



DR. SPANG

INGENIEURGESELLSCHAFT FÜR BAUWESEN, GEOLOGIE UND UMWELTECHNIK MBH

DB ProjektBau GmbH
Regionalbereich Mitte
Nahverkehrsvorhaben Süd (I.BV-MI-P (5))
Hahnstraße 52
60528 Frankfurt am Main

Projekt-Nr. 28.2288	Datei P2288B100125Lph3	Diktat CSp/Fe	Büro Witten	Datum 25.01.2010
------------------------	---------------------------	------------------	----------------	---------------------

S-Bahn Rhein-Main / Nordmainische S-Bahn

Strecke km 54,310 – km 71,900

Geotechnisches Gutachten - Lph 3

ANLAGE 12.5.0.2

Auftrag vom 03.04.2009

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

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

Niederlassungen: 09599 Freiberg/Sachsen, Halsbrücker Str. 34, Tel. (03731) 798789-0, Fax 798789-20, dr.spang-freiberg@t-online.de
73734 Esslingen/Neckar, Weillstr. 29, Tel. (0711) 351 30 49-0, Fax 351 30 49-19, dr.spang-esslingen@t-online.de
06618 Naumburg, Jakobsring 4a, Tel. (03445) 762-153, Fax (03445) 762-162, naumburg@dr-spang.de
90441 Nürnberg, Waldaustraße 13, Tel. (0911) 964 5665-0, Fax (0911) 964 5665-5, nuernberg@dr-spang.de

Banken: Stadtparkasse Witten, BLZ 452 500 35, Kto. 4911, Deutsche Bank AG, Witten, BLZ 430 700 24, Kto. 8139511



INHALT	SEITE
1. ALLGEMEINES	4
1.1 Projekt	4
1.2 Auftrag	5
1.3 Unterlagen	5
2. ANFORDERUNGEN AN OBERBAU UND UNTERBAU	8
2.1 Allgemeines	8
2.2 Schotter	9
2.3 Unterbau	9
3. GRÜNDUNG DER STRECKENBAUWERKE	10
3.1 Gründungsmöglichkeiten	10
3.2 Gründungsempfehlungen	19
4. STANDSICHERHEIT FÜR ERDBAUWERKE	22
5. BAUGRUBEN	27
5.1 Allgemeines	27
5.2 Böschungsneigungen	30
6. GRUNDWASSER	32
6.1 Bemessungswasserstände	32
6.2 Grundwasserhaltung	33
6.3 Entwässerung / Drainung	34
6.4 Wasserschutzgebiete	37
7. BEWEISSICHERUNG	40
8. SONSTIGE EMPFEHLUNGEN	42



DR. SPANG

Projekt: 28.2288

Seite 3

25.01.2010

9. ANLAGEN

Anlage 12.5.10:	Längsschnitte Bewertungsband 1 : 1.000 (23)
Anlage 12.5.11:	Böschungsbruchberechnung (19)
Anlage 12.5.12:	Setzungsberechnung (10)
Anlage 12.5.13:	Konsolidationsberechnung (2)



1. ALLGEMEINES

1.1 Projekt

Die DB Netz AG, vertreten durch die DB ProjektBau GmbH, plant den Neubau der „Nordmainischen S-Bahn“ (Strecke 3685). Die Nordmainische S-Bahn soll an das Bestandsnetz der Frankfurter S-Bahn in der Nähe der Station Konstablerwache anschließen und über den Bahnhof Frankfurt/Main – Ost zum HBF Hanau führen. Dabei soll die Streckenführung auf der nördlichen Mainseite, im Wesentlichen in Bündelung mit der bestehenden Strecke Frankfurt – Fulda (Strecke 3660), erfolgen. Mit der Nordmainischen S-Bahn soll somit das Frankfurter S-Bahn-Netz mit der bereits bestehenden, südlich des Mains geführten S-Bahn-Strecke, durch die neu zu errichtende nördlich des Mains geführte Strecke, ergänzt werden.

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

Das Trogbauwerk soll nach dem derzeitigen Planungsstand ca. 360 m lang sein und endet ca. in km 54+500. Ab dem Ende des Trogbauwerks (km 54+500) soll die Strecke 3685 bis zum HBF Hanau (km 71+900) oberirdisch zunächst in nordöstlicher Richtung geführt werden. Südwestlich der Ortschaft Bischofsheim schwenkt die Trasse nach Osten. Südlich von Wilhelmsbad ändert sich die Trassenführung erneut und führt nach Südosten auf den HBF Hanau zu. Im Bereich der oberirdischen Strecke sollen 5 S-Bahn-Stationen errichtet werden sowie 6 niveaugleiche Bahnübergänge aufgehoben werden. Außerdem sollen 3 weitere Überführungsbauwerke für querende Straßen errichtet werden.

Das vorliegende Gutachten behandelt die bautechnischen Empfehlungen für die oberirdisch geführte Strecke östlich der beiden Tunnelabschnitte bis zum HBF Hanau. Die Beschreibung des Baugrundaufbaus, der geotechnischen Verhältnisse sowie der hydrogeologischen Verhältnisse ist



[U 18] zu entnehmen. Die Anlagennummerierung dieses Gutachtens wird fortlaufend aus dem Gutachten [U 18] weitergeführt.

Der in diesem Gutachten verwendete und weitgehend noch übliche Begriff des Erdplanums (EPL) nach Ril 836, Ausgabe 1999 entspricht dem Planum gemäß Ril 836, Ausgabe 2008.

1.2 Auftrag

Die DB ProjektBau GmbH hat am 18.12.2007 der Dr. Spang Ingenieurgesellschaft für Bauwesen, Geologie und Umwelttechnik mbH, den Auftrag erteilt, eine Baugrundbeurteilung (Lph 1 + 2 gemäß HOAI, § 93) zu erstellen. Mit Schreiben vom 03.04.2009 wurde die Lph 3 gemäß HOAI, § 92 beauftragt.

1.3 Unterlagen

Es wurden die nachfolgend aufgeführten, vom AG zur Verfügung gestellten Unterlagen verwendet:

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

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

[U 3] Deutsche Bahn AG, S-Bahn Rhein-Main, Nordmainische S-Bahn, Strecke Frankfurt/M Ost – Hanau Baulos 14, 95/220; Bericht No. 1, Baugrundgutachten; Prof.-Ing. P. Amann Consult GmbH, Mühlthal, 13.05.1997.



DR. SPANG

Projekt: 28.2288

Seite 6

25.01.2010

-
- [U 4] **Deutsche Bahn AG, S-Bahn Rhein-Main, Nordmainische S-Bahn, Strecke Frankfurt/M Ost – Hanau Baulos 15, 95/220; Bericht No. 1, Baugrundgutachten;** Prof.-Ing. P. Amann Consult GmbH, Mühlthal, 22.08.1997.
- [U 5] **Deutsche Bahn AG, S-Bahn Rhein-Main, Nordmainische S-Bahn, Strecke Frankfurt/M Ost – Hanau Baulos 16, 95/220; Bericht No. 1, Baugrundgutachten;** Prof.-Ing. P. Amann Consult GmbH, Mühlthal, 25.08.1997.
- [U 6] **Magistrat der Stadt Hanau, S-Bahn Rhein-Main, Nordmainische S-Bahn, Beseitigung BÜ Frankfurter Landstraße, 97/122; Bericht No. 2 (Schlußbericht), Beurteilung der Grundwassersituation;** Prof.-Ing. P. Amann Consult GmbH, Mühlthal, 07.09.1998.
- [U 7] **Nordmainische S-Bahn, Strecke Frankfurt/Main – Hanau, Baumaßnahme Bahnübergang Frankfurter Landstraße in Hanau, Projekt 158010059, Bericht-Nr. 1, Einfluss auf die Hydrogeologie;** Prof.-Ing. P. Amann Consult GmbH, Mühlthal, 09.07.2001.
- [U 8] **Nordmainische S-Bahn, Strecke Frankfurt/Main – Hanau, Baumaßnahme Bahnübergang Salisweg in Hanau, Projekt 158010059, Bericht-Nr. 2, Einfluss auf die Hydrogeologie;** Prof.-Ing. P. Amann Consult GmbH, Mühlthal, 09.07.2001.
- [U 9] **Nordmainische S-Bahn, Strecke Frankfurt/Main – Hanau, Baumaßnahme Bahnübergang Burgallee, Einfluss auf die Hydrogeologie;** Prof.-Ing. P. Amann Consult GmbH, Mühlthal, 30.08.2001.
- [U 10] **Nordmainische S-Bahn, Strecke Frankfurt/Main – Hanau, Baumaßnahme Bahnübergang Burgallee in Hanau, Projekt 158010059, Bericht-Nr. 3, Einfluss auf die Hydrogeologie;** Prof.-Ing. P. Amann Infutec Consult AG & Co. KG, Mühlthal, 30.08.2001.
- [U 11] **S-Bahn Rhein-Main, Auszüge aus dem Erläuterungsbericht zur Vorplanung Lph 1 – 2;** DB ProjektBau GmbH, Berlin, Dezember 2008.



Des Weiteren wurden folgende Unterlagen zur Erstellung des Gutachtens herangezogen:

- [U 12] **Geologische Karte von Hessen, Blatt Frankfurt a. M. Ost (5818), Karte 1 : 25.000 und Erläuterungen**; Hessisches Landesamt für Bodenforschung, Wiesbaden, 1993.
- [U 13] **Geologische Karte von Hessen, Blatt Hanau (5819), Karte 1 : 25.000 und Erläuterungen**; Hessisches Landesamt für Bodenforschung, Wiesbaden, 1998.
- [U 14] **Hydrogeologisches Gutachten, S-Bahn Rhein-Main / Nordmainische S-Bahn, Tunnelstrecke „Grüne Straße“ – Station Ostbahnhof, Station Ostbahnhof, Tunnelstrecke Station Ostbahnhof - km 54,310**; Dr. Spang Ingenieurgesellschaft für Bauwesen, Geologie und Umwelttechnik mbH, Witten, 12.12.2008.
- [U 15] **Geotechnisches und tunnelbautechnisches Gutachten, S-Bahn Rhein-Main / Nordmainische S-Bahn, Tunnelstrecke „Grüne Straße“ – Station Ostbahnhof, Station Ostbahnhof, Tunnelstrecke Station Ostbahnhof - km 54,310**; Dr. Spang Ingenieurgesellschaft für Bauwesen, Geologie und Umwelttechnik mbH, Witten, 30.01.2009.
- [U 16] **Hochwassernachrichtendienst**; <http://www.hnd.bayern.de>, Stand Januar 2009.
- [U 17] **Erläuterungsbericht, S-Bahn Rhein-Main, Nordmainische S-Bahn, Vorplanung Lph 1-2**; DB ProjektBau GmbH, Berlin, 23.01.2009.
- [U 18] **Geotechnisches Gutachten (Lph 1 + 2), S-Bahn Rhein-Main / Nordmainische S-Bahn, Strecke km 54,310 – km 71,900**; Dr. Spang GmbH, Witten, 19.02.2009.
- [U 19] **Hydrogeologisches Gutachten, S-Bahn Rhein-Main / Nordmainische S-Bahn, Strecke km 54,310 – km 71,900**; Dr. Spang GmbH, Witten, Oktober 2009.
- [U 20] **RistWag, Richtlinien für bautechnische Maßnahmen an Straßen in Wasserschutzgebieten**; Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 2002.



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

2. ANFORDERUNGEN AN OBERBAU UND UNTERBAU

2.1 Allgemeines

Die Strecke verläuft vom östlichen Ende der Tunnelstrecke bis ca. zum km 60,67 auf dem Gebiet der Stadt Frankfurt am Main. In diesem Bereich sollen nördlich der bestehenden Fernbahnstrecke (Strecke 3660) die Gleise für die S-Bahn (Strecke 3685) errichtet werden. Ab ca. km 56,15 bis ca. km 58,1 werden die Gleise der S-Bahn im Bereich der bestehenden Gleisanlagen geführt. Ab ca. km 58,1 bis ca. km 59,45 wird das südliche S-Bahn Gleis im Bereich der bestehenden Gleisanlage geführt und das nördliche S-Bahn Gleis nördlich der Gleisanlagen neu errichtet. Ab ca. km 59,45 werden beide Gleise der S-Bahn nördlich der bestehenden Gleise neu errichtet.

Im Bereich der Gemeinde Maintal soll von km 60,67 bis km 66,5 die Strecke 3685 nördlich der bestehenden Fernbahn errichtet werden. Von ca. km 61,92 (km 10,52 der Strecke 3660) bis ca. km 63,35 (km 11,95 der Strecke 3660) wird das nördliche Gleis der Fernbahnstrecke nach Norden verzogen und ein zusätzliches Gleis (Überholgleis) errichtet. Zusätzlich soll zwischen ca. km 12,05 (Strecke 3660) und ca. km 12,45 eine Weichenverbindung zwischen den beiden Gleisen der Fernbahn errichtet werden.

Von km 66,5 bis zum Ende der geplanten Strecke (ca. km 71,9) verläuft die Strecke auf dem Gebiet der Gemeinde Stadt Hanau. Die Gleise der S-Bahn (Strecke 3685) sollen im Wesentlichen nördlich bzw. östlich der bestehenden Fernbahnstrecke (Strecke 3660) geführt werden. Dabei sollen in Teilbereichen die Gleise der Fernbahnstrecke (3660) nach Süden verschwenkt werden und die Gleise der S-Bahn im Bereich der Bestandsgleise geführt werden. Dies betrifft die Streckenabschnitte von ca. km 66,6 (km 15,18 der Strecke 3660) bis ca. km 69,5 bzw. bis ca. km 18,55 der Strecke 3660. Ab diesen Kilometern werden die Strecke 3685 und 3660 im Bereich der Bestandsgleise bis zum HBF Hanau geführt.



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

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

Der gesamte Streckenabschnitt befindet sich nach Ril 836.0501 im Frosteinwirkungsgebiet I.

2.2 Schotter

Die Dicke der Bettung unter dem Schienenaufleger (UK Schwelle – UK Schotter) muss nach Ril 820.2010A16, bei $v_e \leq 160$ km/h mindestens 30 cm betragen.

Der Schotter muss aus schlagfestem Gestein der Körnung 1 (25 bis 65 mm) bestehen und muss die technischen Lieferbedingungen DBS 918 062 erfüllen.

2.3 Unterbau

Für den Neubau von Gleisen der Streckenkategorie P 160 / M 160 fordert das Modul 836.0501 in Bild 2 bei Schotteroberbau eine Schutzschicht aus den Korngemischen 1 oder 2 gemäß DBD 918 062 von mindestens 40 cm Stärke. Für die Ertüchtigung von Gleisen ist eine Regeldicke der Schutzschicht von mindestens 20 cm einzuhalten. Nach Modul 836.0503, 3 (3), dürfen für die Streckenkategorie P160 / M 160 natürliche Böden der Bodengruppen GE, SE und SI verwendet



werden, sofern die Ungleichförmigkeitszahl $U \geq 3$ ist. Demnach können die Sande und Kiese der Mainterrasse (Schicht I.4) weitgehend verwendet werden. Die Flugsande der Schicht I.3 sind in der Regel eng gestuft ($U < 3$) und könne daher nicht für Schutzschichten verwendet werden.

Für den Regelaufbau von Schutzschichten und Unterbau gelten für den Neubau die Bilder A 1.9 und A 1.10 und für die Ertüchtigung das Bild A 1.15 der Ril 836.0501 mit nachfolgend aufgeführten Tragfähigkeiten:

	Neubau	Ertüchtigung
Planum der PSS; E_{v2} [MN/m ²]	100	50
Erdplanum, E_{v2} [MN/m ²]	45	30

Tabelle 2.3-1: Tragfähigkeitsanforderungen

3. GRÜNDUNG DER STRECKENBAUWERKE

3.1 Gründungsmöglichkeiten

Die Schienenoberkante der S-Bahn-Trasse liegt im beschriebenen Trassenbereich im Bereich der Stadt Frankfurt vollständig, im Bereich der Stadt Maintal weitgehend und im Bereich der Stadt Hanau vollständig mindestens 1,5 m über dem vorläufigen Bemessungswasserspiegel Endzustand. Einzig im Bereich zwischen km 66,0 und km 66,62 (Strecke 3685) wird der Abstand zwischen SO und vorläufigen Bemessungswasserspiegel unterschritten und beträgt minimal 1,35 m. Der anzusetzende Bemessungswasserstand ist gemäß [U 19] Tabelle 3.1-1 zu entnehmen.



Strecke 3685	Bauzeitiger Bemessungswasser-	Bemessungswasserstand Endzu-
[km]	stand	stand
[m NHN]	[m NHN]	[m NHN]
54,0	94,4	95,4
55,0	95,9	96,1
56,0	96,2	96,7
57,0	96,5	97,0
58,0	97,0	97,5
59,0	97,2	97,7
60,0	97,6	98,1
61,0	98,5	99,0
62,0	98,9	99,4
63,0	98,75	99,25
64,0	99,0	99,5
65,0	99,5	100,0
66,0	100,5	101,0
67,0	100,75	101,25
68,0	100,75	101,25
69,0	100,75	101,25
70,0	100,75	101,25
71,0	100,5	101,0
72,0	100,5	101,0

Tabelle 3.1-1: Zusammenstellung der Bemessungswasserstände

Die Trassen können somit grundsätzlich sowohl flach als auch tief gegründet werden. Aufgrund der Tragfähigkeit der weitgehend anstehenden mindestens mitteldicht gelagerten Sande und Kiese (Schicht II.4) sowie der mittleren Tragfähigkeit der bereichsweise anstehenden Flugsande (Schicht I.3) erscheint eine Tiefgründung der Fahrbahnkonstruktion weitgehend aus wirtschaftlicher Sicht nicht erforderlich. In den Bereichen, in denen bindige Böden mit nur geringer Tragfähigkeit (Schicht I.2a und I.2b) anstehen, werden Zusatzmaßnahmen (Baugrundverbesserungsmaßnahmen bzw.



Bodenaustausch) erforderlich. Die in Höhe des Erdplanums anstehenden rolligen Böden (Schicht I.3 und I.4) können i. d. R. durch eine Oberflächenverdichtung ausreichend tragfähig nachverdichtet werden.

Die in Tabelle 3.1-2 verzeichneten Bereiche der Trassen weisen in Höhe des planmäßigen Erdplanums Böden auf, die nur eine geringe Tragfähigkeit besitzen. In diesen Bereichen der Trasse ist das Erdplanum somit zu verbessern oder vollständig auszutauschen / zu erneuern.

von [km]	bis [km]	Länge [m]	Baugrund mit geringer Tragfähigkeit [m u. EPL]	Strecke
54,245	55,40	1.160	bis ca. 1,0 m unter GOF ¹⁾	3685
56,92	57,30	380	1,5	3685
57,48	57,68	200	0,75	3685
58,00	58,13	130	1,3	3685 / 3660
58,35	58,48	130	1,2	3685 / 3660
58,60	59,07	470	1,0	3685
59,40	60,48	1.080	1,0	3685
60,48	60,70	220	1,0	3685
61,70	62,17	470	bis ca. 6,0	3685 / 3660
62,75	63,50	750	2,0 m u. GOF	3685 / 3660
63,73	63,93	200	1,5	3685
63,93	64,20	270	2,0	3685
64,20	64,60	400	3,0	3685
64,60	65,06	460	0,75	3685
66,28	66,62	340	1,5	3685
66,90	67,36	460	1,0	3685 / 3660
67,36	67,70	340	2,1	3660
67,70	67,90	200	0,6	3660
69,01	69,37	360	6,6 m unter GOF	3660



von	bis	Länge	Baugrund mit geringer Tragfä- higkeit	Strecke
[km]	[km]	[m]	[m u. EPL]	
69,37	70,32	950	1,1	3685 / 3660
70,9	71,9	1.000	1,1	3685 / 3660

1) Dammlage, betrifft nur den auslaufenden Bereich des Damms

Tabelle 3.1-2: Bereiche mit Baugrund geringer Tragfähigkeit

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

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

Ein **konventioneller Bodenaustausch** der in Tabelle 3.1-1 verzeichneten Bereiche ist bis in eine Tiefe von etwa 10 m unter Erdplanum technisch ausführbar. Ein Bodenaustausch bis in große Tiefen ist durch einen Bodenaushub und eine Wiederverfüllung im Großbohrverfahren, mit dem „Hydraulischen Vortriebs-Verbau SK 738“ (Fa. Matthäi Bauunternehmen GmbH & Co. KG), dem „Kasten-Bodenaustausch-Verfahren“ (Fa. Josef Möbius Bau-Gesellschaft GmbH & Co.), dem „Möbius-Vorschub-Gerät“ (Fa. Josef Möbius Bau-Gesellschaft GmbH & Co.) und dem „Waran“ (Fa. Leonhard Weiss GmbH & Co.) möglich. Mit diesen Verfahren können bindige und nicht bindige Böden punktuell, rasterförmig oder flächendeckend ausgetauscht werden. Diese verhältnismäßig aufwen-



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

Als Austauschmaterial sind z. B. die anstehenden Sande und Kiese der Mainterrasse (Schicht I.4) oder Material entsprechend Ril 836.0501 zu verwenden. Das Austauschmaterial muss lagenweise mit mindestens $D_{Pr} = 97\%$ eingebaut werden. Vor dem Einbau müssen Probeschüttungen und Probeverdichtungen (Prüffelder) durchgeführt werden. Damit werden das Verdichtungsverfahren (Gerät, Anzahl der Übergänge, Arbeitsgeschwindigkeit) und die zulässige Schütthöhe ermittelt bzw. das Erreichen der für das Verdichten vorgegebenen Anforderungen mit dem gewählten Arbeitsverfahren geprüft. Für die Vorplanung kann von den Schütthöhen gemäß Tabelle 3.1-3 ausgegangen werden. Die Einhaltung der angegebenen Schütthöhen und Übergänge ersetzt jedoch keine Eignungsprüfung.

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

Tabelle 3.1-3: Anhaltswerte für Geräteeinsatz und Schütthöhen

Die Verbesserung der Tragfähigkeit von Böden mit **Geogittern** beruht auf dem Grundprinzip, dass die durch Zug beanspruchten Bereiche der Tragschichten durch hochzugfeste Geogitter bewehrt werden. Als weitere Komponente der "geokunststoffbewehrten Platte" ist auch die Druckzone aus



dem Korngerüst des Tragschichtmaterials erforderlich. Als Schüttmaterial muss daher ein gut abgestuftes Material mit geringem Feinkorn gewählt werden, damit es bei dem gewählten Bewehrungselement zu einer Verzahnung des Korngerüsts mit der offenen Geogitterstruktur kommen kann.

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

Beim Einsatz eines Geogitters kann somit der Bodenaustausch und somit die Höhe des bauzeitlich erforderlichen Geländesprungs reduziert werden (vgl. Ril 836.0503, Anhang 1, (8)). Die ungebundenen Tragschichten können durch den Einsatz von Geogittern bewehrt werden, die flächenhaft zwischen Erdplanum und Tragschicht angeordnet werden. Nach Ril 836.0503, Anhang 1, (8) kann die erforderliche Tragschichtdicke bei Einbau eines statisch wirksamen Geogitters um 10 cm je Lage Geogitter reduziert werden. Bei einem ggf. erforderlichen Bodenaustausch ist die Austauschstärke als erforderliche Tragschichtdicke anzusehen.

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

Für die Bemessung bewehrter Tragschichten bei der Ertüchtigung von Eisenbahnstrecken steht derzeit noch kein theoretischer Bemessungsansatz zur Verfügung. Da sich die auf dem Markt verfügbaren Bewehrungsprodukte sowohl von der Produktstruktur als auch von der Zugkraft- / Dehnungscharakteristik stark unterscheiden, sind Nachweise zur Bewehrung ungebundener Schüttlagen auf analytischem Wege derzeit auch nicht sinnvoll möglich. Hinweise zur Bemessung finden



sich in der „Empfehlungen für Bewehrungen aus Geokunststoffen – EBGEO“ Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT).

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

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

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

Mit **Rütteldrucksäulen** können insbesondere nicht bindige Böden mit einem Schluffanteil von höchstens 15 % verbessert werden. In den Streckenbereichen (km 61,70 – 62,17, km 64,20 – 64,60, km 69,01 – 69,37) sind z. T. locker gelagerte, überwiegend rollige Auffüllungen bis in eine Tiefe von ca. 6,0 m zu verbessern (Auffüllung einer ehemaligen Kiesgrube). Hierzu kann das Verfahren der Rütteldrucksäulen angewendet werden. Für bindige Böden ist das Verfahren nicht geeignet.

Die **Rüttelstopfverdichtung** ist ein der Rütteldruckverdichtung ähnliches Verfahren, bei dem eine **Schottersäule** in einem bindigen Boden erstellt wird. Der zu verbessernde Boden muss eine Kurzzeitfestigkeit von $c_u \geq 15 \text{ kN/m}^2$ aufweisen. Das Verdichtungsverfahren ist bis etwa $c_u \leq$



70 kN/m² wirtschaftlich einsetzbar. Das Verfahren ist für die bindigen Schichten (Schicht I.2a und I.2b) geeignet.

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

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



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

Eine **Bodenverfestigung** in sowohl bindigen, als auch in nicht bindigen Böden nach dem mixed-in-place-Verfahren ist mit dem „Fräs-Misch-Injektionsverfahren“ (Fa. Sidla & Schönberger Spezialtiefbau GmbH) möglich. Dieses Verfahren erlaubt es, Schichtfolgen von unterschiedlichen Bodenarten in einem Arbeitsgang mit einem Arbeitsgerät zu fräsen, zu durchmischen und mit Zementsuspension zu injizieren, ohne dass der Boden gefördert werden muss. Der zementverfestigte Erdkörper kann somit ohne einen Bodenaushub hergestellt werden (mixed-in-place-Verfahren). Mit dem Fräs-Misch-Injektionsverfahren können derzeit Böden bis in eine Tiefe von etwa 9,0 m ertüchtigt werden. Der in den Baugrund eingebrachte wasserundurchlässige Bodenbetonkörper verringert den Durchflussquerschnitt des Grundwasserleiters. Der entstehende Grundwasserhemmer liegt entsprechend der Trassierung weitgehend quer zur Strömungsrichtung und wird somit voraussichtlich eine gewissen Anstau auf der Anstromseite und einen Sunk auf der Abstromseite hervorrufen. Der Einsatz einer flächigen Bodenverbesserung ist deshalb im betrachteten Trassenabschnitt nur nach einer zusätzlichen hydrogeologischen Untersuchung möglich. Dieses Verfahren ist zur Verbesserung in den rolligen bzw. gemischtkörnigen Auffüllungen (Schicht I.1) sowie den bindigen Böden (Schicht I.2a und I.2b) geeignet und kann alternativ zu eingesetzt werden. Das Verfahren kann nach Ril 836.4202 ohne UiG und ZiE eingesetzt werden.

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



Vor Ausführung einer Bodenverbesserung oder Bodenverfestigung ist die Eignung des Bodens für das vorgesehene Verfahren zu prüfen. Grundsätzlich ist für die Beurteilung der Eignung des gewählten Verfahrens, bei allen Bodenverbesserungsmaßnahmen eine in-situ Probeverbesserung notwendig. Durch die Bodenverbesserung ist in den nicht bindigen Böden eine mindestens mitteldichte Lagerung und in den bindigen Böden eine mindestens steife Konsistenz zu erreichen. Der Verdichtungserfolg ist mit Sondierungen (Drucksonde / schwere Rammsonde) bzw. entsprechend der Prüfmethode M 3 nach ZTVE nachzuweisen.

Bezüglich der Regelanforderungen gemäß Ril 836 an das Erdplanum der neu geplanten Strecke ist für eine Ausführung der Fahrbahn mit einem Schotteroberbau ein Verformungsmodul von $E_{V2} = 45 \text{ MN/m}^2$ erforderlich. Des Weiteren ist ein Verdichtungsgrad von $D_{Pr} = 97 \%$ in den anstehenden grobkörnigen Sanden und Kiesen der Mainterrasse (Schicht I.4) und der Flugsande (Schicht I.3) erforderlich. Gemischtkörnige und bindige Bodenarten müssen eine Proctordichte von mindestens $D_{Pr} = 95 \%$ aufweisen. Eventuell unter dem geplanten Erdplanum anstehender Mutterboden ist auszutauschen.

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

Bei allen Baugrundverbesserungsverfahren (mit Ausnahme der Bodenaustauschverfahren und von Mineralstoffsäulen) ist eine Überdeckung der verbesserten Bodenkörpers mit einer schwach durchlässigen, gut verdichtungsfähigen Schicht (z. B. Material entsprechend KG 1) in einer Dicke von mindestens 0,3 m erforderlich. Bei Mineralstoffsäulen (Rütteldruck-/Rüttelstopfsäulen und geokunststoffummantelte Bodensäulen) ist eine Überdeckung vorzusehen, die vom zwischen den Säulen anstehenden Boden abhängt. Im Bereich von im Wesentlichen rolligen Auffüllungen (km 61,7 – 62,17, km 62,20 – 64,60 und km 69,01 – 69,37) wird eine Abdeckung mit KG 2 oder entsprechendem Material empfohlen.

3.2 Gründungsempfehlungen

Es wird empfohlen, die Trasse bzw. den Oberbau entsprechend den o. a. Ausführungen in den anstehenden überwiegend ausreichend tragfähigen Böden flach zu gründen und die gering tragfäh-



higen Bereiche gemäß Tabelle 3.1-1 zu ertüchtigen. In allen anderen Bereichen ist eine Nachverdichtung des Erdplanums erforderlich. Die hierfür erforderliche aufzubringende Verdichtungsleistung kann mit einem entsprechend schweren Verdichtungsgerät direkt auf dem Erdplanum erfolgen.

Für die zu verbessernden Bereiche wird eine Baugrundverbesserung gemäß Tabelle 3.2-1 empfohlen.

von [km]	bis [km]	Baugrundverbesserung bis in eine Tiefe von [m u. EPL]	Verbesserungsmaßnahme
54,245	54,485	1,0 m u. GOF	Bodenaustausch, nur in Schicht I.2b
55,15	55,40	bis zu 1,0 m u. GOF	Bodenaustausch, nur erforderlich wenn Dammlage < 2,5 m über ursprünglicher GOF
56,92	57,30	1,5	Bodenaustausch 1)
57,48	57,68	0,75	Bodenaustausch 1)
58,00	58,125	1,3	Bodenaustausch 1)
58,35	58,48	1,2	Bodenaustausch 1)
58,60	59,07	1,0	Bodenaustausch 1)
59,40	60,48	1,0	Bodenaustausch 1)
60,48	60,70	1,0	Bodenaustausch 1)
61,70	62,17	bis ca. 6,0	Geokunststoffummantelte Bodensäulen
62,75	63,50	2,0 m u. GOF	Bodenaustausch 1)
63,73	63,93	1,5	Bodenaustausch 1)
63,93	64,20	2,0	Bodenaustausch 1)
64,20	64,60	3,0	Geokunststoffummantelte Bodensäulen
64,60	65,06	0,75	Bodenaustausch 1)
66,28	66,62	1,5	Bodenaustausch 1)
66,90	67,36	1,0	Bodenaustausch 1)



von [km]	bis [km]	Baugrundverbesserung bis in eine Tiefe von [m u. EPL]	Verbesserungsmaßnahme
67,36	67,70	2,1	Bodenaustausch 1)
67,70	67,90	0,6	Bodenaustausch 1)
69,01	69,37	6,6 m unter GOF	Geokunststoffummantelte Bodensäulen
69,37	70,32	1,1	Bodenaustausch 1) 2)
70,90	71,90	1,1	Bodenaustausch 1) 2)

1) ggf. mit Einsatz einer Geokunststoffbewehrung / Geogitter

2) im Bereich der bestehenden Gleisanlage Bodenaustausch 1,5 m unter UK Schwelle

Tabelle 3.2-1: Empfehlung zur Baugrundverbesserung

Als Austauschmaterial sind z. B. die anstehenden Sande und Kiese der Mainterrasse (Schicht I.4), das in anderen Bereichen als Aushubmaterial anfällt oder Material entsprechend Ril 836.0501 zu verwenden. Es sollte bevorzugt Material verwendet werden, das KG 2 entspricht.

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

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



In den Bereichen, in denen in der Aushubsohle bindige Schichten (insbesondere Schicht I.2b) angetroffen werden und verbleiben ist zum Schutz der bindigen Schicht zunächst eine Lage (mind. 30 cm) KG 1 einzubauen. Die Schutzschicht aus KG 1 dient dazu ein Eindringen von Oberflächenwasser zu verringern. Die bindigen Bodenschichten sind bei Wassersättigung und dynamischer Belastung (Eisenbahnverkehr) bewegungsempfindlich, daher ist ein zusätzlicher Oberflächenwassereintrag zu vermeiden.

Im Bereich der Flugsande (Schicht I.3) und der Sande und Kiese der Mainterrasse (Schicht I.4) steht unter Berücksichtigung einer Nachverdichtung gut tragfähiger Untergrund an. Die gering tragfähigen Füllungen der Flussaltläufe sind ohnehin gegen gut verdichtetes Material auszutauschen oder mit Schotterssäulen zu verbessern, sodass dann auf dem Austauschplanum ebenfalls von gut tragfähigem Untergrund auszugehen ist. Eine zusätzliche Filter-/Trennschicht ist bei Verwendung eines Korngemisches KG 1/2 für die Schutzschicht nicht erforderlich. Daher ist für den gesamten Streckenabschnitt eine Regeldicke der Schutzschicht nach Ril 836 von 40 cm (Streckenategorie P 160 / M 160, Schotteroberbau) ausreichend. Auf dem (nachverdichteten) Erdplanum ist ein E_{v2} -Wert von 45 MN/m² nachzuweisen.

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

4. STANDSICHERHEIT FÜR ERDBAUWERKE

Der Nachweis der Standsicherheit für dauerhafte Böschungen ergibt sich nach DIN 1054 ($E_d \leq R_d$) für böschungsparallele Gleitflächen in nicht belasteten, kohäsionslosen Böden für den Grenzzustand GZ 1C im Lastfall 1 (ständige Bemessungssituation) zu:

$$\tan \beta \cdot \gamma_G \leq \frac{\tan \varphi_k}{\gamma_\varphi}$$



mit: $\gamma_G = 1,0$ (GZ 1C, LF 1)
 $\gamma_\phi = 1,25$ (GZ 1C, LF 1)

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

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

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

Für Bereiche, in denen die Strecke in Dammlage verläuft, kann nach Ril 836.0506 auf den Nachweis der Standsicherheit verzichtet werden, wenn die Böschungsneigung kleiner oder gleich dem Regelwert nach Ril 836.0506 ausgeführt wird und der Damm nicht höher als 12 m errichtet wird. Bei Verwendung von GW oder GI als Schüttmaterial ist eine maximale Böschungsneigung von 1 : 1,5 (vertikal : horizontal) zulässig. Bei Verwendung von GE, SW oder SI ist die Böschung auf maximal 1 : 1,7 abzuflachen, bei Verwendung eines SU, GU als Schüttmaterial ist eine Böschungsneigung von maximal 1 : 1,8 und bei Verwendung eines SE als Schüttmaterial ist eine Böschungsneigung von maximal 1 : 2,0 zulässig.

Für das verwendete Material sind ausreichende Scherparameter für die geplante Böschungsneigung nachzuweisen. Bei Verwendung reiner Reibungsmaterialien muss ein Reibungswinkel des Materials entsprechend Tab. 4-1 nachgewiesen werden.

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

Tabelle 4-1: Erforderlicher Reibungswinkel der Schüttmaterialien



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

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

Für die geplanten Dammschnitte wurden Standsicherheitsuntersuchungen ausgeführt. Es wurde für jeden Dammschnitt mit einheitlicher Böschungsneigung und für jeden geotechnischen Homogenbereich Berechnungen der Sicherheit gegen Böschungsbruch an der höchsten Stelle des Damms in diesem Abschnitt ausgeführt. Die Ergebnisse sind in Anlage 12.5.11 dokumentiert. Die Berechnungen wurden jeweils für einen Dammaufbau aus rolligen Materialien und einen Dammaufbau aus gemischtkörnigen Materialien ausgeführt. Es wurden durch Variationsberechnungen jeweils die mindestens erforderlichen Scherparameter des Schüttmaterials ermittelt und in Tabelle 4-2 zusammengestellt. Die Berechnungen wurden für den Endzustand ausgeführt. Evt. maßgebliche Bauzustände wurden nicht berücksichtigt. In der Tabelle 4-2 sind die Ergebnisse der Berechnungen für den jeweils maßgeblichen Schnitt im Dammbereich zusammengestellt.

Dammschnitt [km] (Strecke 3660)	Homogen- bereich	Dammhöhe [m] / Bö- schungs- neigung [-]	rollige Dammschüttung		gemischtkörnige Dammschüttung	
			erf. Rei- bungswinke φ' [°]	erf. Ko- häsion c' [kN/m ²]	erf. Rei- bungswinke φ' [°]	erf. Ko- häsion c' [kN/m ²]
3,229 – 3,551 ¹⁾	B	4,6 / 1 : 1,8	35	0	27,5	2,5
3,571 – 3,732	B	4,6 / 1 : 1,8	35	0	27,5	2,5
3,752 –	C	2,6 / 1 : 1,8	35	0	27,5	2,5



Dammabschnitt [km] (Strecke 3660)	Homogen- bereich	Dammhöhe [m] / Bö- schungs- neigung [-]	rollige Dammschüttung		gemischtkörnige Dammschüttung	
			erf. Rei- bungswinke φ' [°]	erf. Ko- häsion c' [kN/m²]	erf. Rei- bungswinke φ' [°]	erf. Ko- häsion c' [kN/m²]
3,988						
11,422 – 15,185	B	2,8 / 1 : 1,9	35	0	27,5	2,5
15,225	E	1,1 / 1 : 1,5	35	0	27,5	2,5
17,161 – 17,593	D	3,5 / 1 : 1,5	40	0	27,5	2,5
17,621 – 17,658	C	2,9 / 1 : 1,5	40	0	27,5	2,5
22,217	F	4,5 / 1 : 2,0	32,5	0	27,5	2,5
22,236 – 22,449	G	4,8 / 1 : 2,0	32,5	0	27,5	2,5

1) Dammbereich mit Stützmauer

Tabelle 4-2: Berechnung der Böschungsstandsicherheit

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



Kornbereiche der Mainterrasse (Schicht I.4) hier eingebaut werden; nur Materialien der Flugsande (Schicht I.3) sind aufgrund ihrer enggestuften Körnungslinie hier nicht zum Einbau geeignet.

Zusätzlich wurden für die Dammabschnitte Setzungsberechnungen für die maximale Dammhöhe ausgeführt, um den zu erwartenden maximalen Setzungsbetrag der Dammaufstandsfläche zu ermitteln. Die Berechnungsergebnisse sind in Anlage 12.5.12 dargestellt und in Tabelle 4-3 zusammengefasst.

Dammabschnitt [km] (Strecke 3660)	Homogenbereich	Dammhöhe [m]	max. Setzung [cm]
3,229 – 3,551	B	4,6	7,1
3,571 – 3,732	B	4,6	6,1
3,752 – 3,988	C	2,6	3,2
11,422 – 15,185	B	2,8	3,9
15,225	E	1,1	0,7
17,161 – 17,593	D	3,5	3,7
17,621 – 17,658	C	2,9	3,3
22,217	F	4,5	3,6
22,236 – 22,449	G	4,8	6,6

Tabelle 4-3: Untergrundsetzungen durch Dammschüttung

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

Für die Dammeigensetzungen ist bei Einbau eines im Wesentlichen rolligen Schüttmaterials davon auszugehen, dass diese Setzungen ebenfalls bereits bauzeitig erfolgen. Für rollige Schüttmaterialien ist von einer Eigensetzung bzw. Verdichtungssetzung von bis zu 10 % der Dammhöhe auszu-



gehen. Da diese Eigensetzungen i. d. R. bereits kurz nach dem Einbau abklingen werden, kann angenommen werden, dass bei einem lagenweisen Einbau die Setzungen während der Bauzeit eintreten und keine Überhöhung errichtet werden muss. Die Eigensetzungen sind aber beim lagenweisen Einbau und der erforderlichen Einbau-/Schüttmasse zu berücksichtigen.

5. BAUGRUBEN

5.1 Allgemeines

Die neu zu errichtenden Streckenabschnitte werden in unmittelbarer Nähe der bestehenden Fernbahngleise errichtet. Nach den Regelquerschnitten aus [U 17] ist ein Mindestabstand zwischen den Achsen des Bestandsgleises der Fernbahn und dem neu zu errichtenden Gleis der S-Bahn von 6,05 m vorgesehen.

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

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

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

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



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

In Ril 836.4305 regelt Bild 1 die geometrische Abgrenzung der Sicherungsmaßnahme bei temporären Geländesprüngen im Nahbereich zu Gleisen (Abb. 5.1-1). Es werden 3 Bereiche ausgewiesen, auf deren Grundlage die erforderlichen Maßnahmen zur Sicherung des Geländesprungs festgelegt werden. Als Randbedingung für die Bereichsabgrenzung gelten folgende Maßgaben:

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

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

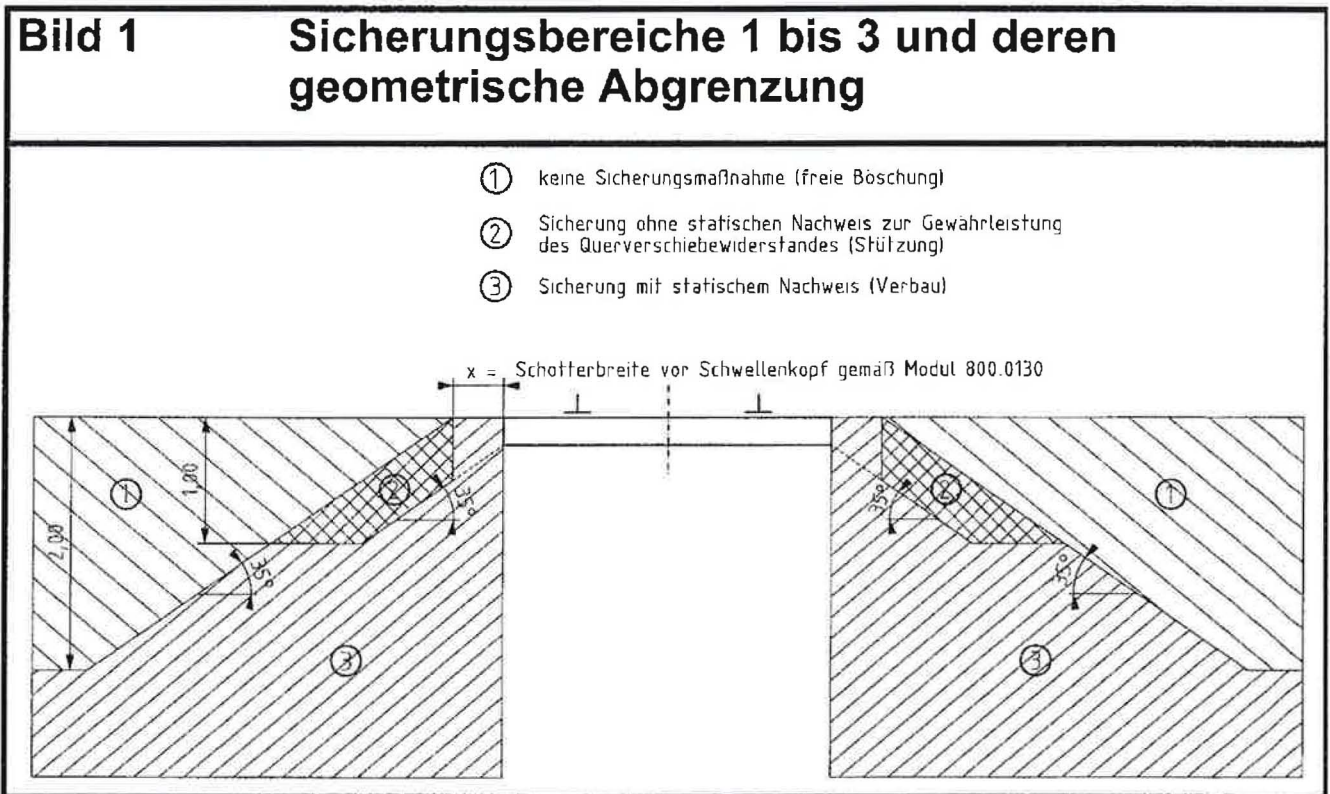


Abbildung 5.1-1: Geometrische Abgrenzung der Sicherungsmaßnahmen

Im **Bereich 1 kann frei geböscht** werden, ohne dass eine konstruktive Maßnahme erforderlich wird. Als Böschungswinkel sind 35° angegeben. Es sind aber die Vorgaben der Module 800.0130 hinsichtlich Vor-Kopf-Schotter-Breite und der Module 836.0506 und 836.0507 bzgl. Neigung und Höhe der Dammböschungen einzuhalten.

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

Wenn der Bodenaushub im **Bereich 3** vorgenommen wird, ist der Geländesprung durch einen **Verbau** zu sichern, da in diesem Bereich Belastungen aus dem Eisenbahnverkehr und dem Bau-



betrieb auftreten. Es sind in diesem Fall auch Nachweise des Grenz- und Gebrauchszustandes nach Modul 836.4301 zu erbringen.

Die in Abb. 5.1-1 angegebene Mindestschotterbreite vor Schwellenkopf (Vor-Kopf-Schotter) gemäß Modul 800.0130 beträgt $x = 40$ cm bei einer Betriebsgeschwindigkeit $v < 160$ km/h.

5.2 Böschungsneigungen

Aufgrund des Abstands von mindestens 2,8 m (vgl. Kap 5.1) können die Baugruben für die Errichtung des Unterbaus i. d. R. unter den Maßgaben der DIN 4124 frei geböscht hergestellt werden (Ril 836 ist ebenfalls zu beachten). Nach DIN 4124 dürfen bei ebenem Gelände die rolligen Böden (Schicht I.1, I.3 und I.4) unter maximal 45° geböscht werden. In bindigen Böden kann ein maximaler Böschungswinkel von 60° für Baugrubenböschungen zugelassen werden. Böschungen und Erdplanum sind durch Folienabdeckung vor Niederschlägen zu schützen. Das Erdplanum darf nicht befahren werden. Voraussetzung für alle o. g. Angaben ist eine Entwässerung der Baugrube bzw. von wasserführenden Böden (nach der Baugrunduntersuchung allenfalls lokal Schichtwasser). Ebenso gelten die Angaben nicht, sofern bereits aufgeweichte bindige Böden beim Aushub angetroffen werden.

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

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

Die bodenmechanischen Rechenwerte für die Standsicherheitsberechnungen des Baugrubenverbaus können [U 18], Tabelle 3.2-1 entnommen werden. Für die Bemessung der Verbauwand



darf der Wandreibungswinkel für Spundwände und Trägerbohlwände höchstens mit $|\delta_{a/p}| = 2/3 \varphi_k'$ angesetzt werden.

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

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

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

Die Frostempfindlichkeit der bindigen Böden (Schicht I.2a und I.2b) im Erdplanum erfordert - je nach Jahreszeit der Bauausführung - auch einen Schutz gegen Frosteinwirkung. Die auszuhebenden bindigen Böden sind schwer bzw. nicht verdichtungsfähig und daher für einen Wiedereinbau im Gleisbereich bzw. in Bereichen, in denen Sackungen nicht hingenommen werden können, ohne entsprechende Aufbereitung nicht geeignet.



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

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

Die Baugrubensohlen für den Bodenaustausch liegen in den Abschnitten km 54,31 – 55,40, km 56,92 – 57,30, 57,48 – 57,68, km 58,00 – 58,13, 58,35 – 58,48, 58,60 – 59,07, km 59,40 – 60,48, km 60,48 – 60,70, km 64,60 – 65,06, km 66,90 – 67,36, km 67,70 – 67,90, km 69,37 – 70,32 und km 70,90 – 71,90 über dem bauzeitigen Bemessungswasserspiegel. Die Aushubsohlen für die Schottersäulen in den Abschnitten km 61,70 – 62,17 und km 64,20 – 64,60 liegen ebenfalls über dem bauzeitigen Bemessungswasserspiegel, die Schottersäulen selber reichen bis in das Grundwasser hinein.

In den Abschnitten km 62,75 – 63,50, km 63,73 – 63,93, km 63,93 – 64,20, 66,28 – 66,62 und 67,36 – 67,70 liegen die Aushubsohlen für den Bodenaustausch bis zu ca. 1,5 m unter dem bauzeitigen Bemessungswasserspiegel. Für die Ausführung des Bodenaustausches in diesen Bereichen ist eine Grundwasserhaltung vorzusehen. Alternativ kann in diesen Bereichen auch eine Bodenverbesserung mit geokunststoffummantelten Rüttelstopfsäulen erfolgen.

6. GRUNDWASSER

6.1 Bemessungswasserstände

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



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

Für die Bemessung von Versickerungsanlagen ist nach Ril 836 und DWA-Arbeitsblatt DWA-A 138 ein Abstand zwischen OK Filter der Versickerungsanlage und Grundwasser von 1,5 m einzuhalten. Maßgeblich für die Festlegung des Grundwasserstands ist hierzu der „mittlere höchste Grundwasserstand“. Der mittlere höchste Grundwasserstand ist dabei einzelfallbezogen festzulegen. Für die NMS wird empfohlen, den höchsten Wasserstand der bisherigen Messreihen der aktuellen Grundwassermesskampagne als auch der Messungen in den Jahren 1996 und 1997 zugrunde zu legen.

Der maßgeblichen gemessenen Wasserstände für die Planung der Versickerungsanlagen können somit aus [U 18], Tabelle 3.3.2-1 „Grundwasserstände“ für die Messstellen entnommen werden. Entsprechend der Festlegung zum bauzeitigem Bemessungswasserstand (siehe Tabelle 3.1-1) liegt der für die Versickerungsanlagen maßgebliche Wasserstand ca. 0,5 m unter dem bauzeitigen Bemessungswasserstand.

6.2 Grundwasserhaltung

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

Für den Bereich der Stadt Maintal wird in den Abschnitten zwischen km 66,0 und km 66,62 der nach Ril 836 geforderte Mindestabstand bezogen auf den 100-jährigen Bemessungswasserstand unterschritten. Allerdings ist für Streckenbauwerke nach Ril 836.1001 nur der 10-jährige Bemessungswasserstand anzusetzen, der dem bauzeitigen Bemessungswasserstand entspricht. Der erforderliche Abstand von 1,5 m zwischen SO und bauzeitigen Bemessungswasserstand wird in diesem Abschnitt eingehalten.



Im Bereich zwischen km 66,0 und km 66,28 stehen unter dem Erdplanum gut durchlässige Sande und Kiese (Schicht I.3 „Flugsand“ und Schicht I.4 „Mainterrasse“) an, so dass aus Gründen der Tragfähigkeit keine Bedenken bei einem Abstand zwischen SO und 100-jährigen Bemessungswasserstand „Endzustand“ von 1,35 m bestehen (vgl. Ril 836.1001 in Bezug auf Ril 836.4601, Bild 4).

Im Bereich zwischen km 66,28 und km 66,62 stehen unter dem planmäßigen Erdplanum Auelehme (Schicht I.2a) an. Da diese Böden nur eine geringe Tragfähigkeit aufweisen, wird hier ein Bodenaustausch erforderlich. Unter Berücksichtigung eines Bodenaustausches mit gut verdichtungsfähigem, durchlässigen Material, besteht aus Gründen der Tragfähigkeit dann auch keine Bedenken gegen einen Abstand zwischen SO und 100-jährigen Bemessungswasserstand „Endzustand“ von 1,35 m.

6.3 Entwässerung / Drainung

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

In diesen Bereichen wird empfohlen, das anfallende Oberflächenwasser zu sammeln und über Versickergräben, Versickerschlitze, Versickerbohrungen oder Versickerbecken gemäß Ril 836.4602 zu versickern. In Tabelle 6.3-1 ist die Versickerungsfähigkeit des natürlichen Untergrunds trassenbezogen zusammengestellt. In den Bereichen mit geringer Untergrunddurchlässigkeit wird empfohlen, das anfallende Oberflächenwasser über Randgräben zu fassen und zu einer konzentrierten Versickeranlage oder einer geeigneten Vorflut zuzuführen.

Die Angaben in Tabelle 6.3-1 beziehen sich auf den Baugrund vor Durchführung einer Baugrundverbesserungsmaßnahme. Eine Angabe unter Berücksichtigung der Baugrundverbesserungsmaß-



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

von km	bis km	Versickerfähigkeit des vorhandenen Bau- grunds	Maßnahme
54,31	55,40	nicht versickerungsfähig	Dammbereich, Fassung über Randgräben und konzentrierte Versickerung über Versickeranlage
55,40	58,00	noch bis gut versickerungsfähig	flächige Versickerung über Randgräben oder Randböschung
58,00	58,48	nicht versickerungsfähig	Fassung über Randgräben und konzentrierte Versickerung über Sickeranlage
58,48	58,60	gut versickerungsfähig	flächige Versickerung über Randgräben oder Randböschung
58,60	59,07	nicht versickerungsfähig	Fassung über Randgräben und konzentrierte Versickerung über Sickeranlage
59,07	59,40	gut versickerungsfähig	flächige Versickerung über Randgräben oder Randböschung
59,40	60,48	nicht versickerungsfähig	Fassung über Randgräben und konzentrierte Versickerung über Versickeranlage
60,48	60,70	Auffüllungen, noch versickerungsfähig	Fassung über Randgräben und konzentrierte Versickerung über Sickeranlage empfohlen; flächige Versickerung möglich aber nicht empfohlen
60,70	61,43	gut versickerungsfähig	flächige Versickerung über Randgräben oder Randböschung
61,43	61,70	gut versickerungsfähig	flächige Versickerung über Randgräben
61,70	62,17	Auffüllungen, noch versickerungsfähig	Fassung über Randgräben und konzentrierte Versickerung über Sickeranlage
62,17	62,75	gut versickerungsfähig	flächige Versickerung über Randgräben



DR. SPANG

Projekt: 28.2288

Seite 36

25.01.2010

von km	bis km	Versickerfähigkeit des vorhandenen Bau- grunds	Maßnahme
62,75	63,50	nicht versickerungsfähig	Fassung über Randgräben und konzentrierte Versickerung über Versickeranlage
63,50	63,73	gut versickerungsfähig	flächige Versickerung über Randgräben oder Randböschung
63,73	64,20	nicht versickerungsfähig	Fassung über Randgräben und konzentrierte Versickerung über Versickeranlage
64,20	65,06	weitgehend versickerungsfähig	flächige Versickerung über Randgräben
65,06	66,02	gut versickerungsfähig	flächige Versickerung über Randgräben oder Randböschung
66,02	66,28	gut versickerungsfähig	flächige Versickerung über Randgräben oder Randböschung; Lage in WSG IIIA, wasserrechtliche Genehmigung erforderlich
66,28	66,62	nicht versickerungsfähig	Fassung über Randgräben und konzentrierte Versickerung über Versickeranlage außerhalb WSG
66,62	67,20	gut versickerungsfähig	flächige Versickerung über Randgräben oder Randböschung; Lage in WSG IIIA, wasserrechtliche Genehmigung erforderlich
67,20	67,85	-	aufgrund der Lage im WSG II wird eine Fassung über Randgräben und konzentrierte Versickerung über Versickeranlage außerhalb WSG empfohlen
67,85	67,90	nicht versickerungsfähig	Fassung über Randgräben und konzentrierte Versickerung über Versickeranlage außerhalb WSG
67,90	68,50	gut versickerungsfähig	flächige Versickerung über Randgräben oder Randböschung; Lage in WSG IIIA, wasserrechtliche Genehmigung erforderlich
68,50	69,01	gut versickerungsfähig	flächige Versickerung über Randgräben oder Randböschung



von km	bis km	Versickerfähigkeit des vorhandenen Bau- grunds	Maßnahme
69,01	69,49	nicht versickerungsfähig	Fassung über Randgräben und konzentrierte Versickerung über Versickeranlage
69,49	70,32	noch versickerungsfähig	flächige Versickerung über Randgräben
70,32	70,50	gut versickerungsfähig	flächige Versickerung über Randgräben oder Randböschung
70,50	70,90	noch versickerungsfähig	flächige Versickerung über Randgräben
70,90	71,90	nicht versickerungsfähig	Fassung über Randgräben und konzentrierte Versickerung über Versickeranlage

Tabelle 6.3-1: Versickerungsmöglichkeit für Oberflächenwässer

Eine funktionierende Entwässerung für die gesamte Bahnstrecke nach Ril. 836.4602 ist herzustellen. Für die Dauerhaftigkeit der Entwässerung ist eine regelmäßige Wartung derselben erforderlich. Die Gräben sind von Bewuchs freizuhalten und regelmäßig mittels Bagger zu beräumen, damit die Versickerungsleistung langfristig sichergestellt werden kann.

6.4 Wasserschutzgebiete

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

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



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

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

Schutzzone IIIA:

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

An Wassergewinnungsanlagen:

- Abwehrbrunnen,
- Überwachungsbrunnen,
- ggf. besondere Abdichtungsmaßnahmen

An den Bahnanlagen:

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

Nach RiStWag (für den Bereich kreuzender Straßen anzuwenden):

- dürfen keine Baustoffe, die auswaschbare Bestandteile enthalten, verwendet werden;
- ist die Versenkung oder Versickerung von Niederschlagswässern nicht zulässig;



- muss das auf den Verkehrsflächen anfallende Niederschlagswasser gesammelt über dichte Rohrleitungen oder Rinnen aus dem Schutzgebiet abgeleitet werden,
- ist eine abdichtende Schutzschicht unter dem Verkehrsweg mit einer mindestens 60 cm dicken bindigen Bodenschicht (Durchlässigkeit k_f -Wert $< 10^{-7}$ m/s) oder eine Betonwanne auszuführen.

Schutzzone II:

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

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

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

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

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

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

Der Einfluss auf die Trinkwassergewinnungsanlagen des Wasserwerks wird für den Endzustand als gering eingeschätzt, da die geplante Trasse nicht in den Bemessungswasserspiegel „Endzu-



stand“ reicht. Beeinträchtigungen des Wasserschutzgebiets durch Schadensfälle muss durch technische Maßnahmen vorgebeugt werden.

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

7. BEWEISSICHERUNG

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

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

Bei Bodenverbesserungsverfahren, die dynamische Lasten in den Baugrund eintragen, sind zusätzlich zu den o.g. Maßnahmen für statische Verfahren Schwingungsmessungen an allen Bauwerken im Einflussbereich der Baumaßnahme auszuführen. Die messtechnische Überwachung nach DIN 4150 für bestehenden Bauwerke können sich im Wesentlichen auf die Messung von Erschütterungen zum Zeitpunkt der dynamischen Einwirkungen (Rammen, Stopfen, etc.) beschränken. Mit Messung an den Gründungskörpern ist der Nachweis zu erbringen, dass die eingesetzte Ramm- und/oder Bohrtechnologie keine Schäden an bestehenden Bauwerken hervorrufen wird (Beweissicherung). Während der Messung müssen Rammarbeiten mit Rammleistungen von 0



bis zum 1,25 fachen der geplanten Rammleistung ausgeführt werden, um das gesamte Energiespektrum und ggf. vorhandene Resonanzen beurteilen zu können. Ggf. ergibt sich aus den Messergebnissen der Bedarf einer kontinuierlichen Überwachung, wenn die eingetragene Energie nahe den zulässigen Grenzwerten nach DIN 4150 liegen sollte.

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

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

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

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

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



8. SONSTIGE EMPFEHLUNGEN

Die Verdichtungsprüfungen und die Prüfungen des oberflächennahen Bodenaustausches sollen vorzugsweise mit der flächendeckenden dynamischen Verdichtungskontrolle (FDVK) durchgeführt werden. Auf größeren zusammenhängenden Abschnitten darf die FDVK nach entsprechender Kalibrierung auch zur Prüfung der Tragfähigkeit des Unterbaus / Untergrunds eingesetzt werden. Alternativ zur FDVK sind die Prüfungen entsprechend der Prüfmethode M3 ZTVE (Plattendruckversuche) durchzuführen.

Das vorliegende Gutachten geht auf die umwelttechnische Einstufung der auszuhebenden Böden nicht ein. Hierzu wird vor Baubeginn eine Analyse des vorhandenen Schadstoffpotenzials und eine Bewertung der Aushubmassen erforderlich.

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

Dipl.-Ing. Christian Spang
(Geschäftsführer)

i.V.

Dr.-Ing. Gerd Festag
(Projektleiter)

Verteiler:

- DB ProjektBau GmbH, Frankfurt, 3 x
- Dr. Spang GmbH, Witten, 1 x