

## Nordumfahrung Frankenbach/Neckargartach L1100 – BW 233 UF Westbauwerk und LSW

Baugrunderkundung und Gründungsberatung  
Ergänzung zum Streckengutachten

<b>Inhaltsverzeichnis</b>	<b>Seite</b>
1	Veranlassung ..... - 3 -
2	Unterlagen ..... - 3 -
3	Beschreibung der Baumaßnahmen ..... - 4 -
	3.1 BW 233 Unterführung Westbauwerk (km 0+390) ..... - 4 -
	3.2 BW 6821-833 Lärmschutzwand (km 0+088 – 0+230) ..... - 4 -
4	Durchgeführte Untersuchungen ..... - 5 -
5	Baugrund und Grundwasser ..... - 6 -
	5.1 Baugrundbeschreibung ..... - 6 -
	5.1.1 Verlängerung Durchlassbauwerk und Stützwand ..... - 6 -
	5.1.2 Lärmschutzwand ..... - 8 -
	5.2 Klassifizierung und bodenmechanische Kenngrößen ..... - 9 -
6	Grundwasser ..... - 13 -
	6.1 Grundwasserstände ..... - 13 -
	6.2 Wasserschutzgebiete ..... - 13 -
	6.3 Überschwemmungsgebiete ..... - 13 -
7	Bauwerksgründung ..... - 13 -
	7.1 Allgemeines ..... - 13 -
	7.2 Unterführung ..... - 14 -
	7.3 Stützwand bei Unterführung ..... - 15 -
	7.4 Lärmschutzwand ..... - 16 -
8	Hinweise zur Bauausführung ..... - 18 -
	8.1 Baugrube ..... - 18 -
	8.2 Sicherung der Nachbar-/Bestandsbebauung ..... - 20 -
	8.3 Einbau von Böden ..... - 21 -
	8.4 Entwässerung / Bauwerksabdichtung ..... - 22 -
	8.5 Kampfmittel ..... - 22 -
	8.6 Sonstige Hinweise ..... - 22 -

## **Anlagenverzeichnis**

Anlage 1	Pläne mit Eintrag der Erkundungsergebnisse
	1.1 Übersichtslageplan mit Eintrag der Bauwerke und der Erkundungspunkte
	1.2 BW 233 – Detaillageplan mit Lage der Erkundungspunkte und Schnitt mit Eintrag der Erkundungsprofile
Anlage 2	Zeichnerische Darstellung der Profile der Kernbohrung und der Rammkernsondierungen
Anlage 3	Ergebnisse der bodenmechanischen Laborversuche
	3.1 Wassergehalte nach DIN 18121
Anlage 4	Geotechnische Vordimensionierungen

## **1 Veranlassung**

Die Stadt Heilbronn plant die Nordumfahrung der Ortschaften Frankenbach und Neckargartach als Verbindung von der B 39 über die Böllinger Höfe bis zur L 1100 (Neckartalstraße) sowie die Verbreiterung eines Teils der Neckartalstraße. Die gesamte Trassenlänge beträgt etwa 5,70 km.

Für die geplante Nordumfahrung werden insgesamt vier Ingenieurbauwerke erforderlich. Von der Stadt Heilbronn, vertreten durch Herrn Schwotzer, wurden wir mit Schreiben vom 15.11.2016 mit der Baugrunderkundung und Gründungsberatung für die Talbrücke Wächtelesäcker beauftragt.

Gegenstand der vorliegenden Geotechnischen Stellungnahme ist die Verbreiterung der Unterführung unter der L1100 (BW 233 L1100 UF Westbauwerk) im Bereich von etwa km 0+390 und die Lärmschutzwand (BW 6821-833 LSW) bei etwa km 0+088 bis km 0+230.

## **2 Unterlagen**

Folgende Unterlagen standen uns zur Verfügung:

- [1] Entwurfsplanung Projekt 16016, Unterführung Wimpfener Str., km 0.3+86,03, Entwurf Variante 3, Draufsicht, Ansicht, Schnitte, M1:100/50, Ingenieurgruppe Bauen, 31.07.2017
- [2] Nordumfahrung Frankenbach/Neckargartach, 16029 BW 233 L1100 UF Westbauwerk Wimpfener Straße, Vorplanung, Angaben zum Bodengutachten, Ingenieurgruppe Bauen, 08.09.2017
- [3] L1100 2-bahniger Ausbau HN-Neckargartach – AS HN-Untereisesheim und Nordumfahrung Frankenbach / Neckargartach, Lageplan der Immissionsschutzmaßnahmen, M1:2.500, Stadt Heilbronn, Amt für Straßenwesen, Vorabzug 05/2018
- [4] L1100 2-bahniger Ausbau HN-Neckargartach – AS HN-Untereisesheim und Nordumfahrung Frankenbach / Neckargartach, Regelquerschnitt Abschnitt Neckartalstraße, M1:50, Emch+Berger GmbH, Karlsruhe, Vorentwurf vom 08.12.2017
- [5] Nordumfahrung Frankenbach/Neckargartach, Streckengutachten, vom 16.03.2017, Ingenieurbüro Roth & Partner GmbH, Karlsruhe
- [6] Nordumfahrung Frankenbach/Neckargartach, BW 231 Talbrücke Wächtelesäcker, Baugrunderkundung und Gründungsberatung Teil 1, vom 22.06.2018, Ingenieurbüro Roth & Partner GmbH, Karlsruhe
- [7] Nordumfahrung Frankenbach/Neckargartach, BW 232 Feldwegbrücke Am Näpfle, Baugrunderkundung und Gründungsberatung Teil 1, vom 17.11.2018, Ingenieurbüro Roth & Partner GmbH, Karlsruhe
- [8] Schreiben des RP Stuttgart zur Untersuchung der Kampfmittelsituation, Az. 16-1115.8/HN-7275, vom 09.11.2016 mit angehängten Karten

### 3 Beschreibung der Baumaßnahmen

#### 3.1 BW 233 Unterführung Westbauwerk (km 0+390)

Am südlichen Beginn der Baumaßnahme soll die aktuell 3-spurige L1100/Neckartalstraße um eine weitere Spur verbreitert werden. Die Verbreiterung ist an der Westseite der L1100/Neckartalstraße geplant.

In diesem Zuge muss auch die Unterführung des Radweges unter der L1100/Neckartalstraße hindurch bei km 0+390 verlängert werden.

Die bestehende Unterführung ist ein Stahlbetonrahmenbauwerk mit einer Außenbreite von 6,00 m und einer Höhe von 5,00 m (Unterkante bis Oberkante Rahmenbauwerk). Nach [1] ist das bestehende Bauwerk über eine Platte auf Vertiefungen aus Magerbeton gegründet. Die Unterkante der Magerbetonriegel liegt bei 149,30 m+NN (wahrscheinlich in den anstehenden Kiesen).

Die Verlängerung erfolgt mit dem gleichen Querschnitt wie im Bestand auf einer Länge von etwa 5,50 m. Im Bereich der Flügelwände am westlichen Ende des Bauwerks beträgt die Breite 25,50 m.

Nach [8] wird für die Flachgründung vorab der Bemessungswert des Sohlwiderstandes auf dem Niveau 149,30 m (Unterkante bisheriger Magerbeton) mit  $360 \text{ kN/m}^2$ , bezogen auf die Fläche des Rechteckfundamentes über den Brunnenringen, angesetzt.

Davon stammen etwa  $50 \text{ kN/m}^2$  aus dem Gewicht des Magerbetons bzw. der Brunnenringe. Für die Unterkante der Brunnenringe (DA2500) bedeutet dies eine Lastkonzentration auf  $480 \text{ kN/m}^2$ .

Die dargestellte Vorzugsvariante in integraler Bauweise erfordert nach RE-ING<sup>1</sup>, Teil 2, Tab. 2.5.2 für den geotechnischen Bericht die Anforderungsklasse 1. Nach Tab. 2.5.3 der RE-ING, Teil 2 ist das Bauwerk somit in die Geotechnische Kategorie GK 2 nach EC 7<sup>2</sup> einzustufen.

Die niedrigste GOK liegt bei 151,10 m+NN. Damit liegt die frostsichere Gründungstiefe bei 150,30 m+NN.

Ergänzend zur Verlängerung der Unterführung sollen nach [2] zur alternativ zu den Flügelwänden Stützwände aus Gabionen o. ä. ausgeführt werden.

#### 3.2 BW 6821-833 Lärmschutzwand (km 0+088 – 0+230)

Etwa 100 m nördliche des Baubeginns im Bereich von km 0+088 bis km 0+230 ist zwischen der L110/Neckartalstraße und der Obereisesheimer Straße die Errichtung einer Lärmschutzwand geplant.

<sup>1</sup> Richtlinien für den Entwurf, die konstruktive Ausbildung und Ausstattung von Ingenieurbauwerken, BM für Verkehr und digitale Infrastruktur, 12/2016

<sup>2</sup> Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsche Fassung EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013, Ausgabe 2014-03

Die Pfosten der Lärmschutzwand sollen über Bohrpfähle gegründet werden. Die OK der Lärmschutzwand liegt bei 159,00 m+NN. Die Höhe beträgt etwa 4,60 – 5,60 m über Gelände.

Lastangaben liegen uns nicht vor.

#### **4 Durchgeführte Untersuchungen**

Gemäß Auftrag wurden im Bereich der geplanten Baumaßnahmen im Zeitraum vom 26.11. – 01.12.2016 in unserem Auftrag durch die Handke Brunnenbau GmbH, Dirmsstein, folgende Erkundungen durchgeführt:

- 1 Kernbohrung (M8) mit einem Durchmesser von 146 mm und einer Tiefe von 15,0 m u. GOK,
- 3 Standard Penetration Tests (SPT) nach DIN EN ISO 22476-3.

Weiterhin wurden durch die WST GmbH, Eppelheim am 22.11.2016 in unserem Auftrag folgende Erkundungen durchgeführt:

- Kleinbohrung RKS 52A bis 4,0 m u. GOK in der gegenüberliegenden Böschung,
- Kleinbohrung RKS 52 bis 4,0 m u. GOK im Bereich der dazugehörigen Stützmauer (etwa 90 m südlich der Unterführung),
- Kleinbohrung RKS 54 bis 4,0 m u. GOK am östlichen Fuß des Straßendamms etwa 70 m nördlich der Unterführung.

Die Lage der Kernbohrungen und Kleinbohrungen ist in den Anlagen 1.1 und 1.2 dargestellt.

Unseres Erachtens ist dieser Erkundungsumfang zur Beschreibung des Untergrundes aufgrund dessen ausreichend, dass es sich nur um eine schmale Unterführung mit einer Breite von etwa 5 m und zudem nur um die Verlängerung dieser Unterführung um ebenfalls etwa 5 m handelt.

Den nach M GUB<sup>3</sup> bzw. M GUB UA<sup>4</sup> geforderten Umfang von 1 Erkundung je Widerlager halten wir im vorliegenden Fall aufgrund der geringen Abmessungen nicht für erforderlich. Zudem können noch die o. g. Kleinbohrungen im Umfeld für die Baugrundbeurteilung mit herangezogen werden.

Die mit den Kern- und Kleinbohrungen aufgeschlossenen Bodenschichten wurden von uns bodenmechanisch nach DIN 4022 und DIN EN ISO 14688-1 angesprochen und sind in Anlehnung an DIN 4023 in Säulenprofilen in Anlage 2 dargestellt. Von der Bohrfirma erstellte Schichtenverzeichnisse sowie Fotos der Bohrkerns befinden sich in unseren Unterlagen.

---

<sup>3</sup> Merkblatt über geotechnische Untersuchungen und Berechnungen im Straßenbau, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe „Erd- und Grundbau“, Ausgabe 2004

<sup>4</sup> Merkblatt über geotechnische Untersuchungen und Berechnungen im Straßenbau, Ergänzung für den Um- und Ausbau von Straßen, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe „Erd- und Grundbau“, Ausgabe 2013

Aus jeder Schicht wurden Bodenproben entnommen. Sämtliche Bodenproben wurden organoleptisch untersucht und in unser Labor gebracht. An ausgewählten Proben wurden die folgenden bodenmechanischen Versuche durchgeführt (siehe Anlage 3ff.):

- 5 Bestimmungen des Wassergehalts nach DIN 18121.

Die Ergebnisse der Wassergehaltsbestimmungen wurden mit den durchgeführten Bestimmungen der Fließ- und Ausrollgrenzen nach DIN 18122 in [5 – 7] abgeglichen und die Konsistenzen der Böden in den Profilen dokumentiert.

In [8] wurde eine Luftbildauswertung durch den Kampfmittelbeseitigungsdienst durchgeführt. Demnach liegt im Bereich der Unterführung und der Lärmschutzwand Kampfmittelverdacht vor.

## **5 Baugrund und Grundwasser**

### **5.1 Baugrundbeschreibung**

#### **5.1.1 Verlängerung Durchlassbauwerk und Stützwand**

Auf Grundlage der Erkundungsergebnisse aus der Bohrung M 8, der Kleinbohrungen RKS 54 und RKS 52 und der Ergebnisse der Laborversuche sowie unter Berücksichtigung der lokalen Geologie wird nachfolgend ein Baugrundmodell erarbeitet, in welchem sich der Schichtenaufbau im Bereich der geplanten Baumaßnahme darstellt.

Die Ansatzhöhe der M 8 lag bei etwa 151,80 m+NN. Die RKS 54 wurde auf der östlichen Seite des Straßendamms bei etwa 151,80 m+NN und die RKS 52 auf dem Straßendamm, am östlichen Rand der L1100/Neckartalstraße, auf 154,34 m+NN angesetzt.

In den Randbereichen ist oberste Schicht ein Oberboden gemäß DIN 18320 (mit Ausnahme des im Baufeld verlaufenden Radwegs). Der Oberboden ist unseres Erachtens als schützenswerter Boden nach BauGB, §202 einzustufen.

Der Oberboden besteht im Wesentlichen aus der Grasnarbe sowie einem sandigen Schluff mit organischen Beimengungen durch Wurzelreste und meistens geringen Sand- bzw. Kiesanteilen. Die Mächtigkeit des Oberbodens beträgt etwa 0,20 – 0,30 m.

Der Radweg selbst ist mit Asphalt befestigt, sollte jedoch nicht weiter untersucht werden.

Bei RKS 52 folgen dann die Auffüllungen des Straßendamms, zunächst bis etwa 0,70 m u. GOK in Form von kiesigen Schluffen der Bodengruppe [UL], dann bis 1,80 m u. GOK in Form von stark schluffigen Kiesen und dann bis 2,90 m u. GOK bzw. 151,44 m+NN in Form von sandigen Schluffen, ebenfalls der Bodengruppe [UL].

Die Auffüllungen weisen Fremdbestandteile – Bauschutt, Ziegelbruch, Brandschutt – von geschätzt etwa 10 – 20 % auf. In [5] wird den Schluffen bis 0,70 m u. GOK eine steife bis halbfeste Konsistenz und den bis 2,90 m u. GOK anstehenden Schluffen eine weiche bis steife Konsistenz zugeordnet.

Bei RKS 52 unter den Auffüllungen und bei M 8 und RKS 54 unter dem Oberboden stehen zunächst die Schichten des Lösses an.

Der Löss ist gemäß der manuellen Ansprache im Feld als leicht bis mittelplastischer Schluff bzw. Ton (UL, UM, TL, TM) zu bezeichnen und weist eine weiche bis steife Konsistenz auf.

In [5] und [6] wurde im bodenmechanischen Labor mittels Bestimmungen der Zustandsgrenzen nach DIN 18122-1 an zwei Proben die Fließgrenzen zu  $w_L = 30 - 35 \%$  und die Ausrollgrenze zu  $w_P = 11 - 12 \%$  bestimmt.

Der natürliche Wassergehalt wurde an einer Probe aus M 8 bestimmt und lag bei  $w_n = 24,9 \%$ . Im Vergleich mit den Konsistenzgrenzen ist dem Schluff somit eine weiche Konsistenz. Lokal waren auch bei der Feldansprache trockenere Bereiche festzustellen, weshalb dem Löss im Untersuchungsbereich generell eine weich-steife Konsistenz zugeordnet wird. Damit wird auch die manuelle Konsistenzansprache im Feld bestätigt.

Die Unterkante des Lösses/Schluffes wurde in M 8 bei 3,10 m u. GOK bzw. 148,70 m+NN und in RKS 54 bei 3,50 m bzw. 148,30 m+NN erkundet.

Unter den Lössen folgen die eiszeitlichen Hochterrassenschottern des Neckars bis 6,40 m u. GOK bzw. 145,40 m+NN (bei RKS 54 reichten die Schotter bis zur Erkundungstiefe von 4,00 m u. GOK bzw. 147,80 m+NN).

Die Hochterrassenschotter bestehen aus Kiesen oder Sanden mit kleinräumig stark schwankenden schluffigen, sandigen, kiesigen bzw. steinigen Anteilen und sind nach der manuellen Ansprache im Feld als ungleichförmig, weit- bis intermittierend gestufte Kiese und Sande (GW, GI, GU) zu bezeichnen.

Ergänzend wurden in den Schottern 3 Standard Penetration Tests (SPT) nach DIN EN ISO 22476-3 ausgeführt.

Nach EC 7, Teil 2, Anhang F (in Verbindung mit der DIN 4094-2, 2003-05) ist dabei von einem Zusammenhang zwischen Lagerungsdichte der Sande und den erzielten Schlagzahlen bei den SPTs gemäß nachfolgender Tabelle auszugehen.

**Tab. 1: Zusammenhang zw. Schlagzahlen einer SPT und Lagerung der Sande**

Lagerung	bezogene Lagerungsdichte $I_D$ [%]	Sande	
		Schlagzahlen $N_{10}$ <u>über GW</u>	Schlagzahlen $N_{10}$ <u>im GW</u>
sehr locker	0 – 15	0 – 2	0
locker	15 – 35	3 – 7	1 – 2
mitteldicht	35 – 65	8 – 31	3 – 23
dicht	65 – 85	32 – 86	24 – 64

Die in den Tiefenlagen der Hochterrassenschotter ausgeführten Standard Penetration Tests (SPT) lieferten Schlagzahlen pro 30 cm Eindringung von  $N_{30} = 33$  bis 38, im Mittel von 35. Entsprechend der Tabelle 1 ist bei den Schottern somit von einer dichten Lagerung auszugehen.

Unter den Terrassenschottern folgen die Schwemmlerme des Neckars. Diese sind teilweise noch mit unterschiedlichen (im Wesentlichen Feinkies-) Anteilen der Hochterrassenschotter durchsetzt.

Die Schwemmlerme bestehen überwiegend aus sandigen, kiesigen, steinigen Schluffen mit unterschiedlicher Ausprägung der Nebenanteile. Die Schichtmächtigkeiten der Schwemmlerme wurde mit 7,60 m und die Unterkante der Schicht bei 14,00 m u. GOK bzw. 137,80 m+NN erkundet.

Die Schwemmlerme sind nach der manuellen Ansprache im Feld als leichtplastischer Schluff bzw. leicht- bis mittelplastischer Ton (TL, TM) einzustufen und weisen eine überwiegend steife Konsistenz auf.

Die in [6] im Labor bestimmte Fließgrenze lag bei etwa  $w_L = 36 \%$ , die korrigierte Ausrollgrenze bei etwa  $w_P = 12 \%$ . Der natürliche Wassergehalt in der M 8 wurde an 3 Proben bestimmt und lag zwischen  $w_n = 13,4 \%$  und  $16,4 \%$ .

Ein Vergleich mit den Konsistenzgrenzen ergab für alle 3 Proben eine steife Konsistenz mit Konsistenzzahlen von  $I_c = 0,80 - 0,93$ .

Damit bestätigt auch hier die manuelle Konsistenzansprache im Feld.

Den tieferen Untergrund bilden mit dem Überhang zum Halbfest- bzw. Festgestein die Schichtenfolgen des Unterkeupers sowie des Muschelkalks.

Im Zuge der Erkundungsarbeiten wurde der Verwitterungshorizont des unteren Keupers in einer Tiefe von rund 14 m u. GOK bzw. 137,80 m+NN angetroffen. Hierbei handelt es sich um stark verwitterte Gesteinsbruchstücke in schluffig-feinsandiger Matrix.

Am unteren Keuper wurden keine Laborversuche durchgeführt, da dato nicht davon auszugehen ist, dass die Einflusstiefe der Gründung bis in diese Schichten reicht.

Für die Betrachtung der Unterführung und der Stützwand empfehlen wir nachfolgendes Baugrundmodell.

**Tab. 2: Baugrundmodell Unterführung und Stützwand**

Schicht Nr.	Bezeichnung	UK Schicht [m+NN]
	(GOK)	151,80
1	Schluffe, weich-steif	148,70
2	Kiese, dicht	145,40
3	Schluffe, steif	137,80
4	Verwitterungshorizont	<137,80

### 5.1.2 Lärmschutzwand

Die Beurteilung der Gründung der Lärmschutzwand (LSW) wurde erst nach Abschluss sämtlicher Erkundungsarbeiten beauftragt. So liegen keine Erkundungen direkt im Baubereich. Die nächste Erkundung ist die RKS 52 und liegt bei Station 0+285 m etwa 55 m nördlich des nördlichen Endes der LSW.

Auf Grundlage der Erkundungsergebnisse aus der Kleinbohrung RKS 52 sowie unter Berücksichtigung im Umfeld angetroffenen Böden wurde daher vereinbarungsgemäß nur

eine Abschätzung des im Bereich der Lärmschutzwand zu erwartenden Baugrundes durchgeführt. Die getroffenen Annahmen sind vor Ausführung zu überprüfen.

Die GOK im Bereich der LSW liegt nach [3] und [4] bei etwa 153,40 – 154,40 m+NN. Die LSW wird direkt neben der L1100/Neckartalstraße erstellt. Die nächstgelegenen RKS 52 wurde ebenfalls direkt neben der L1100/Neckartalstraße angesetzt. Hier liegt die Ansatzhöhe bei etwa 154,34 m+NN.

Es ist davon auszugehen, dass auch im Bereich der LSW der Straßendamm aus den o. g. kiesigen ([GU\*]) und schluffigen ([UL]) Auffüllungen besteht. Die Unterkante der Auffüllungen wurde zwischen 151,00 m+NN und 151,50 m+NN erkundet. Vermutlich entspricht die Unterkante in etwa dem Geländeniveau neben dem Straßendamm.

Darunter folgen dann die Lössе, die in den umliegenden Erkundungen als leicht bis mittelplastische Schluffe (UL, UM) in weicher bis steifer Konsistenz angesprochen wurden. Die Unterkante der wurde lediglich in M 8 bei etwa 148,70 m+NN und in RKS 54 bei etwa 148,30 m+NN angetroffen. In den übrigen RKS reichten die Lössе mindestens bis zu den Erkundungsendtiefen von 150,05 – 150,34 m+NN.

Unter den Lössеn stehen die Neckarschotter – schwach sandige, schwach schluffige Kiese – an. Die Mächtigkeit wurde in M 8 mit etwa 3,30 m (bis 145,40 m+NN) erkundet. Die Schotter wiesen eine dichte Lagerung auf.

Darunter wurden nochmals Schluffe (TL/TM) in steifer Konsistenz bis in Tiefen von 14,0 m u. GOK bzw. 137,80 m+NN angetroffen.

Für die Betrachtung der LSW empfehlen wir nachfolgendes, geschätztes Baugrundmodell.

**Tab. 3: Geschätztes Baugrundmodell LSW**

Schicht Nr.	Bezeichnung	UK Schicht [m+NN]	
		Bereich	Mittelwert
	(GOK)	153,40 – 154,40	153,90
0	Auffüllungen	151,00 – 151,50	151,25
1	Schluffe, weich-steif	148,30 – 148,70	148,50
2	Kiese, dicht	-	145,40
3	Schluffe, steif	-	<145,40

## 5.2 Klassifizierung und bodenmechanische Kenngrößen

Die einzelnen Bodenschichten können anhand der manuellen Ansprache im Feld, der durchgeführten Feld- und Laborversuche und aufgrund von Erfahrungen mit gleichartigen Böden gemäß der nachfolgenden Tabellen 4 (Auffüllungen), 5 (anstehender Boden) und 6 (Oberboden) klassifiziert werden, wobei zugehörige mittlere Bodenkenngrößen in den Tabellen 7 (Auffüllungen) und 8 (anstehender Boden) angegeben sind.

Nach VOB/C, Ausgabe 2015 sind die einzelnen Bodenarten für jedes Gewerk bzw. auch gewerkübergreifend in Homogenbereiche einzuteilen.

Dabei ist ein Homogenbereich als ein räumlich begrenzter Bereich aus einer oder mehreren Boden- und Felsschichten definiert, dessen bautechnische Eigenschaften eine definierte Streuung aufweisen und der sich von den Eigenschaften der abgegrenzten Bereiche abhebt.

**Tab. 4: Klassifizierung der angetroffenen Auffüllungen (aus [5])**

Bodenbezeichnung	schluffige Kiese	sandige, tonige Schluffe
Bodengruppe DIN 18196	[GU], [GU*]	[UL], [UM]
Bodenart DIN ISO EN 14688-1	sasigrMg	grclsasiMg
Homogenbereich DIN 18300	300-C	300-D
Homogenbereich DIN 18301	301-C	301-D
Frostempfindlichkeitsklasse ZTVE-StB 17 <sup>5</sup>	F 2	F 3
Verdichtbarkeitsklasse ZTVA-StB 12 <sup>6</sup>	V 2	V 3
Anteil Steine [M.-%] <sup>1)</sup>	0 – 10	0 – 10
Anteil Blöcke [M.-%] <sup>1)</sup>	0 – 5	0 – 5
Anteil große Blöcke [M.-%] <sup>1)</sup>	0	0
Dichte [t/m <sup>3</sup> ]	1,7 – 2,1	1,7 – 2,1
Kohäsion [kN/m <sup>2</sup> ]	0 – 3	0 – 8
undrän. Scherfestigkeit [kN/m <sup>2</sup> ]	0 – 20	25 – 150
Wassergehalt [%]	3 – 10	10 – 30
Konsistenz <sup>2)</sup>	-	w – hf
Konsistenzzahl [-]	-	0,60 – 1,25
Plastizität <sup>3)</sup>	-	l – m
Plastizitätszahl [%]	-	6 – 18
Lagerung <sup>4)</sup>	mdi	-
Organischer Anteil [%]	0 – 5	0 – 5
Abrasivität <sup>5)</sup>	stark – extrem	nicht – schwach
Ortsübliche Bezeichnung	Kiese	Schluff, Löss

<sup>1)</sup> Aufgrund des Erkundungsverfahrens nur geschätzt.

<sup>2)</sup> w = weich, st = steif, hf = halbfest

<sup>3)</sup> l = leicht, m = mittel, a = ausgeprägt

<sup>4)</sup> lo = locker, mdi = mitteldicht, di = dicht

<sup>5)</sup> Geschätzt.

Die Homogenbereiche sowie deren Parameter sind in den Tabellen 4 und 5 dargestellt. Ergänzend ist zu diesen ist auszuführen, dass einige Parameter teilweise aufgrund des

<sup>5</sup> *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe „Erd- und Grundbau“, Ausgabe 2017*

<sup>6</sup> *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Aufgrabungen in Verkehrsflächen, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Kommission „Kommunale Straßen“, Ausgabe 2012*

Erkundungsverfahrens (RKS) nicht genauer bestimmt werden konnten und daher geschätzt sind.

Es ist auch nicht auszuschließen, dass die Bestandteile der sonstigen Böden und der Auffüllungen im Baufeld variieren und daher die Streubreite der Parameter ebenfalls noch variieren kann.

Die angegebenen Homogenbereiche nach VOB/C, Ausgabe 2015 sind als Empfehlungen bzw. Vorschläge zu verstehen.

Die nur vereinzelt auftretenden [SE]- und [SU]- bzw. [SU\*]-Auffüllungen können der ersten und zweiten Spalte der Tabellen 5 und 6 zugeordnet werden.

**Tab. 5: Klassifizierung der angetroffenen anstehenden Böden**

Bodenbezeichnung	Kiese	schluffige Kiese	sandige, tonige Schluffe	kiesige Schluffe
Bodengruppe DIN 18196	GI/GW	GU/GU*	UL, UM	TL/TM
Bodenart DIN ISO EN 14688-1	saGr	sisaGr	saSi	sacogrSi
Homogenbereich DIN 18300	300-E	300-F	300-G	300-H
Homogenbereich DIN 18301	301-E	301-C	301-D	301-D
Frostempfindlichkeitsklasse ZTVE-StB 17	F 1	F 2	F 3	F 3
Verdichtbarkeitsklasse ZTVA-StB 12	V 1	V 1	V 3	V 3
Anteil Steine [M.-%] <sup>1)</sup>	0 – 10	0 – 20	0 – 5	0 – 10
Anteil Blöcke [M.-%] <sup>1)</sup>	0 – 5	0 – 20	0	0
Anteil große Blöcke [M.-%] <sup>1)</sup>	0	0	0	0
Dichte [to/m <sup>3</sup> ]	1,7 – 2,0	1,7 – 2,1	1,7 – 2,1	1,7 – 2,1
Kohäsion [kN/m <sup>2</sup> ]	-	-	0 – 8	5 – 15
undrän. Scherfestigkeit [kN/m <sup>2</sup> ]	-	-	25 – 150	50 – 200
Wassergehalt [%]	3 – 10	3 – 10	10 – 30	10 – 30
Konsistenz <sup>2)</sup>	-	-	w – st	st
Konsistenzzahl [-]	-	-	0,60 – 1,00	0,75 – 1,00
Plastizität <sup>3)</sup>	-	-	l – m	l – m
Plastizitätszahl [%]	-	-	6 – 18	6 – 18
Lagerung <sup>4)</sup>	di	mdi	-	-
Organischer Anteil [%]	0 – 5	0 – 5	0 – 5	0 – 5
Abrasivität	stark – extrem	stark – extrem	nicht – schwach	schwach – stark
Ortsübliche Bezeichnung	Kiese	-	Schluff, Löss	Schluff/Ton, Lösslehm

<sup>1)</sup> Aufgrund des Erkundungsverfahrens nur geschätzt.

<sup>2)</sup> w = weich, st = steif, hf = halbfest

<sup>3)</sup> l = leicht, m = mittel, a = ausgeprägt

<sup>4)</sup> lo = locker, mdi = mitteldicht, di = dicht

<sup>5)</sup> Geschätzt.

Ergänzend ist anzumerken, dass die Böden der Homogenbereiche 300-D, 300-G und 300-H bei Nässeinfluss in eine breiige bis flüssige Konsistenz übergehen können.

Der teilweise angetroffene Oberboden, ist als separater Homogenbereich (320-A) zu betrachten und in nachfolgender Tabelle 4 dargestellt.

**Tab. 6: Klassifizierung des angetroffenen Oberbodens**

Bodenbezeichnung	Oberboden
Homogenbereich DIN 18320	320-A
Bodengruppe DIN 18915	6 – 8
Anteil Steine [M.-%]	0 – 5
Anteil Blöcke [M.-%]	0 – 5
Anteil große Blöcke [M.-%]	0

In den nachfolgenden Tabellen sind die bodenmechanischen Kenngrößen der Auffüllungen und Böden in Form von Mittelwerten als Grundlage der geotechnischen Berechnungen angegeben.

**Tab. 7: Kenngrößen der angetroffenen Auffüllungen**

Bodenbezeichnung	Dim.	schluffige Kiese	sandige, tonige Schluffe
		mdi	w / st
Feuchtwichte $\gamma_k$	[kN/m <sup>3</sup> ]	20,0	18,5 / 19,5
Wichte u. Auftrieb $\gamma'_k$	[kN/m <sup>3</sup> ]	10,0	8,5 / 9,5
Reibungswinkel $\phi'_k$	[°]	30,0	25,0
Kohäsion $c'_k$	[kN/m <sup>2</sup> ]	0,0	2,5 / 7,5
Undränierete Scherfestigkeit $c_{u,k}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	-	50 / 100
Durchlässigkeit $k_f$	[m/s]	$1 \cdot 10^{-5} - 1 \cdot 10^{-8}$	$1 \cdot 10^{-8}$
Steifeziffer $E_{s,k}$	[MN/m <sup>2</sup> ]	20,0	1,0 / 5,0

**Tab. 8: Kenngrößen der angetroffenen Auffüllungen**

Bodenbezeichnung	Dim.	Kiese	schluffige Kiese	sandige, tonige Schluffe	kiesige Schluffe
		di	mdi	w / st	st
Feuchtwichte $\gamma_k$	[kN/m <sup>3</sup> ]	20,0	20,0	18,5 / 19,5	19,0
Wichte u. Auftrieb $\gamma'_k$	[kN/m <sup>3</sup> ]	10,0	10,0	8,5 / 9,5	9,0
Reibungswinkel $\phi'_k$	[°]	35,0	32,5	25,0	25,0
Kohäsion $c'_k$	[kN/m <sup>2</sup> ]	0,0	0,0	2,5 / 7,5	10,0
Undränierete Scherfestigkeit $c_{u,k}$	[kN/m <sup>2</sup> ]	-	-	75 / 125	175
Durchlässigkeit $k_f$	[m/s]	$1 \cdot 10^{-3}$	$1 \cdot 10^{-6}$	$1 \cdot 10^{-8}$	$1 \cdot 10^{-8}$
Steifeziffer $E_{s,k}$	[MN/m <sup>2</sup> ]	80,0	60,0	1,0 / 5,0	30,0

## 6 Grundwasser

### 6.1 Grundwasserstände

Nach [5] sind für das Baufeld folgende maßgebende Wasserstände anzusetzen:

**Tab. 9: Maßgebende Wasserstände im Baufeld [5]**

Wasserstand	GW [m+NN]
HGW	151,95
HGW <sub>Bau</sub>	151,50
MGW	151,26
NGW	150,48

### 6.2 Wasserschutzgebiete

Nach [5] liegt das Baufeld im fachtechnisch abgegrenzten Wasserschutzgebiet (WSG) Neckarsulm (Neckartalaue) Hierbei handelt es sich um ein Wasserschutzgebiet der Zone IIIa.

Im Baubereich sind keine festgesetzten, vorläufig angeordneten oder im Verfahren befindlichen WSG vorhanden.

### 6.3 Überschwemmungsgebiete

Nach Auskunft des Onlinedienstes der LUBW befindet sich östlich der Neckartalstraße das Überschwemmungsgebiet Neckar (ÜSG Nr. 630.125.000.011). Dieses reicht bis unmittelbar an die Neckarstraße heran, jedoch liegen die Baumaßnahmen außerhalb des WSG.

## 7 Bauwerksgründung

### 7.1 Allgemeines

Die Baumaßnahmen liegen außerhalb der Erdbebenzonen nach der Karte der Erdbebenzonen Baden-Württemberg<sup>7</sup>.

Ebenso liegen die Baumaßnahmen außerhalb von Einflüssen aus dem Salzabbau (Geländesenkungen) im Bereich Böllinger Höfe.

<sup>7</sup> Karte der Erdbebenzonen und geologischen Untergrundklassen Baden-Württemberg, Innenministerium Baden-Württemberg, Regierungspräsidium Freiburg, Abt. 9: Landesamt für Geologie, Rohstoffe und Bergbau, 1:350.000, 2005

## 7.2 Unterführung

Bei km 0+390 wird die bestehende Unterführung des Radweges unter der L1100/Neckartalstraße hindurch verlängert.

Die bestehende Unterführung ist ein Stahlbetonrahmenbauwerk mit einer Außenbreite von 6,00 m und einer Höhe von 5,00 m (Unterkante bis Oberkante Rahmenbauwerk). Nach [8] ist das bestehende Bauwerk über eine Platte auf Vertiefungen aus Magerbeton gegründet. Die Unterkante der Magerbetonriegel liegt bei 149,30 m+NN (wahrscheinlich in den anstehenden Kiesen).

Die Verlängerung erfolgt mit dem gleichen Querschnitt wie im Bestand auf einer Länge von etwa 5,50 m.

Die niedrigste GOK liegt bei 151,10 m+NN. Damit liegt die frostsichere Gründungstiefe bei 150,30 m+NN.

Nach [8] wird für die Flachgründung vorab der Bemessungswert der Sohlpressung bei 149,30 m (Unterkante bisheriger Magerbeton) mit  $360 \text{ kN/m}^2$ , bezogen auf die Fläche des Rechteckfundamentes über den Brunnenringen, angesetzt.

Davon stammen etwa  $50 \text{ kN/m}^2$  aus dem Gewicht des Magerbetons bzw. der Brunnenringe. Bei Einbau von Brunnenringen ist aufgrund der geringeren Grundfläche der kreisrunden Betonringe (Verhältnis etwa 4/5) ein Bemessungswert der Sohlpressung von  $450 \text{ kN/m}^2$  anzusetzen.

Aufgrund der Ergebnisse der Bohrung M 8 stehen ab GOK (etwa 151,80 m+NN) bis etwa 148,70 m+NN weiche-steife Schluffe an.

Wir haben hierzu in der Anlage 4 überschlägige geotechnische Berechnungen mit dem in Tabelle 2 dargestellten Baugrundmodell durchgeführt.

In der Berechnung 1 haben wir die Unterkante Bauwerk bei 150,50 m+NN angesetzt. Zur Gewährleistung der Frostsicherheit haben wir darunter noch einen Bodenaustausch bis 150,30 m+NN (0,80 m u. GOK) „eingebaut“.

Bei Ansatz der Pressungen nach [2] von im Mittel  $300 \text{ kN/m}^2$  ergeben sich Setzungen von etwa  $s = 13 \text{ cm}$ , die im Wesentlichen in den weich-steifen Schluffen auftreten. Demnach sind diese Böden nicht dazu geeignet, die aus dem Bauwerk auftretenden Lasten bauwerksverträglich – insbesondere im Anschluss an den Bestand – abzutragen.

Es bieten sich unseres Erachtens folgende Möglichkeiten der Gründung an:

- Austausch der Schluffe durch ein verdichtbares Material bis auf die Kiese.
- Tieferführung der Gründung mittels Betonpfeilern durch die Schluffe hindurch bis in die anstehenden Kiese.

Bei einem Bodenaustausch sind die Schluffe komplett bis auf die Kiese auszutauschen. Die Unterkante des Bodenaustausches (= Oberkante der Sande) liegt auf einem Niveau von etwa 148,70 m+NN bzw. etwa 3,10 m u. GOK. Die UK Bauwerk liegt auf etwa 150,50 m+NN.

Die Dicke des Bodenaustausches ergibt sich dann zu etwa 1,80 m. Der Bodenaustausch sollte etwa 0,20 m über die Bauwerksaußenkante hinausragen und unter 45° abgebösch werden. Weiterhin liegt der MGW mit angenommenen 151,26 m+NN etwa auf GOK, so dass zur Durchführung des Bodenaustausches eine Grundwasserabsenkung oder ein wasserdichter Baugrubenverbau erforderlich ist.

Aus wirtschaftlichen Gründen raten wir von dieser Ausführung ab und empfehlen, das Bauwerk über Betonbrunnen bis in die anstehenden Kiese zu gründen.

Es ist davon auszugehen, dass die Schluffe für einen Aushub im Grundwasser nicht ausreichend standsicher sind. Eine Vertiefung der Fundamente wäre daher nur im verbauten Zustand möglich. Da dies bei Streifen- oder Plattenfundamenten nur mit einem sehr hohen (u. E. wirtschaftlich nicht vertretbaren Aufwand; z. B. mit temporären Spundwänden) möglich ist, empfiehlt sich eine Gründung über Betonpfeiler oder Betonbrunnen.

Hierbei werden die Vertiefungen punktuell ausgeführt und die Platten darüber als punktgestützte Decken bzw. die Streifenfundamente als punktgestützte Balken ausgebildet. Zwischen den Betonpfeilern ist keine Bettung anzusetzen.

Die Betonpfeiler sind verrohrt (mit temporärem Stahlrohr oder verbleibenden Schachtringen) bis etwa 0,20 – 0,30 m in die Kiese auszuführen. Eine Dimensionierung erfolgt analog zu Einzelfundamenten über den Bemessungswert des Sohlwiderstandes.

In Anlage 6 haben wir auch hierzu überschlägige geotechnische Berechnungen mit dem in Tabelle 2 dargestellten Baugrundmodell durchgeführt.

In der Berechnung 2 haben wir eine Vergleichsfläche von 10,0 m x 2,50 m (für 4 Betonpfeiler DA2500) und einer Sohlpressung von  $\sigma_d = 450 \text{ kN/m}^2$  angesetzt. Hierdurch wird durch die Pressung die Lastkonzentration in den kreisrunden Betonpfeilern (s. o.) und durch die Geometrie die gegenseitige Beeinflussung der unmittelbar nebeneinander stehenden Betonpfeiler simuliert.

Es ergeben sich rechnerische Setzungen von  $s \cong 2,4 \text{ cm}$  und ein Ausnutzungsgrad gegen Grundbruch von  $\mu \cong 1,0$ .

Grundsätzlich ist davon auszugehen, dass etwa 40 – 50 % der angegebenen (rechnerischen) Setzungen während der Baumaßnahme abklingen. Die restlichen Setzungen treten nach Fertigstellung der Maßnahme in einem Zeitraum von etwa einem Jahr auf.

Es ist vom Tragwerksplaner zu prüfen, ob die angegebenen Setzungen bauwerksverträglich sind.

Eine Reduzierung der Setzungen kann einerseits über die Verteilung der Lasten auf eine größere Fläche oder durch eine Pfahlgründung erfolgen. Bei der Pfahlgründung sind die Pfähle allerdings in den Verwitterungshorizont ab etwa 14 m u. GOK abzustellen, was einerseits weitere Erkundungen erforderlich macht und andererseits einen deutlich erhöhten wirtschaftlichen Aufwand bedeutet.

### 7.3 Stützwand bei Unterführung

Bei der Stützwand gehen wir davon aus, dass diese auf dem gleichen Niveau wie die Verlängerung der Unterführung gegründet wird.

Lasten liegen uns hier noch keine vor. Wir gehen jedoch davon aus, dass bei einer Gründung in den anstehenden Schluffen auch hier Setzungen oder Verdrehungen auftreten, die nicht bauwerksverträglich sind.

Wir empfehlen daher auch hier eine Gründung über Betonbrunnen bis in die anstehenden Kiese.

Wir haben auch hierzu in der Anlage 4 überschlägige geotechnische Berechnungen mit dem in Tabelle 2 dargestellten Baugrundmodell durchgeführt.

Aus der Berechnung [3] können vom Tragwerksplaner die erforderlichen Bemessungswerte des Sohlwiderstandes nach DIN 1054:2010-12 für die Bemessung der Betonpfeiler in Abhängigkeit der Grundbruchsicherheit und der zulässigen Setzungen entnommen werden. Die Einbindetiefe ist hier von  $GOK = 151,10 \text{ m} + \text{NN}$  angesetzt. Bei geringerer Einbindetiefe wären die Berechnungen zu überarbeiten.

So ist bei einem Betonpfeiler mit den Abmessungen  $a \times b = 1,50 \text{ m} \times 1,50 \text{ m}$  ein maximaler Bemessungswert des Sohlwiderstandes von  $\sigma_{R,d} \cong 1.050 \text{ kN/m}^2$  zulässig. Die Setzungen betragen dann etwa 1,2 cm. Die Begrenzung des Sohlwiderstandes erfolgt hier durch den Nachweis der Grundbruchsicherheit.

Betonbrunnen mit kreisförmigem Grundriss sind flächengleich aus den Quadratquerschnitten abzuleiten.

Grundsätzlich ist davon auszugehen, dass auch hier etwa 40 – 50 % der angegebenen (rechnerischen) Setzungen während der Baumaßnahme abklingen. Die restlichen Setzungen treten nach Fertigstellung der Maßnahme in einem Zeitraum von etwa einem Jahr auf.

#### 7.4 Lärmschutzwand

Nach [4] soll die Gründung der Lärmschutzwand über Bohrpfähle entsprechend der ZTV-Lsw 06<sup>8</sup> bzw. der ZTV-Lsw 88<sup>9</sup> Erg. erfolgen.

In Anhang B der ZTV-Lsw Erg ist eine Tabelle der Bodengruppen für die Regelbemessungsfälle enthalten. Diese kann im vorliegenden Fall u. E. nicht angewendet werden, da die anstehenden Böden (so geschätzt) nicht den Regelböden entsprechen.

Wir empfehlen daher eine Bemessung über elastisch gebettete Pfähle.

Der Entwurf und die Bemessung von Bohrpfählen eines Durchmessers zwischen 0,3 m und 3,0 m sind in den EA Pfähle<sup>10</sup> und die Ausführung in der DIN EN 1536<sup>11</sup> geregelt.

<sup>8</sup> *Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für die Ausführung von Lärmschutzwänden an Straßen, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe „Straßenentwurf“, Ausgabe 2006*

<sup>9</sup> *Entwurfs- und berechnungsgrundlagen für Bohrpfehlgründungen und Stahlpfosten von Lärmschutzwänden an Straßen, Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für die Ausführung von Lärmschutzwänden an Straßen, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), Arbeitsgruppe „Erd- und Grundbau“, Ausgabe 1997*

<sup>10</sup> *Empfehlungen des Arbeitskreises "Pfähle" EA-Pfähle, AK 2.1 der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e. V. (Hrsg.), 2. Auflage, 2012*

<sup>11</sup> *DIN EN 1536:2015-10; Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau – Bohrpfähle; Deutsche Fassung EN 1536:2010+A1:2015*

Generell wird das äußere Tragverhalten von Druckpfählen in axialer Richtung durch die Abhängigkeit von Pfahlwiderstand und Pfahlkopfverschiebung (Setzung, Verschiebung) beschrieben.

Der äußere Pfahlwiderstand  $R_k$  wird bei den gegebenen Untergrundverhältnissen, die durch das Anstehen von überwiegend bindigen Böden bis in große Tiefen gekennzeichnet sind, von Mantelreibung und Spitzenwiderstand bestimmt. Der Bruchwiderstand des Pfahles (Größtwert des Pfahlwiderstandes) wird bei der Pfahlkopfsetzung erreicht, bei deren Überschreitung der Pfahlwiderstand  $Q$  nicht weiter gesteigert werden kann. Die Bestimmung dieses Bruchwiderstandes erfolgt über die Widerstands-Setzungslinie.

Diese Widerstands-Setzungslinie kann gemäß EA Pfähle auf zwei Arten ermittelt werden:

- a) über Probelastungen oder
- b) mittels Erfahrungs- und Tabellenwerten

Um einen Anhaltswert über die erforderlichen Pfahldimensionen zu bekommen wurden die Berechnungen der Widerstands-Setzungslinie auf Grundlage von Erfahrungs- und Tabellenwerten nach den EA Pfähle durchgeführt.

Die Tabellenwerte sind in Abhängigkeit der undrännierten Scherfestigkeit und der einaxialen Druckfestigkeit formuliert, die durch die Drucksondierungen ermittelt wurden.

In Abhängigkeit der auszuführenden Pfahlart können dort Pfahlspitzendruck und -mantelreibung entnommen werden. Es ist vorab das Baugrundmodell nach Tabelle 3 anzusetzen.

Nach Abschnitt 5.4.6.2 der EA Pfähle können somit so z. B. für Bohrpfähle folgende charakteristische Werte angesetzt werden. Dabei wurden die Unteren Werte der in den Tabellen 5.12 – 5.15 nach EA Pfähle angegeben Werte in unseren Berechnungen angesetzt.

**Tab. 10: Charakteristischer Pfahlspitzendruck  $q_{b,k}$  [kN/m<sup>2</sup>]**

Bezogene Pfahlkopfsetzung s/D [-]	Auffüllungen	Schluffe weich-steif	Kiese dicht	Schluffe steif
Schicht Nr.	0	1	2	3
0,02	0	350	1.750	600
0,03	0	450	2.250	700
0,10	0	800	4.000	1.200

**Tab. 11: Charakteristische Mantelreibung  $q_{s,k}$  [kN/m<sup>2</sup>]**

	Auffüllungen	Schluffe weich-steif	Kiese dicht	Schluffe steif
Schicht Nr.	0	1	2	3
	0	40	130	50

Mitnahmesetzungen sind bei dieser Gründungsart kaum zu erwarten.

Aus unserer Sicht sind die Setzungen bauwerksverträglich, dies sollte jedoch nochmals vom Tragwerksplaner geprüft werden. Wir empfehlen, die Pfahlsetzungen nicht weiter zu reduzieren, um die Mantelreibung entsprechend zu aktivieren.

Die horizontale Bettung der Pfähle kann über die Formel

$$k_s = \frac{E_s}{D}$$

mit  $E_s$  = Steifeziffer und  $D$  = Pfahldurchmesser (für  $D > 1,0$  ist  $D = 1,0$  m zu setzen) ermittelt werden.

Die gegenseitige Beeinflussung einzelner Pfähle bzw. die sogenannte Gruppenwirkung ist in Kapitel 8.2 der EA Pfähle geregelt. Die Abminderung der Tragfähigkeit der Einzelpfähle ist dort in Abhängigkeit des Pfahltyps, der Einbindelänge und des Pfahlabstands zu ermitteln. Ebenso ist die Setzung der Pfahlgruppe analog zu ermitteln.

Für die Herstellung der Bohrpfähle ist die Herstellung einer Arbeitsfläche für das Bohrgerät (Großgerät, 50 to) erforderlich. Diese sollte sinnvoller Weise unter Angabe der Baugrundbedingungen dem Bohrunternehmen überlassen und funktional ausgeschrieben werden.

Der EC 7 bzw. die DIN 1054<sup>12</sup> sieht im Vorfeld der Gründungsherstellung Probelastungen zur Ermittlung der Pfahlkennwerte vor.

Aus geotechnischer Sicht sind diese aufgrund der durchgeführten Baugrunderkundungen und dem Ansatz der Pfahlkennwerte an der unteren Grenze nicht erforderlich. Aus unserer Sicht ist dies nur erforderlich, wenn die Pfahlgründung wirtschaftlich ausgereizt werden soll, da die angesetzten Erfahrungs- bzw. Tabellenwerte auf der sicheren Seite liegen.

Für das Einbringen von Stoffen in das Grundwasser ist ein Wasserrechtsantrag zu stellen.

Sollten hier weitere Angaben erforderlich sein, bitten wir um Rücksprache.

Wir weisen hier nochmals darauf hin, dass die Betrachtungen zum Baugrund im Bereich der Lärmschutzwand nur auf Abschätzungen beruhen. Diese sind vor Beginn der Baumaßnahme mit weiteren Erkundungen zu überprüfen. Für die Betrachtung von Pfahlgründungen bieten sich z. B. Drucksondierungen an.

## **8 Hinweise zur Bauausführung**

### **8.1 Baugrube**

Für die Erstellung der Bauwerke sind Abböschungen erforderlich.

In Anlehnung an die DIN 4124 können dann in den angetroffenen Böden ohne weitere Nachweise maximale Baugrubenböschungen

---

<sup>12</sup> Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1, Ausgabe 2010-12, inkl. Änderung A1:2012, Ausgabe 2012-08

- unter 45° in den Auffüllungen, den weichen und weich-steifen Schluffen

hergestellt werden. Die Vorgaben bzw. die Randbedingungen der DIN 4124 sind zu beachten.

Sonstige Böden sind über Grundwasser nicht vorhanden. Abböschungen in Böden im Schutze einer Grundwasserhaltung sind rechnerisch nachzuweisen (s. u.).

Nach DIN 4124, gelten die o. g. Neigungen nicht, wenn eine ungünstige Gegebenheit oder ein ungünstiger Einfluss die Standsicherheit gefährdet. Im vorliegenden Fall können dies z. B. sein:

- Nicht oder nur wenig verdichtete Verfüllungen oder Aufschüttungen (ist in o. g. Böschungswinkel berücksichtigt).
- Erhebliche Anteile an organischen Bestandteilen und ähnlichen festigkeitsmindernden Bodenarten im Fall eines weichen bindigen Bodens.
- Grundwasserabsenkung durch offene Wasserhaltung in Feinsand- oder Schluffböden.
- Zufluss von Schichtenwasser.
- Nicht entwässerter, im wassergesättigten Zustand zum Fließen neigender Boden.
- Der Verlust der Kapillarkohäsion eines nichtbindigen Bodens durch Austrocknen.
- Starke Erschütterungen, z. B. aus Verkehr, Rammarbeiten, Verdichtungsarbeiten oder Sprengungen.

Sollten solche Randbedingungen vorliegen, ist die Standsicherheit von Böschungen rechnerisch nachzuweisen. Die Standsicherheit ist ebenfalls rechnerisch nachzuweisen, wenn z. B.:

- Eine Böschung mehr als 5,00 m hoch ist.
- Die oben genannten Böschungswinkel überschritten werden, wobei jedoch ein Böschungswinkel von mehr als 80° bei nichtbindigen oder bindigen Böden und von mehr als 90° bei Fels nicht zulässig ist.
- Die Standsicherheit von vorhandenen Gebäuden, Leitungen, anderen baulichen Anlagen oder Verkehrsflächen gefährdet werden kann.
- Das Gelände neben der Böschungskante steiler als 1:10 ansteigt oder unmittelbar neben dem Schutzstreifen von 0,60 m eine steiler als 1:2 geneigte Erdaufschüttung bzw. Stapellasten von mehr als 10 kN/m<sup>2</sup> zu erwarten sind.

Bei einer bis 1:1 geneigten Erdaufschüttung darf der geforderte Standsicherheitsnachweis entfallen, wenn die Tiefe der Baugrube bzw. des Grabens zusammen mit der Höhe der Erdaufschüttung das Maß von 5,00 m nicht übersteigt

Ansonsten verweisen wir auf die DIN 4124. Wir empfehlen, für die Erdarbeiten nur Fachfirmen zuzulassen und die DIN 4124 vertraglich zu vereinbaren.

**Sollten z. B. bei Aushub Wasseraustritte oder abweichende Bodenarten festgestellt werden, so sind die Arbeiten einzustellen und es ist ein geotechnischer Sachverständiger hinzuzuziehen.**

**Auch bei Planungsänderungen, die Auswirkungen auf den Erdbau haben, sind die Auswirkungen vor Ausführungsbeginn von einem geotechnischen Sachverständigen zu prüfen.**



Sollten Böschungen verbaut werden, so sind bei der Wahl der Verbauart folgende Punkte zu beachten:

Das Einbringen des Verbaus ist u. a. mit dem KMBD in Stuttgart abzustimmen. Dies ist „Sache“ des Bauherrn und ist vor Ausschreibung/Vergabe abzuklären. Erforderliche Maßnahmen sind mit auszuschreiben.

Eine Kampfmittelfreimessung entlang der Verbaustrasse ist bei einem Trägerbohlverbau in der Regel lediglich an den Trägerpunkten erforderlich, während beim Spundwandverbau die komplette Trasse (Kampfmittelsondierungen mindestens alle 1,50 m) freizumessen ist. Wir verweisen hier auch auf den Abschnitt 8.5 dieses Berichts.

Die Bemessung des Verbaus empfehlen wir dem Unternehmer zu überlassen, da dieser in der Regel „seine Systeme“ hat.

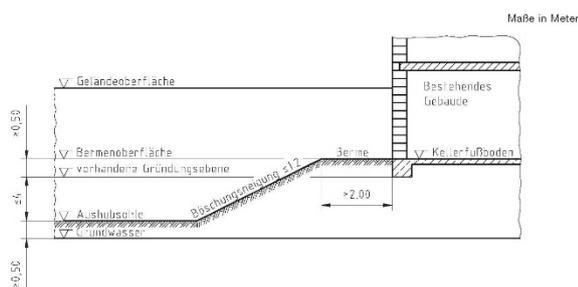
Ansonsten verweisen wir auf die Vorgaben der EAB<sup>13</sup> (Lastansätze etc.).

Bei Bedarf können hierzu weitere Ausarbeitungen erfolgen. Wir bitten dann um Info.

## 8.2 Sicherung der Nachbar-/Bestandsbebauung

Die geplante Verlängerung der Unterführung grenzt unmittelbar an die bestehende Unterführung an. Nach [1] ist das bestehende Bauwerk über eine Platte auf Vertiefungen aus Magerbeton gegründet. Die Unterkante der Magerbetonriegel liegt bei 149,30 m+NN (wahrscheinlich in den anstehenden Kiesen). Die Verlängerung ist auf etwa 148,40 m+NN und damit etwa 0,90 m unter den Bestand zu gründen.

Nach DIN 4123<sup>14</sup> gilt, dass bei Baugruben neben bestehenden Bauwerken Maßnahmen zur Gewährleistung der Grundbruchsicherheit dann erforderlich sind, wenn die Aushubgrenzen nach Bild 1 der DIN 4123 (siehe nachfolgendes Bild 1) nicht eingehalten werden.



**Bild 1: Aushubgrenzen nach DIN 4123 (DIN 4123, Bild 1)**

Diese Aushubgrenzen werden sind im Anschluss an den Bestand z. B. mittels Bagger-schurf zu prüfen. Es ist dann zu beurteilen, ob dort Unterfangungen der Bestandsbebauung erforderlich sind.

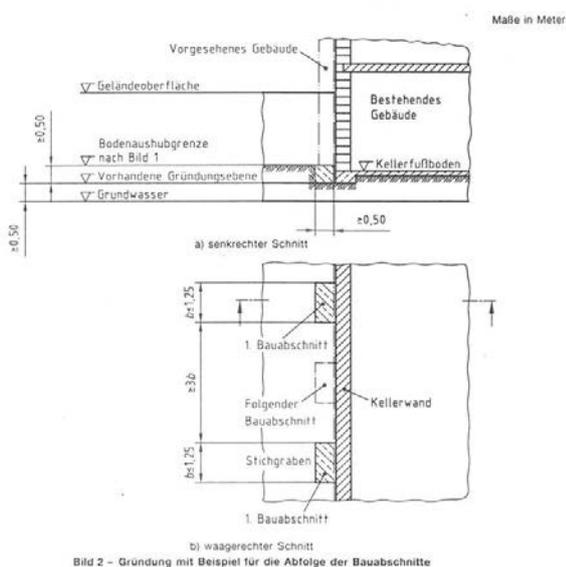
<sup>13</sup> Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben", Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e. V. (Hrsg.), 5. Auflage, Berlin, September 2012

<sup>14</sup> Ausschachtungen, Gründungen und Unterfangungen im Bereich bestehender Gebäude, Ausgabe 2011-05



Bei einer Bestandsgründung über eine Platte kann unseres Erachtens auf eine Unterfangung verzichtet werden. Allerdings ist dafür Sorge zu tragen, dass kein Material unter den bestehenden Fundamenten „heraus rieselt“. Ebenso kann bei einer Gründung über Betonbrunnen in Schachtringen und einem fachgerechten, vorausseilenden Einbringen der Schachtringe auf eine Unterfangung verzichtet werden.

Bei erforderlichen Unterfangungen kann der „Voraushub“ im Trockenen bis 0,50 m über die bestehenden Gründungstiefen erfolgen. Dann sind die Unterfangungen auszuführen. Diese sind abschnittsweise mit einer maximalen Breite eines Abschnitts von 1,25 m zu erstellen. In der Tiefe müssen sie bis mindestens 0,50 m unter geplante Aushubsohle reichen (siehe Bild 2). Die Dicke der Unterfangung muss der zu unterfangenden Streifenfundamente entsprechen.



**Bild 2: Vorgehensweise bei Unterfangungen nach DIN 4123 (DIN 4123, Bild 2)**

Ebenso kann die Unterfangung bei einem Aushub im Grundwasser z. B. über Injektionen (HDI-Säulen, Jetgrouting® etc.) erfolgen. Dies stellt allerdings einen hohen wirtschaftlichen Aufwand dar.

### 8.3 Einbau von Böden

Die beim Aushub anfallenden Schluffe sind für einen Wiedereinbau nicht geeignet und zu entsorgen. Die sandigen und kiesigen Auffüllungen und ggfs. auch die anstehenden Kiese hingegen können für die Wiederverfüllung eingesetzt werden.

Sollten Liefermaterialien erforderlich werden, empfehlen wir ein gut abgestuftes Material mit einem Feinkornanteil von maximal 5 % und einem Kieskornanteil von mindestens 40 % (Bodengruppen GI, GW nach DIN 18196; gebrochenes Korn ist zu bevorzugen).

RC-Material kann aufgrund der hohen Grundwasserstände nicht eingebaut werden.

Wir empfehlen Schüttlagenstärken (unverdichtet) von 0,20 – 0,30 m und einen 5-maligen Übergang mit der schweren Rüttelplatte. Die Baugrubensohle bzw. die Aufstandsflächen

der Fundamente sind ebenfalls durch 5-maligen Übergang mit der schweren Rüttelplatte zu verdichten. Es ist ein Verdichtungsgrad von 100 %  $D_{Pr}$  zu fordern.

Beim Aushub der Betonbrunnen unter Wasser ist bis etwa 0,30 m in die Kiese auszuheben, um sicherzustellen, dass keine bindigen Böden in der Aushubsohle mehr vorhanden sind.

#### **8.4 Entwässerung / Bauwerksabdichtung**

Vor Beginn der Baumaßnahme empfehlen wir eine nochmalige Überprüfung der Grundwasserstände. Dies kann z. B. mittels Schürfen im Rahmen der Abbruchmaßnahme geschehen.

Erst dann kann beurteilt werden, ob im Rahmen der Baumaßnahme ggfs. (auch je nach gewählter Gründungsart) Grundwasserhaltungen erforderlich sind. Bei Absenktiefen bis zu 0,30 m können diese mittels offener Wasserhaltung (Gräben und Pumpensümpfe) durchgeführt werden. Bei größeren Absenktiefen sind geschlossene Systeme, wie z. B. Brunnen oder Lanzen erforderlich.

Wir gehen davon aus, dass der Durchlass auch bei Lage im/unterhalb des HGW keine Abdichtung gegen Feuchtigkeit erhält, da er beidseitig bewittert ist. Bei Bedarf können hier noch Angaben gemacht werden.

#### **8.5 Kampfmittel**

Entsprechend der DIN 18299 ist im Hinblick auf die vorhandene Kampfmittelsituation eine Aussage des Auftraggebers in der Leistungsbeschreibung zu treffen.

Es liegt eine Auswertung des KMBD Stuttgart vor [8]. Demnach liegt im Baubereich Kampfmittelverdacht vor.

Hier sind entweder Untersuchungen zur Kampfmittelsituation (z. B. entsprechende Freimessungen, Räumungen) vor der Ausführung der eigentlichen Bauarbeiten durch den AG zu veranlassen. Alternativ hat der AG in der Leistungsbeschreibung auf die vorhandene Situation hinzuweisen, so dass im Zuge der geplanten Bauarbeiten geeignete Maßnahmen eingeplant werden können.

So wird für die Aushubarbeiten oder das Einbringen des Verbaus eine Aussage zur Kampfmittelfreiheit erforderlich.

Das Vorgehen ist auf jeden Fall mit dem KMBD in Stuttgart abzustimmen.

#### **8.6 Sonstige Hinweise**

Die anstehenden bindigen Böden sind sehr witterungsempfindlich. Ein Befahren dieser Böden mit Baufahrzeugen ist daher nur bei trockener Witterung möglich. Bei Einwirkung von Nässe und mechanischer Energie können die Böden ihre Konsistenz in den breiigen bis flüssigen Bereich verändern. Zum Befahren sind evtl. Baustraßen erforderlich.

Wir weisen darauf hin, dass der Schutz des Planums eine Nebenleistung nach DIN 18299 ist.

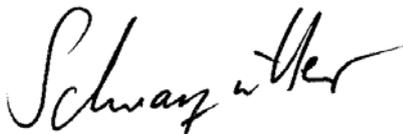
Der durchgeführte Erkundungsumfang im Bereich der Unterführung inkl. Stützwand entspricht den Empfehlungen des EC 7. Bei punktuellen Aufschlüssen sind jedoch Abweichungen vom erkundeten Baugrund nicht auszuschließen.

Im Bereich der Lärmschutzwand sind keine ausreichenden Erkundungen vorhanden. Die im vorliegenden Bericht getroffenen Annahmen sind durch Erkundungen zu überprüfen.

Bei Abweichungen vom erkundeten Baugrund ist unser Büro zu informieren.

Dieser Bericht besteht aus 23 Seiten (inkl. Deckblatt) und den Anlagen 1 bis 4.

INGENIEURBÜRO ROTH  
& PARTNER GMBH



Dipl.-Ing. (FH) Helmut Schwarzmüller

Projektbearbeiter:

i. A. Dipl.-Ing. Elisabeth Grohme



ppa. Dipl.-Ing. (FH) Peter Cuntz  
Beratender Ingenieur





## **Anlage 1**

### **Pläne mit Eintrag der Erkundungsergebnisse**

- 1.1   Übersichtslageplan mit Eintrag der Bauwerke und der Erkundungspunkte**
- 1.2   BW 233 – Detaillageplan mit Lage der Erkundungspunkte und Schnitt  
mit Eintrag der Erkundungsprofile**



BW 6821-833  
Lärmschutzwand links  
L1100 HN-Neckargartach  
km 0+88 bis 0+230

BW 233  
L1100  
UF-Westbauwerk  
Wimpfener Straße

### LEGENDE

-  Kernbohrung
-  Rammkernsondierung T=4 m

Projekt Nordumfahrung  
Frankenbach/Neckargartach  
L1100 - BW 233 UF Westbauwerk und BW 6821-833 LSW  
Baugrunderkundung und Gründungsberatung  
Ergänzung zum Streckengutachten

Planinhalt	Maßstab	Anlage-Nr.
Lageplan mit Eintrag der Erkundungspunkte	1:1000	1.1

Auftraggeber



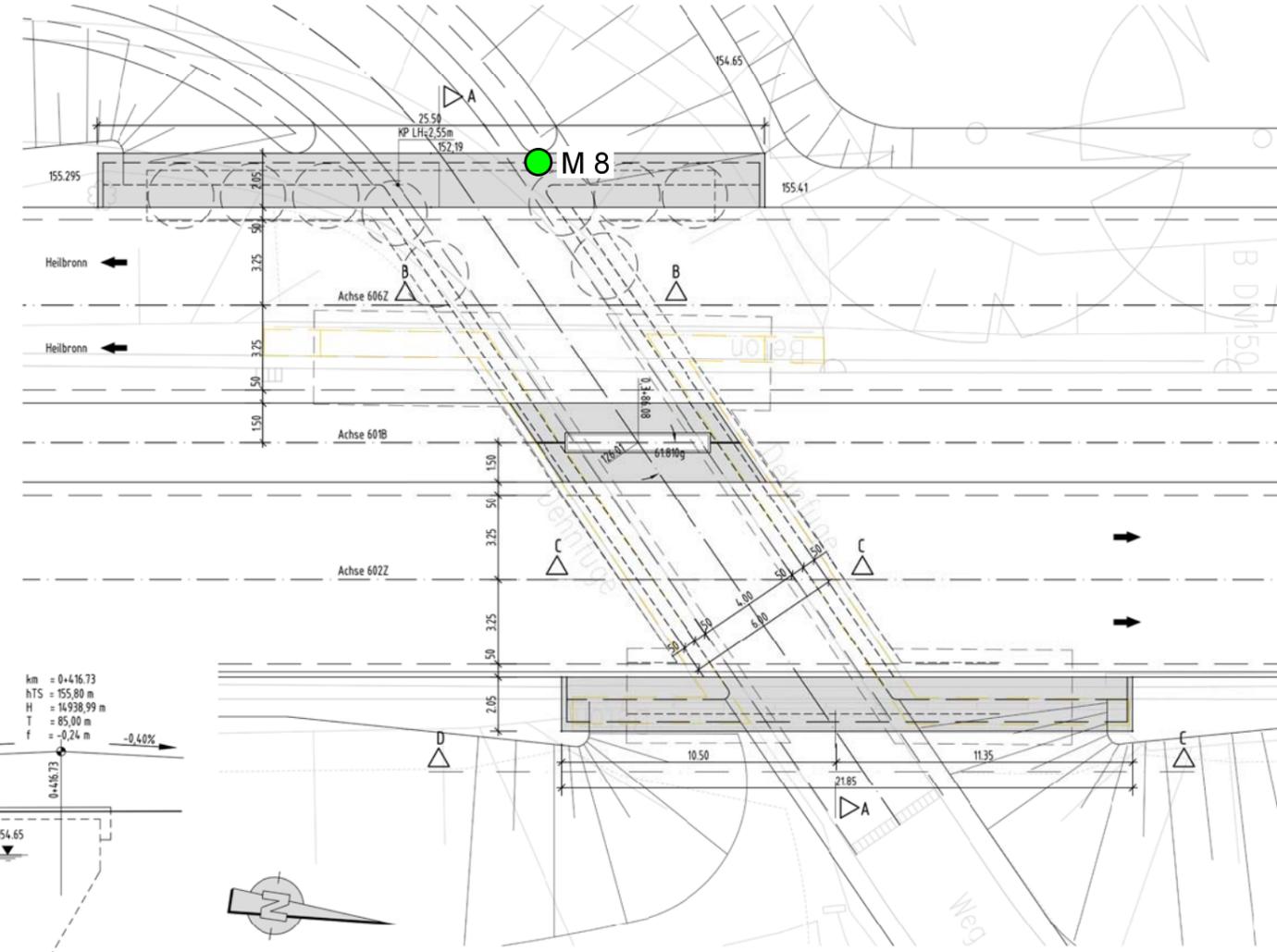
Stadt Heilbronn  
Amt für Straßenwesen

INGENIEURBÜRO  
ROTH & PARTNER 

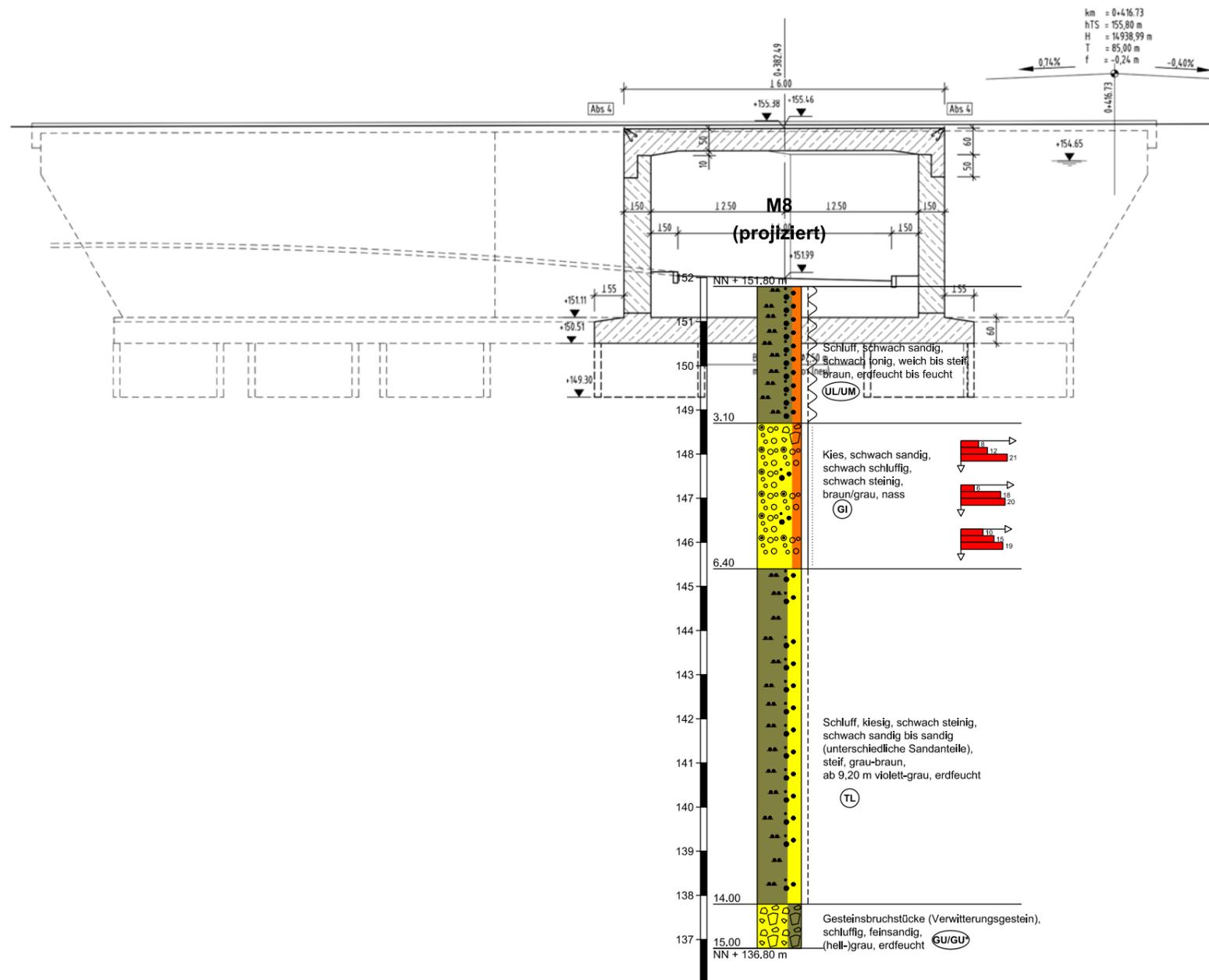
Ingenieurbüro Roth & Partner GmbH  
Hans-Sachs-Straße 9 · 76133 Karlsruhe  
Telefon 0721 98453-0 · Telefax -99  
info@ib-roth.com · www.ib-roth.com

Karlsruhe, November 2018

Draufsicht



Querschnitt B-B in Achse 606Z



## LEGENDE

● Maschinenbohrung

Plangrundlage:  
UF Wimpfener Str. Entwurf Variante 3, 31.07.17, Ingenieurgruppe Bauen, Karlsruhe

Projekt Nordumfahrung  
Frankenbach/Neckgartach  
L1100 - BW 233 UF Westbauwerk und BW 6821-833 LSW  
Baugrunderkundung und Gründungsberatung  
Ergänzung zum Streckengutachten

Planinhalt	Maßstab	Anlage-Nr.
BW 233-Detaillageplan mit Lage der Erkundungsprofile und Schnitt mit Eintrag der Erkundungsprofile	1:250 1:125	1.2

Auftraggeber



Stadt Heilbronn  
Amt für Straßenwesen

INGENIEURBÜRO  
ROTH & PARTNER



Ingenieurbüro Roth & Partner GmbH  
Hans-Sachs-Straße 9 · 76133 Karlsruhe  
Telefon 0721 98453-0 · Telefax -99  
info@ib-roth.com · www.ib-roth.com

Karlsruhe, November 2018



## **Anlage 2**

**Zeichnerische Darstellung der Profile der Kernbohrung und der  
Rammkernsondierungen**

**Legende und Zeichenerklärung nach DIN 4023**

Boden- und Felsarten

 Auffüllung, A	 Mudde, F, organische Beimengungen, o
 Steine, X, steinig, x	 Kies, G, kiesig, g
 Mittelsand, mS, mittelsandig, ms	 Feinsand, fS, feinsandig, fs
 Sand, S, sandig, s	 Schluff, U, schluffig, u
 Ton, T, tonig, t	

Korngrößenbereich f - fein  
m - mittel  
g - grob

Nebenanteile ' - schwach (<15%)  
- - stark (30-40%)

Bodengruppe nach DIN 18196

<b>GE</b> enggestufte Kiese	<b>GW</b> weitgestufte Kiese
<b>GI</b> Intermittierend gestufte Kies-Sand-Gemische	<b>SE</b> enggestufte Sande
<b>SW</b> weitgestufte Sand-Kies-Gemische	<b>SI</b> Intermittierend gestufte Sand-Kies-Gemische
<b>GU</b> Kies-Schluff-Gemische, 5 bis 15% $\leq 0,06$ mm	<b>GU*</b> Kies-Schluff-Gemische, 15 bis 40% $\leq 0,06$ mm
<b>GT</b> Kies-Ton-Gemische, 5 bis 15% $\leq 0,06$ mm	<b>GT*</b> Kies-Ton-Gemische, 15 bis 40% $\leq 0,06$ mm
<b>SU</b> Sand-Schluff-Gemische, 5 bis 15% $\leq 0,06$ mm	<b>SU*</b> Sand-Schluff-Gemische, 15 bis 40% $\leq 0,06$ mm
<b>ST</b> Sand-Ton-Gemische, 5 bis 15% $\leq 0,06$ mm	<b>ST*</b> Sand-Ton-Gemische, 15 bis 40% $\leq 0,06$ mm
<b>UL</b> leicht plastische Schluffe	<b>UM</b> mittelplastische Schluffe
<b>UA</b> ausgeprägt zusammendrückbarer Schluff	<b>TL</b> leicht plastische Tone
<b>TM</b> mittelplastische Tone	<b>TA</b> ausgeprägt plastische Tone
<b>OU</b> Schluffe mit organischen Beimengungen	<b>OT</b> Tone mit organischen Beimengungen
<b>OH</b> grob- bis gemischtkörnige Böden mit Beimengungen humoser Art	<b>OK</b> grob- bis gemischtkörnige Böden mit kalkigen, kieseligen Bildungen
<b>HN</b> nicht bis mäßig zersetzte Torfe (Humus)	<b>HZ</b> zersetzte Torfe
<b>F</b> Schlämme (Faulschlamm, Mudde, Gytija, Dy, Sapropel)	<b>[ ]</b> Auffüllung aus natürlichen Böden
<b>A</b> Auffüllung aus Fremdstoffen	

Konsistenz

 breiig       weich       steif       halbfest       fest

**Ingenieurbüro  
Roth & Partner GmbH**  
Hans-Sachs-Straße 9  
76133 Karlsruhe

Projekt: Nordumfahrung  
Frankenbach/Neckargartach

Anlage 2

Datum: 09.11.2016

Auftraggeber: Stadt Heilbronn, Amt für  
Straßenwesen, Cäcilienstraße 49, 74072  
Heilbronn

Bearb.: Merz

### Legende und Zeichenerklärung nach DIN 4023

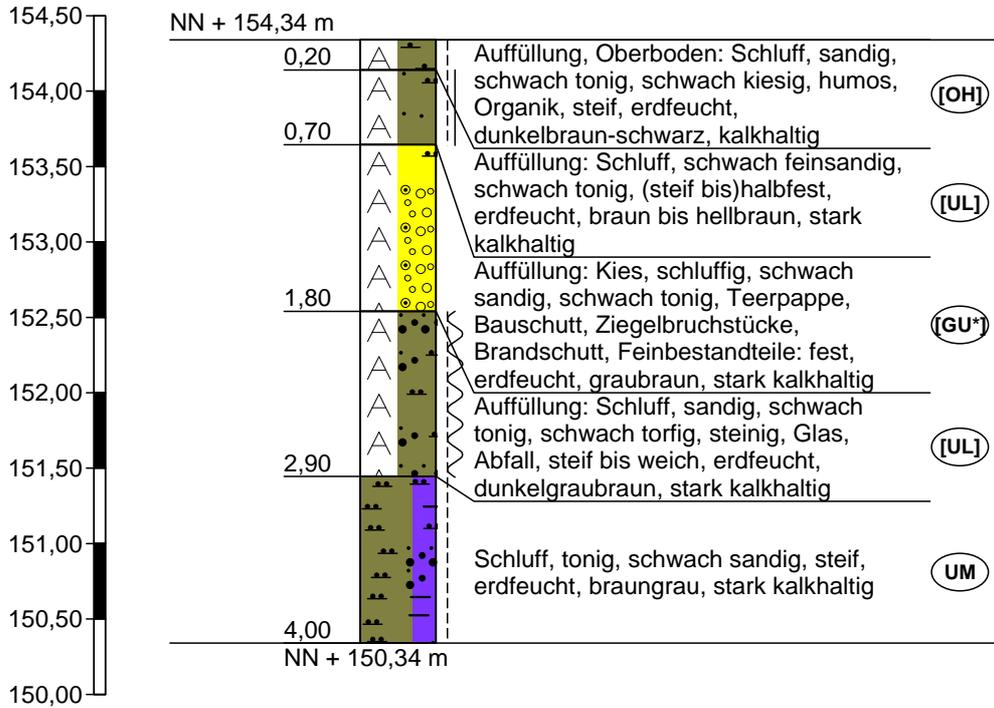
Istige Zeichen  
SPT-Test

Lagerungsdichte

••••• locker      ••••• mitteldicht      |••••• dicht      ••••• sehr dicht

**Zeichnerische Darstellung von Bohrprofilen nach DIN 4023**

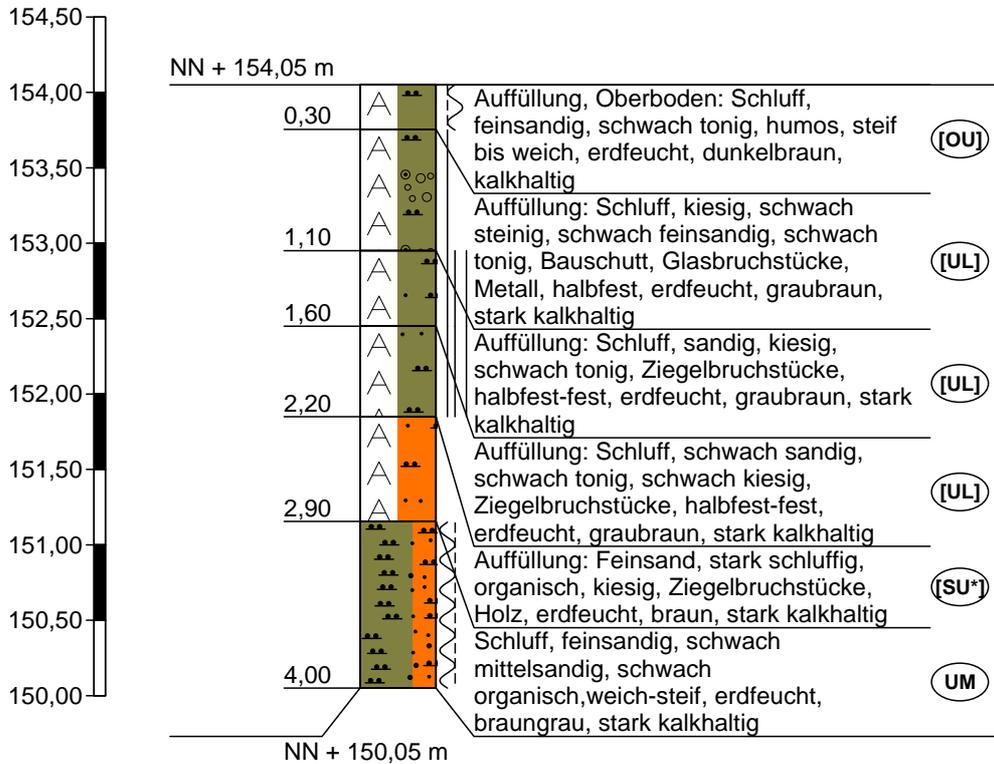
**RKS 52**



**Höhenmaßstab 1:50**

**Zeichnerische Darstellung von Bohrprofilen nach DIN 4023**

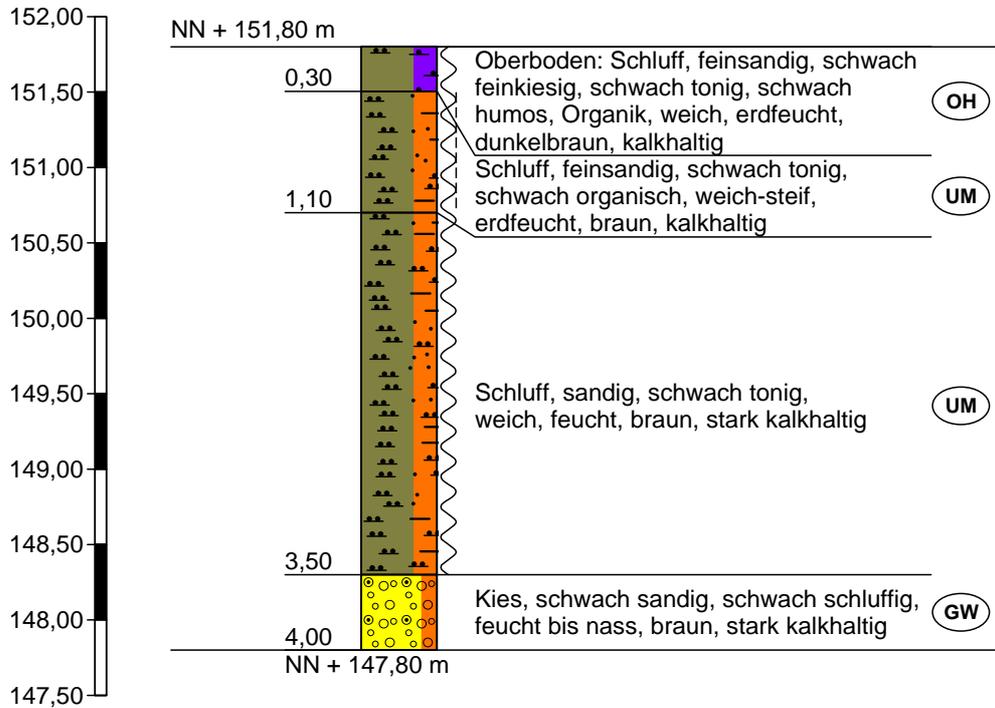
**RKS 52A**



**Höhenmaßstab 1:50**

**Zeichnerische Darstellung von Bohrprofilen nach DIN 4023**

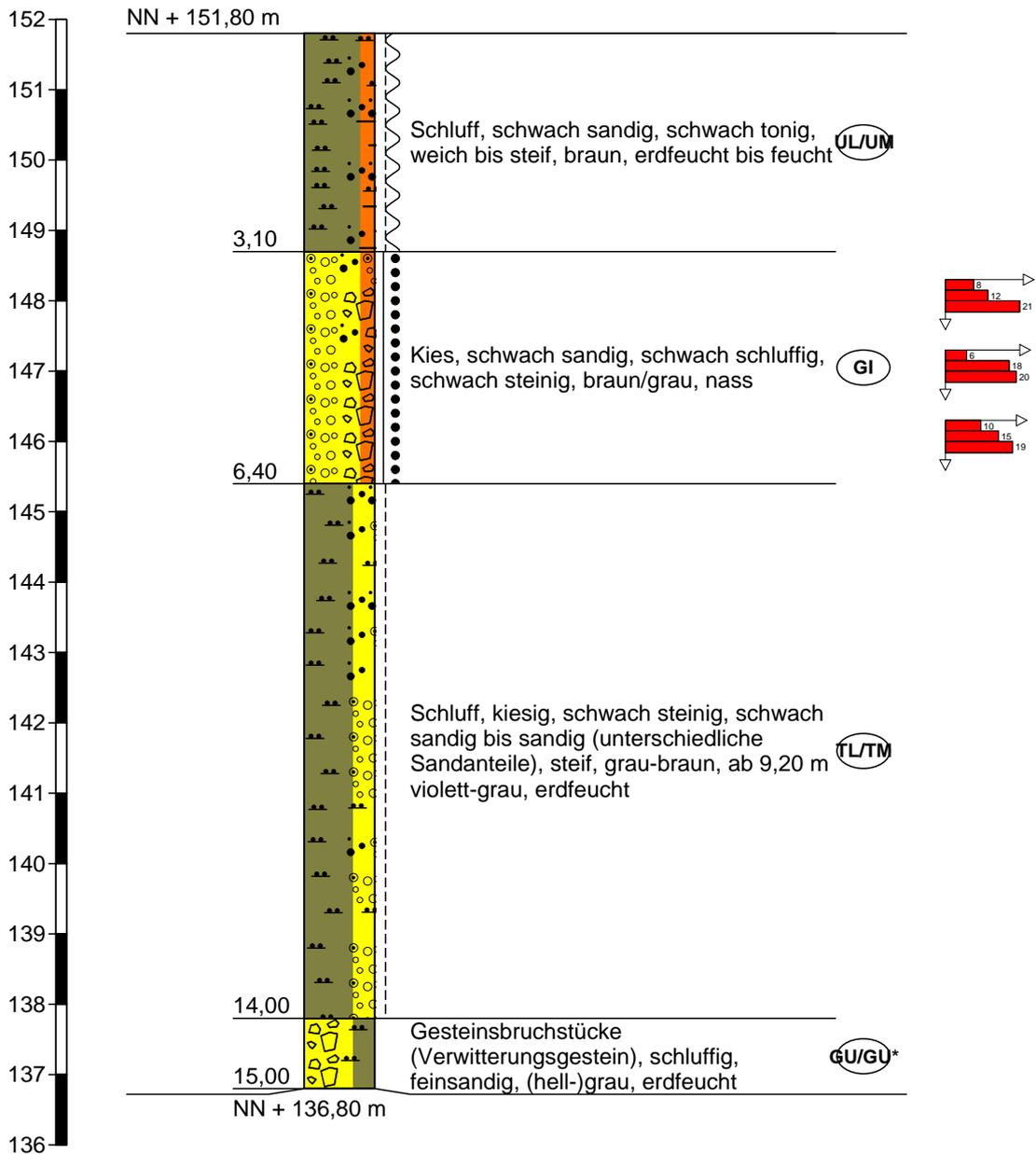
**RKS 54**



**Höhenmaßstab 1:50**

**Zeichnerische Darstellung von Bohrprofilen nach DIN 4023**

**M8**



**Höhenmaßstab 1:100**



## **Anlage 3**

### **Ergebnisse der bodenmechanischen Laborversuche**

#### **3.1 Wassergehalte nach DIN 18121**

<b>Projekt:</b>	Nordumfahrung Frankenbach-Neckargartach
<b>Auftraggeber:</b>	Stadt Heilbronn-Amt für Straßenwesen

Probe-Nr.		Bodengruppe DIN 18196	Wasser m [g]	Trockengewicht m <sub>d</sub> [g]	Wassergehalt w [%]
M 8	0,0 - 3,1 m u. derzeitige GOK	UL/UM	39,8	159,9	<b>24,9</b>
M 8	6,4 - 9,0 m u. derzeitige GOK	TL/TM	47,0	288,7	<b>16,3</b>
M 8	9,0 - 12,0 m u. derzeitige GOK	TL/TM	33,1	202,0	<b>16,4</b>
M 8	12,0 - 14,0 m u. derzeitige GOK	TL/TM	41,7	312,0	<b>13,4</b>
M 8	14,0 - 15,0 m u. derzeitige GOK	GU/GU*	25,4	280,8	<b>9,0</b>



## **Anlage 4**

### **Geotechnische Vordimensionierungen**



Boden	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\varphi$ [°]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	$E_s$ [MN/m <sup>2</sup> ]	v [-]	Bezeichnung
	20.0	10.0	37.5	0.0	80.0	0.00	Bodenaustausch
	19.0	9.0	25.0	5.0	2.5	0.00	Schluffe, weich-steif
	20.0	10.0	35.0	0.0	80.0	0.00	Kiese, di
	19.0	9.0	25.0	10.0	30.0	0.00	Kiesige Schluffe, steif

Berechnungsgrundlagen:

Norm: EC 7

BS: DIN 1054: BS-P

Grundbruchformel nach DIN 4017:2006

Teilsicherheitskonzept (EC 7)

$\gamma_{R,v} = 1.40$

$\gamma_G = 1.35$

$\gamma_Q = 1.50$

Grenzzustand EQU:

$\gamma_{G,dst} = 1.10$

$\gamma_{G,stab} = 0.90$

$\gamma_{Q,dst} = 1.50$

Oberkante Gelände = 151.10 mNHN

Gründungssohle = 150.50 mNHN

Grundwasser = 151.10 mNHN

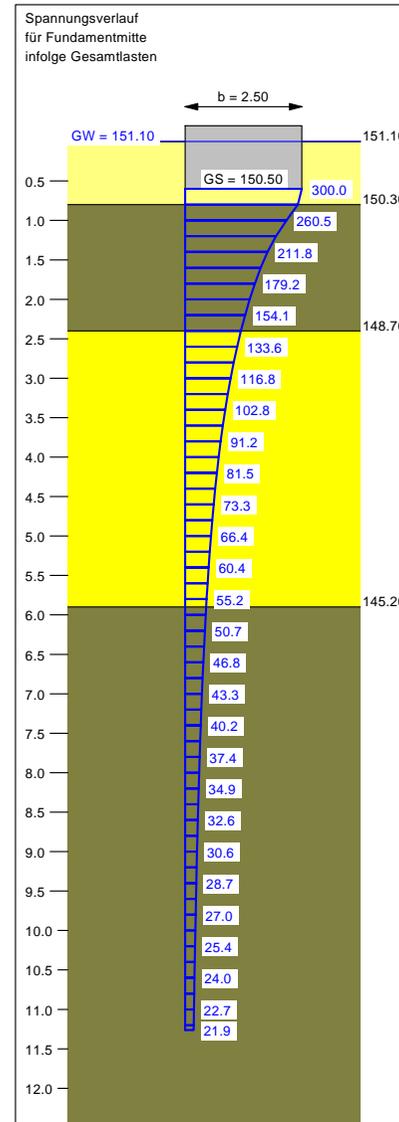
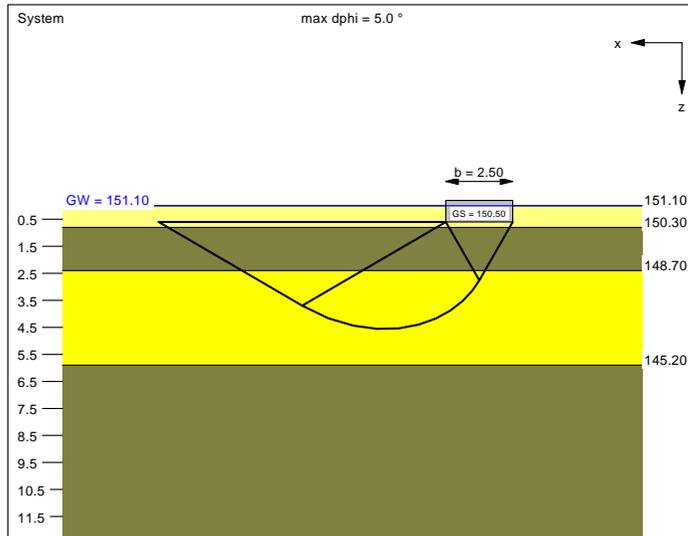
Grenztiefe mit  $p = 20.0\%$

Datei: 16s520-uf-01.gdg

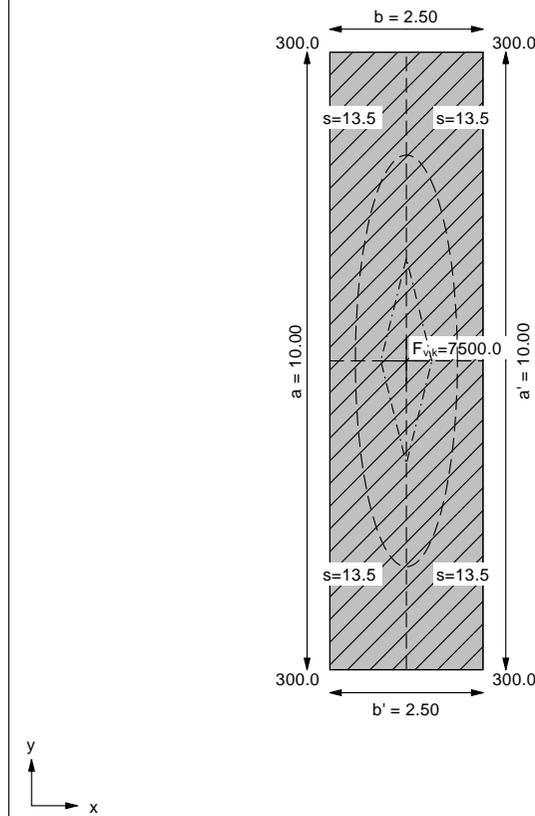
----- 1. Kernweite

----- 2. Kernweite

1



Grundriss



Ergebnisse Einzelfundament:  
 Lasten = ständig / veränderlich  
 Vertikallast  $F_{v,k} = 7500.00 / 0.00$  kN  
 Horizontalkraft  $F_{h,x,k} = 0.00 / 0.00$  kN  
 Horizontalkraft  $F_{h,y,k} = 0.00 / 0.00$  kN  
 Moment  $M_{x,k} = 0.00 / 0.00$  kN-m  
 Moment  $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$  kN-m  
 Länge  $a = 10.000$  m  
 Breite  $b = 2.500$  m  
 Unter ständigen Lasten:  
 Exzentrizität  $e_x = 0.000$  m  
 Exzentrizität  $e_y = 0.000$  m  
 Resultierende im 1. Kern  
 Länge  $a' = 10.000$  m  
 Breite  $b' = 2.500$  m  
 Unter Gesamtlasten:  
 Exzentrizität  $e_x = 0.000$  m  
 Exzentrizität  $e_y = 0.000$  m  
 Resultierende im 1. Kern  
 Länge  $a' = 10.000$  m  
 Breite  $b' = 2.500$  m

UK log. Spirale = 4.55 m u. GOK  
 Länge log. Spirale = 16.06 m  
 Fläche log. Spirale = 33.09 m<sup>2</sup>  
 Tragfähigkeitsbeiwerte (x):  
 $N_{c0} = 29.98$ ;  $N_{d0} = 18.27$ ;  $N_{b0} = 9.94$   
 Formbeiwerte (x):  
 $v_c = 1.132$ ;  $v_d = 1.125$ ;  $v_b = 0.925$

Setzung infolge Gesamtlasten:  
 Grenztiefe  $t_g = 11.26$  m u. GOK  
 Vorbelastung = 10.0 kN/m<sup>2</sup>  
 Setzung (Mittel aller KPs) = 13.52 cm  
 Setzungen der KPs:  
 links oben = 13.52 cm  
 rechts oben = 13.52 cm  
 links unten = 13.52 cm  
 rechts unten = 13.52 cm

Verdrehung(x) (KP) = 0.0  
 Verdrehung(y) (KP) = 0.0  
 Nachweis EQU:  
 Maßgebend: Fundamentbreite  
 $M_{stab} = 7500.0 \cdot 2.50 \cdot 0.5 \cdot 0.90 = 8437.5$   
 $M_{dst} = 0.0$   
 $\mu_{EQU} = 0.0 / 8437.5 = 0.000$

Grundbruch:  
 Teilsicherheit (Grundbruch)  $\gamma_{R,v} = 1.40$   
 $\sigma_{01,k} / \sigma_{01,d} = 394.4 / 281.69$  kN/m<sup>2</sup>  
 $R_{n,k} = 9859.12$  kN  
 $R_{n,d} = 7042.23$  kN  
 $V_d = 1.35 \cdot 7500.00 + 1.50 \cdot 0.00$  kN  
 $V_d = 10125.00$  kN  
 $\mu$  (parallel zu x) = 1.438  
 $\text{cal } \varphi = 29.9^\circ$   
 $\varphi$  wegen 5° Bedingung abgemindert  
 $\text{cal } c = 1.57$  kN/m<sup>2</sup>  
 $\text{cal } \gamma_2 = 9.47$  kN/m<sup>3</sup>  
 $\text{cal } \sigma_u = 6.00$  kN/m<sup>2</sup>

L1100 - BW 233 UF Westbauwerk  
 frostsichere Gründung in den Schluffen auf 0,20 m BA (bis 150,30 m+NN)

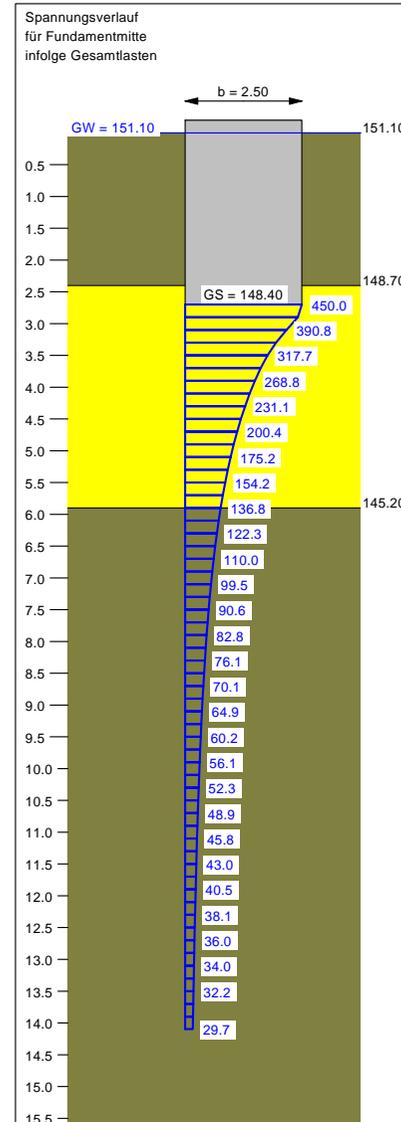
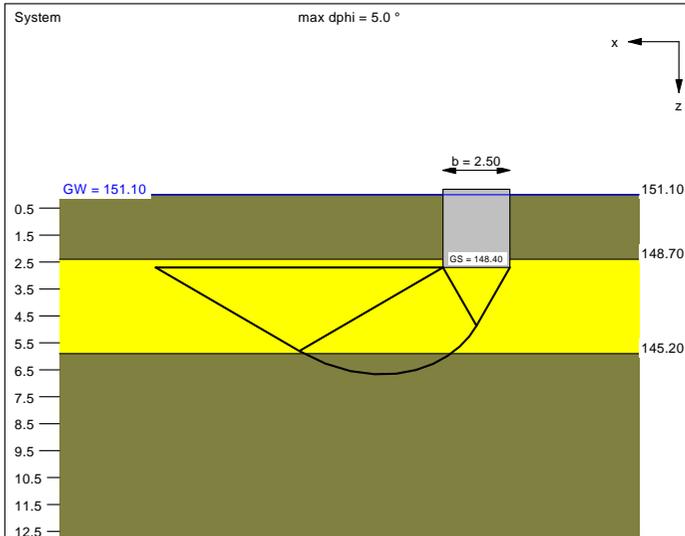


Boden	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\varphi$ [°]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	E <sub>s</sub> [MN/m <sup>2</sup> ]	v [-]	Bezeichnung
	19.0	9.0	25.0	5.0	2.5	0.00	Schluffe, weich-steif
	20.0	10.0	37.5	0.0	80.0	0.00	Kiese, di
	19.0	9.0	25.0	10.0	30.0	0.00	Kiesige Schluffe, steif

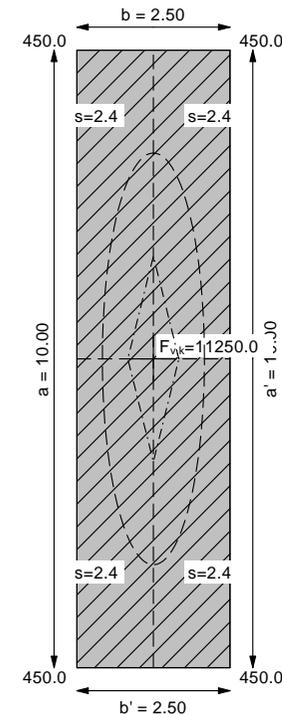
Berechnungsgrundlagen:  
 Norm: EC 7  
 BS: DIN 1054: BS-P  
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006  
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)  
 $\gamma_{R,v} = 1.40$   
 $\gamma_G = 1.35$   
 $\gamma_Q = 1.50$   
 Grenzzustand EQU:  
 $\gamma_{G,dst} = 1.10$

$\gamma_{G,stab} = 0.90$   
 $\gamma_{Q,dst} = 1.50$   
 Oberkante Gelände = 151.10 mNHN  
 Gründungssohle = 148.40 mNHN  
 Grundwasser = 151.10 mNHN  
 Grenztiefe mit p = 20.0 %  
 Datei: 16s520-uf-02.gdg  
 - - - - - 1. Kernweite  
 - - - - - 2. Kernweite

2



Grundriss

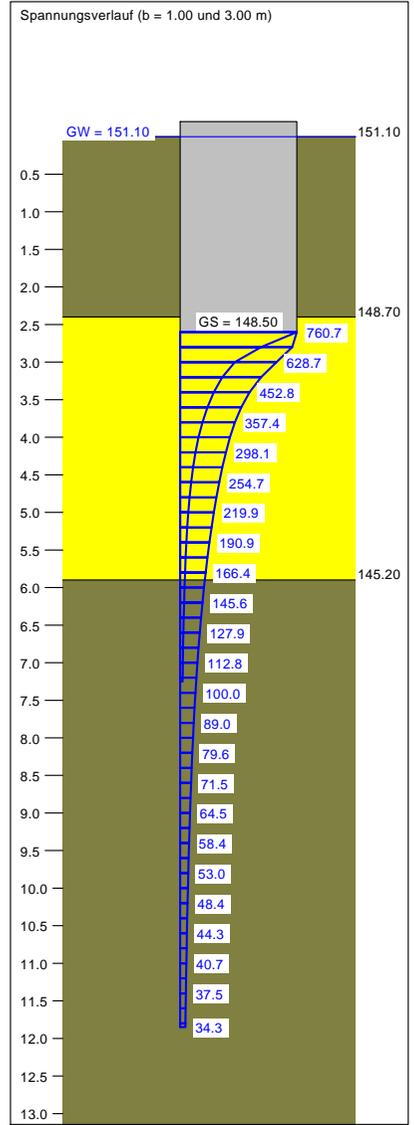
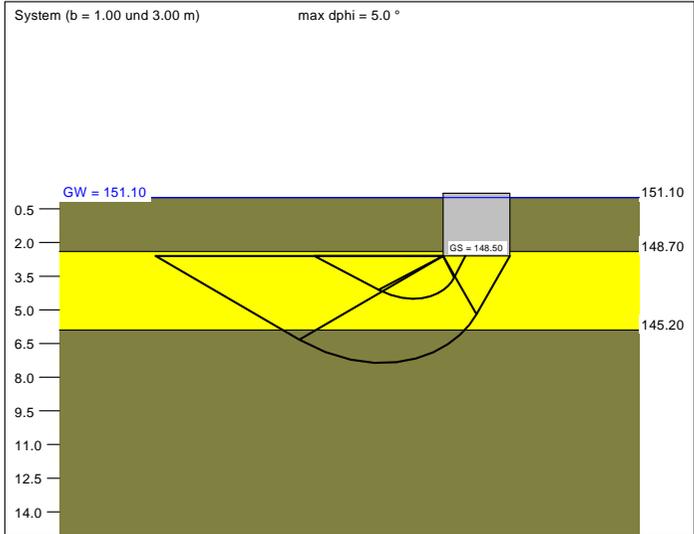


**Ergebnisse Einzelfundament:**  
 Lasten = ständig / veränderlich  
 Vertikallast  $F_{v,k} = 11250.00 / 0.00$  kN  
 Horizontalkraft  $F_{h,x,k} = 0.00 / 0.00$  kN  
 Horizontalkraft  $F_{h,y,k} = 0.00 / 0.00$  kN  
 Moment  $M_{x,k} = 0.00 / 0.00$  kN-m  
 Moment  $M_{y,k} = 0.00 / 0.00$  kN-m  
 Länge a = 10.000 m  
 Breite b = 2.500 m  
 Unter ständigen Lasten:  
 Exzentrizität  $e_x = 0.000$  m  
 Exzentrizität  $e_y = 0.000$  m  
 Resultierende im 1. Kern  
 Länge  $a' = 10.000$  m  
 Breite  $b' = 2.500$  m  
 Unter Gesamtlasten:  
 Exzentrizität  $e_x = 0.000$  m  
 Exzentrizität  $e_y = 0.000$  m  
 Resultierende im 1. Kern  
 Länge  $a' = 10.000$  m  
 Breite  $b' = 2.500$  m  
**Grundbruch:**  
 Teilsicherheit (Grundbruch)  $\gamma_{R,v} = 1.40$   
 $\sigma_{0f,k} / \sigma_{0f,d} = 856.0 / 611.46$  kN/m<sup>2</sup>  
 $R_{n,k} = 21401.13$  kN  
 $R_{n,d} = 15286.52$  kN  
 $V_d = 1.35 \cdot 11250.00 + 1.50 \cdot 0.00$  kN  
 $V_d = 15187.50$  kN  
 $\mu$  (parallel zu x) = 0.994  
 cal  $\varphi = 30.0^\circ$   
 $\varphi$  wegen 5° Bedingung abgemindert  
 cal c = 3.56 kN/m<sup>2</sup>  
 cal  $\gamma_2 = 9.92$  kN/m<sup>3</sup>  
 cal  $\sigma_u = 24.60$  kN/m<sup>2</sup>  
 UK log. Spirale = 6.66 m u. GOK  
 Länge log. Spirale = 16.10 m  
 Fläche log. Spirale = 33.27 m<sup>2</sup>  
 Tragfähigkeitsbeiwerte (x):  
 $N_{c0} = 30.02$ ;  $N_{q0} = 18.30$ ;  $N_{b0} = 9.97$   
 Formbeiwerte (x):  
 $v_c = 1.132$ ;  $v_d = 1.125$ ;  $v_b = 0.925$   
 Setzung infolge Gesamtlasten:  
 Grenztiefe  $t_g = 14.10$  m u. GOK  
 Vorbelastung = 55.0 kN/m<sup>2</sup>  
 Setzung (Mittel aller KPs) = 2.42 cm  
 Setzungen der KPs:  
 links oben = 2.42 cm  
 rechts oben = 2.42 cm  
 links unten = 2.42 cm  
 rechts unten = 2.42 cm  
 Verdrehung(x) (KP) = 0.0  
 Verdrehung(y) (KP) = 0.0  
 Nachweis EQU:  
 Maßgebend: Fundamentbreite  
 $M_{stab} = 11250.0 \cdot 2.50 \cdot 0.5 \cdot 0.90 = 12656.3$   
 $M_{dst} = 0.0$   
 $m_{EQU} = 0.0 / 12656.3 = 0.000$

L1100 - BW 233 UF Westbauwerk  
 Gründung in den Kiesen bei 148,50 m+NN



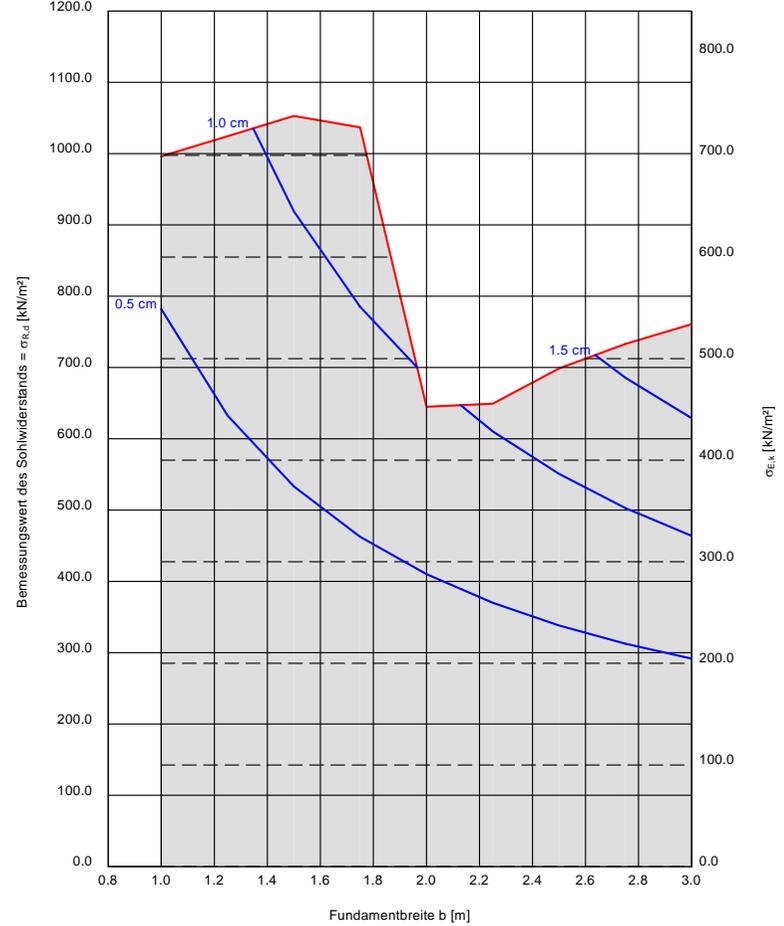
Boden	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\varphi$ [°]	c [kN/m <sup>2</sup> ]	$E_s$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$\nu$ [-]	Bezeichnung
	19.0	9.0	25.0	5.0	2.5	0.00	Schluffe, weich-steif
	20.0	10.0	35.0	0.0	80.0	0.00	Kiese, di
	19.0	9.0	25.0	10.0	30.0	0.00	Kiesige Schluffe, steif



Berechnungsgrundlagen:  
 Norm: EC 7  
 BS: DIN 1054: BS-P  
 Grundbruchformel nach DIN 4017:2006  
 Teilsicherheitskonzept (EC 7)  
 Einzelfundament (a/b = 1.00)  
 $\gamma_{R,v} = 1.40$   
 $\gamma_G = 1.35$   
 $\gamma_Q = 1.50$   
 Anteil Veränderliche Lasten = 0.500  
 $\gamma_{(G,Q)} = 0.500 \cdot \gamma_Q + (1 - 0.500) \cdot \gamma_G$

$\gamma_{(G,Q)} = 1.425$   
 Oberkante Gelände = 151.10 mNHN  
 Grundwasser = 151.10 mNHN  
 Vorbelastung = 45.0 kN/m<sup>2</sup>  
 Grenztiefe mit  $p = 20.0\%$   
 Grenztielen spannungsvariabel bestimmt  
 Datei: 16s520-uf-03.gdd  
 — Sohldruck  
 — Setzungen

a	b	$\sigma_{R,d}$	$R_{n,d}$	$\sigma_{E,k}$	s	cal $\varphi$	cal c	$\gamma_2$	$\sigma_{\bar{u}}$	$t_g$	UK LS
[m]	[m]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[cm]	[°]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[m]	[m]
1.00	1.00	996.3	996.3	699.1	0.67 *	35.0	0.00	10.00	23.60	7.25	4.51
1.25	1.25	1024.5	1600.9	719.0	0.91 *	35.0	0.00	10.00	23.60	8.16	4.98
1.50	1.50	1052.8	2368.8	738.8	1.18 *	35.0	0.00	10.00	23.60	9.04	5.46
1.75	1.75	1037.0	3175.7	727.7	1.40 *	34.7 **	0.00	10.00	23.60	9.76	5.90
2.00	2.00	644.8	2579.4	452.5	0.92 *	31.0 **	0.00	10.00	23.60	9.04	5.88
2.25	2.25	649.2	3286.7	455.6	1.08 *	30.0 **	2.17	9.98	23.60	9.63	6.16
2.50	2.50	698.8	4367.4	490.4	1.36 *	30.0 **	3.31	9.93	23.60	10.43	6.56
2.75	2.75	733.0	5543.1	514.4	1.63 *	30.0 **	4.04	9.88	23.60	11.16	6.96
3.00	3.00	760.7	6846.6	533.8	1.91 *	30.0 **	4.57	9.83	23.60	11.85	7.36



\* Vorbelastung = 45.0 kN/m<sup>2</sup>  
 \*\* phi wegen 5° Bedingung abgemindert  
 $\sigma_{E,k} = \sigma_{\text{alk}} / (\gamma_{R,v} \cdot \gamma_{(G,Q)}) = \sigma_{\text{alk}} / (1.40 \cdot 1.43) = \sigma_{\text{alk}} / 1.99$  (für Setzungen)  
 Verhältnis Veränderliche(Q)/Gesamtlasten(G+Q) [-] = 0.50

L1100 - BW 233 UF Westbauwerk  
 Gründung in den Kiesen bei 148,50 m+NN  
 Einzelfundamente a/b = 1,0