



LANDESBETRIEB
M O B I L I T Ä T
W O R M S

UNTERLAGE 20

BODENUNTERSUCHUNGEN

VORENTWURF

B 271

Verlegung zwischen Bad Dürkheim und Herxheim a.B.

von NK 6515 073
Station 11 + 150

bis NK 6415 033
Station 16 + 100

Baulänge B 271
4.950 m
Baulänge Anschlüsse
2.840 m

aufgestellt: Worms, den	

August 2019

IBES Baugrundinstitut GmbH

Ingenieurgesellschaft für Geotechnik und Bauwesen

Fritz-Voigt-Straße 4
67433 Neustadt/Weinstr.
Telefon: 06321 4996-00
Telefax: 06321 4996-29
ibes-gmbh@ibes-gmbh.de
www.ibes-gmbh.de

Straßenbautechnisches Gutachten/ Baugrund- und Gründungsgutachten

- Geotechnik
- Umwelttechnik
- Hydrogeologie
- FEM-Berechnungen
- Beweissicherungen
- Geotechnische Bauüberwachung
- Erdbaulabor
- Erschütterungsmessungen
- Infrastrukturgeotechnik

Privatrechtlich anerkannte Prüfstelle
nach RAP Stra 04, Fachgebiet A3, I3

Projekt: Fortführung der B 271 neu zwischen
Bad Dürkheim und Herxheim am Berg

Auftraggeber: Bundesrepublik Deutschland
(Bundesstraßenverwaltung)

vertreten durch: Land Rheinland-Pfalz/-
Landesbetrieb Mobilität Rheinland-Pfalz

vertreten durch: Leiter des
Landesbetriebes Mobilität Worms
Schönauerstraße 5
67547 Worms
Tel.: 06241 401-724

Auftrag vom: 18.07.2008

Vertrags-Nr.: 50028718-523/08

Aktenzeichen: A.31-02-0378.05

IBES-Projekt-Nr.: 08.257.1

**Ort und Datum
des Gutachtens:** Neustadt/Weinstr., 20.05.2009 wh/sce-gr

Dieses Gutachten umfasst 181 Seiten einschließlich Anlagen.

Hauptsitz: Neustadt/W.
Zweigniederlassung
Schweiz: Basel

Vertretungen:
Duisburg, München,
Stuttgart, Würzburg

Geschäftsführer:
Dipl.-Ing. (FH) Bernhard Rauch
Dipl.-Ing. (FH) Johannes Rauch

Prokuristen:
Dr. rer. nat. Holger Knoke
Dipl.-Ing. Univ. Max Scheuerer

Registergericht:
Ludwigshafen Nr. HRB 41377
Steuernummer: 31/652/0418/2

Inhaltsverzeichnis		Seite
1	Vorgang	- 5 -
2	Unterlagen	- 5 -
3	Baugelände und Baumaßnahme	- 6 -
3.1	Baugelände	- 6 -
3.2	Baumaßnahme	- 6 -
4	Baugrund	- 7 -
4.1	Regionale Geologie	- 7 -
4.2	Baugrundaufschlüsse	- 8 -
4.3	Bodenarten und Schichtenfolgen	- 8 -
4.4	Baugrundfestigkeit	- 10 -
4.5	Hydrogeologische Verhältnisse	- 10 -
4.5.1	Grundwasser	- 10 -
4.5.2	Grundwasserbeschaffenheit	- 11 -
4.5.3	Durchlässigkeiten und Versickerungsfähigkeit	- 11 -
5	Bodenkenngroßen	- 16 -
6	Straßen und Verkehrsflächen	- 18 -
6.1	Allgemeines	- 18 -
6.2	Straßendämme	- 19 -
6.3	Untergrund, Unterbau	- 20 -
6.3.1	Bodenaustausch	- 21 -
6.3.2	Bindemittelverbesserter Boden	- 21 -
6.4	Oberbaukonstruktion	- 22 -
6.4.1	Bauklasse II – B 271 neu	- 23 -
6.4.2	Bauklasse III – Auf-/ Abfahrtsrampen	- 24 -
6.4.3	Bauklasse IV – Kreisstraßen und B 271 (alt)	- 25 -
7	Gründung der Bauwerke	- 26 -
7.1	Beurteilung der Baugrundverhältnisse	- 26 -
7.2	Erdbebenzone	- 27 -
7.3	Grundwasserwanne (Bau-km 12+100)	- 27 -
7.4	Eisenbahnüberführung (Bau-km 12+100)	- 28 -
7.4.1	Allgemeines	- 28 -
7.4.2	Flachgründung	- 28 -
7.4.3	Tiefgründung	- 30 -

8	Bauhilfskonstruktionen	- 31 -
8.1	Verbau / Hilfsbrückengründung	- 31 -
8.1.1	Allgemeines	- 31 -
8.1.2	Gerammte Bohlträger und Spundwände	- 33 -
8.1.3	Bohrpfähle	- 34 -
8.1.4	Rammpfähle	- 34 -
8.2	Rückverankerung (Bereich Bau-km 12+100)	- 35 -
8.2.1	Verpressanker	- 35 -
8.2.2	Verpresspfähle	- 35 -
9	Baugrubensicherung und Wasserhaltung	- 36 -
9.1	Temporäre Baugrubensicherung	- 36 -
9.2	Wasserhaltung	- 38 -
10	Hinweise zur Bauausführung	- 39 -
11	Schlussbemerkung	- 40 -

Anlagenverzeichnis

- | | |
|------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 1 | Auszug aus den topographischen Karten <ul style="list-style-type: none">- Blatt Nr. 6414 Grünstadt West- Blatt Nr. 6415 Grünstadt Ost- Blatt Nr. 6514 Bad Dürkheim West- Blatt Nr. 6515 Bad Dürkheim Ost |
| | Landesamt für Vermessung und Geobasisinformation Rheinland-Pfalz
(M. 1:25.000) |
| 2.1 – 2.6 | Lagepläne mit Erkundungspunkten, M. 1 : 1.000 |
| 3.1 – 3.7 | Fotodokumentation |
| 4.0 | Legende |
| 4.1 – 4.77 | Bohrprofile, Rammdiagramme, M. 1 : 100 |
| 5.1 – 5.9 | Ingenieurgeologische Längsschnitte, M. 1 : 1000 |
| 6.1 – 6.12 | Bestimmung der Korngrößenverteilung |
| 7.1 – 7.25 | Bestimmung der Zustandsgrenzen |
| 8 | Bestimmung des Wassergehaltes |
| 9 | Bestimmung des Glühverlusts |

1 Vorgang

Der Landesbetrieb Mobilität Worms plant die Fortführung der B 271 neu zwischen Bad Dürkheim und Grünstadt. Durch den Neubau soll eine Verlagerung des Verkehrs aus den Gemeinden und Städten heraus auf die neue Umgehungsstraße erreicht werden. Der bereits fertig gestellte Abschnitt der B 271 neu verläuft zwischen Neustadt an der Weinstraße und dem Gewerbegebiet Bruch in Bad Dürkheim.

Der Neubau ist in mehrere Bauabschnitte unterteilt. Das vorliegende Gutachten behandelt den Abschnitt I, vom Gewerbegebiet Bruch ausgehend, nach Norden bis zur B 271 alt südlich von Herxheim am Berg.

Die neue Trasse kreuzt in ihrem Verlauf die Eisenbahnlinie Bad Dürkheim – Grünstadt, die Kreisstraßen K 4 und K 5 und verläuft auf einem rd. 800 m langen Abschnitt auf der bestehenden Trasse der Landesstraße L 455. Auf der gesamten Strecke müssen außerdem mehrere Bäche und Gräben gequert werden.

Die Planung der neuen Trasse wird vom Planungsbüro Kohns aus Neunkirchen erstellt.

Für eine wirtschaftliche, bautechnisch sinnvolle und sichere Planung, Ausschreibung und Bauausführung sind Angaben über die Beschaffenheit und Klassifizierung des Baugrundes im Bereich der geplanten Straßen-trasse und der Eisenbahnüberführung (Grundwasserwanne) erforderlich.

Mit Schreiben vom 15.07.2008 erhielt die IBES Baugrundinstitut GmbH vom Landesbetrieb Mobilität Worms den Auftrag zur Baugrunderkundung und Ausarbeitung eines Straßenbautechnischen Gutachtens mit orientierender abfallrechtlicher Bewertung sowie eines Baugrund- und Gründungsgutachtens für die Grundwasserwanne unter der Eisenbahnlinie.

Im Rahmen der Neubaumaßnahme werden Rückbau- und Erdarbeiten erforderlich, bei denen entsprechendes Material bzw. Aushub vor allem in Form von Schwarzdecke, Schotter und Boden anfällt. Für diese Materialien wurden orientierende chemische Analysen durchgeführt. In einem gesonderten abfalltechnischen Bericht werden unter abfallrechtlichen Gesichtspunkten Angaben zum Belastungsgrad und zur Deklaration für eine ordnungsgemäße Entsorgung gemacht.

2 Unterlagen

Für die Bearbeitung des Gutachtens standen folgende Unterlagen zur Verfügung:

[1] Auszug aus den topographischen Karten

- Blatt Nr. 6414 Grünstadt West
- Blatt Nr. 6415 Grünstadt Ost
- Blatt Nr. 6514 Bad Dürkheim West
- Blatt Nr. 6515 Bad Dürkheim Ost

Landesamt für Vermessung und Geobasisinformation Rheinland-Pfalz (M. 1:25.000)

- [2] Geologische Übersichtskarte der Pfalz, M. 1:200.000, Speyer, 2002
- [3] Bodenkarte von Rheinland-Pfalz, Blatt 6515 Bad Dürkheim-Ost, M. 1:25.000
- [4] Hydrogeologische Kartierung und Grundwasserbewirtschaftung im Rhein-Neckar-Raum, Stand 1999
- [5] Übersichtslageplan 1. Bauabschnitt, Kohns PLAN GmbH, Neunkirchen, M. 1 : 5.000
- [6] Lagepläne UV-07-1K – UV-07-6K, Kohns PLAN GmbH, Neunkirchen, M. 1 : 1.000
- [7] Höhenpläne UV-08-0A – UV-08-0F, UV-08-03, UV-08-04, UV-08-08, RE-Entwurf, Kohns PLAN GmbH, Neunkirchen, M. 1 : 1.000/100
- [8] Übersichtshöhenplan Z-5722/UV04-1.PLT/H01-UEH, Bau-km 11+000,000 – 19+300,000, Kohns PLAN GmbH, Neunkirchen, 17.04.2009, M. 1 : 5.000/500
- [9] Luftbildüberprüfung auf eventuell vorhandene Kampfmittelbelastung, Kampfmittelräumdienst RP, Räumgruppe Worms, per E-Mail am 19.06.2008
- [10] Kabel- und Leitungspläne für Strom, Wasser, Telekom, Kabel, Gas und Ferngas, Entwässerung / Kanal sowie Beregnung, Juni.2008, verschiedene Maßstäbe
- [11] Fortführung der B271, neu zw. Bad Dürkheim und Herxheim a. B., Untersuchung der wasserwirtschaftlichen Auswirkungen der geplanten Maßnahme im Bereich des Dürkheimer Bruchs, Teil A – Teil C, Björnsen Beratende Ingenieure, Koblenz, April 2005

Außer den o. g. Unterlagen wurden auch noch die gültigen Normen, Richtlinien, Vorschriften, Empfehlungen usw. DIN1054 (2005), 4014, 4022, ZTVE-StB 94/97, DS 836, EAB u. v. m.) berücksichtigt.

3 Baugelände und Baumaßnahme

3.1 Baugelände

Vom Gewerbegebiet Bruch ausgehend verläuft die Trasse durch die Senke des „Dürkheimer Bruchs“ und geht im weiteren Verlauf nach Norden, etwa im Kreuzungsbereich mit der Kreisstraße K 5 in die Riedfläche über. Im Bereich des Dürkheimer Bruchs fällt das Gelände leicht nach Osten, zum Rhein hin, ab. Der Geländetiefpunkt wurde im Bereich des Grabens E4 östlich der Bahnlinie Bad Dürkheim – Grünstadt mit 105,42 mNN eingemessen. Von hier an steigt die neue Straßentrasse am Übergang zum Haardtrand an. Im Kreuzungs- bzw. Anschlussbereich der alten zur neuen B 271 liegt die Geländehöhe bereits bei 171,24 mNN.

Die geplante Trasse der B 271 neu verläuft fast ausschließlich durch landwirtschaftlich genutzte Flächen wie Weinfelder oder Wiesen.

3.2 Baumaßnahme

Der bereits fertig gestellte Abschnitt der B 271 neu endet derzeit östlich von Bad Dürkheim im Gewerbegebiet Bruch und mündet dort in die Bruchstraße. Der 1. Bauabschnitt im Zuge der Weiterführung der B 271 neu beginnt hier mit Bau-km 11+150 und endet südlich von Herxheim am Berg bei Bau-km 16,090.

Der Trassenverlauf des Bauabschnitts 1 kann dem Übersichtslageplan in Anlage 1 entnommen werden.

Etwa 350 m hinter dem Baubeginn wird die neue Trasse durch eine Kreisverkehrsanlage an das Gewerbegebiet Bruch angeschlossen. An dieser Stelle ist der Neubau einer Brücke geplant, um die B 271 neu über die Kreisverkehrsanlage zu führen. Wenige hundert Meter weiter, etwa bei Bau-km 12+100, wird die neue Trasse in einem langgezogenen Linksbogen in einer Grundwasserwanne unter der Eisenbahnstrecke Bad Dürkheim – Grünstadt durchgeführt. Im weiteren Verlauf kreuzt die neue Trasse mehrere Gräben, die Kreisstraße K 4 (Bau-km 13+250), einen Wirtschaftsweg (Bau-km 13+975) und die Kreisstraße K 5 (Bau-km 14+825). Die untergeordneten Kreisstraßen bzw. der Wirtschaftsweg werden dabei über die Umgehungsstraße geführt. Der Anschluss der B 271 neu an die Bruchstraße, die K 4 und die K 5 erfolgt über Brems- und Beschleunigungsstreifen für jede Fahrtrichtung mit anschließenden Auf- bzw. Abfahrtsrampen. Etwa zwischen Bau-km 13+700 und 14+500 verläuft die B 271 neu auf der bestehenden Trasse der L 455. Am Ende des 1. Bauabschnitts schließt die B 271 neu an die alte B 271 an. Der Anschluss erfolgt über eine Kombination aus Auf- / Abfahrtsrampen und einer Kreisverkehrsanlage.

Die Trasse verläuft mehr oder weniger in Geländehöhe. Im Bereich der geplanten Grundwasserwanne erfolgt ein Einschnitt in das Gelände. Am Ausbauanfang und –ende und im Kreuzungsbereich mit anderen Straßen sind zur Herstellung der Überführungsbauwerke und Rampen überwiegend Auftragsarbeiten (Dämme) erforderlich.

Aufgrund der geänderten Verkehrsführung, kann der letzte, etwa 850 m Meter lange Abschnitt der L 455 bis zur K 4 rückgebaut und renaturiert werden.

Für die Querung der B 271 neu mit der Bahnlinie wird derzeit eine Straßenunterführung in Form eines Grundwassertrogs favorisiert.

4 Baugrund

4.1 Regionale Geologie

Der Trassenabschnitt der B 271 neu verläuft im Süden naturräumlich im Vorderpfälzer Tiefland. Nördlich des Isenachschwemmkegels erreicht die Trasse die hügelige Vorbergzone des Haardtandes, der den Übergang zum Haardtgebirge darstellt. Das Vorderpfälzer Tiefland ist gekennzeichnet durch die dreiecksförmig ineinander greifenden Schwemmfächer der Rheinzuflüsse einerseits und die nach Osten schmaler werdenden Riedelflächen andererseits.

Geologisch betrachtet liegt das Baugelände am Westrand des Rheingrabens. Dieser ist durch mehrere, tief reichende Störungen in verschiedene Bruchschollen gegliedert, die nach Osten eine zunehmend mächtige, quartäre Überdeckung über dem tertiären Untergrund aufweisen.

Die Grenze von Zwischenscholle und Randscholle fällt im Trassenabschnitt etwa mit der nord-westlichen Begrenzung des Isenachschwemmfächers zusammen. Die quartären, fluviatilen, sandig-kiesigen Terrassenablagerungen des Schwemmfächers werden bis etwa 8 m mächtig. Sie werden stellenweise von bindigen Deckschichten überlagert.

Im Bereich der Randscholle wird der Baugrund flächenhaft von pliozänen Lockersedimenten des Jungtertiärs gebildet. Es handelt sich um die typischen, hellfarbigen, teilweise tonigen Sande („Klebsande“) mit einzelnen Tonzwischenlagen. Darüber können lokal auch die sandig-kiesigen Freinsheimer Schichten vorkommen, die zeitlich den Übergang vom Jungtertiär zum Altquartär repräsentieren.

Holozäne Deckschichten können in geringer Mächtigkeit im Bereich von Bachniederungen und Mulden in Form von Schluffen auftreten. Außerdem sind auf den höher liegenden Riedelflächen örtlich Lössablagerungen vorhanden.

4.2 Baugrundaufschlüsse

Zur Feststellung der Baugrundverhältnisse im Bereich der neuen Trasse wurden insgesamt 66 Kleinbohrungen (BS), mit Aufschlusstiefen von 2 m bis maximal 7 m und 17 schweren Rammsonde (DPH) mit Endtiefen von maximal 7 m durchgeführt.

Im Bereich der geplanten Grundwasserwanne und der Überführungen über die Bahnlinie wurden zusätzlich vier gewerbliche Bohrungen (BK 17, 19, 20 und 22) und vier Rammsondierungen (DPH 16, 18, 21, 23) mit Aufschlusstiefen von maximal 15 m abgeteuft. Für den gesamten Trassenabschnitt wurde vor der Erkundung die Freigabe des Kampfmittelräumdienstes eingeholt.

Das Bohrgutmaterial wurde in den Bohrschappen fotografiert, beprobt und nach geologisch-bodenmechanischen Gesichtspunkten und visuell-manuellen Verfahrensmerkmalen angesprochen. Aus dem Bohrgut wurden insgesamt 318 gestörte Bodenproben entnommen und an repräsentativen Proben diverse bodenmechanische Laborversuche (Anlagen 6 - 9) durchgeführt.

Die Ansatzpunkte der Erkundungsstellen wurden im Vorfeld der Erkundung vom IBES Baugrundinstitut festgelegt. Das Einmessen und Auspflocken der Aufschlusspunkte erfolgte durch einen Vermessungstrupp des LBM Worms. Die Lage und Höhe der Aufschlusspunkte können den Lageplänen der Anlagen 2.1 – 2.6 entnommen werden.

Die Ergebnisse der Felderkundung sind in den Anlagen 4 als Bohrprofile mit Rammdiagrammen-, sowie in den Anlagen 5.1 – 5.9 in ingenieurgeologischen Längsschnitten dargestellt. Die Anlagen 5.1 – 5.6 bilden dabei die Haupttrasse B 271 ab - die Anlagen 5.7 – 5.9 die querenden Straßen K 4, K 5 und B271 (alt).

4.3 Bodenarten und Schichtenfolgen

Die im Untersuchungsgelände angetroffenen Böden können hinsichtlich ihres bodenmechanischen Verhaltens in die folgenden Schichten bzw. Schichtkomplexe zusammengefasst werden:

- 1. Oberboden**
- 2. Auffüllungen**
- 3. Terrassenablagerungen**
- 4. Tertiär**

Oberboden (Mu)

Der Oberboden besteht gemäß bodenmechanischer Ansprache in Abhängigkeit des Standortes aus unterschiedlich sandigen, Schluffen bzw. schluffigen / tonigen Sanden, die jeweils mit Pflanzen- und Wurzelresten durchsetzt sind. Die Mächtigkeit dieser Schicht schwankt zwischen 0,05 m und 0,2 m.

Auffüllungen (A)

Auffüllungen wurden fast ausschließlich im Bereich bestehender Straßen in Form von Straßendämmen oder allgemein dem Straßenoberbau aufgeschlossen.

Es handelt sich hierbei überwiegend um örtliche, umgelagerte Sande mit geringen bindigen Anteilen und teilweise auch mit Bauschuttresten. Im Oberbau der bestehenden Straßen wurde neben dem herkömmlichen Straßenoberbau, bestehend aus der Asphaltdecke und dem Tragschichtmaterial (Sand / Kies), bereichsweise auch eine Packlage aus steinigem Material mit Kantenlängen von bis zu 20 cm aufgeschlossen.

Die Bodenansprache sowie die an repräsentativen Bodenproben durchgeführten Laborversuche zeigen, dass es sich bei den aufgefüllten Böden um (schwach) schluffige Sande und Schotter-Sand-Gemische handelt, die gemäß DIN 18196 in die Bodengruppe SU, SU* bzw. SE und hinsichtlich der Lösbarkeit (DIN 18300) in die Bodenklasse 3 (SU, SE) bzw. 4(SU*) zu stellen sind.

Die ungebundenen Tragschichtmaterialien der bestehenden Straßen entsprechen den Bodengruppen GW, Gl, SW, Sl und sind, in Abhängigkeit des Steinanteils (Packlage) der Bodenklasse 3 - 5 zuzuordnen.

Terrassenablagerungen - Bereich Isenachniederung

Der Baugrund im Bereich der Isenachniederung besteht aus Schwemmfächerablagerungen der Isenach und ihrer Nebenbäche. Es handelt sich um eine Abfolge von Sanden mit unterschiedlichen Anteilen bindiger Beimengungen und stellenweise eingelagerten Schluff- u. Tonhorizonten. Die Sande sind meist fein- bis mittelkörnig und in einzelnen Horizonten auch kiesig ausgebildet. Die Feinanteile bestehen sowohl aus Schluff als auch Ton. Vereinzelt sind organische Reste eingelagert.

Anhand der durchgeführten Laboruntersuchungen wurden die Bodengruppen Sl; SE, GE, SU, ST, SU*, ST* nach DIN 18196 ermittelt.

Die aufgeschlossenen sandigen und schluffigen Böden sind den Bodenklassen 3 und 4 nach DIN 18300 zuzuordnen.

Tertiär - Bereich Randscholle

Die im Bereich der Randscholle anstehenden Sande besitzen insgesamt einen höheren Anteil an bindigen (schluffigen, tonigen) Beimengungen. Gemäß Bodenansprache und unter Berücksichtigung der Ergebnisse der Laboruntersuchungen handelt es sich hierbei um Böden der Bodengruppen SU*, ST*, teilweise auch TL. Bezüglich der Lösbarkeit ist die Bodenklasse 4 (bei breiiger Konsistenz: 2) maßgebend.

Die bereichsweise auftretenden sandig-kiesigen Freinsheimer Schichten gehören zu den Boden-
gruppen SI, GI, SU, GU, GU* und sind nach DIN 18300 den Bodenklassen 3 und 4 zuzuordnen.

Im Bereich der höher gelegenen Riedelflächen stehen Lößablagerungen in Form von feinsandi-
gen Schluffen, örtlich mit tonigen oder kiesigen Beimengungen an. Nach DIN 18196 ist hier die
Bodengruppe TL und nach DIN 18300 die Bodenklasse 4 maßgebend.

Eine detaillierte Bodenansprache, Angaben über die Höhenlage, die Bodengruppen und Boden-
klassen, Konsistenzen und Lagerungsdichten sind den Bohr- und Sondierprofilen (Anlage 4) und
den ingenieurgeologischen Längsschnitten der Anlagen 5.1 – 5.9 zu entnehmen.

4.4 Baugrundfestigkeit

Die Sondierungen mit der schweren Rammsonde zeigen in befestigten Bereichen eine oberflä-
chennahe Verdichtungszone mit verhältnismäßig hohen Schlagzahlen.

Innerhalb des „Dürkheimer Bruchs“ wurden teilweise bis 2,5 m u. GOK Schlagzahlen $n_{10} \leq 4 - 6$
pro 10 cm Eindringtiefe im Grundwasserbereich gemessen, was einer lockeren Lagerungsdichte
entspricht. Es folgen mitteldicht gelagerte Sande, die spätestens ab 6 m u. GOK in eine dichte
Lagerung ($n_{10} \geq 12 - 20$ pro 10 cm Eindringtiefe) übergehen.

Die Konsistenz der Schluff- / Tonhorizonte im Bereich der Isenachniederung liegt innerhalb einer
Spanne zwischen weich und halbfest (ausnahmsweise auch breiig), wobei eher oberflächennah
die schlechteren Konsistenzen vorherrschen.

Die Konsistenz der tertiären Schluffe im Bereich der Randscholle liegt zwischen steif und halb-
fest.

4.5 Hydrogeologische Verhältnisse

4.5.1 Grundwasser

Die Hydrogeologischen Verhältnisse sind in den Hydrogeologischen Erläuterungsberichten der
Björnsen Beratenden Ingenieure [8] – [10] für den Bereich Bruchniederung beschrieben. Der
höchste Wasserstand im Dürkheimer Bruch ist mit $HQ_{100} = 106,2$ mNN angegeben.

Zum Zeitpunkt der Erkundung wurde der höchste Wasserstand innerhalb des Dürkheimer Bruchs
im Bereich von BS 1 bei 106,56 mNN eingespiegelt. Hierbei handelt es sich vermutlich nur um
Schichtenwasser. Direkt im Bereich der geplanten Grundwasserwanne wurden Grundwasser-
stände bis maximal 104,85 mNN gemessen.

Nördlich der Kreisstraße K 5 wurde nur noch in einer Bohrung (BS 46) Grund- bzw. Schichten-
wasser in einer für die Straßenbaumaßnahme nicht mehr relevanten Tiefe von 4,1 m aufge-
schlossen.

Sämtliche gemessenen Grund-/ Schichtenwasserstände können den Bohrprofilen der Anlage 4
entnommen werden.

4.5.2 Grundwasserbeschaffenheit

Zur Feststellung/Untersuchung des Grundwassers auf Betonaggressivität muss eine Grundwasseranalyse gemäß DIN 4030 erfolgen. Diese Analyse steht noch aus. Bei Bedarf werden die Beprobung und die laborchemische Analyse umgehend durchgeführt. Die Ergebnisse werden dann dem Baugrund- und Gründungsgutachten nachgereicht.

4.5.3 Durchlässigkeiten und Versickerungsfähigkeit

Die im Baugelände anstehenden Bodenarten bzw. Baugrundverhältnisse sind in den vorhergehenden Abschnitten eingehend beschrieben und in der Anlage 4 und Anlage 5 als Schichtenprofile dargestellt. Die Durchlässigkeitsbeiwerte für die im Baugelände aufgeschlossenen Böden wurden mit Hilfe von Näherungsformeln bzw. von Erfahrungswerten abgeschätzt.

Es ist zu beachten, dass die tatsächlichen Durchlässigkeitsbeiwerte von den abgeschätzten mehr oder weniger stark abweichen können. Böden können für bautechnische Zwecke nach der DIN 18130 anhand ihrer Durchlässigkeitsbeiwerte in fünf Durchlässigkeitsbereiche eingeteilt werden. In der nachfolgenden Tabelle 1 erfolgt eine Bewertung der Durchlässigkeiten der im Baugelände aufgeschlossenen Böden nach DIN 18130.

Für eine evtl. Wasserhaltung bzw. Grundwasserabsenkung ist die Kenntnis der Wasserdurchlässigkeiten/Wasserdurchlässigkeitsbeiwerte erforderlich, welche den Tabellen 1 und 2 entnommen werden können.

Die Umsetzung einer ökologischen Regenwasserbewirtschaftung in Form von Flächenversickerung, Muldenversickerung, etc. setzt die Versickerungseignung (ausgedrückt als Durchlässigkeitsbeiwert k_f [m/s]) der im Plangebiet anstehenden Böden und einen ausreichenden Abstand von der Grundwasseroberfläche, den sog. Grundwasserflurabstand, voraus. Angaben zur Hydrogeologie sind dem Kapitel 4.5 des Geotechnischen Berichts zu entnehmen.

Oberflächenwasser aus bebauten Gebieten sollte, soweit möglich, zur Versickerung gebracht werden oder durch geeignete Maßnahmen nur in geringem Maße anfallen.

Dadurch wird die aus der Bebauung resultierende Abflussverschärfung im Vorfluter gemildert, die Grundwasserneubildung verbessert und die Kläranlage im Betrieb bei Niederschlägen hydraulisch entlastet. Zusätzlich werden die im Oberflächenwasser enthaltenen, rückhaltbaren Inhaltsstoffe bei der Bodenpassage abgefiltert.

Generell ist zwischen einer Versickerung des auf Dächern anfallenden Niederschlagswassers und auf versiegelte Flächen anfallendes Niederschlagswasser zu unterscheiden. Während die Versickerung von Dachwasser i.d.R. wasserwirtschaftlich unbedenklich ist, können anthropogene Einwirkungen eine Versickerung von Niederschlagswasser, das beispielsweise im Straßenbereich gefasst wird, bedenklich erscheinen lassen (Öl, Benzin, Reifenabrieb). In solchen Fällen können nach dem Wasserhaushaltsgesetz bzw. den Landeswassergesetzen Benutzungsbedingungen, Auflagen oder sonstige rechtliche Einschränkungen notwendig werden.

Als hydrogeologische Voraussetzung für die Wiederversickerung von Niederschlagswasser gilt das Vorhandensein eines hinreichend durchlässigen und speicherungsfähigen Aquifers von nicht nur lokaler Ausdehnung.

Generell kommen für Versickerungsanlagen Lockergesteine in Frage, deren k_f -Werte im Bereich von $1 \cdot 10^{-3}$ bis $1 \cdot 10^{-6}$ m/s liegen (gemäß ATV-DVWK-A 138, Ausgabe 2002). Für die Muldenversickerung wird ein unterer Richtwert von $5 \cdot 10^{-6}$ m/s (18 mm/h) genannt.

Durch die Angabe eines unteren Richtwertes wird gewährleistet, dass die sich rechnerisch ergebenden Einstauzeiten auf ca. 1 Tag begrenzt werden, um anaerobe Verhältnisse in der ungesättigten Bodenzone zu vermeiden und eine zügige Reaktivierung des Speichervolumens für mögliche Folgeereignisse sicherzustellen. Die Mächtigkeit des Sickerraums sollte grundsätzlich mindestens 1 m betragen.

Bei der Flächenversickerung mittels durchlässig befestigter Oberfläche sollte die mittlere Durchlässigkeit der Oberfläche einen k_f -Wert von mindestens $2 \cdot 10^{-5}$ m/s entsprechen. Zwischen der Sohle des Versickerungsbauwerks und dem höchsten zu erwartenden Grundwasserstand sollte ein minimaler Abstand von 1,5 m eingehalten werden.

Das Versickern von Niederschlagswasser mit besonderen baulichen Anlagen oder Einrichtungen gilt als Einleitung in ein Gewässer und bedarf der wasserrechtlichen Erlaubnis. Weitere Beschränkungen gelten für die Durchführung von Wiederversickerungsmaßnahmen in Wasserschutzgebieten.

Für bautechnische Zwecke können Böden nach der DIN 18130 anhand ihrer Durchlässigkeitsbeiwerte in fünf Durchlässigkeitsbereiche eingeteilt werden. In der nachfolgenden Tabelle 1 sind die Durchlässigkeitsbereiche in Abhängigkeit vom Durchlässigkeitsbeiwert angegeben.

Tabelle 1: Durchlässigkeitsbereiche in Abhängigkeit vom Durchlässigkeitsbeiwert nach DIN 18130

k_f [m/s]	Bereich
$< 1 \times 10^{-8}$	sehr schwach durchlässig
1×10^{-8} bis 1×10^{-6}	schwach durchlässig
1×10^{-6} bis 1×10^{-4}	durchlässig
1×10^{-4} bis 1×10^{-2}	stark durchlässig
$> 1 \times 10^{-2}$	sehr stark durchlässig

Die im untersuchten Gelände anstehenden Bodenarten bzw. Baugrundverhältnisse sind im Kap. 4.3 beschrieben.

Für eine Versickerung kommen grundsätzlich Lockergesteine, im vorliegenden Fall feinkornarme Sande und Kiese in Frage. Nach Literaturangaben können die Durchlässigkeitsbeiwerte wie in Tabelle 2 aufgeführt, abgeschätzt werden.

Tabelle 2: Darstellung und Bewertung der Wasserdurchlässigkeit des anstehenden Bodens

Bodengruppe	Durchlässigkeitsbeiwert k_f [m/s]	Bewertung
SE, SI, GW, GI	1×10^{-5} bis 1×10^{-3}	durchlässig bis stark durchlässig
GU, SU	1×10^{-6} bis 1×10^{-4}	durchlässig
SU*, ST*, UL, TL, TM, TA	$< 1 \times 10^{-7}$	schwach bis sehr schwach durchlässig

Die Dimensionierung der Anlage zur Wasserhaltung sollte mit den oberen und unteren Grenzwerten für die verschiedenen Böden der Tabelle 2 erfolgen.

Der aufgeführte Bereich der Durchlässigkeitsbeiwerte lässt sich durch Auswertung der Kornverteilungskurven präzisieren. Die Körnungslinien sind dem geotechnischen Bericht als Anlage 6.1 – 6.12 beigelegt.

Die in Tabelle 3 aufgeführten Durchlässigkeitsbeiwerte sind nach BEYER, HAZEN oder MALLET/PAQUANT ermittelt.

Tabelle 3: Wasserdurchlässigkeiten

Aufschlusspkt.	Tiefe u. GOK	Bodenart	k_f -Wert aus Korngrößenverteilung	k_f -Wert korrigiert (bei Versickerung lt. ATV)
BS 1	0,8 – 2,2	S,g,t,u'	$5 \cdot 10^{-8} *$	$1 \cdot 10^{-8}$
BS 2	0,0 – 1,2	S,u,t',g'	$7 \cdot 10^{-8} *$	$1,4 \cdot 10^{-8}$
BS 3	0,0 – 1,0	S,g*,u'	$2 \cdot 10^{-5}$	$4 \cdot 10^{-6}$
BS 3	1,0 – 3,0	S,u	$1 \cdot 10^{-5}$	$2 \cdot 10^{-5}$
BS 8	0,3 – 0,7	S,u',g'	$1 \cdot 10^{-5}$	$2 \cdot 10^{-6}$
BS 9	0,38 – 1,35	S,u',g'	$2 \cdot 10^{-5}$	$4 \cdot 10^{-6}$
BS 10	0,0 – 1,25	S,u,g'	$8 \cdot 10^{-6}$	$1,6 \cdot 10^{-6}$
BS 11	0,0 – 0,5	S,u,g,t'	$1 \cdot 10^{-7} *$	$2 \cdot 10^{-8}$
BS 12	0,0 – 0,9	S,u,t'	$8 \cdot 10^{-8} *$	$1,6 \cdot 10^{-8}$
BS 13	0,0 – 1,0	S,g,t',u'	$1 \cdot 10^{-7}$	$2 \cdot 10^{-8}$
BS 13	1,0 – 3,0	S,u,g'	$8 \cdot 10^{-7}$	$1,6 \cdot 10^{-7}$
BS 14	0,5 – 1,0	S,u',t'	$5 \cdot 10^{-8}$	$1 \cdot 10^{-8}$
BS 15	1,0 – 3,0	S,u',g'	$1 \cdot 10^{-6}$	$2 \cdot 10^{-7}$
BK 17	3,8 – 4,25	S,g*	$1 \cdot 10^{-4}$	$2 \cdot 10^{-5}$
BK 17	4,25 – 6,5	S,u	-	-
BK 19	4,95 – 6,0	S,u'	$8 \cdot 10^{-5}$	$1,6 \cdot 10^{-5}$
BK 19	6,0 – 8,6	S,u'	$5 \cdot 10^{-5}$	$1 \cdot 10^{-5}$
BK 19	8,6 – 10,0	S,u'	$3 \cdot 10^{-5}$	$6 \cdot 10^{-6}$
BK 20	4,8 – 5,5	S,t,u'	$1 \cdot 10^{-8}$	$2 \cdot 10^{-9}$
BK 20	6,6 – 7,7	S,u'	$6 \cdot 10^{-5}$	$1,2 \cdot 10^{-5}$
BK 20	8,25 – 8,6	S,u	$5 \cdot 10^{-7}$	$1 \cdot 10^{-7}$
BK 20	8,6 – 9,15	S,g	$1 \cdot 10^{-4}$	$2 \cdot 10^{-5}$
BK 22	2,5 – 3,55	S,g,u'	$4 \cdot 10^{-5}$	$8 \cdot 10^{-6}$
BK 22	3,55 – 4,8	S,t,u'	$2 \cdot 10^{-9}$	$4 \cdot 10^{-10}$
BK 22	5,2 – 7,0	S,u'	$1 \cdot 10^{-5}$	$2 \cdot 10^{-5}$
BK 22	8,4 – 10,35	S,u	$5 \cdot 10^{-7}$	$1 \cdot 10^{-7}$
BS 24	1,5 – 3,0	S,u	-	-
BS 25	0,0 – 0,8	S,t',u'	$1 \cdot 10^{-7}$	$2 \cdot 10^{-8}$

BS 26	0,0 – 0,5	S,t,u'	$3 \cdot 10^{-9}$	$6 \cdot 10^{-10}$
BS 30	0,0 – 1,0	S,t,u'	$3 \cdot 10^{-9} *$	$6 \cdot 10^{-10}$
BS 38	0,75 – 1,2	S,u,t',g'	$2 \cdot 10^{-8} *$	$4 \cdot 10^{-9}$
BS 43	1,0 – 1,8	S,g*,u',t'	$1 \cdot 10^{-7} *$	$2 \cdot 10^{-8}$
BS 44	0,0 – 0,75	S,u,t'	$5 \cdot 10^{-8} *$	$1 \cdot 10^{-8}$
BS 45a	0,0 – 2,0	S,u,g	-	-
BS 45a	2,0 – 3,4	S,u'	$1 \cdot 10^{-5}$	$2 \cdot 10^{-6}$
BS 45b	0,0 – 0,9	S,t,u	$1 \cdot 10^{-8}$	$2 \cdot 10^{-9}$
BS 46	0,0 – 1,1	S,g,u'	$2 \cdot 10^{-5}$	$4 \cdot 10^{-6}$
BS 47	0,55 – 0,63	S,t,u',g'	$1 \cdot 10^{-8}$	$2 \cdot 10^{-9}$
BS 48	0,2 – 0,5	G,S,u'	$1 \cdot 10^{-4}$	$2 \cdot 10^{-5}$
BS 52	0,25 – 1,8	S,u,t',g'	$2 \cdot 10^{-8} *$	$4 \cdot 10^{-9}$
BS 53	0,7 – 1,3	G,S,u'	$1 \cdot 10^{-4}$	$2 \cdot 10^{-5}$
BS 54	0,16 – 0,45	S,g*,u'	$8 \cdot 10^{-6}$	$1,6 \cdot 10^{-6}$
BS 55	0,55 – 0,70	S,g*,u	$8 \cdot 10^{-6}$	$1,6 \cdot 10^{-6}$
BS 56A	0,0 – 1,35	S,u*,t'	$1 \cdot 10^{-9}$	$2 \cdot 10^{-10}$
BS 56	0,3 – 0,95	G,s*,u	$5 \cdot 10^{-7} *$	$1 \cdot 10^{-7}$
BS 57	0,5 – 1,0	G,s*,u',t'	$6 \cdot 10^{-7} *$	$1,2 \cdot 10^{-7}$
BS 59	0,16 – 0,55	S,G,u'	$8 \cdot 10^{-5}$	$1,6 \cdot 10^{-5}$
BS 61	1,0 – 2,5	S,u*,t	$1 \cdot 10^{-9}$	$2 \cdot 10^{-10}$
BS 64	0,8 – 2,4	S,u,t'	$1 \cdot 10^{-8}$	$2 \cdot 10^{-9}$
BS 66	0,18 – 1,3	S,g,u'	$1 \cdot 10^{-5}$	$2 \cdot 10^{-6}$
BS 70	0,86 – 2,0	S,t,u'	$1 \cdot 10^{-8}$	$2 \cdot 10^{-9}$
BS 73	0,0 – 0,7	S,u*	-	-
BS 77	0,0 – 1,0	U,t,s'	$1 \cdot 10^{-9}$	$2 \cdot 10^{-10}$
BS 79	0,4 – 2,0	S,G,u'	$1 \cdot 10^{-5}$	$2 \cdot 10^{-6}$
BS 80	0,0 – 1,3	U,s,t',g'	$5 \cdot 10^{-9}$	$1 \cdot 10^{-9}$
BS 82	1,6 – 1,9	S,t',u'	$3 \cdot 10^{-8} *$	$6 \cdot 10^{-9}$
BS 83	0,55 – 1,45	G,s,u	$5 \cdot 10^{-8}$	$1 \cdot 10^{-8}$
BS 86	0,55 – 1,64	G,s*,u',t'	$1 \cdot 10^{-8} *$	$2 \cdot 10^{-9}$

*) Gültigkeitsregeln nach Beyer / Hazen nicht berücksichtigt

Da unterschiedliche Bestimmungsmethoden für den Durchlässigkeitsbeiwert (Abschätzung nach Bodenansprache, Sieblinienauswertung, Permeameterversuch, Feldmethoden) nicht zu direkt vergleichbaren Angaben führen, sind diese methodenspezifischen k_f -Werte nach ATV A 138 mit empirisch ermittelten Korrekturfaktoren zu beaufschlagen. Der Bemessungs- k_f -Wert für die Anlagenbemessung wird durch Multiplikation des labortechnisch ermittelten Durchlässigkeitsbeiwertes (Korngrößenverteilung) mit dem Faktor 0,2 ermittelt.

Grundsätzlich ist bei allen Sickeranlagen zu beachten, dass sie für ein bestimmtes Regenereignis ausgelegt sind, das durch ein stärkeres übertroffen werden kann. Insofern sind die Auswirkungen der Überlastung der Sickeranlage abzuschätzen und eventuell Notüberläufe vorzusehen. Die Funktionsfähigkeit der Sickeranlage ist durch eine regelmäßige Kontrolle, Instandhaltung und Wartung der Anlage zu gewährleisten.

Versickerungsmulden sollten so bemessen werden, dass sie nur kurzzeitig unter Einstau stehen. Sohlebenen und Sohllinien der Mulde sollten horizontal liegend hergestellt werden, um eine möglichst gleichmäßige Verteilung des zu versickernden Wassers zu erreichen. Gegebenenfalls können Sickerschlitz die Versickerungsfähigkeit erhöhen.

Gemäß ATV-Arbeitsblatt A 138 sollte der Abstand von Bauwerken ohne wasserdruckhaltende Abdichtung von Versickerungsanlagen mindestens das 1,5-fache der Baugrubentiefe – gemessen vom Baugrubenfußpunkt - betragen. Der Abstand zu Grundstücksgrenzen ist so zu wählen, dass eine Beeinträchtigung des Nachbargrundstücks auszuschließen ist.

Wegen der grundsätzlichen Bedeutung der Wasserdurchlässigkeit des Untergrundes ist der Aufrechterhaltung der Versickerungsfähigkeit höchste Beachtung zu schenken. Die Flächen für Versickerungsanlagen müssen vor allem in der Bauphase konsequent vor Verdichtung, Verschlammung usw. geschützt werden. Ansonsten ist mit einer drastischen Verschlechterung der Sickerfähigkeit zu rechnen, die kaum oder nur mit sehr großem Aufwand wiederhergestellt werden kann.

Bei der Herstellung von Versickerungsmulden muss eine Verdichtung der Sohle auf jeden Fall vermieden werden.

Für Mulden-, Rigolen- und Rohr-Rigolenversickerungsanlagen ist die Genehmigung der Anlage durch die Untere Wasserbehörde einzuholen.

Der Abstand zum mittleren höchsten Grundwasserstand (MHGW) ist bei der Planung einer Versickeranlage zu beachten. Des Weiteren wird darauf hingewiesen, dass Versickeranlagen die Zustimmung der zuständigen Behörde erfordern.

Bei der Planung von Versickerungsanlagen sind des Weiteren die umwelttechnischen Belange zu berücksichtigen. Ein Versickern von Oberflächenwasser in Bereichen mit chemisch belasteten Böden ist nicht möglich (s. Abschnitt 10). Um eine Grundwassergefährdung auszuschließen, sind chemisch belastete Böden entweder zu entfernen (zu entsorgen) oder einzukapseln.

5 Bodenkenngrößen

Die anstehenden Bodenarten bzw. Baugrundverhältnisse sind im Abschnitt 4.3 beschrieben und in den Anlagen 4 in Form von Bohrprofilen dargestellt. Für die mögliche Tiefenlage bzw. Einfluss-tiefe der Baumaßnahmen können für die angetroffenen Bodenarten die in der nachfolgenden Ta-belle 1 zusammengestellten Bodenkenngrößen angesetzt werden.

Diese Werte bilden die Grundlage für die erdstatischen Berechnungen oder Nachweise und wur-den anhand der Bodenansprache, Laborergebnisse und aufgrund unserer Erfahrungen mit ähnli-chen Bodenverhältnissen und Bodenarten derselben geologischen Formation festgelegt. Die hier-für herangezogenen Laborergebnisse sind in den Anlagen 6 - 9 zu finden.

Die erdstatischen Nachweise sind grundsätzlich mit den charakteristischen Werten der Tabelle 4 zu führen. Zu beachten ist eventuell die Zuordnung der Tabellenwerte zu bestimmten Lagerungs-dichten bzw. Konsistenzen (bindige Böden).

Tabelle 4: Charakteristische Zahlenwerte ausgewählter geotechnischer Kenngrößen

Schicht-komplex	Bodenart	Bodengruppe nach DIN 18196	Konsistenz/ Lagerungs-dichte	Wichte, erdfeucht $\gamma (\gamma')$ [kN/m ³]	Reibungs-winkel φ_k [°]	Kohäsion c_k [kN/m ²]	Steife-modul $E_{s,k}$ [MN/m ²]
Auffüllungen	Sand, un- tersch. kie- sig, (schwach schluffig)	[SE, SI, SU]	locker mitteldicht dicht	18 (9) 19 (10) 20 (11)	30,0 32,5 35,0	0	20 50 80
	Sand, (stark) kiesig, schluf- fig	[SU*]	locker (weich) mitteld. (steif)	19 (9) 20 (10)	30,0	0 5	10 20
	Kies, sandig, (schwach schluffig)	[GW, GI, GU]	mitteldicht	21 (12)	35,0	0	80
Terrassen- ablagerungen und Tertiär	Schluff, stark sandig	UL	halbfest	20 (10)	30,0	10	15
	Schluff, san- dig, tonig / Ton, sdg, (z. T. organisch)	TL, TM	weich steif halbfest	19 (9) 20 (10) 21 (11)	(27,5 –) 25,0	0 15 25	3 5 10
	Ton, schw. schluffig, schw. sdg., (organisch)	TA	weich...steif	18 (8)	20,0	20	4
	Sand, (un- tersch.) kie- sig, (schw.) schluffig	SE, SU	locker mitteldicht dicht	18 (9) 19 (10) 20 (11)	30,0 32,5 35,0	0	20 50 80
	Sand z. T. kiesig, (stark) schluffig / tonig	SU*, ST*	locker (weich) mitteld. (steif) dicht (halbf.)	19 (9) 20 (10) 21 (11)	30,0	0 5 10	10 20 30
	Kies, schwach sandig	GE, GI	mitteldicht	19 (11)	37,5	0	100

Die im Abschnitt 4.3 beschriebenen Schichtkomplexe lassen sich hinsichtlich ihrer Bodengruppe, Bodenklasse, Frostempfindlichkeit und Verdichtbarkeit gemäß Tabelle 5 klassifizieren.

Tabelle 5: Geotechnische Klassifizierungen des Baugrunds

Schichtkomplex	Bodengruppe nach DIN 18196	Bodenklasse n. DIN 18300	Bodenklasse n- DIN 18301	Frostempfindlichkeitsklasse n. ZTVE-StB 94	Verdichtbarkeitsklasse n. ZTVA-StB 97
Auffüllungen	[SE, SI, GW, GI]	3	BN1	F1	V1
	[SU, GU]	3	BN1	F1-F2	V1
	[SU*]	4, 2*	BN2	F3	V2
Terrassenablagerungen und Tertiär	SE, GE, GI	3	BN1	F1	V1
	SU	3	BN1	F1-F2	V1
	SU*	4, 2	BN2, BB1	F3	V2
	UL, TL, TM	4, 2*	BB2 – BB3, BB1	F3	V3
	TA	5	BB2	F2	-

¹⁾Fein- und gemischtkörnige Böden verändern ihre Konsistenz teilweise bei geringer Veränderung des Wassergehaltes. Wasserentzug lässt sie rasch austrocknen und schrumpfen, Wasserzufuhr in die Bodenklasse 2 übergehen.

Für Hinterfüllungen, Arbeitsraumverfüllungen, Geländeauffüllungen, Bodenaustausch o. ä. ist ein geeignetes Bodenmaterial zu verwenden. Ein evtl. einzubauender Ersatzboden hat die Kriterien der Tabelle 6 zu erfüllen. Recyclingmaterial kann, wenn es den Anforderungen entspricht und chemisch unbedenklich ist, verwendet werden.

Tabelle 6: Spezifische Anforderungen an Ersatzboden

Bodengruppe nach DIN 18196:	Nicht bindige bis schw. bindige, grob- und gemischtkörnige Böden GW, GI, GE, SW, SI, SE, GU, SU
Schlammkornanteil ($d \leq 0.063$ mm):	≤ 10 (15) M. %
Ungleichförmigkeitszahl U	$U \geq 3$ für $D_{Pr} \geq 98$ % bzw. $U \geq 7$ für $D_{Pr} \geq 100$ %
Steinanteil ($d \geq 63$ mm):	≤ 10 M. %
Größtkorndurchmesser d_{max}	≤ 100 mm, in Abhängigkeit von der Schichtdicke
Glühverlust V_{GI}	≤ 3 M. %
Proctordichte ρ_{Pr}	≥ 1800 kg/m ³
Einbau und Verdichtung	lagenweise
Schütthöhe:	je nach Verdichtungsgerät 20 - 40 cm
Wichte erdfeucht γ	18 – 21 kN/m ³
Scherwinkel ϕ'_k	$\geq 35^\circ$
Kohäsion c'_k	0 kN/m ²

Die Verdichtungsanforderung liegt bei 97 % (98 %) der Proctordichte. Im Bereich vom Planum bis 0,5 m darunter sind $D_{Pr} \geq 100 \%$ zu erreichen. Für Hinterfüllungen und unter Gründungssohlen wird generell $D_{Pr} \geq 100 \%$ gefordert.

Die Auffüllung und die Schluffe und bindigen Kiese (GU*) erfüllen die o. g. Anforderungen nicht und sind ohne Aufbereitung / Verbesserungsmaßnahmen als Ersatzboden nicht geeignet. Die anstehenden Kiese mit geringem Feinkornanteil erfüllen die o. g. Anforderungen und sind somit als Ersatzboden bzw. als Hinterfüllmaterial geeignet.

6 Straßen und Verkehrsflächen

6.1 Allgemeines

Gründungen von Straßen und Wegen sind nur dann möglich, wenn ausreichend tragfähiger Boden ansteht bzw. gestörter Boden so verdichtet werden kann, dass er den Anforderungen der „Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen“ RStO 01 entspricht.

Gründungen von Straßen und Wegen auf bindigem und daher nur bedingt tragfähigem Boden sind nur dann möglich, wenn während der Bauausführung gewisse Maßnahmen ergriffen werden, da beim Eintritt von Tagwasser die Gefahr einer ungünstigen Konsistenzänderung gegeben und dadurch die Standsicherheit nur bedingt gewährleistet ist.

Auftretende Setzungen dürfen nur Größenordnungen aufweisen, die die Funktionsfähigkeit der Straße nicht gefährden und die keine Risse und unzulässigen Verformungen in der Befestigung verursachen. Die Frostsicherheit des Oberbaus hinsichtlich ZTVE-StB 94/97 und RStO 01 ist zu gewährleisten.

Die Straßen und Wege müssen so bemessen und bautechnisch ausgebildet werden, dass sie langfristig den erforderlichen Verkehrsbelastungen standhalten.

Die Gründungstiefe der Straßen, kann den ingenieurgeologischen Längsschnitten der Anlagen 5.1 – 5.9 entnommen werden. Ab einer Dammhöhe von 2 m kann eine Mindermächtigkeit des erforderlichen frostsicheren Gesamtaufbaus von 10 cm berücksichtigt werden.

In den nachfolgenden Kapiteln werden Angaben zur Tragfähigkeit des Planums, zur Planumsverbesserung und zur Dicke der Gesamtkonstruktion gemacht. Der geplante Oberbau mit den geforderten Tragfähigkeiten ist in den Abbildungen 2 - 4 grafisch dargestellt.

6.2 Straßendämme

Für Dammschüttungen sind grundsätzlich alle beim Aushub anfallenden Böden geeignet, sofern Sie mit den vorgefundenen Wassergehalten auf den erforderlichen Verdichtungsgrad (n. ZTVE) zu bringen sind.

Bei der Verwendung von gemischtkörnigen (SU, SU*, ST*) und feinkörnigen (UL, TL, TM, TA) Böden muss die Witterungsempfindlichkeit besonders berücksichtigt werden. Bei Verwendung dieser sind besondere Vorkehrungen zum Schutz vor ungünstigen Witterungseinflüssen vorzusehen (ausreichendes Quergefälle, unmittelbare Verdichtung, Schüttfläche glatt walzen usw.). Unter Umständen sind diese Böden nur unter Einsatz bodenverbessernder Maßnahmen (z. B. Bodenverbesserung mit Bindemitteln) verwendbar. In Abhängigkeit von Bodenart und Dammbaumaterial können abweichend von der Regelböschungsneigung von 1 : 1,5 unter Umständen auch Böschungsneigungen von bis zu 1 : 1,8 erforderlich werden (vgl. ZTVE-Kommentar, Kap. 6.2).

Erfahrungsgemäß sind feinkörnige Böden, wie teilweise in den Einschnittsbereichen des Baufelds vorgefunden, nur sehr schwer auf den erforderlichen Verdichtungsgrad zu bringen. Von einer Verwendung dieser Böden sollte wegen ihrer Witterungsempfindlichkeit und höheren sowie zeitlich verzögerten Eigensetzungen nach Möglichkeit abgesehen werden.

Böschungen müssen besonders vor ihrer vollständigen Durchwurzelung vor ungünstigen Witterungseinflüssen geschützt werden (ausreichendes Quergefälle, unmittelbare Verdichtung, Schüttfläche glatt walzen, anfallendes Oberflächenwasser fassen und kontrolliert über die Böschungen abführen usw.), um der Erosionsanfälligkeit entgegen zu wirken. Vor der Durchwurzelung weisen die Böschungen speziell bei intensiver Durchfeuchtung keine ausreichenden Standsicherheiten auf. Die Böschungen sind standortgerecht zu bepflanzen.

In jedem Fall muss auf dem Planum ein Verformungsmodul von $E_{v2} \geq 45 \text{ MN/m}^2$ nachgewiesen werden. Dieser Wert ist beim Einbau von bindigen, gemischtkörnigen sowie feinkörnigen Böden auch bei ausreichender Verdichtung auf dem Planum voraussichtlich nicht zu erreichen. Für den obersten Teil der Dammschüttung wird daher der Einbau von Ersatzboden gemäß Tabelle 6 oder von Tragschichtmaterial empfohlen. Eine Bodenverbesserung mit Bindemitteln als Alternative ist möglich, wenn das Schüttmaterial für die obersten Lagen der Dammschüttung insgesamt geeignet und weitgehend frei von Steineinlagerungen ist (z. B. Größtkorn $d \leq 63 \text{ mm}$).

Besonders hingewiesen wird auf die ordnungsgemäße Verdichtung der Böschungsbereiche (z.B. reduzierte Schütthöhe oder Schüttung mit Überprofil).

Grundsätzlich sind bei sämtlichen Erdarbeiten die Richtlinien und Hinweise der ZTVE-StB 94/97 zu beachten. Auf den Kommentar von Floss zur ZTVE wird besonders hingewiesen.

Die Dämme sind nach Möglichkeit schichtweise und nicht abschnittsweise herzustellen, um (zeitliche) Sprünge in der ansonsten gleichmäßigen und stetigen Setzungsmulde zu vermeiden.

Neigungen der Auftragssohle von $> 1 : 5$ sind zu vermeiden, oder es ist zu prüfen, ob die Standsicherheit des Dammes eine stufenförmig ausgebildete Sohle erfordert.

Die maximale Dammschüttungshöhe h beträgt rd. 6 - 7 m im Bereich des Gewerbegebiets Bruch und am Anschluss zur Brücke über die B 271 (alt). Die maximale Bodenpressung aus diesen Belastungen beträgt dann

$$\sigma = 7 \times 20 \text{ kN/m}^2 = 140 \text{ kN/m}^2.$$

Nach internen Setzungsberechnungen werden sich Setzungen im Bereich der Dammaufstandsfläche in Höhe von maximal 4 cm in Bereichen mit den höchsten Schüttmächtigkeiten und/oder in Bereichen mit bindigen Zwischenschichten im Untergrund einstellen.

Die Eigensetzung des Dammes betragen bei guter Verdichtung nach Literaturangaben 0,2 % - 1 % Dammhöhe und sind zu dem vor genannten Wert noch hinzuzurechnen.

Die Setzungen aus den Lasten des Dammbaus werden in Bereichen mit bindigen Zwischenhorizonten im Untergrund erst mehrere Monate nach Aufbringen der Last abgeklungen sein. Die Übergänge vom Damm zu den eher setzungsarm gegründeten Brückenbauwerken sind deswegen entsprechend auszubilden bzw. müssen nach einer gewissen Zeit erneuert werden.

Bei den auffälligen, mit organischen Bestandteilen durchsetzten Sanden wurden Glühverluste zwischen 1,5 % und 4,58 % ermittelt. Hinsichtlich der Wiederverwendbarkeit dieser Böden ist erst ab einem Anteil an Organik von > 5 % eine Veränderung der bodenphysikalischen Eigenschaften (Volumenverlust infolge Verrottung) zu befürchten. Sandige Aushubmassen sind demnach grundsätzlich für die Herstellung neuer Straßendämme geeignet.

6.3 Untergrund, Unterbau

Gemäß den Vorschriften der ZTVE – StB 94, Fassung 97 muss der Untergrund (Erdplanum) Mindestanforderungen bezüglich Verdichtungsgrad (einfache Proctordichte D_{pr}) und Verformungsmodul ($E_{v2} \geq 45 \text{ MN/m}^2$) genügen. Das Erdplanum ist mit Gefälle herzustellen. Auf eine ausreichende Drainage-/Entwässerungsmöglichkeit ist zu achten.

Die neue Trasse schneidet vor allem im Bereich der geplanten Grundwasserwanne zwischen Bau-km 11+850 und Bau-km 12+320 und auf Höhe der Kreisstraße K 5 in den unproblematischen, vorwiegend sandigen Untergrund ein. Um die erforderliche Tragfähigkeit OK Erdplanum (mind. $E_{v2} = 45 \text{ MN/m}^2$) der in Dammlage verlaufenden Straßenabschnitte zu erreichen, wird zumindest für die oberen Schüttlagen die Verwendung eines geeigneten Bodenmaterials gemäß Tabelle 6 des vorliegenden Gutachtens empfohlen.

Bei etwa geländegleichem Verlauf liegt die Trasse abschnittsweise in bindigen Böden. Bei solchen Baugrundverhältnissen ist davon auszugehen, dass die durch den Verkehr verursachten dynamischen Stoßkräfte und Schwingungen den Untergrund beanspruchen und dadurch eine andauernde dynamische Konsolidierung entsteht. Um einen ausreichend tragfähigen Oberbau zu gewährleisten, sind bei solchen Verhältnissen daher geeignete Bodenverbesserungsmaßnahmen durchzuführen.

Nachfolgend werden zwei Möglichkeiten zur Stabilisierung des Planums aufgeführt. Beide Varianten können als geotechnisch gleichwertig betrachtet werden, so dass im Rahmen einer Kostenschätzung die günstigere Variante ausgewählt werden kann.

6.3.1 Bodenaustausch

Die Erhöhung der Tragfähigkeit des Planums kann mit Hilfe eines Bodenaustausches erreicht werden. Dabei sind gering tragfähige Böden gegen verdichtungsfähiges, tragfähiges Ersatzmaterial auszutauschen. Die erforderliche Austauschmächtigkeit hängt von der Qualität des Austauschmaterials und den vorhandenen Tragfähigkeitswerten auf dem Planum ab. Auf den zuvor beschriebenen bindigen Böden (Schluffe und feinkornreiche Sande) kann von erreichbaren Verformungsmoduln von etwa $E_{v2} = 5 - 25 \text{ MN/m}^2$ ausgegangen werden.

In Anlehnung an den Floss-Kommentar zur ZTVE StB 94 ist bei Verwendung eines Frostschutzmaterials (z. B. 0/32) ein Bodenaustausch in einer Mächtigkeit von 15 – 50 cm erforderlich (vgl. nachfolgende Abbildung 1).

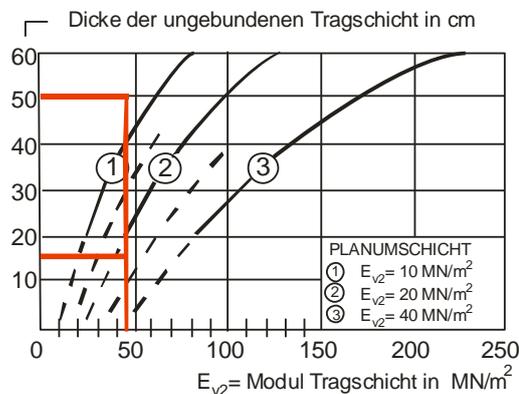


Abbildung 1: Diagramm zur Bestimmung des Bodenaustausches aus Frostschutzmaterial (entnommen aus dem Kommentar zur ZTVE von FLOSS)

Bezüglich der Frostempfindlichkeit liegen überwiegend F2- bzw. F3-Böden vor, was bei der Bemessung der Dicke der Frostschuttschicht zu berücksichtigen ist.

6.3.2 Bindemittelverbesserter Boden

Alternativ zu der vor genannten Variante zur Planumsverbesserung, kann eine Verbesserung der Tragfähigkeit auch durch Einmischen von hydraulischen Bindemitteln (Zemente, Kalke, Kalk-Zement-Gemische) erreicht werden. Sie stellt im Vergleich mit dem Bodenaustausch eine bautechnisch gleichwertige Bauweise dar. Einerseits wird die Einbaubarkeit (Verdichtbarkeit), zum anderen die Tragfähigkeit der anstehenden bindigen Böden verbessert. Außerdem entfallen die Kosten für die Entsorgung von zusätzlichem Aushubmaterial, das Beschaffen von Austauschböden sowie sämtliche Transportkosten. Auf die teilweise vorhandenen Steinanteile innerhalb der zu verbessernden Bodenschicht wird hingewiesen.

Nach RLW 99 ist eine Mindestdicke der Bodenverbesserung von $d \geq 15$ cm gefordert. Nach dem „Merkblatt über Bodenverfestigungen und Bodenverbesserungen mit Bindemitteln“, Ausgabe 2004, wird eine Mindestdicke von $d \geq 20$ cm im verdichteten Zustand empfohlen. Für die Vorkalkulation empfehlen wir, auf der sicheren Seite liegend, von einer Mindeststärke von $d \geq 30$ cm auszugehen. Der Bindemittelbedarf liegt üblicherweise in einem Bereich zwischen 2 und 4 Masse-% des trockenen Bodenmaterials. Die Wahl der Bindemittelart und -menge ist anhand einer Eignungsprüfung für ein einheitliches Bodenmaterial festzulegen. Übersteigt die Dicke der zu verbessernden Schicht die Leistungsfähigkeit des verfügbaren Gerätes, so ist der entsprechende Teil des Bodens gegebenenfalls aufzunehmen und lagenweise wieder einzubauen. Die Anlage von Probefeldern bei Beginn der Erdarbeiten und beim Wechsel der Bodenverhältnisse wird empfohlen.

Die anstehenden Böden sind in der notwendigen Stärke mit Bindemittel zu verbessern und auf 98 % der Proctordichte zu verdichten. Auf OK verbessertem Erdplanum ist ein Verformungsmodul von mindestens $E_{V2} = 45$ MN/m² nachzuweisen. Nach Abschluss der Arbeiten ist das verbesserte Erdplanum in Abhängigkeit der Witterung ca. 3 Tage lang feucht zu halten. Der Einbau der Frostschuttschicht sollte vor Kopf erfolgen.

Die Nähe der Baumaßnahme zur bestehenden Bebauung muss beim Einbringen der hydraulischen Bindemittel in den Untergrund berücksichtigt werden. Die Baugeräte und Arbeitsweisen sind so auszuwählen, dass für die betroffenen Anlieger ein Minimum an Emissionen entsteht.

6.4 Oberbaukonstruktion

Für die Planung von Straßen gelten die Angaben der RStO 01, die in Abhängigkeit von Bauklassen und anstehenden Böden unterschiedliche Angaben zu Straßenaufbauten macht. Maßgebend für die Einteilung ist die durchschnittliche Verkehrsstärke des Schwerverkehrs. Im vorliegenden Fall ist nach Angaben des Planers für die Bemessung des Oberbaus der B 271 neu die Bauklasse II maßgebend. Für Auf-/Abfahrten bzw. Rampen wird die Bauklasse III zugrunde gelegt. Die von der Baumaßnahme betroffenen Abschnitte der bestehenden Kreisstraßen K 4 und K 5 sind der Bauklasse IV zugeordnet.

Die Dicke des frostsicheren Straßenaufbaues ist jeweils so zu wählen, dass eine ausreichende Frostsicherheit und eine ausreichende Tragfähigkeit gewährleistet sind. Maßgebend ist die sich ergebende größere Dicke. Der erforderliche Bodenaustausch zur Gewährleistung der ausreichenden Tragfähigkeit auf dem Planum ist zur Dicke des Oberbaus noch hinzuzurechnen. Lokal zu erwartende besondere Beanspruchungen (z.B. spurfahrender Verkehr, Kurvenbereiche) sind bei der Bemessung zu berücksichtigen.

Der Untergrund in der Ausbaustrecke besteht teilweise aus F3-Böden. Durch den bereichsweise erforderlichen Bodenaustausch mit Frostschutzmaterial oder Ersatzboden gemäß Tabelle 6 stehen in der gesamten Baustrecke im Planum dann Böden der Frostempfindlichkeitsklassen F1/F2 an. Werden die oberen Lage der Dämme aus den zuvor genannten Materialien hergestellt (vgl. hierzu Kap. 6.2), stehen auch hier F1-/F2-Böden an.

Die Straßen werden in Abhängigkeit der Bauklasse (II, III oder IV) nach Tafel 1, Zeile 1 der RStO-01 zugeordnet.

6.4.1 Bauklasse II – B 271 neu

Für einen frostsicheren Oberbau der Bauklasse II beträgt die Mindestdicke des frostsicheren Straßenaufbaus nach Tabelle 6 der RStO 01 bei einem gering bis mittel frostempfindlichen Untergrund (Frostempfindlichkeitsklasse F2) $d = 55 \text{ cm}$.

Ausgehend von einem Verformungsmodul auf dem Planum von mindestens $E_{V2} = 45 \text{ MN/m}^2$, ist auf der Frostschuttschicht ein Verformungsmodul von mindestens $E_{V2} = 120 \text{ MN/m}^2$ gefordert. Bei einer Dicke der Tragschicht von 29 cm ist dieser Wert nur mit gebrochenen Gesteinskörnungen erreichbar. Minderdicken infolge örtlicher Verhältnisse, wie beispielsweise für Verkehrswege in Dammlage vorgesehen, können im vorliegenden Fall aus Tragfähigkeitsgründen nicht angesetzt werden. Mehrdicken müssen zur o. g. Mindestdicke hinzu gerechnet werden (siehe Anlage 5). Ab einer Dicke des frostsicheren Oberbaus von 60 cm können runde Gesteinskörnungen eingesetzt werden.

Unter Berücksichtigung der Erkundungsergebnisse und obiger Ausführungen kann für den Ausbau der Straße exemplarisch der in Abbildung 2 dargestellte Oberbau vorgeschlagen werden.

Straßenbau RSTO BKL II, T.1, Z.1

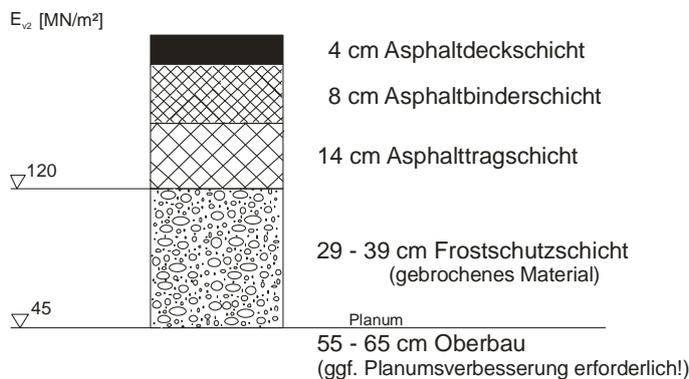


Abbildung 2: Beispiel einer Bauweise mit Asphaltdecke für Bauklasse II gemäß RStO 01

Die Dicke des frostsicheren Oberbaus beträgt 55 – 65 cm. Eine Abgrenzung der unterschiedlich mächtigen Aufbauten kann gemäß den Angaben in den Anlagen 5.1 – 5.6 erfolgen. Mit den beschriebenen Aufbauten dem abschnittsweise erforderlichen Bodenaustausch ist, ausgehend von einer Tragfähigkeit auf dem Planum von $E_{V2} = 45 \text{ MN/m}^2$, der geforderte Verformungsmodul auf der Frostschuttschicht erreichbar. Für dauerhaft wirksame Entwässerungseinrichtungen ist zu sorgen. Hangseitig empfehlen wir, eine Drainage vorzusehen.

Auf dem Erdplanum ist der nach Tabellen 2 und 3 der ZTVE-StB 94/97 geforderte Verdichtungsgrad D_{Pr} von Bodenarten im Untergrund und Unterbau sowie der geforderte Verformungsmodul von $E_{V2} \geq 45 \text{ MN/m}^2$ durch Eigenüberwachungs- bzw. Kontrollprüfungen nachzuweisen. Ebenso sind die Anforderungen der ZTV SoB-StB 04 hinsichtlich Baustoffgemische, Verdichtung und Tragfähigkeit zu erfüllen und nachzuweisen. Die Frostschuttschicht ist so zu verdichten, dass mindestens der Verdichtungsgrad D_{Pr} nach Tabelle 1 der ZTV SoB-StB 04 erreicht wird, im vorliegenden Fall auf $D_{Pr} \geq 103\%$.

6.4.2 Bauklasse III – Auf-/ Abfahrtsrampen

Für einen frostsicheren Oberbau der Bauklasse III beträgt die Minstdicke des frostsicheren Straßenaufbaus nach Tabelle 6 der RStO 01 bei einem gering bis mittel frostempfindlichen Untergrund (Frostempfindlichkeitsklasse F2) $d = 55 \text{ cm}$.

Ausgehend von einem Verformungsmodul auf dem Planum von mindestens $E_{V2} = 45 \text{ MN/m}^2$, ist auf der Frostschutzschicht ein Verformungsmodul von mindestens $E_{V2} = 120 \text{ MN/m}^2$ gefordert. Bei einer Dicke der Tragschicht von 33 cm ist dieser Wert mit rundkörnigen Gesteinskörnungen nur bei örtlicher Bewährung anwendbar. Minderdicken infolge örtlicher Verhältnisse, wie beispielsweise für Verkehrswege in Dammlage vorgesehen, können im vorliegenden Fall aus Tragfähigkeitsgründen nicht angesetzt werden. Mehrdicken (z. B. für Damm $< 2 \text{ m}$) müssen zur o. g. Minstdicke hinzu gerechnet werden (siehe Anlage 5).

Unter Berücksichtigung der Erkundungsergebnisse und obiger Ausführungen kann für den Ausbau der Straße exemplarisch der in Abbildung 3 dargestellte Oberbau vorgeschlagen werden.

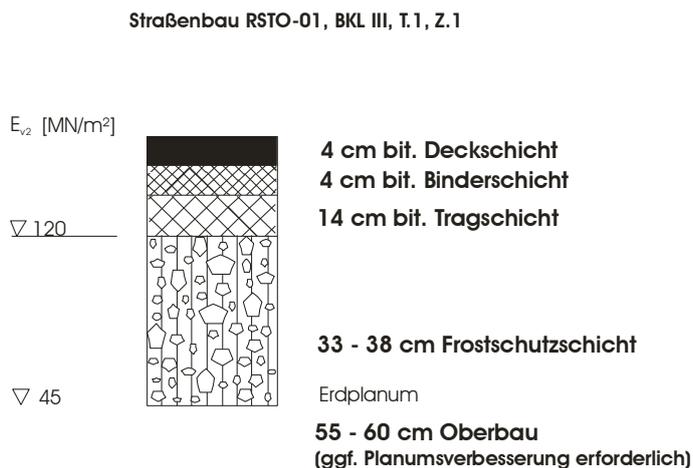


Abbildung 3: Beispiel einer Bauweise mit Asphaltdecke für Bauklasse III gemäß RStO 01

Die Dicke des frostsicheren Oberbaus beträgt 55 – 60 cm. Eine Abgrenzung der unterschiedlich mächtigen Aufbauten kann gemäß den Angaben in den Anlagen 5.1, 5.3 und 5.5 erfolgen. Mit den beschriebenen Aufbauten und dem abschnittsweise erforderlichen Bodenaustausch ist, ausgehend von einer Tragfähigkeit auf dem Planum von $E_{V2} = 45 \text{ MN/m}^2$, der geforderte Verformungsmodul auf der Frostschutzschicht erreichbar. Für dauerhaft wirksame Entwässerungseinrichtungen ist zu sorgen. Hangseitig empfehlen wir eine Dränage vorzusehen.

Auf dem Erdplanum ist der nach Tabellen 2 und 3 der ZTVE-StB 94/97 geforderte Verdichtungsgrad D_{Pr} von Bodenarten im Untergrund und Unterbau sowie der geforderte Verformungsmodul von $E_{V2} \geq 45 \text{ MN/m}^2$ durch Eigenüberwachungs- bzw. Kontrollprüfungen nachzuweisen. Ebenso sind die Anforderungen der ZTV SoB-StB 04 hinsichtlich Baustoffgemische, Verdichtung und Tragfähigkeit zu erfüllen und nachzuweisen. Die Frostschutzschicht ist so zu verdichten, dass mindestens der Verdichtungsgrad D_{Pr} nach Tabelle 1 der ZTV SoB-StB 04 erreicht wird, im vorliegenden Fall auf $D_{Pr} \geq 103\%$.

6.4.3 Bauklasse IV – Kreisstraßen und B 271 (alt)

Für einen frostsicheren Oberbau der Bauklasse IV beträgt die Mindestdicke des frostsicheren Straßenaufbaus nach Tabelle 6 der RStO 01 bei einem gering bis mittel frostempfindlichen Untergrund (Frostempfindlichkeitsklasse F2) $d = 45 \text{ cm}$.

Ausgehend von einem Verformungsmodul auf dem Planum von mindestens $E_{V2} = 45 \text{ MN/m}^2$, ist auf der Frostschuttschicht ein Verformungsmodul von mindestens $E_{V2} = 120 \text{ MN/m}^2$ gefordert. Bei einer Dicke der Tragschicht von 27 cm ist dieser Wert nur mit gebrochenen Gesteinskörnungen erreichbar. Minderdicken infolge örtlicher Verhältnisse, wie beispielsweise für Verkehrswege in Dammlage vorgesehen, können im vorliegenden Fall aus Tragfähigkeitsgründen nicht angesetzt werden. Mehrdicken müssen zur o. g. Mindestdicke hinzu gerechnet werden (siehe Anlage 5). Ab einer Dicke des frostsicheren Oberbaus von 50 cm können runde Gesteinskörnungen eingesetzt werden. Unter Berücksichtigung der Erkundungsergebnisse und obiger Ausführungen kann für den Ausbau der Straße exemplarisch der in Abbildung 4 dargestellte Oberbau vorgeschlagen werden.

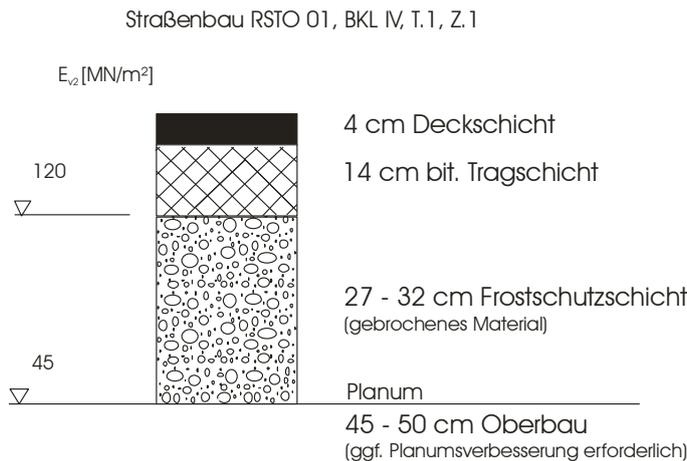


Abbildung 4: Beispiel einer Bauweise mit Asphaltdecke für Bauklasse IV gemäß RStO 01

Die Dicke des frostsicheren Oberbaus beträgt 45 – 50 cm. Eine Abgrenzung der unterschiedlich mächtigen Aufbauten kann gemäß den Angaben in den Anlagen 5.7.-5.9 erfolgen. Mit den beschriebenen Aufbauten und dem abschnittsweise erforderlichen Bodenaustausch ist, ausgehend von einer Tragfähigkeit auf dem Planum von $E_{V2} = 45 \text{ MN/m}^2$, der geforderte Verformungsmodul auf der Frostschuttschicht erreichbar. Für dauerhaft wirksame Entwässerungseinrichtungen ist zu sorgen. Hangseitig empfehlen wir eine Dränage vorzusehen.

Auf dem Erdplanum ist der nach Tabellen 2 und 3 der ZTVE-StB 94/97 geforderte Verdichtungsgrad D_{Pr} von Bodenarten im Untergrund und Unterbau sowie der geforderte Verformungsmodul von $E_{V2} \geq 45 \text{ MN/m}^2$ durch Eigenüberwachungs- bzw. Kontrollprüfungen nachzuweisen. Ebenso sind die Anforderungen der ZTV SoB-StB 04 hinsichtlich Baustoffgemische, Verdichtung und Tragfähigkeit zu erfüllen und nachzuweisen. Die Frostschuttschicht ist so zu verdichten, dass mindestens der Verdichtungsgrad D_{Pr} nach Tabelle 1 der ZTV SoB-StB 04 erreicht wird, im vorliegenden Fall auf $D_{Pr} \geq 103\%$.

7 Gründung der Bauwerke

7.1 Beurteilung der Baugrundverhältnisse

Die im Baufeld anstehenden Böden sind eingehend in Kap. 4.3 beschrieben. Die Grundwasserwanne gründet an ihren Enden oberflächennah und hat ihren Tiefpunkt unterhalb der Bahnlinie bei rd. 98,4 mNN (~7,5 m u. GOK).

Die im Gründungsbereich der Bauwerke anstehenden Sande sind grundsätzlich als Gründungsebene geeignet, sofern sie in einer mindestens mitteldichten Lagerung anstehen.

Im Falle der Grundwasserwanne ergeben sich zu den Enden hin eher ungünstige Verhältnisse, da die anstehenden Sande bereichsweise nur eine lockere Lagerungsdichte besitzen bzw. geringmächtige Horizonte aus Schluff oder Ton in die Sande zwischengeschaltet sind.

Bei Vorhandensein solcher Verhältnisse in der Gründungssohle der Bauwerke, sind lockere Lagerungen durch intensives Nachverdichten zu beseitigen, oder bindige Böden durch Ersatzböden nach Tabelle 3 auszutauschen.

Für die Eisenbahnüberführung kann ein durchgängig tragfähiger Horizont erst ab einer Tiefenlage von rd. 103 mNN benannt werden. Die oberhalb befindlichen lockeren Sande bzw. Schluffe / Tone sind nicht zur Ableitung konzentrierter Lasten geeignet. Die vorrangige Gründungsvariante für die EÜ ist daher eine Tiefgründung – beispielsweise mittels Ortbetonbohrpfählen.

Zum Zeitpunkt der Erkundung wurde der Grundwasserspiegel teilweise schon ~1 m unterhalb der Geländeoberkante eingespiegelt. Wie bereits im Kap. 4.4.1 beschrieben, ist mit einem höchsten Grundwasserstand bei HQ₁₀₀ bei 106,2 mNN zu rechnen, was bei der Planung der Wasserhaltung bzw. bei der Herstellung einer wasserdichten Baugrubenumschließung zu beachten ist.

Da das zukünftige Bauwerk voraussichtlich dauerhaft im Einflussbereich des Grundwassers stehen wird, müssen die Trogsegmente der Unterführung entsprechend wasserdicht ausgeführt werden (undurchlässiger Beton, Fugendichtungen usw.). Außerdem sind entsprechende Maßnahmen zur Auftriebssicherung vorzusehen.

In den tiefer liegenden Sanden wurden mehrere Schichten mit organischen Beimengungen aufgeschlossen. Bzgl. der Bauwerksgründung ergeben sich dadurch keine Nachteile. Der organische Anteil liegt gem. den Glühverlusten zwischen 1,5 und 4,5 M.-% und damit unter dem kritischen Wert von 5 %. Zudem befinden sich derlei Böden dauerhaft im Grundwasser, so dass keine durch Abbau- bzw. Zersetzungsprozesse hervorgerufenen Volumenverluste zu befürchten sind.

7.2 Erdbebenzone

Gemäß DIN 4149 "BAUTEN IN DEUTSCHEN ERDBEBENGEBIETEN - LASTANNAHMEN, BEMESSUNG UND AUSFÜHRUNG ÜBLICHER HOCHBAUTEN" (April 2005) befindet sich das Untersuchungsgebiet in der Erdbebenzone 1.

Bei der Dimensionierung ist im Bereich der Grundwasserwanne bzw. den Eisenbahnüberführung für den Untergrund die Klasse S und für den Baugrund die Klasse C zu berücksichtigen.

7.3 Grundwasserwanne (Bau-km 12+100)

Wegen des hoch anstehenden Grundwassers muss die Straßenunterführung unter die DB-Strecke druckwasserdicht ausgeführt werden. Gemäß den Planunterlagen [7], [8] kommt ein Trog in Stahlbetonbauweise zur Ausführung.

Die Belastung der Böden im Gründungsbereich durch das neue Bauwerk wird geringer ausfallen, als die durch die Überlagerung bereits wirksam gewordene Vorbelastung in der Aushubsohle. Lediglich an den Enden des Trogs ergibt sich eine zusätzliche Belastung des Baugrunds.

Für die Setzungen werden die Wiederbelastungsmoduln der Böden maßgebend, die um den Faktor 2-3 höher als diejenigen der Erstbelastung liegen. Im mittleren, tiefer liegenden Teil des Trogs werden sich in Abhängigkeit der Lasten keine bis maximal geringe Setzungen im Millimeterbereich einstellen. An den äußeren Enden muss, ausgehend von einer mittleren Flächenpressung in der Gründungsfuge von 60 kN/m², von rechnerischen Setzungen in Höhe von bis zu $s_{cal} = 2$ cm ausgegangen werden. Die tatsächlich zu erwartenden Setzungen liegen dabei nur bei etwa $\frac{2}{3}$ der rechnerischen Setzungen (Korrekturfaktor nach DIN 4019). Bei dem überwiegend sandigen Baugrund mit geringmächtigen bindigen Zwischenhorizonten treten die Setzungen rasch nach der Lastaufbringung ein. Eine Reduzierung der Setzungen durch Ersetzen der setzungswilligen Schluffschicht im Gründungsbereich ist möglich, vermutlich aber nicht wirtschaftlich.

Der für die Bemessung der Bodenplatte nach dem Bettungsmodulverfahren erforderliche Bettungsmodul ist abhängig von der Bodenplattengeometrie (Breite, Länge und Dicke) sowie der tatsächlichen Bodenpressung in der Gründungssohle.

Für die Vorbemessung kann im Endzustand folgender Bettungsmodul angesetzt werden:

$$k_{s,k} = 4.500 \text{ kN/m}^3 - 20.000 \text{ kN/m}^3$$

Dabei ist der geringere Wert für die Trogenden maßgebend. Zur Mitte hin kann dieser linear ansteigend auf den oberen Wert erhöht werden.

Für die Auftriebssicherheit und Bemessung der „Grundwasserwanne“ im Endzustand ist der Bemessungswasserstand lt. [7] mit 106,2 mNN anzusetzen.

Die Gründungssohlen sind durch den Baugrundsachverständigen abzunehmen. Hierbei ist der Umfang von Zusatzmaßnahmen (lokaler Austausch bzw. Nachverdichtung) endgültig festzulegen. Die durch den Aushub oberflächlich eventuell aufgelockerten Sande sind nach Prüfung durch den Sachverständigen für Geotechnik ggf. vor dem Aufbringen einer Sauberkeitsschicht (eng gestufte Sande!) auf $D_{Pr} \geq 100\%$ zu verdichten.

Die Wahl des Erddruckansatzes bei der Dimensionierung der Trogwände hängt u. a. von der gewählten Gründungsart der Eisenbahnüberführung ab. Im Falle einer Tiefgründung dürfte der Ansatz des aktiven Erddrucks ausreichend sein. Neben dem Erddruck ist außerdem bei der Bemessung ein dem Bemessungswasserstand entsprechender Wasserdruck zu berücksichtigen.

7.4 Eisenbahnüberführung (Bau-km 12+100)

7.4.1 Allgemeines

Für die Eisenbahnüberführung waren zum Zeitpunkt der Gutachtenerstellung noch keine Planunterlagen verfügbar. Bei der folgenden Gründungsberatung wird nach Angaben des Planers die EÜ voraussichtlich ein von der Grundwasserwanne getrenntes Bauwerk sein und separat gegründet.

Wird die EÜ vor der Grundwasserwanne errichtet, ist ein verformungsarmer Verbau (z. B. Bohrpfahlwand) vorzusehen. Die Detailplanung ist mit dem Baugrundgutachter abzustimmen (Ansatz Mantelreibung, Erddruck, Wahl des Verbaus...).

7.4.2 Flachgründung

Eine Flachgründung der Eisenbahnüberführung ist mit den erkundeten Untergrundverhältnissen grundsätzlich möglich. Zu beachten ist, dass die weichplastischen Schluffe und Tone vollständig ausgeräumt und durch Austauschboden (Tabelle 6) ersetzt werden müssen. Weiterhin ist zu berücksichtigen, dass die anstehenden Sande bis in eine Tiefe von 3 m u. GOK (~ 103 mNN) lediglich locker – mitteldicht gelagert und daher nur bedingt zur Ableitung konzentrierter Lasten geeignet sind.

Eine intensive Nachverdichtung der Aushubsohle vorausgesetzt, kann für die Planung der Streifenfundamente auf Grundlage interner Setzungs- und Grundbruchberechnungen der aufnehmbare Sohldruck in Abhängigkeit der rechnerischen Setzungen s_{cal} entsprechend der nachfolgenden Tabellen 7 und 8 angesetzt werden. Er gilt für eine Mindesteinbindetiefe $t \geq 0,80$ m (frostfrei). Die Breite der Streifenfundamente wurde zwischen 0,5 m und 5,0 m variiert.

Die Sohldrücke in Tabelle 7 gelten für Gründungen, die innerhalb der locker-mitteldichten Sande (105 – 103 mNN) liegen.

Um die in Tabelle 8 aufgeführten Sohldrücke ansetzen zu können, sind die Sande bis auf 103 mNN auszuräumen und mit mind. $D_{Pr} = 100\%$ wieder einzubauen oder die Fundamente sind direkt in dieser Tiefenlage zu gründen.

Tabelle 7: Aufnehmbarer Sohldruck für Streifenfundamente, Gründungssohle zwischen 105 mNN – 103 mNN

Aufnehmbarer Sohldruck in [kN/m ²] bei Streifenfundamenten bei berechneten Setzungen von $s_{cal} = 1,0$ cm bzw. $s_{cal} = 2,0$ cm mit Breiten b bzw. b' von						
	0,5 m	1,0 m	2,0 m	3,0	4,0	5,0 m
$s_{cal} \leq 1,0$ cm	200*	180	105	75	65	55
$s_{cal} \leq 2,0$ cm	200*	210*	160	115	100	85

*) Grundbruch maßgebend

Tabelle 8: Aufnehmbarer Sohldruck für Streifenfundamente, Gründungssohle $\leq 103,0$ mNN

Aufnehmbarer Sohldruck in [kN/m ²] bei Streifenfundamenten bei berechneten Setzungen von $s_{cal} = 1,0$ cm bzw. $s_{cal} = 2,0$ cm mit Breiten b bzw. b' von						
	0,5 m	1,0 m	2,0 m	3,0	4,0	5,0 m
$s_{cal} \leq 1,0$ cm	425*	225	125	90	75	60
$s_{cal} \leq 2,0$ cm	425*	450	250	180	150	125

*) Grundbruch maßgebend

Der in den Tabellen 7 und 8 angegebene aufnehmbare Sohldruck wurde anhand interner Setzungs- und Grundbruchberechnungen nach dem Teilsicherheitskonzept (Vorabannahme: Veränderliche Last (Q)/Gesamtlast (Q+G) = 1,0) ermittelt und führt zu rechnerischen Setzungen von $s_{cal} \approx 1,0$ cm bzw. $s_{cal} \approx 2$ cm. Die tatsächlich zu erwartenden Setzungen werden geringer sein und etwa bei $\frac{2}{3}$ (Korrekturfaktor gemäß DIN 4019) der berechneten Setzungen liegen.

Die Sohldrücke sind im Sinne der DIN 1054 zu interpretieren, d. h. sie gelten für effektive Fundamentbreiten und vertikal, mittig belastete Fundamente (LF1), die im Fall von Horizontalbelastungen mit dem Abminderungsfaktor $(1 - H_k/V_k)^2$ zu reduzieren sind. Eine Erhöhung der o. g. Werte ist nicht zulässig. Zwischenwerte, die nicht in der Tabelle ausgewiesen sind, können näherungsweise linear interpoliert werden. Eine Extrapolation ist nicht zulässig. Für Einzelfundamente können die angegebenen Sohldrücke um 20 % erhöht werden.

Zur Überprüfung der tatsächlich zu erwartenden Setzungen müssen mit Kenntnis der genauen Lasten im Rahmen der Ausführungsstatik Setzungsberechnungen unter Berücksichtigung der tatsächlichen Gründungstiefe, Bodenpressungen und verschiedenen Lastfälle erfolgen. Diese sind vom Baugrundgutachter zu bewerten.

Im Zuge der Bauausführung sind die Gründungssohlen durch den Baugrundsachverständigen abzunehmen.

Wir weisen an dieser Stelle vorsorglich darauf hin, dass durch die tiefer zu führende Gründung (alternativ Bodenaustausch) unter Umständen umfangreichere Maßnahmen bzgl. Baugrubensicherung und Wasserhaltung vorzusehen sind. Bei der Dimensionierung der Trogwände ist der zusätzliche Erddruck aus den Fundamentlasten und die insgesamt höhere Anforderungen an die Steifigkeit durch die Auswahl eines geeigneten Erddruckansatzes zu berücksichtigen.

7.4.3 Tiefgründung

Eine Tiefgründung des Brückenbauwerks dürfte im vorliegenden Fall eine kostensparende und die aus bautechnischer sowie bauablaufbedingter Sicht sinnvollere Gründungsvariante gegenüber einer herkömmlichen Flachgründung sein.

Vor dem Hintergrund der ungünstigen hydrogeologischen Verhältnisse, sind Ortbetonbohrpfähle die vorrangige Variante für eine Tiefgründung.

Es besteht keine Gefahr von Tragfähigkeits- bzw. Reibungsverlusten, wie Sie bei einvibrierten Pfählen bei Grundwassereinfluss auftreten können. Die Oberfläche dieser Pfähle ist rau und herstellungsbedingt fest mit dem umliegenden Boden verbunden.

Für Bohrpfähle nach DIN 1054:2005-01 bzw. DIN 4014 können die in Tabelle 9 aufgeführten Grenzwerte für den Pfahlspitzenwert $q_{b,k}$ sowie die Mantelreibung $q_{s,k}$ zur Konstruktion der Widerstandssetzungslinie gemäß DIN 1054:2005-01, Anhang B bzw. DIN 4014, 7.1.4 bei nicht vorliegender Pfahlprobelastung, angesetzt werden.

Tabelle 9: Bruchwerte für Mantelreibung $q_{s,k}$ und Spitzenwiderstand $q_{b,k}$

Schicht	Schicht-UK [mNN]	Lagerungsdichte / Konsistenz	Mantelreibung $q_{s,k}$ [MN/m ²]	Spitzenwiderstand $q_{b,k}$ [MN/m ²]
Schluffe / Tone	104,9 - 104,2	weich	-	-
Sand	103,0	locker - mitteldicht	0,04**	-
	100,0	mitteldicht - dicht	0,08	-
	(92,5)*		0,12	3,5

*) keine Baugrundaufschlüsse unterhalb 90,7 mNN vorhanden! Erkundung bis mindestens 3-fachen Pfahldurchmesser unterhalb Pfahlfuß erforderlich

**) der Ansatz der Mantelreibung ist auf den Bauablauf und das Gesamtkonzept abzustimmen (Abstand Pfahl – Trog bzw. –Verbau, Reihenfolge der Herstellung)

Aufgrund der zwischen 99,5 und 99,1 mNN vorhandenen weichplastischen Tonschicht darf hier kein Mantelwiderstand angesetzt werden.

Bei den o.g. Werten handelt es sich um Grenzwerte, die nach DIN 1054:2005-01 mit entsprechenden (Teil-)Sicherheiten abzumindern sind. Die Mindesteinbindetiefe in die tragfähige Schicht muss mindestens 2,5 m betragen.

Ist der Abstand der Pfahlachsen im Bereich der Krafteintragungslänge $\leq 2,5 - 3 d$, so ist die Gruppenwirkung zu beachten (Abminderungen etc.). Weiterhin ist die DIN 1054:2005-01 zu beachten (Setzungsbegrenzung, Sicherheiten, usw.).

Sollen Horizontalkräfte über Biegung abgeleitet werden, so ist die seitliche Bettung zu berücksichtigen. Wird die Geländeoberfläche kurz nach Herstellung der Pfähle zusätzlich belastet sind Zusatzlasten aus negativer Mantelreibung bei der Pfahlbemessung zu berücksichtigen.

Soll die Biegebemessung mit dem Bettungsmodulverfahren erfolgen, so kann für den Bettungsmodul folgender Ansatz gewählt werden (die DIN 1054:2005-01 ist zu beachten):

$$k_s = E_s/D \text{ für } D \leq 1,0 \text{ m (Einzelpfahl)}$$

Beim Ansatz einer Bettung auf durchgehende Wände wird auf die 4. Auflage der EAB verwiesen.

Zur Kontrolle müssen die berechneten seitlichen Bodenpressungen mit dem Erdwiderstand verglichen werden. Hierbei ist ein entsprechender Sicherheitsbeiwert von mind. $\eta = 2$, bei Begrenzung der Verformungen von mind. $\eta = 3$ zu berücksichtigen.

Es wird darauf hingewiesen, dass das Bettungsmodulverfahren lediglich zur Ermittlung der Biegemomente hinreichend genaue Ergebnisse liefert. Das Bettungsmodulverfahren reagiert bei der Berechnung der Pfahlverschiebungen - im Gegensatz zur Biegemomentberechnung - sehr empfindlich auf Veränderungen des Bettungsmoduls. Es wird daher empfohlen, zur Bestimmung der Pfahlkopfverschiebungen nicht das Bettungsmodulverfahren zu verwenden. Geeigneter sind Berechnungen nach der Methode der Finiten Elemente (FEM) bzw. die Bestimmung der Pfahlkopfverschiebungen mit Hilfe einer horizontalen Pfahlprobebelastung.

Die angegebenen Bemessungskenngrößen beziehen sich auf die äußere Standsicherheit. Die innere Bemessung der Konstruktionsteile muss gesondert nachgewiesen werden.

8 Bauhilfskonstruktionen

8.1 Verbau / Hilfsbrückengründung

8.1.1 Allgemeines

Ein Abböschchen der Baugrube dürfte vor allem im Bereich der Bahnstrecke aufgrund der beengten Platzverhältnisse nicht möglich sein. Die Grundwasserhaltung muss aufgrund des hoch anstehenden Grundwassers optimal auf den ausgewählten Verbau abgestimmt werden.

Für die Bereiche, in denen Sicherungsmaßnahmen erforderlich werden, weil der Böschungswinkel nicht eingehalten werden kann oder die Abgrabung in den Bereich 3 Bild 1 gem. Modul 4305, Ril 836 (vgl. Abb. 5, S. 35) einschneidet, wird ein Baugrubenverbau erforderlich (vgl. auch Kap. 9.1 Temporäre Baugrubensicherung).

Die zur Berechnung des auf die Verbauwand wirkenden Erddrucks notwendigen bodenmechanischen Kenngrößen sind in Tabelle 4 aufgeführt. Der Verbau muss mindestens auf den erhöhten aktiven Erddruck $E = (E_0 + E_a)/2$ bemessen werden. Um bei Bedarf die Verformungen des Verbaus (Bahnlinie) weiter zu verringern, sollte der Verbau in diesem Fall auf den Erdruchdruck bemessen werden. Die Verformungen sollten durch die Wahl biegesteifer Profile, Verankerungen oder besser Aussteifungen und entsprechendem Sicherheitsbeiwert von z.B. 3 für den Erdwiderstand reduziert werden.

Die Verbauwand ist entsprechend der statischen Erfordernisse zu bemessen. Bei der Wahl des Profils sollte neben dem statischen Erfordernis ebenfalls die Kopfverformung und auch der Lastfall „Einbringen“ berücksichtigt werden und gegebenenfalls ein steiferes Profil als statisch notwendig gewählt werden.

Es wird auf die einschlägigen Vorschriften und Empfehlungen (EAB, Fachbuch „Baugruben“ von Weißenbach usw.) verwiesen. Die horizontale Bettung der Verbauträger kann entsprechend den Angaben der EAB (EB102) berechnet werden. Zur Kontrolle müssen die berechneten seitlichen Bodenpressungen mit dem abgeminderten Erdwiderstand verglichen werden.

In den zu verbauenden Abschnitten muss nach Auswertung der Rammprogramme beim Einbringen der Träger / Profile mit Hindernissen gerechnet werden. Als Rammhilfe für schwer rambare Böden können Lockerungsbohrungen mittels Endlosschnecke durchgeführt werden. Als weitere Einbringhilfe, die ggf. bei Böden mit blockartigen Hindernissen oder Fels Anwendung findet, sind verrohrte Bodenaustauschbohrungen zu nennen. Zum Verfüllen der Bohrlöcher kann z.B. Sand 0/4 mm, ggf. auch mit mind. 2 M.-% Bindemittel vergütet, verwendet werden.

Bei der hier geplanten Baugrube muss der Verbau u. U. rückverankert / ausgesteift werden, um unzulässig hohe Verformungen an der Bahnstrecke zu minimieren.

Für eine Hilfsbrückenauflagerung auf Fundamenten können die aufnehmbaren Sohldrücke gem. Tab. 7 u. 8 (Kap. 7.3) angesetzt werden.

Der Baugrubenverbau kann zur Abtragung vertikaler Lasten (Hilfsbrücken) herangezogen werden. Eine derartige Gründung kann eine kostensparende und aus bautechnischer sowie bauablaufbedingter Sicht sinnvolle Gründungsvariante gegenüber einer herkömmlichen Flachgründung sein.

In diesem Fall ist der Verbau relativ großen Horizontalkräften ausgesetzt. Es wird empfohlen, den Baugrubenverbau entsprechend auszusteifen. Eine sorgfältige Planung und Bemessung des Verbaus und anderer temporärer Bauhilfskonstruktionen wird angezeigt. Die EAB (Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“) sind zu beachten.

Bei Einleitung vertikaler Kräfte über Bohr-/Rammträger/Pfähle in den Baugrund wird eine entsprechende Tragfähigkeit des Baugrundes vorausgesetzt, die nach Auswertung der Rammprogramme frühestens in einer Tiefe von rd. 103 mNN erreicht wird.

Zum Nachweis der Vertikalkräfte können die in den nachfolgenden Abschnitten angegebenen Grenzwerte für Mantelreibung und Spitzenwiderstand (Bohrpfähle) bzw. die zulässigen Druckbelastungen von Rammpfählen angesetzt werden. Zur Ermittlung des entsprechenden Gebrauchswertes bei Bohrträgern bzw. Bohrpfählen muss der Sicherheitsbeiwert berücksichtigt werden.

8.1.2 Gerammte Bohlträger und Spundwände

Um die in den EAB genannten Widerstände ansetzen zu können, muss eine Mindestfestigkeit des Baugrundes vorhanden sein. Gemäß den Ergebnissen der Rammsondierungen sind brauchbare Festigkeiten ab 103 mNN (oder tiefer) zu erwarten. Die lokal angetroffenen geringeren Festigkeiten (etwa bei DPH 9 in rd. 5 m Tiefe) sind überwiegend nur wenige Dezimeter mächtig und können daher bei der Mantelreibung vernachlässigt werden. Jedoch sind die Träger / Spundwände bei Ansatz des Spitzendrucks in entsprechend größere Tiefe abzusetzen.

Auf Grundlage der EAB (4. Auflage, A10) dürfen für gerammte Bohlträger und Spundwände im Grenzzustand unterhalb 103 mNN folgende Werte für Mantelreibung und Spitzenwiderstand angesetzt werden:

Mantelreibung	$q_{s1,k} = 60 \text{ [kN/m}^2\text{]}$
Spitzenwiderstand	$q_{b1,k} = 600 + 120 t_w \text{ [kN/m}^2\text{]}$

mit t_w : wirksame Einbindetiefe in [m], wobei $t_w = t_g - 0,5 \text{ m}$.

Aufgrund der in BK 20 vorhandenen weichplastischen Tonschicht, darf hier oberhalb 99,1 mNN kein Spitzenwiderstand angesetzt werden.

Werden die Spundbohlen bzw. Bohlträger eingerüttelt, müssen die o. g. Grenzwerte auf 75 % abgemindert werden. Weiterhin handelt es sich bei den angegebenen Werten um Grenzwerte, die nach DIN 1054 mit entsprechenden Sicherheiten abzumindern sind.

Die gerammten Bohlträger bzw. Spundwandprofile müssen mit Rücksicht auf die Bahnstrecke und die bereichsweise lockere Lagerungsdichte der oberen Bodenschichten möglichst erschütterungsfrei eingebracht werden. Wir empfehlen daher die Spundbohlen durch statischen Druck bzw. mittels Hydro-Press-Verfahren einzubringen. Auf das Erfordernis bereichsweise vorzubohren wurde bereits hingewiesen. Im Bereich der Vorbohrung dürfen ohne weitere Untersuchungen keine vertikalen Widerstände (Mantelreibung / Spitzendruck) angesetzt werden, wenn eine Vergütung der Verfüllung nicht gem. Kap. 7.1.1 erfolgt.

Sowohl bei der Trägerbohl- als auch bei der Spundwand ist auf einen kraftschlüssigen Verbund der Gesamtkonstruktion mit dem anstehenden Baugrund zu achten. Im Falle einer Trägerbohlwand ist die freilegbare Wandfläche vor Einbau der Ausfachung abhängig von der Standfestigkeit des Baugrunds und liegt in der Regel zwischen 0,2 m und 1,0 m. Bei den im Untergrund überwiegend anstehenden Sanden sollte von einer eher geringen freien Standhöhe (0,2 m bis 0,4 m) ausgegangen werden.

Beim Ziehen der Verbauelemente ist darauf zu achten, dass im Untergrund keine unzulässigen Hohlräume verbleiben, die zu späteren Setzungen an der Geländeoberfläche führen. Die Verbindung zwischen Füllboden und Grabenwand muss unabhängig von der Verbauart sichergestellt sein. Es darf keine „klaffende Fuge“ zurück bleiben! Das heißt, der durch das Ziehen der Verbauelemente entstehende Spalt ist mit dem Ziehen zu verpressen oder die Verbauelemente müssen im Untergrund verbleiben, wenn entsprechende Verformungen nicht bewusst in Kauf genommen werden.

8.1.3 Bohrpfähle

Bohrpfähle wurden bereits im Kap. 7.4.2 beschrieben.

8.1.4 Rammpfähle

Rammpfähle (z. B. offene Stahlrohrpfähle bzw. Kastenpfähle oder Stahlträgerprofile) müssen mindestens in die mitteldicht gelagerten Sande unterhalb 103 mNN einbinden.

Für die Bemessung von Rammpfählen können die Bruchwerte der Mantelreibung und des Spitzendrucks gemäß der nachfolgenden Tabelle 10 angesetzt werden. Bei Ansatz des jeweiligen Spitzenwiderstands muss der Pfahl mindestens 2,5 m in diese tragfähige Schicht einbinden.

Tabelle 10: Charakteristische Werte für Mantelreibung $q_{s,k}$ und Spitzenwiderstand $q_{b,k}$ bei Rammpfählen

Schicht	Schicht-UK [mNN]	Lagerungsdichte / Konsistenz	Mantelreibung $q_{s,k}$ [MN/m ²]	Spitzenwiderstand $q_{b,k}$ [MN/m ²]
Schluffe / Tone	104,9 - 104,2	weich	-	-
Sand	103,0	locker - mitteldicht	0,025	-
	100,0	mitteldicht - dicht	0,06	-
	(92,5)*		0,10	7,5

*) keine Baugrundaufschlüsse unterhalb 90,7 mNN vorhanden! Erkundung bis mindestens 3-fachen Pfahldurchmesser unterhalb Pfahlfuß erforderlich

Die Anpassungsfaktoren nach EA Pfähle (Abschnitt 5.4.4.2, Tab. 5.5) sind bei der Dimensionierung zu berücksichtigen.

8.2 Rückverankerung (Bereich Bau-km 12+100)

8.2.1 Verpressanker

Für den Fall, dass Verpressanker zur Rückverankerung der Verbauwände zum Einsatz kommen, sollten die Verpresskörper vollständig in den Bodenschichten unterhalb 102,0 mNN liegen.

Für die Vorbemessung der Anker können in Abhängigkeit der Verpresskörperlänge in Anlehnung an Ostermayer (vgl. z.B. Grundbautaschenbuch, T.2) die **Grenzlasten F_{ult}** für einen vollständig in der jeweiligen Bodenschicht liegenden Verpresskörper angesetzt werden:

Sande (103 – 100 mNN):

bei 3 m Verpresskörperlänge	$F_{ult} = 210 \text{ kN}$
bei 6 m Verpresskörperlänge	$F_{ult} = 360 \text{ kN}$
bei 9 m Verpresskörperlänge	$F_{ult} = 500 \text{ kN}$

Sande (unterhalb 100 mNN):

bei 3 m Verpresskörperlänge	$F_{ult} = 300 \text{ kN}$
bei 6 m Verpresskörperlänge	$F_{ult} = 430 \text{ kN}$
bei 9 m Verpresskörperlänge	$F_{ult} = 600 \text{ kN}$

Es ist darauf zu achten, dass der Verpresskörper auf seiner ganzen Länge innerhalb einer beschriebenen Schicht liegt.

Die o. g. Werte sind Grenzwerte! Bei der Festlegung der zulässigen Ankerbelastung/ Gebrauchslast ist noch der entsprechende Sicherheitsbeiwert zu berücksichtigen. Des Weiteren ist der Nachweis der Standsicherheit des Gesamtsystems, bestehend aus Bauwerk, Ankern und dem von den Ankern erfassten Bodenkörper, zu führen. Im übrigen wird auf die Beachtung der DIN 1054 DIN 4125, DIN EN 1537, der EAB usw. hingewiesen. Eignungs- und Abnahmeprüfungen sind in Abstimmung mit dem Sachverständigen für Geotechnik durchzuführen.

8.2.2 Verpresspfähle

Für die Bemessung und Ausführung von Kleinverpresspfählen gilt die DIN 4128, DIN 1054 bzw. DIN EN 14199. Die zulässige Pfahlbelastung ist aufgrund von Probelastungen festzulegen. Die Probelastungen sind mindestens an zwei Pfählen, jedoch wenigstens an 3% aller Pfähle durchzuführen. Werden Bauwerkspfähle als Probepfähle verwendet, so ist nachzuweisen, dass sie unter der Prüflast keine Verringerung ihrer Tragfähigkeit erleiden.

Für eine Vordimensionierung kann unterhalb 103 mNN bzw. 99 mNN mit folgendem Grenzmantelreibungswert gerechnet werden:

<u>Sand (103 - 99,5 mNN)</u>	$q_{(s1,k)} = 60 \text{ kN/m}^2$
<u>Sand (unterhalb 99 mNN)</u>	$q_{(s1,k)} = 150 \text{ kN/m}^2$

Im Bereich bindiger Schichten (vgl. BK 20, 99,47 – 99,07 mNN) darf keine Mantelreibung angesetzt werden.

Die zulässigen Mantelreibungswerte ergeben sich nach Teilung der Grenzmantelreibungswerte durch den zugehörigen Sicherheitsbeiwert nach DIN1054. Dieser Wert ist durch Probelastungen zu bestätigen bzw. anzupassen!

9 Baugrubensicherung und Wasserhaltung

Die Baugruben können verbaut, geböscht oder teilgeböscht hergestellt werden. Im vorliegenden Fall kann nach Prüfung der Planunterlagen und Auswertung der Felduntersuchungen davon ausgegangen werden, dass für die Baumaßnahme kein Verbau notwendig sein wird. Sämtliche Baugruben können geböscht hergestellt werden.

9.1 Temporäre Baugrubensicherung

Der Neubau des Grundwasserwanne und der Eisenbahnüberführung erfolgt voraussichtlich unter ständiger Aufrechterhaltung des Gleisbetriebs. Die Baugruben können in Abhängigkeit des gewählten Bauverfahrens und der Baugrubentiefe verbaut, geböscht oder teilgeböscht hergestellt werden.

Grundsätzlich gilt die DIN 4124: Baugruben und Gräben; Böschungen, Arbeitsraumbreiten, Verbau. Kurzzeitböschungen bis 5 m Höhe können wie nachfolgend beschrieben geböscht werden. Die Voraussetzungen der DIN 4124 sind zu beachten. Für die im Plangebiet anstehenden Böden gilt:

- bindige Böden (weich), rollige Böden $\beta \leq 45^\circ$
- bindige Böden (Konsistenz steif und besser) $\beta \leq 60^\circ$

Für temporäre Gleissicherungsmaßnahmen sind für das Abböschern die Bereichsgrenzen der nachfolgenden Abbildung 5 einzuhalten (Bild 1, Modul 4305, Ril 836):

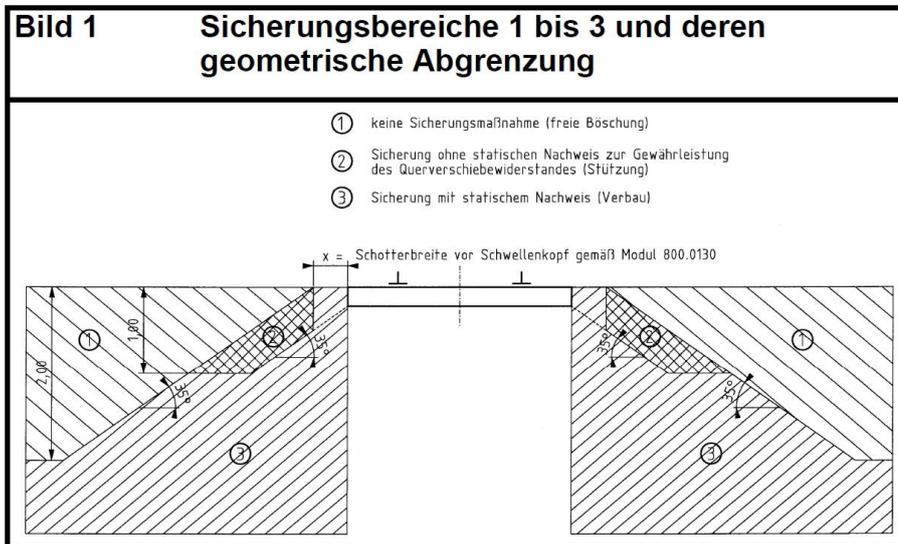


Abbildung 5: Sicherungsbereiche 1 bis 3 und deren geometrische Abgrenzung

Die Anwendung der Bereichsbegrenzungen nach Abbildung 5 sind mit geotechnischen und sonstigen Randbedingungen verknüpft, die einzuhalten sind. So müssen innerhalb des Einflussbereiches der Abgrabung mindestens mitteldicht gelagerte nichtbindige Böden oder mindestens steife bindige Böden anstehen.

Werden die Randbedingungen nicht eingehalten, sind Standsicherheitsnachweise zu führen. U.U. werden Stützmaßnahmen oder Stützkonstruktionen erforderlich.

Für die Bereiche, in denen keine Sicherungsmaßnahmen erforderlich sind, ist eine freie Böschung möglich (z.B. Bereich 1 der Abbildung 5). Ist damit zu rechnen, dass die Standsicherheit einer nicht verbauten Wand durch Wasser, Trockenheit, Frost oder ähnliches gefährdet wird, so sind entweder die freigelegten Flächen gegen derartige Einflüsse zu sichern (Abdecken mit Folie o. ä.) oder die Wandhöhe bzw. die Böschungsneigung entsprechend zu verringern. Ab 3 m Böschungshöhe ist eine Zwischenberme vorzusehen. Wenn lokal lockere und/oder weiche bis breiige Schichten angetroffen werden, können auch deutlich flachere Böschungsneigungen erforderlich werden. Höhere bzw. steilere Böschungen müssen entsprechend gesichert und rechnerisch nachgewiesen werden. Die Sicherung kann z.B. durch eine verankerte/vernagelte Spritzbetonschale erfolgen. Alternativ ist eine deutliche Abflachung der Böschungen auf bis 1 : 1,8 und flacher möglich.

Für die Bereiche, in denen Sicherungsmaßnahmen erforderlich werden, weil der o. g. Böschungswinkel nicht eingehalten werden kann oder die Abgrabung in den Bereich 3 nach Abbildung 5 einschneidet, wird ein Baugrubenverbau erforderlich. Als Baugrubenverbau kann eine Trägerbohlwand oder alternativ eine Spundwand gewählt werden.

Bei Herstellung der Baugrubenwände als Dauerböschung können die Regelneigungen entsprechend Ril-Modul 836.0506, Bild 2 bis zu einer Höhe von 12 (ohne Berme) hergestellt werden. Es ergeben sich für die hier aufgeschlossenen gemischtkörnigen Böden im vorliegenden Fall Böschungsneigungen von 1 : 1,6 = 32° (bis 6 m Höhe) bzw. 1 : 1,8 = 29° (bis 9 m Höhe).

9.2 Wasserhaltung

Zum Zeitpunkt der Erkundung wurde das Grundwasser zeitweise schon bei 1 m u. GOK eingespiegelt. Zur Herstellung der Grundwasserwanne, deren Sohle teilweise bis 7,5 m u. GOK liegt, ist eine Grundwasserabsenkung bzw. –abspernung erforderlich.

Eine Grundwasserhaltungsanlage hat eine temporäre GW-Absenkung bis mind. 0,5 m unter Aushubsohle zu gewährleisten.

Für die Wasserhaltung bietet sich bei der erforderlichen Absenkung der Einsatz einer Brunnenanlage an. Diese Brunnen sind fachgerecht ohne Auflockerung des Untergrundes einzubringen. Die Anlagen zur Grundwasserhaltung müssen filterstabil zum anstehenden Boden ausgebildet werden. Es dürfen keinesfalls Feinteile ausgespült werden. Um dies zu erkennen, ist an geeigneter Stelle ein Sandfang vorzusehen. Sollten Feinteile ausgespült werden (Trübung des geförderten Grundwassers, Sandablagerungen im Sandfang) ist mit möglichen Suffosionserscheinungen im Untergrund zu rechnen, die zu Setzungen führen können. Die Wasserhaltung ist dann sofort einzustellen und zu sanieren.

Eine Absenkung des Grundwassers innerhalb des regulären Schwankungsbereichs führt nur zu geringen Setzungen, da der Baugrund bereits über viele Jahre durch die natürlichen Grundwasserspiegelschwankungen belastet (Entlastungs-Wiederbelastungs-Zyklen) wurde. Den vorliegenden Grundwasserstandsganglinien aus [11] kann ein Schwankungsbereich von max. 2 m entnommen werden. Böden unterhalb rd. 104 mNN werden sich demnach stärker setzen. Nach überschlägigen Berechnungen ist innerhalb eines Radius von etwa 30 m um die Baugrube mit zusätzlichen Setzungen in Höhen von maximal $\frac{1}{2}$ cm zu rechnen. Im Rahmen der weiteren Planung der Wasserhaltungsmaßnahme müssen die Auswirkungen auf bestehende bauliche Anlagen (z. B. Bahntrasse) nochmals überprüft und bewertet werden.

Alternativ - um eine Grundwasserabsenkung zu vermeiden (große Wassermengen aufgrund der teilweise gut durchlässigen Sande), ist eine wasserdichte Umschließung der Baugrube mit einem Spundwandverbau denkbar. Eine natürliche Abdichtung der Baugrubensohle, beispielsweise durch eine bindige Bodenschicht, ist bei den vorherrschenden Untergrundverhältnissen nicht gegeben. Eine vollständige Grundwasserabspernung ist daher nur nach Herstellung einer (rückverankerten) Unterwasserbetonsohle oder einer Injektionssohle möglich.

Unabhängig von der Wasserhaltung sollten in jedem Fall Maßnahmen zur Beweissicherung an der nahe liegenden Bebauung durchgeführt werden.

Wir weisen darauf hin, dass nach dem Wasserhaushaltsgesetz für jede Grundwasserentnahme eine wasserrechtliche Genehmigung einzuholen ist. Die Durchlässigkeiten der Böden zur Dimensionierung der Wasserhaltungsmaßnahme sind in den Tabelle 2 u. 3 aufgeführt.

Es ist ebenfalls rechtzeitig zu klären, ob im Einzugsbereich der Wasserhaltung bekannte Altlastenstandorte oder Sanierungsmaßnahmen liegen, die besondere Maßnahmen erforderlich machen bzw. übliche Maßnahmen nicht zulassen.

10 Hinweise zur Bauausführung

Grundsätzlich sind für die Baumaßnahmen die wärmeren, trockenen Jahreszeiten den kälteren, nassen Jahreszeiten vorzuziehen, da die anstehenden bindigen Erdmaterialien bei Wasserzutritt aufweichen und weiter an Tragfähigkeit verlieren.

Ein Befahren von Aushubsohlen mit schwerem Gerät ist im Bereich fein- und gemischtkörniger Böden unter Berücksichtigung der gegebenen Randbedingungen nur bedingt möglich.

Nach erfolgtem Aushub muss unmittelbar mit den Auffüll- bzw. Betonierarbeiten begonnen werden, um Witterungseinflüsse auf die jeweiligen Baugrubensohlen zu vermeiden. Aufgeweichte und damit nicht tragfähige Bereiche sind gegen gut zu verdichtende Massen auszutauschen, oder besser mit Magerbeton aufzufüllen.

Bei der Durchführung der Arbeiten sind u. a. die Anforderungen der ZTVE-StB 94/97, ZTVA-StB 97, EAB, EA Pfähle sowie der jeweils gültigen Normen (DIN EN 1610, DIN 4124 usw.), Vorschriften und Richtlinien zu beachten.

Alle unterschiedlichen Materialien sind filterwirksam, erforderlichenfalls durch ein Geotextil, voneinander zu trennen.

Bei der Planung und Ausführung der Baumaßnahmen sind die Platzverhältnisse, die Verkehrssituation, etc. zu berücksichtigen. Es sind Bauverfahren zu wählen, die ein Minimum an Beeinträchtigungen für die Bebauung und Umwelt erwarten lassen. Die Arbeitsgeräte und Baufahrzeuge sind den jeweiligen Verhältnissen anzupassen.

Der Aushubhorizont, bzw. jede Schüttlage ist unmittelbar und intensiv zu verdichten. Sämtliche Arbeiten sind durch Eigenüberwachungs- und Kontrollprüfungen zu überwachen.

Während der Erdarbeiten ist besonders auf Witterungseinflüsse und dadurch bedingte Wassergehaltsänderungen der Erdstoffe zu achten.

Die Baugruben sind vor zulaufendem Oberflächenwasser zu schützen. Bei Bedarf ist eine (offene) Wasserhaltung vorzusehen.

Eine Auflockerung des anstehenden Bodens muss vermieden oder durch eine Nachverdichtung auf mindestens mitteldichte Lagerung (≥ 98 % der einfachen Proctordichte bzw. ≥ 100 % im Gründungsbereich) wieder beseitigt werden.

Generell wird die Abnahme der Gründungssohle (Kontrolle der Baugrundverhältnisse) bzw. die Überwachung von Auffüllarbeiten durch das unterzeichnende Büro empfohlen.

Das Einbringen des Verbaus mit Hilfe von vibrierenden oder schlagenden Geräten kann sowohl Sackungen und Setzungen im Boden als auch Erschütterungen an nahe gelegenen Verkehrsflächen (Gleis), Bauwerken, Leitungen, etc. hervorrufen, besonders bei den hier oberflächennah vorhandenen locker gelagerten Böden. Je nach geplantem Einbringverfahren sind Einbringhilfen vorzusehen.

Grundsätzlich ist die DIN 4150 („Erschütterungen im Bauwesen“) zu beachten. Bei ungünstigen Randbedingungen und sensiblem Umfeld ist gegebenenfalls eine Überschreitung der im Teil 3 der DIN 4150 angegebenen Anhaltswerte der Schwinggeschwindigkeiten durch Erschütterungsmessungen zu überprüfen.

Um im Bedarfsfall durch die Baumaßnahme verursachte Schäden von bereits bestehenden Schäden abgrenzen zu können, empfehlen wir an unmittelbar an die Baumaßnahme grenzenden Gebäude und Gleisen/Verkehrsflächen eine Beweissicherung durchzuführen.

11 Schlussbemerkung

Der Landesbetrieb Mobilität Worms plant die Fortführung der B 271 neu zwischen Bad Dürkheim und Grünstadt.

Anhand der Untersuchungsergebnisse, der Geländeaufnahme und der zur Verfügung stehenden Unterlagen und Informationen wurde dieses Straßenbautechnische- sowie Baugrund- und Gründungsgutachten für die neue Trasse bzw. die Grundwasserwanne und Eisenbahnüberführung ausgearbeitet. Darin werden Angaben zur Bemessung, Gründung und Bauausführung gemacht.

Bei der Bauausführung ist ein fachgerechtes Arbeiten wichtig. Während der Erd- und Gründungsarbeiten wird eine weitere baubegleitende Überwachung des Projektes (Abnahme von Gründungssohlen, Verdichtungskontrollen etc.) durch den Baugrundsachverständigen erforderlich werden.

Bei der Durchführung der Arbeiten sind die Anforderungen der jeweils gültigen Normen, Vorschriften, Richtlinien und Merkblätter zu beachten.

Prinzipiell sind Abweichungen in Bezug auf Schichtmächtigkeit und –ausbildung zwischen bzw. außerhalb der Aufschlusspunkte nicht auszuschließen. Sollten beim großflächigen Aufschluss andere Untergrundverhältnisse als dem Gutachten zugrunde liegende festgestellt werden, ist unser Institut sofort zu verständigen, um die Ursache und die Auswirkung auf die genannten Empfehlungen überprüfen und gegebenenfalls ergänzen zu können.

08.257.1 B 271 neu zwischen Bad Dürkheim und Herxheim a. B.

Die die Geotechnik betreffenden und tangierenden Ausführungspläne und Standsicherheitsnachweise sind uns im Rahmen der Entwurferstellung zur Prüfung vorzulegen. Die Ergebnisse der Überprüfung werden in einem geotechnischen Entwurfsbericht zusammengefasst. Weitere geotechnische Berichte können im Laufe der Bauausführung erforderlich werden (vgl. hierzu DIN 1054:2005-01, Abschnitt 4.6).

Bei neu auftretenden Fragen bitten wir um rechtzeitige Benachrichtigung.

Das Gutachten besitzt nur in seiner Gesamtheit Gültigkeit.

67433 Neustadt/Weinstr., 20.05.2009 wh/sce-gr

Fritz-Voigt-Straße 4
Telefon: 06321 4996-00
Telefax: 06321 4996-29
E-Mail: ibes-gmbh@ibes-gmbh.de

IBES Baugrundinstitut GmbH
Ingenieurgesellschaft für Geotechnik und Bauwesen

Dipl.-Ing. Johannes Rauch
Geschäftsführer

Dipl.-Ing. Dudley White
Projektbearbeiter