



Planfeststellungsunterlagen

Umgestaltung des Bahnknotens Stuttgart

Ausbau- und Neubaustrecke Stuttgart - Augsburg
Bereich Stuttgart - Wendlingen mit Flughafenbindung

Abschnitt 1.5

Zuführung Feuerbach und Bad Cannstatt

Bau-km -4.0 -90.3 bis -0.4 -42.0 und -4.8 -64.4 bis -0.4 -42.0

**Anlage 19: Ingenieurgeologie,
Erd- und Ingenieurbauwerke
Ergänzung**

Stand 03.06.2014

DB Projekt Stuttgart-Ulm GmbH
Räppelenstraße 17
70191 Stuttgart

im Auftrag der



lie



DB Projekt Stuttgart-Ulm GmbH

Stuttgart 21, PFA 1.5: Zuführung Bad Cannstatt

Los 5, Eisenbahnbrücke Neckar

Baugrund- und Gründungsgutachten

Projekt-Nr.: **74454**

Bericht-Nr.: **04**

Erstellt im Auftrag von:
Deutsche Bahn AG
Vertreten durch
DB Projekt Stuttgart-Ulm GmbH
Räpplenstraße 17
70191 Stuttgart

Dipl.-Ing. K.-F. Gilbert
Dr.-Ing. M. Zimmerer

2014-06-05

INHALTSVERZEICHNIS

	Seite
ANHANG	4
TABELLENVERZEICHNIS	5
ANLAGENVERZEICHNIS	6
1 ZUSAMMENFASSUNG	9
2 VERANLASSUNG	13
3 UNTERLAGEN	14
4 BAUWERK	18
5 TOPOGRAFIE, GEOLOGIE, HEILQUELLENSCHUTZGEBIET	20
6 UNTERSUCHUNGSUMFANG DER ERGÄNZENDEN BAUGRUNDERKUNDUNG	21
6.1 Geländearbeiten	21
6.2 Feldversuche	21
6.3 Laboruntersuchungen	21
7 ERGEBNISSE DER BAUGRUNDERKUNDUNG	22
7.1 Schichtaufbau des Untergrunds im Bereich des neuen Brückenbauwerks	22
7.2 Schichtaufbau in den Achsen 100 bis 900	24
7.2.1 Achse 100, westliches Widerlager	24
7.2.2 Achse 200, Vorlandpfeiler	25
7.2.3 Achse 300, Vorlandpfeiler	25
7.2.4 Achse 400, Hauptpfeiler, Westufer	26
7.2.5 Achse 500, Mittelpfeiler, Trennmole	27
7.2.6 Achse 600, Hauptpfeiler, Ostufer	28
7.2.7 Ehemalige Achse 700, Vorlandpfeiler (entfallen)	28
7.2.8 Achse 800, Vorlandpfeiler	29
7.2.9 Achse 900, östliches Widerlager	29
7.3 Ergebnisse der bodenmechanischen Feldversuche	30
7.3.1 Bohrlochaufweitungsversuche	30
7.3.2 Bohrlochrammsondierungen nach DIN 4094-2: 2003-05	30
7.4 Bodenmechanische Laborversuche	32
7.4.1 Wassergehalte	32
7.4.2 Einaxiale Druckfestigkeiten	33
7.5 Charakteristische boden- und felsmechanische Kennwerte und Klassifikation	34

8	GRUNDWASSERVERHÄLTNISSE	37
8.1	Grundwasserstände	37
8.2	Mineralwasseraufbrüche	38
8.3	Ergebnisse der Pumpversuche.....	38
8.3.1	Ruhewasserspiegel und Durchlässigkeiten	38
8.3.2	Untersuchungen nach DIN 4030 zur anzusetzenden Expositionsklasse für die Fundamente der Neckarbrücke	41
8.4	Ergebnisse der Vor-Ort-Versuche.....	45
8.5	Zusammenfassung der Grundwasserverhältnisse und Bemessungswasserstände.....	46
9	BAUTECHNISCHE FOLGERUNGEN	50
9.1	Gründung	50
9.1.1	Maßgebende Randbedingungen	50
9.1.2	Historie von Gründungsarten und –verfahren für die Achsen 400, 500 und 600	51
9.1.3	Vergleich der Gründungsarten für die Achsen 400 bis 600 und Gründungsempfehlung für alle Achsen	54
9.2	Statische Nachweise zur Gründung.....	57
9.2.1	Achsen 100 und 900 - Brückenwiderlager	58
9.2.2	Achsen 200, 300 und 800 - Vorlandpfeiler.....	62
9.2.3	Achsen 400, 500 und 600 – Hauptpfeiler, Tiefgründung mit Bohrpfählen	68
9.2.4	Zusammenfassung der Bemessungswerte und weitere Hinweise	77
9.3	Herstellung der Gründungen/ Baugruben	79
9.3.1	Achsen 100 und 900 - Baugruben für die Widerlagerherstellung	80
9.3.2	Achsen 200, 300 und 800 - Gründung der Vorlandpfeiler.....	85
9.3.3	Achsen 400, 500 und 600 – Hauptpfeiler, Tiefgründung mit Bohrpfählen	89
9.3.4	Erdaushub und Wiederverwendbarkeit der Böden.....	92
9.4	Bauwerk und Grundwasser / Wasserhaltung	93
9.5	Verfüllung Arbeitsräume, Hinterfüllung Widerlager und Erddruck	94
9.5.1	Allgemeine Hinweise zu den Achsen 100 bis 900.....	94
9.5.2	Weitere Hinweise zu den Achsen 100 und 900	95
9.6	Geotechnische Messungen	96
9.7	Handlungskonzepte.....	97
9.7.1	Handlungskonzept Überwachung der Pfahlherstellung.....	97
9.7.2	Handlungskonzept Auftriebssicherheit Pfähle.....	98
9.7.3	Handlungskonzept Mineralwasseraufbrüche bei der Herstellung von Bohrpfählen (nach [U18])	99
9.7.4	Handlungskonzept CO ₂ -Ausgasungen bei der Herstellung von Bohrpfählen (nach [U18])	100
9.8	Rohrvortrieb / Grabenloses Verlegen	101
10	WEITERE MITWIRKUNG BEI DER BAUPLANUNG UND BAUGRUNDÜBERPRÜFUNG	103

ANHANG

Anhang A	Pfahlanordnungen in den Achsen 400, 500 und 600	105
Anhang A.1	Achse 400 , Vorläufige Pfahlanordnung (nicht maßstäblich)	105
Anhang A.2	Achse 500, Vorläufige Pfahlanordnung (nicht maßstäblich)	106
Anhang A.3	Achse 600, Vorläufige Pfahlanordnung (nicht maßstäblich)	107

TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 7.1:	Ergebnisse der Bohrlochrammsondierung nach DIN 4094-2: 2003-05.....	31
Tabelle 7.2:	Im Labor ermittelte Wassergehalte an Bodenproben der GK 3. Gegenüberstellung mit in [U18] ermittelten Werten.	33
Tabelle 7.3:	Einaxiale Druckfestigkeiten aus Punktlastversuchen an Lettenkeuper (Grüne Mergel, siehe auch Anlage 5.3).....	34
Tabelle 7.4:	Klassifikation und Bandbreite der geomechanischen Rechenwerte (charakteristische Werte) aus [U18] und Anpassungen.....	36
Tabelle 8.1:	Übersicht der durchgeführten Pumpversuche im Neckarkies	39
Tabelle 8.2:	Übersicht der durchgeführten Pumpversuche im Zellenkalk / Travertin / Grenzdolomit	39
Tabelle 8.3:	Übersicht der durchgeführten Pumpversuche im Oberen Unterkeuper	40
Tabelle 8.4:	Eingruppierungen für Wässer der einzelnen geologischen Schichten in folgende Expositionsclassen, 3 und 5. EKP:	41
Tabelle 8.5:	Analyseergebnisse von „reinem Mineralwasser“	43
Tabelle 8.6:	Eingruppierungen für Wässer der einzelnen geologischen Schichten in folgende Expositionsclassen, ergänzende Erkundungsprogramm September 2012 bis Januar 2013	44
Tabelle 8.7:	Auswertung gemessener Wasserstände in den Grundwassermessstellen B 309 und BK 5.5/92.....	47
Tabelle 8.8:	Wasserstände und Abflussmengen des Neckars im Unterwasserbereich der Schleuse Bad Cannstatt.....	47
Tabelle 9.1:	Vergleich von Gründungsvarianten	55
Tabelle 9.2:	Charakteristische Einwirkungen der Widerlager [U18].....	58
Tabelle 9.3:	Charakteristische Einwirkungen der Vorlandpfeiler	63
Tabelle 9.4:	Charakteristische Pfahlwiderstände für die Grünen Mergel des Lettenkeupers	69
Tabelle 9.5:	Charakteristische Pfahlwiderstände für die Grünen Mergel des Lettenkeupers im Bereich der Achsen 400, 500 und 600	70
Tabelle 9.6:	Pfahlgruppen in den Achsen 400, 500 und 600.....	71
Tabelle 9.7:	Pfahlfedersteifigkeiten Achse 400	73
Tabelle 9.8:	Pfahlfedersteifigkeiten Achse 500	74
Tabelle 9.9:	Pfahlfedersteifigkeiten Achse 600	75
Tabelle 9.10:	Aufnehmbarer Sohldruck nach DIN 1054:2005, Setzungen und Bettungsmoduln in den Achsen 100 bis 300 und 800 bis 900	78
Tabelle 9.11:	Bauablauf für die Herstellung der Pfahlkopfplatten in den Achsen 400, 500 und 600	90
Tabelle 9.12:	Auftriebssicherheiten bei der Pfahlherstellung	98

ANLAGENVERZEICHNIS

Anlage 1 **Lagepläne**

Anlage 1.1 Übersichtslageplan, Lage der Bohrungen

Anlage 2 **Baugrundschnitte**

Anlage 2.1 Baugrundschnitt Nord

Anlage 2.2 Baugrundschnitt Süd

Anlage 3 **Schichtenverzeichnisse**

Anlage 3.1 BK Z1

Anlage 3.2 BK Z2

Anlage 3.3 BK Z3

Anlage 3.4 BK Z4

Anlage 3.5 BK Z5

Anlage 3.6 BK Z6

Anlage 3.7 BK Z7

Anlage 3.8 BK Z8

Anlage 3.9 BK Z9

Anlage 3.10 BK Z10

Anlage 3.11 BK Z11

Anlage 3.12 B 351Z

Anlage 4 **Bohrprofile, Ausbaupläne**

Anlage 4.1 BK Z1

Anlage 4.2 BK Z2

Anlage 4.3 BK Z3

Anlage 4.4 BK Z4

Anlage 4.5 BK Z5

Anlage 4.6 BK Z6

Anlage 4.7 BK Z7

Anlage 4.8 BK Z8

Anlage 4.9 BK Z9

Anlage 4.10 BK Z10

Anlage 4.11 BK Z11

Anlage 4.12 B 351Z

Anlage 4.13 BK 15.2/8 (S&P Anlage 2.1.12)

Anlage 4.14 BK 15.2/9 (S&P Anlage 2.1.13)

Anlage 4.15 BK 5.5/43 (S&P Anlage 2.1.58)

Anlage 4.16 BK 5.5/44 (S&P Anlage 2.1.59)

Anlage 4.17 BK 5.5/45 (S&P Anlage 2.1.60)

Anlage 4.18 BK 5.5/46 (S&P Anlage 2.1.61)

- Anlage 4.19 BK 5.5/47 (S&P Anlage 2.1.62)
- Anlage 4.20 BK 5.5/48 (S&P Anlage 2.1.63)
- Anlage 4.21 BK 5.5/49 (S&P Anlage 2.1.64)
- Anlage 4.22 B 350 (3c)
- Anlage 4.23 B 351 (3c)
- Anlage 4.24 B 352 (3c)
- Anlage 4.25 Verwitterungsgrade Lettenkeuper, Achse 400
- Anlage 4.26 Verwitterungsgrade Lettenkeuper, Achse 500
- Anlage 4.27 Verwitterungsgrade Lettenkeuper, Achse 600

Anlage 5 Bodenmechanische Laborversuche

- Anlage 5.1 Wassergehalte
 - Anlage 5.1.1 BK Z1
 - Anlage 5.1.2 BK Z2
 - Anlage 5.1.3 BK Z3
 - Anlage 5.1.4 BK Z4
 - Anlage 5.1.5 BK Z5
 - Anlage 5.1.6 BK Z6
 - Anlage 5.1.7 BK Z7
 - Anlage 5.1.8 BK Z8
 - Anlage 5.1.9 BK Z9
 - Anlage 5.1.10 BK Z10
 - Anlage 5.1.11 BK Z11
 - Anlage 5.1.12 B351Z
- Anlage 5.2 Glühverluste BK Z3
- Anlage 5.3 Punktlastversuche BK Z4, BK Z5, BK Z6, BK Z7

Anlage 6 Grundwasseranalysen

Anlage 7 Bodenmechanische Feldversuche

- Anlage 7.1 Bohrlochaufweitungsversuche
 - Anlage 7.1.1 BK Z4
 - Anlage 7.1.2 BK Z11
- Anlage 7.2 Bohrlochrammsondierungen
 - Anlage 7.2.1 BK Z1
 - Anlage 7.2.2 BK Z2
 - Anlage 7.2.3 BK Z3
 - Anlage 7.2.4 BK Z4
 - Anlage 7.2.5 BK Z5
 - Anlage 7.2.6 BK Z6
 - Anlage 7.2.7 BK Z7
 - Anlage 7.2.8 BK Z8
 - Anlage 7.2.9 BK Z9

Anlage 7.2.10 BK Z10
Anlage 7.2.11 BK Z11
Anlage 7.2.12 B351Z

1 ZUSAMMENFASSUNG

Veranlassung und Bauwerk: Im Zuge des Verkehrsinfrastrukturprojektes Stuttgart 21 – Wendlingen-Ulm plant die DB Projekt Stuttgart-Ulm im Planfeststellungsabschnitt (PFA) 1.5 Zufahrt Bad Cannstatt eine neue Eisenbahnüberführung (EÜ) über den Neckar als Ersatz für die unmittelbar südlich bestehende Bahnbrücke.

Die neue Eisenbahnbrücke überspannt vom Portal des Rosensteintunnels kommend das Neckartal unterhalb der Schleuse Bad Cannstatt und quert von Westen kommend die Stadtbahn, die Bundesstraße B10/B14, den Neckar und die Schönstraße und hat eine Gesamtlänge von ca. 345 m. Die Brücke führt über zwei Widerlager und sechs Pfeiler.

Im Rahmen des 1. bis 5. Erkundungsprogramms zum Verkehrsinfrastrukturprojekt Stuttgart 21 wurden im Bereich des Brückenneubaus 12 Erkundungsbohrungen abgeteuft. Wegen deren teilweise großen Abständen zu den geplanten Bauwerksfundamenten und teilweise geringen Erkundungstiefen wurden im Zeitraum September 2012 bis Januar 2013 im Bereich der neu geplanten Eisenbahnüberführung 11 zusätzliche Erkundungsbohrungen ausgeführt. Da die im 3. EKP hergestellte Grundwassermessstelle B351 während der Bauarbeiten im Bereich des Baufelds der Brückenachse 500 liegt und beschädigt werden kann, wurde auf der Trennmole ca. 18 m südlich außerhalb des Baufelds eine neue Grundwassermessstelle hergestellt.

Topographie, Geologie, Heilquellenschutz: Der Hang zum Rosensteintunnel auf der westlichen Seite des Neckartals besteht überwiegend aus Gipskeuperschichten. Darunter folgen Zellenkalke, welcher dem Lettenkeuper aufliegen. Im Talbereich, an den Neckarufern und im Bereich des östlichen Widerlagers steht unter den quartären Deckschichten (anthropogene Auffüllungen, Auelehme, Neckarkiese, Fließerden und Zellenkalke/Travertine) unmittelbar der Lettenkeuper des Unterkeupers an. Die Neckarsole liegt ca. auf Höhe der erkundeten Zellenkalke/Travertine.

Der Neubau liegt in der Kernzone des Mineralwasserschutzgebietes von Stuttgart.

Untersuchungsumfang: Hauptaugenmerk wurde bei den durchgeführten Erkundungsbohrungen auf folgende Punkte gelegt:

1. Untersuchung der hydrochemischen Eigenschaften des Grundwassers im Bereich der Gründungen
2. Untersuchungen der geomechanischen und hydraulischen Eigenschaften des Lettenkeupers
3. Erkundung der Schichthorizonte im Bereich der Brückenachsen bis zur Spannungseinflusstiefe aus den Lasten des Brückenüberbaus.

Ergebnisse Baugrund: Außer im Hangbereich zum Rosensteinpark wurde unter den quartären Deckschichten der Lettenkeuper des Unterkeupers erkundet. Mit zunehmender Tiefe nimmt der durchschnittliche Verwitterungsgrad des Lettenkeupers ab. Im Bereich der Achsen 100 bis 300 weisen der Grenzdolomit und die Grünen Mergel einen Verwitterungsgrad w2 bis w3, vereinzelt w5 auf. In den Achsen 400, 500 und 600 liegt der erkundete Verwitterungsgrad der Grünen Mergel im Mittel bei w3. In den Brückenachsen 800 und 900 liegt der Verwitterungsgrad überwiegend zwischen w3 und w4.

Die unter den Grünen Mergeln liegenden Lingula Dolomite weisen überwiegend einen angewitterten bis schwach verwitterten Zustand (w1, w2) auf. Die Oberen Grauen Mergel, Anoplophora Dolomite und Unteren Grauen Mergel weisen einen überwiegend angewitterten Zustand (w1) auf.

In der Achse 400 wurde der Lettenkeuper tiefer erkundet als im 5. EKP. Der Top des Lettenkeupers liegt hier im Gefälle und fällt von der südlich liegenden Bohrung BK Z5 von 208,9 mNN auf 207,8 mNN in der Bohrung BK Z4 ab.

In der Achse 500 wurde im Bereich der Gründung der Lettenkeuper ca. 2,3 m tiefer erkundet als im 3. EKP (im 5. EKP wurde keine Bohrung auf der Trennmole abgeteuft.) in der ca. 15,5 m weiter südlich liegenden Grundwassermessstelle B351 steht der Lettenkeuper bei ca. 211 mNN an, in der neuen Bohrung BK Z6 wurde der Lettenkeuper bei 208,7 mNN erkundet. Ob es sich um einen Geländesprung oder eine flexurartige Verbiegung des Tops des Lettenkeupers handelt kann zum gegenwärtigen Zeitpunkt nicht festgelegt werden.

Grundwasser: Im Bereich der neuen Neckarbrücke wurden mehrere Grundwasserleiter erkundet. Der mittlere Grundwasserspiegel des obersten Aquifers, dessen Hauptgrundwasserleiter die Neckarkiese bilden, liegt im Mittel bei rund 214 mNN und korrespondiert im Wesentlichen mit der Normalstauhöhe im unteren Schleusenvorhafen der Schleuse Bad Cannstatt. Die an der Basis der quartären Schichten liegenden Zellenkalke/ Travertine sind ebenfalls Grundwasser führend, der Druckspiegel dieses Grundwasserleiters liegt bei ca. 214 mNN. Im Unterkeuper wurden zwei weitere Grundwasserleiter erkundet: die Druckspiegel der Schicht- und Kluftgrundwasservorkommen des Lingula Dolomits und Anoplophora-Dolomits liegen bei rd. 214 mNN. Die hoch gespannten Kluft- und Karstgrundwasservorkommen im Oberen Muschelkalk wurden in den hier vorliegenden Erkundungsbohrungen nicht erkundet. Sie liegen nach der Grundwassergleichkarte des Amt für Umweltschutzes (AfU) von 1998 und der Stichtagsmessung vom 08.05.2003 durch die ARGE WUG im Bereich der geplanten Brücke bei ca. 224 mNN. Sie liegen damit oberhalb der natürlichen Geländeoberfläche (Normalstau Neckarwasserspiegel: ca. 213,8 mNN, Trennmole im Neckar (Neckarinsel): ca. 216 mNN, Neckarufer ca. 219 mNN).

Anhand der Vor-Ort Parameter wurde festgestellt, dass das Mineralwasser das quartäre Grundwasser beeinflusst. Hydrochemische Analysen nach DIN 4030 zeigen aber, dass das im künftigen Gründungsbereich der Neckarbrücke anstehende Grundwasser eine Einstufung in eine Expositionsklasse bis maximal XA 2 gemäß DIN 1045-1 zulässt.

Bautechnische Folgerungen: Für die Fundamente der Brückenwiderlager in den Achsen 100 und 900 sowie der Vorlandpfeiler in den Achsen 200, 300 und 800 wurden Flachgründungen entworfen. Für die Brückenachsen 400, 500 und 600 wurden im bisherigen Brückenentwurf zunächst Flachgründungen geplant. Auf Basis der bis zum Jahr 2012 vorliegenden Erkundungsergebnisse der EKP 1 bis EKP 5 wurde zusammen mit dem Planer ein technisch ausführbares, gegenüber der Planfeststellung modifiziertes Bauverfahren für die Herstellung der Gründungen Achsen 400, 500 und 600 für den Amtsentwurf entwickelt und mit dem Stuttgarter Amt für Umweltschutz abgestimmt, („Wasserdruckgründung“, [U23], [U32]). Für die restlichen Brückenachsen lagen mit [U18] ausführbare Gründungsbeschreibungen vor.

Nach der Auswertung der ergänzenden Erkundungsbohrungen aus den Jahren 2012/2013 sind die Argumente gegen eine Pfahlgründung nicht aufrecht zu erhalten. Nach Aussage der Arbeitsgemeinschaft Wasser-Umwelt-Geotechnik vom 25.04.2013 wird aus wasserwirtschaftlicher Sicht die Variante „Pfahlgründung“ empfohlen, da eine Minimierung der wasserwirtschaftlichen Eingriffe vorliegt.

Aus geotechnischer Sicht sind für die Brückenfundamente in den Achsen 400, 500 und 600 sowohl die Flachgründungen („Wasserdruckgründung“) als auch die Tiefgründungen („Pfahlgründung“) technisch realisierbare Lösungen. Aus geotechnischer Sicht werden Bohrpfahlgründungen empfohlen.

Gründung: In Abstimmung mit dem EBA wurde aufgrund der Stichtagsregelung (maßgebender Zeitpunkt: Beginn der Ausführungsplanung) seitens der DB PSU festgelegt, dass der Normenstand vor der Bekanntgabe des Eurocode 7 zugrunde zu legen ist. Für die geotechnischen Belange ist somit die DIN 1054:2005 mit ihren Berichtigungen Nr. 1 bis Nr. 4 maßgebend.

Zu den vom Planer angegebenen Bauwerkslasten werden für die Flachgründungen in den Achsen 100 bis 300, 800 und 900 aufnehmbare Sohldrücke gemäß DIN 1054:2005, Setzungen und Bettungsmodulbandbreiten angegeben. Für die Achsen 400, 500 und 600 werden die zur Bohrpfahlbemessung notwendigen Pfahlspitzenwiderstände, Pfahlmantelreibungswiderstände angegeben. Ergänzend wurden aus Pfahllastangaben des Planers Schlaich, Bergermann und Partner iterativ Pfahlfedersteifigkeiten zu den Brückenpfeilerlasten in den Achsen 400, 500 und 600 ermittelt. Diese werden im vorliegenden Gutachten mit aufgeführt und sind nur zu den angegebenen Lasten gültig.

Zur Optimierung der Pfahlanzahl und Verifizierung der angegebenen Pfahlwiderstände empfehlen wir die Durchführung von Pfahlprobelastungen. Angaben zur Ausführung der Pfahlprobelastungen sind einem gesonderten Bericht der Ingenieurgesellschaft Stuttgart 21 Geotechnik enthalten. Diese Probelastungen sind frühzeitig zu planen und auszuführen.

Herstellung d. Gründung: Abhängig von der Aushub- und Gründungstiefe kann der über der natürlichen Geländeoberfläche befindliche Druckspiegel des Mineralwassers (ca. 224 mNN, bis zu 8 m über Gelände) von maßgebender Bedeutung sein.

Dieser wird zur Herstellung der Flachgründungen (UK Sauberkeitsschicht/ UK Bodenaustausch) im Bereich der Achse 200 um bis ca. 13,3 m, in den Achsen 300 und 800 um ca. 10,1 m, in der Achse 900 um ca. 10 m und in der Achse 100 um ca. 6,6 m unterschritten. Es kann jedoch für die Achsen 100, 300, 800 und 900 davon ausgegangen werden, dass in den Gründungstiefen der oben genannten Flachgründungen kein gespanntes Mineralwasser angetroffen wird, da sich dieses in den quartären Schichten entweder bereits in den durchlässigen und Grundwasser führenden Zellenkalken/Travertinen, spätestens aber in den Neckarkiesen soweit entspannt haben wird, dass keine negativen Auswirkungen auf die Herstellung der Gründungen in den vorgenannten Achsen zu erwarten sind. Bei der Herstellung der Tiefgründung mit Bohrpfählen in den Achsen 400, 500 und 600 wurde die Eingriffstiefe für die Bohrpfähle aus wasserwirtschaftlichen Gründen auf 2,7 m in die Grünen Mergel des Lettenkeupers begrenzt. Hier wird der Druckspiegel des Mineralwassers um bis zu 19,6 m unterschritten. Es ist zu erwarten, dass bei Antreffen einer mineralwasserführenden Kluft im Lettenkeuper gespanntes Mineralwasser angetroffen wird und dieses bei der Herstellung des Bohrpfahls in der Verrohrung aufsteigt. Für diesen Fall wurden Handlungsszenarien entwickelt (Pfahlherstellung mit Totstauverrohrung) und in diesem Gutachten mit angegeben (vergleiche Abschnitt 9.7).

Bezüglich des quartären Grundwasserspiegels und des Kluft- und Karstgrundwasserleiters des Lettenkeupers (ca. 214 mNN) liegen die Fundamente in den Achsen 300 und 800 sowie die Pfahlkopfplatten in den Achsen 400, 500 und 600 im Grundwasserschwankungsbereich. Für diese Achsen wurden solche Verbauarten gewählt (Spundwände in den Achsen 300 und 800, unter Wasser herzustellende Trogbauwerke in den Achsen 400, 500 und 600), dass nur geringe Wassermengen in die Baugruben zutreten und Tagwasserhaltungen zum Trockenhalten der Baugrube ausreichen werden.

Das Fundament in der Achse 200 wurde wegen des neuen B10 Straßentunnels tiefer auf 212,5 mNN und damit unterhalb des quartären Grundwasserspiegels (und des Kluft- und Karstgrundwasserleiters des Lettenkeupers) gelegt. Um eine großflächige Entlastung des Geländes zu verhindern, erfolgt der Aushub für das Fundament innerhalb von Spundwandverbauten in zwei Abschnitten und unter Wasser. Unterhalb des Fundaments wird eine unbewehrte, auftriebssichere Unterwasserbetonsohle hergestellt, die schlüssig gegen die Spundwandverbauten betoniert wird. Nach einmaligem Abpumpen liegt eine nahezu trockene Baugrube vor, in die analog zu den o.g. Achsen nur geringe Wassermengen zutreten und Tagwasserhaltungen zur Trockenhaltung ausreichen.

Die Fundamente in den Achsen 100 und 900 liegen oberhalb des quartären Grundwasserspiegels. Ein in der Achse 900 vorzunehmender Bodenaustausch mit gut verdichtbarem, kornabgestuftem nichtbindigem Material reicht bis in den Grundwasserschwankungsbereich.

Hinterfüllung und Erddruck: Die Widerlager der Brücke und die Pfeilerfundamente werden nach Fertigstellung hinterfüllt bzw. angeschüttet. Dabei sind die Ril 836 und die ZTVE-StB zu beachten. Die Bereiche zwischen den Brückenwiderlagern und der freien Strecke sind so auszubil-

den, dass Differenzsetzungen zwischen Brückenüberbau und Bahndamm gemäß den Richtlinien aus dem Eisenbahnbau minimiert werden.

Geotechnische Messungen: Zur Beobachtung und Beurteilung des Setzungsverhaltens der Brückenfundamente, des Verformungsverhaltens der tiefen Baugrubenverbauten (Achsen 100 und 900), der Pfeiler und zur Beweissicherung (u.a. Stadtbahn unterhalb des Widerlagers in der Achse 100, S-Bahn im Bereich des Widerlagers in der Achse 900) empfehlen wir ein Messprogramm auszuführen. Dies ist ebenfalls erforderlich, um gesicherte Prognosen hinsichtlich der Erfordernis zur Nachjustierung der Brückenlager abgeben zu können.

Handlungskonzepte: Im Hinblick auf den Heil- und Mineralquellenschutz wurde im Zuge der Ausführungsplanung zur Tiefgründung in den Brückenachsen 400, 500 und 600 Handlungskonzepte zu möglichen Problemszenarien bei der Bohrpfahlherstellung ausgearbeitet.

Weitere Hinweise: Erkundungsbohrungen stellen immer nur punktuelle Aufschlüsse dar. Daher sind Abweichungen der Untergrundverhältnisse von den im Gutachten enthaltenen Aussagen nicht auszuschließen. Eine sorgfältige Überwachung der Erd- und Gründungsarbeiten und eine laufende Überprüfung der angetroffenen Bodenverhältnisse im Vergleich mit den im Gutachten enthaltenen Angaben sind daher erforderlich.


2 VERANLASSUNG

Die Deutsche Bahn AG plant im Zuge des Verkehrsinfrastrukturprojektes Stuttgart 21 – Wendlingen-Ulm im Planfeststellungsabschnitt (PFA) 1.5 Zufahrt Bad Cannstatt eine Eisenbahnüberführung (EÜ) über den Neckar (neue Neckarbrücke) als Ersatz für die unmittelbar südlich bestehende Bahnbrücke (sogenannte Rosensteinbrücke). Der Neubau liegt in der Kernzone des Mineralwasserschutzgebietes von Stuttgart.

Nach DIN 4020 (Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke) Abschnitt 6.2.4.3 werden als Richtwerte für Sonderbauwerke (z.B. Brücken...) zwei bis vier Aufschlüsse (nach DIN EN 1997-2:2010-10, zwei bis sechs Aufschlüsse) je Fundament empfohlen. Zur sicheren Abschätzung von Setzungsdifferenzen der großen Fundamente in den 8 Lagerachsen und zur Erfassung der hydrogeologischen und hydrochemischen Eigenschaften werden daher im direkten Einflussbereich jedes Brückenfundamentes mindestens zwei Baugrunderkundungsbohrungen benötigt. Unter Berücksichtigung der in den Erkundungsprogrammen EKP 3 bis EKP 5 ausgeführten Bohrungen waren nach dieser Vorgabe noch 11 zusätzliche Bohrungen auszuführen.

Mit [U18] liegt ein Baugrund- und Gründungsgutachten des Ingenieurbüros Smoltczyk vor, welches die Ergebnisse aus dem 1. bis 5. Erkundungsprogramm zusammenfasst, die Eigenschaf-

ten des Baugrunds beschreibt und Gründungsempfehlungen für die Brückenfundamente in den Achsen 100 bis 900 formuliert.

Das vorliegende Gutachten baut auf den Erkenntnissen des Gutachtens [U18] auf. Einzelne, weiterhin gültige Textabschnitte wurden aus [U18] entnommen und absatzweise (Aufzählungen gehören zum Absatz) mit Angabe des Logos von Smoltczyk und Partner  entsprechend gekennzeichnet. Durch Smoltczyk und Partner personalisierte Formulierungen („haben wir“ → „hat S&P“ „durch uns“ → „durch S&P“, „von uns“ → „von S&P“, etc.) wurden wegen der besseren Lesbarkeit ersetzt. Ggf. wurden ergänzende Angaben der Ingenieurgesellschaft Stuttgart 21 Geotechnik in eckigen Klammern [] hinzugefügt.

Im Einzelnen werden die neu gewonnenen Erkenntnisse aus den Erkundungsbohrungen und Feldversuchen dokumentiert und bewertet. Die Erkundungsbohrungen und Feldversuche wurden im Zeitraum September 2012 bis Januar 2013 durch die Fa. Terrasond durchgeführt und von der Ingenieurgesellschaft Stuttgart 21 Geotechnik fachtechnisch begleitet. Ein im März 2013 von unserer Ingenieurgesellschaft vorgelegtes Baugrundgutachten wurde um die Themen Ergebnisse zu einaxialen Druckversuchen und Neckarwasserstände ergänzt und in das vorliegende Baugrund- und Gründungsgutachten integriert.

Der Gründungsteil des vorliegenden Gutachtens unterscheidet sich nur in den Abschnitten der Pfeilergründungen in den Achsen 400, 500 und 600 maßgeblich von [U18]. Es werden die Gründungsarten diskutiert, Bemessungswerte angegeben, eine Gründungsempfehlung ausgesprochen und Hinweise zur Ausbildung von Baugruben und zur weiteren Planung und Ausführung gegeben.

3 UNTERLAGEN

Im Folgenden werden die zur Abfassung des vorliegenden Gutachtens verwendeten Unterlagen in chronologischer Reihenfolge aufgelistet.

1982

[U1] Punktlastversuche an Gesteinsproben, DGEG-Empfehlung Nr. 5, Ausgabe 1982

1995

[U2] Wienberg, R. und Khorasani, R., Beständigkeit von Dichtwandmassen für die Altlasteneinkapselung gegen kalklösende Kohlensäure, Altlasten-Spektrum, 4 (4), 192-198 (1995)

1998

- [U3] Smolczyk & Partner, Berücksichtigung wasserwirtschaftlicher und technischer Anforderungen bei der Herstellung der Pfeilergründungen im Neckarbereich, 15.10.1998
- [U4] Smolczyk & Partner, Stuttgart 21, PFA 1.5, Neckarbrücke, Baugrundgutachten mit Empfehlungen zur Gründung, Bearbeitungsstand 25.05.1998
- [U5] Igi Niedermeyer Institute, Maßgaben der raumordnerischen Beurteilung sowie hydrogeologische und wasserwirtschaftliche Aspekte zur geplanten Neckarbrücke Bad Cannstatt im Hinblick auf den Architekten-Wettbewerb, Mai 1998

2002

- [U6] Regierungspräsidium Stuttgart, Verordnung zum Schutz der staatlich anerkannten Heilquellen in Stuttgart – Bad Cannstatt und Stuttgart – Berg, 2002

2004

- [U7] Schriftenreihe des Amtes für Umweltschutz, Stuttgart – Heft 4/2004: Technischer Heilquellenschutz in Stuttgart

2005

- [U8] ARGE Wasser-Umwelt-Geotechnik, Geologische, hydrogeologische, geotechnische und wasserwirtschaftliche Stellungnahme, Dezember 2005, Teil 1: Geologie und Hydrogeologie, Anlage 1.8.3 Versuchsberichte der chemischen Wasseranalyse
- [U9] Eisenbahnbundesamt, Planfeststellungsbeschluss zum Planfeststellungsabschnitt 1.5

2006

- [U10] Empfehlung des Arbeitskreises Baugruben (EAB), 4. Auflage, 2006

2007

- [U11] Empfehlungen Arbeitskreis Pfähle (EA Pfähle), 1. Auflage, 2007

2008

- [U12] DIN 4030:2008
- [U13] Richtlinie 836 – Erdbauwerke und sonstige geotechnische Bauwerke planen, bauen und instand halten, 2008
- [U14] DWA Regelwerk: Arbeitsblatt DWA-A 125, Rohrvortrieb und verwandte Verfahren, Dezember 2008

2009

- [U15] Schriftenreihe des Amtes für Umweltschutz, Stuttgart – Heft 2/2009: Untersuchungen an der Alten Inselquelle
- [U16] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdbarbeiten im Straßenbau ZTVE-StB 2009

2010

- [U17] Empfehlung Nr. 5 "Punktlastversuche an Gesteinsproben" des Arbeitskreises 3.3 "Versuchstechnik Fels" der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT), Thuro, Kurosch, Bautechnik (87) 9, Juni 2010

2011

- [U18] Smoltczyk und Partner, Eisenbahnbrücke Neckar, Baugrund- und Gründungsgutachten, 04.10.2011
- [U19] DVGW Arbeitsblatt W 112 (2011): Grundsätze der Grundwasserprobennahme aus Grundwassermessstellen.
- [U20] Schlaich, Bergemann und Partner, Schalplan Wandscheibe mit Sockel Achse 800, Eisenbahnbrücke Neckar mit Fußgängersteg (Fernbahn/S-Bahn), Plan-Nummer 2-A-01-50-52101-06-BS-221, Vorabzug vom 16.06.2011
- [U21] Schlaich, Bergemann und Partner, Widerlager Achse 900, Plan-Nummer E-02-18_a, Vorabzug vom 19.01.2011
- [U22] Richtlinie 804 – Eisenbahnbrücken (und sonstige Ingenieurbauwerke) planen, bauen und instand halten, 2011

2012

- [U23] Ingenieurgemeinschaft Stuttgart 21 – Geotechnik in Zusammenarbeit mit Schlaich, Bergemann und Partner im Auftrag der DB ProjektBau GmbH, Modifiziertes Gründungsverfahren: „Wasserdruckgründung“, 03.12.2012
- [U24] Walhalla-Kalk, Schriftverkehr mit CDM Smith zum Thema „CO₂-Ausgasungen - Eigenschaften auf den Abbindeprozess und die Festigkeit von DSV-Körpern“, 28.11.2012
- [U25] Wasserrechtliche Erlaubnis zu den Erkundungsbohrungen BK Z1 bis BK Z11 sowie zur Neubohrung einer Grundwassermessstelle als Ersatz der Grundwassermessstelle B351, Landeshauptstadt Stuttgart, Amt für Umweltschutz, Stuttgart, 15.05.2012
- [U26] Schlaich, Bergemann und Partner, Angaben zu den zu erwartenden Sohlspannungen in den Achsen 200 bis 800 (2061_121203_hol_Sohldruckspannungen_200-800.pdf), 03.12.2012
- [U27] Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen, RStO 2012

3 Unterlagen

- [U28] Eisenbahnbundesamt, Planfeststellungsbeschluss gemäß § 18 d. AEG in Verbindung mit § 76 Abs. 3 VwVfG zur 2. Änderung des Planfeststellungsbeschlusses des Eisenbahnbundesamtes vom 13.10.2006 für das Vorhaben "Projekt Stuttgart 21, Planfeststellungsabschnitt 1.5 Zuführung Feuerbach und Bad Cannstatt" (Änderung infolge des Neubaus des B10 Rosensteintunnels), 10.09.2012
- [U29] Schlaich, Bergermann und Partner, Schalplan Widerlager Achse 100, Plan-Nummer A-09, Vorabzug vom 24.01.2012

2013

- [U30] Ingenieurgemeinschaft Stuttgart 21 Geotechnik, PFA 1.5, EÜ Neckarbrücke, Zusätzliche Erkundungen, Dokumentation Bohrarbeiten, Berichtszeitraum: September 2012 – Januar 2013, 28.05.2013
- [U31] Amt für Umweltschutz, Stuttgart, offene Punkte zum alternativen Gründungsverfahren, 04.02.2013 („Wasserdruckgründung“)
- [U32] Ingenieurgemeinschaft Stuttgart 21 Geotechnik, PFA 1.5, EÜ Neckarbrücke, Fachtechnische Stellungnahme Geotechnik zum Schreiben des AfU vom 04.02.2013
- [U33] Ingenieurgemeinschaft Stuttgart 21 Geotechnik, PFA 1.5, - Fachtechnische Stellungnahme Geotechnik zur Gründungsart in den Achsen 400 bis 600 mit Empfehlungen zur Gründung, 23.05.2013
- [U34] Schlaich, Bergermann und Partner, Schalplan Wandscheibe und Pfeiler Achse 200, Eisenbahnbrücke Neckar mit Fußgängersteg (Fernbahn/S-Bahn), Plan-Nummer 2-A-01-50-52101-06-BS-213-B, Vorabzug vom 18.02.2013
- [U35] Schlaich, Bergermann und Partner, Schalplan Wandscheibe und Pfeiler Achse 300, Eisenbahnbrücke Neckar mit Fußgängersteg (Fernbahn/S-Bahn), Plan-Nummer 2-A-01-50-52101-06-BS-214-C, Vorabzug vom 14.02.2013
- [U36] Schlaich, Bergermann und Partner, Bohrpfehlplan Pfeiler Achse 400, Eisenbahnbrücke Neckar mit Fußgängersteg (Fernbahn/S-Bahn), Plan-Nummer 2-A-01-50-52101-06-BV-247-0, Vorabzug vom 18.11.2013
- [U37] Schlaich, Bergermann und Partner, Bohrpfehlplan Pfeiler Achse 500, Eisenbahnbrücke Neckar mit Fußgängersteg (Fernbahn/S-Bahn), Plan-Nummer 2-A-01-50-52101-06-BV-248-0, Vorabzug vom 22.11.2013
- [U38] Schlaich, Bergermann und Partner, Bohrpfehlplan Pfeiler Achse 600, Eisenbahnbrücke Neckar mit Fußgängersteg (Fernbahn/S-Bahn), Plan-Nummer 2-A-01-50-52101-06-BV-249-0, Vorabzug vom 22.11.2013
- [U39] Schlaich, Bergermann und Partner, Pfahlkräfte zu den Pfählen in den Achsen 400, 500 und 600, 6. Iteration, 15.08.2013
- [U40] Schlaich, Bergermann und Partner, CAD-Datei zum Bauwerkslängsschnitt, 16.10.2013

[U41] ENBW, Regional, Vorgaben der möglichen Pressungen im Bereich Baufeld Neckarbrücke Ost und West LeV 24, 99, 100, 103, 106, 116, 155, 157, 163, 167, Schreiben der ENBW an die DB Projektbau GmbH vom 18.07.2013

2014

[U42] Schlaich, Bergermann und Partner, Entwässerung, Übersicht, Plan-Nummer A-01-50-52101-06-BA-601-_, Vorabzug vom 05.05.2014

4 BAUWERK

Die neue viergleisige Neckarbrücke wird mit zwei Widerlagern und sechs Stützen geplant (Achsen 100 bis 600, 800 und 900, Achse 700 entfällt). Die Brückengesamtlänge beträgt etwa 345 m. Die Planung zur neuen Eisenbahnbrücke über den Neckar sieht vor, den Neckar mit zwei Hauptfeldern von 74 m und 77 m zu überqueren. Das Fundament der Achse 500 liegt auf der Neckarinsel, die Fundamente der Achsen 400 und 600 liegen im westlichen und östlichen Neckaruferbereich.

Die im Bereich des Brückenneubaus über den Neckar spannende Fußgängerbrücke muss rückgebaut werden. Künftig werden die Fußgänger und Radfahrer über einen, der neuen Eisenbahnbrücke untergehängten, Fußgänger- und Radfahrersteg geführt.

Das Bauwerk liegt zwischen km -4.2-08,783 und km -4.5-49,541 (Fernbahn, Gleisachse 136). In den beiden Brückenfeldern auf der Seite des Rosensteinparks werden die Gleise der S-Bahn und der Fernbahn auf getrennten Überbauten geführt. Ab Achse 300 führen die insgesamt 4 Gleise der S- und Fernbahn über einen gemeinsamen Überbau.

Die Fundamentlängen betragen bis rd. 35 m, die Fundamentbreiten zwischen rd. 8 m und 14 m. Wegen der örtlichen Gegebenheiten und der Einbindung in das bestehende Gelände liegen die Widerlager- und Pfeilerachsen nicht rechtwinklig sondern schiefwinklig mit einem Kreuzungswinkel von 70° (Achsen 100 bis 600) bzw. 80° (Achse 800 und 900) zur Brückenlängsachse.

Die Besonderheit der Brücke stellt die Tragkonstruktion der beiden Hauptfelder bzw. der beiden angrenzenden Felder dar. In diesem Bereich wird der Überbau in allen drei Längsträgerebenen durch sogenannte Stahlsegel gestützt, welche aus massiven Scheiben aus Stahlblechen bestehen, die zu den Masten hin mit Öffnungen versehen sind.

Im Zuge einer Bauwerksoptimierung wurde im Jahr 2012 durch die DB Projekt Bau und den Planer Schlaich Bergermann und Partner festgelegt, den Pfeiler in Achse 700 entfallen zu lassen. Dadurch verschiebt sich gegenüber dem Bauwerksentwurf aus dem Jahr 2011 der Pfeiler aus der Achse 500 um 1,0 m nach Westen in Richtung Achse 400, das Fundament in der Achse 600 um 1,0 m nach Osten und das Fundament in der Achse 800 um 2,5 m nach Westen.

Die Hauptabmessungen werden nach Angaben des Planers Schlaich, Bergemann und Partner wie folgt zusammengefasst:

Stützweiten:	27,78+37,00+47,00+77,00+74,00+54,50+27,76 m
Gesamtlänge	345,04 m
Breite zw. Geländern (Achse 500)	22,74 m
Brückenfläche zw. Geländern:	7211 m ²
Bauhöhe Stahlbetonfahrbahnplatte:	0,3 m bis 0,38 m
Konstruktionshöhe (Längsträger):	2,1 m bis 3,1 m
Kreuzungswinkel:	15° bis 20°

Das statische System in Längsrichtung ist ein 7-feldriger, frei drehbar gelagerter Durchlaufträger. Das Längstragsystem besteht aus 3, in den Randfeldern Achse 100 bis 300 aus 4, als Stahl-Hohlkästen ausgebildeten Längsträgern.

Zwischen den Längsträgern spannt eine 30 cm bis 38 cm starke Stahlbetonfahrbahnplatte die auf im regelmäßigen Abstand von ca. 3,0 m angeordneten Querträgern aufliegt. Die Fahrbahnplatte ist mit den Querträgern mittels auf den Querträgern angeordneten Kopfbolzendübeln im Verbund.

Die Fundamente sollen in den tragfähigen Schichten des Neckarkieses, des Gipskeupers oder des Lettenkeupers, gegründet werden. Die Oberflächen dieser Böden stehen rd. 3 m bis 7 m unter Geländeoberfläche an. Die geplanten einwirkenden charakteristischen Sohldrücke (Begriffe gemäß DIN 1054, 2005) liegen bei etwa 300 kN/m² bis 500 kN/m².

Die drei Hauptpfeiler in den Achsen 400, 500 und 600 der neuen Eisenbahnbrücke tragen große Vertikal- und Horizontallasten in den Untergrund ein und liegen im Uferbereich (Achsen 400 und 600) bzw. in Flussmitte (Achse 500). Die Schiffbarkeit des Neckars muss gegeben bleiben.

Eine höhenmäßige Verstellbarkeit der Auflagerpunkte bei allen Lagerpunkten ist möglich. Damit können sich einstellende unzulässige Differenzsetzungen zwischen den Stützen durch Nachstellen der Auflager ausgeglichen werden.

Mit den Erkundungsergebnissen aus den ergänzenden Erkundungsbohrungen (September 2012 bis Januar 2013) liegen neue und gesicherte Informationen hinsichtlich der Beschaffenheit und der Verwitterung des Lettenkeupers sowie hinsichtlich der hydrochemischen Eigenschaften des Grundwassers vor, so dass als neue Gründungsvariante für die Achsen 400, 500 und 600 eine Tiefgründung mit hinreichender Planungssicherheit untersucht worden ist. Für die Fundamente in den Brückachsen 100 bis 300, 800 und 900 wurden die bisher im Bauwerksentwurf vorgesehenen Flachgründungen beibehalten.

Für die Flachgründungen in den Achsen 200, 300 und 800 erhielten wir [U26] die zugehörigen Fundamentlasten. Für die Pfahlgründungen in den Achsen 400, 500 und 600 wurden die Pfahl-lasten iterativ ermittelt und mit [U39] für das derzeit geplante Gründungssystem festgelegt.

Die geplante Eisenbahnbrücke ist gemäß DIN 1054: 2005-01 in die Geotechnische Kategorie 3 (GK3) einzuordnen.

5 TOPOGRAFIE, GEOLOGIE, HEILQUELLENSCHUTZGEBIET

Im westlichen Vorland führt die Brücke vom Portal des Rosensteintunnels ausgehend über das westliche Widerlager (Achse 100), überquert die Stadtbahn und die Richtung Esslingen führende B10 bis zum 1. Vorlandpfeiler in der Achse 200, weiter über den Trog des noch herzustellenden B10-Rosensteinstraßentunnels (Bauvorhaben der Landeshauptstadt Stuttgart) bis zum 2. Vorlandpfeiler in der Achse 300 und schließlich über die Richtung Vaihingen Enz führende B10 zum 1. Hauptpfeiler am westlichen Neckarufer in der Achse 400. Über den Neckar führt die Brücke zum 2. Hauptpfeiler in der Brückenachse 500. Dieser liegt im Bereich einer Mole, welche den Schleusenausfahrtsbereich und die Wehrunterwasserseite voneinander trennt (Trennmole). Von der Achse 500 führt die Brücke über den unteren Schleusenvorhafen zum östlichen Uferpfeiler (3. Hauptpfeiler) in der Achse 600 und weiter über die stadtauswärts führende Schönestraße zum 3. Vorlandpfeiler in der Achse 800. Im Anschluss wird die stadteinwärts führende Schönestraße überquert, bevor die Brücke am östlichen Widerlager in der Achse 900 endet und die neuen Gleise in die bestehende Gleisführung der DB eingefädelt werden.

Die Schienenoberkanten sind im Westen der Brücke bei rd. 230,0 mNN, im Osten bei etwa 228,6 mNN geplant. Auf dem westlichen Neckarufer liegt die Geländeoberfläche bei etwa 227 mNN bis 219 mNN, auf dem östlichen Ufer bei ca. 218 mNN bis 228 mNN. Die Geländeoberfläche der Neckarinsel befindet sich auf rd. 216 mNN. Die Normalstauhöhe des Neckars und des Schleusenauslaufkanals liegt auf 213,8 mNN.

Der Hang zum Rosensteintunnel auf der westlichen Seite besteht überwiegend aus Gipskeuperschichten (Dunkelrote Mergel, Bochinger Horizont, Grundgips) und Zellenkalk. Im unmittelbaren westlichen und östlichen Uferbereich stehen unter Auffüllungen quartäre Auelehme, Sauerwasserablagerungen, Neckarkiese, Fließerden und örtlich Zellenkalke/ Travertine an. Darunter folgt flächig der Lettenkeuper, ku2 und ku1.

Nach [U18] und [U15] dürfte bei der Berücksichtigung einer Schichtmächtigkeit des Lettenkeupers von 20 m die Oberfläche des Oberen Muschelkalks im Bereich der Talaue bei rd. 190 mNN liegen.

Der gesamte Neckarbrückenbereich liegt in der Kernzone des Heilquellenschutzgebietes [U15], [U6].

6 **UNTERSUCHUNGSUMFANG DER ERGÄNZENDEN BAUGRUNDERKUNDUNG**

6.1 **Geländearbeiten**

Im ergänzenden Erkundungsprogramm wurden zwischen September 2012 und Januar 2013 11 zusätzliche Erkundungsbohrungen BK Z1 bis BK Z11 bis maximal 28 m unter GOK (BK Z1) bzw. 198,04 mNN (BK Z4) abgeteuft sowie eine neue Grundwassermessstelle B351Z als Ersatz für die Grundwassermessstelle B351 hergestellt.

Die ergänzenden Erkundungsbohrungen wurden von der Firma Terrasond im Auftrag der DB ProjektBau ausgeführt und von unserem Haus überwacht. Die Arbeiten erfolgten gemäß [U25] in enger Abstimmung mit dem Amt für Umwelt der Landeshauptstadt Stuttgart.

Im Zuge der ergänzenden Erkundungsbohrungen wurden die in den folgenden Abschnitten aufgeführten Feld- und Laborversuche durchgeführt und ausgewertet. Eine Dokumentation der Bohrarbeiten ist in [U30] zu finden.

6.2 **Feldversuche**

Im Zuge der Erkundungsarbeiten wurden

- 18 Pumpversuche
- 2 Bohrlochaufweitungsversuche
- 27 Bohrlochrammsondierungen

ausgeführt.

6.3 **Laboruntersuchungen**

Es wurden

- 176 Wassergehalte an Bodenproben der Güteklasse GK 3 bestimmt,
- 19 x chemische Eigenschaften des Grundwassers nach DIN 4030 an qualifizierten Grundwasserproben [U19] untersucht.
- 14 Punktlastversuche an den Grünen Mergeln des Lettenkeupers (Verwitterungsgrad w2 bis w3 und w3 nach Wallrauch) zur Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit ausgeführt.

7 ERGEBNISSE DER BAUGRUNDERKUNDUNG

7.1 Schichtaufbau des Untergrunds im Bereich des neuen Brückenbauwerks

Aus den Ergebnissen der durchgeführten Erkundungsbohrungen wurden, basierend auf den Baugrundschnitten aus [U18], aktualisierte Baugrundschnitte ausgearbeitet und diesem Gutachten beigelegt, vergl. Anlage 1 und 2.

- S&P**
- Zuoberst liegen fast überall künstliche **Auffüllungen**, meist sehr heterogene Schluff-, Sand- und Kiesgemische. Sie stehen im Zusammenhang mit dem Bau der Wehranlage sowie der Dammschüttung am Ostufer des Neckars für den Bau der Eisenbahn. Weitere mächtige Auffüllungen liegen am westlichen Auenrand, wo früher ein rund 20 m breiter Kanal verlief, sowie im Bereich des früheren Neckarbetts 60 m östlich davon. Die Mächtigkeit der Auffüllungen variiert stark in Abhängigkeit von den vorhandenen Bauwerken und beträgt am östlichen Widerlager, im Bereich der bestehenden Bahnbrücke und der Gleisanlagen, mehr als 10 m; am westlichen Widerlager, am Rosensteinpark, sind sie nur wenige Dezimeter mächtig oder fehlen ganz. Die Mächtigkeit der Auffüllungen an der Neckarinsel in der heutigen Flussmitte beträgt rund 7 m.

- S&P**
- Oberste natürliche Schicht ist am westlichen Talhang, am Rosensteinpark, **Hanglehm**: ein toniger und sandiger Schluff mit überwiegend steifer (bis halbfester) und mitunter auch weicher Konsistenz, der im Bereich des westlichen Widerlagers rund 4 m bis 5 m mächtig ist. Weiter hangaufwärts fehlt er stellenweise, so dass direkt unter geringmächtigen Auffüllungen die Schichten des Gipskeupers folgen.

- S&P**
- Oberste natürliche Schicht im Talgrund ist **Auelehm**, ein gelbbrauner und braungrauer, teilweise organischer, toniger Schluff und schluffiger Ton mit wechselnden Sandanteilen; bereichsweise überwiegt die Sandfraktion. Die Konsistenz der bindigen Anteile ist meist weich bis steif. Seine Mächtigkeit beträgt - wo er nicht abgetragen oder durch Auffüllungen ersetzt ist - meist 2 m bis 3 m, am westlichen Auenrand auch bis zu 5 m. Im äußersten Osten verzahnt er sich mit Sauerwasserablagerungen, sandigen und feinkiesigen, grusigen Schluffen und schluffigen Sanden mit eingelagerten kiesigen Traverstücken.

- S&P**
- Darunter folgen **Neckarkiese**: hellgraubraune und beige-graue Kalkstein- und Quarzgerölle mit wechselndem Sand- und Schluffanteil. Ihre natürliche Mächtigkeit beträgt östlich des Neckars stellenweise über 5 m sonst meist 3 m bis 4 m. Die Oberfläche der Neckarkiese fällt am Westufer des Neckars von rund 217 mNN im Süden auf rund 216 mNN im Norden ab. Am Ostufer liegt sie bei rund 216 mNN.

- Der Neckarkies liegt eiszeitlicher **Fließerde** auf. Dabei handelt es sich überwiegend um sehr stark verwittertes, buntfleckiges, umgelagertes Gipskeupermaterial, in das Kalkstein- und Quarzgerölle sowie Travertinsteinbrocken eingelagert sind. Ihre Konsistenz wechselt zwischen breiig und halbfest.
Die Mächtigkeit beträgt meist weniger als 1 m, am westlichen Talrand und am östlichen Widerlager auch knapp 2 m. Im Bereich des Neckarbettts fehlt sie teilweise.

- Unter der Fließerde folgen **Zellenkalke/ Travertine**. Dabei bilden harte Kalksteine und Dolomitsteine ein zelliges, hohlraumreiches Gerüst. Örtlich jedoch kann dieses Gerüst auch in sich sehr brüchig sein, was in den Bohrungen nicht immer sicher zu unterscheiden war, ob sie zu Sand und Kies zerbohrt sind, oder von Natur aus nur wenig verfestigt vorliegen. Der stellenweise ehemals vorhandene Anteil an Schluff und Schlufftonsteinbrocken ist durch den Bohrvorgang meist ausgespült, so dass häufig mehr als 50 % Kernverlust zu verzeichnen ist (5. EKP) und das Gestänge beim Bohren oft ruckartig um mehrere Dezimeter durchfiel.
Bei den ergänzenden Erkundungsbohrungen September 2012 bis Januar 2013 konnten nahezu vollständige Kerne entnommen werden. Die angetroffenen Zellenkalke waren hier überwiegend schwach verwittert und schwer zu bohren.
Bei den Zellenkalken/ Travertinen handelt es sich um flächige Karbonatausfällungen beidseits des Neckars.

- Unter den quartären Schichten des Hanglehms wurden am westlichen Neckartalhang Gipskeuperschichten, beginnend, je nach Geländehöhe, mit den Dunkelroten Mergeln (Bohrung BK 15.2/8), bzw. dem Bochinger Horizont (BK 5.5/43, BK Z1) erkundet. Die Dunkelroten Mergel bestehen aus rotbraunen und braunroten Schlufftonsteinen, die meist sehr mürbe und teilweise auch zu Schluff verwittert sind. Vor allem im unteren Bereich enthalten sie häufig auch mehrere Zentimeter mächtige Lagen von olivgrauen und weißlichen Gipsauslaugungsrückständen (GAR). Sie lassen sich auf Grund ihrer Farbe gut von den Schlufftonsteinen des Bochinger Horizonts unterscheiden, sind diesen aber bodenmechanisch sehr ähnlich. Die Schichten des knapp 6 m mächtigen Bochinger Horizontes bestehen vorherrschend aus grüngrauen und olivgrauen Schlufftonsteinen.
Rund 1,5 m bis 2 m über der Basis ist eine mehrere Dezimeter mächtige, sehr harte Dolomitsteinbank eingelagert, die sog. Bochinger Bank. Unter dem Bochinger Horizont folgen die Grundgipsschichten des Gipskeupers. Die Grundgipsschichten enthielten ursprünglich massige Gipslager, die durch Grundwasser inzwischen vollständig ausgelaugt und weggeführt sind. Dies führte in der Folge zu Sackungen und Hohlräumen, die mit der Zeit verstürzten. Zurück blieb eine olivgraue und rotbraune Wechselfolge von sehr mürben Tonschluffsteinen und weichen Schlufflagen. Sie sind unter der Neckaraue vollständig erodiert und stehen nur unter der Neckartalstraße und südlich davon noch an. Am westlichen Widerlager, am Rosensteinpark, sind sie rund 10 m mächtig. Ihre Oberfläche fällt am westlichen Widerlager von knapp 222 mNN im Süden auf rund 218 mNN im Norden ab. An der Basis der Grundgipsschichten wurden Zellenkalke erkundet.

- Unter dem Gipskeuper - und im Bereich des heutigen Neckarbettts direkt unter der im Schleusenunterwasserbereich teilweise befestigten Flusssohle - folgen die Schichten des **Lettenkeupers**. Der Lettenkeuper hat eine Mächtigkeit von ca. 20 m und besteht aus wechselnden Tonmergelstein- und Dolomitsteinlagen. In den ergänzenden Erkundungsbohrungen wurden die oberen Bereiche des Lettenkeupers bis maximal zu den Unteren Grauen Mergeln (BK Z4) erkundet. Der Top des Lettenkeupers liegt im Bereich des westlichen Widerlagers bei ca. 209,7 mNN (BK Z1). Im Bereich des östlichen Widerlagers bei ca. 208,7 mNN (BK Z11). Zwischen den Widerlagern im Talgrund variiert die Oberfläche zwischen 207,1 mNN (BK Z2) und 209 mNN (BK Z10), bzw. 211 mNN (B351 und B351 Z).

Die Bohrkernaufnahme der ergänzenden Erkundungen erfolgte zum Zeitpunkt der Erkundung in enger Abstimmung mit dem Amt für Umweltschutz und für die Bohrungen BK Z4, BK Z5, BK Z6, BK Z7 und B351Z mit der Arge WUG. Die in den ergänzenden Bohrungen erkundeten Mächtigkeiten der Grünen Mergel liegen zwischen 2,6 m und 4,6 m und im Bereich der Brückenhauptpfeiler in den Achsen 400, 500 und 600 zwischen rd 3,7 m bis über rd. 4,6 m. Sie wurden damit in größeren Mächtigkeiten erkundet, als sie in den Bohrungen des 3. EKP (B350, B 351 und B352) beschrieben wurden.

S&P Den tieferen Untergrund bilden die mineralwasserführenden Schichten des **Oberen Muschelkalks**, deren Oberfläche im Rahmen der bisher durchgeführten Erkundungen nicht erbohrt wurde. Bezogen auf den bislang erkundeten Verlauf der Lettenkeuperoberfläche und unter Berücksichtigung einer Gesamtmächtigkeit des Lettenkeupers von rund 20 m dürfte die Oberfläche der Muschelkalkschichten im Bereich der Talaue bei rund 190 mNN liegen.

Im folgenden Abschnitt erfolgt eine detaillierte Darstellung der Schichtenfolge in den einzelnen Brückenachsen.

7.2 Schichtaufbau in den Achsen 100 bis 900

7.2.1 Achse 100, westliches Widerlager

Im Bereich der Fundamentachse 100 (westliches Widerlager) wurde ergänzend zur Erkundungsbohrung BK 5.5/43 aus dem 5. EKP eine weitere Bohrung BK Z1 bis auf eine Endtiefe von 28 m unter Geländeoberfläche (GOF) (199,94 mNN) abgeteuft. Die Bohrung liegt ca. 5 m nördlich der Bohrung BK 5.5/43 mit einer Endtiefe von 20 m unter GOF (208,05 mNN).

Im Hangbereich steht unter der GOF Hanglehm/Fließerde bis in 4,5 m Tiefe an. Darunter folgen der Bochinger Horizont (Mächtigkeit 1,5 m bis 2 m), die Grundgipsschichten (ca. 10 m mächtig, bis 211 mNN bis 212 mNN) und Zellenkalk (2,5 m bis 3 m mächtig, bis ca. 209,3 mNN).

Darunter folgt der ca. 2,3 m mächtige nur angewitterte (Klassifikation nach Wallrauch w1) Grenzdolomit des Lettenkeupers (bis ca. 207,4 mNN), gefolgt von den ca. 2,3 m mächtigen schwach verwitterten Tonsteinlagen der Grünen Mergel (bis 205,1 mNN), den 2,9 m mächtigen überwiegend nur angewitterten (w1) Dolomitsteinlagen des Lingula Dolomits (bis 202,2 mNN), 0,9 m mächtigen angewitterten (w1) Oberen Grauen Mergeln (bis 201,3 mNN) und den ebenfalls nur angewitterten (w1) Anoplophora Dolomiten des Lettenkeupers (bis Endteufe).

Die derzeitige Geländeoberfläche im Bereich der Gründung liegt bei ca. 222,0 mNN, das geplante Gründungsniveau (ohne Bodenaustausch/ Bodenverbesserung/ Sauberkeitsschicht) liegt bei 217,5 mNN in den Grundgipsschichten, es besteht aus sehr stark verwitterten/zersetzten (w4/w5) Tonstein-/Tonschichten.

7.2.2 Achse 200, Vorlandpfeiler

Im Bereich des Vorlandpfeiles in der Achse 200 stehen unter den Auffüllungen (ca. 2 m bis 9 m mächtig) Neckarkiese (1 m bis 3 m mächtig, bis ca. 211,2 mNN) an. In den Bereichen gering mächtiger Auffüllungen werden örtlich Auelehme angetroffen. Darunter folgen weiche, teilweise steif bis halbfeste Fließerdezonen (ca. 1 m bis 2 m mächtig, bis ca. 209 mNN) und Zellenkalk/Travertin (1,0 m bis 2,5 m mächtig, bis ca. 207,1 mNN).

Unter den quartären Deckschichten folgt mäßig bis stark verwitterter (Klassifikation nach Wallrauch w4 bis w5) Grenzdolomit des Lettenkeupers (bis ca. 206,9 mNN), gefolgt von den ca. 4,6 m mächtigen, teils angewitterten (w1), teils schwach verwitterten (w2) Ton- und Dolomitsteinlagen der Grünen Mergel (bis 202,6 mNN), den 2,9 m mächtigen überwiegend nur angewitterten (w1), teils schwach verwitterten (w2) Dolomitsteinlagen des Lingula Dolomits (bis 199,6 mNN), und bis zur Endteufe bei 199,3 mNN den angewitterten (w1) Oberen Grauen Mergeln.

Die derzeitige GOF im Bereich der Gründung liegt bei ca. 221,5 mNN. Die Unterkante des bewehrten Fundaments liegt bei 212,5 mNN (Basis Neckarkiese), die Unterkante der darunter liegenden, unbewehrten Unterwasserbetonsole liegt bei 210,70 mNN im Bereich der Fließerde.

7.2.3 Achse 300, Vorlandpfeiler

Im Bereich des Vorlandpfeiles in der Achse 300 stehen unter den Auffüllungen (ca. 6 m mächtig) Neckarkiese (bis ca. 3,0 m dick, bis ca. 211,7 mNN) an. Darunter folgen weiche, teilweise steif bis halbfeste Fließerdezonen (ca. 1,4 m dick bis ca. 210,3 mNN) und Zellenkalk/Travertin (1,5 m bis 2,0 m mächtig, bis ca. 207,9 mNN).

Unter den quartären Deckschichten folgt Grenzdolomit des Lettenkeupers (0,2 m, bis ca. 207,7 mNN), gefolgt von den ca. 3,8 m mächtigen, teils angewitterten (Klassifikation nach Wallrauch w1), teils schwach verwitterten (w2) und teils mäßig verwitterten (w3) Ton- und Dolomitsteinlagen der Grünen Mergel (bis 204 mNN), den 2,9 m mächtigen überwiegend nur angewitterten (w1), teils schwach verwitterten (w2) Dolomitsteinlagen des Lingula Dolomits (bis 200,6 mNN), den ca. 0,6 m mächtigen schwarzgrauen Oberen Grauen Mergeln. In der Endteufe bei 199,95 m wurden angewitterte (w1) Anoplophora Dolomite angebohrt.

Die derzeitige GOF im Bereich der Gründung liegt bei ca. 221,0 mNN, das geplante Gründungsniveau (ohne Sauberkeitsschicht) liegt bei 214 mNN, die Unterkante der darunter liegenden, unbewehrten Unterwasserbetonsole liegt bei 213,00 mNN im Bereich der Neckarkiese.

7.2.4 Achse 400, Hauptpfeiler, Westufer

Im Bereich der Achse 400 (Uferpfeiler West) steht unter den Auffüllungen (ca. 1,0 m mächtig) Neckarkies (3,0 m bis 4,0 m mächtig, bis ca. 211,9 mNN) an, teilweise können im oberen Hangbereich Reste des Auelehms angetroffen werden. Darunter folgen Fließerdezonen (ca. 1,5 m bis 2,2 m, bis ca. 209,6 mNN) und der Zellenkalk/Travertin (1,6 m bis 1,8 m, ca. 207,8 mNN).

Unter den quartären Deckschichten folgen unter gering mächtigem Grenzdolomit des Lettenkeupers (ca. 0,2 m bei BK Z5, kein Grenzdolomit in der BK Z4) ca. 3,7 m bis 3,9 m überwiegend mäßig verwitterte (Klassifikation nach Wallrauch w3), untergeordnet (BK Z5, 15 cm) sehr stark verwitterte (w5), ansonsten teils angewitterte (w1), teils schwach verwitterte (w2) Ton- und Dolomitsteinlagen der Grünen Mergel, 2,9 m mächtige überwiegend nur angewitterte (w1), teils schwach verwitterte (w2) Dolomitsteinlagen des Lingula Dolomits (bis 201 mNN), und ca. 0,5 m mächtige, angewitterte (w1) schwarzgraue Obere Graue Mergel. Darunter folgen mit einer Mächtigkeit von ca. 2,3 m überwiegend angewitterte (w1) Anoplophora Dolomite. In der Endteufe bei 198 mNN wurden in der Bohrung BK Z4 angewitterte (w1) Untere Graue Mergel angebohrt.

Die derzeitige GOF (OK Uferweg) im Bereich der Gründung liegt bei ca. 218 mNN.

Das geplante Gründungsniveau liegt im Falle einer Flachgründung (ohne Bodenaustausch / Bodenverbesserung / Sauberkeitsschicht) bei 212,3 mNN an der Basis der Neckarkiese und damit in den Fließerdezonen.

Im Falle einer Tiefgründung liegt die Unterkante der Pfahlkopfplatte (ohne Sauberkeitsschicht / UW-Betontrog) bei 213,5 mNN, ebenfalls im Bereich der Neckarkiese. Die Pfähle binden in die Grünen Mergel des Lettenkeupers ein (voraussichtliche Einbindetiefe der Pfähle in die Grünen Mergel: siehe Abschnitt 9.2.3 und Tabelle 9.6).

Der Top des Lettenkeupers liegt im Gefälle und fällt von der südlich liegenden Bohrung BK Z5 von 208,9 mNN auf 207,8 mNN in der Bohrung BK Z4 ab. Dies ist insbesondere bei der Herstellung des Gründungskörpers und bei der Tieferführung der Bauwerkslasten zu beachten.

7.2.5 Achse 500, Mittelpfeiler, Trennmole

Der Mittelpfeiler (Achse 500) steht in Flussmitte, im Bereich der vorhandenen Mole (Trennmole). Unter den Deckplatten des Trennmolenbauwerks wurden anthropogene Auffüllungen bis in eine Tiefe von ca. 212,3 mNN erkundet. Darunter folgen Neckarkiese (bis ca. 211 mNN), Fließerdezonen aus umgelagerten Grundgipsschichten (bis ca. 210 mNN) und Zellenkalk/Travertin (bis ca. 208,7 mNN).

Unter den quartären Deckschichten folgen unter gering mächtigem Grenzdolomit des Lettenkeupers (ca. 0,3 m, Schluff, kiesig) ca. 4,6 m überwiegend mäßig verwitterte (Klassifikation nach Wallrauch w3), bereichsweise mäßig verwitterte bis stark verwitterte (w3 bis w4), bereichsweise mäßig bis schwach verwitterten (w2 bis w3), untergeordnet schwach verwitterte (w2) Ton- und Dolomitsteinlagen der Grünen Mergel. Darunter wurden 2,9 m mächtige überwiegend angewitterte (w1), teils schwach verwitterte (w2) Dolomitsteinlagen des Lingula Dolomits (bis 201 mNN) erkundet, gefolgt von ca. 0,8 m mächtigen, angewitterten (w1) schwarz-grauen Oberen Grauen Mergeln. In der Endteufe bei 198 mNN wurden angewitterte (w1) Anoplophora Dolomite angebohrt.

Die derzeitige GOF (entspricht OK Bestandstrennmole) im Bereich der Gründung liegt bei ca. 216 mNN.

Das geplante Gründungsniveau (ohne Sauberkeitsschicht) liegt im Falle einer Flachgründung bei 208,9 mNN an der Basis der Zellenkalke/Travertine.

Im Falle einer Tiefgründung liegt die Unterkante der Pfahlkopfplatte (ohne Sauberkeitsschicht / UW-Betontrog) bei 213,5 mNN, im Bereich der Trennmole. Die Pfähle binden in die Grünen Mergel des Lettenkeupers ein (voraussichtliche Einbindetiefe der Pfähle in die Grünen Mergel: siehe Abschnitt 9.2.3 und Tabelle 9.6).

Ca. 15 m südlich der Bohrung BK Z6 in der Grundwassermessstelle B351 und in der um weitere 18 m südlich liegenden neuen Grundwassermessstelle B351 Z wurde der Top des Lettenkeupers bei ca. 211 mNN, rd. 2,3 m höher als in der Bohrung BK Z6, erkundet. Es kann zum gegenwärtigen Zeitpunkt nicht festgelegt werden, ob es sich hier um einen Geländesprung (Störung) oder eine flexurartige Verbiegung des Tops des Lettenkeupers handelt. Es ist daher bei der Bohrpfahlerstellung durch einen geologischen/ geotechnischen Sachverständigen sicherzustellen, dass die maximale Einbindetiefe in die Grünen Mergel des Lettenkeupers nicht überschritten wird.

7.2.6 Achse 600, Hauptpfeiler, Ostufer

Im Bereich des östlichen Uferpfeilers (Achse 600) stehen unter den Auffüllungen (ca. 6,0 m mächtig, bis ca. 216 mNN) Auelehme (0,2 m bis 0,5 m) an. Darunter folgen Neckarkiese (5,0 m bis 6,0 m mächtig, bis ca. 210,5 mNN), Fließerdezonon (0,5 m bis 1,0 m) und Zellenkalk/Travertin (0,5 m bis 0,8 m, bis ca. 208,8 mNN (BK Z7)).

Unter den quartären Deckschichten folgen unter gering mächtigem Grenzdolomit des Lettenkeupers (ca. 0,3 m) ca. 3,8 m überwiegend mäßig verwitterte (Klassifikation nach Wallrauch w3), bereichsweise schwach verwitterte bis mäßig verwitterte (w2 bis w3), in den oberen Bereichen stellenweise stark verwitterte/zersetzte (ca. 40 cm w4/w5) Ton- und Dolomitsteinlagen der Grünen Mergel.

Darunter wurden ca. 3,1 m mächtige überwiegend angewitterte (w1), teils schwach verwitterte (w2) Dolomitsteinlagen des Lingula Dolomits (bis ca. 201,8 mNN) erkundet, gefolgt von ca. 1,0 m mächtigen, angewitterten (w1) schwarzgrauen Oberen Grauen Mergeln (bis ca. 200,8 mNN). Bis zur Endteufe bei ca. 199,8 mNN wurden angewitterte (w1) Anoplophora Dolomite angebohrt.

Die derzeitige GOF im Bereich der Gründung liegt im Gefälle bei ca. 219 mNN (Mittelwert Hanglage).

Das geplante Gründungsniveau im Falle einer Flachgründung (ohne Bodenaustausch / Bodenverbesserung / Sauberkeitsschicht) bei 212,3 mNN im Bereich der Neckarkiese.

Im Falle einer Tiefgründung liegt das Niveau der Pfahlkopfplatte (ohne Sauberkeitsschicht / UW-Betontrog) bei 214,5 mNN, ebenfalls im Bereich der Neckarkiese. Die Pfähle binden in die Grünen Mergel des Lettenkeupers ein (voraussichtliche Einbindetiefe der Pfähle in die Grünen Mergel: siehe Abschnitt 9.2.3 und Tabelle 9.6).

7.2.7 Ehemalige Achse 700, Vorlandpfeiler (entfallen)

Im Zuge einer Bauwerksoptimierung wurde durch die DB Projekt Bau und den Planer Schlaich Bergermann und Partner der Wegfall des östlichen Vorlandpfeilers in der bisherigen Achse 700 festgelegt.

Unter der GOF liegen ca. 6,9 m bis 7,5 m mächtige, teils bindige teils nichtbindige anthropogene Auffüllungen. Die bindigen Bereiche weisen eine eher steife Konsistenz auf, die nichtbindigen Anteile sind überwiegend mitteldicht gelagert. Darunter folgen bis ca. 214 mNN Auelehme und Auesande, darunter bis ca. 211,4 mNN Neckarkiese. Ab ca. 211,4 mNN folgt Fließerde mit Mächtigkeiten von ca. 0,5 m bis 1 m.

7.2.8 Achse 800, Vorlandpfeiler

Im Bereich des Vorlandpfeilers in der Achse 800 stehen unter ca. 3,5 m mächtigen Auffüllungen Auelehme mit Mächtigkeiten von ca. 2,5 m (bis ca. 214,6 mNN) an. Darunter folgen Neckarkiese (ca. 3,7 m bis 210,9 mNN), Fließerde (ca. 0,6 m, bis 210,3 mNN) und Zellenkalke/Travertine (1,3 m, bis 209 mNN).

Unter den quartären Deckschichten folgen unter gering mächtigem, stark bis sehr stark verwittertem (Klassifikation nach Wallrauch w4 bis w5) Grenzdolomit des Lettenkeupers (ca. 0,2 m bis 0,3 m) ca. 2,6 m überwiegend mäßig bis stark verwitterte (w3 bis w4), bereichsweise angewitterte (w1) Ton- und Dolomitsteinlagen der Grünen Mergel (bis 206,2 mNN).

Darunter wurden 4,2 m mächtige überwiegend angewitterte (w1) bis schwach verwitterte (w2) Dolomitsteinlagen des Lingula Dolomits (bis 202 mNN) erkundet, gefolgt von ca. 0,6 m mächtigen, angewitterten (w1) schwarzgrauen Oberen Grauen Mergeln (bis ca. 201,4 mNN). Bis zur Endteufe bei ca. 199,6 mNN wurden angewitterte (w1) Anoplophora Dolomite erkundet.

Die derzeitige GOF im Bereich der Gründung liegt bei ca. 220,6 mNN, das geplante Gründungsniveau (ohne Sauberkeitsschicht) liegt bei 214 mNN, die Unterkante der darunter liegenden, unbewehrten Unterwasserbetonsole liegt bei 213,00 mNN im Bereich der Neckarkiese.

7.2.9 Achse 900, östliches Widerlager

Im Bereich des östlichen Widerlagers (Achse 900) wurden unter den bis 11,5 m mächtigen Auffüllungen ca. 2 m mächtige Sauerwasserablagerungen (BK 5.5/49) bzw. Auelehm (BK 15.2/9, BK Z11) erkundet. Darunter folgen Neckarkiese (3,0 m bis 4,0 m mächtig, bis ca. 210,0 mNN), Fließerdezonen (ca. 0,8 m, bis ca. 209,2 mNN) und Zellenkalke/Travertine (bis ca. 2,4 m, bis ca. 208,5 mNN).

Unter den quartären Deckschichten folgen unter gering mächtigem, stark bis sehr stark verwittertem (Klassifikation nach Wallrauch w4 bis w5) Grenzdolomit des Lettenkeupers (ca. 0,5 m) ca. 4,1 m mächtige in der oberen Hälfte überwiegend mäßig bis stark verwitterte (w3 bis w4, teilweise weich), in der unteren Hälfte überwiegend schwach bis mäßig verwitterte (w2 bis w3) Ton- und Dolomitsteinlagen der Grünen Mergel (bis 204,1 mNN).

Ein Bohrlochaufweitungsversuch wurde in den weichen, stark verwitterten Bereichen der Grünen Mergel ausgeführt und ergab geringe Steifigkeiten (siehe Abschnitt 7.3.1).

Unter den Grünen Mergeln wurden 3,6 m mächtige, überwiegend angewitterte (w1) bis schwach verwitterte (w2) Dolomitsteinlagen des Lingula Dolomits (bis 200,5 mNN) erkundet, gefolgt von ca. 0,8 m mächtigen, angewitterten (w1) dunkelgrauen Oberen Grauen Mergeln (bis

ca. 199,7 mNN). Bis zur Endteufe bei ca. 199,2 mNN wurden angewitterte (w1) Anoplophora Dolomite erkundet.

Die derzeitige GOF liegt im Gefälle bei ca. 225,0 mNN, das geplante Gründungsniveau (ohne Bodenaustausch / Bodenverbesserung / Sauberkeitsschicht) liegt bei 216 mNN.

7.3 Ergebnisse der bodenmechanischen Feldversuche

7.3.1 Bohrlochaufweitungsversuche

Es wurden zwei Bohrlochaufweitungsversuche (Seitendruckversuche nach DIN 4094-5:2001) durchgeführt. Ein Versuch wurde in der Bohrung BK Z11 im Bereich von stark bis sehr verwitterten, teilweise weichen Zonen der Grünen Mergel (Klassifikation nach Wallrauch w4 bis w5) ausgeführt. Es wurden Erstbelastungssteifigkeiten von im Mittel ca. 1,2 MN/m² und Wiederbelastungsmoduln von ca. 18 MN/m² ermittelt.

Der zweite Versuch erfolgte in der Bohrung BK Z4 in den schwach verwitterten Zonen der Grünen Mergel (w2). Es wurden Erstbelastungssteifigkeiten von ca. 232 MN/m² und Wiederbelastungsmoduln von ca. 700 MN/m² ermittelt.

7.3.2 Bohrlochrammsondierungen nach DIN 4094-2: 2003-05

In den Quartären Deckschichten wurden Bohrlochrammsondierungen nach DIN 4094-2:2003 ausgeführt. Diese erfolgten in den Bereichen der Auffüllungen, der Fließerdezonen und der Neckarkiese.

Die bindigen Bereiche der Auffüllungen wurden mit den Konsistenzgraden weich bis steif (BK Z11), steif (BK Z8, BK Z9, B351Z), halbfest (BK Z2, BK Z3, BK Z6) und fest (BK Z10) erkundet. Die nichtbindigen Bereiche der Auffüllungen wurden mit den Lagerungsdichten locker bis mitteldicht (BK Z7, BK Z8) bis dicht gelagert (BK Z9) erkundet.

Die Bereiche der Fließerdezonen wurden mit den Konsistenzgraden halbfest (BK Z4) und fest (BK Z1, BK Z5) erkundet.

Die Bereiche der Neckarkiese wurden mit den Lagerungsdichten mitteldicht (BK Z4, BK Z7, BK Z10), mitteldicht bis dicht (BK Z5, BK Z10, BK Z11) und dicht (BK Z2, BK Z3) erkundet.

Ein Versuch erfolgte in Bereichen der Grundgipsschichten und ergab hohe Schlagzahlen und eine feste Konsistenz.

Die Ergebnisse der Bohrlochrammsondierungen werden in der nachfolgenden Tabelle zusammengefasst.

Tabelle 7.1: Ergebnisse der Bohrlochrammsondierung nach DIN 4094-2: 2003-05

Bohrung	Achse	Tiefe mNN ca.	Stratigraphie	b/n.b	über GW/ unter GW	Schlag- zahlen N ₃₀	Konsistenz/ Lagerungsdichte
BK Z1	100	225	Fließerde Bochinger Horizont	b	über GW	45	fest
		221,5		b	über GW	> 84	fest
BK Z2	200	218,5	Auffüllung	b	über GW	28	halbfest
		215,5	Auffüllung	b	über GW	24	halbfest
		212	Neckarkies	n.b	unter GW	55	dicht
BK Z3	300	222	Auffüllung	b	über GW	24	halbfest
		219	Auffüllung	b	über GW	27	halbfest
		216	Auffüllung	b	über GW	20	halbfest
		212,5	Neckarkies	n.b	unter GW	50	dicht
BK Z4	400	215	Neckarkies	n.b	über GW	37	mitteldicht
		212	Fließerde	b	unter GW	20	halbfest
BK Z5	400	215	Neckarkies Fließerde/ Neckarkies	n.b	über GW	39	mitteldicht bis dicht fest / mitteldicht bis dicht
		212		b/ n.b	unter GW	33	
BK Z6	500	213	Auffüllung Auffüllung/ Au- elehm	b	unter GW	25	halbfest
B351	500	213		b	unter GW	14	steif
BK Z7	600	218,5	Auffüllung	n.b	über GW	9	locker bis mitteldicht
		215,5	Neckarkies	n.b	über GW	28	mitteldicht
BK Z8	ehem 700	220	Auffüllung	b	über GW	9	steif
		218	Auffüllung	n.b	über GW	13	mitteldicht
BK Z9	ehem 700	219,5	Auffüllung	n.b	über GW	22	mitteldicht bis dicht
		217,5	Auffüllung	b	über GW	13	steif
BK Z10	800	217,5	Auffüllung	b	über GW	>55	fest
		214,5	Neckarkies	n.b	über GW	19	mitteldicht bis dicht
		211,5	Neckarkies	n.b	unter GW	16	mitteldicht
BK Z11	900	217	Auffüllung	b	über GW	6	weich bis steif
		214	Neckarkies	n.b	unter GW	36	mitteldicht bis dicht
		211	Neckarkies	n.b	unter GW	14	mitteldicht bis dicht

b: bindig; n.b: nicht bindig

7.4 Bodenmechanische Laborversuche

7.4.1 Wassergehalte

Die in [U18] enthaltenen Annahmen und Beschreibungen zu den künstlichen Auffüllungen wurden in den im Zeitraum September 2012 bis Januar 2013 durchgeführten Erkundungen bestätigt. An 46 Bodenproben der Güteklasse GK 3 wurden natürliche Wassergehalte bestimmt. Diese lagen zwischen 4,3 % und 38,1 % und im Mittel bei 14,1 %.

Die in [U18] enthaltenen Annahmen und Beschreibungen zum Auelehm wurden in den im Zeitraum September 2012 bis Januar 2013 durchgeführten Erkundungen bestätigt. An 6 Proben der Güteklasse GK 3 wurden Wassergehalte zwischen 5,5 % und 29,7 % und im Mittel von 20,2 % ermittelt. Die abgeleiteten Konsistenzen sind überwiegend weich bis steif, stellenweise auch halbfest.

An 18 Proben der Güteklasse GK 3 wurden die natürlichen Wassergehalte der Fließerde ermittelt. Die Werte lagen zwischen 7,5 % und 27,7 %, im Mittel bei 17,8 %. Es handelt sich bei der Fließerde um umgelagerten und sehr stark verwitterten, teilweise zu Schluff zersetzten Gipskeuper. Die Fließerden weisen eine untergeordnet weiche, überwiegend halbfeste Konsistenz auf.

An 13 Bodenproben der Güteklasse GK 3 wurden die natürlichen Wassergehalte der Zellenkalke/Travertine ermittelt. Die Werte lagen zwischen 6,87 % und 23,9 %, im Mittel bei 14,6 %.

An 8 Proben der Güteklasse GK 3 wurden natürliche Wassergehalte des Gipskeupers (Bochinger Horizont, Grundgipsschichten) ermittelt. Die Werte lagen zwischen 10,3 % und 19,4 %, im Mittel bei 15,9 %.

An insgesamt 48 Proben der Güteklasse GK 3 wurden Wassergehalte des Lettenkeupers (Grenzdolomit, Grüne Mergel, Lingula Dolomit und Obere Graue Mergel) ermittelt. Für den Grenzdolomit (3 Proben) lagen die Werte zwischen 11,3 % und 15,4 %, im Mittel 12,9 %. Für die Grünen Mergel (35 Proben) lagen die Werte zwischen 7,1 % und 20,5 %, im Mittel 12,7 %. Für den Lingula Dolomit (7 Proben) lagen die Werte zwischen 4,7 % und 16,4 %, im Mittel 9,5 % und für die Oberen Grauen Mergel (3 Proben) lagen die Werte zwischen 6,8 % und 12,9 %, im Mittel 9,6 %.

Die im Labor ermittelten Wassergehalte werden in der nachfolgenden Tabelle zusammengefasst und den in [U18] angegebenen Werten gegenübergestellt.

Tabelle 7.2: Im Labor ermittelte Wassergehalte an Bodenproben der GK 3. Gegenüberstellung mit in [U18] ermittelten Werten.

	Auffüllungen		Auelehm		Fließerde		Gipskeuper		Zellenkalke/ Travertine		Lettenkeuper ku2				
											ku2GD	ku2GM	ku2LD	ku2OGM	
Wassergehalte [%]															
	neu	[U18]	neu	[U18]	neu	[U18]	neu	[U18]	neu	[U18]	neu	neu	[U18]	neu	neu
n	46	25	6	7	18	5	8	37	13	2	3	35	18	7	3
μ	14,1	13,9	20,2	25,5	17,8		15,9	20,7	14,6		12,9	12,7	18	9,5	9,6
max	38,1	27,9	29,7	34,9	27,7	28,9	19,4	42	23,9	12,1	15,4	20,5	12,1	16,4	12,9
min	4,3	6,5	5,5	17,3	7,5	9,4	10,3	14	6,9	10,4	11,3	7,1	5,7	4,7	6,8
σ	6,9		9,1		4,3		3,5	>5	5,8		2,2	3,1		3,9	3,1

n: □□□□□

σ : Standardabweichung

Mit zunehmender Tiefe nimmt der durchschnittliche Verwitterungsgrad des Lettenkeupers ab. Im Bereich der Achsen 100 bis 300 weisen der Grenzdolomit (ku2GD) und die Grünen Mergel (ku2GM) tendenziell einen geringeren Verwitterungsgrad (w2 bis w3, nur vereinzelt w5) auf als in den restlichen Brückenachsen. Dort liegt der Verwitterungsgrad überwiegend zwischen w3 bis w5. Wir empfehlen für Setzungsberechnungen die Bohrprofile unter den Brückenachsen zu betrachten und Steifigkeiten korrespondierend mit dem Verwitterungsgrad zu wählen.

Die unter den Grünen Mergeln (ku2GM) liegenden Lingula Dolomite (ku2LD) weisen überwiegend einen angewitterten bis schwach verwitterten Zustand (w1, w2) auf. Die Oberen Grauen Mergel (ku2OGM), Anoplophora Dolomite (ku2AD) und Unteren Grauen Mergel (ku2UGM) weisen einen überwiegend angewitterten Zustand (w1) auf.

7.4.2 Einaxiale Druckfestigkeiten

Zur Festlegung von Pfahlwiderständen in den Grünen Mergeln des Lettenkeupers, empfehlen wir die Bestimmung von einaxialen Druckfestigkeiten. Aufgrund der geringen Bohrkernlängen (zerbrochene Bohrkern) war die Durchführung von einaxialen Druckversuchen nicht möglich, so dass zur Ableitung von einaxialen Druckfestigkeiten Punktlastversuche ausgeführt wurden (siehe auch Anlage 5.3). Die Ergebnisse zu den gemäß [U1] und [U17] ausgeführten Punktlastversuchen erhielt die DB Projekt Bau vorab mit Mail am 12.06.2013. Die mit einem Umrechnungsfaktor $c=24$ und $I_{s(50)} \times c$ berechneten einaxialen Druckfestigkeiten sind in nachfolgender Tabelle zusammengefasst:

Tabelle 7.3: Einaxiale Druckfestigkeiten aus Punktlastversuchen an Lettenkeuper (Grüne Mergel, siehe auch Anlage 5.3)

Bohrung	Tiefe von [m u.GOK]	bis [m u.GOK]	Tiefe von [mNN]	bis [mNN]	Verwitterungsgrad w nach Wallrauch	Aus Punktlastversuchen mit $I_{s(50)} \times 24$ berechn. einaxiale Druckfestigkeit q_u [MN/m ²]
BK Z7	14	14,2	207,75	207,55	3	1,12
BK Z7	14,25	14,45	207,5	207,3	3	2,37
BK Z7	14,55	14,6	207,2	207,15	2,5	3,24*
BK Z7	15,6	15,7	206,15	206,05	2,5	1,99*
BK Z6	8,25	8,6	207,88	207,53	3	3,76
BK Z6	9	9,1	207,13	207,03	3	2,99
BK Z6	11,3	11,35	204,83	204,78	3	2,49
BK Z6	11,45	11,55	204,68	204,58	3	1,68
BK Z5	10,75	10,9	207,32	207,17	3	0,82
BK Z5	10,4	10,5	207,67	207,57	3	2,14
BK Z5	12,4	12,5	205,67	205,57	3	2,54
BK Z4	12,25	12,35	205,79	205,69	3	2,99
BK Z4	12,5	12,55	205,54	205,49	2,5	55,6*
BK Z4	10,3	10,35	207,74	207,69	3	2,33
Mittelwert μ (nur w3)						2,29
Standardabweichung σ (nur w3)						0,85
charakteristischer Wert $q_{u,k}$ (nur w3)						1,85

* Die Werte gehen nicht in die Berechnung des Mittelwert, der Standardabweichung und des charakteristischen Werts für w3 ein

Für Proben aus den Grünen Mergeln des Lettenkeupers wurde für verwitterte Zonen (w3) im Mittel einaxiale Druckfestigkeiten von $q_u = 2,29 \text{ MN/m}^2$ abgeleitet. Der von uns für den Verwitterungsgrad w3 abgeschätzte charakteristische Wert der einaxialen Druckfestigkeit liegt bei $q_{u,k} = 1,85 \text{ MN/m}^2$.

7.5 Charakteristische boden- und felsmechanische Kennwerte und Klassifikation

Die in [U18] angegebenen charakteristischen boden- und felsmechanischen Kennwerte und Klassifikationen werden durch die aktuelle ergänzende Baugrunderkundung und die durchgeführten Feld- und Laboruntersuchungen weitgehend bestätigt. Die in [U18] genannten geomechanischen Rechenwerte sind mit Anpassungen in der nachfolgenden Tabelle 7.4 aufgeführt.

In der Tabelle 7.4 wurden charakteristische Werte angegeben. Für statische Nachweise sind die in den entsprechenden Normen angegebenen Teilsicherheitswerte noch zu berücksichtigen.

Für Vorberechnungen empfehlen wir entsprechend [U18], zunächst von den ungünstigeren Grenzwerten der Bandbreite aus zugehen und anhand der daraus resultierenden Lösungen den Einfluss einzelner Parameter zu bewerten. Für konkrete Fragestellungen können jedoch in Abstimmung mit dem Geotechnischen Sachverständigen Kennwerte im Rahmen der vorgegebenen Bandbreite gewählt werden.

Tabelle 7.4: Klassifikation und Bandbreite der geomechanischen Rechenwerte (charakteristische Werte) aus [U18] und Anpassungen

	Auffüllungen	Hanglehm / Auelemm	Sauerwasserablagerungen (Mergel, Sande)	Neckarkiese und Neckarsande	Fließerde	Zellenkalke (Travertin)	Gipskeuper (Dunkelrote Mergel, Bochingger Horizont, Grundgipsschichten)	Lettenkeuper		
Konsistenz, vorherrschend	halbfest, teilweise weich	steif / weich, steif ⁴⁾	steif	-	steif	-	halbfest, lokal weich ⁷⁾ , sehr mürbe bis mürbe	(halbfest)	-	-
Lagerungsdichte Gesteinsqualität	inhomogen, i.W. locker	-	locker bis mitteldicht ⁵⁾	mitteldicht (locker)	-	hart bis sehr hart	-	sehr mürbe	mürbe	mäßig hart bis hart, (sehr hart)
Verwitterungsgrad	-	-	-	-	-	unverwittert, angewittert bis mäßig verwittert ⁹⁾	w4/w5	w4	w3	w2, w1, (w0)
Klassifikationen										
Bodengruppe (DIN 18 196)	A [SU*, ST*, GU*, GT*, GW/TL, TM/X]	TL, TM, TA	TL, TM, SU, ST*, GT*	GI, GT, GT*, GU, GU*, GW	TL, TM, ST*, ST	Kst, Dst, GU	TL, TM (Ust, Tst)	(TL, TM) Ust, Tst	Tst	Dst, Tst
Bodenklasse (DIN 18 300)	3,4,5,7 ¹⁾	(2) ⁴⁾ ,4,5	3,4,6 ⁵⁾	3,4	(2),4	6,7	4,(6)	4,5,6	5,6,7	6,7
Bodenklasse (DIN 18 301)	BN1, BN2, BB2, BB3, BS1, BS2, BS4	BB2, BB3, (BB1) ⁴⁾ , B01 ⁴⁾	BN1, BN2, BB2, BB3, BB4 ⁵⁾	BN1, BS1, (BN2, BB2)	(BB1), BB2, BB3	FV2-FV6, FD2-FD4	(BB2) ¹⁾ BB3, BB4, BS1, BS1, FV1/FD2	BB3, BB4, BS1, BS1, FV1/FD2	FV 1, FV2, FD1, FD 2	FV2, FV3, FV6, FD3, FD4
Bodenklasse (DIN 18 319)	LNE 1 bis LNE 3 LNW 1 bis LNW 3 LN 1 bis LN 3 LBM 1 bis LBM 3	LBM 1 bis LBM 3		LNE 1 bis LNE 3 LNW 1 bis LNW 3 LN 1 bis LN 3			LBM 1 bis LBM 3, FZ 1, FD 1 bis FD 2			
Frostempfindlichkeit Klasse nach ZTVE-StB 09	nicht/hoch F1, F2/F3	mittel-hoch F2, F3	mittel-hoch F2, F3	nicht-mittel F1, F2	mittel-hoch F2, F3	mittel F2	mittel-hoch F2,F3	mittel F2	mittel F2	mittel F2
Schrumpfgefahr	nicht-gering	mittel-groß	gering-mittel	nicht, mittel	gering	gering	gering	gering	gering	nicht
Rechenwerte										
Wichte	19	20 / 19,5 ⁴⁾	20	20	20	21	21	22	22	24
unter Auftrieb	10	10 / 9,5 ⁴⁾	10	11	10	11	11	12	12	14
Reibungswinkel	32,5 ²⁾ / 25 ³⁾	25 / 25 ⁴⁾	30 ²⁾ / 25 ³⁾	32,5	25	25	25 ¹⁾ 25	20 bis 25	20 bis 25	25 bis 30
Kohäsion	0 ²⁾ / 5 ³⁾	15 / 5 ⁴⁾	0 ²⁾ / 15 ³⁾	0	10	50	5 ¹⁾ 20 bis 40 ⁸⁾	30 bis 50 ⁸⁾	30 bis 50	60 bis 100 ⁸⁾
Steifemodul E _s für Setzungsberechnungen ⁶⁾										
- Erstbelastung E _{s1}	-	10 / 4 ⁴⁾	7	30	6 bis 15	40	5 ¹⁾ 15 bis 30	40	60 ¹⁰⁾	≥□□□
- Wiederbelastung E _{s2}	-	20 / 8 ⁴⁾	15	60	10 bis 20	80	10 ¹⁾ 30 bis 60	80	120 ¹⁰⁾	≥□□□
Untergrundparameter S (DIN 4149:2005)	-	1,5	1,5	1,5	1,5	1,25	1,5	1,25	1,25	1,0

- 1) bei mehr als 30% Steinen von über 0,01 m³ (Mauer- und Fundamentreste)
- 2) nichtbindige Partien
- 3) bindige Partien
- 4) Angaben gelten für Auelemm, wo kein Vermerk (ebenfalls) für Hanglehm
- 5) Sauerwassersande: zum Teil verfestigt
- 6) Spannungsbereich 100 bis 400 kN/m²
- 7) weiche Lagen in den Grundgipsschichten

- 8) Technische Kohäsion, „rechnerischer Wert für Gebirgsfestigkeit, dessen Größe Einflüsse wie Durchtrennungsgrad des Gebirges, Beschaffenheit der Trennflächen und mögliche Kluftfüllungen berücksichtigt. Für den Gipskeuper und den Lettenkeuper ergibt sie sich aus der Strukturfestigkeit des kleinklüftig zerlegten, bröckeligen Schlufftonsteins bzw. Tonmergelsteins. Die gesamte Scherfestigkeit, die sich aus den Angaben von Reibungswinkel und technischer Kohäsion ergibt, basiert auf der Modellvorstellung eines stark durchtrennten Gebirgskörpers, in dem sich zusammenhängende, durchgehende Scherfugen ausbilden können, auf denen ein Scherwiderstand wirksam ist“ [U18].
- 9) Ergänzende Erkundungen im Zeitraum September 2012 bis Januar 2013
- 10) Aus einaxialen Druckfestigkeiten mit Gleichung nach Hoek, Carranza-Torres & Corkum (2002) abgeleitet

S&P

Das Baugrundstück liegt nach DIN 4149:2005-04 und der entsprechenden regionalen Karte der Erdbebenzonen, hier für Baden-Württemberg, in Erdbebenzone 0. Da auch Standorte außerhalb der Zone 1 ein seismisches Gefährdungspotential besitzen, wird die Zone 0 - im Gegensatz zu gar keiner Zonierung - als seismogene Randzone betrachtet. Dies wird im vorliegenden Fall auch dadurch unterstrichen, dass der unmittelbar im Westen angrenzende Rosensteinpark der Erdbebenzone 1 zugewiesen ist. Es wird demzufolge empfohlen, bei Bauwerken der Bedeutungskategorien III und IV, und hier dürfte auch die geplante Eisenbahnbrücke zuzuordnen sein, den Regeln und Festlegungen für Erdbebenzone 1 zu folgen¹. Die hier maßgebende Baugrundklasse ist "C", die Untergrundklasse ist "R".

S&P

Für den Nachweis des Lastfalls Erdbeben nach dem elastischen Antwortspektrum-Verfahren sind die in Tabelle 7.4² angegebenen Untergrundparameter S der einzelnen Schichten zu beachten.

8 GRUNDWASSERVERHÄLTNISSE

8.1 Grundwasserstände

Der mittlere Grundwasserspiegel des obersten Aquifers, dessen Hauptgrundwasserleiter die Neckarkiese bilden, liegt nach den Untersuchungen der ARGE WUG und dem auf der Basis der Stichtagsmessung vom 10.09.2003 erarbeiteten Grundwassergleichenplan zum 5. EKP (Stand Dezember 2003) im Mittel bei rund 214 mNN und korrespondiert im Wesentlichen mit der Normalstauhöhe vom Neckarunterwasser bei der König-Karls-Brücke (Stauhaltung Hofen). Weitere, tiefere Grundwasserstockwerke in der Talauie bilden

- die z. T. gespannten Schicht- und Kluftgrundwasservorkommen im Lettenkeuper mit Wasserständen von rd. 214 mNN (Messungen aus 2012/2013),
- die hoch gespannten Kluft- und Karstgrundwasservorkommen im Oberen Muschelkalk, der den Funktionsraum der Heil- und Mineralwasservorkommen in Stuttgart-Bad Cannstatt/Berg bildet. Der Druckspiegel liegt im Talgrund oberhalb der natürlichen Geländeoberfläche und wird nach der Grundwassergleichenkarte des Amt für Umweltschutzes (AfU) von 1998 und der aktuellen Stichtagsmessung vom 08.05.2003 durch die ARGE WUG im Bereich der geplanten Brücke bei ca. 224 mNN angenommen und liegt damit oberhalb der natürlichen Geländeoberflächen von rd. 216 mNN (vorhandene Trennmole) bis ca. 219 mNN und höher (beide Neckarufer).

¹ Schwarz, J./Grünthal, G.: Bauten in deutschen Erdbebengebieten - zur Einführung der DIN 4149:2005 in Bautechnik 82 (2005), Heft 8, S. 486-499, Verlag Ernst & Sohn, Berlin

² Tabelle 1 in [U18]

S&P

Insgesamt wird die Grundwassersituation und die Grundwasserbeschaffenheit von der ARGE WUG in einem gesonderten Bericht ausführlich dargestellt und bewertet. Auf diesen Bericht wird ausdrücklich verwiesen.

S&P

Die geplante Eisenbahnbrücke Neckar liegt in der Kernzone des Heilquellenschutzgebietes, was für die Herstellung der Gründungkörper besondere Maßnahmen erfordert (s. Abschnitt 9.3³).

Die Ruhewasserspiegel der Grundwasserleiter aus dem Quartär und der erkundeten Schicht- und Kluftwasservorkommen im Bereich des erkundeten Lettenkeupers wurden im ergänzenden Erkundungsprogramm (September 2012 bis Januar 2013) im Mittel bei ca. 214 mNN eingemessen. Die Ergebnisse der dort durchgeführten hydraulischen Versuche wurden in den nachfolgenden Abschnitten zusammengefasst.

8.2 Mineralwasseraufbrüche

Gemäß [U15] wurden seit dem 18. Jahrhundert im Bereich der alten Inselquelle und bei zwischen 1927, 1955 und 1982 an der Staustufe Cannstatt durchgeführten Baumaßnahmen (Bau Doppelschleuse sowie unterer und oberer Vorhafen) Mineralwasseraufbrüche insbesondere aus dem freigelegten Lettenkeuper beobachtet. Durch bauliche Maßnahmen wie Überbetonieren und durch Injektionen wurde versucht, die Mineralwasseraufbrüche zu verschließen (Austrittshöhen zwischen ca. 208 mNN und 211,7 mNN, Schüttungen zwischen < 2 l/s und 25 l/s (Staustufe Cannstatt, 30.10.1956, Bauteil II, rechtes Oberhaupt, rechter Spundwandkasten, Gründungssohle 208 mNN, Quelle Nr. 9 und 10, Stratigraphie ku2GM, Gesamtfläche rechter und linker Spundwandkasten ca. 800 m²)). Bereiche mit geringen Wasseraustritten, sogenannte „feuchte Schweißstellen“ [U15] wurden mit Hilfe von Querdränagen aus Fein- und Grobkies gefasst und in einen Entwässerungsgraben geleitet. In der Dränschicht wurde ein Drän- und Totstaurohr verfiltert, anschließend wurde das herzustellende Bauteil bis zur Auftriebssicherheit auf der Dränschicht hergestellt (betoniert). Im Nachgang wurde das Totstaurohr verschlossen.

8.3 Ergebnisse der Pumpversuche

8.3.1 Ruhewasserspiegel und Durchlässigkeiten

Zur Erkundung der hydrogeologischen Verhältnisse wurden in den Erkundungsbohrungen Pumpversuche durchgeführt. Ziel der Pumpversuche war die Ermittlung der Ruhepotentiale der

³ Abschnitt 7.2 in [U18]

einzelnen Aquifere (Neckarkies, Zellenkalk/Travertin/Grenzdolomit, Oberer Unterkeuper) sowie die Entnahme von qualifizierten Grundwasserproben [U19]. Die Pumpversuche wurden bis zum Erreichen des hydraulischen Beharrungszustandes mit einer konstanten Entnahmerate gefahren. Innerhalb der Pumpphase wurden die Vor-Ort-Parameter erfasst und digital aufgezeichnet. Zum Ende der Pumpphase erfolgte die Entnahme einer Grundwasserprobe, wobei die in [U25] und [U19] geforderten Kriterien eingehalten wurden. Nach Beendigung der Probenahme erfolgte die Messung des Wiederanstiegs. Die Tabelle 8.1, die Tabelle 8.2 und die Tabelle 8.3 geben einen Überblick über die durchgeführten Pumpversuche.

Tabelle 8.1: Übersicht der durchgeführten Pumpversuche im Neckarkies

Bohrung	Datum	Ruhewas- serspiegel RWSP	Pumpwas- sermenge Q	Absenkung s	Transmissivität T	Wasserdurch- lässigkeit- beiwert k _f
		[mNN]	[l/s]	[m]	[m ² /s]	[m/s]
BK Z 2	11.12.12	214,14	1,0	0,05	5,1 x 10 ⁻²	2,0 x 10 ⁻²
BK Z 7	10.10.12	214,03	2,0	0,17	3,1 x 10 ⁻²	1,2 x 10 ⁻²
BK Z 8	06.10.12	214,04	1,7	0,04	4,8 x 10 ⁻²	1,8 x 10 ⁻²
BK Z 9	08.10.12	214,05	1,0	0,06	2,3 x 10 ⁻²	7,3 x 10 ⁻³
BK Z 11	23.10.12	214,08	1,0	0,09	2,1 x 10 ⁻²	5,2 x 10 ⁻³
harmonischer Mittelwert					3,1 x 10 ⁻²	9,6 x 10 ⁻³

Tabelle 8.2: Übersicht der durchgeführten Pumpversuche im Zellenkalk / Travertin / Grenzdolomit

Bohrung	Datum	RWSP	Q	s	T	k _f
		[mNN]	[l/s]	[m]	[m ² /s]	[m/s]
BK Z 1	10.01.13	213,99	1,0	0,05	2,4 x 10 ⁻²	1,1 x 10 ⁻²
BK Z 2	18.12.12	214,36	1,0	1,17	1,2 x 10 ⁻³	3,0 x 10 ⁻⁴
BK Z 3	28.11.12	213,98	0,35	0,23	2,6 x 10 ⁻³	1,1 x 10 ⁻³
BK Z 4	08.11.12	214,02	1,0	0,31	9,5 x 10 ⁻³	5,3 x 10 ⁻³
BK Z 5	17.11.12	214,05	0,5	0,25	2,0 x 10 ⁻³	1,3 x 10 ⁻³
BK Z 7	15.10.12	214,00	1,0	0,16	2,8 x 10 ⁻²	1,8 x 10 ⁻²
BK Z 10	08.10.12	213,90	1,0	0,22	5,6 x 10 ⁻³	4,3 x 10 ⁻³
harmonischer Mittelwert					3,4 x 10 ⁻³	1,3 x 10 ⁻³

Tabelle 8.3: Übersicht der durchgeführten Pumpversuche im Oberen Unterkeuper

Bohrung	Datum	RWSP [mNN]	Q [l/s]	s [m]	T [m ² /s]	k _f [m/s]
BK Z 4 ku2LD	14.11.12	213,69	0,15	6,62	2,6 x 10 ⁻⁵	9,2 x 10 ⁻⁶
BK Z 4 ku2AD	15.11.12	213,55	0,02	7,18	2,7 x 10 ⁻⁴	1,2 x 10 ⁻⁴
BK Z 6	28.01.13	213,89	0,5	5,87	7,3 x 10 ⁻⁵	2,0 x 10 ⁻⁵
BK Z 7	17.10.12	214,05	1,0	0,16	2,6 x 10 ⁻⁴	4,9 x 10 ⁻⁵
B 351 Z ¹⁾	23.01.13	214,06	1,0	0,93	2,0 x 10 ⁻³	2,9 x 10 ⁻⁴
B 351 Z ²⁾	30.01.13	214,19	2,0	1,05	3,1 x 10 ⁻³	4,7 x 10 ⁻⁴
harmonischer Mittelwert					1,0 x 10 ⁻⁴	3,1 x 10 ⁻⁵

1) offenes Bohrloch

2) Grundwassermessstelle

Die Wasserstandsmessungen während der Pumpversuche erfolgten digital mittels Datenlogger und wurden durch Handmessungen (Lichtlot) kontrolliert und verliefen ohne Datenverluste. Bei einigen Pumpversuchen im offenen Bohrloch wurde eine Abweichung der gemessenen Wasserspiegel zwischen Handmessung und Datenlogger von wenigen Zentimeter festgestellt. Diese Diskrepanz kann durch Dichteunterschiede (Bohrspülung zu Trinkwasser) und Freispüleffekte im Bohrloch erklärt werden. Die Werte der Druckspiegelmessungen besitzen deshalb eine hohe Güte.

Die Pumpversuche im Neckarkies wurden mit Entnahmeraten > 1,0 l/s durchgeführt und die Absenkbeträge waren durchweg < 20 cm. Der harmonische Mittelwert für die Transmissivität T liegt bei 3,1 x 10⁻² m²/s und für den Durchlässigkeitsbeiwert k_f bei 6,2 x 10⁻⁴ m/s. Nach DIN 18130 ist der Aquifer als durchlässig einzustufen.

Die Pumpversuche im Zellenkalk/Travertin/Grenzdolomit wurden mit Entnahmeraten bis 1,0 l/s durchgeführt und die maximale Absenkung betrug rd. 1,2 m. Der harmonische Mittelwert für die Transmissivität T liegt bei 3,2 x 10⁻³ m²/s und für den Durchlässigkeitsbeiwert k_f bei 6,1 x 10⁻⁴ m/s. Nach DIN 18130 ist der Aquifer als durchlässig einzustufen.

Die Pumpversuche im Unterkeuper wurden mit Entnahmeraten bis 2,0 l/s durchgeführt und die maximale Absenkung betrug rd. 7,2 m. Der harmonische Mittelwert für die Transmissivität T liegt bei 1,0 x 10⁻⁴ m²/s und für den Durchlässigkeitsbeiwert k_f bei 1,9 x 10⁻⁵ m/s. Nach DIN 18130 ist der Aquifer als durchlässig einzustufen. Bei der BK Z 4 wurden die Teilgrundwasserstockwerke im Lingula- und Anoplophoradolomit getrennt bepumpt. Die Ruhewasserspiegel sind nur geringfügig getrennt, die Entnahmeraten sind jedoch unterschiedlich.

Auf der Trennmole wurden in der BK Z6 und B351Z Pumpversuche im Unterkeuper durchgeführt. Auffällig ist die Entnahmerate von bis zu 2 l/s und die geringe Absenkung beim Pumpversuch in der B351Z. Demgegenüber war die Entnahmerate in der BK Z6 mit 0,5 l/s deutlich geringer und die Absenkung größer. Zudem wurde während der Dauer des Pumpversuches ein schwacher Geruch nach Schwefelwasserstoff festgestellt.

8.3.2 Untersuchungen nach DIN 4030 zur anzusetzenden Expositionsklasse für die Fundamente der Neckarbrücke

In [U18] wird davon ausgegangen, dass das Bauwerk stark aggressivem Mineralwasser ausgesetzt ist, so dass eine Einstufung in Expositionsklasse XA 3 gemäß DIN 1045-1 erforderlich wäre. Der Ansatz dieser Expositionsklasse hätte zur Folge, dass Betonbauteile zur Vermeidung von Korrosion an Beton und Bewehrung mit aufwendigen baulichen Schutzmaßnahmen herzustellen wären.

In den folgenden Abschnitten werden die im Zuge der Ausführungsplanung durchgeführten chemischen Untersuchungen an Wasserproben erläutert, welche stark angreifendes (kalklösende Kohlensäure) Mineralwasser im Bereich der Brückenfundamente nicht bestätigt haben.

Analysen im Rahmen des 3. und 5. EKP (1997 bis 1998 und 2002 bis 2003):

Aus dem 3. und 5. EKP liegen Ergebnisse aus Grundwasseranalysen im Neckarbrückenbereich vor (Bohrungen 5.5/43 bis 5.5/49, Grundwassermessstellen B350, B351 und B352, Grundwasserleiter q, ku2 [U8]). Es ergaben sich Eingruppierungen für Wässer der einzelnen geologischen Schichten in folgende Expositionsklassen:

Tabelle 8.4: Eingruppierungen für Wässer der einzelnen geologischen Schichten in folgende Expositionsklassen, 3 und 5. EKP:

Bohrung	Achse	Stratigraphie	pH-Wert (H ₂ O)	Magnesium (Mg ²⁺) mg/l	Ammonium (NH ₄) mg/l	Sulfat (SO ₄) mg/l	CO ₂ angreifend mg/l
5.5/43	~100	q	- (6,93)	- (43)	- (0,032)	- (120)	- (2,2)
5.5/44	~200	q	- (6,91)	- (31)	- (0,05)	- (170)	XA 1 (18)
5.5/45	~300	q	- (6,74)	- (37)	- (<0,020)	XA 1 (240)	- (-13,6)
5.5/46	~400	q	- (7,06)	- (53,5)	- (<0,010)	XA 1 (398)	- (n.n.)
5.5/46		q	- (6,81)	- (49,8)	- (<0,010)	XA 1 (377)	-- (n.n.)
B 350		ku2	- (6,9)	- (53)	- (0,2)	XA 1 (550)	- (13,2)
B 351	~500	ku2	XA 1 (6,23)	- (59)	- (0,29)	XA 2 (720)	- (0)

Bohrung	Achse	Strati- graphie	pH-Wert (H ₂ O)	Magnesium (Mg ²⁺) mg/l	Ammonium (NH ₄) mg/l	Sulfat (SO ₄) mg/l	CO ₂ angreifend mg/l
5.5/47	~600	q	- (6,52)	- (53)	- (0,033)	XA 1 (530)	- (-3,1)
5.5/47		q	- (6,59)	- (42)	- (0,088)	XA 1 (380)	- (-3)
5.5/48	~800	q	XA 1 (6,41)	- (55)	- (0,054)	XA 1 (580)	- (-3,52)
5.5/48		q	XA 1 (6,44)	- (5)	- (0,11)	XA 1 (590)	- (-11,9)
B 352		ku2	XA 1 (6,1)	- (68)	- (0,35)	XA 2 (850)	- (-11,9)
5.5/49	~900	q	- (6,81)	- (36)	- (0,51)	XA 1 (380)	- (2,64)
5.5/49		q	- (7,12)	- (19)	- (0,17)	XA 1 (600)	XA 2 (44,4)
B 309		q	- (6,8)	- (51)	- (0,038)	XA 1 (380)	- (-5,72)

q: Quartär, ku2: Lettenkeuper, alle (Teil-) Grundwasserstockwerke, n.n.: nicht nachgewiesen, Messwert kleiner Einstufungswert

Die Gehalte an kalklösender Kohlensäure lagen für die Achsen 300 bis 800 unterhalb der Einordnung in die Expositionsklasse XA 1, für die Achse 200 innerhalb der Expositionsklasse XA 1 und im Bereich der Achse 900 innerhalb der Expositionsklasse XA 2.

Die Gehalte an Sulfat lagen für die Achsen 200 bis 900 innerhalb der Expositionsklassen XA 1 und XA 2.

In den Achsen 500 (ku2) und 700 (q) lagen die pH-Werte in der Expositionsklasse XA 1 in allen übrigen Bereichen unterhalb der Expositionsklasse XA 1.

Die gemessenen Werte an Ammonium und Magnesium lagen unterhalb der zur Einordnung in die Expositionsklassen XA 1 bis XA 3 nach DIN 4030:2008 festgelegten Tabellenwerte.

Analysen von reinem Mineralwasser (2012):

Analyseergebnisse von „reinem Mineralwasser“ der Berger Urquell (Entnahmedatum 26.04.2012), der Inselquelle (Entnahmedatum 27.04.2012) und der Leuzequelle (Entnahmedatum 27.04.2012) weisen Gehalte an kalklösender Kohlensäure (ermittelt durch Marmorlöseversuche) auf, die noch unterhalb der XA 1-Klasse nach Tabelle 4 der DIN 4030-1: 2008-06 liegen.

Alle uns übermittelten Analyseergebnisse von reinem Mineralwasser wurden in der folgenden Tabelle zusammengefasst:

Tabelle 8.5: Analyseergebnisse von „reinem Mineralwasser“

Brunnen	Entnah- me- datum	Strati- graphie	pH-Wert (H ₂ O)	(Mg ²⁺)	(NH ₄)	(SO ₄)	CO ₂ angreifend
Auquelle	16.02.12	mo (n)	- (7,03)	- (58,8)	- (0)	XA 1 (352)	- (n.a.)
Berger Urquell	23.02.12	ku/mo (h)	XA 1 (6,05)	- (93,6)	- (0)	XA 2 (1060)	- (n.a.)
Berger Urquell	26.04.12	ku/mo (h)	- (n.a.)	- (n.a.)	- (n.a.)	- (n.a.)	- (2)
Brunnen Maur. Garten	16.02.12	mo (n)	- (6,73)	- (72,4)	- (0)	XA 2 (619)	- (n.a.)
Inselquelle	16.02.12	mo (h)	XA 1 (6)	- (99,8)	- (0)	XA 2 (1170)	- (n.a.)
Inselquelle	27.04.12	mo (h)	- (n.a.)	- (n.a.)	- (n.a.)	- (n.a.)	- (<1)
Kellerbrunnen alt	14.02.12	mo (n)	- (7,02)	- (59,6)	- (0)	XA 1 (355)	- (n.a.)
Kellerbrunnen neu	14.02.12	mo (n)	- (6,92)	- (59,7)	- (0)	XA 1 (363)	- (n.a.)
Leuzequelle	14.02.12	mo (h)	XA 1 (6,08)	- (84,2)	- (0)	XA 2 (939)	- (n.a.)
Leuzequelle	27.04.12	mo (h)	- (n.a.)	- (n.a.)	- (n.a.)	- (n.a.)	- (14)
Mittelquelle	23.02.12	mo (h)	XA 1 (6,23)	- (86,9)	- (0)	XA 2 (833)	- (n.a.)
Mombachquelle	16.02.12	mo (n)	- (7,24)	- (55,5)	- (0)	XA 1 (371)	- (n.a.)
Nordquelle	23.02.12	mo (h)	XA 1 (6,26)	- (85,4)	- (0)	XA 2 (767)	- (n.a.)
Ostquelle	23.02.12	mo (h)	XA 1 (6,19)	- (86,9)	- (0)	XA 2 (838)	- (n.a.)
Schiffmannquelle	16.02.12	mo (n)	- (6,81)	- (59,8)	- (0)	XA 1 (387)	- (n.a.)
Südquelle	23.02.12	mo (h)	XA 1 (6,21)	- (89,1)	- (0)	XA 2 (889)	- (n.a.)
Veielbrunnen	16.02.12	mo (h)	XA 1 (6,19)	- (87,7)	- (0)	XA 2 (830)	- (n.a.)
Westquelle	23.02.12	mo (h)	XA 1 (6,24)	- (86,7)	- (0)	XA 2 (839)	- (n.a.)
Wilhelmsbrunnen I neu	14.02.12	mo (h)	XA 1 (6,18)	- (114)	- (0)	XA 2 (1320)	- (n.a.)
Wilhelmsbrunnen II	14.02.12	ku (n)	XA 1 (6,12)	- (108)	- (0)	XA 2 (1250)	- (n.a.)

ku: Lettenkeuper, mo: Muschelkalk, n.a.: nicht analysiert, h: hochkonzentriert, n: niederkonzentriert

Analysen im Rahmen der zusätzlichen Erkundungsbohrungen (2012):

Im Zuge der ergänzenden Erkundungsbohrungen wurden weitere Versuche (z.B. Marmorlöseversuche) durchgeführt. Es ergaben sich Eingruppierungen für Wässer der einzelnen geologischen Schichten in folgende Expositionsclassen:

Tabelle 8.6: Eingruppierungen für Wässer der einzelnen geologischen Schichten in folgende Expositionsclassen, ergänzende Erkundungsprogramm September 2012 bis Januar 2013

Bohrung	Achse	Stratigraphie	pH-Wert (H ₂ O)	Magnesium (Mg ²⁺) mg/l	Ammonium (NH ₄) mg/l	Sulfat (SO ₄) mg/l	CO ₂ angreifend mg/l
BK Z1	100	zk	- (7,33)	- (48)	- (0,019)	- (174)	- (<1)
BK Z2	200	q	- (7,02)	- (39)	- (0,03)	- (199)	- (<1)
BK Z2		zk	- (7,48)	- (56)	- (0,01)	XA 1 (332)	- (<1)
BK Z3	300	zk	- (7,16)	- (55)	- (0,012)	XA 1 (352)	- (<1)
BK Z4	400	zk	- (7,1)	- (46)	- (<0,010)	XA 1 (282)	- (<1)
BK Z4		ku2ld	- (6,82)	- (70)	- (0,15)	XA 2 (623)	- (14)
BK Z4		ku2ad	- (6,73)	- (80)	- (0,23)	XA 2 (610)	- (<1)
BK Z5		zk	- (7,46)	- (48)	- (0,02)	XA 1 (275)	- (5,3)
B351 Z	500	ku2	- (6,72)	- (51)	- (0,295)	XA 2 (797)	- (<1)
B351 Z		ku2	- (6,67)	- (67)	- (0,211)	XA 2 (720)	- (1,8)
BK Z6		ku2	- (6,75)	- (85)	- (0,22)	XA 2 (902)	- (2,6)
BK Z7	600	q	- (6,77)	- (47)	- (0,12)	XA 1 (324)	- (<1)
BK Z7		zk	- (6,74)	- (60)	- (0,2)	XA 1 (550)	XA 2 (70)
BK Z7		ku2	XA 1 (6,48)	- (62)	- (0,26)	XA 2 (930)	- (<1)
BK Z8	ehem. 700	q	- (6,66)	- (79)	- (0,2)	XA 2 (664)	- (<1)
BK Z9		q	- (6,74)	- (59)	- (0,14)	XA 1 (506)	- (<1)
BK Z10	800	zk	XA 1 (6,48)	- (51)	- (0,02)	XA 2 (637)	- (<1)
BK Z11	900	q	XA 1 (6,42)	- (63)	- (0,03)	XA 2 (706)	- (<1)
BK Z11		zk*	- (7,31)*	- (64)*	- (0,02)*	XA 2 (685)*	XA 1 (19)*

*: Schöpfprobe, q: Quartär, zk: Zellenkalke/Travertine, ku2: Lettenkeuper, alle (Teil-) Grundwasserstockwerke, ku2ld: Lettenkeuper, Lingula Dolomite, ku2ad: Lettenkeuper, Anoplophora Dolomite, -: nicht maßgebend, Messwert kleiner Einstufungswert

Die Gehalte an kalklösender Kohlensäure liegen für die Achse 600 innerhalb der Expositionsklasse XA 2, für die Achse 900 innerhalb der Expositionsklasse XA 1.

Der pH-Wert liegt für die Achsen 600 (ku2), 800 und 900 im Bereich der Expositionsklasse XA 1.

Die Gehalte an Sulfat liegen für die Achsen 200 bis 900 innerhalb der Expositionsclassen XA 1 und XA 2.

Die gemessenen Werte an Ammonium und Magnesium liegen unterhalb der zur Einordnung in die Expositionsclassen XA 1 bis XA 3 nach DIN 4030:2008 festgelegten Tabellenwerte.

8.4 Ergebnisse der Vor-Ort-Versuche

Während der Bohrarbeiten wurden gemäß [U25] regelmäßig die Vor-Ort-Parameter CO₂ in der Bohrlochluft, pH-Wert, elektrische Leitfähigkeit, Temperatur und freie Kohlensäure zu messen sowie der Wasserspiegel im Bohrloch. Für jeden Parameter waren nach [U25] Warn- und Einstellwerte vorgegeben. Die gemessenen Vor-Ort-Parameter sind in den Bautagesberichten und Pumpversuchsprotokollen [U30] dokumentiert.

Der pH-Wert und die elektrische Leitfähigkeit wurden mit WtW-Messgeräten, die regelmäßig kalibriert wurden, gemessen. Die freie Kohlensäure wurde Vor-Ort titriert und der Gehalt an freier Kohlensäure berechnet. Die Messung von CO₂ in der Bohrlochluft erfolgte mit Hilfe des Handgerätes Dräger-Röhrchen Pumpe accuro und sog. Dräger-Röhrchen. Der Wasserspiegel im Bohrloch wurde mittels Lichtlot gemessen.

Die gemessenen Vor-Ort-Parameter in allen erschlossenen Aquiferen (Neckarkies, Zellenkalk/Travertin/Grenzdolomit, Oberer Unterkeuper) bei den Bohrungen BK Z1 bis BK Z5 (westlich des Neckars) liegen im folgenden Wertebereich:

pH	6,7 – 7,5
elektrische Leitfähigkeit	600 µS/cm – 3.000 µS/cm
Temperatur	10°C – 16°C
CO ₂ in der Bohrlochluft	0 Vol-%
freie Kohlensäure	50 mg/l – 250 mg/l

Die gemessenen Vor-Ort-Parameter bei den Bohrungen BK Z6 und B351Z (Trennmole) liegen im folgenden Wertebereich:

pH	6,3 – 6,7
elektrische Leitfähigkeit	3.000 µS/cm – 4.000 µS/cm
Temperatur	10°C – 15°C
CO ₂ in der Bohrlochluft	0 Vol-%
freie Kohlensäure	200 mg/l – 600 mg/l

Die gemessenen Vor-Ort-Parameter bei den Bohrungen BK Z7 bis BK Z11 (östlich des Neckars) liegen im folgenden Wertebereich:

pH	6,1 – 6,7
elektrische Leitfähigkeit	2.000 µS/cm – 4.300 µS/cm
Temperatur	10°C – 14°C
CO ₂ in der Bohrlochluft	0 Vol-% - 20 Vol-% (BK Z9)
freie Kohlensäure	200 mg/l – 800 mg/l

Die gemessenen CO₂ – Gehalte in den Bohrungen östlich des Neckars sind überwiegend ≤ 3 Vol-% und damit unterhalb des AfU-Warnwertes von 5 Vol-%.

Bei der BK Z8 und BK Z9 wurden in den quartären Neckarkiesen und Auelehmen CO₂ – Gehalte bis 20 Vol-% gemessen. Analog zu dem erhöhten CO₂ – Gehalt liegen der pH-Wert mit rd. 6,5 und die elektrische Leitfähigkeit mit rd. 3.600 µS/cm oberhalb der für ein quartäres Grundwasser zu erwartenden Werte (pH ca. 7, elektrische Leitfähigkeit < 1.000 µS/cm).

8.5 Zusammenfassung der Grundwasserverhältnisse und Bemessungswasserstände

Grundwasserverhältnisse

Anhand der Vor-Ort-Parameter wurde festgestellt, dass es einen Einfluss des Mineralwassers auf das quartäre Grundwasser gibt. Das quartäre Grundwasser östlich des Neckars scheint dabei mehr durch das Mineralwasser beeinflusst zu sein (höhere elektrische Leitfähigkeit, niedrigere pH-Werte, höherer Anteil an freier Kohlensäure, vereinzelt höhere CO₂-Gehalte in der Bohrlochluft), als das quartäre Grundwasser westlich des Neckars.

Die im Labor durchgeführten Ergebnisse aus den zahlreichen durchgeführten Wasseranalysen und Vor-Ort Analysen zeigen aber, dass im Gründungsbereich der Neckarbrücke kein stark betonangreifendes Mineralwasser vorliegt und eine Einstufung in eine Expositionsklasse bis maximal XA 2 gemäß DIN 1045-1 ausreichend ist.

Die Ruhewasserspiegel der Grundwasserleiter aus dem Quartär und den erkundeten Schicht- und Kluftwasservorkommen im Bereich des erkundeten Lettenkeupers liegen im Mittel bei ca. 214 mNN.

Der Druckspiegel der hoch gespannten Kluft- und Karstgrundwasservorkommen im Oberen Muschelkalk wird bei ca. 224 mNN angenommen.

Bemessungswasserstände

S&P Entsprechend den Untersuchungen der ARGE WUG (s. Abschnitt 5) liegt der mittlere Grundwasserspiegel des Hauptgrundwasserleiters Neckarkiese bei rund 214 mNN und korrespondiert mit der Normalstauhöhe des Neckarunterwassers bei der König-Karls-Brücke (Stauhaltung Hofen). Dem entsprechend zeigen die Grundwasserstandsganglinien deutliche und relativ rasche Reaktionen auf Niederschlagsereignisse bzw. Pegelstände des Neckars.

Eine Auswertung der über einen Zeitraum von rund 12 bzw. 5 Jahren gemessenen Wasserstände in den Grundwassermessstellen B 309 und BK 5.5/92, die in den Neckarkiesen ausgebaut sind, zeigt die in Tabelle 8.7 angegebene Schwankungsbreite:

Tabelle 8.7: Auswertung gemessener Wasserstände in den Grundwassermessstellen B 309 und BK 5.5/92

Grundwassermessstelle	Grundwasserhöchststand [mNN]	Grundwassertiefststand [mNN]	Schwankungsbreite [m]	Integrierter Mittelwert [mNN]
B 309 ¹⁾	215,33 ²⁾	213,9 ³⁾	1,43	214,09
BK 5.5/92 ⁴⁾	214,97 ⁵⁾	213,78 ⁶⁾	1,19	213,94

- 1) Messzeitraum vom 24.07.1996 bis 07.08.2008
 2) am 14.01.2004
 3) am 21.06.1997
 4) Messzeitraum vom 08.09.2003 bis 07.08.2008)
 5) am 15.01.2004
 6) am 19.11.2004

S&P Die **Grundwasserschwankungsbreite** in den Neckarkiesen wird am stärksten durch Hochwasserereignisse des Neckars bestimmt. Dabei wird sich der Grundwasserstand in der Talauje nach Durchlässigkeit der ufernahen Zonen mit einer Verzögerung von Stunden bis Tagen mit dem Neckarspiegel ausgleichen.

Für den Neckar wurden durch die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung ergänzend Abflussmengen und Fließgeschwindigkeiten für den Neckar im Unterwasserbereich der Schleuse Bad Cannstatt angegeben:

Tabelle 8.8: Wasserstände und Abflussmengen des Neckars im Unterwasserbereich der Schleuse Bad Cannstatt

Normalstau (Quelle WSV):	213,83	mNN
Normalabfluss (Quelle WSV):	12,30	m ³ /s
Fließgeschwindigkeit zum Normalabfluss (Quelle WSV):	0,10	m/s
Schwankungen im Normalbetrieb*:		
Differenzen im Normalstaubetrieb*	+0 bis +0,15	m
Differenzen durch Schifffahrt/ /Schleusung* (Spitzen bis)	+0 bis +0,25 (+1,5)	m
bei starkem Regen*	+0 bis 0,4	m
Höchster Schifffahrtswasserstand (Quelle WSV):		
	214,43	mNN
Zweijähriges Hochwasser (HW2) (WSV telefonisch):		
	ca. 215,05	mNN
Zehnjähriges Hochwasser (HW10) (Quelle WSV):		
	216,05	mNN
Abfluss HQ 10 (Quelle WSV):	760,00	m ³ /s

Hundertjährliches Hochwasser (HW100) (Quelle WSV):	217,32	mNN
Hundertjährliches Hochwasser (HW100)**	217,44	mNN
Zweihundertjährliches Hochwasser (HW200) (Quelle WSV):	217,67	mNN
Abfluss HQ200 (Quelle WSV):	1340,00	m³/s
Fließgeschwindigkeit zum HW 200 (Quelle WSV):	3,46	m/s
Zweihundertjährliches Hochwasser (HW200)**	217,82	mNN
höchster gemessener Wasserstand (1978)	217,19	mNN

* aus Messdaten, die bis dato mit einem mechanischen Messschreiber aufgezeichnet wurden (seit Oktober 2005 elektronische Datenerfassung an der Unterschleuse Cannstatt)

** aus einer theoretischen Untersuchung des Institutes für Wasser und Gewässerentwicklung (IWG) der Universität Karlsruhe (TH) aus dem Jahr 2005

Für den neuen B 10 Tunnel und der Neuordnung der Verbindung B10/B27 am Leuzebad wurde auf der mit * und ** gekennzeichneten Angaben vom Amt für Umweltschutz der Landeshauptstadt Stuttgart ein Bemessungswasserstand bei 217,82 mNN (Neckar HW 200) festgesetzt.

Die Spitzenwerte liegen infolge Schifffahrt/Schleusung mit + 1,5 m über Normalstau bei 215,33 mNN und damit in Höhe des in B 309 im Zeitraum 1996 bis 2008 gemessenen Grundwasserhöchststandes. Das 100jährige Hochwasser liegt rund 3,6 m über dem Normalstau.

Der quartäre Wasserstand korrespondiert mit dem Neckarwasserspiegel, so dass die in Tabelle 8.8 angegebenen Wasserstände zur Bemessung der Bauwerke hinsichtlich quartärer Grundwasserspiegel angesetzt werden können.

Die Bemessungswasserstände sind bauzustands- und bauwerksabhängig hinsichtlich folgender Gesichtspunkte festzulegen:

- Hinsichtlich der Auftriebssicherheit der Baugrubensohlen ist der Bemessungswasserstand zum quartären Grundwasserleiter, zum Kluftgrundwasserleiter aus dem Lettenkeuper und zum Mineral-Grundwasserleiter festzulegen. Der Kluftgrundwasserleiter aus dem Lettenkeuper ist mit dem quartären GW-Leiter hydraulisch verbunden, so dass hier der gleiche Bemessungswasserstand angesetzt werden kann wie im Quartär. Aus geotechnischer Sicht ist es zweckmäßig, einen Bemessungswasserstand von mindestens HW2 zu wählen. In Abhängigkeit des Sicherheitsbedürfnisses gegen Neckarhochwässer ist dieser Wert zu erhöhen. Für die Achsen 100, 300, 800 und 900 kann davon ausgegangen werden, dass in den Gründungstiefen der oben genannten Flachgründungen kein gespanntes Mineralwasser angetroffen wird, da sich dieses, soweit natürlich bereits vorhanden, in den quartären Schichten entweder in den durchlässigen und Grundwasser führenden Zellenkalken/ Travertinen, spätestens aber in den Neckarkiesen soweit entspannt haben wird, dass keine negativen Auswirkungen auf die Herstellung der Gründungen in den vorgenannten Brückenachsen zu erwarten ist.

- Hinsichtlich der Herstellung der Baugrubensicherungen empfehlen wir, für die Bemessungswasserstände des quartären Grundwassers die Wasserstände aus dem Neckar anzusetzen. Aus geotechnischer / baubetrieblicher Sicht ist für die Achsen 400, 500 und 600 ein Bemessungswasserstand mindestens entsprechend HW2 zweckmäßig. In Abhängigkeit des Sicherheitsbedürfnisses gegen Neckarhochwässer ist dieser Wert zu erhöhen.
- Insbesondere für die Herstellung der Bohrpfähle ist eine Wasserdruckhöhe des Mineralwassers entsprechend 224 mNN zu berücksichtigen (vergl. Kapitel 8.1).
- Aus geotechnischer Sicht empfehlen wir für das fertige Bauwerk Bemessungswasserstände entsprechend HW200 der Neckarwasserstände zu beachten. Dies betrifft insbesondere die Gesichtspunkte Auftriebssicherheit, statische Ausbildung der Gründungskörper unterhalb des Bemessungswasserstandes und Abdichtung.
- Im Hinblick auf den Heil- und Mineralquellenschutz wurden im Zuge der Ausführungsplanung zu den Gründungen in den Brückenachsen 400, 500 und 600 Handlungskonzepte zu möglichen Problemszenarien bei der Herstellung der Bohrpfähle ausgearbeitet. Diese Handlungskonzepte sind zu beachten (vergl. Abschnitt 9.7).

9 BAUTECHNISCHE FOLGERUNGEN

S&P

Für den angetroffenen und beschriebenen Baugrund werden zur weiteren Planung und Herstellung der Eisenbahnbrücke nachfolgend Empfehlungen und Hinweise

- zur Gründung (Abschnitt 9.1),
- zum Herstellen der Gründungen/Baugruben (Abschnitt 9.2),
- zum Bauwerk und Grundwasser/Wasserhaltung (Abschnitt 9.3),
- zu Hinterfüllung und Erddruck (Abschnitt 9.4)
- zu geotechnischen Messungen (Abschnitt 9.5) und
- zu Handlungskonzepten Problemszenarien (Abschnitt 9.6)

gegeben.

Die Abschnittsnummerierungen wurden gegenüber [U18] angepasst.

9.1 Gründung

9.1.1 Maßgebende Randbedingungen

Für die Gründung der Eisenbahnbrücke werden im Wesentlichen folgende Randbedingungen maßgebend:

- Tragfähigkeit und Verformungsverhalten des anstehenden Baugrunds
- Wasserwirtschaftlich zulässige Eingriffstiefen in den anstehenden Baugrund im Hinblick auf den Schutzraum des Heil- und Mineralwassers in der Kernzone des Heilquellenschutzgebiets Stuttgart. Der Druckspiegel des Mineralwassers liegt im Bereich der geplanten Eisenbahn - Überführung über den Neckar bis zu ca. 8 m über Gelände (224 mNN) und bis zu ca. 10 m über dem des quartären Grundwassers und ist bei der Planung entsprechend zu berücksichtigen.
- Grundwasserchemismus hinsichtlich Festlegung von maßgebenden Expositionsklassen für den Beton.

Aus den baugrundtechnischen Längsschnitten in den Anlagen 2.1 und 2.2 ist zu entnehmen, dass im Bereich der Talflanken bis auf ein Niveau zwischen etwa 214 mNN und 215,5 mNN

(Ostseite) bzw. 213 mNN und knapp 215 mNN (Westseite) Auffüllungen und Auelehm anstehen. Der Auelehm verzahnt sich im Osten mit Sauerwasserablagerungen [U18]. Diese Schichten sind wegen ihrer heterogenen Zusammensetzung und teilweise weichen Konsistenz für eine verformungsarme Abtragung von Bauwerkslasten nicht geeignet [U18]. Unter dem Auelehm bzw. den Sauerwasserablagerungen stehen Neckarkiese an, unterlagert von eiszeitliche Fließerde, Zellenkalken/ Travertinen, und Resten ausgelaugter Grundgipsschichten des Gipskeupers. Darunter folgt der Lettenkeuper. Im Bereich des Neckars wurden unter wechselnd mächtigen Auffüllungen, Fließerde und Zellenkalken/ Travertinen unmittelbar die Schichten des Lettenkeupers erkundet. Die Oberfläche des Lettenkeupers schwankt im Bereich der Talaue zwischen rund 207⁴ mNN und 210,5 mNN.

9.1.2 Historie von Gründungsarten und –verfahren für die Achsen 400, 500 und 600

Untersuchte Gründungsvarianten im Vorfeld und im Zuge der Planfeststellung (bis 2011):

S&P

Für die Bemessung des Brückensystems sind die möglichen und zu erwartenden Setzungsunterschiede zwischen zwei Auflagerpunkten von Bedeutung. Sollen diese Setzungsdifferenzen auf ein Minimum reduziert werden und in der Größenordnung von weniger als 1 cm liegen, müsste generell eine Tiefgründung in Festgesteinen des Lettenkeupers, z. B. mit Großbohrpfählen, erfolgen.

Basierend auf den Erkenntnissen des 3. Erkundungsprogramms wurden notwendige Pfahllängen prognostiziert, welche bis in den Lingula- oder max. Anoplophora-Dolomit des Oberen Lettenkeupers reichen. Da damit schon ein Eingriff in relativ ergiebige Kluftgrundwasserleiter erfolgt und die Druckpotentiale des Oberen Muschelkalks (Mineralwasseraquifer) um bis zu 20 m, die des Oberen Lettenkeupers um rd. 10 m unterschritten werden, wurde eine Tiefgründung als wasserwirtschaftlich ungünstig eingestuft. Zudem wurde davon ausgegangen, dass diese hochbeanspruchten Teile der Gründung starken korrosiven Einflüssen ausgesetzt werden. In den Planungen nach 1997 und im Zuge der Genehmigungsplanung (Planfeststellung) wurde daher auf eine weitergehende Untersuchung dieser Lösung verzichtet, [U18], [U4], [U5].

Da nach [U18] eine relativ verformungsarme Gründung (Setzungen von wenigen Zentimetern) entsprechend der Belastung und des statischen Systems auch als Flachgründung auf den Neckarkiesen, im Gipskeuper und auf dem Lettenkeuper erfolgen kann, wurde im weiteren Planungsverlauf nach dem 3. EKP bis zum 5. EKP die Flachgründungsvariante weiter verfolgt. Nach [U18] ergab sich die Festlegung der aufnehmbaren Sohldruckspannungen im Wesentlichen aus der Begrenzung der Verformungen, da der Nachweis der Grundbruchsicherheit in der Regel nicht maßgebend wird.

⁴ 209 mNN in [U18]

S&P

Um den Eingriff in den anstehenden Baugrund und damit die hydrogeologischen und wasserwirtschaftlichen Auswirkungen so gering wie möglich zu halten, wurden bereits im Zuge des Planfeststellungsverfahrens die auf der Grundlage des damaligen Erkundungsstandes (3. EKP) aus geotechnischer Sicht höchst möglichen Gründungshorizonte untersucht.

Bei Eingriffen in den Baugrund ist nach [U18] primäres Ziel, die Druckverhältnisse in den Grundwasserleitern während der Baumaßnahme durch Entspannungs- oder Grundwasserhaltungsmaßnahmen möglichst nicht zu verändern. Die natürlichen, vor Baubeginn vorherrschenden Spannungsverhältnisse können z.B. mit Hilfe von Druckluft oder Wasserdruck aufrecht gehalten werden. Als Ergebnis wurde in [U18] mit den Ergebnissen der bis 2011 ausgeführten Erkundungsprogramme für die Achse 500 eine Druckluftgründung in Deckelbauweise und für die Achsen 400 und 600 Gründungen in Unterwasserbauweise (optional ebenfalls Druckluft in Deckelbauweise) ausgearbeitet.

Im Zuge der Genehmigungsplanung wurden verschiedene technische Varianten untersucht, wie mit Hilfe von Totstaubedingungen und Druckluft die Herstellung der Gründungen ohne Gefährdung der Mineralwasservorkommen gelöst werden kann, [U18].

In [U18] wurde das Konzept der Druckluftgründung für die Brückenachsen 500 (und optional für die Achsen 400 und 600) mit den Erkenntnissen aus dem 5. EKP weiter ausgearbeitet und durch ein Handlungskonzept Problemszenarien zur Beherrschung eines Mineralwasseraufbruchs bei der Druckluftgründung für den Mittelpfeiler der Eisenbahnbrücke Neckar ergänzt. Bei der Druckluftgründung in Deckelbauweise wird nach [U18] der Bereich einer vorgesehenen Gründung mit Hilfe einer überschnittenen Bohrpfahlwand umschlossen. *„Ein Stahlbetondeckel oberhalb des Neckarwasserspiegels bzw. auf Geländeniveau schließt den Bereich des späteren Gründungskörpers nach oben ab. Unterhalb des Deckels wird im Schutz von Druckluft der Boden bis zur Gründungssohle ausgehoben“*, [U18].

Modifiziertes Gründungsverfahren „Wasserdruckgründung“ (2012):

U.a. wegen der Ausbläsergefahr bei Druckluftgründung in den beiden Uferpfeilern im Zuge der Dimensionierung der Pfahleinbindetiefen, der Risiken bei Arbeiten unter Druckluftbedingungen, der Beherrschung von Mineralwasseraufbrüchen in der Druckluftkammer und der Bauzeitenverlängerung durch eine Druckluftgründung wurden in 2012 alternative Bauverfahren untersucht. Die wesentlichen geometrischen und statischen Randbedingungen wurden beibehalten, um die bisherige Planung so wenig wie möglich zu beeinflussen und Planungsaufwand vermeiden. In 2012 wurde ein modifiziertes Bauverfahren mit einer „Wasserdruckgründung“ zur Herstellung der drei Brückenfundamente in den Achsen 400, 500 und 600 ausgearbeitet, die ursprüngliche statisch erforderliche Gründungstiefe und die Fundamentabmessungen wurden beibehalten und damit die Entwurfsplanung des Brückenbauwerks nicht verändert. Das natürliche Spannungsniveau in der Gründungsebene wird mittels Wasserdruck in jedem Bauschritt aufrechterhalten,

wenig tragfähige Bodenschichten werden mittels Düsenstrahlverfahren ertüchtigt, die verwitterten Zonen des Lettenkeupers in der Achse 500 werden mittels Düsenstrahlverfahren vor direktem Wasserzutritt geschützt [U23], [U31], [U32].

Nachfolgend wird das modifizierte Bauverfahren „Wasserdruckgründung“ knapp beschrieben:

Analog zur Druckluftgründung werden die Bereiche der vorgesehenen Gründungen mit überschnittenen Bohrpfahlwänden umschlossen. Innerhalb dieses Bohrpfahlkastens wird unterhalb des Gründungsniveaus eine DSV-Sohle zur Vermeidung eines unkontrollierten Mineralwasser- aufbruchs in den Achsen 400, 500 und 600 und zur Ertüchtigung des vorhandenen Baugrunds in den Achsen 400 und 600 ausgeführt. Zur Vermeidung eines über das natürliche Spannungsniveau hinausgehenden Druckaufbaus unterhalb der DSV-Sohle werden in einem Raster Entlastungsbohrungen vorgenommen, die nach dem Aushub an ein Rohrleitungsnetz angebunden werden. Der Baugrubenaushub erfolgt unter Wasserauflast mit kontinuierlicher Erhöhung des Wasserstands innerhalb des Bohrpfahlkastens bei fortschreitender Aushubtiefe zur Aufrechterhaltung des natürlichen Spannungsniveaus. Anschließend werden die Sauberkeitsschicht und die untere Fundamentplatte (bewehrt) unter Wasser hergestellt. Nach Herstellen der Auftriebsicherheit durch Aufbringen einer zusätzlichen Ballastierung kann die Baugrube gelenzt werden, so dass eine Herstellung des restlichen Fundaments im Trockenen möglich ist.

Mit [U23] wurde ein Bauverfahren ausgearbeitet, welches die Auflagen des Planfeststellungsbeschlusses und die Anforderungen des AfU erfüllt und Sicherheit in der Bauausführung gewährleistet, [U23], [U32].

Pfahlgründung (2013):

Mit den Erkundungsergebnissen aus den ergänzenden Erkundungsbohrungen (September 2012 bis Januar 2013) und den Erkenntnissen aus den hydrochemischen Untersuchungen zum anstehenden Grundwasser in den maßgebenden Grundwasserleitern liegen nun neue und gesicherte Informationen vor, die zum Zeitpunkt der Planung der Flachgründung (sowie der Entwicklung des alternativen Bauverfahrens „Wasserdruckgründung“ aus 2012) nicht bekannt waren:

- Die Tragfähigkeit des Baugrunds wurde im ergänzenden Erkundungsprogramm mit ausreichend tiefen Bohrungen erkundet, aus den Aufschlüssen lassen sich sowohl Bettungsmoduln für Flachgründungen als auch Pfahlspitzendruck- und Pfahlmantelreibungswerte aus korrelierten Verwitterungsgraden und natürlichen Wassergehalten ableiten. Ergänzend wurden zur Verifikation der abgeleiteten Pfahlwiderstände einaxiale Druckfestigkeiten an Boden-/ Felsproben bestimmt.

- Die Kerne der neuen Erkundungsbohrungen weisen in der Regel für den Lettenkeuper geringere Verwitterungsgrade auf als die Bohrungen der ersten 5 Erkundungsprogramme, so dass prinzipiell größere Pfahlspitzenwiderstände angegeben werden und damit die bisher angenommenen Pfahllängen reduziert werden können.
- Auf Basis der neuen Ergebnisse lassen sich die Pfahllängen gegenüber der damaligen Planung (1998) um ca. 2 m bis 4 m reduzieren, so dass die Einbindetiefe dem Gebot der Eingriffsminimierung nun nicht mehr widerspricht und kein wasserwirtschaftlich ungünstiger Eingriff in den Bereich des Oberen Lettenkeupers stattfindet.
- Die Auswertungen der umfangreichen hydrochemischen Untersuchungen haben ein weniger aggressives Grundwasser ausgewiesen als bislang von den damals Beteiligten angenommen (Expositionsklasse XA 2 statt XA 3).

Eine Begrenzung auf kleine Differenzsetzungen zwischen zwei Brückenauglern ist nicht mehr zwingend erforderlich, da durch eine Entwurfsoptimierung durch den Planer Schlaich, Bergermann und Partner eine höhenmäßige Verstellbarkeit der Auflagerpunkte bei allen Lagerpunkten möglich ist [U18] und damit mögliche Differenzsetzungen für den Überbau durch Nachstellen der Auflager ausgeglichen werden können.

Mit den neu gewonnenen Erkenntnissen kann mit ausreichender Planungssicherheit als neue Gründungsvariante für die Achsen 400 bis 600 alternativ zur Flachgründung eine Tiefgründung untersucht werden.

9.1.3 Vergleich der Gründungsarten für die Achsen 400 bis 600 und Gründungsempfehlung für alle Achsen

In der Tabelle 9.1 werden zur Einschätzung und Bewertung die Vor- und Nachteile der bisher ausgearbeiteten drei Gründungsarten gegenübergestellt. Betrachtet werden

- Flachgründung, Druckluftverfahren, aus [U18], 2011, Herstellung einer Flachgründung mit Streifenfundamenten im Schutz einer Deckelbauweise unter Einsatz von Druckluft, Gründungstiefen/Bodenaustausch bis UK Zellenkalke/ Travertine bei rd. 207,8 mNN (Achse 400), rd. 208,7 mNN⁵ (Achse 500), bzw. rd. 208,8 mNN (Achse 600).
- Flachgründung, Wasserdruckgründung, aus [U23], 2012, Herstellung einer Flachgründung mit Streifenfundamenten, Erhaltung des natürlichen Spannungsniveaus mit Wasserdruck, Verwendung des Düsenstrahlverfahrens zur Ertüchtigung von wenig tragfähigen Bodenschichten (Achsen 400 und 600) bzw. zum Schutz von verwitterten Zonen des Lettenkeupers (Achse 500), Gründungstiefen (UK Streifenfundamente, ohne Sau-

⁵ 208,9 mNN in [U18]

berkeitsschicht) von 212,3 mNN (Achsen 400 und 600), bzw. 208,9 mNN (Achse 500). Das Gründungsniveau liegt höher als bei der Druckluftgründung, da durch die Bodenerfüchtigung mittels DSV ein tiefergehender Bodenaushub vermieden wird.

- Tiefgründung mit Bohrpfählen, Abschnitt 9.2.3, Großbohrpfahlgruppen mit Durchmesser 1,2 m, bis ca. 80 Einzelpfähle je Achse, UK Pfähle bei rd. 205,8 mNN bis 206,8 mNN.

Zur Einschätzung und Bewertung wurden die Vor- und Nachteile der Gründungsarten und -varianten tabellarisch gegenübergestellt:

Tabelle 9.1: Vergleich von Gründungsvarianten

	Flachgründung Druckluftverfahren	Flachgründung Wasserdruckgründung	Tiefgründung Bohrpfähle
Baukosten ¹⁾	--	neutral	++
Bauzeit ²⁾	--	+	++
Technisches Risiko Bauzustand ³⁾	-	neutral	+
Dauerhaftigkeit (Betonkorrosion) ⁴⁾	+	+	neutral
Beherrschung CO ₂ -Ausgasungen ⁵⁾	-	+	+
Beherrschung Mineralwasseraufbrüche ⁶⁾	-+	+	+
Aufrechterhaltung natürliches Spannungsniveau ⁷⁾	-+	+	+
+ Vorteil, - Nachteil			

¹⁾ Eine Pfahlgründung ist unter den gegebenen Randbedingungen kostengünstiger auszuführen als eine Flachgründung mit mineralwasserschonenden Sonderbauverfahren.

²⁾ Eine Pfahlgründung weist unter den gegebenen Randbedingungen eine kürzere Bauzeit auf als eine Flachgründung mit mineralwasserschonenden Sonderbauverfahren.

³⁾ Die Risiken während der Bauzeit sind sowohl bei der Flachgründung als Wasserdruckgründung als auch bei der Bohrpfahlgründung beherrschbar. Die Pfahlgründung weist eine geringere Anzahl von möglichen Problemszenarien auf.

⁴⁾ Durch den DSV-Körper (Wasserdruckgründung) bzw. durch die umgebende Bohrpfahlwand (Druckluftverfahren und Wasserdruckgründung) ist der Gründungskörper bei den Flachgründungen sehr gut geschützt.

⁵⁾ CO₂-Ausgasungen sind sowohl bei der Wasserdruckgründung als auch bei der Bohrpfahlgründung beherrschbar.

⁶⁾ Mineralwasseraufbrüche sind sowohl bei der Wasserdruckgründung als auch bei der Bohrpfahlgründung beherrschbar.

⁷⁾ Aus der Aushubentlastung sind bei der Wasserdruckgründung und bei der Bohrpfahlgründung keine nachteiligen Einflüsse bzgl. Schaffung neuer Wasserwegigkeiten im Unterkeuper zu erwarten. Bei der Druckluftgründung ist der aufzubringende Druck wegen

der Ausblärsicherheit in den Achsen 400 und 600 gegenüber dem natürlichen Spannungsniveau zu reduzieren.

Gründungsempfehlung

Für die Brückenachsen 400 bis 600 wurde aufgrund der bis zum Jahr 2012 vorliegenden Erkundungsergebnisse der EKP 1 bis EKP 5 eine Flachgründung geplant. Mit [U23] und [U32] wurde diesbezüglich zusammen mit dem Planer eine technisch einwandfreie, ausführbare und mit dem AfU abgestimmte Lösung ausgearbeitet.

Mit den Ergebnissen aus dem ergänzenden Erkundungsprogramm aus 2012/2013 werden für die Achsen 400, 500 und 600 die für die Planung von Bohrpfahlgründungen wichtigen folgenden Sachverhalte dokumentiert:

- ausreichend tief in den Einflussbereich von Tiefgründungen reichende Erkundungsbohrungen in ausreichender Anzahl je Brückenachse,
- Nachweis einer besseren Tragfähigkeit des Lettenkeupers als entsprechend der Auswertungen der Erkundungsprogramme 1 bis 5 zu erwarten,
- Nachweis eines geringeren Betonangriffsgrades des Grundwassers als bisher angenommen (neu Expositionsklasse XA 2),
- Nachweis einer relativ geringen Beeinflussung der Gründungshorizonte durch das Mineralwasser hinsichtlich Wasserdruck, Ergiebigkeit und Chemismus.

Im Ergebnis bleibt festzuhalten, dass die bisher vorliegende Argumentation gegen eine Bohrpfahlgründung nun nicht mehr zutreffend ist:

- Pfähle enden in den Grünen Mergeln des Lettenkeupers. Unter den rechnerisch ermittelten Pfahlunterkanten verbleibt eine Restmächtigkeit der wenig wasserdurchlässigen Grünen Mergel von ca. 1,0 m. Aus geologischer und geotechnischer Sicht findet kein Eingriff in die durchlässigen Schichten des oberen Unterkeupers (Lingula Dolomit, Anoplophora Dolomit) statt.
- Die festgestellte Aggressivität des Mineralwassers entsprechend der Expositionsklasse XA 2 ist bautechnisch beherrschbar und wirkt sich entgegen bisheriger nicht auf die Dauerhaftigkeit der Gründungselemente aus.

Aus geotechnischer Sicht sind sowohl eine Flachgründung („Wasserdruckgründung“) als auch eine Tiefgründung mit Bohrpfählen („Pfahlgründung“) technisch realisierbare Lösungen. Mit [U9] wurde eine Flachgründung in den Achsen 400, 500 und 600 planfestgestellt.

Aus geotechnischer Sicht wird aus folgenden Gründen die Pfahlgründung mit Bohrpfählen zur Ausführung empfohlen:

- Kein tiefer Baugrubenaushub zur Herstellung des Arbeitsplanums notwendig, Wegfall der spannungskompensierenden Maßnahmen im Vergleich zur Flachgründung,
- nur punktuelle Eingriffe in die wasserwirtschaftlich relevanten Bodenschichten bei der Herstellung der Bohrpfähle notwendig,
- geringerer zeitlicher und finanzieller Aufwand zur Herstellung der Gründung,
- Mineralwasseraufbrüche und / oder CO₂-Ausgasungen können unter Beachtung der Handlungskonzepte aus Abschnitt 9.7 beherrscht werden.

Aufgrund der Empfehlung soll in Abstimmung mit der DB Projekt Stuttgart-Ulm-GmbH eine Pfahlgründung in den Achsen 400, 500 und 600 umgesetzt werden. Daher werden im nachfolgenden Kapitel 9.2 für diese Achsen lediglich die Bemessungskennwerte für eine Pfahlgründung angegeben.

Für die Achsen 100 bis 300, 800 und 900 sind wegen der höher anstehenden tragfähigen Böden und den geringeren Belastungen nach wie vor Flachgründungen auf Streifenfundamenten zweckmäßig.

9.2 Statische Nachweise zur Gründung

Flachgründungen

Als Grundlage für die statischen Berechnungen des Brückenplaners sowohl für den Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit (GZ 1B) als auch für den Nachweis des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit (GZ2) werden zu jedem flach gegründeten Brückenfundament Sohldruckspannungen nach DIN 1054:2005-01 angegeben [U18].

S&P

Der aufnehmbare Sohldruck nach DIN 1054:2005-01 für den Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit (GZ 1B) ist eine maximal zulässige Sohldruckspannung, die sich aus charakteristischen Einwirkungen ergeben darf. Für diese Sohldruckspannung ist eine ausreichende Grundbruchsicherheit nach dem alten Globalsicherheitskonzept nachgewiesen bzw. nach dem neuen Normenkonzept nachgewiesen, dass eine Beanspruchung in der Fundamentsohle aus den 1,4fachen Einwirkungen (gewichteter Mittelwert für ständige und veränderliche Einwirkungen) kleiner ist als der Bemessungswert des Grundbruchwiderstandes. Dabei ist die Sohldruckspannung unter Berücksichtigung der charakteristischen Exzentrizitäten für eine verminderte Sohlfläche $A' = b'_x b'_y = (b_x - 2e_x)' (b_y - 2e_y)$ zu ermitteln.

Die für den Nachweis des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit (GZ2) maßgebenden Sohldruckspannungen wurden aus charakteristischen Einwirkungen ermittelt. Weitere Details werden in den Abschnitten zu den jeweiligen Fundamenten bzw. Bauwerksachsen angegeben.

Für die Achsen 100, 200 und 900 werden die Angaben zu den aufnehmbaren, zulässigen Sohldruckspannungen und Setzungen aus [U18] im Wesentlichen bestätigt, für die Achsen 300 und 800 wurden die Angaben wg. des Wegfalls der Achse 700 gegenüber [U18] aktualisiert.

Tiefgründungen in den Achsen 400, 500 und 600

Es sind die Nachweise des Grenzzustands der Tragfähigkeit (GZ 1B) und der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2) nach DIN 1054:2005-01 zu führen.

Für die Untersuchung der Tiefgründungsvariante in den Achsen 400, 500 und 600 werden für die statischen Berechnungen ansetzbare charakteristische Pfahlwiderstände angegeben.

9.2.1 Achsen 100 und 900 - Brückenwiderlager

Grundlage der Untersuchungen sind die an S&P vom Brückenplaner übermittelten und in nachfolgender Tabelle 9.2 für die Widerlager zusammengestellten charakteristischen Einwirkungen im jeweiligen Fundamentsohlschwerpunkt [U18].

Tabelle 9.2: Charakteristische Einwirkungen der Widerlager [U18]

Lastfälle	Vertikalkräfte Pz (MN)	Horizontalkräfte Px (MN)	Momentbeanspruchung My (MNm)
Achse 100 (Fundamentabmessung 9,6 m x 31,8 m x 1,5 m)			
Eigengewicht	73,5	-13,9	2,7
Eigengewicht + Verkehr	86,0	-18,2	-40,2
Vollbremsung	81,7	-24,4	-112,5
Achse 900 (Fundamentabmessung 9,6 m x 27,6 m x 1,5 m)			
Eigengewicht	63,5	-12,0	3,4
Eigengewicht + Verkehr	74,3	-15,8	-33,8
Vollbremsung	70,7	-21,2	-96,5
Achse z = vertikale Achse			
Achse x = Brückenlängsrichtung			
Achse y = Brückenquerrichtung			

Achse 100: Widerlager West

S&P

Im Zusammenhang mit den Planungen zum Bauwerksentwurf 2009 wurden in Abstimmung mit dem Brückenplaner vier verschiedene mögliche Gründungsebenen zwischen 217 mNN und 219 mNN untersucht. Dabei wurde als optimierte Variante unter Berücksichtigung der örtlichen Randbedingungen und der am westlichen Talrand verlaufenden Stadtbahngleise der SSB die Gründungssohle für das Widerlager West bei 217,5 mNN festgelegt. Damit erfolgt die Gründung in überwiegend sehr mürben, z. T. zu halbfestem bis festem Schluff entfestigten Schlufftonsteinen der Grundgipsschichten des Gipskeupers. Hierbei sind jedoch die in den Grundgipsschichten erkundeten vollständig zu einem weichen Schluff verwitterten Lagen zu beachten. Soweit derartige Lagen sowie mögliche Reste von Auelehm am Talrand im unmittelbaren Gründungsbereich angetroffen werden, sind diese auszuräumen und durch unbewehrten Beton oder Tragschichtmaterial zu ersetzen. Tieferliegende weiche Lagen tragen ebenso zu Setzungen bei, wie die an der Basis der Grundgipsschichten erkundeten und noch im Setzungseinflussbereich befindlichen Zellenkalke und die am Top des Lettenkeupers entfestigten Schlufftonsteine.

S&P

Für den Bauwerksentwurf 2009 wurde von S&P im Hinblick auf eine Begrenzung der Setzungen empfohlen, bei der Fundamentdimensionierung einen aufnehmbaren Sohldruck von $\sigma_{zul} = 250 \text{ kN/m}^2$ zugrunde zulegen. Bei den S&P genannten Lasten und Fundamentabmessungen von 8 m mal 30 m ergaben sich dabei rechnerische Setzungen von 2 cm bis 4 cm sowie eine Bandbreite der Bettungsmoduln von $k_s = 6 \text{ MN/m}^3$ bis 12 MN/m^3 als Grundlage für die Berechnungen des Gesamtsystems.

S&P

Im Zuge der Bauwerksoptimierung 2011 wurden die Fundamentabmessungen bzw. die Spornlänge vom Brückenplaner mit dem Ziel variiert, dass die Lastabtragung über eine möglichst gleichmäßig verteilte Sohldruckspannung erfolgt. Mit den nun vorgesehenen Fundamentabmessungen von 9,6 m mal 31,8 m und den o. g. vertikalen Einwirkungen und der Momentenbeanspruchung hat S&P erneut Grundbruch- und Setzungsberechnungen durchgeführt. Dabei wurde eine Einbindetiefe von 3,5 m zugrunde gelegt. Außerdem wurde der höchste Grundwasserspiegel 3,5 m unterhalb der Gründungssohle mit seinem Einfluss auf die Wichte des Bodens angesetzt. Unter der Voraussetzung, dass die Gründung des Widerlagers in Schlufftonsteinen mindestens sehr mürber Gesteinsqualität erfolgt, kann

- für den Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit (GZ 1B) ein aufnehmbarer Sohldruck von $\sigma_{zul} = 400 \text{ kN/m}^2$ zugrunde gelegt werden, und
- im Hinblick auf den Nachweis des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2) von einer Sohldruckspannung (ermittelt aus charakteristischen Werten) von maximal 320 kN/m^2 ausgegangen werden. Unter der Annahme, dass die Beanspruchungen aus ständigen sowie quasiständigen veränderlichen Einwirkungen (charakteristische Werte) etwa 85 % der genannten Sohldruckspannung betragen, hat S&P Setzungen in einer Größenordnung von 2 cm bis 5 cm ermittelt.

Die angegebenen aufnehmbaren Sohldrücke ergeben sich aus der Begrenzung der Verformung. Der Nachweis der Grundbruchsicherheit ist hier nicht maßgebend.

Die Gründung des Brückenwiderlagers in der Achse 100 erfolgt in den wenig durchlässigen Grundgipsschichten. Bei abgeschätzten Wasserdurchlässigkeiten der Grundgipsschichten von ca. 1×10^{-9} m/s ergibt sich bei der angegebenen Fundamentgeometrie von 31,8 m x 9,6 m eine Konsolidationszeit von ca. 200 Tagen. 85 % der zu erwartenden Setzungen dürften jedoch schon nach ca. 50 Tagen eingetreten sein (95% nach 90 Tagen). Die Angaben korrelieren eng mit der Wasserdurchlässigkeit der Grundgipsschichten. Eine geringere Wasserdurchlässigkeit führt sehr schnell zu deutlich längeren Konsolidationszeiten.

Ist für die Herstellung des Brückenüberbaus wichtig, dass Setzungsvorgänge aus der Herstellung des Widerlagerfundaments zum größten Teil abgeklungen sind, empfehlen wir nach Fertigstellung des Widerlagerfundaments eine messtechnische Überwachung z.B. mittels Einbau eines (Mehrfach-) Extensometers und eine tägliche Aufzeichnung der vertikalen Verschiebungen. Mit Hilfe dieser Daten ist es möglich, ein Berechnungsmodell so zu kalibrieren, dass Prognosen zum weiteren Setzungsverlauf abgegeben werden können und der optimale Zeitpunkt zur Herstellung des Brückenüberbaus bestimmt werden kann.

Achse 900: Widerlager Ost

S&P

Nach den Ergebnissen des 5. EKP [und des ergänzenden Erkundungsprogramms (September 2012 bis Januar 2013), Anm. Inge S21 Geotechnik] stehen im Bereich des Widerlagers Ost ab etwa 214 mNN bzw. knapp darüber die tragfähigen Neckarkiese an, denen Reste von Fließerde und Zellenkalke/ Travertine unterschiedlicher Mächtigkeit unterlagert sind, die noch maßgeblich das Setzungsverhalten beeinflussen. Ab etwa 208 mNN bzw. etwas oberhalb folgen dann die Schlufftonsteine des Lettenkeupers. Als Randbedingung für die Herstellung des neuen Widerlagers ist die im Süden bestehende Eisenbahnbrücke (sogenannte König-Karl-Brücke) zu berücksichtigen. [...].

Nach derzeitigem Kenntnisstand wird das Bestandswiderlager erhalten. Das neue Widerlager in der Achse 900 wird daran angeschlossen.

Für die Gründung des Widerlagers Ost wurden 2009 ebenfalls verschiedene Varianten untersucht. Dabei ergab sich als optimierte Lösung, die Gründungssohle bei 216 mNN festzulegen und die unterhalb dieses Niveaus noch anstehenden Reste von Auelehm und Sauerwasserablagerungen mittels Bodenaustausch bis auf den Neckarkies zu ersetzen.

S&P

Nach den Ergebnissen der Baugrunderkundung kann ein **Bodenaustausch** bis etwa 214 mNN erforderlich werden. Dieser sollte bei Erfordernis in Fundamentrandbereichen planmäßig mindestens 1,2 m Überstand zur Fundamentplatte aufweisen, um eine ausreichende Lastausbrei-

tung von 60° und die Verdichtung der Randbereiche sicherzustellen. Der Aushub für den Bodenaustausch ist als Bemessungssituation bei der Planung des Baugrubenverbau zu berücksichtigen, wodurch abschnittsweiser Aushub oder ggf. zusätzliche Sicherungsmaßnahmen erforderlich werden können.

Die Basis des Bodenaustausches ist ebenso wie das lagenweise einzubauende Bodenaustauschmaterial zu verdichten. Für den Fall, dass im Neckarkies aufgrund lokal erhöhter Feinanteile (Schlufflinsen) ein Nachverdichten des anstehenden Neckarkieses in der Baugrubensohle nicht möglich ist, sollte auch hier ein Bodenaustausch von max. 0,5 m Dicke vorgesehen werden. Im Hinblick auf die unmittelbare Nähe zum Grundwasser empfiehlt S&P, die Auffüllbasis sowie die ersten Einbaulagen mit einer schweren Walze (> 15 Tonnen) nur statisch zu verdichten, da bei dynamischer Belastung durch Porenwasserüberdruck die Aufstandsfläche des Bodenaustausches in ihrer Tragfähigkeit beeinträchtigt werden kann.

Als Bodenaustauschmaterial ist gut verdichtbares, kornabgestuftes nichtbindiges Material zu verwenden. Hierzu eignen sich insbesondere weitgestufte, grobkörnige Böden oder Gesteinskörnungen aus dem Körnungsbereich $\square\square\square\square\square$

0,063 mm) von weniger als 5 %, wobei die Körnungslinie keine Ausfallkörnungen beinhalten darf. Von der Verwendung bindemittelstabilisierten bindigen Materials raten wir ab, da durch den Einfluss des Grundwassers langfristig von einer Verschlechterung der Trageigenschaften ausgegangen werden muss.

Aufgrund der bereichsweisen Nähe zur Grundwasseroberfläche bzw. zur Sicherstellung der mechanischen Filterstabilität empfehlen wir, vor dem Einbau des Bodenaustauschmaterials auf dem anstehenden Baugrund zunächst ein mechanisch verfestigtes Geotextilvlies der Geokunststoff-Robustheitsklasse (GRK) 3 mit einer Masse von $\geq 150 \text{ g/m}^2$ (TL Geotex E-StB 05) zu verlegen.

S&P Das Bodenaustauschmaterial ist entsprechend den Vorgaben der ZTVE-StB⁶ bzw. Ril 836:2008-10 lagenweise einzubauen und mit schwerem Gerät auf einen Verdichtungsgrad $D_{pr} \geq 100 \%$ zu verdichten. Der geforderte Verdichtungsgrad kann hilfsweise mit Plattendruckversuchen nach DIN 18 134 nachgewiesen werden. Dabei ist ein Verhältniswert $E_{V2}/E_{V1} \leq 2,2$ nachzuweisen. Zusätzlich ist nachzuweisen, dass auf der Oberfläche der obersten Einbaulage, d. h. in Höhe der Gründungssohle der geforderte Verformungsmodul $E_{V2} \geq 80 \text{ MN/m}^2$ ist. [...]

Eine Überprüfung der erreichten Verdichtung sollte durch Eigenüberwachung der Firma und durch den Sachverständigen Geotechnik erfolgen. Die Hinweise und Anforderungen für Hinterfüllungen wurden in Abschnitt 9.5 aufgeführt und sind zu beachten.

S&P Für den Bauwerksentwurf 2009 wurde von S&P auf der Grundlage dieser Gründungs-Randbedingungen empfohlen, bei der Fundamentdimensionierung für das Widerlager Ost einen aufnehmbaren Sohldruck von $\sigma_{zul} = 250 \text{ kN/m}^2$ (Erläuterungen siehe oben) zugrunde zu legen. Mit den S&P genannten Lasten und Fundamentabmessungen von 8 m mal 30 m ergaben sich

⁶ Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau, aktuelle Fassung

dabei rechnerische Setzungen von 2 cm bis 5 cm sowie eine Bandbreite der Bettungsmoduln von $k_s = 5 \text{ MN/m}^3$ bis 15 MN/m^3 .

S&P Mit den nun im optimierten Entwurf 2011 vorgesehenen Fundamentabmessungen von 9,6 m mal 27,6 m und den o.g. vertikalen Einwirkungen und der Momentenbeanspruchung hat S&P erneut Grundbruch- und Setzungsberechnungen durchgeführt. Dabei wurde eine Einbindetiefe von 4 m zugrunde gelegt und der höchste Grundwasserspiegel 2 m unterhalb der Gründungssohle mit seinem Einfluss auf die Wichte des Bodens angesetzt. Unter der Voraussetzung eines vollständigen Bodenaustausches bis auf die Neckarkiese und einem lagenweisen Einbau mit ordnungsgemäßer Verdichtung des Bodenaustauschmaterials kann

- für den Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit (GZ 1B) ein aufnehmbarer Sohldruck von $\sigma_{zul} = 400 \text{ kN/m}^2$ zugrunde gelegt werden, und
- im Hinblick auf den Nachweis des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2) von einer Sohldruckspannung (ermittelt aus charakteristischen Werten) von maximal 320 kN/m^2 ausgegangen werden. Unter der Annahme, dass die Beanspruchungen aus ständigen sowie quasiständigen veränderlichen Einwirkungen (charakteristische Werte) etwa 85 % der genannten Sohldruckspannung betragen, hat S&P Setzungen in einer Größenordnung von 2 cm bis 6 cm ermittelt.

S&P Da der Großteil der zu erwartenden Setzungen aus dem Eigengewicht der Widerlager einschließlich Hinterfüllung resultiert, sollten diese möglichst frühzeitig hergestellt und hinterfüllt werden. Zusätzlich empfiehlt S&P, frühzeitig Messbolzen an den Widerlagern anzubringen und in regelmäßigen Abständen Setzungsmessungen durchzuführen, um vor der Herstellung des Überbaus das Abklingen der Setzungen infolge Eigengewicht der Widerlager jeweils bewerten und eine abgesicherte Prognose über die Restsetzungen abgeben zu können (s. Abschnitt 9.6).

9.2.2 Achsen 200, 300 und 800 - Vorlandpfeiler

Im Zuge einer Bauwerksoptimierung wurde im Jahr 2012 durch die DB Projekt Bau GmbH und den Planer Schlaich Bergemann und Partner folgende Umplanung festgelegt:

- Wegfall des östlichen Vorlandpfeilers in der bisherigen Achse 700.
- Verschiebung des Fundaments in der Achse 800. Das Fundament wird um 2,5 m nach Westen verschoben. Das bisherige Gründungsniveau der Achse 800 liegt bei 214 mNN und wird, ebenso wie die Fundamentfläche, im optimierten Bauwerksentwurf beibehalten.

Durch den Wegfall der Achse 700 werden die Lasten aus dem Brückenüberbau auf eine geringere Anzahl von Auflagern verteilt, die in den Pfeiler der Achse 800 eingeleiteten Lasten erhöhen sich. Wegen der Bauwerksoptimierung ist mit höheren Fundamentsohlspannungen und damit größeren vertikalen Verformungen zu rechnen. Das bisherige Gründungsniveau der Achse 800 wird beibehalten.

Grundlage für die Untersuchungen sind die vom Brückenplaner am 03.12.2012 übermittelten und in nachfolgender Tabelle 9.3 für die Vorlandpfeiler zusammengestellten charakteristischen vertikalen Einwirkungen.

Tabelle 9.3: Charakteristische Einwirkungen der Vorlandpfeiler

Lastfälle	Vertikallasten Pz (MN) in den Bauwerksachsen			
	200	300	700	800
Fundament-Eigengewicht einschl. Wandscheibe	9	9	entfällt	9
Fundament-Überschüttung	31,2	20,16		20,64
Auflagerlasten inkl. Verkehrslasten	39,4	39,6		45
Summe ständige Lasten + Verkehrslasten	79,6	68,76		74,64
Fundamentabmessungen aller Stützen: 8 m x 30 m x 1,5 m				

Die drei Vorlandpfeiler, zwei auf der westlichen sowie einer auf der östlichen Seite des Neckars, sind geringer belastet als die Hauptpfeiler in den Achsen 400, 500 und 600 im Bereich des Neckars. Hier sind nach [U18] keine Kolkenschutzmaßnahmen und Mindesttiefen im Hinblick auf die Schifffahrt zu beachten. Um die hydrogeologischen und wasserwirtschaftlichen Auswirkungen so gering wie möglich zu halten, wurde das Gründungsniveau der Fundamente möglichst hoch gelegt und für die Achsen 300 und 800 bei 214 mNN (UK Unterwasserbetonsole bei 213,0 mNN) oberhalb des quartären Grundwasserspiegels gewählt [U18]. Davon abweichend wurde wegen des neuen in der Planung befindlichen B10 Straßentunnels das Gründungsniveau in der Achse 200 tiefer gelegt (siehe folgender Abschnitt).

Achse 200: Vorlandpfeiler

S&P

Gegenüber der Planfeststellungsplanung musste zwischenzeitlich das Gründungsniveau tiefer gelegt werden. Grund sind die Planungen der Landeshauptstadt Stuttgart für den B10 - Rosensteintunnel. Das in diesem Zusammenhang im Bereich der Eisenbahnbrücke Neckar geplante Trogbauwerk verläuft zwischen den Vorlandpfeilern der Achsen 200 und 300, wobei die Fundamentunterkante der Achse 200 um 1,5 m von 214 mNN auf 212,5 mNN tiefer gelegt wer-

den musste, um das Brückenfundament vom Trogbauwerk für die B10 räumlich und elektrisch trennen zu können. Aus wasserwirtschaftlichen Gründen muss dabei im Zuge der Herstellung der Baugrube eine ca. 1,8 m⁷ dicke Unterwasserbetonsohle vorgesehen werden, so dass das Aushubniveau⁸ bei 210,7 mNN⁹ liegt. [Aus Gründen der Auftriebssicherheit zu einem Bemessungswasser HW2 bei 215,05 mNN gegenüber dem quartären Grundwasser ist die Wichte des Unterwasserbetons auf $\gamma_{\text{beton}} = 27 \text{ kN/m}^3$ zu erhöhen.]¹⁰

Für diesen abweichend von der Planfeststellung tieferen Eingriff in den Baugrund und das Grundwasser wurde vom Tiefbauamt der Landeshauptstadt Stuttgart am 29.05.09 ein Antrag auf Änderung der Planfeststellung infolge des B10-Rosensteintunnels gestellt. Die darin beschriebenen Maßnahmen für die Herstellung des Brückenfundamentes zur Minimierung des Grundwassereingriffs sind in Abschnitt 9.3 aufgeführt.

Mit dem Planfeststellungsbeschluss vom 10.09.2012 [U28] zur 2. Änderung des Planfeststellungsbeschlusses wurde einer Tieferlegung zugestimmt (für Achse 200 bis 211 mNN).

Für die Tieferlegung der Unterwasserbetonsohle auf 210,7 mNN wird aktuell durch die DB Projekt Stuttgart Ulm GmbH eine Änderung zur Planfeststellung ausgearbeitet.

Nach den Ergebnissen des 5. EKP, der zusätzlichen Erkenntnisse infolge der Erkundungen für den B10-Tunnel Rosenstein und den ergänzenden Erkundungsbohrungen im Zeitraum September 2012 bis Januar 2013 sind für die Lastabtragung auf der Ebene 210,7 mNN folgende Randbedingungen zu berücksichtigen:

- Die Brückenachse befindet sich am westlichen Rand des ehemaligen, zwischenzeitlich aufgefüllten Mühlkanals (siehe auch [U30]). Die Basis der Auffüllungen schwankt zwischen rund 213 mNN und 215 mNN.
- Darunter folgen Neckarkiese in einer Mächtigkeit von etwas mehr als 3 m bzw. einer Restmächtigkeit von rund 1 m im Bereich des ehemaligen Mühlkanals. Die Neckarkiese werden von eiszeitlicher Fließerde unterlagert.
- Die tieferliegende Gründungsebene erreicht die Basis der Neckarkiese und damit die Fließerde. Für das Setzungsverhalten hat somit die Mächtigkeit und die Konsistenz der Fließerde maßgeblichen Einfluss. Zudem gewinnt der Auslaugungszustand und die Porosität der bereichsweise darunter angetroffenen Zellenkalke/ Travertine an Bedeutung. Dem entsprechend war die Bandbreite der Baugrundsteifigkeit zu variieren.
- Sowohl die Aushubentlastung durch den tieferen Eingriff als auch der Eingriff in das Grundwasser haben Auswirkungen auf die effektiv abtragbare Sohldruckspannung,

⁷ 1,5 m in [U18]

⁸ Gründungsniveau in [U18]

⁹ 211 mNN in [U18]

¹⁰ Ergänzung Ingenieurgemeinschaft Stuttgart 21 Geotechnik

wodurch abhängig vom Spannungsniveau der Ansatz von Wiederbelastungsmoduln in den quartären Schichten möglich ist.

- Der Lettenkeuper liegt unmittelbar im Bereich der Setzungseinflusstiefe, was aufgrund der hohen Steifigkeit dieser Schichten sich wiederum günstig auf das Setzungsverhalten auswirkt.

S&P Mit diesen Randbedingungen hat S&P für den Bauwerksentwurf 2009 umfangreiche Variationsberechnungen durchgeführt. Im Ergebnis wurde von S&P empfohlen, bei der Fundamentdimensionierung einen aufnehmbaren Sohldruck von $\sigma_{zul} = 250 \text{ kN/m}^2$ zugrunde zu legen. Bei den S&P genannten Lasten und Fundamentabmessungen von 8 m mal 30 m ergaben sich dabei rechnerische Setzungen von 2 cm bis 5 cm sowie eine Bandbreite der Bettungsmoduln von $k_s = 5 \text{ MN/m}^3$ bis 15 MN/m^3 .

S&P Im Zuge der Bauwerksoptimierung 2011 wurden die Fundamentabmessungen beibehalten. Mit den Einwirkungen gemäß [den damaligen Lastangaben]¹¹ hat S&P erneut Grundbruch- und Setzungsberechnungen durchgeführt. Unter Berücksichtigung der oben beschriebenen Randbedingungen und der Maßgabe, dass die unter Wasser herzustellende Gründungssohle sorgfältig und weitestgehend ohne Beeinträchtigung des natürlichen Zustandes der anstehenden Böden hergestellt wird, kann für den Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit (GZ 1B) ein aufnehmbarer Sohldruck von $\sigma_{zul} = 400 \text{ kN/m}^2$ zugrunde gelegt werden. Infolge der relativ hohen Überschüttung, aus der rund 1/3 der abzutragenden Sohldruckspannungen resultieren, ergibt sich nunmehr eine Sohldruckspannung von rund 350 kN/m^2 infolge Einwirkungen aus Eigengewicht und Verkehrslasten. Da beim neuen statischen System mit der Möglichkeit von nachstellbaren Lagern keine zwingende Verformungsbegrenzung mehr erforderlich ist, kann für den Nachweis des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit (GZ2) von dieser Sohldruckspannung (ermittelt aus charakteristischen Werten) als Maximalwert ausgegangen werden. Unter der Annahme, dass die Beanspruchungen aus ständigen sowie quasi-ständigen veränderlichen Einwirkungen (charakteristische Werte) etwa 85 % der genannten Sohldruckspannung betragen, hat S&P Setzungen in einer Größenordnung von 3 cm bis 7 cm ermittelt, die jedoch infolge Auftriebswirkung geringer ausfallen werden. Zudem muss das Fundament vor dem Bau des B10-Trogbauwerks hergestellt werden, so dass eine frühzeitige Überschüttung des Fundaments sichergestellt ist und in der Folge ein Großteil der Setzungen vor der Herstellung des Überbaus abklingen werden.

Die angegebenen aufnehmbaren Sohldrücke ergeben sich aus der Begrenzung der Verformung. Der Nachweis der Grundbruchsicherheit ist hier nicht maßgebend.

¹¹ Tabelle 4 in [U18], jetzt Tabelle 9.3 mit wg. der Stützenverschiebung und des Stützenwegfalls in der Achse 700 geringfügig veränderten Lastangaben

Achsen 300 und 800: Vorlandpfeiler

Die Unterkante für die bewehrten Fundamente der Vorlandpfeiler in den Bauwerksachsen 300 und 800 sind bei 214 mNN, die Gründungsebenen (Unterkante Unterwasserbetonsohlen) bei 213,0 mNN geplant. Nach den Ergebnissen des 5. EKP und den Ergebnissen der ergänzenden Erkundungen (September 2012 bis Januar 2013), liegen die Gründungsebenen und die Unterwasserbetonsohlen in den Neckarkiesen. Die Oberfläche der Neckarkiese kann je nach Ablagebedingungen stark variieren und zudem anthropogen beeinflusst sein.

Die unter der Gründungsebene / Unterwasserbetonsohle noch vorhandene Restmächtigkeit der Neckarkiese beträgt zwischen rund 1,5 m und 2,5 m. Darunter folgen Reste von eiszeitlicher Fließerde und Zellenkalke/ Travertine mit jeweils einer Mächtigkeit zwischen rund 0,5 m und 1 m, die das Setzungsverhalten maßgeblich beeinflussen. Zwischen rund 4 m und 5 m unter der Gründungsebene folgen dann die sehr mürben und mürben Schlufftonsteine des Lettenkeupers.

S&P

Mit diesen Randbedingungen hat S&P für den Bauwerksentwurf 2009 Variationsberechnungen durchgeführt. Im Ergebnis wurde von S&P im Hinblick auf die Begrenzung von Verformungen empfohlen, bei der Fundamentdimensionierung für die Vorlandpfeiler¹² der Achsen 300, [...¹³] und 800 jeweils einen aufnehmbaren Sohldruck von $\sigma_{zul} = 250 \text{ kN/m}^2$ zugrunde zu legen. Bei den S&P genannten Lasten und jeweiligen Fundamentabmessungen von 8 m mal 30 m ergaben sich dabei rechnerische Setzungen von jeweils 2 cm bis 5 cm sowie eine Bandbreite der Bettungsmoduln von $k_s = 5 \text{ MN/m}^3$ bis 15 MN/m^3 .

S&P

Im Zuge der Bauwerksoptimierung 2011 wurden die Fundamentabmessungen beibehalten. Mit den Einwirkungen gemäß Tabelle 9.3¹⁴ hat S&P erneut Grundbruch- und Setzungsberechnungen durchgeführt. Dabei wurde eine Einbindetiefe von 5,5 m bzw. 6 m zugrunde gelegt und der höchste Grundwasserspiegel unmittelbar unterhalb der Gründungssohle mit seinem Einfluss auf die Wichte des Bodens angesetzt. Unter der Voraussetzung einer vollflächigen Einbindung der Fundamente bzw. von Tieferführungen mit unbewehrtem Beton in die Neckarkiese kann

- für den Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit (GZ 1B) ein aufnehmbarer Sohldruck von $\sigma_{zul} = 300 \text{ kN/m}^2$ zugrunde gelegt werden, und
- im Hinblick auf den Nachweis des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2) von einer Sohldruckspannung (ermittelt aus charakteristischen Werten) von maximal 280 kN/m^2 ausgegangen werden. Unter der Annahme, dass die Beanspruchungen aus ständigen sowie quasiständigen veränderlichen Einwirkungen (charakteristische Werte) etwa 85 % der genannten Sohldruckspannung betragen, hat S&P Setzungen in einer Größenordnung von 2 cm bis 5 cm bzw. 6 cm ermittelt.

¹² in [U18] Pendelstützen

¹³ in [U18] wurde ebenfalls auf die ehem. Achse 700 Bezug genommen

¹⁴ vormals Tabelle 4 in [U18]

Im Zuge einer weiteren Bauwerksoptimierung im Jahr 2012 wurde durch die DB Projekt Bau und den Planer Schlaich Bergermann und Partner festgelegt, Achse 700 entfallen zu lassen und Achse 800 um ca. 2,5 m nach Westen zu verschieben. Das Gründungsniveau der Achse 800 wird, ebenso wie die Fundamentfläche, im optimierten Bauwerksentwurf beibehalten. Durch den Wegfall der Achse 700 werden die Lasten aus dem Brückenüberbau auf weniger Auflager verteilt, die in die Pfeiler der Achsen 300 und 800 eingeleiteten Lasten erhöhen sich.

Die aufgrund der Umplanung geringfügig größer erwarteten Sohlspannungen in den Achse 300 und 800 führen zu geringfügig größeren Setzungen. Die Werte zu den aufnehmbaren Sohlrücken wurden nach [U18] „im Hinblick auf die Begrenzung von Verformungen empfohlen“. Die größeren Setzungen führen nicht zu einem Standsicherheitsproblem (Grundbruch), bei der weiteren Planung der Brücke(nlager) muss aber damit gerechnet werden, dass aufgrund der Umplanung (geringfügig) größere vertikale Verformungen eintreten werden. Von der Ingenieurgesellschaft Stuttgart 21 Geotechnik wurde daher festgelegt, dass

- in der Achse 300 für den Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit (GZ 1B) ein aufnehmbarer Sohlruck von $\sigma_{zul} = 320 \text{ kN/m}^2$ zugrunde gelegt werden,
- in der Achse 800 für den Nachweis der des Grenzzustandes der Tragfähigkeit (GZ 1B) ein aufnehmbarer Sohlruck von $\sigma_{zul} = 350 \text{ kN/m}^2$ zugrunde gelegt werden,
- in der Achse 300 im Hinblick auf den Nachweis des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2) von einer Sohlruckspannung (ermittelt aus charakteristischen Werten) von maximal 280 kN/m^2 und
- in der Achse 800 im Hinblick auf den Nachweis des Grenzzustandes der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2) von einer Sohlruckspannung (ermittelt aus charakteristischen Werten) von maximal 320 kN/m^2 ausgegangen werden kann.

Die dazu gehörenden Setzungen wurde von der Ingenieurgesellschaft Stuttgart 21 Geotechnik in einer Größenordnung von ca. 2,5 cm bis 6,5 cm in der Achse 300 und ca. 2,5 cm bis 6 cm in der Achse 800 abgeschätzt.

Aufgrund der Durchlässigkeitseigenschaften der Grünen Mergel des Lettenkeupers ist mit einem zeitlich versetzten Eintreten der Setzungen zu rechnen. Abhängig von der gewählten Durchlässigkeit der Grünen Mergel wurden Konsolidationszeiten zwischen 100 Tagen ($k_f = 1 \times 10^{-9} \text{ m/s}$) und mehreren Jahren ($k_f = 1 \times 10^{-11} \text{ m/s}$) abgeschätzt. In diesem Zeitraum wird die in den Untergrund eingetragene Last fast vollständig vom Porenwasser auf das Korngerüst des Bodens übertragen. Die Konsolidationszeiten sind sehr stark von den Durchlässigkeiten des Untergrundes abhängig. In [U18] werden keine Angaben zu den Durchlässigkeiten der Grünen Mergel des Lettenkeupers gemacht, der oben genannte Konsolidationszeitraum wurde mit einer eigenen Abschätzung der Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes für die Grünen Mergel des Lettenkeupers durchgeführt. Geringe Durchlässigkeiten führen schnell zu deutlich längeren Konsolida-

tionszeiten, daher sind die hier getroffenen Angaben nur Näherungen. Es wird eine messtechnische Überwachung der Setzungen für alle Bauwerkspfeiler empfohlen, um die Differenzsetzungen für den Brückenüberbau zwischen zwei Auflagerachsen auf ein handhabbares Maß zu beschränken (siehe Abschnitt 9.6).

9.2.3 Achsen 400, 500 und 600 – Hauptpfeiler, Tiefgründung mit Bohrpfählen

Aufgrund der Ergebnisse aus den ergänzenden Erkundungen ist für die Achsen 400, 500 und 600 abweichend von der Planfeststellung und dem bisherigen Baugrund- und Gründungsgutachten von Smoltczyk & Partner sowohl eine Flachgründung als auch eine Tiefgründung mit Großbohrpfählen möglich.

Zur Flachgründung wurde mit [U23] ein Bauverfahren ausgearbeitet, welches die Auflagen des Planfeststellungsbeschlusses und die Anforderungen des AfU erfüllt, [U23], [U32]. Im folgenden Abschnitt wird die Variante Tiefgründung mit Bohrpfählen in den Achsen 400, 500 und 600 beschrieben.

Grundlagen zur Tiefgründung

Mit den aus den ergänzenden Erkundungen (September 2012 bis Januar 2013) gewonnenen Erkenntnissen kann als neue Gründungsvariante eine Tiefgründung mit Bohrpfählen untersucht werden. Wegen der wasserwirtschaftlich zu minimierenden Einbindetiefe der Einzelpfähle unter einer Pfahlkopfplatte ist für den Lastabtrag aus dem Brückenoberbau in den Achsen 400, 500 und 600 eine relativ große Pfahlanzahl und ein relativ enges Pfahlraster zu wählen. Die Pfähle wirken bodenmechanisch / geotechnisch nicht mehr als Einzelpfähle sondern sind als Pfahlgruppe zu betrachten.

Nach EA-Pfähle [U11] beteiligen sich in Pfahlgruppen „i.d.R. die einzelnen Pfähle in unterschiedlichem Maße an der Aufnahme der auf die Pfahlgruppe wirkenden Einwirkungen. Eine mögliche Verschlechterung im Tragverhalten gegenüber dem unbeeinflussten Einzelpfahl infolge Gruppenwirkung ist zu berücksichtigen, sofern eine maßgebliche Gruppenwirkung vorliegt.“

Eine Pfahlgruppenwirkung lässt sich nach EA-Pfähle mit Hilfe der Pfahleinbindetiefe und dem Pfahlachsabstand, abhängig von der Steifigkeit des Baugrunds abschätzen. Je länger die Pfähle werden und je geringer der Achsabstand der einzelnen Pfähle der Pfahlgruppe ist, desto größer ist die Pfahlgruppenwirkung mit der Konsequenz der Reduzierung der charakteristischen Pfahlwiderstände, welche für einen vergleichbaren Einzelpfahl angegeben werden können.

Die mittleren Pfähle in der Fundamentlängsachse sind vertikal herzustellen, die in Richtung der Fundamentlängsränder weiter außen liegenden Pfähle sind zur vertikalen Achse in Querrichtung so zu neigen, dass eine gegenseitige Pfahlinteraktion im Bereich des Lettenkeupers und am Pfahlfuß minimiert wird. Ein kleiner Pfahlabstand, bezogen auf eine große Einbindetiefe hat eine Verringerung der angegebenen Pfahlwiderstände zur Folge. Ein Maß a/d_t (Pfahlachsabstand a , Pfahleinbindetiefe in den tragfähigen Boden d_t) von $> 0,8$ (bei Setzungen $s \approx 0,03 \times$ Durchmesser D) ist einzuhalten, um die hier angegebenen Pfahlwiderstände unabgemindert ansetzen zu können.

In den Bodenschichten über dem Lettenkeuper kann u.a. wegen der setzungsempfindlichen Fließerde keine rechnerische Pfahlmantelreibung angesetzt werden.

Bei den basierend auf den Erkenntnissen der ergänzenden Erkundungen 2012/2013 angesetzten Einbindetiefen der Pfähle in die Grünen Mergel des Lettenkeupers und aufgrund der Steifigkeiten der Grünen Mergel ist nach derzeitigem Kenntnisstand nicht von einer ungünstigen Pfahlgruppenwirkung auszugehen.

Charakteristische Pfahlwiderstände für die Grünen Mergel des Lettenkeupers

Basierend auf der Grundlage der geologischen Ansprache sowie aus Punktlastversuchen korrelierten einaxialen Druckfestigkeiten werden für die Grünen Mergel des Lettenkeupers nach EA-Pfähle (für Schluff und Tonstein) folgende charakteristischen Pfahlspitzen- und Pfahlmantelreibungswiderstände angegeben:

Tabelle 9.4: Charakteristische Pfahlwiderstände für die Grünen Mergel des Lettenkeupers

Verwitterungsgrad nach Wallrauch	Charakteristische Pfahlwiderstände ²⁾ , Lettenkeuper, Grüne Mergel	
	Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ [kN/m ²]	Pfahlspitzendruck $q_{b,k}$ [kN/m ²]
W4	90	(1.600) ¹⁾
W3 bis W4	145	(2.050) ¹⁾
W3	200	2.500
W2 bis W3	250	3.500

¹⁾ nicht relevant, da Pfähle in mäßig (oder weniger) verwitterten ($< w3$) Lettenkeuper abzusetzen sind.
²⁾ Zwischenwerte können Interpoliert werden

Aus den Bohrprofilen der ergänzenden Erkundungsbohrungen im Bereich der Fundamentachsen 400, 500 und 600 wurden über die jeweils vorgesehenen Pfahleinbindetiefen mittlere Verwitterungsgrade $(w_1 \times L_1 + w_2 \times L_2 + \dots + w_5 \times L_5)/(L_1+L_2+\dots+L_5)$ im Bereich der Grünen

Mergel ermittelt (Anlage 4.25 bis Anlage 4.27) und entsprechende Pfahlwiderstände aus Tabelle 9.4 unter Berücksichtigung der aus Punktlastversuchen abgeleiteten einaxialen Druckfestigkeiten und im Labor festgestellten natürlichen Wassergehalte abgeleitet:

Tabelle 9.5: Charakteristische Pfahlwiderstände für die Grünen Mergel des Lettenkeupers im Bereich der Achsen 400, 500 und 600

Achse und Bauteil	Charakteristische Pfahlwiderstände ¹⁾ , Lettenkeuper, Grüne Mergel (Mittlerer Verwitterungsgrad bei 2,7 m Einbindetiefe w ₃)	
	Pfahlmantelreibung q _{s,k} [kN/m ²]	Pfahlspitzendruck q _{b,k} [kN/m ²]
Achse 400	200	2.500
Achse 500	200	2.500
Achse 600	200	2.500
¹⁾ Mindestabstand beachten		

Werden die in der Tabelle 9.5 angegebenen charakteristischen Pfahlwiderstände in der statischen Nachweisführung verwendet, sind die entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerte γ_s , γ_b für Pfahlwiderstände auf der Grundlage von Erfahrungswerten nach DIN 1054:2005 anzuwenden. Bei der Verwendung von aus Pfahlprobelastungen abgeleiteten Pfahlwiderständen ist es für die statischen Nachweisführungen zulässig, geringere Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN 1054:2005 anzusetzen.

Es ist nicht auszuschließen, dass im Gründungsbereich der Achsen 400, 500 und 600 Klüfte im Lettenkeuper vorhanden sind, über welche Mineralwasser aufsteigt. In solchen wasserführenden Klüften kann der Lettenkeuper einen höheren Verwitterungsgrad und damit eine geringere Tragfähigkeit aufweisen als mit den Baugrunderkundungen ermittelt wurde. Dies wird berücksichtigt durch

- Vorabschätzung der Auswirkungen mittels statischer Voruntersuchungen, bei denen im Bereich hochbelasteter Pfähle reduzierte Pfahlfedersteifigkeiten in verschiedenen Lastfallkombinationen angesetzt wurden.
- Sorgfältige geotechnische Überwachung der Pfahlherstellung hinsichtlich Mineralwasseraufbrüche und Verwitterungsgrade des Lettenkeupers,

Bei Antreffen von artesisch gespanntem Grundwasser erfolgt die Pfahlherstellung mit zusätzlicher Wasserauflast bis zum angetroffenen Druckspiegel (Totstau). Werden bei der Bauausführung reduzierte Pfahltragfähigkeiten festgestellt (ein Indikator könnte z.B. die Höhe des Tot-

staus sein) erfolgt eine Überarbeitung der statischen Berechnung. In dieser werden die beobachteten Randbedingungen für jeden Pfahl berücksichtigt.

Tiefgründung in den Achsen 400, 500 und 600

Mit den in Tabelle 9.5 angegebenen charakteristischen Pfahlwiderständen wurden vom Planer Schlaich, Bergermann und Partner (SBP) in Abstimmung mit unserem Büro folgende Pfahlgründungssysteme für die Achsen 400, 500 und 600 entworfen:

- Die Unterkante der Pfahlkopfplatte liegt für die Achse 400 bei ca. 213,5 mNN in den Neckarkiesen. Die Pfähle binden maximal bis 2,7 m in die ca. 3,7 m bis 3,9 m mächtigen Grünen Mergel des Lettenkeupers ein. Diese reichen in der Bohrung BK Z4 bis 203,9 mNN und in der BK Z5 bis ca. 205,1 mNN.
- In der Achse 500 liegt die Unterkante der Pfahlkopfplatte bei 213,5 mNN in den Auffüllungen der Trennmole. Die Pfähle binden maximal bis 2,7 m in die ca. 3,9 m (B 351 Z) bis 4,6 m (BK Z6) mächtigen Grünen Mergel des Lettenkeupers ein. Diese reichen in der Bohrung BK Z6 bis 203,8 mNN und in der B 351 Z bis ca. 206,8 mNN.
- Für die Achse 600 liegt die Unterkante der Pfahlkopfplatte bei 214,5 mNN in den Neckarkiesen. Die Pfähle binden maximal bis 2,7 m in die ca. 3,8 m mächtigen Grünen Mergel des Lettenkeupers ein. Diese reichen in der Bohrung BK Z7 bis ca. 204,8 mNN.

Die wesentlichen Daten zu den Pfahlgründungssystemen in den Achsen 400, 500 und 600 wurden in nachfolgender Tabelle zusammengefasst:

Tabelle 9.6: Pfahlgruppen in den Achsen 400, 500 und 600

	Achse 400	Achse 500	Achse 600
Abmessungen der Pfahlkopfplatte (ca.)	9 m x 32 m	12 m x 32 m (variabel, an die Trennmole angepasst)	9 m x 32 m
Pfahldurchmesser	1,2 m	1,2 m	1,2 m
Anzahl der Pfähle	ca. 65	ca. 79	ca. 65
Raster Anzahl Pfähle quer x Anzahl Pfähle längs zur Achse	gleichmäßig 5x13 ⁶⁾	abgestuft: 6x9 5x4 4x1 1x1 ⁶⁾	gleichmäßig 5x13 ⁶⁾
OK-Pfahl = UK Pfahlkopfplatte	ca. 213,5 mNN	ca. 213,5 mNN	ca. 214,5 mNN
UK-Sauberkeitsschicht (Trog)	ca. 213,0 mNN	ca. 213,0 mNN	ca. 214,0 mNN
UK-Pfahl max 2,7 m in Grüne Mergel des Lettenkeupers	bis ca. 205,7 mNN ¹⁾	bis ca. 206,0 mNN ¹⁾	bis ca. 206,9 mNN ¹⁾
Pfahllänge	rd. 7,8 m	rd. 7,5 m	rd. 7,6 m
Lettenkeuper steht an ab	ca. 208,4 mNN ²⁾	ca. 208,7 mNN ³⁾	ca. 209,6 mNN ²⁾

	Achse 400	Achse 500	Achse 600
Grüne Mergel des Lettenkeupers stehen an bis	ca. 204,5 mNN ²⁾	ca. 203,8 mNN ⁴⁾	ca. 204,95 mNN ⁵⁾

¹⁾ Mittelwerte, Top Grüne Mergel des Lettenkeupers und rechnerische Einbindetiefe maßgebend, max bis 2,7 m in Grüne Mergel des Lettenkeupers

²⁾ Mittelwerte aus Aufschlussbohrungen in Brückenachse

³⁾ Werte aus BK Z6, Top Grüne Mergel des Lettenkeupers maßgebend

⁴⁾ Wert aus BK Z6

⁵⁾ Wert aus BK Z7

⁶⁾ Siehe Skizzen im Anhang A

Bei 2,7 m Einbindetiefe in die Grünen Mergel des Lettenkeupers ergeben sich charakteristische Pfahlwiderstände von rd. 4.800 kN.

Mit den Abschätzungen des Planers Schlaich, Bergermann und Partner enden die Pfähle mit den oben angegebenen charakteristischen Pfahlwiderständen im Bereich der Grünen Mergel und binden maximal bis 2,7 m in diese ein. Neben dem Pfahlspitzenwiderstand werden mit dieser Einbindelänge nur ca. 40 % der Pfahllänge zur Aktivierung der Pfahlmantelreibungswiderstände genutzt. Die verbleibenden 60 % der Pfahlmantelflächen kommen z. T. in setzungsempfindlichen Schichten zu liegen. Eine nachträgliche Belastung der Schichten oberhalb der Grünen Mergel im Nahbereich der Pfahlgründung mit Spannungseinfluss auf die Pfahlmantelbereiche in den setzungsempfindlichen Schichten würde zur Aktivierung von negativer Mantelreibung und zu zusätzlichen Setzungen führen. Aus der Überschüttung der Pfahlkopfplatte ist keine negative Mantelreibung zu erwarten.

Ca 7,0 m bis 9,0 m westlich der Achse 400 wird ein Bastionsbauwerk als Widerlager für den neuen Fußgängersteg über die Bundesstraße 10 errichtet. Davon ausgehend, dass das Bastionsbauwerk in den Neckarkiesen bei ca. 214,0 mNN gegründet wird, ist kein Spannungs- und Setzungseinfluss auf die Randpfähle der Achse 400 und damit keine negative Mantelreibung zu erwarten.

Im Nahbereich der Achsen 500 und 600 werden keine relevanten Belastungen in die setzungsempfindlichen Schichten eingetragen, so dass hier ebenfalls nicht mit negativer Mantelreibung zu rechnen ist.

Für die Bemessung der Pfahlkopfplatten können die Einzelpfähle als Federn idealisiert werden. Entsprechend des Setzungsverhaltens der Pfahlgruppe und der Grundbruchsicherheit der Einzelpfähle (Randpfähle weisen geringere Grundbruchsicherheiten auf als Zentrumpfähle) wurden dem Planer für eine Vordimensionierung der Achsen 400 und 600 vertikale Pfahlfedersteifigkeiten angegeben. Die Größe der anzusetzenden Pfahlfedersteifigkeiten hängt von der Biegesteifigkeit der Pfahlkopfplatte und den für den Baugrund anzusetzenden Widerständen ab. Analog zu Bettungsmodulverteilungen bei Flachgründungen sind die anzusetzenden Pfahlfedersteifigkeiten für Eck- und Randpfähle bei Pfahlgruppen größer als für Mittelpfähle. Für die vorliegende Brückenplanung wurden die in der Statik anzusetzenden Pfahlfedersteifigkeiten aus Setzungsberechnungen in sechs Iterationsschritten (Iterationsschritt 1: Pfahllasten vom Planer

→Setzungsberechnungen für die Pfahlgruppe, Pfahlfedern an Planer → Iterationsschritt 2: neue Berechnung der Pfahllasten, Pfahllasten vom Planer → Setzungsberechnungen für die Pfahlgruppe, Pfahlfedern an den Planer → Iterationsschritt 3 usw.) ermittelt. Näherungsweise wurden Setzungen ermittelt, in dem die Pfahlgruppen als Einzelfundamente (ohne Berücksichtigung der Pfahlkopflastensteifigkeit) modelliert wurden. Im letzten Iterationsschritt wurden dem Planer folgende Pfahlfedern für den Mittelbereich, die Ränder, sowie die stumpfen und spitzen Ecken der Pfahlkopflasten übergeben:

Tabelle 9.7: Pfahlfedersteifigkeiten Achse 400

Achse 400 (Iterative Bestimmung, Bestätigung 6. Iterationsschritt am 15.08.2013)				
	Lasten [MN]	Setzungen [cm], ca.	Pfahlfedern [MN/m]	
Setzungserzeugende Gesamtlast inkl. 1/3 Verkehrslast (ca.) (mit Überschüttung) LF 1000 + 1/3 x LF 3138	73,6 (79,4)	2,3 bis 2,9 (2,5 bis 3,1)	Mitte	42 bis 55
			Rand	47 bis 63
			Stumpfe Ecke	51 bis 68
			Spitze Ecke	53 bis 72
Lastanteile nach Schlaich, Bergermann und Partner				
LF 1000 -Pfahlkopfplatte -Pfeiler -gesamter Stahlbau -Fahrbahnplatte -Betonschutzschicht -Kabeltröge -Fußgängersteg -Maste -Lärmschutz -Geländer	65,5			
LF 999 (in LF 1000 enthalten) -Pfahlkopfplatte -Pfeiler -gesamter Stahlbau	28,7			
Pfahlkopfplatte (in LF 1000 enthal- ten, ca.)	18,0			
Überschüttung (ca.)	5,8			
LF 3138 Verkehrslasten 4gl. LM71 (ca.)	24,1			
Die Setzungsanteile bezogen auf die Gesamtsetzung zu charakt. Einwirkungen inkl. Überschüttung betragen in der Achse 400: Anteil LF 1000 ca. 83%, Anteil LF 999: ca. 36%, Anteil 1/3 LF 3138: ca. 10%, Anteil Über- schüttung: ca. 7%.				

Tabelle 9.8: Pfahlfedersteifigkeiten Achse 500

Achse 500 (Iterative Bestimmung, Bestätigung 6. Iterationsschritt am 15.08.2013)				
	Lasten [MN]	Setzungen [cm], ca.	Pfahlfedern [MN/m]	
Setzungserzeugende Gesamtlast inkl. 1/3 Verkehrslast (ca.) (mit Überschüttung) LF 1000 + 1/3 x LF 3138	87,9	2,6 bis 3,5	Mitte	33 bis 44
			Rand	39 bis 52
			Stumpfe Ecke	44 bis 59
			Spitze Ecke	46 bis 62
Lastanteile nach Schlaich, Bergermann und Partner				
LF 1000 -Pfahlkopfplatte -Pfeiler -gesamter Stahlbau -Fahrbahnplatte -Betonschutzschicht -Kabeltröge -Fußgängersteg -Maste -Lärmschutz -Geländer	79,4			
LF 999 (in LF 1000 enthalten) -Pfahlkopfplatte -Pfeiler -gesamter Stahlbau	36,1			
Pfahlkopfplatte (in LF 1000 enthalten, ca.)	18,8			
Überschüttung (ca.)	0			
LF 3138 Verkehrslasten 4gl. LM71 (ca.)	25,3			
Die Setzungsanteile bezogen auf die Gesamtsetzung zu charakt. Einwirkungen betragen in der Achse 500: Anteil LF 1000: ca. 90%, Anteil LF 999: ca. 41%, Anteil 1/3 LF 3138: ca. 10%.				

Tabelle 9.9: Pfahlfedersteifigkeiten Achse 600

Achse 600 (Iterative Bestimmung, Bestätigung 6. Iterationsschritt am 15.08.2013)				
	Lasten [MN]	Setzungen [cm], ca.	Pfahlfedern [MN/m]	
Setzungserzeugende Gesamtlast inkl. 1/3 Verkehrslast (ca.) (mit Überschüttung) LF 1000 + 1/3 x LF 3138	71,6 (86,0)	2,2 bis 2,9 (2,6 bis 3,5)	Mitte	41 bis 54
			Rand	46 bis 62
			Stumpfe Ecke	50 bis 67
			Spitze Ecke	52 bis 71
Lastanteile nach Schlaich, Bergermann und Partner				
LF 1000 -Pfahlkopfplatte -Pfeiler -gesamter Stahlbau -Fahrbahnplatte -Betonschutzschicht -Kabeltröge -Fußgängersteg -Maste -Lärmschutz -Geländer	63,8			
LF 999 (in LF 1000 enthalten) -Pfahlkopfplatte -Pfeiler -gesamter Stahlbau	28,1			
Pfahlkopfplatte (in LF 1000 enthalten, ca.)	18,0			
Überschüttung (ca.)	14,4			
LF 3138 Verkehrslasten 4gl. LM71 (ca.)	23,3			
Die Setzungsanteile bezogen auf die Gesamtsetzung zu charakt. Einwirkungen inkl. Überschüttung betragen in der Achse 600: Anteil LF 1000: ca. 74%, Anteil LF 999: ca. 33%, Anteil 1/3 LF 3138: ca. 9%, Anteil Überschüttung: ca. 17%.				

Maximale und minimale Federsteifigkeiten wurden aufgrund von möglichen Bandbreiten von Steifemoduln des Lettenkeupers angegeben, die die in der Natur vorkommenden Baugrundinhomogenitäten näherungsweise berücksichtigen. Erfahrungsgemäß kann die Bandbreite der angegebenen Inhomogenitäten auftreten, damit sind ungünstige Kombinationen von minimalen und maximalen Federsteifigkeiten zu untersuchen.

In den Setzungsberechnungen zur Ermittlung der Pfahlfedersteifigkeiten wurden keine Pfahlmantelwiderstände berücksichtigt, so dass die Setzungen tendenziell zu groß abgeschätzt sein dürften. Mit dem oben beschriebenen Verfahren wurden zugehörige Setzungen der Pfahlkopfplatten mit $s = \text{ca. } 3 \text{ cm}$ bis rd. 4 cm abgeschätzt.

Aufgrund des sehr engen Pfahlrasters ist eher davon auszugehen, dass sich Setzungen in der Größenordnung der Flachgründung einstellen werden. Allerdings ist zu berücksichtigen, dass aufgrund des relativ hohen Niveaus der Pfahlkopfplatte und des geringen Bodenaushubs keine wesentliche Entlastung des Baugrunds stattfindet, und somit Setzungen größtenteils aus Erstbelastungsvorgängen entstehen werden.

Die Pfahlfedersteifigkeiten wurden mit überschlägigen Berechnungsverfahren ermittelt. Genauere Ergebnisse können mit der Finiten Elemente Methode unter Verwendung von höherwertigen Stoffgesetzen erzielt werden.

Für den Fall, dass sich unter hochbelasteten Pfählen eine Kluft mit Mineralwasseraufbruch und größerem Verwitterungsgrad befindet, wurden durch den Planer Schlaich Bergemann und Partner statische Voruntersuchungen für die Achsen 400, 500 und 600 durchgeführt, bei denen im Bereich hochbelasteter Pfähle auf 50% reduzierte Pfahlfedersteifigkeiten angesetzt wurden. Hierzu wurden verschiedene Szenarien untersucht (Reduktion der Pfahlfedersteifigkeiten für 1 bis 6 Pfähle in verschiedenen Anordnungen). Es wurde untersucht, in welchem Maß sich die Kräfte/Lasten der den geschwächten Bereich umgebenden Pfähle erhöhen.

In den untersuchten Szenarien übersteigen die Kräfte einzelner Rand- und Eckpfähle den Bemessungswert des Pfahlwiderstands (Teilsicherheitsbeiwert für Pfahlwiderstände auf der Grundlage von Erfahrungswerten $\gamma_R=1,4$) um bis zu rd. 10 %. Bei den Innenpfählen wurde in den untersuchten Szenarien der Bemessungswert des Pfahlwiderstands nicht überschritten.

Es ist zu erwarten, dass die Lasterhöhungen durch höhere Widerstandswerte der Pfahltragfähigkeiten im Grenzzustand der Tragfähigkeit (unter Berücksichtigung niedrigerer Teilsicherheitsbeiwerte auf Widerstandsseite nach Durchführung der Pfahlprobelastungen $\gamma_R=1,2$, DIN 1054:2005) kompensiert werden.

Die Auswirkungen der Lastumlagerungen auf die Beanspruchung der Pfahlkopfplatte sind vernachlässigbar.

Sofern bei der Bauausführung reduzierte Pfahltragfähigkeiten festgestellt werden, ersetzen diese statischen Voruntersuchungen nicht eine Anpassung der statischen Berechnung an die beobachteten Randbedingungen.

Horizontale Pfahlbettungen sind in der Achse 600 nur max. ab Unterkante Dükerbauwerk bzw., Böschungsfuß (entsprechend der Neckarsohle) bis zum Pfahlfuß anzusetzen. In den Achsen 400 und 500 ist eine horizontale Pfahlbettung max. nur ab Neckarsohle bis zum Pfahlfuß anzusetzen.

Eine überschlägige Bemessung der Pfähle für den Abtrag von horizontalen Lasten kann mit dem Bettungsmodulverfahren erfolgen. Der Bettungsmodul k_s wird dabei schichtweise mit der Beziehung $k_s = E_s / D$ (E_s – Steifemodul der Bodenschicht, D – Bohrpfahldurchmesser mit $D \leq 1,0$ m) ermittelt.

Pfahlprobelastungen

Für die Tiefgründung empfehlen wir die Durchführung von Pfahlprobelastungen zur Optimierung der Pfahlanzahl und Bestätigung der angegebenen Pfahlwiderstände. Diese Probelastungen sind frühzeitig zu planen und auszuführen.

Wegen der gering zulässigen Einbindetiefe in die tragfähigen Schichten des Lettenkeupers ist ein kombiniertes Reaktionssystem aus Pfählen und Verpressankern denkbar, da ein auf Zug beanspruchter Einzelpfahl nur je nach Ansatz der Schichtmächtigkeiten und -eigenschaften zwischen 3.000 kN und 3.900 kN Last aufnehmen kann.

Bei den Pfahlprobelastungen ist die Mantelreibung mittels Hülse bis zum künftigen Niveau der UK Pfahlkopfplatte auszuschließen. An Schichtgrenzen (Neckarkies-Fließerde-Zellenkalk/Travertin-Lettenkeuper) sind Messquerschnitte anzuordnen um die Mantelreibung schichtweise auswerten zu können. Der Spitzendruck ist über ein Druckkissen am Pfahlfuß zu messen.

Aus geotechnischer Sicht ist es zweckmäßig, am West- und Ostufer jeweils zwei Pfahlprobelastungen auszuführen. Weder die Probepfähle noch das Reaktionssystem (Verpressanker oder Pfähle) binden tiefer in den Lettenkeuper ein als die Bauwerkspfähle. Im Bereich jedes Probepfahles ist vorab eine Erkundungsbohrung abzuteufen, um eine zutreffende Zuordnung zwischen Boden- / Felsschichten, Verwitterungsgraden und gemessenen Tragfähigkeiten zu ermöglichen. Die Herstellung der Probepfähle ist gemäß Handlungskonzept „Überwachung der Pfahlherstellung“ aus Abschnitt 9.7.1 zu überwachen. Nähere Angaben zur Ausführung der Pfahlprobelastungen sind einem gesonderten Bericht der Ingenieurgesellschaft Stuttgart 21 Geotechnik enthalten.

9.2.4 Zusammenfassung der Bemessungswerte und weitere Hinweise

In der nachfolgenden Tabelle 9.10 werden die basierend auf Grundbruch- und Setzungsrechnungen ermittelten Ergebnisse als Grundlage für die erdstatischen Untersuchungen der Gründungen und für die Berechnung des Gesamtsystems zusammengefasst.

Brückenwiderlager und Vorlandpfeiler (nur Flachgründung)

Tabelle 9.10: Aufnehmbarer Sohldruck nach DIN 1054:2005, Setzungen und Bettungsmoduln in den Achsen 100 bis 300 und 800 bis 900

Achse und Bauteil	Gründungsniveau [mNN]	Fundamentabmessungen a x b [m]	aufnehmbarer Sohldruck		Setzungsprognose [cm]	Bandbreite der Bettungsmoduln k_s [MN/m ³]
			σ_{zul} (GZ1B) [kN/m ²]	σ_{zul} (GZ2) [kN/m ²]		
100 Widerlager West	217,5	rd. 9,6 x 31,8	400 ²⁾	320 ²⁾	ca. 2 bis 5 ²⁾	6 bis 12 ²⁾
200 Vorlandpfeiler	212,5 / 210,7 ⁴⁾	rd. 8 x 30	400 ²⁾	350 ²⁾	ca. 3 bis 7 ²⁾	5 bis 15 ²⁾
300 Vorlandpfeiler	214	rd. 8 x 30,5	320 ³⁾	300 ³⁾	ca. 2,5 bis 6,5 ³⁾	5 bis 15 ²⁾
400 Uferpfeiler West	Pfahlgründung, siehe Tabelle 9.5 bis Tabelle 9.9.					
500 Mittelpfeiler						
600 Uferpfeiler Ost						
700 Vorlandpfeiler	entfällt ³⁾					
800 Vorlandpfeiler	214	rd. 8 x 30	350 ³⁾	320 ³⁾	ca. 2,5 bis 6 ³⁾	5 bis 15 ²⁾
900 Widerlager Ost	216 / 214 ¹⁾	rd. 9,6 x 27,6 ²⁾	400 ²⁾	320 ²⁾	ca. 2 bis 6 ²⁾	5 bis 15 ²⁾
¹⁾ Bodenaustausch bis OK Neckarkiese [U18] ²⁾ aus [U18] ³⁾ aktuell ⁴⁾ UW-Beton						

Die in Tabelle 9.10 angegebenen Werte zu den aufnehmbaren Sohldrücken gelten, solange die Fundamentabmessungen und Fundamentflächen um nicht mehr als 10 % abweichen. Andernfalls (d.h. bei Überschreitung der 10 %-Grenze) sind gesonderte Grundbruch und Setzungsrechnungen durchzuführen.



Zum Nachweis des vorhandenen Sohldrucks im Rahmen der statischen Berechnungen sind charakteristische vertikale Einwirkungen $F_{v,k}$ anzusetzen. Bezogen auf die rechnerische Fundamentfläche A' ist danach folgender Nachweis zu führen:

$$\sigma_{v,orh} = F_{v,k} / A' \leq \sigma_{zul}$$



Zusätzlich ist bei in der Sohlfuge wirkenden außermittigen Vertikalkräften zum Nachweis des Grenzzustands GZ 1B für die ungünstigste Kombination aller Einwirkungen nachzuweisen, dass die resultierende Kraft innerhalb der 2. Kernweite und zum Nachweis des GZ 2 (Ge-

brauchstauglichkeit), dass die Resultierende der ständigen Einwirkungen innerhalb der 1. Kernweite liegt.

S&P Für die Berechnung des Gesamtsystems können die oberen Werte der Bandbreite der Bettungsmoduln zur Ermittlung der wahrscheinlichen Setzungen bzw. Setzungsdifferenz zwischen zwei Auflagerpunkten zugrunde gelegt werden. Zur Ermittlung der möglichen Setzungen bzw. Setzungsdifferenz zwischen zwei Auflagerpunkten sind jeweils Grenzbetrachtungen zwischen dem oberen Werte der Bandbreite der Bettungsmoduln eines Auflagerpunktes mit dem unteren Wert des benachbarten Auflagerpunktes anzustellen. Setzungen und daraus resultierende Setzungsunterschiede können eine höhenmäßige Verstellbarkeit der Auflagerpunkte erfordern.

S&P Aufgrund der großen Fundamentabmessungen und der nur punktuell sicher bekannten Höhenlage der Baugrundsichten, sind Abweichungen in der Höhenlage der für die Lastabtragung zugrunde gelegten Schichten möglich. In der Ausschreibung sollten daher zusätzliche Mengen an unbewehrtem Beton und Bodenaustauschmaterial vorgesehen werden.

Achsen 400, 500 und 600 (Tiefgründung)

Siehe Tabelle 9.5 bis Tabelle 9.9.

9.3 Herstellung der Gründungen/ Baugruben

S&P Für die Herstellung der Gründungskörper ist der über der natürlichen Geländeoberfläche befindliche Druckspiegel des Mineralwassers von maßgebender Bedeutung. Beim gemäß Gutachten der ARGE WUG zum 5. EKP (Dezember 2005, s.a. Abschnitt 5) angenommenen Druckspiegel bei ca. 224 mNN wird zum Erreichen der geplanten Gründungsebenen dieser Druckspiegel um ca. 6,6¹⁵ m bis ca. 13,3 m¹⁶ unterschritten. Um bei der Herstellung der Fundamente Mineralwasseraustritte über das natürliche Maß hinaus zu verhindern, muss grundsätzlich eine Entlastung des Untergrundes während der Gründungsarbeiten gegenüber dem natürlichen Zustand vermieden werden.

Außerdem sind die z.T. gespannten Schicht- und Kluftgrundwasservorkommen im Lettenkeuper mit einem Potential von rund 214 mNN im Neckartal zu beachten, das bei den Gründungen des Vorlandpfeilers in der Achse 200 um rund 3,3 m unterschritten wird.

S&P Ein zusätzlicher Aufstieg und ein Ausfließen von Mineralwasser, wodurch das empfindliche Gleichgewicht zwischen weitabgelegenen Zuflüssen, Druck im Muschelkalkaquifer und natürli-

¹⁵ 6,5 m in

¹⁶ 15 m in [U18]


chen Austritten gestört würde, ist zwingend zu verhindern und kann auf jeden Fall unter sogenannten Totstaubedingungen ausgeschlossen werden. Diese sind z. B. bei einer Großbohrpfahlherstellung dadurch erreichbar, dass die Verrohrung bis zum Druckniveau des Mineralwasseraquifers reicht und bis zu dieser Höhe mit Wasser gefüllt ist bzw. bei Antreffen von Mineralwasser sich bis zu dieser Höhe mit Wasser füllt. Insofern ist die entsprechende Herstellung von Großbohrpfählen ein sicheres Bauverfahren. Dennoch muss auch bei Großbohrpfählen die Eingriffstiefe minimiert werden, da die Wahrscheinlichkeit, Mineralwasser in natürlichen Klüften anzutreffen und dann anthropogen zu beeinflussen, mit wachsender Eingriffstiefe steigt.

Nach [U3] muss damit gerechnet werden, dass im künftigen Baugelände Austritte von Mineralwasser durch den Lettenkeuper hindurch bestehen und bei der Baumaßnahme in der Baugrubensohle freigelegt werden. Daher müssen folgende Randbedingungen bei der Herstellung der Pfeilerfundamente eingehalten werden:

- es muss verhindert werden, dass durch die Baumaßnahme diese natürlichen Mineralwasseraustritte verstärkt werden,
- es muss verhindert werden, dass sich die natürlichen Mineralwasseraustritte unkontrolliert verlagern können,
- es muss verhindert werden, dass neue Aufbrüche entstehen.

Dies kann dadurch erreicht werden, dass die natürlichen Druckverhältnisse in den Grundwasserleitern auf Sohliefenniveau während der Baumaßnahme nicht verändert werden, [U3].

9.3.1 Achsen 100 und 900 - Baugruben für die Widerlagerherstellung

 Zum Zeitpunkt der Gutachtenerstellung lag noch keine Aufnahme vom Bestandsgelände im Bereich der geplanten Widerlager vor. Anhand der vorliegenden Planunterlagen hat S&P die sich ergebenden Baugrubentiefen wie folgt abgeschätzt:

- Die Gründungs- bzw. Aushubsohle für das Widerlager West ist bei 217,5 mNN geplant und schneidet damit im Westen schätzungsweise zwischen rund 10 m und 14 m in den bestehenden Hang zum Rosensteinpark ein, der sich jedoch nach oben bis über 245 mNN fortsetzt. Maßgebend für die Baugrubentiefe ist das im Anschluss an die Eisenbahnbrücke geplante Portal Rosensteintunnel mit Rettungszufahrt unmittelbar hinter dem Widerlager. Bezogen auf die hier geplante Schienenoberkante beträgt die Geländesprunghöhe ca. 12,5 m. Die Planung des Baugrubenverbaus für das Widerlager hat daher in enger Abstimmung mit den Planungen für das Portal Rosensteintunnel zu erfolgen, wobei ein vorzeitiger Aushub des Portalbereiches sich günstig auf die Verbaudimensionierung für die Widerlagerbaugrube auswirkt.

Im Osten grenzt die Widerlagerbaugrube unmittelbar an die Gleise der Stuttgarter Straßenbahn wobei sich eine Baugrubentiefe von knapp 5 m ergibt.

- Die Gründungssohle für das Widerlager Ost ist bei 216 mNN geplant. Zusätzlich sind 2 m Bodenaustausch bis auf die Neckarkiese zu berücksichtigen, so dass die Aushubsohle bei etwa 214 mNN zu liegen kommt. Die Baugrube schneidet damit im Osten knapp 14 m in den bestehenden Bahndamm und im Westen rund 6,5 m in den Gehweg entlang der Schönstraße ein.

S&P

Für die Baugrubenplanung ist zu beachten, dass gemäß Nebenbestimmung 7.1.17.3.5 im PF-Beschluss vom 13.10.2006 aus wasserwirtschaftlichen Gründen ein senkrechter Verbau als Baugrubenumschließung vorzusehen ist, um unnötige Bodenentlastungen zu vermeiden.

S&P

Zur Baugrubensicherung der tiefen Einschnitte im Westen, zum Rosensteinpark hin, sowie im Osten, zum bestehenden Bahndamm hin, ist ein rückverankerter **Bohrträgerverbau** vorzusehen. Bei den geringeren Baugrubentiefen talseits sind auch **Spundwände** denkbar, zumal diese auch für die Baugruben der Vorlandpfeiler eingebracht werden. Dabei sind allerdings die Hinweise in Abschnitt 9.3.2¹⁷ zu beachten. Inwieweit diese eingespannt, zur Baugrube hin ausgesteift oder rückverankert hergestellt werden, ist abhängig vom Betrieb der angrenzenden Verkehrsanlagen (SSB bzw. Schönstraße) während der Bauzeit und darauf abzustimmen.

S&P

Für sämtliche Verbauten sind statische Berechnungen mit den charakteristischen bodenmechanischen Rechenwerten aus Abschnitt 7.5¹⁸ und dem in Abschnitt 7.2¹⁹ beschriebenen und in Anlage 2²⁰ dargestellten Schichtenverlauf durchzuführen. Entwurf und Berechnung sollten gemäß der EAB (Empfehlung des Arbeitskreises Baugruben der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik) erfolgen. Dabei sind außer der Standsicherheit stets auch die erwarteten Verformungen des Verbaus nachzuweisen, hier insbesondere für den Verbau entlang der SSB-Gleise bzw. der Schönstraße.

In Abhängigkeit von den Randbedingungen aus angrenzender Bebauung bzw. vorhandenen Gleisanlagen und Straßen sowie dem Eingriff in die Bauwerksumgebung kann der Erddruckansatz zwischen dem aktiven und einem erhöhten aktiven Erddruck variieren. Im Einflussbereich von im Bauzustand in unmittelbarer Nähe der Baugrube geführten Gleisanlagen und setzungsempfindlichen Leitungen empfehlen wir, einen erhöhten aktiven Erddruck $E_{h,k} = 0,50 \times E_{0h,k} + 0,50 \times E_{ah,k}$ anzusetzen. Je nach Anforderungen an die Gleislage kann auch ein Erddruckansatz $E_{h,k} = 0,75 \times E_{0h,k} + 0,25 \times E_{ah,k}$ zweckmäßig sein. Gleichzeitig sollte bei einem Bohrträgerverbau eine Ausfachung mit Spritzbeton gewählt werden, da sie mit kleineren Verformungen als eine Holzausfachung wirksam wird. Im Hinblick auf mögliche Sickerwasseraustritte aus der bestehenden Bahndammauffüllung im Osten sowie Grundwasserzutritte aus dem Bochinger Horizont im Westen sind dabei Dränöffnungen und ggf. Dränelemente hinter der Ausfachung vorzuse-

¹⁷ Abschnitt 7.2.3 in [U18]

¹⁸ Abschnitt 6 in [U18]

¹⁹ Abschnitt 4 in [U18]

²⁰ Anlage 3 in [U18]

hen.

Dort, wo kleine Verformungen unkritisch sind und auch aufgrund von Leitungen kein verformungsarmer Verbau erforderlich wird, kann der Verbau für den aktiven Erddruck bemessen werden und eine Holzausfachung erhalten. Als Erddruckneigungswinkel kann bei Bohrträgerverbauten mit Ortbetonausfachung $\delta = \varphi$ und bei Holzausfachung sowie bei Spundwänden $\delta = 2/3 \varphi$ angesetzt werden. Der Ansatz ist durch Nachweis der Vertikallastabtragung zu bestätigen.

S&P Die Erddruckverteilung ist gemäß den Vorgaben der EAB unter Berücksichtigung der Erddruckumlagerung zwischen den Stützstellen und dem Fußauflager zu wählen.

S&P Die Verbauten müssen aufgrund schrägen Ankerzugs **Vertikalkräfte** abtragen. Für Verbauträger mit Betonplomben am Trägerfuß, die das Bohrloch vollständig ausfüllen und mindestens 0,5 m hoch sind, können folgende charakteristischen Widerstandswerte zugrunde gelegt werden:

- im Gipskeuper sehr mürber bis mürber, teilweise entfestigter Schlufftonsteinqualität ein Spitzenwiderstand bei Bruchsetzung von $q_{b,k} = 1.000 \text{ kN/m}^2$, sofern eine Mindesteinbindetiefe von 1,5 m unter die Aushubebene gewährleistet ist. Zusätzlich kann unterhalb einer Einbindetiefe von 1,5 m eine Mantelreibung bei Bruchsetzung von $q_{s,k} = 150 \text{ kN/m}^2$ zum Ansatz gebracht werden, sowie
- bei einer Lastabtragung in den Neckarkiesen bei Bruchsetzung ein Spitzenwiderstand von $q_{b,k} = 1000 \text{ kN/m}^2$ sowie eine Mantelreibung von $q_{s,k} = 100 \text{ kN/m}^2$, sofern die Mindesteinbindetiefe von 1,5 m gewährleistet ist und darüber hinaus die Einbindung in die Neckarkiese mindestens 0,5 m beträgt.

S&P Beim Nachweis von Vertikalkräften in der Spundwand kann aufgrund von Empfehlungen in der Literatur von nachfolgenden charakteristischen Werten bei Bruchsetzung für die Mantelreibung und den Spitzendruck ausgegangen werden:

- Mantelreibung bezogen auf den abgewickelten Umfang [nach EB 85 der EAB [U10]]²¹ sowohl im Gipskeuper o. g. Qualität als auch in den Neckarkiesen $q_{s,k} = 30 \text{ kN/m}^2$
- Spitzendruck bezogen auf die wirksame Aufstandsfläche nach EB 85 der EAB [U10]²² bei einer Mindesteinbindetiefe von 1 m sowohl im Gipskeuper als auch in den Neckarkiesen $q_{b,k} = 1.000 \text{ kN/m}^2$

S&P Zur Ermittlung der Standsicherheit und gleichzeitig der Ankerlängen empfiehlt S&P für das verankerte Wandsystem – auch als Ersatz des Nachweises in der tiefen Gleitfuge – ein Modell mit einer oder mehreren ebenen Gleitflächen mit Variation der Gleitwinkel zu untersuchen. Bei ent-

²¹ Ergänzung Ingenieurgemeinschaft Stuttgart 21 Geotechnik

²² in [U18]: „bezogen auf den umrissenen Umfang“

sprechend durchlässiger Ausbildung der Ausfachung des Verbaus zur Vermeidung eines Sickerwasseraufstaus muss auf die Ausfachung kein Wasserdruck angesetzt werden.

S&P Bei der Anordnung der Anker ist darauf zu achten, dass die Anker nicht in einer Ebene enden, sondern ihre Längen gestaffelt werden. Damit wird der sogenannte Fangedammeffekt mit daraus resultierenden Setzungen an der Geländeoberfläche im Bereich der Verpressstrecken minimiert. Dies ist insbesondere relevant für die den Baugruben entlang geführten Gleisanlagen bzw. Straßen. Weiterhin trägt die Wahl möglichst großer Ankerlängen zur Minimierung von Verformungen bei.

S&P Für die Planung und Herstellung von **Verpressankern** ist DIN 4125:1990-11 bzw. in Verbindung mit DIN 1054:2005-01 die DIN EN 1537:2001-01 zu beachten. Für die Anker sind Eignungsprüfungen durchzuführen oder - da es sich um temporäre (Kurzzeit-)Anker handelt - entsprechende Prüfergebnisse in gleichartigen Böden vorzulegen. Über Ankerkräfte macht S&P keine vertragsrelevanten Angaben, da sie im Wesentlichen von Bohrverfahren, Bohrdurchmesser, Länge des Verpresskörpers, Verpressdruck und der Anzahl der Nachverpressungen abhängen. S&P gehen davon aus, dass in den verschiedenen Schichten nachfolgende charakteristische Herauszieh Widerstände erreichbar sind, wobei S&P von üblichen Bohrdurchmessern und von Verpresskörperlängen von 6 m ausgehen und mindestens eine Nachverpressung voraussetzen:

- in den künstlichen Auffüllungen sowie in den Quartären Deckschichten (Auelehme und Sauerwasserablagerungen):
 $R_{a,k} = 200 \text{ kN bis } 350 \text{ kN}$,
- in den Neckarkiesen- und Sanden:
 $R_{a,k}$ bis 600 kN,
- im Gipskeuper je nach Qualität:
 $R_{a,k} = 500 \text{ kN bis } 900 \text{ kN}$.

S&P S&P weist darauf hin, dass beim Einsatz von Ankern zur Stützung der Verbauwände im Zuge der Ankerherstellung bereichsweise Grundwasser angetroffen werden kann, wodurch sich höhere Anforderungen an die Herstellung und den Einbau von Verpressankern ergeben.

S&P Bei Verankerungen in der bestehenden Bahndamm-Auffüllung ist zu beachten, dass in schlecht verdichteten und dadurch lokal aufgeweichten oder hohlraumreichen Auffüllbereichen mit erhöhten Aufwendungen (z. B. beim Verpressen oder durch Nachankerungen infolge Ankerausfall) zu rechnen ist. Auch in durchlässigeren kiesigen Lagen der Auffüllungen und im durchlässigen Neckarkies sowie im klüftigen Gipskeuper kann ein hoher Verbrauch an Zementsuspension bei der Ankerherstellung auftreten, so dass Mehrmengen gegenüber der planmäßigen Füll- und Verpressmenge bei einzelnen Ankern nicht ausgeschlossen werden können. S&P empfiehlt daher, eine planmäßige Füll- und Verpressmenge je Anker (im Mittel über alle Anker) in der

Ausschreibung festzulegen, und darüber hinausgehende Mehrmengen gesondert und zur Abrechnung auf Nachweis auszuschreiben. Dabei sollten Nachverpressdrücke in Abhängigkeit der vorhandenen Überdeckung und eventueller Wegigkeiten auf 30 bar begrenzt werden. Eventuell werden sogar Sonderverfahren der Ankerherstellung, z. B. Bohrlochvergütungen, erforderlich. Beim Füllen und Verpressen ist dies durch stufenweises Vorgehen auch verfahrenstechnisch zu berücksichtigen. Je Einzelvorgang ist das Einbringen von Suspension - z. B. auf 150 kg - zu begrenzen und erst nach einer Erstarrung in einem weiteren Arbeitsgang fortzusetzen. Dies setzt z. B. mehrere oder spülbare Verpressrohre voraus.

S&P

Da für die künstlichen Auffüllungen höchstwahrscheinlich auch Gipskeupermaterial verwendet wurde, sollte bei der Herstellung der Verpresskörper ein Zement mit hohem Sulfatwiderstand verwendet werden. Dies gilt für Verpresskörper im Gipskeuper generell.

S&P

Außerdem müssen für den Fall, dass die Stadtbahngleise in Betrieb bleiben, nach DIN 4125:1990-11 dort die dynamischen Einwirkungen aus dem Straßenbahnverkehr auf die Tragfähigkeit der Verpressanker berücksichtigt werden. Der Mindestabstand zwischen den Verpresskörpern und dem Gleisniveau muss dabei mindestens 4 m betragen. Darüber hinaus ist Modul 836.4302 der Ril 836:2008-10 zu beachten.

S&P

Nach den vorliegenden Planunterlagen schneidet das südliche Ende des Widerlagers Ost unmittelbar in das Widerlager der bestehenden Eisenbahnbrücke ein. Dabei steigt die Gründungssohle des Bestandes von ca. 213,8 mNN im Westen auf rund 215 mNN nach Osten an und befindet sich somit in Höhe der vorgesehenen Bodenaustauschmaßnahmen.

Nach derzeitigem Kenntnisstand wird das neue Widerlager an das Bestandsfundament angeschlossen.

S&P

Für den Fall, dass hierbei eine **Unterfangung** des bestehenden Brückenwiderlagers erforderlich wird, kann diese als eine konventionelle Unterfangung in Anlehnung an die Vorgaben der DIN 4123:2000-09 ausgeführt werden, bei der das Bestandsfundament abschnittsweise mit Beton unterfüttert und so bis $\geq 0,5$ m unter die Baugrubensohle bzw. sicher in die Neckarkies geführt wird.

Bei allen Ausschachtungsarbeiten in unmittelbarer Nähe des Bestands ist darauf zu achten, dass die Regeln der DIN 4123 eingehalten werden. Dafür sollte durch vorauseilende Schürfe beim Baugrubenaushub die Gründungssituation des Bestands genau in Erfahrung gebracht werden.

S&P weist darauf hin, dass Bauwerksunterfangungen stets mit Verformungen verbunden sind, da Bauwerkslasten umgelagert und in neuer Tiefe neu in den Baugrund eingeleitet werden müssen. Dies kann durch Nachstopfen der Bestandsgleise ausgeglichen werden.

S&P

Bei den vorhandenen Baugrubentiefen zu den Talhängen hin, dem ggf. unmittelbar angrenzenden Stadtbahn-Betrieb beim Widerlager West sowie ggf. erforderlicher Unterfangungsmaßnahmen beim Widerlager Ost ist dort eine messtechnische Überwachung des Baugrubenverbaus

und der Bestandsgleise sowie eine Kontrolle des Baugrubenaushubs während der Ausführung zu empfehlen. Detaillierte Angaben zur Konzeption und Umsetzung dieser nach den Grundlagen der Beobachtungsmethoden umzusetzenden Überwachungsmaßnahmen sind in einem geotechnischen Erläuterungsbericht zu spezifizieren (s. Abschnitt 9.6²³).

9.3.2 Achsen 200, 300 und 800 - Gründung der Vorlandpfeiler

S&P Die Vorlandpfeiler, zwei [Pfeilerachsen] auf der westlichen sowie eine²⁴ auf der östlichen Seite des Neckars, sind vergleichsweise gering belastete schlanke Stützen, die oberhalb des Grundwasserspiegels im Neckarkies gegründet werden können. Als Gründungsniveau (Unterkante Baugrubensohle!) hat S&P im Rahmen der Genehmigungsplanung einheitlich 214 mNN empfohlen, wobei das bewehrte Fundament möglichst hoch liegen sollte.

S&P Da von vornherein zur Herstellung der Gründungen kein Grundwasser aufgeschlossen werden soll und die abgetragenen Böden überwiegend künstliche Auffüllungen sind, also keine natürliche Ballastierung der Lettenkeuperoberfläche darstellen, ist eine besondere Stützung der durch den Baugrubenaushub kurzfristig geringfügig entlasteten Lettenkeuperoberfläche zur Verhinderung von Mineralwasseraustritten nicht erforderlich. S&P empfiehlt jedoch, die Baugruben im Schutz von senkrechtem Verbau herzustellen, um unnötige Bodenentlastungen durch größere geböschte Baugruben zu verhindern. Der Verbau ist so auszusteifen, dass nur eine minimale Einbindetiefe unter der Baugrubensohle erforderlich wird. S&P hält es mit Hilfe von zwei Aussteifungslagen für technisch möglich, die Einbindetiefe eines Verbaus, z. B. Spundwände, auf 1 m unter Baugrubensohlniveau zu begrenzen. Damit verbleibt auch der Verbau vollständig außerhalb des Mineralwasserfunktionsraumes und erfordert aus Sicht S&P keine Sondermaßnahmen im Hinblick auf den Mineralwasserschutz.

Vom Brückenplaner wurden die Fundamentunterkanten und damit auch die Gründungsebenen zunächst einheitlich bei 214 mNN festgelegt. Im Zusammenhang mit den Planungen des B10-Rosensteinstraßentunnels musste in der Achse 200 aufgrund der Schnittstelle zum Trogbauwerk die Unterkante des bewehrten Fundaments auf 212,5 mNN²⁵ und das Aushubniveau für die Unterwasserbetonsohle auf 210,7 mNN tiefer gelegt werden (siehe Abschnitt „besondere Hinweise zur Achse 200“). In den Achsen 300 und 800 musste das Aushubniveau auf 213,0 mNN tiefergelegt werden, da unterhalb der bewehrten Fundamente die Anordnung einer Unterwasserbetonsohle erforderlich wurde (siehe Abschnitt „besondere Hinweise zu den Achsen 300 und 800“).

²³ Abschnitt 7.5 in [U18]

²⁴ zwei in [U18], Vorlandpfeiler in der Achse 700 ist in der vorliegenden Planung entfallen

²⁵ 211 mNN in [U18]

Besondere Hinweise zur Achse 200

S&P

Gemäß dem Erläuterungsbericht zum Antrag auf Änderung der Planfeststellung infolge B 10-Rosensteintunnel vom 29.05.09 ist beim **Pfeiler Achse 200** zur Minimierung des Eingriffs in das Grundwasser für die Fundamentherstellung unterhalb des Grundwasserspiegels folgendes Vorgehen vorzusehen:

- Voraushub der Baugrube bis ca. 214 mNN, d. h. bis knapp oberhalb des Grundwasserspiegels.
- Einbringen eines wasserundurchlässigen Spundwandkastens als Baugrubensicherung für das nun planmäßig bei 211,0 mNN liegende Gründungsniveau des Pfeilerfundamentes. Dabei ist der Spundwandkasten mit einem Querschott in zwei Hälften zu unterteilen und oberhalb des Grundwasserspiegels in Querrichtung, d. h. über die kurze Fundamentseite auszusteißen.
- Aushub der ersten Hälfte innerhalb des Spundwandkastens ab dem Voraushubniveau 214 mNN bis zur planmäßigen Baugrubensohle bei 211,0 mNN unter Wasser. Dabei wird in der Baugrube der natürliche (Grund-)Wasserspiegel bei knapp 214 mNN konstant gehalten. Bei Bedarf ist eine Stützung durch Fremdwasser vorzunehmen.
- Zur Vermeidung der Ausbildung von Wasserwegsamkeiten infolge möglicher Gasaustritte ist der Unterwasserbeton zum Aufbau eines ausreichenden Gegendrucks unverzüglich in einem Arbeitsgang bis in Höhe der Fundamentunterkante bei 212,5 mNN einzubringen. Bei erkennbarem Zutritt von Luftblasen (Gasaustritt) sind Entgasungsrohre einzustellen und nach dem Betonieren der Unterwasserbetonsohle nachträglich auszubetonieren bzw. zu verdämmen.
- Bei der zweiten Hälfte des Spundwandkastens ist anschließend analog vorzugehen.
- Nach Fertigstellung der auftriebsicheren Unterwasserbetonsohlen werden beide Kammern leergepumpt und der Querschott bis auf Oberkante der Unterwasserbetonsohle abgetrennt.
- Das Bewehren und Betonieren des Brückenfundamentes kann anschließend im Trocknen erfolgen.
- Nach der Fertigstellung des Fundamentes wird der Spundwandkasten in Höhe der Fundamentoberkante abgetrennt und zusammen mit den Quersteifen ausgebaut.

In den wasserrechtlichen Nebenbestimmungen (Kapitel 1.5.1) des PFB zur 2. Planänderung vom 10.09.2012 [U28] wird die Einbindetiefe für den Spundwandverbau analog der Höhe der Baugrubensohle auf 211,00 mNN begrenzt. Diese Begrenzung ist aus statischen Gründen nicht umzusetzen; die Aufhebung der Begrenzung wird mit einem Planänderungsverfahren bean-

trägt. Aus statischen Gründen hat der Spundwandverbau eine erforderliche Einbindetiefe von ca. 3,8 m und reicht bis ca. 207,2 mNN. Er bindet damit in die Zellenkalke/ Travertine ein. Zur Gewährleistung der Auftriebssicherheit bis HW2 wird eine Verdickung der Unterwasserbetonsohle um 0,3 m, verbunden mit einer Tieferlegung der Aushubsohle auf 210,7 mNN mit einem Planänderungsverfahren beantragt.

S&P

Für die Herstellung des Spundwandkastens sollten einwandfreie, unverformte Bohlen verwendet werden, deren Schlösser die Wasserdichtigkeit in hohem Maß sicherstellen, ohne dass zusätzliche Schlossabdichtungen erforderlich werden.

Für die Spundwände ist mit einem erhöhten Einbringaufwand zu rechnen, da Lockerungs- bzw. Austauschbohrungen im Bereich der Zellenkalke/ Travertine vorgenommen werden müssen, um die Spundwand auf die statisch erforderliche Soll-Tiefe zu bringen.

Die Unterwasserbetonsohle ist kraftschlüssig gegen die Spundwand zu betonieren, um Wasserwegigkeiten zwischen Spundwand und Unterwasserbetonsohle nach dem Lenzen der Baugrube (zur Herstellung des bewehrten Fundamentkörpers) zu verhindern.

Der Baugrubenaushub erfolgt unter Wasser, es finden keine Umströmungsvorgänge in die Baugrube hinein statt. Daher ist keine Auswirkung der tiefer geführten Spundwand auf die Heil- und Mineralquellen zu erwarten.

S&P

Die Auswirkungen auf das Grundwasser werden mit dieser Vorgehensweise auf das bautechnisch Mögliche reduziert. Das quartäre Grundwasser wird dabei nur in vergleichsweise kleinen Teilflächen von rund 125 m² freigelegt. Eine Grundwasserentnahme erfolgt nicht.

S&P

Im Endzustand bindet das Brückenfundament rund 3 m in den quartären Grundwasserleiter ein. Das Grundwasser zirkuliert dabei primär in den Neckarkiesen, so dass auf Grund ihrer hohen Durchlässigkeit eine natürliche Umläufigkeit um den Fundamentkörper gegeben ist. Auf Maßnahmen zur Grundwasserumläufigkeit kann daher in Abstimmung mit den Wasserbehörden verzichtet werden.

Besondere Hinweise zu den Achsen 300 und 800

Die Fundamentunterkanten der Achsen 300 und 800 liegen mit 214 mNN im quartären Grundwasserschwankungsbereich. Eine nach den Regeln der Technik notwendige Grundwasserhaltung zur Absenkung des Grundwasserspiegels auf -0,5 m unter Aushubsohle ist in der Kernzone des Heilquellenschutzgebietes nicht genehmigungsfähig. Daher wird unterhalb der Fundamente jeweils eine Unterwasserbetonsohle als Dichtsohle innerhalb eines Spundwandkastens eingebaut, damit die Herstellung der Fundamente nach dem Lenzen des Spundwandkastens im Trockenen erfolgen kann.

Um die Auftriebssicherheit gegenüber einem Bemessungswasserstand HW2 von 215,05 mNN zu gewährleisten ist ein Aushub unter Wasser bis 213,0 m und die Herstellung einer 1 m dicken Unterwasserbetonsohle ($\gamma_{\text{beton}} = 27 \text{ kN/m}^3$) erforderlich.

Durch den Einbau der Unterwasserbetonsohle wird das Grundwasser nach oben verdrängt und kann abgepumpt werden. Eine Grundwasserhaltung ist nicht erforderlich.

Weitere Hinweise zu den Achsen 200, 300 und 800

S&P Generell ist für die Herstellung von **Spundwänden als Baugrubensicherung** zur Herstellung der Vorlandpfeiler ein befestigtes Arbeitsplanum erforderlich, das i. d. R. aus einer Schotter-/Steinschüttung besteht, die an der Basis gegen den anstehenden Untergrund durch ein bauzeitliches Geotextilvlies (GRK 3) getrennt werden sollte. Die Mächtigkeit richtet sich nach der Lage im Baufeld unter Berücksichtigung der vorhandenen Höhenunterschiede und den vorgesehenen Geräten zum Einbringen der Spundwände.

Das Arbeitsplanum muss so ausgeführt und während der Bauzeit unterhalten werden, dass Tagwasser schadlos abgeleitet wird. Bei Bedarf sind dazu Sickergräben innerhalb des Arbeitsplanums oder an den Rändern anzulegen. In ungünstigen Bereichen könnte örtlich eine Bauwasserhaltung erforderlich werden.

S&P Beim Einbringen der Spundwände ist je nach erforderlicher Eindringtiefe bereichsweise mit erhöhten Aufwendungen zu rechnen, die Zusatzmaßnahmen erfordern. Generell empfiehlt es sich, über die statische Erfordernis hinaus stärkere Spundwandprofile zu wählen. Neben der auf die vorliegenden Baugrundverhältnisse abgestimmten Geräteauswahl für das Einbringen der Spundwände (Vibratoren, Rammen oder Nachrammen) können durch lokal "verbackene" Neckarkiese und mögliche Bauschuttreste in den künstlichen Auffüllungen vorausseilende Hilfsmaßnahmen, wie zumindest Vorbohrungen erforderlich werden. Ergänzend sollten im Leistungsverzeichnis auch Austauschbohrungen vorgesehen werden.

S&P Damit die Einbringung der Spundwände optimiert werden kann, ist die Geräteauswahl (Vibratoren, schlagend rammen oder nur nachschlagen) im Rahmen einer Proberammung endgültig festzulegen.

Ergänzend weisen wir darauf hin, dass auch zu prüfen ist, inwieweit zusätzliche Maßnahmen zur Verringerung von baubedingten Erschütterungswirkungen und Geräuschmissionen erforderlich werden. Hierzu verweist S&P auf die in den Nebenbestimmungen im Planfeststellungsbeschluss für den PFA 1.5, Abschnitt VIII.3.2 spezifizierten Kriterien für die Anwendung der DIN 4150.

S&P Beim Nachweis von **Vertikalkräften** in der Spundwand kann aufgrund von Empfehlungen in der Literatur von nachfolgenden charakteristischen Werten bei Bruchsetzung für die Mantelreibung und den Spitzendruck ausgegangen werden:

- Mantelreibung bezogen auf den abgewickelten Umfang [nach EB 85 der EAB [U10]]²⁶:
 - o im Auelehm $q_{s,k} = 20 \text{ kN/m}^2$
 - o in den Neckarkiesen $q_{s,k} = 30 \text{ kN/m}^2$
(Anmerkung: Für Bereiche mit Vorbohrungen oder Austauschbohrungen sind differenzierte Betrachtungen erforderlich)
- Spitzendruck in den Neckarkiesen bezogen auf die wirksame Aufstandsfläche [nach EB 85 der EAB [U10]]²⁷:
 $q_{b,k} = 1.000 \text{ kN/m}^2$
Auf der sicheren Seite liegend kann dieser Wert auch bei einer Lastabtragung in den Zellenkalken/ Travertinen beim Pfeiler Achse 200 angenommen werden.

Hinsichtlich der statischen Berechnungen zur Dimensionierung der Spundwand verweisen wir auf die Ausführungen aus Abschnitt 9.3.1.

Im Bereich der Brückenfundamente in den Achsen 600 und 800 verlaufen Strom- und Gasleitungen. Die in [U41] angegebenen zulässigen charakteristischen Pressungen dürfen nicht überschritten werden.

9.3.3 Achsen 400, 500 und 600 – Hauptpfeiler, Tiefgründung mit Bohrpfeilern

Bei der Ausführung einer Pfahlgründung in den Achsen 400, 500 und 600 kann ein tiefer, großflächiger Baugrubenaushub vermieden werden. Die Unterkanten der Pfahlkopfplatten liegen für alle Achsen auf einem Niveau zwischen 213,5 und 214,5 mNN. Die derzeit geplante UK der Pfahlkopfplatte in den Achsen 400 und 500 liegt voraussichtlich im Grundwasserschwankungsbereich bzw. im Bereich des Neckarwasserspiegels. Zur Vermeidung einer Wasserhaltung im Bereich der Achsen 400, 500 und 600 ist die Herstellung eines Trogbauwerkes unterhalb der Pfahlkopfplatten vorgesehen. Die Herstellung des Trogs erfolgt nach dem Aushub (Achse 400 und 600) bzw. dem Teilabbruch der Trennmole (Achse 500) unter Wasser und ermöglicht ein Lenzen des Arbeitsbereichs nach Fertigstellung der Bohrpfeile zur Herstellung der Pfahlkopfplatte. Der Bauablauf für die Herstellung der Pfahlkopfplatten in den Achsen 400, 500 und 600 wird nachfolgend zu jedem Bauschritt (BS) erläutert:

²⁶ Ergänzung Ingenieurgemeinschaft Stuttgart 21 Geotechnik

²⁷ In [U18] „den umrissenen Umfang“

Tabelle 9.11: Bauablauf für die Herstellung der Pfahlkopfplatten in den Achsen 400, 500 und 600

BS	Achse 400	Achse 500	Achse 600
1	<ul style="list-style-type: none"> - Herstellung Verbau Westseite - Böschungssicherung am Neckarufer - Gabionenkörbe versetzen (unter Wasser) - Auffüllung mit Schottertrag-schichtmaterial, sukzessive einbringen - Aushub (teilweise unter Wasser) bis UK UW-Trog bis ca. +213,0 mNN 	<ul style="list-style-type: none"> - Herstellung Planum für Gabionenwände (beidseitig Mole) unter Wasser im Bereich Neckarsohle - Gabionenkörbe versetzen (unter Wasser) - Auffüllung mit Schottertrag-schichtmaterial, sukzessive einbringen 	<ul style="list-style-type: none"> - Herstellen Verbau Ostseite - Aushub und Einbringen der Rückverankerung für den Verbau Ostseite. Bei Normalwasserstand erfolgt der Aushub im Trockenen, bei erhöhtem Wasserstand erfolgt der Aushub entsprechend teilweise unter Wasser
2		<ul style="list-style-type: none"> - Abbruch/Abtrag Bestand Mole bis OK Bestandsfundamente (ca. 212,7 mNN bzw. 212,1 mNN der Trennmole (teilweise unter Wasser) 	
3	<ul style="list-style-type: none"> - Herstellen des Trogs (ca. 50 cm Dicke) ggf. unter Wasser, OK Trog am Rand = HW2 = ca. 215,05 mNN - Auffüllen des Trogs für Herstellung Bohrplanum oberhalb HW2 		
4	<ul style="list-style-type: none"> - Herstellung der Bohrpfähle nach DIN EN 1536 unter Vorhaltung einer Totstauverrohrung für die Druckhöhe des Mineralwassers bei 224 mNN (UW Trog wird durchbohrt), siehe auch Abschnitt 9.7.3 		
5	<ul style="list-style-type: none"> - Baugrube lenzen und Auffüllung ausheben bis OK UW-Trog - Abspitzen und Vorbereiten der Pfahlköpfe im Trockenen 		
6	<ul style="list-style-type: none"> - Schalen, Bewehren und Betonieren der Pfahlkopfplatte im Trockenen 		
7		<ul style="list-style-type: none"> - Rückbau Gabionenwand, der Hinterfüllung und der seitlichen Flügel des UW Trogs - Herstellung Molenwand: Einsetzen von Fertigteilen u. Verguss der Anschlüsse 	
8	<ul style="list-style-type: none"> - Herstellen der Brückenpfeiler 		
9	<ul style="list-style-type: none"> - Abbruch des Trogs im Uferbereich, Rückbau Gabionenwand - Auffüllung / Überschüttung bis OK Uferweg - Anpassung Uferböschung mit Böschungssicherung (Hochwasser) - Herstellung Geländemodellierung im Zuge der landschaftspflegerischen Begleitmaßnahmen. 		<ul style="list-style-type: none"> - Auffüllung bis Geländeoberkante - Sukzessives Entspannen der Rückverankerung, Verbauträger unter GOK abbrennen.

Bei dem Bodenaushub zur Herstellung des Trogs ist aus geotechnischer Sicht kein Spannungsausgleich bis zur Höhe des natürlichen Spannungsniveau notwendig, da die Spannungsdifferenzen aus Bodenaushub bis zum geplanten Arbeitsplanum rechnerisch nur sehr geringe Auswirkung auf Spannungsänderungen im Bereich des Lettenkeupers haben. Rechnerisch ermittelbare Hebungen führen nicht zu einer Verstärkung bereits vorhandener, natürlicher Mineralwasseraustritte.

Besonderheiten in der Achse 400

Das Bestandsfundament des Holzfußgängerstegs liegt größtenteils im Bereich der Baugrube zum neuen Brückenfundament in der Achse 400 und ist vor Herstellung der Baugrube abzubrechen. Wegen der geringen Grundfläche von 9,0 m x 7,5 m ist der Abbruch ohne Lastausgleich möglich, eine Wasserhaltung ist jedoch nicht möglich, so dass das Fundament bereichsweise unter Wasser abzubrechen sein wird.

Für einen ggf. herzustellenden Verbau sind statische Berechnungen mit den charakteristischen bodenmechanischen Rechenwerten aus Abschnitt 7 dieses Gutachtens für den in Anlage 2 dargestellten Schichtverlauf durchzuführen. Für Berechnungshinweise verweisen wir auf die Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben EAB der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT).

Besonderheiten in der Achse 500

In der Achse 500 sind die Bohrpfähle teilweise im Bereich der bestehenden Trennmole sowie teilweise im Wasser neben der Trennmole herzustellen. Um die Bohrpfähle herzustellen, die planmäßig im Wasser stehen werden, ist die Ausführung eines Fangedammes mittels auf die Neckarsole aufgesetzten Gabionen (alternativ auch mit Kies oder Schroppen gefüllten Big-Bags) als Schwergewichtsmauer geplant, welche den Bereich der künftigen Pfahlgruppenkonstruktion einschließt. Der Zwischenraum wird z.B. mit einem Kies-Korn-Gemisch hinterfüllt. Alternativ kann selbstverdichtendes Material gewählt werden (Magerbeton, Dämmen). Die Oberfläche dient als Arbeitsplanum für das Bohrgerät.

Besonderheiten in der Achse 600

Die Bohrpfähle und die Pfahlkopfplatte in der Achse 600 sind von einem Arbeitsplanum aus herzustellen. Die Höhe des Arbeitsplanums wurde vom Planer mit 214,5 mNN festgelegt und schneidet in die bestehende Uferböschung ein. Diese ist z.B. durch einen rückverankerten Trägerbohlverbau zu schützen.

Für den Verbau sind statische Berechnungen mit den charakteristischen bodenmechanischen Rechenwerten aus Abschnitt 7 dieses Gutachtens für den in Anlage 2 dargestellten Schichtverlauf durchzuführen. Wegen den hinter dem Verbau liegenden Gas- und Stromleitungen der EnBW sind außer der Standsicherheit auch die erwarteten Verformungen des Verbaus nachzuweisen. Für Berechnungshinweise verweisen wir auf die Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben EAB der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik DGGT).

Im Einflussbereich der Strom- und Gasleitungen empfehlen wir entsprechend [U18] einen erhöhten aktiven Erddruck $E_{h,k} = 0,50 \times E_{0h,k} + 0,50 \times E_{ah,k}$ anzusetzen. Ggf. kann auch ein Erddruckansatz $E_{h,k} = 0,75 \times E_{0h,k} + 0,25 \times E_{ah,k}$ zweckmäßig sein. Um die Verformungen zu minimieren kann bei einem Bohrträgerverbau eine Ausfachung mit Spritzbeton gewählt werden. Im Hinblick auf mögliche Sickerwasseraustritte aus den angrenzenden Auffüllungen sind dabei entsprechend [U18] Dränöffnungen und ggf. Dränelemente hinter der Ausfachung vorzusehen.

Für den Vertikallastabtrag und die charakteristischen Herauszieh Widerstände der Verpressanker gelten die Angaben entsprechend Abschnitt 9.3.1.

9.3.4 Erdaushub und Wiederverwendbarkeit der Böden

S&P Beim Erdaushub und bei Bohrarbeiten werden überwiegend Auffüllungen, Neckarkiese und Gipskeuper, in geringerem Umfang auch Auelehm, Hanglehm und Fließerde sowie lokal Sauerwasserablagerungen, Zellenkalk/ Travertin und Lettenkeuper anfallen. Die Bodenklassen der zu lösenden und zu durchbohrenden Böden sind in Tabelle 7.4²⁸ des Abschnittes 7²⁹ genannt. Dabei ist zu beachten und in der Ausschreibung gesondert darauf hinzuweisen, dass beim Unterwasseraushub fein- und gemischtkörnige Böden der Bodenklasse 2 zuzuordnen sind.

S&P S&P empfehlen, die nichtbindigen Böden (Neckarkiese und kiesige Lagen der Auffüllungen) zu separieren, so dass diese ggf. für die Herstellung eines Arbeitsplanums wiederverwendet werden können. Die bindigen Auffüllungen sowie Auelehm und Fließerde sind aufgrund ihrer inhomogenen Zusammensetzung und der teilweise weichen Konsistenz für erdbautechnische Zwecke mit definierten Anforderungen nicht geeignet, es sei denn, dass Bodenverbesserungsmaßnahmen mit Bindemitteln vorgenommen werden.

S&P Der auszuhebende Gipskeuper und der Hanglehm können für eine erdbautechnische Verwertung geeignet sein, wenn für den vorgesehenen Verwendungsbereich gesonderte Eignungsuntersuchungen durchgeführt werden. Bei einer Wiederverwendung ist das Material bei Zwischenlagern vor Witterungseinflüssen derart zu schützen, dass die Einbaufähigkeit erhalten bleibt. Dazu ist das Aushubmaterial geordnet zu deponieren, also mit Gefälle einzubauen und zu ver-

²⁸ Tabelle 1 in [U18]

²⁹ Abschnitt 6 in [U18]

dichten, außerdem abzudecken oder glatt abzuwalzen. Abfließendes Wasser soll zu einer Vorflut geführt werden.

Vor einer Stabilisierung sind der Wassergehalt des zu verwendenden Materials und die Proctordichte zu prüfen, um das geeignete Bindemittelmischungsverhältnis festzustellen. Aus Erfahrung liegt die Menge an Zement für eine Stabilisierung bei rd. 3 Massenprozent bis 8 Massenprozent. Nach Ril 836.4101A02, [U13], ist auf dem stabilisierten Planum (Untergrund) ein E_{v2}/E_{vd} von 45/30 MN/m² nachzuweisen.

S&P Die in der **Baugrubensohle** für das Widerlager West zu erwartenden entfestigten Schlufftonsteine des Gipskeupers weichen bei Wasserzutritt und dynamischer Beanspruchung rasch auf. Über der endgültigen Baugrubensohle ist daher eine Schutzschicht von ≥ 30 cm zu belassen, solange Baustellenbetrieb auf der Baugrubensohle stattfindet. Nach Abtrag dieser Schutzschicht bzw. Fertigstellung des Aushubs sollte die endgültige Aushubsohle umgehend durch Aufbringen der Sauberkeitsschicht aus unbewehrtem Beton geschützt werden. S&P weist auf die Frostgefährdung der in dieser Baugrube anstehenden Böden hin, die bei Bauarbeiten im Winter Schutzmaßnahmen für die Baugrubensohle erforderlich machen können.

9.4 Bauwerk und Grundwasser / Wasserhaltung

Aus geotechnischer Sicht wird für das Bauwerk empfohlen, die Bemessungswasserstände gemäß Abschnitt 8.5 zu berücksichtigen. Die Baugruben sind zu fluten, falls der in den statischen Nachweisen angesetzte Bemessungswasserstand überschritten wird.

Mit der Baugrube für das Widerlager West wird hangseits in die wasserführenden Schichten des Bochinger Horizonts (km1BH) im Gipskeuper eingeschnitten. In der Bohrung BK 15.2/8 rund 35 m westlich der geplanten Baugrube wurde der Grundwasserspiegel im Bochinger Horizont am 26.01.98 bei 221,89 mNN eingemessen. Gemäß dem hydrogeologischen Längsschnitt der ARGE WUG fällt dieses Schichtgrundwasser von rund 223,5 mNN am geplanten Portal Rosensteintunnel auf ca. 221,5 mNN zum Talgrund hin ab. In den hinter dem Brückenwiderlager abgeteufte Bohrungen BK 5.5/43 und BK Z1 wurde das Grundwasser bei rd. 214 mNN angetroffen. Ein nach erhöhten Niederschlägen ggf. der Baugrube zutretendes Schichtwasser kann über eine Tag- und Prozesswasserhaltung gefasst und abgeführt werden. Hierzu werden auf der endgültigen Baugrubensohle Gräben und Pumpensümpfe angelegt. Es wird empfohlen, unmittelbar entlang der westlichen Baugrubenwand einen Drängräben anzulegen, der mit einem Dränrohr in einer Kiespackung bestehend aus einer sandfreien Gesteinskörnung (z.B. einem Kies 2/32 mm) ausgebildet wird, und das anfallende Wasser zu Pumpensümpfen, die jeweils in der Nordwest- und Südwestecke der Baugrube angeordnet werden, führt. Die Kiespackungen des Drängrabens sind vom umgebenden Baugrund filterstabil durch eine Geotextilvlies zu trennen. Sickerwasserzutritte aus den Auffüllungen im Osten der Baugrube für das Widerlager Ost können in ähnlicher Weise gefasst und abgeleitet werden.

In den Achsen 200, 300, 400 bis 800 wird Unterwasserbeton eingebracht und anschließend werden die Baugruben leer gepumpt (siehe Abschnitte 9.3.2 und 9.3.3). Es werden danach lediglich Tag- und Prozesswasserhaltungen oder bei Neckarhochwasser entsprechende Schutzmaßnahmen erforderlich.

S&P

Das aus den Baugruben geförderte Wasser muss einem **Vorfluter** zugeführt werden, wobei die Einleitergrenzwerte für den jeweiligen Vorfluter einzuhalten sind. Dazu können Absetzbecken, Filter und eine Neutralisation erforderlich werden.

Da der quartäre Grundwasserspiegel maßgeblich vom Neckarwasserstand beeinflusst wird, ist der Neckarwasserstand während der Bauarbeiten im Bereich der Achsen 200 bis 800 ständig zu beobachten und es sind Warn- und Einstellwerte bzgl. des angesetzten Bemessungswasserstands festzulegen.

9.5 Verfüllung Arbeitsräume, Hinterfüllung Widerlager und Erddruck

Für die Verfüllung der Arbeitsräume ist die ZTVE-StB 09, für die Hinterfüllung und Anschüttung der Widerlager ist die Ril 836 zu beachten. Gemäß Ril 836 Modul 0502 sollen im Hinterfüllungsbereich der Widerlager von Eisenbahnüberführungen keine gemischtkörnigen Böden nach DIN 18 196 eingebaut werden.

9.5.1 Allgemeine Hinweise zu den Achsen 100 bis 900

S&P

Im Bereich von Verkehrsflächen bzw. geplanter Gleisanlagen, wie z. B. für die Übergangsbereiche zum Ausgleich der unterschiedlichen Steifigkeiten an der Grenze zwischen Erdkörper und Kunstbauwerk, ist die Schüttung mit gut verdichtbarem und gut abgestuftem, grob- und gemischtkörnigen Material vorzunehmen, bei dem der Anteil an Korn unter $d = 0,063$ mm jedoch auf maximal 15 % zu begrenzen ist (Bodengruppen GW, GI, SW, SI, GT und GU nach DIN 18 196).

Das verwendete Schüttmaterial muss verwitterungsbeständig und umweltverträglich sein. Es darf keine quellfähigen, zerfallsempfindlichen oder bauwerksaggressiven Bestandteile enthalten. Zur Vermeidung von Sackungen ist die Hinterfüllung lagenweise einzubauen und auf einen Verdichtungsgrad von $D_{Pr} \geq 100$ % der einfachen Proctordichte zu verdichten.

Die Kontrolle der erzielten Verdichtungsqualität sollte in Anlehnung an die Methode M 3 für das Prüfen der Bodenverdichtung nach der ZTVE-StB unter Berücksichtigung von Modul 836.0504(7) der Ril 836:2008-10 erfolgen.

S&P

Als Schüttmaterial sind u. a. auch nach wirtschaftlichen Gesichtspunkten nichtbindiger Siebschutt und Recyclingmaterial im Körnungsbereich 0/45 mm mit vergleichbaren Beschränkungen

im Feinkornanteil ($d < 0,063$ mm von weniger als 15 %) geeignet, sofern die vorgenannten Anforderungen an das Hinterfüllmaterial erfüllt werden. Beim Einsatz von Recyclingmaterial in der Kernzone ist ggf. der besondere Schutz der Stuttgarter Heil- und Mineralquellen zu beachten, die in den Nebenbestimmungen im PF-Beschluss formuliert sind.

S&P

Für die Auswahl und Bewertung der Eignung von Recycling- bzw. Erdaushubmaterial sind folgende aktuelle Verwaltungsvorschriften und Erlasse des Umweltministeriums Baden-Württemberg hinsichtlich umweltrelevanter Anforderungen zu beachten:

- Verwaltungsvorschrift des Umweltministeriums für die Verwertung von als Abfall eingestuftem Bodenmaterial ("VwV Bodenverwertung") vom 14. März 2007,
- "Vorläufige Hinweise zum Einsatz von Baustoffrecyclingmaterial" vom 13. April 2004 einschließlich Anlage, in Verbindung mit Erlass vom 10.08.2004 und Vermerk vom 12.10.2004 ("Recycling-Erlass") . Diese Hinweise sollen bis zum Inkrafttreten der Ersatzbaustoffverordnung des Bundes Gültigkeit behalten.

S&P

Außerhalb von Verkehrsflächen kann auch verdichtungsfähiges im Rahmen der Baumaßnahmen anfallendes bindiges Material in die Arbeitsräume eingebaut werden. Hier ist eine lagenweise Verdichtung auf einen Verdichtungsgrad von $D_{Pr} \geq 95$ % der einfachen Proctordichte ausreichend. In diesen Bereichen muss aber langfristig mit Sackungen von mehreren Zentimetern gerechnet werden.

Das Erfüllen der oben genannten Verdichtungsanforderungen sollte versuchstechnisch überprüft werden.

9.5.2 Weitere Hinweise zu den Achsen 100 und 900

Nach RIL 836:2008, Modul 0504, [U13], ist die Gestaltung der Übergänge zwischen Erdkörper und Widerlager in Abhängigkeit der örtlichen Situation und der Streckenbelastung konstruktiv so auszubilden, dass Setzungen am Übergang infolge von Konsolidierungen des Untergrundes, Eigenverformungen der Hinterfüllung und Verkehrsbelastungen minimiert werden.

Hinter der Widerlagerwand sind erdseitig die Hinterfüllbereiche zur Vermeidung von Setzungsprüngen mit einem zementverfestigten Keil oder einer gleichwertigen Maßnahme verformungsarm auszubilden.

S&P

Die Widerlager müssen für die Nachweise der inneren Standsicherheit auf **Erdruhedruck** bemessen werden. Für die Nachweise der äußeren Standsicherheit werden Grenzzustände ohne Beschränkung der Bewegungen betrachtet, so dass hier der **aktive Erddruck** angesetzt werden kann.

S&P Die Einwirkungen aus im Einflussbereich der Widerlager liegenden Gleisanlagen sind bei der Erdrundermittlung zu berücksichtigen.

S&P Um Wasserdrücke auf die Widerlager infolge Stau- und Schichtwasser zu vermeiden, sind Dränmaßnahmen hinter den Widerlagerwänden vorzusehen.

S&P Für die Hinterfüllung der Widerlager hinsichtlich des Materials, der Verdichtung, der Dränung und des Hinterfüllbereichs ist in Ergänzung zur Ril 836 bzw. ZTVE auch das Merkblatt über den Einfluss der Hinterfüllung auf Bauwerke (Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, 1994) zu beachten.

Weitere Angaben zur Hinterfüllung der Widerlager in den Achsen 100 und 900 sind, basierend auf der aktuellen Planung, in einem gesonderten Bericht der Ingenieurgesellschaft Stuttgart 21 Geotechnik enthalten.

9.6 Geotechnische Messungen

Zur Beobachtung und Beweissicherung ist ein Messprogramm durchzuführen. Dazu ist vom Sachverständigen für Geotechnik ein auf die gewählten Gründungsarten und die zugehörigen Bauabläufe abgestimmtes, detailliertes Messprogramm auszuarbeiten. Das Messprogramm sollte die Gründung der Brückenwiderlager und sämtlicher Pfeiler umfassen, um das Setzungsverhalten bewerten und weitere gesicherte Prognosen hinsichtlich der Erfordernis zur Nachjustierung der Lager abgeben zu können. Zusätzlich sind die Stadtbahngleise und je nach vorgesehenem Bauablauf für die Baugrube Widerlager Ost dort auch die S-Bahn-Gleise zu beobachten. Außerdem sollte das Verformungsverhalten der jeweils hangseitigen tiefen Baugruben für die Widerlager beobachtet werden, um gesicherte Aussagen über das Verformungsverhalten des Verbaus und daraus folgend Rückschlüsse auf die Standsicherheit und eventuell zusätzlich erforderlicher Sicherungsmaßnahmen zu erhalten. Aus geotechnischer Sicht sind im Einzelnen während des Baus und fallweise noch in der Hochlastphase folgende Messungen zweckmäßig:

- Messung der vertikalen Verformungen an allen neuen Brückenfundamenten an jeweils mindestens 4 Punkten.
- Messung der horizontalen Verformungen der tiefen Baugrubenwände für die Widerlager.
- Messung der vertikalen Verformungen an der Oberfläche hinter den Baugrubenwänden im Bereich der Stadtbahngleise und ggf. S-Bahn-Gleise.
- Messung der Ankerkräfte am Vebaue.
- Grundwasserstands- und Wasserdruckmessungen.

Der Einbau der Messsysteme, die Ausführung und die Auswertung der Messungen sollten von einem Fachmann, der ausreichende Erfahrungen nachweisen kann, vorgenommen werden. Nur bei einer personengebundenen Überwachung und Durchführung können aussagekräftige Messergebnisse erzielt werden.

Mit diesen Messungen können relevante Systemzustände in den einzelnen Bauphasen zeitnah erfasst und ausgewertet werden. Dies ermöglicht z.B. die weitere Prognose zeitabhängiger Vorgänge beim Bau und die zeitnahe Erfassung kritischer Entwicklungen und die rasche Einleitung angemessener Modifikationen der Bauabläufe.

Die vom Vermesser vorgelegten Messberichte sind von den Fachdiensten (u.a. dem Planer, dem geotechnischen Sachverständigen, dem geotechnischen Prüfer, dem Sachverständigen für Wasserwirtschaft und dem Prüfstatiker) hinsichtlich des weiteren Bauablaufs und Baufortschritts zu bewerten.

9.7 Handlungskonzepte

Im Hinblick auf den Heil- und Mineralquellenschutz wurden im Zuge der Ausführungsplanung zur Pfahlgründung in den Brückenachsen 400, 500 und 600 Handlungskonzepte zu möglichen Problemszenarien bei der Herstellung der Bohrpfähle ausgearbeitet, die teilweise bereits von S&P für die Herstellung der Bohrpfahlwände als Baugrubenumschließung der Flachgründungen vorgesehen waren.

9.7.1 Handlungskonzept Überwachung der Pfahlherstellung

Die Herstellung der Probepfähle, der Reaktionspfähle und der Bauwerkspfähle ist sorgfältig zu überwachen.

Bei der Herstellung der Probepfähle und Reaktionspfähle sind Standards zu entwickeln, die auf die spätere Herstellung der Bauwerkspfähle anzuwenden sind. Folgende Angaben sind während der Pfahlherstellung in kurzen Zeitintervallen zu dokumentieren:

Während des Bohrvorgangs:

Tiefe der Verrohrung (bei artesischem Grundwasser auch Höhe der Verrohrung), aktuelle Tiefe des Bohrwerkzeugs, Grundwasserstand im Bohrloch (bei artesischem Grundwasser im Bohrohr), Anpressdruck, Bohrfortschritt, CO₂ der Bohrlochluft, Grundwasserchemismus, geologische (und geotechnische) Beschreibung des gefördert Bohrgutes und Vergleich mit geologisch und geotechnisch ange-

sprochenen und bewerteten Bohrkernen aus Erkundungsbohrungen, weitere Besonderheiten oder Auffälligkeiten.

Während des Betoniervorgangs:

Tiefe des Kontraktorrohres, Höhe der Betonoberfläche, Tiefe der Verrohrung.

Aus den Beobachtungen sind Handlungsanweisungen für die später folgende Herstellung der Bauwerkspfähle zu entwickeln.

9.7.2 Handlungskonzept Auftriebssicherheit Pfähle

Bei der Herstellung der Pfähle ist darauf zu achten, dass der maximal zu berücksichtigende Druckspiegel des Mineralwassers von 224 mNN bei Bohrpfahndeuftiefe um ca. 18 m unterschritten wird. Bei der Herstellung der Bohrpfähle ist daher eine ausreichende Totstauverrohrung vorzuhalten, ggf. sind die Pfähle unter Totstaubedingungen bis auf die notwendige Endtiefe abzuteufen. Das Bohrgerät ist in seiner Größe dahingehend auszuwählen, dass unter Totstaubedingungen die Bohrung bis zur Soll-Tiefe abgeteuft werden kann. Die Pfahllängen betragen in den Achsen 400, 500 und 600 nach derzeitiger Planung bis zu ca. 8,0 m.

Am Pfahlfuß wirken im Betonierzustand (Beton noch nicht ausgehärtet) bei artesischen Grundwasserhältnissen die in der Tabelle 9.12 angegebenen Druckverhältnisse:

Tabelle 9.12: Auftriebssicherheiten bei der Pfahlherstellung

	Achse 400	Achse 500	Achse 600
Mineralwasserdruckspiegel	224 mNN	224 mNN	224 mNN
MW-Druck UK-Pfahl	183 kN/m ²	180 kN/m ²	171 kN/m ²
MW-Kraft UK Pfahl	207,0 kN	203,6 kN	193,4 kN
Bauzustand			
Wichte Pfahlbeton (unbewehrt)	23 kN/m ³	23 kN/m ³	23 kN/m ³
OK-Pfahl (ca.), Bauzustand	ca. 215,55 mNN	ca. 215,55 mNN	ca. 216,0 mNN
Pfahllänge (ca.) ¹⁾ , Bauzustand	rd. 9,85 m	rd. 9,55 m	rd. 9,1 m
Betondruck UK-Pfahl, Bauzustand	236,4 kN/m ²	229,2 kN/m ²	218,4 kN/m ²
Auftriebssicherheit des betonierten Pfahles, Bauzustand, ca.	1,2	1,2	1,2
Endzustand Pfahlherstellung, Aushub bis UK Pfahlkopfplatte			
OK-Pfahl (ca.), Endzustand	ca. 213,5 mNN	ca. 213,5 mNN	ca. 214,5 mNN
Pfahllänge (ca.) ¹⁾ , Endzustand	rd. 7,8 m	rd. 7,5 m	rd. 7,6 m

	Achse 400	Achse 500	Achse 600
Betondruck UK-Pfahl, Endzustand (Wichte Pfahlbeton, bewehrt 24 kN/m ³)	187,2 kN/m ²	180 kN/m ²	182,4 kN/m ²
Charakt. Widerstand aus Pfahl- mantelreibung (100 %), kN	$t_{\text{Pfahl}} \times q_{s,k} \times U_{\text{Pfahl}} =$ 2,7 m x 200 kN/m ² x 3,77 m = 2035,8 kN		
Verhältnis Einwirkung / Widerstand (Ausnutzungsgrad) E_k/R_k (E_d/R_d), ca.	0,1 (0,2)	0,1 (0,2)	0,1 (0,2)
1) Bezogen auf die Mittelwerte entsprechend Tabelle 9.6			

Die Auftriebssicherheit der frisch betonierten, noch nicht ausgehärteten Pfähle gegen den Mineralwasserdruckspiegel ist zu gewährleisten. Dazu ist bei Antreffen von gespanntem, artesischem Grundwasser die Wasserspiegelhöhe in der Totstauverrohrung zu ermitteln, um die erforderliche Wichte des Pfahlbetons zu berechnen. Abhängig von der Höhe des Bohrplanums ist bei kleineren Pfahllängen ggfs. die Pfahlbetonwichte zu erhöhen, damit die Totstauverrohrung unmittelbar nach dem Betoniervorgang abgebaut werden kann.

Sind die Pfähle ausgehärtet, werden über den Pfahlmantel (selbst bei der Annahme einer aufgrund der Mineralwasserkluft deutlich reduzierten charakteristischen Pfahlmantelreibung) ausreichend Mantelreibungswiderstände mobilisiert, so dass die Auftriebssicherheit der Pfähle gewährleistet ist, wenn der Pfahlkopf bis auf das erforderliche Maß (UK Pfahlkopfplatte) abgespitzt wird.

9.7.3 Handlungskonzept Mineralwasseraufbrüche bei der Herstellung von Bohrpfählen (nach [U18])

Die Bohrpfähle werden verrohrt und mit Überdruck durch Wasser hergestellt. Maßgebend ist u.a. DIN EN 1536. Die Mindesthöhe der Wassers im Bohrrohr entspricht zunächst dem angebotenen Quartärgrundwasserstand bzw. dem Neckarwasserstand bzw. ca. Niveau des Bohrplanums zzgl. eines Sicherheitsausfallschlages. Es ist möglich, dass während der Herstellung der Bohrpfähle im Lettenkeuper eine Kluft angeschnitten wird, welche Mineralwasser aus dem artesisch gespannten Muschelkalk führt. Zeigt sich beim Bohren ein Zutritt von gespanntem Wasser, kann durch Aufhöhung der Verrohrung bis zum Druckspiegel ein sicherer Totstau von artesisch gespanntem Mineralwasser durch Aufsetzen von Bohrrohren erreicht werden.

Dabei ist es nicht erforderlich, alle Pfahlverrohrungen während des gesamten Bohrvorgangs bis zur Potentialhöhe des Mineralwassers zu führen, wenn das Aufsetzen eines Totstauohres in-

nerhalb weniger Minuten möglich ist. Grundsätzlich muss eine Baustelle zur Herstellung von Bohrpfählen hier so eingerichtet werden, dass auch nach Aufsetzen einer Totstauverrohrung ein planmäßiges weiteres Abteufen des Pfahles bis zu seiner Endtiefe möglich ist. Dazu müssen Bohrwerkzeug, Bohrgut, Bewehrung und Beton über eine Kote von 224 mNN in die Totstauverrohrung eingeführt bzw. aus ihr herausgeführt werden können. Um zu verhindern, dass bei einem Totstau im Bohrrohr Mineralwasseraufstiege außen an der Verrohrung auftreten, dürfen die Bohrröhre keinen Überschnitt erzeugen, auch wenn dies mit erhöhter Reibung und evtl. zusätzlichen gerätetechnischen Aufwendungen beim Einbringen und Ziehen der Verrohrung verbunden ist. Alternativ kann eine Technik mit einer Sperrverrohrung zum Einsatz kommen. Mit dem Betonieren eines Pfahles bei gleichzeitigem Ziehen der Verrohrung wird in jedem Fall ein dichter Verschluss des Bohrloches erreicht, da der hydrostatische Druck des frischen Betons zu einem intensiven Verbund zwischen Pfahl und Bohrlochwandung führt [U18].

Das Bohrgerät ist in seiner Größe dahingehend auszuwählen, dass unter Totstaubedingungen entsprechend eines maximalen Druckspiegels des Mineralwassers von 224 mNN die Bohrung bis zur Soll-Tiefe abgeteuft werden kann.

Die Bohrpfähle werden damit unter Bedingungen hergestellt, die einen Totstau von Mineralwasserzutritten ermöglichen.

9.7.4 Handlungskonzept CO₂-Ausgasungen bei der Herstellung von Bohrpfählen (nach [U18])

Der Lagerstättendruck des CO₂ ist nicht bekannt. Die Kohlensäure könnte aber einen höheren Druck aufweisen als das Potential des Mineralwassers. Da durch den CO₂-Austritt an vielen Stellen in Bad Cannstatt ein stetiger Druckabbau stattfindet, kann die Druckdifferenz jedoch nicht sehr groß sein.

Sollte in totgestautem Mineralwasser in einem im Herstellungsprozess befindlichen Pfahl nennenswert CO₂ austreten, so wird folgendes Vorgehen empfohlen (siehe auch [U7]):

- Verschließen der Verrohrung mit einem Deckel und Messen des Lagerstättendrucks mit einem Manometer im dadurch abgesperrten Gas.
- Feststellen des notwendigen Spiegels der Flüssigbetonsäule im verrohrten Pfahlloch, um auch den CO₂-Druck zu kompensieren.
- Falls der erforderliche Beton-Gegendruck nicht mit einer kurzfristig einzubringenden Betonmasse hergestellt werden kann, müsste befürchtet werden, dass sich im Beton unkontrolliert ein Strömungskanal ausbildet. Um das zu verhindern, sollte dann planmäßig ein Entgasungsrohr mit kleinem Durchmesser eingebracht werden. Das Entgasungsrohr

ist bis zur Bohrlochsohle zu führen. Ggf. ist das Entgasungsrohr in einem ca. 2 Dezimeter mächtigen Filterkörper (z.B. Kies) zu verfiltern. Dazu ist die Bohrung tiefer zu führen. In diesem Falle ist die Filterschicht nach Fertigstellung des Bohrpfahles mit Zementsuspension zu verpressen.

9.8 Rohrvortrieb / Grabenloses Verlegen

Zwischen den Achsen 100 und 200 und den Achsen 600 und 700 ist die Verlegung von zwei Entwässerungsleitungen für die Brückenentwässerung in grabenloser Bauweise geplant [U42]. Die ca.-Leitungsführung kann Anlage 2.1 (Baugrundschnitt Nord) und Anlage 2.2 (Baugrundschnitt Süd) entnommen werden. Wesentliche Randbedingungen zur Ausführung sind nachfolgend beschrieben.

Brückenachse zwischen 100 und 200

Rohrleitungsdurchmesser	DN 250
Geländeoberfläche	rd. 221,1 m NN (zwei Gleise der Stadtbahn)
Tiefenlage	rd. 217,6 m NN, 1 % Gefälle
Überdeckung	rd. 3,5 m
Rohrleitungslänge	rd. 20 m
Baugrund	Dem südlichen geotechnischen Längsschnitt ist zu entnehmen, dass die Entwässerungsleitung nach den Rückschlüssen aus außerhalb des Verlegebereiches ausgeführten Erkundungsbohrungen im Auelehm liegen wird. Da Leitungsnah derzeit keine weiteren Erkundungen / Aufschlüsse vorliegen, ist nicht auszuschließen, dass bei der Ausführung des Rohrvortriebes auch aufgefüllte Böden und/oder Grundgipsschichten angetroffen werden. Die Erfahrungen aus vor der Ausführung des Rohrvortriebes stattfindende Erd- und Tiefbauarbeiten für das Widerlager Achse 100 sollten bei der weiteren Planung und Ausführung des Rohrvortriebes beachtet werden.
Grundwasser	Bei der Herstellung mit Rohrverlegetiefen von rd. 217,6 m NN ist das Antreffen von Grundwasser nicht zu erwarten. Lediglich bei größeren Neckarhochwässern ab etwa HW100 (die Normalstauhöhe des Neckars liegt bei rd. 213,83 m NN) sind Beeinflussungen der Arbeiten zu erwarten.

Brückenachse zwischen 600 und 700

Rohrleitungsdurchmesser	DN 250
-------------------------	--------

Geländeoberfläche	rd. 223 m NN (Wiese)
Tiefenlage	rd. 217 m NN, 1 % Gefälle
Überdeckung	bis rd. 5,0 m
Rohrleitungslänge	rd. 40 m
Baugrund	Dem nördlichen geotechnischen Längsschnitt ist zu entnehmen, dass die Entwässerungsleitung in der Auffülle, bereichsweise im Auelehm und in den Neckarkiesen zu liegen kommt. Die vorliegende Bodenschichtung ist in diesem Bereich durch mehrere Aufschlüsse nachgewiesen.
Grundwasser	Bei der Herstellung mit Rohrverlegetiefen von rd. 217 m NN ist das Antreffen von Grundwasser nicht zu erwarten. Lediglich bei größeren Neckarhochwässern ab etwa HW100 (die Normalstauhöhe des Neckars liegt bei rd. 213,83 m NN) sind Beeinflussungen der Arbeiten zu erwarten.

Für die Planung und Ausführung der beiden Rohrvortriebe sind die Bodenbeschreibungen gemäß Kapitel 7.2.1 und 7.2.2 (Achsen 100 und 200) und 7.2.6 und 7.2.7 (Achsen 600 und 700) einschließlich der Angaben aus den zugehörigen Anlagen maßgebend. Die Klassifizierungen gemäß DIN 18 300, DIN 18 319 und weitere sind in Tabelle 7.4 angegeben.

Hinweise zu Vortriebsverfahren sind im Arbeitsblatt DWA-A 125, Rohrvortrieb und verwandte Verfahren, [U14] enthalten. Danach ist es aus geotechnischer Sicht zweckmäßig,

- ein unbemanntes Verfahren (wegen kleinem Durchmesser DN 300)
- ein steuerbares Verfahren (wegen der nur bedingten Zielgenauigkeit nichtsteuerbarer Verfahren)
- und damit das Mikrotunneling-Verfahren (vergleichsweise großer Anwendungsbereich)

zu wählen. Dies ist im Sinne der DIN 18 139 durch die anbietenden Firmen u.a. aus technischer und aus kostenmäßiger Sicht zu prüfen.

Für die Wahl des Bohrkopfes und der Materialförderung sind die unterschiedlichen Festigkeiten und Lösbarkeiten der zu durchfahrenden Böden zu beachten. Die zu beachtende Spannweite reicht von weichem Auelehm bis zu mürbem Gipskeuper und zu Bohrhindernissen in den aufgefüllten Böden.

Start- und Zielgruben sind entsprechend u.a. den betrieblichen Anforderungen des Rohrvortriebes zu planen und auszuführen.

10 WEITERE MITWIRKUNG BEI DER BAUPLANUNG UND BAUGRUNDÜBERPRÜFUNG

Das vorliegende Gutachten beruht auf den Ergebnissen der Baugrunduntersuchung anhand der Feld- und Laborversuchen. Aufgrund der punktuellen Erkundung sind Abweichungen der Untergrundverhältnisse von den im Gutachten enthaltenen Aussagen nicht auszuschließen. Daher ist eine sorgfältige Überwachung der Erd- und Gründungsarbeiten und eine laufende Überprüfung der angetroffenen Bodenverhältnisse im Vergleich mit den im Gutachten enthaltenen Angaben erforderlich. Es wird empfohlen, die geotechnischen Arbeiten vom geotechnischen Sachverständigen überwachen zu lassen (u.a. Gründungssohlen abnehmen, Tiefbaumaßnahmen überwachen). Die Pfahlherstellungen sind vom geotechnischen Sachverständigen gemäß Handlungskonzept zur Überwachung der Pfahlherstellung aus Abschnitt 9.7.1 zu überwachen, jeder Bauwerkspfahl ist vom Sachverständigen Geotechnik abzunehmen.

Sollte der Untergrund abweichend von der hier beschriebenen Schichtung und Beschaffenheit und Grundwasserverhältnissen angetroffen werden, ist dies dem Sachverständigen Geotechnik sofort mitzuteilen.

Die Angaben zur Gründung basieren auf dem vorliegenden Baugrundmodell und den Bauwerks- und Lastangaben des Brückenplaners. Planerische oder konstruktive Änderungen zur uns vorliegenden Planung sind mit dem Geotechnischen Sachverständigen abzustimmen und die Berechnungsannahmen zu überprüfen. Die angegebenen Bettungsmoduln und Pfahlfedern gelten für die angegebenen Fundament- bzw. Pfahlgruppengeometrie und sind bei Änderungen ggf. anzupassen.

Im Rahmen der fortschreitenden Planung und Bauausführung ist der Sachverständige Geotechnik zu folgenden Themen beratend und kontrollierend hinzuzuziehen:

- Verformungsbetrachtungen und numerische Berechnungen, Ausarbeitung eines geotechnischen Erläuterungsberichtes zur messtechnischen Überwachung,
- Aktualisierung der Handlungskonzepte gemäß PF-Beschluss und Unterstützung des Brückenplaners bei der Umsetzung in die Planung und Ausschreibung,
- Ingenieurgeologische Überwachung der Herstellung von Bohrpfählen für die Tiefgründung der Hauptpfeiler, der Verbauträgerbohrungen und der Herstellung der Pfähle für die Pfahlprobebelastungen
- Geotechnische Überwachung der Pfahlprobebelastungen,
- Abnahme der Gründungssohlen für die Brückenfundamente,
- Eignungsversuche an Verpressankern,

- Kontrollprüfungen für Erdarbeiten und
- geotechnische Fachbauleitung, fachliche Bauberatung.

Für ergänzende Erläuterungen sowie zur Klärung der im weiteren Verlauf der Planung und Ausführung auftretenden Fragen stehen wir gerne zur Verfügung.

CDM Smith Consult GmbH

05.06.2014

i.V.

i.A.



Dipl.-Ing. K.-F. Gilbert



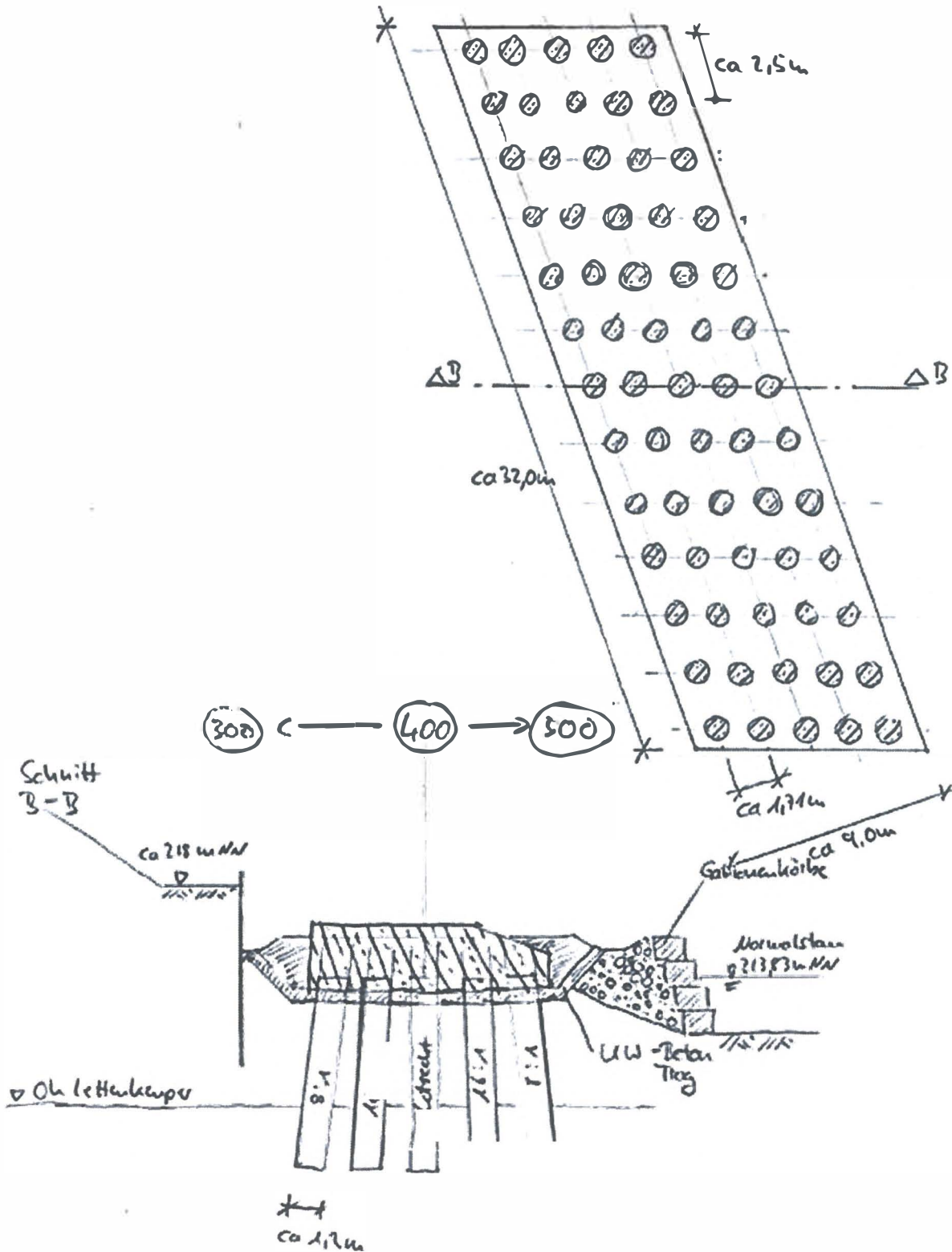
Dr.-Ing. M. Zimmerer

Verteiler

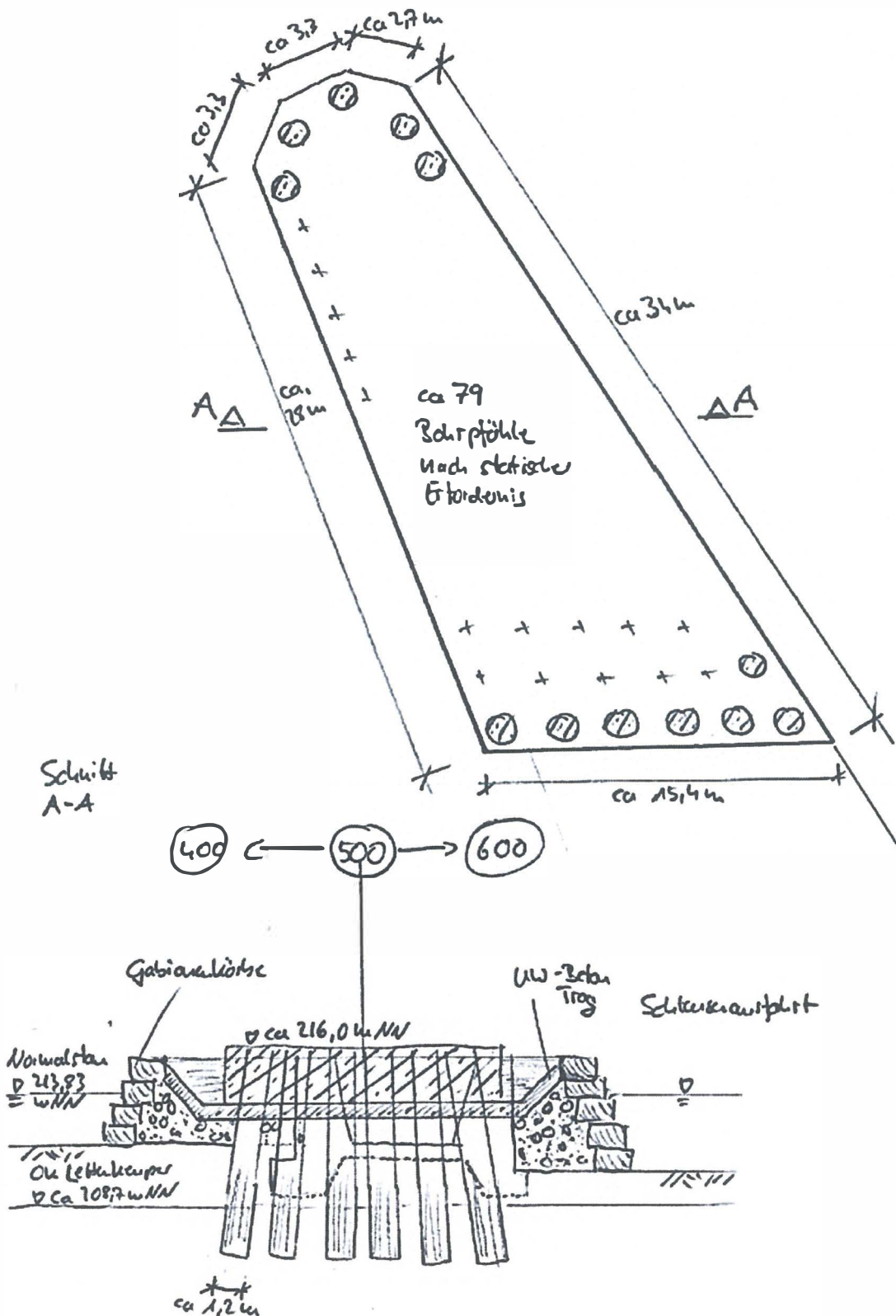
- DB Projekt Stuttgart - Ulm
- Schlaich, Bergemann und Partner

ANHANG A PFAHLANORDNUNGEN IN DEN ACHSEN 400, 500 UND 600

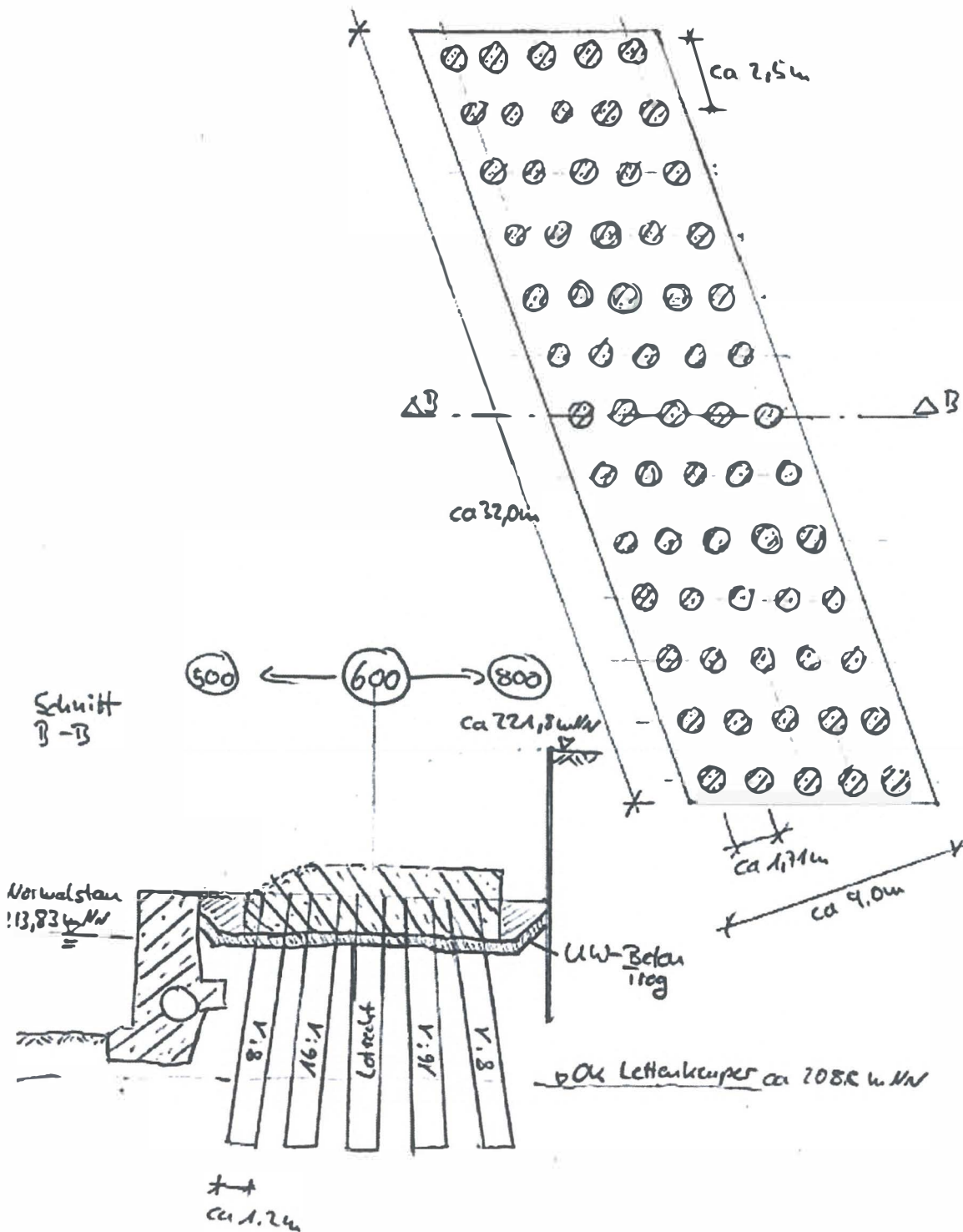
Anhang A.1 Achse 400 , Vorläufige Pfahlanordnung (nicht maßstäblich)



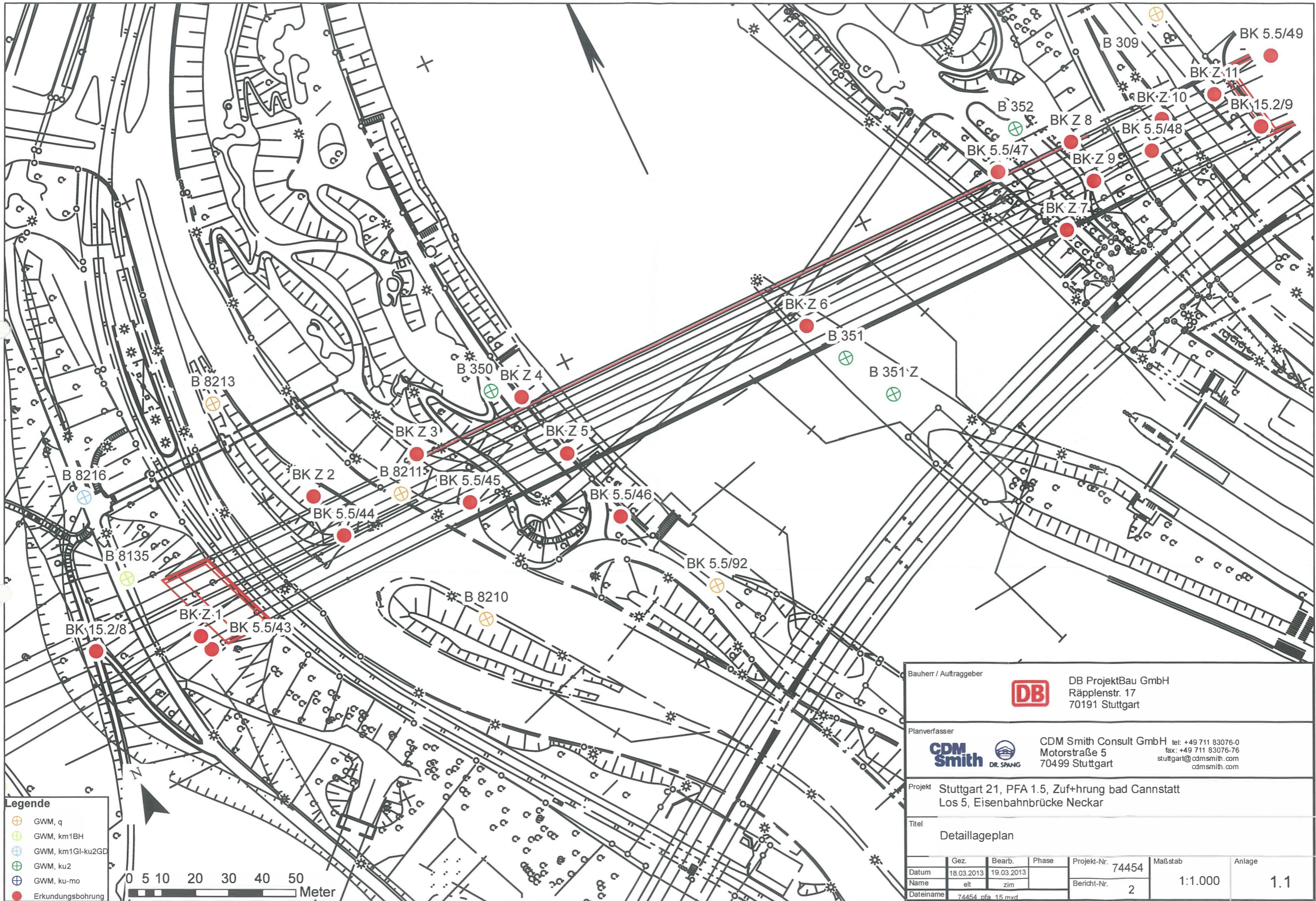
Anhang A.2 Achse 500, Vorläufige Pfahlanordnung (nicht maßstäblich)



Anhang A.3 Achse 600, Vorläufige Pfahlanordnung (nicht maßstäblich)



ANLAGE 1 LAGEPLÄNE



Legende

- GWM, q
- GWM, km1BH
- GWM, km1GI-ku2GD
- GWM, ku2
- GWM, ku-mo
- Erkundungsbohrung



Bauherr / Auftraggeber		DB ProjektBau GmbH Räpplenstr. 17 70191 Stuttgart				
Planverfasser		CDM Smith Consult GmbH Motorstraße 5 70499 Stuttgart				
Projekt		Stuttgart 21, PFA 1.5, Zuführung bad Cannstatt Los 5, Eisenbahnbrücke Neckar				
Titel		Detaillageplan				
Datum	Gez.	Bearb.	Phase	Projekt-Nr.	Maßstab	Anlage
18.03.2013		19.03.2013		74454	1:1.000	1.1
Name	elt	zim		Bericht-Nr.		
Dateiname	74454_pfa_15.mxd			2		

ANLAGE 2 BAUGRUNDSCHNITTE
