlusspläne	1 Blatt
Anlage 17.6.3	Bohr-/Sondierprofile und Rammdiagramme	1 Blatt
Anlage 17.6.4	Bodenmechanische Laborergebnisse	
Anlage 17.6.4.1	Körnungslinien	4 6 Blatt
Anlage 17.6.4.2	Betonaggressivität und Stahlkorrosivität des Grundwassers	8 Blatt
Anlage 17.6.5	Fundament-/Bohrpfahldiagramme	2 Blatt
Anlage 17.6.6	Kampfmittelfreimessung	6 Blatt
Anlage 17.6.7	Fotodokumentation	4 Blatt
Anlage 17.6.8	Ergänzende Stellungnahmen	7 Blatt



1 Einleitung

1.1 Unterlagen

Zur Ausarbeitung dieses Geotechnischen Berichtes standen folgende Unterlagen zur Verfügung:

- /U 1/ [Leistungsvereinbarung \(LV\) 3-E-20-0029 vom 16.04.2013 auf Grundlage unseres Angebotes ID35829 vom 03.01.2013.](#)
- /U1/ ~~[Bestellung 0086/VEW/22669874 vom 10.08.2010 zum Vertrag 0016/RA8/92166128 vom 06.08.2010 auf Grundlage unseres Angebotes ID30616 vom 19.07.2010.](#)~~
- /U 2/ Vorplanung Lagepläne LP21A, 22A, 23A, 04A und 05A, von DB ProjektBau GmbH, Stand: Juli 2004 / Okt. 2009 / Aug. 2010.
- /U 3/ Vorplanung Lageplan V-I-001, M 1:500, von DB ProjektBau GmbH, Stand: Aug. 2010.
- /U 4/ Vorplanung Lageplan und Längsschnitt V-I-002, M 1:200, M 1:100, von DB ProjektBau GmbH, Stand: Aug. 2010.
- /U 5/ Ergebnisse der Aufschlussarbeiten der Fa. Umweltgeotechnik GmbH, Okt. 2010 bis Jan. 2011.
- /U 6/ Laborergebnisse der DB International GmbH, Baugrund, Dez. 2010 bis Jan. 2011.
- /U 7/ Laborergebnisse der Fa. Wessling Laboratorien GmbH, Nov. 2010.
- /U 8/ Geologische Karte von Hessen, Blatt 5917 Kelsterbach, 3. neu bearbeitete Auflage, Maßstab 1:25.000; Herausgeber: Hessisches Landesamt für Bodenforschung, Wiesbaden 1980.
- /U 9/ Hydrologisches Kartenwerk, Hessische Rhein- und Mainebene, Grundwasserhöhengleichenplan vom Hessischen Landesamt für Umwelt und Geologie, Maßstab 1:50.000, Stand: 10/2009.
- /U 10/ Datenauszug zu Grundwassermessstellen vom Hessischen Landesamt für Umwelt und Geologie und der HESSENWASSER GMBH & CO. KG - MONITORING UND GRUNDWASSERMESSSTELLEN, Stand: Sept. 2010.
- /U 11/ Ril 836 Erdbauwerke planen, bauen und instand halten, Fassung vom 01.10.2008.
- /U 12/ EA-Pfähle Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., Verlag Ernst & Sohn, 2007.
- /U 13/ EAB Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e. V., 4. Auflage; Verlag Ernst & Sohn, 2006.
- /U 14/ Arbeitsblatt DWA-A 138 „Planung, Bau und Betrieb von Anlagen zur Versickerung von Niederschlagswasser“, Stand: 05/2005.
- /U 15/ Programm „GGU-Footing“, Berechnung von Fundamenten nach DIN 4017 und DIN 4019 bzw. DIN 1054, Version 5.08, 16.06.2010, Copyright + Verfasser: Prof. Dr.-Ing. Johann Buß.
- /U 16/ Programm „GGU-Axpile“, Berechnung und graphische Darstellung von Bohr- und Rammpfählen nach DIN 4014 bzw. DIN 1054, Version 5.08, 16.10.2010, Copyright + Verfasser: Prof. Dr.-Ing. J. Buß.
- /U 17/ Grundbau-Taschenbuch, Teil 2: Geotechnische Verfahren, Sechste Auflage, Ulrich Smolczyk, Verlag Ernst & Sohn, 2001.



/U 18/ Ergebnisse der Aufschlussarbeiten der Fa. Wendt Bohrgesellschaft, Juli bis Oktober 2013.

Außerdem kommen die gegenwärtig gültigen DIN-Normen und Richtlinien für Erd- und Grundbau zur Anwendung.

1.2 Vorgang / Aufgabenstellung

Im Zuge des Ausbaus des Knoten Frankfurt (M)-Sportfeld, 2. Ausbaustufe ist der Neubau des Kreuzungsbauwerkes Gleisdreieck in km 32,450 bezogen auf die Strecke 3520 Mainz Hbf. - Frankfurt (M) Hbf. vorgesehen. Der Neubau des Kreuzungsbauwerkes soll als Fachwerkbrücke oder Stabbogenbrücke ausgeführt werden. Das neue Gleis der Strecke 3624 wird durch dieses Bauwerk über die zu bauende zweigleisige Strecke 4010 überführt. Für den Bauzustand wird das Gleis 3624 mittels verankerten Verbau gesichert.

Darüber hinaus sind infolge des Brückenneubaus umfangreiche Gleisumbauten in den Anschlussbereichen des Kreuzungsbauwerkes notwendig.

Die [International Engineering & Consulting GmbH](#), Baugrund wurde mit der Erkundung, Darstellung und Bewertung der Baugrundverhältnisse im Untersuchungsbereich, mit Angabe bodenmechanischer Kennwerte für die Gründung der Brücke, des Verbaues sowie der Bemessung des Tragschichtsystems für die Gleis- und Weichenumbauten auf der Grundlage des Vertrages /U 1/ beauftragt.

Des Weiteren waren umweltanalytische Untersuchungen des im Untersuchungsbereich erkundeten Bodens durchzuführen.

Nachfolgend werden die Untersuchungsergebnisse für den Brückenneubau und den bauzeitlich notwendigen Verbau für das Gleis der Strecke 3624 dargestellt und bewertet.

Die Bewertung der Baugrundverhältnisse mit Bemessung des Tragschichtsystems für die Gleis- und Weichenumbauten sowie die abfalltechnische Beurteilung des Bodens werden in separaten Gutachten vorgenommen.

1.3 Aufschlussarbeiten und Laboruntersuchungen

Während des Streckenbegangs durch Mitarbeiter der DB [International Engineering & Consulting GmbH](#) vom 06.-08.10.2010 wurden durch die Fa. Geolog die Ansatzpunkte der



Kernbohrungen und der Rammsondierungen nach Vorgabe des RP Darmstadt auf Kampfmittelverdacht hin untersucht und freigemessen. Das Freimessprotokoll der Radarmessungen ist in Anlage 17.6.6 beigelegt.

Die Aufschlussarbeiten im Bereich des Überführungsbauwerkes wurden durch die Firma Umweltgeotechnik GmbH vom 25.10. bis 10.12.2010 ausgeführt.

Zur Erkundung der Baugrundverhältnisse wurden in Abstimmung mit dem Auftraggeber zwei Kernbohrungen (B) mit Tiefen von 20 und 30 m und 2 Kleinbohrungen (BS, Ø 60 mm) bis max. 10 m unter Gelände geplant. Für die Ermittlung der Lagerungsverhältnisse des Baugrundes waren insgesamt 4 schwere Rammsondierung (DPH) mit Tiefen zwischen 10 und 20 m unter Gelände vorgesehen.

Die Aufschlüsse S/RKS 52a, DPH 54, S/RKS 55, DPH 55, S/B 53 (2 x umgesetzt), S/B 53a, S/B 53b und DPH 53 mussten aufgrund eines zu hohen Eindringwiderstandes vorzeitig abgebrochen werden.

Die Aufschlüsse stellen sich im Einzelnen wie folgt dar:

Tabelle 1: Übersicht der durchgeführten Aufschlüsse

km	Aufschluss	Lage	Ansatzhöhe [m NHN]	Endtiefe [m NHN]	Aufschlusstiefe [m]
6,365 ¹⁾	S/RKS 52 a	2,0 m r.d.GA	109,10	107,5	1,60 ³⁾
6,400 ¹⁾	S/B 54	20,0 m r.d.GA	102,28	82,28	20,00
6,400 ¹⁾	DPH 54	20,0 m r.d.GA	102,28	88,88	13,40 ³⁾
6,408 ¹⁾	S/RKS 55	4,5 m l.d.GA	107,00	100,90	6,10 ³⁾
6,408 ¹⁾	DPH 55	4,5 m l.d.GA	107,00	100,30	6,70 ³⁾
32,388 ²⁾	S/B 53	25,0 m r.d.GA	108,39	104,39	4,00 ³⁾
32,388 ²⁾	DPH 53	25,0 m r.d.GA	108,39	105,59	2,80 ³⁾
32,386 ²⁾	S/B 53 a	25,0 m r.d.GA	108,39	106,39	2,00 ³⁾
32,390 ²⁾	S/B 53 b	25,0 m r.d.GA	108,39	105,39	3,00 ³⁾
	BK/ 23-2	Siehe LP	107,63	77,63	30,0

S...Schurf, B...Bohrung, RKS...Kleinbohrung, DPH...schwere Rammsondierung,

l./r. d. GA...links/rechts der Gleisachse

¹⁾ bezogen auf die Kilometrierung der Strecke 3624

²⁾ bezogen auf die Kilometrierung der Strecke 3520

³⁾ vorzeitiger Abbruch, zu hoher Eindringwiderstand bzw. wegen Hindernis



Alle Ansatzpunkte wurden nach Lage und Höhe auf m NHN und die Gleisachse des nächstgelegenen Streckengleises eingemessen. Die Entnahme von Bodenproben erfolgte je lfd. Meter bzw. bei Schichtenwechsel. Die einzelnen, auf Bohrmeisterangaben beruhenden, handschriftlichen Schichtenverzeichnisse /U 5/ können bei Bedarf im Archiv der DB International GmbH, Baugrund eingesehen werden. Die Lage der Aufschlüsse ist aus Anlage 17.6.2 ersichtlich. Die Baugrundprofile sind bezogen auf m NN in der Anlage 17.6.3 dargestellt.

Die entnommenen Bodenproben wurden vom Bearbeiter nach ~~DIN 4020 und DIN EN ISO 14688~~ spezifiziert. Zur genaueren Klassifizierung der Bodenarten in Bodengruppen nach DIN 18196 und Bodenklassen nach DIN 18300 sind ausgewählte Bodenproben bodenphysikalischen und chemischen Untersuchungen unterzogen worden. Aus der Kernbohrung B 54 ist eine Grundwasserprobe entnommen und bezüglich Beton- und Stahlaggressivität untersucht worden.

Im Einzelnen wurden ausgeführt:

- 4 6x Nasssiebung nach DIN 18123 und
- 1x Bestimmung der Beton-/Stahlaggressivität (Wasser) nach DIN 4030 und DIN 50929.

Die Ergebnisse der Laboruntersuchungen können der Anlage 17.6.4 entnommen werden.

Weiterhin sind chemische Laboruntersuchungen an Bodenproben aus dem Bereich des Überführungsbauwerkes durchgeführt worden. Die umweltanalytischen Untersuchungen werden in einem separaten Bericht dargestellt und ausgewertet.

2 Darstellung und Bewertung der geotechnischen Untersuchungsergebnisse

2.1 Beschreibung der örtlichen Verhältnisse

Das neue Kreuzungsbauwerk bei ca. km 32,450 ist als Überführungsbauwerk für die Strecke 3624 geplant. Unter dem Überführungsbauwerk soll die zu bauende zweigleisige Strecke 4010 verlaufen. Es kommt entweder eine Stabbogenbrücke oder eine Fachwerkbrücke zur Anwendung. Das Kreuzungsbauwerk wird im Bereich der bahnlinken Böschung der Strecke 3624 errichtet. Für die Bauzeit wird die bestehende Strecke 3624 durch einen Verbau mit Verankerung gesichert. Nach Fertigstellung des Kreuzungsbauwerkes wird die bestehende Strecke 3624 auf das Kreuzungsbauwerk verschwenkt.



2.2 Geologische Situation

Das Untersuchungsgebiet liegt regionalgeologisch /U 8/ in der hessischen Senke zwischen dem Rheinischen Schiefergebirge, dem Vogelsberg im Norden, dem Odenwald im Süden und dem Mainzerbecken im Westen. Die mächtige Grabenfüllung des Oberrheingrabens endet im Norden etwa auf der Höhe von Rüsselsheim. Von Süden her bis dorthin sind über 2.000 m mächtige Tertiärschichten und über 100 m Quartär-Ablagerungen bekannt. Je weiter im Süden desto häufiger ist das Erkundungsgebiet geprägt durch eiszeitliche Flugsande mit Dünenbildung. Häufig sind diese Schichten kalkhaltig und besitzen Kalkkonkretionen. Die Mächtigkeit dieser quartären Flugsande kann mehrere Meter betragen. Nach Norden nehmen die Mächtigkeiten dieser Schichten ab. In großen Teilen des Erkundungsgebietes stehen unter den Terrassensanden und -kiesen des Mains die Gesteine des Oligozäns aus dem Unteren Tertiär in Form des Rupeltones an. Darunter befinden sich die unteren Meeressande als Untergrenze des Tertiärs und Übergang zu den Gesteinen des Rotliegenden. Die Anstehenden Gesteine werden durch eine nach Nordwesten immer mächtiger werdende Deckschicht aus Gesteinen des Tertiärs überdeckt. Im nordwestlichen Bereich des Erkundungsgebietes können einzelne Kalksteinschichten (Hydrobienschichten) angetroffen werden. Im Bereich der Flussniederungen stehen an der Oberfläche quartäre Lockergesteine aus Flusssedimenten, Niederterrassen von Main und kleineren Nebenflüssen an.

Der Rhein und der Main sowie ihre Nebenflüsse haben im Quartär am nördlichen Ende des Oberrheingrabens Sand und Kies abgelagert. Gelegentlich sind Schluff und Ton sowie Torf eingelagert. Dort wo diese Sedimente auf den ähnlichen Schichten des Pliozäns liegen, ist die Abgrenzung zu diesen schwierig.

Als typische pliozän-zeitliche Schichten der Untermain-Ebene gelten feinkörnige kalkfreie Sande (grau, weiß, gelblich) mit Einlagerungen von Tonlinsen, Braunkohlen und Kiesen. Die Gerölle dieser Kiese bestehen aus gebleichtem Buntsandstein, scharfkantigem Gangquarz, Quarzit und Hornstein. Der schwarze Kieselschiefer aus Frankenwald und Fichtelgebirge fehlt weitgehend.

Die Pleistozän-Schichten der Untermain-Ebene bestehen aus Sanden und Kiesen mit gelegentlichen schluffig-tonigen Einlagerungen. Die Gerölle der Kiese bestehen aus ungebleichtem Buntsandstein, Kalkstein, Hornstein, Quarz, Quarzit, Basalt und schwarzem Kieselschiefer aus Frankenwald und Fichtelgebirge. Hinzu kommen lokale Gerölle aus Spessart und Odenwald. Diese Sedimente sind in der Regel kalkhaltig, können aber sekundär entkalkt sein.

Im oberflächennahen Bereich der urban genutzten Bereiche ist infolge der Baumaßnahmen mit anthropogenen Auffüllungen zu rechnen. Durch den Einbau von zumeist lokal vorkommenden

Böden ist dabei eine zweifelsfreie Unterscheidung zwischen aufgefülltem und gewachsenem Boden nicht immer möglich.

2.3 Baugrundverhältnisse - Schichtenaufbau und Kennwerte

Gleisschotter

Nur mit dem Aufschluss S/RKS 52 a wurde Gleisschotter erkundet. Er weist eine Gesamtschotterstärke von 0,7 m auf. Der Schotter wurde vom Bohrmeister als stark verschmutzt, mit einem Feinkornanteil von ca. 30 % sowie als mechanisch reinigungsfähig eingeschätzt. Die Einschätzung der mechanischen Reinigungsfähigkeit gilt vorbehaltlich einer abfalltechnischen Einstufung des Schotters.

Auffüllungen

Mit den ausgeführten Bohrungen und Kleinbohrungen sind im Untersuchungsbereich des Bauwerkes beginnend ab Geländeoberkante bzw. unter dem Gleisschotter rollige und punktuell bindige Auffüllungen erkundet worden. Die rolligen Auffüllungen stellen sich überwiegend als **Fein- bis Grobsande**, schwach kiesig bis kiesig, überwiegend schwach schluffig bis schluffig, tonig, bereichsweise schwach steinig dar. Am Bohransatz der RKS 55 wurden auch schwach schluffige, sandige **Kiese** aufgeschlossen. Im Aufschluss S/RKS 52a wird der Schotter von einer aufgefüllten, schluffigen, tonigen, sandigen Kiesschicht unterlagert. Darüber hinaus sind die aufgefüllten Sande und Kiese vielfach mit Ziegelresten, Beton- und Schlackeresten, Steinen und Wurzeln durchsetzt. Die Lagerungsdichte der rolligen Auffüllungen ist gemäß den Ergebnissen der schweren Rammsondierungen als überwiegend locker bis mitteldicht zu bewerten. Die schwere Rammsondierung DPH 53 weist starke Sprünge in den Schlagzahlen auf. Dies deutet auf eine starke Inhomogenität der Auffüllung in Form von großen Steinen hin. Nach DIN 18196 werden diese Auffüllungen die Bodengruppen [SE, SW, SU, GU, SU*, ST*, GT*] zugeordnet. Die Schichtdicke der rolligen Auffüllung in den Aufschlüssen schwankt zwischen 1,30 m (S/B 545) und 5,00 m (S/RKS 55). Die Bohrung S/B 53 musste zweimal umgesetzt werden. Der Standort dieser Bohrung liegt gemäß der geologischen Karte in einem Auffüllbereich. Es ist zu vermuten, dass als Auffüllmaterial Steine und Bauschutt geschüttet worden sind, mit $D > 15\text{cm}$ gemäß Förderung im Bohrrohr. Darüber hinaus gehe wir davon aus, dass auch die Dammkerne aus diesem groben Material geschüttet worden sind (siehe RKS 52a), und nur der „Dammmantel“ aus feinkörnigerem Material (siehe RKS 55) besteht. Diese groben Auffüllungen aus Steinen und Bauschutt bewirken eine sehr schlechte Rammfähigkeit bis hin zur nicht Rammfähigkeit. Es wird empfohlen vor Baubeginn mittels Baggerschürfen die

Baugrundsituation der Auffüllung zu konkretisieren. Die Aufschlüsse S/RKS 52a, S/B 53, S/B 53a und S/B 53b sowie DPH 53 mussten aufgrund von Bohr- und Sondierhindernissen vorzeitig in der Auffüllung abgebrochen werden.

Im Aufschluss S/B 53 wurde bei 2,70 m unter Ansatzpunkt eine bindige Auffüllung, in Form eines leichtplastischen **Tones**, mit feinsandigen und schwach kiesigen Anteilen sowie Beton- und Ziegelresten erkundet. Die Konsistenz der bindigen Auffüllungen ist gemäß Handspezifizierung als weich/steif zu bewerten. Nach DIN 18196 wird dieser Auffüllung die Bodengruppe [TL.] zugeordnet. Der Aufschluss S/B 53 endet 4,00 m unter Ansatzpunkt infolge von mangelndem Bohrfortschritt in dieser bindigen Auffüllung.

Anstehender Boden

Unterhalb der Auffüllungen folgen die Ablagerungen der Mainterrassen als anstehende Böden. Es handelt sich um **Terrassensande**. Das sind hauptsächlich schwach kiesige bis stark kiesige Fein- bis Grobsande der Bodengruppen SE, SI und SW. Die Lagerungsdichte ist im Ergebnis der Rammsondierungen als mitteldicht bis dicht einzuschätzen. Die 2 Aufschlüsse S/B 54 und S/RKS 55 enden in den Terrassensanden. Wobei der Aufschluss S/RKS 55 wegen fehlenden Bohrfortschrittes bei 6,10 unter Ansatzpunkt abgebrochen werden musste.

Den erkundeten Böden lassen sich die in folgender Tabelle 2 enthaltenen Kennwerte (Laboruntersuchung an repräsentativen Einzelproben sowie regionale Erfahrungswerte) zuordnen.

Tabelle 2: Bodenkennwerte und Zuordnungen

	Auffüllung		Anstehender Boden
	Sand/Kies	Ton	Terrasse
Bezeichnung	Sand/Kies	Ton	Sande
Bodengruppe nach DIN 18196	[SE, SW, SU, GU, SU*, ST*, GT*]	[TL.]	SE, SI, SW
Kornanteil d ≤ 0,063 mm [%]	> 3	> 40	1 ... 3
Kornanteil d > 2,0 mm [%]	> 40 [GU, GT*]	---	2...12
Ungleichförmigkeitszahl U [-]	---	---	1,95 ... 3,25 (SE)
Konsistenz handspezifiziert	---	weich/steif	---
Lagerungsdichte	locker... mitteldicht	---	mitteldicht ... dicht
Durchlässigkeitswert			

k_f [m/s]			
nach Beyer, USBR/Bialas	---	---	$7,2 \cdot 10^{-4} \dots 1,9 \cdot 10^{-4}$ (SE)
Erfahrungswerte	$10^{-3} \dots 10^{-6}$ [SE, SW, SU, GU] $10^{-5} \dots 10^{-8}$ [SU*, ST*, GT*]	$10^{-7} \dots 10^{-9}$	$10^{-3} \dots 10^{-5}$
Durchlässigkeit nach DIN 18 130	stark bis schwach durchlässig	schwach bis sehr schwach durchlässig	stark durchlässig
Bodenklasse nach DIN 18 300 *)	3 *) [SE, SW, SU, GU] 4 *) [SU*, ST*, GT*] bis 5	4	3
Frostempfindlichkeit nach ZTV E StB 09	F1 [SW] F1 - F2 [SU] F2 [GU] F3 [SU*, ST*, GT*]	F3	F1

Die Tabellenwerte sind Einzelergebnisse, keine Mittelwerte.

*) in Abhängigkeit vom Stein- und Bauschuttanteil auch höher.

2.4 Hydrologische Verhältnisse

Die Aufschlussarbeiten wurden von Oktober bis Dezember 2010 durchgeführt. Da nur der Aufschluss S/B 54 seine Zielteufe erreichte, wurde nur in dieser Bohrung Grundwasser festgestellt. Es wurden folgende Wasserstände ermittelt:

Tabelle 3: Wasserstände

Aufschluss	Wasseranschnitt [m u. GOK]	Wasseranschnitt nach Bohrende [m u. GOK]	Wasseranschnitt nach Bohrende [m NHN]	Datum
S/B 54	6,00	5,90	96,38	05.11.2010
BK 23-2	13,50	13,50	94,13	11.10.2013

Mit der Bohrung S/B 54 ist der Grundwasserstand bei 5,9 m unter Gelände eingemessen worden. Die Abweichung vom Wasseranschnitt bei 6,0 m unter Gelände lässt sich nur mit Messungenauigkeiten erklären. Gespanntes Grundwasser ist aufgrund der durchgängig vorhandenen gut durchlässigen Sande unwahrscheinlich.

Aufgrund der geringen Durchlässigkeit der Auffüllungen der Bodengruppen [GT*, ST*, SU*] und der bindigen Auffüllung [TL] ist vor allem in niederschlagsreichen Zeiten mit der Bildung von Stau- und Schichtwasser auf diesen Schichten zu rechnen.

Generell ist von einer guten Versickerungsfähigkeit der anstehenden Sande unterhalb der aufgefällten schluffigen, tonigen Sande, tonigen Kiese und der bindigen Auffüllung auszugehen.

Im Rahmen einer Recherche zu Grundwassermessstellen zum Projekt Umbau Knoten Frankfurt wurden beim Hessischen Landesamt für Umwelt und Geologie und bei der HESSENWASSER GMBH & CO. KG - MONITORING UND GRUNDWASSERMESSTELLEN die Wasserstände zu Grundwassermessstellen entlang der Bahntrasse abgefragt (/U 9/ und /U 10/). Diese sind nachrichtlich in Tabelle 4 aufgelistet.

Tabelle 4: Wasserstände zu Grundwassermessstellen

Messstelle	Rechtswert	Hochwert	GOK [m NN]	Wasserstand [m GOK]			Wasserstand [m NN]		
				min	max	MW	min	max	MW
G03090	3473726,4	5548109,9	109,65	12,4	16,5	14,5	93,3	97,4	95,3
G04450	3474297,5	5548331,3	108,55	11,9	14,6	13,3	94,0	96,6	95,3
G04500	---	---	95,37	2,7	4,8	3,8	90,6	92,7	91,6
G00740	---	---	99,51	4,1	6,8	5,5	92,7	95,4	94,0
G05190	---	---	109,77	13,8	15,6	14,7	94,2	95,9	95,1

Gemäß des aktuellsten Grundwasserhöhengleichenplan vom Hessischen Landesamt für Umwelt und Geologie /U 9/ fällt der Grundwasserhorizont von ca. 95 m NN auf 92,5 m NN Richtung Main hin ab.

Wir empfehlen, den Bemessungswasserstand in Abhängigkeit der festgestellten Ergebnisse zuzüglich eines Sicherheitszuschlages von ca. 1 m und den Aussagen zu Grundwassermessstellen bei 97,4 m NN anzusetzen.

2.5 Baugrundmodell

Im Ergebnis der Baugrunderkundungen und der Laboruntersuchungen lässt sich für den Untersuchungsbereich ein Baugrundmodell entwickeln, welches für die Bewertung der Baugrundverhältnisse herangezogen werden kann. Zur besseren Übersicht wurde für den Ausbau des Knotens Frankfurt (M) – Sportfeld ein einheitliches Schichtenmodell entwickelt. Dabei wurden Böden mit annähernd gleichen bodenphysikalischen und bodenmechanischen Eigenschaften in Schichten zusammengefasst.

Schicht 1: Auffüllung, rollig, nicht bis schwach bindig Mächtigkeit: 2,0 - 5,0 m



- Fein- bis Grobsand, schwach schluffig, kiesig, Schlacke, Beton- und Ziegelbruch
- Kies, stark sandig, weit gestuft, Steine, Schlacke und Betonreste bzw. schwach schluffig, sandig
- lockere Lagerung (**Schicht 1.2.1, 1.4.1**)
mitteldichte Lagerung (**Schicht 1.2.2, 1.4.2**)
- Klassifikation lt. DIN 18196 ⇒ **[SE, SW SU, GW, GU]**

Auffüllung, rollig, gemischtkörnig Mächtigkeit: 0,9-3,0 m

- Mittel-/Grobsand, schluffig, tonig, Schlacke, Beton- und Ziegelbruch
- Kies, sandig, schluffig, tonig
- lockere Lagerung (**Schicht 1.3.1, 1.5.1**)
- Klassifikation lt. DIN 18196 ⇒ **[SU*, ST*, GT*]**

Auffüllung, bindig Mächtigkeit: 1,3 m

- Ton, leichtplastisch, schluffig, feinsandig, schwach kiesig, Betonreste, Ziegelbruch
- weich/steife Konsistenz (**Schicht 1.6.2**)
- Klassifikation lt. DIN 18196 ⇒ **[TL]**

Schicht 2: Oberboden

- nicht erkundet

Schicht 3: Löss

- nicht erkundet

Schicht 4: Lößlehm

- nicht erkundet

Schicht 5: Flug-/Hochflutsande

- nicht erkundet

Schicht 6: Hochflutlehm

- nicht erkundet

- Schicht 10: Terrassensande** Mächtigkeit: bis Endtiefe
- Fein-/Grobsand, enggestuft bis weit gestuft schwach bis stark kiesig
 - mitteldichte Lagerung (**Schicht 10.1.2**)
 dichte Lagerung (**Schicht 10.1.3**)
 - Klassifikation lt. DIN 18196 ⇒ **SE, SI, SW**

2.6 Bodenrechenwerte

Den erkundeten Baugrundsichten werden aus den Laborversuchen und Erfahrungen für erdstatische Berechnungen folgende charakteristische Berechnungskennwerte zugeordnet:

Tabelle 5a: Bodenrechenwerte

Bodenart	Auffüllung, rollig						Auffüllung, bindig
	[SU, SW]	[SE]	[GW, GU]		[SU*, ST*]	[GT*]	
Bodengruppe nach DIN 18196							
Schicht-Nr.	1.2.1	1.2.2	1.4.1	1.4.2	1.3.1	1.5.1	1.6.2
Konsistenz, Lagerungsdichte	locker	mitteldicht	locker	mitteldicht	locker	locker	weich/ steif
wirks. Reibungswinkel φ_k' [Grad]	30,0	32,5	30,0	32,5	29,0	30,0	20,0
wirks. Kohäsion c_k' [kN/m ² ¹)	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0	1,0	3,0
Wichte des feuchten Bodens γ_k [kN/m ³]	16,5	17,5	16,5	17,5	17,0	17,0	18,5
Wichte des Bodens unter Auftrieb γ_k' [kN/m ³]	9,0	10,0	9,0	10,0	9,0	9,0	8,5
Steifemodul $E_{s,k}$ [MN/m ²]	10,0	20,0	12,0	30,0	8,0	10,0	5,0

Tabelle 5b: Bodenrechenwerte

Bodenart	Terrassenablagerungen	
	SE, SI, SW	
Bodengruppe nach DIN 18196		
Schicht-Nr.	10.1.2	10.1.3
Konsistenz, Lagerungsdichte	mitteldicht	dicht
wirks. Reibungswinkel φ_k' [Grad]	32,5	35,0
wirks. Kohäsion c_k' [kN/m ² ¹)	0,0	0,0
Wichte des feuchten Bodens γ_k [kN/m ³]	17,0	18,0

Wichte des Bodens unter Auftrieb γ'_k [kN/m ³]	9,5	10,5
Steifemodul $E_{s,k}$ [MN/m ²]	45 ab 5 m ²): 75 ab 10 m ²): 120	75 ab 5 m ²): 120 ab 10 m ²): 190

¹) Bei bindigen Böden im konsolidierten Zustand.

²) bezogen auf OK anstehender Boden (=UK Auffüllung)

2.7 Betonaggressivität und Stahlkorrosivität des Grundwassers

Zur Beurteilung der Betonaggressivität und Stahlkorrosivität des Grundwassers sind aus der Bohrung S/B 54 Grundwasserproben entnommen und auf beton- und stahlangreifende Inhaltsstoffe untersucht worden. Die Analysen erfolgten im Labor der DB International GmbH und im Labor Wessling GmbH. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind in Anlage 17.6.4 beigelegt.

Betonaggressivität

Danach ist die untersuchte Wasserprobe nach DIN 4030 als **nicht betonangreifend** einzustufen (Anlage 17.6.4.2, Blatt 01), was der **Expositionsklasse X0** nach DIN EN 206-1 entspricht.

Stahlkorrosivität

Die Untersuchung des Grundwassers auf Korrosionswahrscheinlichkeit unlegierter und niedriglegierter Eisenwerkstoffe ergab folgende Ergebnisse (Anlage 17.6.4.2, Blatt 02 – 04):

Tabelle 6: Korrosionswahrscheinlichkeit unlegierter und niedriglegierter Werkstoffe

Freie Korrosion	Mulden- und Lochkorrosion	Flächenkorrosion
im Unterwasserbereich	sehr gering	sehr gering
an der Wasser/Luft-Grenze	sehr gering	sehr gering

Die Abschätzung der mittleren Korrosionsgeschwindigkeit stellt sich nach DIN 50929 Teil 3, wie folgt dar:

Tabelle 7: Mittlere Korrosionsgeschwindigkeit

freie Korrosion	Abtragungsrate $w(100a)$ [mm/a]	max. Eindringtiefe $w_{Lmax}(30a)$ [mm/a]
Freie Korrosion im Unterwasserbereich	0,01	0,05
Freie Korrosion an der Wasser/Luft-Grenze	0,01	0,05

2.8 Erdbebeneinwirkung

Der Untersuchungsbereich des Bauvorhabens „Ausbau des Knoten Frankfurt (M)-Sportfeld 2. Ausbaustufe“ wird nach DIN 4149:2005-04 wie folgt eingeordnet:

Tabelle 8: Einstufung gemäß DIN 4149

Erdbebenzone (Bild 2)	Erdbebenzone 0
geologische Untergrundklasse (Bild 3)	S = Gebiete tiefer Beckenstrukturen mit mächtiger Sedimentfüllung
Baugrundklasse	C = dominierende Scherwellengeschwindigkeit ca. 150-350 m/s

2.9 Rammfähigkeit des Untergrundes

Eine Klassifizierung der Böden hinsichtlich ihrer Rammfähigkeit (z.B. nach DIN-Norm) gibt es nicht. Die nachfolgende Einschätzung basiert auf der Grundlage von Erfahrungen mit den erkundeten Bodenarten, Lagerungsdichten bzw. Konsistenzen und erfolgt in Anlehnung an Empfehlungen des Arbeitskreises Ufereinfassungen (EAU).

Tabelle 9: Rammfähigkeit

Schicht	Bodenart	Rammfähigkeit
1.2.1	Auffüllung, rollig, nichtbindig, (Sand), locker	leicht bis mittelschwer
1.4.1	Auffüllung, rollig, nichtbindig, (Kies), locker	leicht bis mittelschwer
1.4.2	Auffüllung, rollig, nichtbindig, (Kies), mitteldicht	mittelschwer
1.2.2	Auffüllung, rollig, nichtbindig, (Sand), mitteldicht	mittelschwer
1.3.1	Auffüllung, rollig, gemischtkörnig, (Sand), locker	leicht bis mittelschwer
1.5.1	Auffüllung, rollig, gemischtkörnig, (Kies), locker	leicht bis mittelschwer
1.6.2	Auffüllung, Ton, weich/steif	leicht bis mittelschwer
10.1.2	Terrasse: Sand, rollig, nichtbindig, mitteldicht	mittelschwer bis schwer
10.1.3	Terrasse: Sand, rollig, nichtbindig, dicht	schwer bis sehr schwer

Auffüllung:

In aufgefüllten Böden ist generell mit Steinen, Blöcken, o.ä. zu rechnen, die die Rammfähigkeit des Untergrundes wesentlich verschlechtern können. Die Schlagzahlen der schweren Rammsondierungen für die rolligen Auffüllungen liegen in der Regel bei < 10 Schläge je 10 cm Eindringtiefe. Bei DPH 53 wurden aufgrund von Steinen höhere Schlagzahlen ermittelt.

In Abhängigkeit der Ergebnisse der schweren Rammsondierungen werden die erkundeten Auffüllungen bei lockerer Lagerung (Schicht 1.2.1, 1.3.1, 1.4.1, 1.5.1) als leicht bis mittelschwer



und bei mitteldichter Lagerung (Schicht 1.4.2, 1.2.2) als mittelschwer rammfähig eingeschätzt. Die schwere Rammsondierung DPH 53 weist sehr starke Sprünge in den Schlagzahlen auf. Durch grobe Bestandteile in der Auffüllung (Steine, Bauschutt) muss hier lokal mit nicht rammfähigen Boden bzw. mit einer sehr schweren Rammfähigkeit gerechnet werden.

Die Konsistenz der bindigen Auffüllung war weich/steif. In Abhängigkeit der Konsistenz ist die bindige Auffüllung (Schicht 1.6.2) als leicht bis mittelschwer rammfähig zu bewerten.

Terrassenablagerungen:

Die Sande werden in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte, bei mitteldichter Lagerung (Schicht 10.1.2) als mittelschwer bis schwer und bei dichter Lagerung (Schicht 10.1.3) als schwer bis sehr schwer rammfähig eingeschätzt.

Hinweis: Im Bereich der Auffüllfläche und ggf. im Dammbereich ist die Auffüllung infolge einer möglichen Steinschüttung bereichsweise nicht rammfähig. Vor der Bauausführung sollten mittels Baggerschürfen die Auffüllbereiche hinsichtlich möglicher Steinschüttungen überprüft werden.

Insgesamt ist der Baugrund unter den Auffüllungen vorwiegend als mittelschwer bis sehr schwer rammfähig einzuschätzen. Insbesondere in den dicht gelagerten Sanden sind Rammhilfen wie Spülen oder Vorbohren einzuplanen. Wir empfehlen, zur Auswahl der Rammtechnologie und Rammgeräte eine Fachfirma einzuschalten und Proberammungen vorzusehen. Die von uns vorgenommenen Einschätzungen zur Rammbarkeit schließen nicht die Erfahrungen von Baufirmen bei der Durchführung von Rammarbeiten mit ähnlichen Baugrundverhältnissen aus.

3 Gründungstechnische Schlussfolgerungen / Empfehlungen

3.1 Allgemeines

Das neue Kreuzungsbauwerk „Gleisdreieck“ bei ca. km 32,450 ist als Überführungsbauwerk für die Strecke 3624 geplant. Unter dem Überführungsbauwerk soll die zu bauende zweigleisige Strecke 4010 verlaufen. Das neue Kreuzungsbauwerk ist gemäß /U 4/ als eingleisige Stabbogenbrücke oder als Fachwerkbrücke mit einer lichten Weite von ca. 50,8 m und einer Systemhöhe zwischen 7,5 m (Fachwerkbrücke) oder 8,75 m (Stabbogenbrücke) geplant. Entsprechend den Unterlagen der Vorplanung /U 4/ ist ein einfeldriges Bauwerk auf massiven Widerlagern vorgesehen. Das Kreuzungsbauwerk wird im Bereich der bahnlinken Böschung der Strecke 3624 errichtet.

Die Gründung ist vorzugweise als Flachgründung vorgesehen. Alternativ wird die Gründung auf Bohrpfählen ($D = 1,2$ m) mit betrachtet. In den nachfolgenden Abschnitten werden die Gründungsvarianten Flachgründung und Pfahlgründung näher untersucht.

3.2 Flachgründung

Bei einer Flachgründung müssen die Fundamente von ihren Abmessungen so beschaffen sein, dass:

- a) die Grundbruchsicherheit nach DIN 4017 gewährleistet ist und
- b) keine bauwerksschädlichen Setzungen bzw. Setzungsunterschiede eintreten.

Aus den Baugrundprofilen ist ersichtlich, dass der Baugrund im Bereich der künftigen Widerlager unter den Auffüllungen aus mitteldicht bis dicht gelagerten Terrassensanden besteht.

Die aus Unterlage /U 4/ ermittelte Gründungssohle der Widerlagerfundamente liegt etwa 10,4 m unter Schienenoberkante (ca. 99,0 m NN) und damit im Terrassensand.

Zur Ermittlung der aufnehmbaren Sohldrücke wurden in Anlage 17.6.5, Blatt 01 bei Annahme der Sicherheiten nach DIN 1054:2005-01, Lastfall 1 und lotrecht mittiger Belastung Grundbruchberechnungen und Setzungsabschätzungen durchgeführt. Dabei wurde als Vorbelastung die Aushubentlastung zum Ansatz gebracht. Die Vorbelastung wurde bei den Setzungsabschätzungen vereinfachend von der Fundamentspannung abgezogen.



Für die Berechnungen wurden folgende Annahmen getroffen. Die geometrischen Angaben wurden dabei der Unterlage /U 4/ entnommen.

Fundamentlänge:	a = 12,0 m
Fundamentbreite:	b = 7,0 ... 10,0 m (geschätzt)
Geländehöhe:	8,4 m unter SO (101,0 m NN)
Fundamentunterkante:	10,4 m unter SO (99,0 m NN)
Einbindetiefe:	2,0 m gemäß /U 4/
Baugrundprofil:	S/B 54
Grundwasser:	4,90 m unter Gelände (97,38 m NN)
Vorbelastung:	55 kN/m ² (Aushubentlastung)

Die Ergebnisse der Grundbruch- und Setzungsberechnungen sind in Tabelle 10 dargestellt.

Tabelle 10: aufnehmbarer Sohldruck

	aufnehmbarer Sohldruck [kN/m ²]				Setzung [cm]			
	7,0	8,0	9,0	10,0	7,0	8,0	9,0	10,0
Fundamentbreite [m]	7,0	8,0	9,0	10,0	7,0	8,0	9,0	10,0
Grundbruchsicherheit nach DIN 1054:2005-01	1364	1471	1570	1663	11,2	12,7	14,2	15,6
Setzung max. s = 2,0 cm	290	280	270	260	2,0	2,0	2,0	2,0

Die aus den Grundbruchberechnungen ermittelten aufnehmbaren Sohldrücke liegen in Abhängigkeit von den Fundamentbreiten zwischen $\sigma_{zul} = 1364 \dots 1663 \text{ kN/m}^2$ mit Setzungsbeträgen von 11,2 cm bis 15,6 cm. Diese Setzungsbeträge können vom Bauwerk nicht schadensfrei aufgenommen werden. Bei Begrenzung der Setzungen auf ein angenommenes zulässiges Maß von 2,0 cm reduzieren sich die aufnehmbaren Sohldrücke auf $\sigma_{zul} = 260 \text{ kN/m}^2$ (b = 10,0 m) bis 290 kN/m^2 (b = 7,0 m).

Folgerung:

Bei Einhaltung einer Einbindetiefe gemäß /U 4/ von t = 2,0 m und Gründung auf dem anstehenden Terrassensand können die Fundamente in Abhängigkeit der gewählten Fundamentabmessungen und der zulässigen Setzung nach Anlage 17.6.5, Blatt 01 bemessen werden. Die Gründungssohlen sind durch einen fachkundigen Geotechniker abnehmen zu lassen. Die Fundamentsohlen sind tiefenwirksam nachzuverdichten.

Die angegebenen aufnehmbaren Sohldrücke gelten zur Vorbemessung. Sie ersetzen nicht die notwendigen erdstatischen Nachweise (Grundbruchsicherheit, Gleiten, Kippen, Setzungen) unter Ansatz der tatsächlichen Fundamentabmessungen und Lasten.

3.3 Bohrpfahlgründung

Alternativ zur Flachgründung können die Widerlager auf Großbohrpfählen gegründet werden. Zur Bemessung von Bohrpfählen werden Spitzenwiderstands- und Mantelreibungswerte benötigt. Die Einbindung der Bohrpfähle muss nach EA-Pfähle /U 12/ mindestens 2,5 m in tragfähige Schichten erfolgen. Tragfähige Schichten für den Ansatz eines Pfahlspitzendrucks sind im Sinne der EA-Pfähle rollige Böden mit einem mittleren Spitzenwiderstand der Drucksonde $q_c \geq 7,5$ MN/m² oder bindige Böden mit einer Scherfestigkeit des undränierten Boden $c_{u,k} \geq 0,1$ MN/m².

Entsprechend der Erkundungsergebnisse sind die mitteldicht und dicht gelagerten Terrassensande (Schicht 10.1.2, 10.1.3) für die Ableitung der Pfahlspitzendrücke geeignet. In der nachfolgenden Tabelle 11 werden die zur Vorbemessung erforderlichen Bohrpfahlkennwerte für die maßgebenden Baugrundsichten in Anlehnung an die EA-Pfähle /U 12/ bzw. DIN 1054 angegeben.

Tabelle 11: Pfahlspitzenwiderstand und Pfahlmantelreibung für Bohrpfähle nach /U 12/

Schicht Nr.	Bodenart	Pfahlspitzenwiderstand $q_{b,k}$ [MN/m ²]	Bruchwert der Pfahlmantelreibung $q_{s1,k}$ [MN/m ²]	horizontale Bettungsziffer $k_{s,k}$ [MN/m ³]
1.2.1, 1.4.1	Auffüllung, rollig, nichtbindig, (Sand/Kies), locker	---	0,015 (0,01) ²⁾	---
1.2.2 1.4.2	Auffüllung, rollig, nichtbindig, (Sand/Kies), mitteldicht	---	0,040	---
1.3.1 1.5.1	Auffüllung, rollig, gemischt-körnig, (Sand/Kies), locker	---	0,015 (0,01) ²⁾	---
1.6.2	Auffüllung, Ton, weich	---	0,020	---
10.1.2	Terrasse: Sand/Kies, rollig, nichtbindig, mitteldicht	1,05 / 1,35 / 3,00 ¹⁾	0,10	45 ab 5 m ³⁾ : 75 ab 10 m ³⁾ : 120
10.1.3	Terrasse: Sand/Kies, rollig, nichtbindig, dicht	1,40 / 1,80 / 3,50 ¹⁾	0,12	75 ab 5 m ³⁾ : 120 ab 10 m ³⁾ : 190

¹⁾ in Abhängigkeit der bezogenen Pfahlkopfsetzung nach EA-Pfähle

²⁾ bei Schlagzahlen N10 < 2

³⁾ bezogen auf OK anstehender Boden (=UK Auffüllung)

Die angegebenen Werte gelten für Bohrpfähle ($D = 0,30 - 3,0$ m) mit einer Einbindetiefe in den tragfähigen Baugrund von mindestens 2,5 m. Die Mächtigkeit der tragfähigen Böden unterhalb der Pfahlfußfläche darf bei $d = 1,2$ m ein Maß von 3,6 m (3 x Pfahldurchmesser) nicht unterschreiten. Darüber hinaus ist sicherzustellen, dass in diesem Bereich $q_c \geq 10$ MN/m² bzw. $c_{u,k} \geq 0,10$ MN/m² nachgewiesen ist. Wenn die genannten geometrischen Werte unterschritten werden, ist ein Nachweis gegen Durchstanzen zu führen. Außerdem ist dann nachzuweisen, dass der darunter liegende Boden das Setzungsverhalten nicht maßgeblich beeinträchtigt. Sofern dies nicht gewährleistet ist, empfehlen wir, sicherheitshalber keinen Spitzendruck anzusetzen. Ist die Einbindung der Pfähle in die tragfähige Schicht von 2,5 m nicht vorhanden, empfehlen wir ferner, eine Mindesteinbindetiefe der Pfähle in den Baugrund von 5,0 m.

Wir empfehlen, in Abhängigkeit der statischen Nachweise, Pfähle in den mitteldichten und dichten Sanden der Schichten 10.1.2, 10.1.3 abzusetzen.

Des Weiteren gelten die Angaben für Einzelpfähle und Pfahlgruppen unter Beachtung der Hinweise und Forderungen der EA-Pfähle /U 12/. Die angegebenen Pfahlkennwerte sind im Zuge der Pfahlbohrungen zu überprüfen und ggf. zu präzisieren.

In Anlage 17.6.5, Blatt 02 ist zur Vorbemessung ein Pfahldiagramm für einen Einzelpfahl nach DIN 1054, Lastfall 1 (50 % veränderliche Lasten) mit einem Pfahlschaftdurchmesser $D = 1,2$ m und Pfahllängen zwischen von 8,0 m und 12,0 m aufgetragen worden. Für die Berechnung wurde UK Pfahlkopfplatte mit 101 m NN (Kote 8,4 m unter SO) angenommen. Danach ergeben sich zulässige Pfahlbelastungen für eine Pfahllänge von 8,0 m von 3,29 MN und für eine Pfahllänge von 12,0 m von 4,38 MN mit Setzungsbeträgen von < 2 cm.

3.4 Pfahlwiderstände quer zur Pfahlachse

Querwiderstände dürfen nur für Pfähle mit einem Pfahlschaftdurchmesser $D \geq 0,30$ m bzw. einer Kantenlänge $a \geq 0,30$ m angesetzt werden. Der charakteristische Querwiderstand darf dabei durch charakteristische Werte des horizontalen Bettungsmoduls beschrieben werden. Der horizontale Bettungsmodul $k_{s,k}$ lässt sich grob abschätzen nach der Gleichung:

$$k_{s,k} = E_{s,k} / D_s \quad \text{mit } E_{s,k} \dots \text{ charakteristischer Wert des Steifemoduls} \\ D_s \dots \text{ Pfahldurchmesser}$$

Die Anwendung dieser Formel gilt für Pfahldurchmesser $D \leq 1,0$ m und einem Höchstwert der Horizontalverschiebung von $y = 2$ cm bzw. $y = 0,03 \cdot D$, wobei der kleinere Wert maßgebend ist. Für größere Durchmesser ist $D = 1,0$ m anzusetzen. Bei einem Pfahldurchmesser von 1,2 m ergibt sich somit eine maximale Horizontalverschiebung von 2 cm $< 0,03 \cdot 1,2 \text{ m} = 3,6 \text{ cm}$. Bei größeren Verformungen sind die Bettungsmoduli abzumindern. Bei der Ermittlung des horizontalen Bettungsmoduls ist ebenfalls eine Gruppenwirkung der Pfähle zu berücksichtigen. Bei einem Pfahlabstand, der dem zweifachen Pfahldurchmesser entspricht, ist der Bettungsmodul mit dem Faktor 0,75 abzumindern.

Die in Tabelle 11 angegebenen Bettungsziffern gelten für Pfahldurchmesser $\geq 1,0$ m und maximale Horizontalverformungen von 2,0 cm. Sie sind bereichsweise als konstant anzusetzen.

3.5 Zusatzbelastung auf Pfähle

Vertikale und horizontale Verschiebungen von Weichschichten können eine zusätzliche Belastung aus negativer Mantelreibung sowie Biegung aus Seitendruck auf Pfähle verursachen. Bei der bestehenden Gründung und den vorhandenen Bodenverhältnissen ist nach unserer Einschätzung nicht mehr mit solchen Zusatzbelastungen auf die Pfähle zu rechnen, da der Untergrund im Bereich der Gründungen bereits ausreichend konsolidiert ist.

3.6 Baugrubensicherung und Wasserhaltung

Baugruben bis 1,25 m Tiefe können nach DIN 4124 senkrecht ausgehoben werden. Tiefere Baugruben müssen geböschert oder verbaut werden. Ausgehend von den Erkundungsergebnissen kann nach DIN 4124 für Böschungen bis 5,0 m Höhe ohne besonderen Nachweis ein Böschungswinkel $\beta \leq 45^\circ$ im Lockergesteinsbereich über Grundwasser entsprechend DIN 4124 in Ansatz gebracht werden. Unbelastete Böschungen können unter einem Neigungswinkel von 45° bis max. 5 m Höhe abgeböschert werden. Für belastete und / oder höhere Böschungen ist die Standsicherheit nachzuweisen. Die Hinweise der DIN 4124 sind zu beachten. Die Böschungswinkel sind nach den tatsächlich anstehenden Erdstoffen im Böschungsbereich anzulegen. Bei der Herstellung von Baugruben sind weitergehende Forderungen, Empfehlungen und Hinweise der DIN 4124 sowie des Arbeitskreises „Baugruben“ (EAB) der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau zu beachten. Sofern Verbauarbeiten vorgesehen sind, können die Rechenwerte zur Verbauberechnung Abschnitt 2.6, Tabelle entnommen werden. Angaben zur Rammfähigkeit des Untergrundes enthält Abschnitt 2.9.

Die horizontalen Bettungsziffern für durchgehende Verbauwände lassen sich in Anlehnung an die EAB /U 13/, Kapitel 4.6 (EB 102) näherungsweise ableiten zu:

$$k_{sh,k} = E_{sh,k}/t_B \quad (\text{für Ortbetonwände und Spundwände})$$

$$k_{sh,k} = E_{sh,k}/b \quad (\text{für Bohlträger})$$

mit: $E_{sh,k}$ - horizontale Steifemodul
 t_B - von der Bettung erfasste Einbindetiefe
 b - Flanschbreite bei geramnten Trägern, bei Trägern, die in vorgebohrte Löcher eingestellt werden, tritt der Bohrlochdurchmesser D an die Stelle von b

Der horizontale Steifemodul $E_{s,h}$ kann aus dem vertikalen Modul E_s (siehe Tabelle 5a und 5b) mit dem Faktor $f = 0,5$ umgerechnet werden.

Grundwasser wurde mit der Bohrung S/B 54 in einer Tiefe von 5,9 m unter GOK angetroffen. Der höchste Grundwasserstand (Bemessungswasserstand) wurde im Untersuchungsabschnitt mit 4,9 m unter GOK (~ 97,6 m NN) angegeben.

Bei einer Gründungssole bei 99,0 m NN gehen wir davon aus, dass im Rahmen einer Flachgründung kein negativer Einfluss des Grundwassers eintritt. Eine Wasserhaltung ist in diesem Fall nicht erforderlich.

Bei einer Pfahlgründung sind die Pfähle mit vorausseilender Verrohrung herzustellen. Unter dem Grundwasserspiegel ist mit Wasserüberdruck bzw. Überdruck einer Tonsuspension zu bohren. Auflockerungen infolge des Herstellungsprozesses der Pfähle, insbesondere in den Sandschichten, sind grundsätzlich zu vermeiden.

Aufgrund der erkundeten gemischtkörnigen und bindigen Auffüllungen der Bodengruppen [GT*, ST*, SU*, TL] kann jedoch örtlich auftretendes Sickerwasser nicht ausgeschlossen werden. Dieses ist dann in offener Wasserhaltung zu fassen und abzupumpen.

3.7 Versickerungsfähigkeit des Untergrundes

Entwässerungsanlagen sind nach Ril 836 dort vorzusehen, wo das Grund- oder Schichtwasser höher als bis 1,50 m unter SO ansteigen kann.

Nach DWA-A 138 /U 14/ sind Böden versickerungsfähig, deren k_f -Werte im Bereich von 10^{-3} bis 10^{-6} m/s liegen. Ferner sollte die Mächtigkeit des Sickerraumes (Gesteinskörper, der zum Be-

trachtungszeitpunkt kein Grundwasser enthält), bezogen auf den mittleren höchsten Grundwasserstand grundsätzlich mindestens 1,0 m betragen, um eine ausreichende Sickerstrecke für eingeleitete Niederschlagsabflüsse zu gewährleisten.

Im vorliegenden Fall besitzen die über dem Grundwasser erkundeten, pleistozänen Terrassensande der Bodengruppen SE, SW, SI k_f -Werte $>10^{-6}$ m/s und sind gemäß DWA-A138 ausreichend versickerungsfähig. In Anlage 17.6.4.1 haben wir an ausgewählten Proben mittels Nasssiebung die Kornverteilung ermittelt und daraus nach USBR/Bialas bzw. Beyer die k_f -Werte bestimmt. Mit Berücksichtigung eines Korrekturfaktors von 0,2 für die Bestimmung des k_f -Wertes aus der Kornverteilungskurve ergibt sich der mittlere Bemessungs- k_f -Wert zu $k_f \approx 7,5 \cdot 10^{-5}$ m/s.

Die aufgefüllten Sande und Kiese der Bodengruppen SU, GW, GU sind ebenfalls für eine Versickerung geeignet. Die rolligen Auffüllungen der Bodengruppen SU*, ST* sowie GT* sind nur bedingt versickerungsfähig, da ihr k_f -Werte im Grenzbereich von 10^{-6} m/s liegt. Die bindige Auffüllung ist nach DWA-A138 nicht versickerungsfähig.

Fazit

Im Bereich der Bohrpunkte ist eine Versickerung von Niederschlagswasser gemäß DWA-A 138 möglich, sofern die bindige Auffüllung und die rolligen Auffüllungen der Bodengruppen [TL, SU*, ST* sowie GT*] mit den Versickerungsanlagen durchstoßen werden.

3.8 Anker

Das Gleis der Strecke 3624 wird bauzeitlich durch einen Verbau gesichert, welcher rückverankert werden soll. Nachfolgend werden Hinweise und Empfehlungen zur Rückverankerung des Verbaus gegeben.

Unter Verpressankern versteht man Stahlzugglieder, die in Bohrlöchern von ca. 80 bis 150 mm Durchmesser eingebaut sind und am erdseitigen Ende, in einem durch Einpressen von Zementmörtel hergestellten Verpresskörper, verankert werden. Die Kräfte werden vom Bauwerk über den Ankerkopf in das Stahlzugglied und von dort über den Verpresskörper im Bereich der Krafteintragungslänge in den Baugrund eingeleitet. Die Überprüfung des Tragverhaltens der Anker im Bereich der Krafteintragungslänge erfolgt durch Anspannen gegen das zu verankern- de Bauteil. Den Einbau, die Prüfung und die Überwachung von Dauer- und Kurzzeitankern regelt die DIN EN 1537. An jedem Anker ist eine Abnahmeprüfung durchzuführen.

Für den Entwurf der Anker sind nach /U 17/ folgende Punkte zu beachten:

- Die freie Ankerlänge sollte mindestens 5 m betragen, um sicherzustellen, dass die Vorspannkraft planmäßig in den Baugrund und nicht durch Kraftkurzschluss von der Erdseite aus in das Widerlager eingeleitet wird.
- Die Verpresskörperlänge (Krafteintragungslänge) sollte ganz im bindigen oder ganz im nichtbindigen Boden bzw. ganz im Fels liegen. Übergangsbereiche sind zu vermeiden.
- Wegen möglicher Richtungsabweichungen des Bohrlochs und der gegenseitigen Beeinflussung bei der Krafteintragung sollten die Verpresskörper bei 15 m bis 20 m langen Ankern einen planmäßigen Achsabstand von mindestens $a = 1,5$ m aufweisen.
- Durch Spreizung der Anker in einer Reihe ist gegebenenfalls der planmäßige Mindestabstand von 1,5 m zu erzielen.
- Der planmäßige Abstand zwischen Verpresskörper und bestehenden Bauwerken oder empfindlichen Leitungen sollte 3 m nicht unterschreiten. Um bei Ankern unter verformungsempfindlichen Bauwerken Schäden infolge der konzentrierten Krafteinleitung und Zerrung des Bodens zu verhindern, ist eine Staffelung der Ankerlängen zu empfehlen. Bei besonders empfindlichen Bauwerken oder wenn größere Verschiebungen des ganzen Bodenblockes zu erwarten sind, sollten die Anker so lang ausgeführt werden, dass die Verpresskörper nicht unter diese Bauwerke zu liegen kommen.
- Die Verpresskörper sollten mindestens 4 m unter der Geländeoberkante liegen.
- Die Ankerneigung gegenüber der Horizontalen muss wegen der Herstellung mindestens 10° betragen. Wegen der Tragkraft sind in Böden mit wechselnden Schichten mindestens 15° bis 20° Neigung anzustreben.
- Bruch oder Kriechen eines einzelnen Ankers darf die Standsicherheit der verankerten Konstruktion nicht gefährden.
- An einspringenden Wandecken müssen die senkrecht zueinander angeordneten Anker einen ausreichenden Sicherheitsabstand aufweisen.
- Ab einem Verpresskörperabstand von mehr als dem Zehnfachen des Verpresskörperdurchmessers ist keine maßgebliche gegenseitige Beeinflussung mehr zu erwarten.

- Bei üblichen Verpresskörperdurchmessern von 100 mm bis 150 mm sollte im Allgemeinen ein planmäßiger Abstand der Verpresskörper von 1,50 m nicht unterschritten werden.

Die Verpresskörper der Anker müssen in die mitteldicht bis dicht gelagerten Sande einbinden. Nachfolgend wird zur Bemessung der Anker Diagramme aus /U 17/ dargestellt. Für nichtbindige Böden sind in den nachfolgenden Grafiken die Grenzlaster beim Bruch in Abhängigkeit von der Kräfteintragungslänge (Verpresskörperlänge) für verschiedene Lagerungsdichten dargestellt.

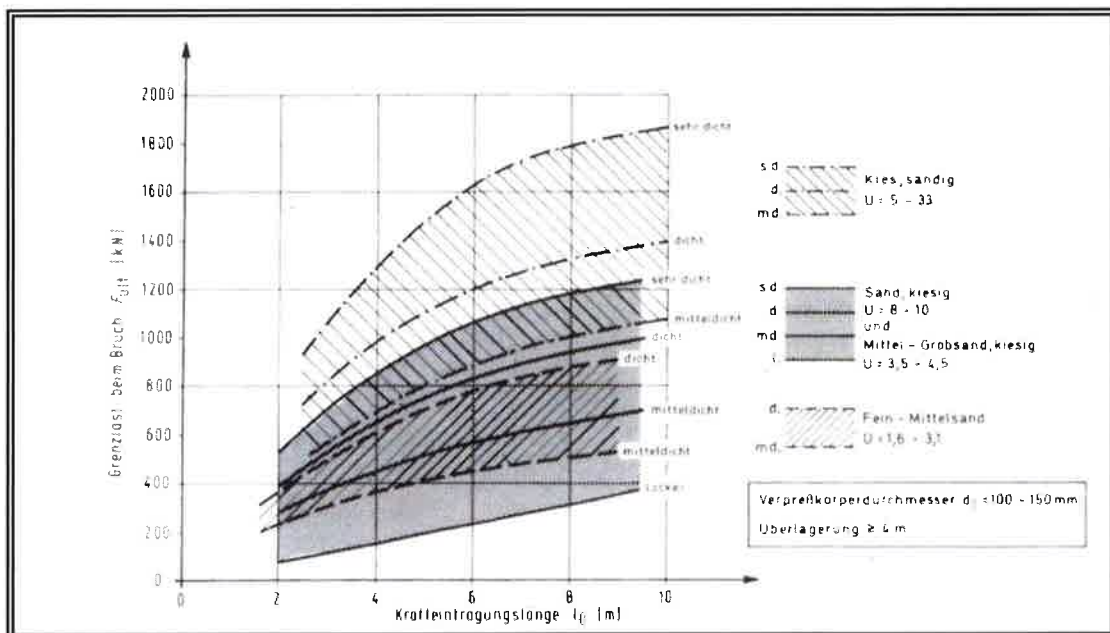


Bild 1 aus /U 17/ Grenzlaster von Ankern in nichtbindigen Böden

Aus nachfolgender Grafik kann in Abhängigkeit der Schlagzahlen der schweren Rammsondierung die Grenzlaster beim Bruch in nichtbindigen Böden ermittelt werden.

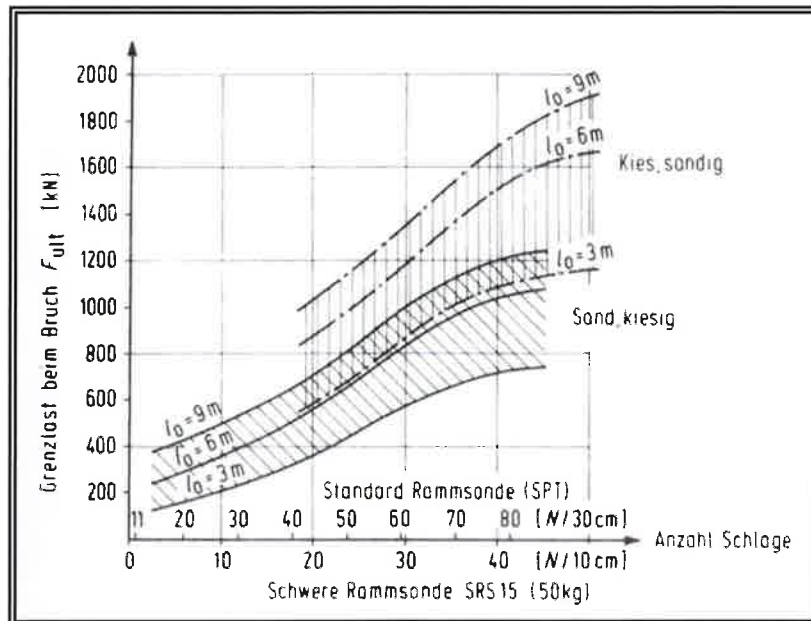


Bild 2 aus /U 17/ Abhängigkeit zwischen der Grenzlast von Anker und dem Eindringwiderstand von Rammsonden in nichtbindigen Böden.

Für die erkundeten Terrassensande können folgende Grenzlasten in Ansatz gebracht werden:

- $l_0 = 3 \text{ m} \rightarrow$ Grenzlast beim Bruch 200 kN
- $l_0 = 6 \text{ m} \rightarrow$ Grenzlast beim Bruch 320 kN
- $l_0 = 9 \text{ m} \rightarrow$ Grenzlast beim Bruch 600 kN

3.9 Einfluss auf angrenzende Bebauung

Im Einflussbereich des neuen Kreuzungsbauwerkes befindet sich das Streckengleis 3624. Bei Neubau der neuen Brücke unter Betrieb wird empfohlen, insbesondere bei erforderlichen Rammarbeiten, eine kontinuierliche Beobachtung und messtechnische Überwachung der in Betrieb befindlichen Gleisanlagen und Masten vorzunehmen. Ggf. ist eine Langsamfahrstelle als bahnseitige Schutzmaßnahme einzurichten.

3.10 Ausbildung der Hinterfüllung

Mit dem Neubau des Kreuzungsbauwerkes sind die Hinterfüllungen gemäß den Forderungen der Ril 836 auszubilden. Nach Ril 836 sind Bauwerkshinterfüllungen so auszubilden, dass Setzungen am Übergang zwischen Kunstbauwerk und Erdbauwerk infolge

- Konsolidierung des Untergrundes,

- Eigenverformung der Hinterfüllung und
- Verkehrsbelastung minimiert werden.

Danach sollten die Hinterfüllmaterialien gemäß Ril 836, Modul 836.0504, Bild 2 aus wasser-durchlässigen, grobkörnigen, weit- oder intermittierend gestuften Kiessanden (GW, GI, SW, SI nach DIN 18196) mit einem Verdichtungsgrad $D_{pr} \geq 1,0$ bestehen. Um dies zu erreichen, sollen sie im erdfeuchten Zustand in Lagen von $d \leq 0,30$ m eingebaut und verdichtet werden. Die Verdichtung ist im Zuge der Bauausführung kontinuierlich nachzuweisen. Das einzubauende Material ist auf seine Eignung hin im Vorfeld der Baumaßnahme zu prüfen. Eine schematische Darstellung für die Ausführung der Hinterfüllung bei bestehenden Strecken enthält Bild 3.

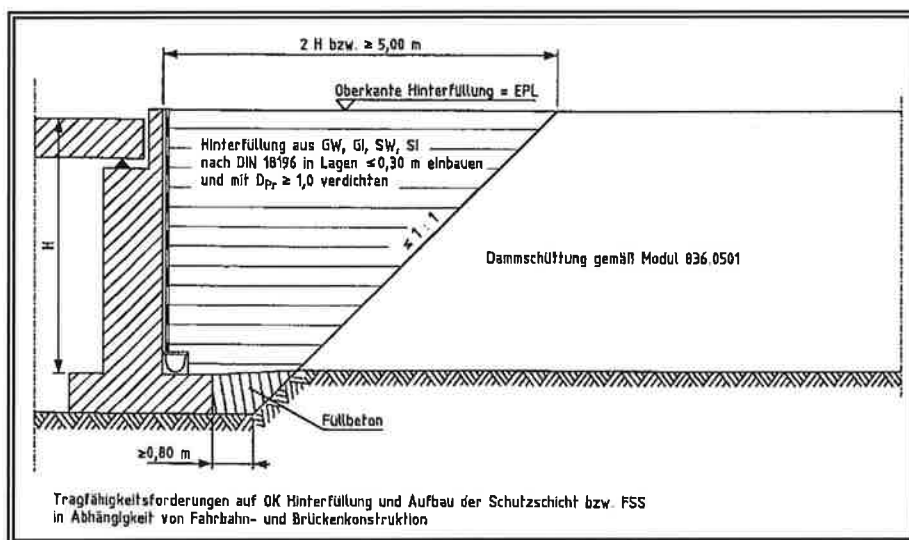


Bild 3: Ausbildung der Hinterfüllung gemäß Ril 836

Die Breite des Hinterfüllbereiches muss auf OK der Hinterfüllung mindestens 5,0 m bzw. $2 \times H$ (Auffüllhöhe) betragen. Der größere Wert ist maßgebend. Zur Entwässerung empfehlen wir eine Sickerschicht mit Entwässerungsrinne anzuordnen und anfallendes Wasser aus dieser abzuleiten.

3.11 Wiederverwendbarkeit der Aushubmassen

Die beim Neubau des Kreuzungsbauwerkes anfallenden Erdmassen stellen sandige, kiesige und tonige Auffüllungen sowie die anstehenden Sande dar. Diese Böden sind nach Ril 836, Modul 836.0504, Bild 2 als Hinterfüllmaterial der Widerlager nicht geeignet. Sie können jedoch



in Bereichen ohne besondere Anforderungen an Durchlässigkeit, Verdichtungsgrad, Frostempfindlichkeit usw. als Auffüllmaterial o.ä. eingesetzt werden.

Fremdbestandteile wie Wurzeln, Bauschutt, Schlacke o.ä. sind vor einer Wiederverwendung der Böden auszusondern. Breiige und weiche Tone sind vor einem Wiedereinbau zu behandeln (Zumischung von Grobkorn, Austrocknung).

Für den Wiedereinbau ist gemäß LAGA 20 bzw. Merkblatt „Entsorgung von Bauabfällen“, Hessen eine Haufwerksuntersuchung erforderlich. Die umweltanalytischen Laborergebnisse werden in einem gesonderten Bericht dargestellt und erläutert.

4 Zusammenfassung / Schlussbemerkungen

Im vorliegenden geotechnischen Bericht sind die Baugrundverhältnisse und deren Bewertung für den Neubau des Kreuzungsbauwerkes Gleisdreieck der Strecke 3624 Frankfurt-Louisa - Frankfurt-Niederrad dargestellt. Die Untersuchungen beziehen sich auf die Ermittlung der Eigenschaften der aufgefüllten und anstehenden Böden zur Beurteilung des Baugrundes hinsichtlich der Gründung des Bauwerkes.

Der Baugrund besteht ab Geländeoberkante bzw. im Dammbereich aus rolligen und punktuell bindigen Auffüllungen in Form von schwach schluffigen bis schluffigen Sanden und Kiesen sowie leichtplastischen Tonen. Darunter folgen in Wechsellage mitteldicht bis dicht gelagerte Sande. Die Beschreibung der Bodenverhältnisse wurde durch bodenphysikalische Laborversuche unteretzt.

Das Grundwasser wurde mit der Bohrung S/B 54 nach Bohrende in einer Tiefe von ca. 5,9 m unter Gelände festgestellt. Wir empfehlen, den Bemessungswasserstand zuzüglich eines Sicherheitszuschlages von 1 m bei ca. 4,9 m unter Gelände anzunehmen.

In Abschnitt 2 wird aus den erkundeten Bodenschichten ein Baugrundmodell gebildet und die zugehörigen Boden- und Berechnungskennwerte angegeben. Ferner werden in diesem Abschnitt Aussagen zur Rammfähigkeit und Versickerungsfähigkeit des Untergrundes gemacht. Angaben zur Gründung des Kreuzungsbauwerkes, Baugrubensicherung, Rückverankerung, Wasserhaltung sowie Wiederverwendbarkeit der Aushubmassen enthält Abschnitt 3.



Ausgehend von den Erkundungsergebnissen ist eine Flach- als auch Tiefgründung des neuen Kreuzungsbauwerkes möglich.

Die punktförmig durchgeführten Bodenuntersuchungen geben einen guten Überblick über die vorhandenen Untergrundverhältnisse, sie schließen jedoch Abweichungen in Teilbereichen nicht aus. Wir empfehlen uns einzuschalten, wenn sich Abweichungen von den Untersuchungsergebnissen ergeben bzw. planungstechnische Änderungen durchgeführt werden, die Einfluss auf die Gründung der Bauwerke haben können.

aufgestellt:

Dipl.-Ing. M. Falkner