

1. Ergänzung zum Geotechnischen Bericht

Bauvorhaben: Strecke 6002 und 6081
 Abschnitt Karow - Bernau, km 11,900 - 22,676

Teilobjekt: EÜ Pölnitzweg km 15,008

Auftraggeber: DB ProjektBau GmbH
 Regionalbereich Ost
 Caroline-Michaelis-Str. 5-11
 10115 Berlin

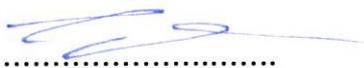
Auftragsnummer: D-BG 00448 / UA 502894/502896

Reg.-Nr.: 2013 - 081 - 01

Bearbeiter: Dipl.-Phys. D. Jung

Die 1. Ergänzung zum geotechnischen Bericht umfasst 25 Seiten und 7 Anlagen. Der Bericht darf auszugsweise nicht veröffentlicht werden und gilt nur in Verbindung mit dem geotechnischen Bericht vom 06.06.2007 /U1/.

Berlin, 20.12.2013


.....
Dipl.-Ing. J. Engelmann


.....
Dipl.-Phys. D. Jung

Inhaltsverzeichnis

	Seite
1 Einleitung	3
1.1 Unterlagen	3
1.2 Vorgang / Aufgabenstellung	4
1.3 Aufschlussarbeiten und Laboruntersuchungen	5
2 Darstellung und Bewertung der geotechnischen Untersuchungsergebnisse	5
2.1 Beschreibung der örtlichen Verhältnisse	5
2.2 Hydrologische Verhältnisse	6
2.3 Baugrundmodell und Bodenrechenwerte	9
2.4 Betonaggressivität und Stahlkorrosivität	11
3 Gründungstechnische Schlussfolgerungen / Bautechnische Empfehlungen	12
3.1 Gründung der Widerlager	12
3.2 Gründung der Hilfsbrücken	13
3.3 Setzungen der Verschubbahnen	20
3.4 Wasserhaltung in den Baugruben	21
3.5 Versickerungsfähigkeit	22
3.6 Einfluss der Baumaßnahmen auf angrenzende Bebauungen / Gleisanlagen	23
3.7 Schlussfolgerungen für die Auswahl des Bauverfahrens	24
3.8 Geotechnische Hinweise zur Bauausführung	24
4 Zusammenfassung / Schlussbemerkungen	24

Anlagenverzeichnis

Anlage 1	Abkürzungsverzeichnis	1 Blatt
Anlage 2	Lage- und Aufschlussplan	1 Blatt
Anlage 3	Bohr- und Sondierprofile	2 Blatt
Anlage 4	Bodenmechanische Laborversuche	
Anlage 4.0	Zusammenfassung der Laborergebnisse	1 Blatt
Anlage 4.1	Kornverteilungen	3 Blatt
Anlage 5	Untersuchung der Beton- und Stahlaggressivität	
Anlage 5.1	Betonaggressivität von Böden analog /U1/	1 Blatt
Anlage 5.2	Betonaggressivität und Stahlkorrosivität von Wasser	4 Blatt
Anlage 6	Grundbruch- und Setzungsberechnungen	9 Blatt
Anlage 7	Grundwasserauskunft der Senatsverwaltung für Stadtentwicklung und Umwelt Berlin	9 Blatt

1 Einleitung

1.1 Unterlagen

Neben den gegenwärtig gültigen Normen, Richtlinien und Vorschriften für Erd- und Grundbau standen für die Erstellung dieses geotechnischen Berichtes folgende Unterlagen zur Verfügung:

- /U1/ Geotechnischer Bericht, GE S-Bahn Berlin S2, Strecke 6002, Abschnitt Karow-Bernau, km 11,900 - 22,676, EÜ Pölnitzweg, km 15,008 DB International GmbH, Reg.-Nr. 2007-050-01, vom 06.06.2007
- /U2/ Aufgabenstellung/Grundlagenermittlung Ersatzerneuerung der Eisenbahnüberführung Pölnitzweg für die Strecke 6002 in km 15,008 (S-Bahn) und für die Strecke 6081 in km 15,008 (F-Bahn) vom 18.06.2012, DB Netz AG
- /U3/ Grundwasserauskunft Nr. 452D-9-0038-2013-1278 zur EÜ Pölnitzweg, 13125 Berlin Pankow, Senatsverwaltung für Stadtentwicklung und Umwelt Berlin, Abt. VIII Integrierter Umweltschutz, November 2013
- /U4/ Schichtenverzeichnisse der BGU Torsten Lehmann vom November 2013
- /U5/ Digitaler Umweltatlas Berlin, Grundwasserhöhen des Hauptgrundwasserleiters und des Panketalgrundwasserleiters (Ausgabe 2012), Senatsverwaltung für Stadtentwicklung Berlin
- /U6/ LUA Brandenburg, Landesvermessung und Geobasisinformation Brandenburg (LGB), Kartenangebot Wasserschutzgebiete im Land Brandenburg
- /U7/ DIN EN 1997-1, Ausgabe 2009, Eurocode 7: Entwurf und Bemessung in der Geotechnik - Teil1: Allgemeine Regeln
- /U8/ DIN 1054, Ausgabe 2010, Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau - Ergänzende Regelungen zur DIN EN 1997-1
- /U9/ Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ - EA-Pfähle, 2. Auflage, Ernst & Sohn 2012
- /U10/ Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ - EAB, 4. Auflage, Ernst & Sohn 2006
- /U11/ Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ - EAB, 5. Auflage, Ernst & Sohn 2012
- /U12/ EB 102 (Entwurf), Anwendung des Bettungsmodulverfahrens Stand 22.06.2011
- /U13/ P. Becker, H.-G. Kempfert, „Zum Stand der vertikalen Tragfähigkeit von Spundwandprofilen aus Erfahrungswerten“, Geotechnik 31 (2008), Nr. 1, S. 35-40
- /U14/ ZTVE-StB 09 Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau
- /U15/ DBS 918 062 Technische Lieferbedingungen Korngemische für Trag- und Schutzschichten zur Herstellung von Eisenbahnfahrwegen, Juli 2007
- /U16/ DWA-A 138 Planung, Bau und Betrieb von Anlagen zur Versickerung von Niederschlagswasser, 04/2005

1.2 Vorgang / Aufgabenstellung

Auf den parallel verlaufenden Strecken 6002 (S-Bahn S2) und 6081 (F-Bahn Berlin-Stralsund) sollen im Abschnitt Karow-Bernau u.a. verschiedene Brücken- und Ingenieurbauwerke erneuert werden. Hierzu wurden im Jahr 2007 durch die DB International die entsprechenden geotechnischen Berichte erstellt.

Entsprechend der vorliegenden Aufgabenstellung /U2/ kommen grundsätzlich zwei Verfahren für den Neubau der EÜ Pölnitzweg in Frage:

- 1) Die Brückenwiderlager werden in Baugruben neben dem in Richtung Buch liegenden Widerlager beiderseits der Bahn hergestellt. Nach Aushärtung der Bauteile werden die vorhandenen Widerlager abgerissen und die neuen Widerlager in die Sollposition eingeschoben und abgesetzt. Anschließend wird der Überbau eingesetzt.
- 2) Die Baugruben für den Abriss und den Neubau der Widerlager werden umspundet. Auf diesen Spundwänden werden Hilfsbrücken aufgelagert, in deren Schutz die alten Widerlager abgerissen und die neuen Widerlager aufgebaut werden.

Für diese beiden Verfahren werden für die weiteren Planungen zusätzlich zum vorhandenen geotechnischen Bericht vom 06.06.2007 /U1/ folgende Aussagen benötigt:

- Angaben von HGW und MHGW und Stahl- und Betonaggressivität des Grundwassers, Versickerungsfähigkeit, Wasserschutzzonen
- Allgemeine Empfehlungen zur Wasserhaltung
- Empfehlung zur Gründung von Hilfsbrücken
- Kennwerte für Bauzustände (Baugruben, Verschubbahnen und Hilfsbrücken)
- Voreinschätzung der Varianten hinsichtlich Bauverfahren und Gründungsempfehlung (Flach- oder Tiefgründung) unter Berücksichtigung Grund- und Schichtenwasser

Die DB International GmbH wurde von der DB ProjektBau GmbH mit den entsprechenden Untersuchungen beauftragt.

Gegenstand dieser 1. Ergänzung des geotechnischen Berichts ist die Erarbeitung der benötigten Aussagen auf Grundlage des Bestandsgutachtens zur EÜ Pölnitzweg /U1/ und von Zusatzaufschlüssen.

Die Ausführungen zu Schichtbeschreibungen, Laboruntersuchungen, Geologie u.ä. sind /U1/ zu entnehmen und nicht Bestandteil dieser Ergänzung.

1.3 Aufschlussarbeiten und Laboruntersuchungen

Zur Erkundung der Bereiche für die Baugruben und die Verschubbahnen wurden insgesamt 4 zusätzliche Rammkernsondierungen bzw. Kleinrammbohrungen (RKS) und 4 schwere Rammsondierungen (DPH) mit Tiefen von 8 m abgeteuft. Die Ausführung der Erkundungsarbeiten erfolgte im November 2013 durch Mitarbeiter der BGU Torsten Lehmann. Die Entnahme der gestörten Bodenproben erfolgte je lfd. Meter bzw. bei Schichtwechsel.

Die Lage der Aufschlüsse ist im Lageplan der Anlage 2 dargestellt. Die Baugrundprofile sind bezogen auf die Schienenoberkante der S-Bahn in der Anlage 3 aufgetragen. Die einzelnen, auf Bohrmeisterangaben beruhenden, handschriftlichen Schichtenverzeichnisse /U4/ können bei Bedarf im Archiv der DB International GmbH, Baugrund, eingesehen werden.

Alle entnommenen Bodenproben wurden nach DIN 4022 spezifiziert. Zur genaueren Klassifizierung der Bodenarten in Bodengruppen nach DIN 18196 und Bodenklassen nach DIN 18300 sind ausgewählte Bodenproben bodenphysikalischen Untersuchungen unterzogen worden.

Im Einzelnen wurden für dieses Teilobjekt ausgeführt:

- 2 Nasssiebungen nach DIN 18 123
- 1 kombinierte Sieb-/Schlamm-Analysen nach DIN 18123

Die Protokolle der Laboruntersuchungen sind in der Anlage 4 abgelegt.

2 Darstellung und Bewertung der geotechnischen Untersuchungsergebnisse

2.1 Beschreibung der örtlichen Verhältnisse

Der Untersuchungsstandort befindet sich im Nordosten Berlins im Stadtteil Buch zwischen den S-Bahnstationen Buch und Röntgental. Die vorhandene eingleisige Strecke der S-Bahn und die zweigleisige Fernbahnstrecke verlaufen hier auf einem ca. 4 m hohen Damm. Die Dammkrone besitzt eine Breite von ca. 18 m. In unmittelbarer Nähe des Bauwerks befindet sich keine Bebauung. Auf der bahnrechten Seite verläuft ein Weg am Fuß des Damms, auf der bahnlinken Seite schließen unmittelbar an den Damm Grundstücke an.

Bei dem vorhandenen Bauwerk handelt es sich gemäß den Bestandsunterlagen um ein 1911/12 errichtetes Brückenbauwerk mit massiven Widerlagern und zwei Überbauten. Die lichte Weite zwischen den Widerlagern beträgt ca. 12 m. Die Brücke besitzt eine lichte Höhe von ca. 4,1 m. Die Dicke der Widerlagerwände ist mit 2,0 m angegeben. Die Höhe der Gründungssohle liegt bei 54,10 m NN, was einer Gründungstiefe von ca. 6,9 m unter Schienenoberkante (SO) der S-Bahn

bzw. ca. 1,5 m unter Gelände entspricht. Die Breite der Gründungkörper der Widerlagerwände beträgt 3,0 m (Widerlager Karow) und 3,2 m (Widerlager Bernau). Die Länge der Gründungkörper (ohne Flügelwände) beträgt ca. 20 m.

2.2 Hydrologische Verhältnisse

Im Panketal befinden sich über dem Geschiebemergel der Barnim-Hochfläche weichselkaltzeitliche und holozäne Sande, die hier einen zusammenhängenden eigenständigen Grundwasserleiter mit ungespannter Grundwasseroberfläche bilden (siehe Bild 1). Der Panketalgrundwasserleiter (GWL 1) liegt somit über dem gespannten Hauptgrundwasserleiter (GWL 2), wobei sich die Druckfläche des ungespannten GWL 1 oberhalb des GWL 2 befindet. Der Panketalgrundwasserleiter beginnt etwa am Bhf. Röntgental und verläuft dann in südwestlicher Richtung (siehe Bild 2). An der EÜ Pölnitzweg ist er also vorhanden. Das ist ein Hinweis darauf, dass dort ein durchgehender abdichtender Geschiebemergelhorizont existiert.

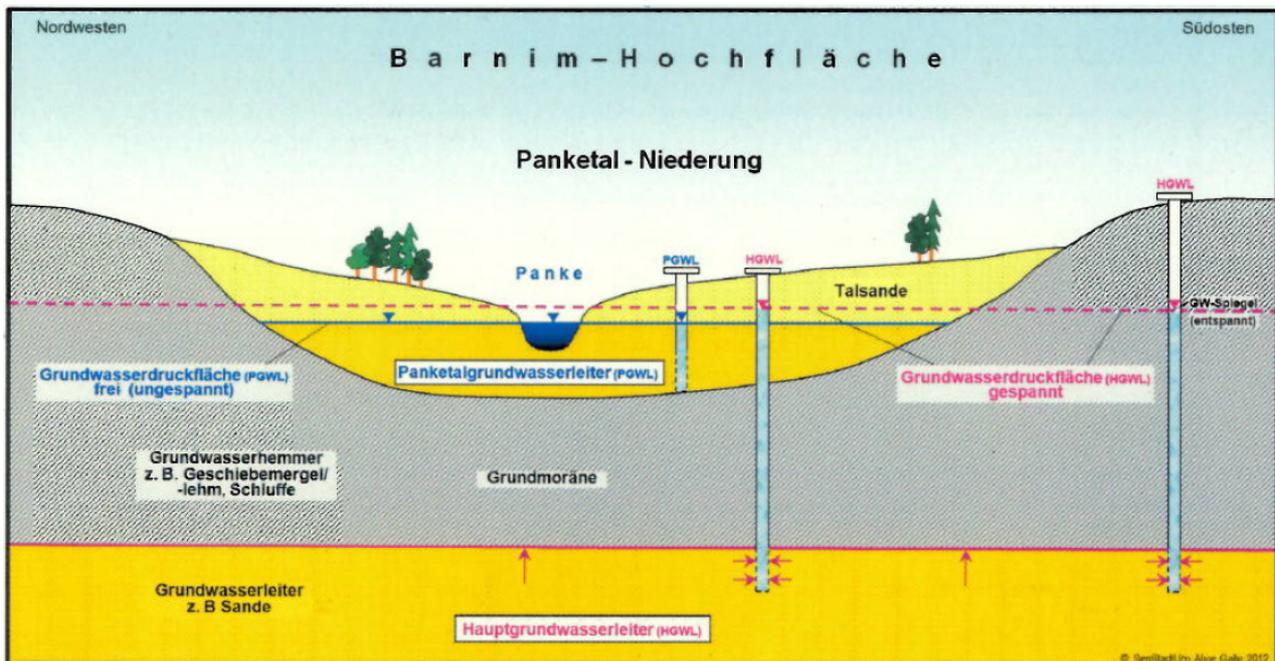


Bild 1 Panketalgrundwasserleiter (1.GWL) über dem Hauptgrundwasserleiter (2.GWL)

Die Bahntrasse verläuft annähernd parallel zur Panke. Die Strömungsrichtung der Panke verläuft von Nordost nach Südwest. Gemäß Digitalem Umweltatlas Berlin, Karte 02.12 Grundwasserhöhen des Hauptgrundwasserleiters /U5/ verläuft die Strömungsrichtung des Grundwassers ebenfalls von Nordost nach Südwest etwa in Richtung des Verlaufs der Panke. Ein Auszug aus dieser Karte aus den Jahr 2012 ist in Bild 2 dargestellt. Danach lag der Grundwasserspiegel im Mai 2012 im Bereich der EÜ Pölnitzweg bei 55,0 m DHHN92 (Hauptgrundwasserleiter) bzw.

54,30 m DHHN 92 (Panketalgrundwasserleiter). Gegenüber dem Jahr 2005 haben sich die mittleren GW-Pegel damit fast nicht geändert. Das Wasserwerk Buch wurde bereits 1997 stillgelegt. Ein Grundwasseranstieg auf Grund der Stilllegung ist nicht mehr zu erwarten.

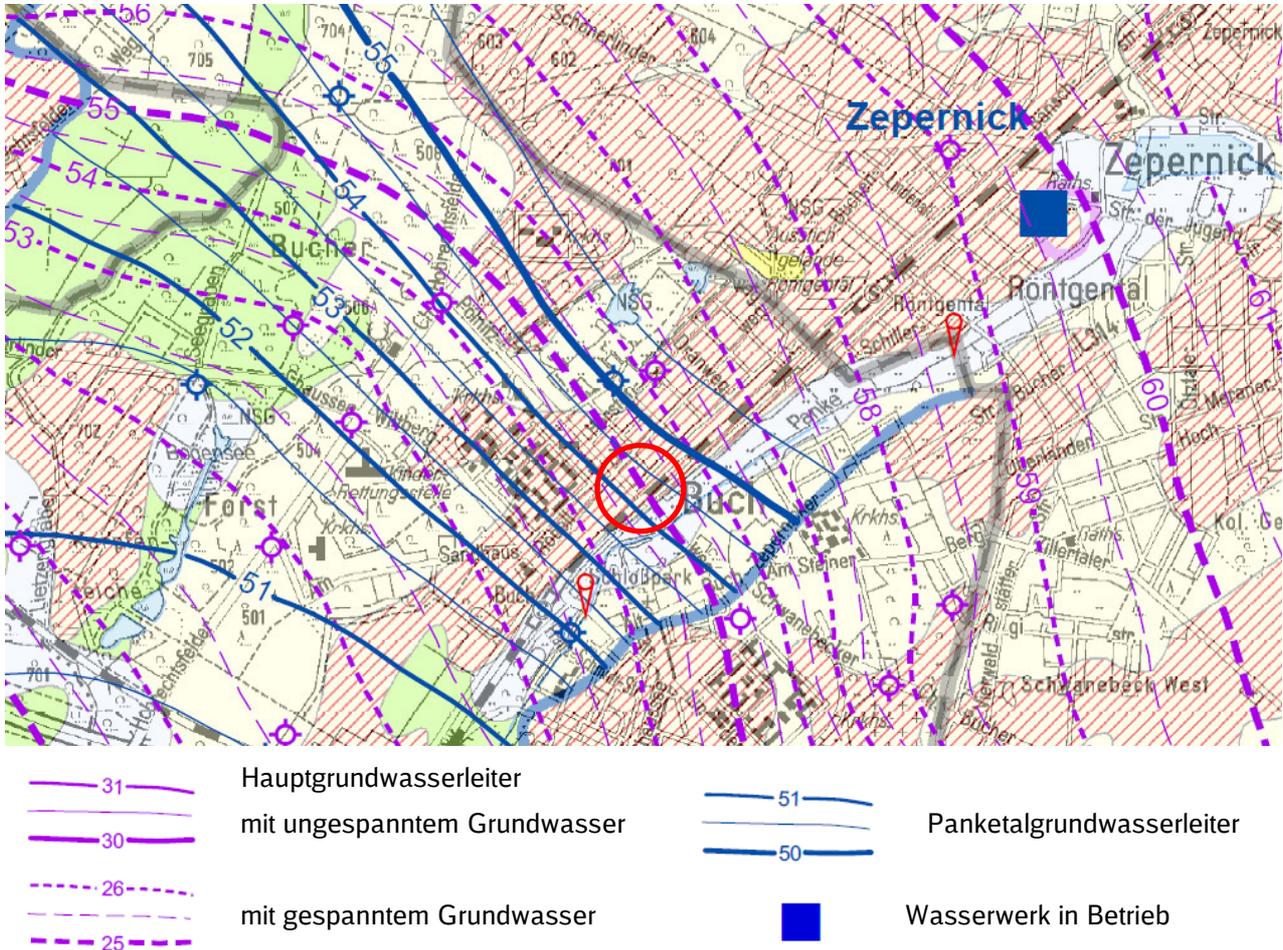


Bild 2 Grundwasserhöhen im Bereich EÜ Pölnitzweg, aus dem Umweltatlas Berlin 2012 /U5/

Die Erkundungen zwischen März und April 2007 für das Bestandsgutachten /U1/ lieferten Grundwasserpegel zwischen 6,0 und 6,6 m unter SO, was 54,3 - 54,9 m NN entspricht. Diese Werte entsprechen etwa dem zu erwartenden Wert aus dem Umweltatlas von Berlin 2005 von 54,30 m für den Panketalgrundwasserleiter und 55,0 m DHHN 92 für den Hauptgrundwasserleiter.

Mit den im November 2013 durchgeführten Erkundungen wurde das Grundwasser zwischen 1,2 und 1,8 m unter Ansatzpunkt (=OK Gelände) angetroffen was 54,5 - 55,2 m NN entspricht. Die Werte im Einzelnen sind in Tabelle 1 zusammengestellt (SO=60,92 m NN).

Tabelle 1 Mit den Zusatzaufschlüssen 2013 erkundete Grundwasserstände

Aufschluss	Grundwasserspiegel unter Ansatzpunkt	Grundwasserspiegel unter SO	Grundwasserspiegel in m NN
RKS 5.7	1,3 m	5,70 m	55,22 m
RKS 5.8	1,2 m	5,82 m	55,10 m
RKS 5.9	1,8 m	6,38 m	54,54 m
RKS 5.10	1,3 m	6,07 m	54,85 m

Damit steht das Grundwasser etwa in dem Bereich zwischen 54,3 m (mittlerer Panketalgrundwasserleiter-Pegel) und 55,0 m NN (mittlerer Hauptgrundwasserleiter-Pegel) gemäß Umweltatlas von 2012 (Bild 4) an.

Bezüglich der längerfristigen Entwicklung der Grundwasserverhältnisse wurde die Senatsverwaltung für Stadtentwicklung und Umwelt Berlin angefragt. In der Grundwasserauskunft /U3/ werden folgende Grundwasserstände genannt:

- Der zu erwartende höchste Grundwasserstand (zeHGW) des Panketalgrundwasserleiters beträgt im Baubereich etwa 55,6 m NHN.
- Im September 2013 lag der aktuelle Grundwasserstand des Panketalgrundwasserleiters im Baubereich bei etwa 54,0 m NHN.
- Der höchste Grundwasserstand des Hauptgrundwasserleiters trat 2008 auf und lag im Baubereich bei 55,2 m NHN.
- Im September 2013 lag der aktuelle Grundwasserstand des Hauptgrundwasserleiters (HGWL) im Baubereich bei etwa 54,4 m NHN.

Der höchste zu erwartende Grundwasserstand ist der des Panketalgrundwasserleiters mit 55,6 m NHN im Baubereich. Dieser ist damit als maßgebend anzusetzen. Weiterhin kann oberflächennahes temporäres Grundwasser (Schichtenwasser) auf bindigen Schichten auftreten.

Die Grundwasserauskunft des Landesamtes für Umwelt, Gesundheit und Verbraucherschutz Brandenburg ist als Anlage 7 abgelegt.

Die EÜ Pölnitzweg liegt in der Nähe des Wasserwerks Zepernick. Die zugehörige Wasserschutzzone III endet aber bereits vor dem Bahnhof Röntgental, so dass die EÜ in keinem Wasserschutzgebiet liegt. Die Schutzzone des ehemaligen Wasserwerks Buch wurde aufgehoben. Die Situation ist in Bild 3, das dem Kartenangebot des Landes Brandenburg /U6/ entnommen wurde, dargestellt.

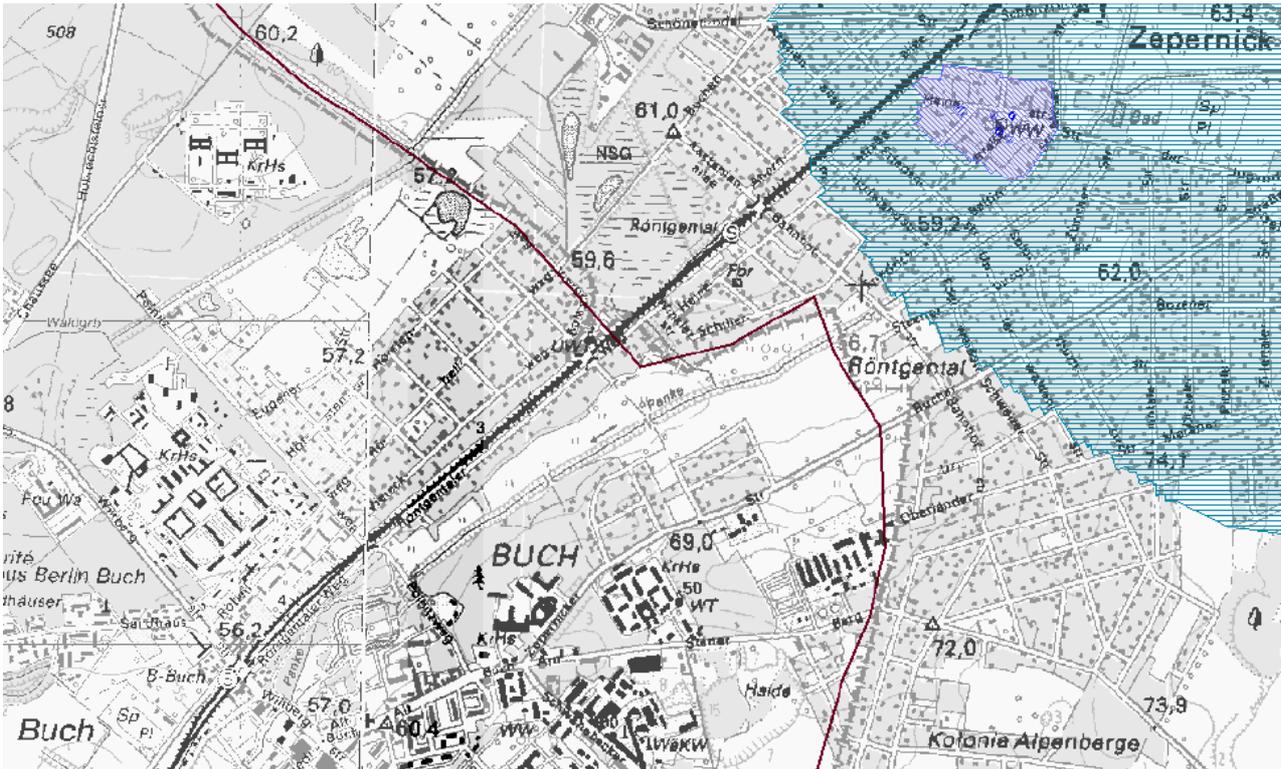


Bild 3 Grundwasserschutzgebiet in der Nähe der EÜ Pölnitzweg /U6/

2.3 Baugrundmodell und Bodenrechenwerte

Schicht 1 Auffüllungen

grob- und gemischtkörnige Sande/Kiese	Bodengruppe: SE, SU, GU, GW
Schicht 1.1a locker gelagert	
Schicht 1.1b mitteldicht gelagert	
Geschiebelehm	Bodengruppe: SU*, ST*
Schicht 1.2b steife Konsistenz	
Schicht 1.2c halb feste Konsistenz	

Schicht 2 grob- und gemischtkörnige Sande

Schicht 2.1 locker gelagert	Bodengruppe: SE, SU, SU*
Schicht 2.2 mitteldicht gelagert	
Schicht 2.3 dicht gelagert	

Schicht 3 Geschiebemergel / Geschiebelehm

Schicht 3.1 weiche Konsistenz	Bodengruppe: ST*, TL
Schicht 3.2 steife Konsistenz	
Schicht 3.3 halb feste Konsistenz	
Schicht 3.4 feste Konsistenz	

Den erkundeten Baugrundsichten können für erdstatische Berechnungen folgende Berechnungskennwerte zugeordnet werden. Oberflächennahe Ober- / Mutterbodenschichten wurden aufgrund ihrer untergeordneten Bedeutung für die Gründung nicht mit Kennwerten versehen.

Tabelle 1 Bodenrechenwerte Auffüllungen

Bodenart	Schicht 1 (Auffüllung)			
	grob- und gemischtkörnige Sande / Kiese		Geschiebelehm	
Schicht	1.1a	1.1b	1.2b	1.2c
Lagerung/Konsistenz	lo	md	steif	hf
Wichte über Wasser cal γ [kN/m ³]	17	18	20	21
Wichte unter Auftrieb cal γ' [kN/m ³]	9	10	10	11
Reibungswinkel cal ϕ' [Grad]	30	32,5	29	30
Kohäsion cal c' [kN/m ²]	0	0	10	12
Steifemodul $E_{s,100kPa}$ [MN/m ²] ¹⁾	10	20	12	16
Exponent w für Spannungsabhängigkeit von E_s ²⁾	0,6	0,6	0,75	0,75

Tabelle 2 ¹⁾ Der Steifemodul wird nach Ohde ermittelt nach der Gleichung $E_s = E_{s,100kPa} \left(\frac{\sigma}{100kPa} \right)^w$

²⁾ Exponent w für Spannungsabhängigkeit von E_s

Tabelle 3 Bodenrechenwerte anstehende Böden

Bodenart	Schicht 2			Schicht 3			
	grob- und gemischtkörnige Sande			Geschiebemergel / Geschiebelehm			
Schicht	2.1	2.2	2.3	3.1	3.2	3.3	3.4
Lagerung/Konsistenz	md	md	d	weich	steif	hf	f
Wichte über Wasser cal γ [kN/m ³]	18	18,5	19	19	20	21	21
Wichte unter Auftrieb cal γ' [kN/m ³]	10	10	11	9	10	11	11
Reibungswinkel cal ϕ' [Grad]	32,5	35	37,5	28	29	30	30
Kohäsion cal c' [kN/m ²]	0	0	0	6	10	12	12
Steifemodul $E_{s,100kPa}$ [MN/m ²] ¹⁾	17,5	30	50	10	20	25	30
Exponent w für Spannungsabhängigkeit von E_s ²⁾	0,6	0,6	0,6	0,75	0,75	0,75	0,75

¹⁾ Der Steifemodul wird nach Ohde ermittelt nach der Gleichung $E_s = E_{s,100kPa} \left(\frac{\sigma}{100kPa} \right)^w$

²⁾ Exponent w für Spannungsabhängigkeit von E_s

2.4 Betonaggressivität und Stahlkorrosivität

Zur Beurteilung der Betonaggressivität und Stahlkorrosivität des Bodens wurde im Rahmen von /U1/ aus 4 Bodenproben der Bohrung 5.3 aus den Tiefen 2,3 - 4,6 m eine Mischprobe gebildet und auf beton- und stahlangreifende Inhaltsstoffe untersucht.

Bezüglich der Bewertung der Analysenergebnisse zur Einschätzung der Betonaggressivität hat es gegenüber 2007 Änderungen in der DIN 4030 gegeben. Ausgehend von den Analyseergebnissen liegt nach der Neubewertung der Boden nach DIN 4030 **unterhalb der Zuordnungskriterien der Expositionsklasse XA1**. Es sind somit keine besonderen baustofftechnischen und / oder betontechnologischen Maßnahmen nach DIN 1045 zur Erzielung eines dauerhaften Betons erforderlich. Die Einzelergebnisse zu den untersuchten Parametern sind in der Anlage 5.1 des vorliegenden Berichts enthalten.

Bezüglich der Bewertung der Analysenergebnisse zur Einschätzung der Korrosionswahrscheinlichkeit hat es gegenüber 2007 keine Änderungen gegeben. Die Untersuchungen der Bodenprobe auf Korrosionswahrscheinlichkeit metallischer Werkstoffe lieferten folgende Ergebnisse.

Tabelle 4 Stahlkorrosivität Boden (aus /U1/)

	Korrosionswahrscheinlichkeit nach DIN 50929
Bodenklasse	lb - schwach aggressiv
Mulden- und Lochkorrosion	gering
Flächenkorrosion	sehr gering

Die Einzelergebnisse zu den untersuchten Parametern können dem Bestandsgutachten /U1/ entnommen werden.

Zur Beurteilung der Beton- und Stahlaggressivität des Grundwassers wurde aus der im November 2013 ausgeführten RKS 5.8 eine Wasserprobe entnommen und auf beton- und stahlangreifende Inhaltsstoffe untersucht. Ausgehend von den Analyseergebnissen liegt das Wasser nach DIN 4030 **unterhalb der Zuordnungskriterien der Expositionsklasse XA1**. Es sind somit keine besonderen baustofftechnischen und / oder betontechnologischen Maßnahmen nach DIN 1045 zur Erzielung eines dauerhaften Betons erforderlich.

Die Untersuchungen der Wasserprobe auf Korrosionswahrscheinlichkeit metallischer Werkstoffe lieferten folgende Ergebnisse.

Tabelle 5 Stahlkorrosivität Grundwasser

	Korrosionswahrscheinlichkeit nach DIN 50929	
	Mulden- und Lochkorrosion	Flächenkorrosion
Freie Korrosion im Unterwasserbereich	gering	sehr gering
Korrosion an der Wasser/Luft-Grenze	gering	sehr gering

Die Einzelergebnisse zu den untersuchten Parametern sind in der Anlage 5.2 des vorliegenden Berichts enthalten.

3 Gründungstechnische Schlussfolgerungen / Bautechnische Empfehlungen

3.1 Gründung der Widerlager

Die Flachgründung der Widerlager wurde bereits im Bestandsgutachten 2007 /U1/ untersucht. Die Standsicherheit wurde nach dem damals geltenden Globalsicherheitskonzept berechnet. Heute wird sie gemäß EC7 bzw. gemäß DIN EN 1997-1 /U7/ nach dem Teilsicherheitskonzept berechnet. Die für das Bestandsgutachten ausgeführten Gründungsberechnungen wurden deshalb nochmals mit Teilsicherheitsbeiwerten nach DIN EN 1997-1 bzw. DIN 1054 /U8/ wiederholt. Die Ergebnisse sind in Tabelle 6 angegeben. Nach neuer Norm wird der Bemessungswert des Sohlwiderstandes angegeben, der nicht den Teilsicherheitsbeiwert der Einwirkungen einschließt und daher höher ist als der früher angegebene charakteristische Wert der zulässigen Sohlspannung. Der Bemessungswert der Einwirkungen (in der Sohlebene wirkende Lasten) muss kleiner sein als der Bemessungswert des Sohlwiderstandes.

Tabelle 6 Bemessungswerte der Sohlwiderstände für Flachgründung der Widerlager, neu berechnet analog /U1/

	Bemessungsw. Sohlwiders. $\sigma_{R,d}$ [kN/m ²]		$\sigma_{R,d}$ für Setzung von 2 cm [kN/m ²]	
	b = 1,5 m	b = 4,0 m	b = 1,5 m	b = 4,0 m
Widerlager Karow	668	851	380	205
Widerlager Bernau	696	983	360	200

Die in Tabelle 6 angegebenen Werte gelten ohne Gründungspolster. Es wurden auch Berechnungen mit einem 1,0 m dicken Gründungspolster durchgeführt. Die damit ermittelten Bemessungswerte der Sohlwiderstände sind in Tabelle 7 dargestellt.

Tabelle 7 Bemessungswerte der Sohlwiderstände mit 1,0 m Gründungspolster, neu berechnet analog /U1/

	Bemessungsw. Sohlwiders. $\sigma_{R,d}$ [kN/m ²]		$\sigma_{R,d}$ für Setzung von 2 cm [kN/m ²]	
	b = 1,5 m	b = 4,0 m	b = 1,5 m	b = 4,0 m
Widerlager Karow mit 1,0 m Gründungspolster	819	829	420	220
Widerlager Bernau mit 1,0 m Gründungspolster	767	1056	435	220

Die Berechnungsergebnisse im Einzelnen können den entsprechenden Diagrammen in der Anlage 6 entnommen werden.

Bei den in Gründungssohle vorhandenen Sanden sowie den tiefer liegenden Geschiebemergeln und Sanden/Kiesen ist eine Flachgründung der neuen Widerlager im vorbelasteten Bereich möglich.

Durch die Vorbelastung des Bodens unter den Widerlagern befindet sich der Boden zum großen Teil im Wiederbelastungsbereich. Bei den Berechnungen wurde diese Vorbelastung dadurch berücksichtigt, dass die Steifemoduli für die Sande um den Faktor 1,5 und für Geschiebemergel um den Faktor 2 erhöht wurden. Sollten die neuen Gründungskörper außerhalb des Vorbelastungsbereichs angeordnet werden, sind für die Berechnungen die Erstbelastungsmoduli E_s entsprechend Punkt 2.3 zu verwenden. Es gelten die Hinweise in /U1/. Die angegebenen zulässigen Bodenpressungen dienen einer Vorbemessung und sollten nach Vorliegen der genauen Pläne und Lastangaben des Bauwerkes anhand von Grundbruch- und Setzungsberechnungen überprüft und gegebenenfalls präzisiert werden.

3.2 Gründung der Hilfsbrücken

Die axialen und horizontalen Widerstände der Spundbohlen, die als Widerlager für die Hilfsbrücken dienen können, wurden ebenfalls bereits im Bestandsgutachten abgeschätzt. Zwischenzeitlich wurden die Berechnungsmethoden für die Widerstände von Spundbohlen verbessert. Deshalb werden die Widerstände hier nach den neueren Methoden nochmals ermittelt und angegeben. Die Spundwände sind für die vertikalen und horizontalen Lasten zu dimensionieren.

Die vertikale Tragfähigkeit der Spundwände

Es gibt verschiedene Verfahren zur Berechnung der vertikalen Tragfähigkeit von Spundwänden. Grundsätzlich liefert nach DIN EN 1997-1 bzw. DIN 1054 eine Probelastung sicherere Ergebnisse als eine Dimensionierung auf der Basis von Erfahrungswerten. In der Veröffentlichung

/U13/ wurden verschiedene empirische Verfahren zur Ermittlung der axialen Tragfähigkeit von Spundwänden mit den Ergebnissen von Probelastungen im Norddeutschen Raum verglichen. Dabei wurden die Spundwandprofile Larssen 703K und Hoesch 1200 untersucht. Es wurde das empirische Verfahren nach EA Baugruben, 4. Auflage /U10/ und EA Pfähle /U9/ favorisiert, um die Berechnungsergebnisse den Ergebnissen der Pfahlprobelastungen anzugleichen. Das Verfahren nach der neuen EA Baugruben /U11/ ist nur bei nichtbindigen Böden anwendbar. Für diesen Ergänzungsbericht wird deshalb das Verfahren nach EA Pfähle /U9/ und EA Baugruben 4. Auflage verwendet, um Pfahlmantelreibungswerte und Pfahlspitzendrücke abzuleiten.

Die Lastabtragung der Spundwand erfolgt über Mantelreibung und Fußwiderstand. Die charakteristische axiale Pfahlwiderstandskraft einer Spundbohle ist mit dem Ansatz

$$R_{c,k}(s) = R_{b,k}(s) + R_{s,k}(s) = \eta_b \cdot q_{b,k} \cdot A_b + \sum \eta_s \cdot q_{s,k,i} \cdot A_{s,i}$$

zu ermitteln. Dabei bedeuten

- A_b Nennwert der Pfahlfußfläche
- $A_{s,i}$ Nennwert der Pfahlmantelfläche in der Schicht i
- $q_{b,k}$ charakteristischer Wert des Pfahlspitzendrucks
- $q_{s,k,i}$ charakteristischer Wert der Pfahlmantelreibung in der Schicht i
- η_b Modellfaktor des Pfahlspitzendrucks
- η_s Modellfaktor der Pfahlmantelreibung
- $R_{c,k}(s)$ setzungsabhängiger charakteristischer Druckpfahlwiderstand

Nach EA Pfähle /U9/ können die in den Tabellen 8 - 10 angegebenen Werte der charakteristischen Pfahlmantelreibung und des charakteristischen Pfahlspitzendrucks für Fertigrammpfähle aus Stahlbeton herangezogen werden.

Tabelle 8 Spannen der Erfahrungswerte für die charakteristische Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ für Fertigrammpfähle aus Stahlbeton und Spannbeton in nichtbindigen Böden

Setzung	Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ in kN/m ²		
	bei einem mittleren Spitzenwiderstand q_C der CPT in MN/m ²		
	7,5	15	25
s_{sg}^*	30-40	65-90	85-120
$s_{sg}=s_g=0,1D_{eq}$	40-60	95-125	125-160

Zwischenwerte dürfen geradlinig interpoliert werden.

Tabelle 9 Spannen der Erfahrungswerte für den charakteristischen Pfahlsitzenwiderstand $q_{b,k}$ für Fertigrammpfähle in aus Stahlbeton und Spannbeton in bindigen Böden

Bezogene Pfahlkopfsetzung s/D_{eq}	Pfahlsitzenwiderstand $q_{b,k}$ in kN/m^2		
	Schersfestigkeit $c_{u,k}$ des undrainierten Bodens in kN/m^2		
	100	150	250
0,035	350-450	550-700	800-950
0,100	600-750	850-1.100	1.150-1.500
Zwischenwerte dürfen geradlinig interpoliert werden.			

 Tabelle 10 Spannen der Erfahrungswerte für die charakteristische Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ für Fertigrammpfähle aus Stahlbeton und Spannbeton in bindigen Böden

Setzung	Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ in kN/m^2		
	Schersfestigkeit $c_{u,k}$ des undrainierten Bodens in kN/m^2		
	60	150	250
s_{sg}^*	20-30	35-50	45-65
$s_{sg}=s_g=0,1D_{eq}$	20-35	40-60	55-80
Zwischenwerte dürfen geradlinig interpoliert werden.			

In der EA Pfähle /U9/ wird erwähnt, dass ein nachweislich eiszeitlich vorbelasteter Geschiebemergel im Einzelfall trotz bindigen Charakters den nichtbindigen Böden zugeordnet werden darf. Als eiszeitlich vorbelastet werden mindestens steife Geschiebemergel angesehen. Dementsprechend werden für Geschiebemergel Spitzenwiderstands- und Mantelreibungswerte verwendet, die an die Werte für nichtbindige Böden angelehnt sind. Sie sind in den Tabellen 11 und 12 zusammengestellt.

 Tabelle 11 Gewählte Werte für Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ für Fertigrammpfähle aus Stahlbeton und Spannbeton in mindestens steifem Geschiebemergel

Setzung	Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ in kN/m^2		
	Schersfestigkeit $c_{u,k}$ des undrainierten Bodens in kN/m^2		
	75 (steif)	200 (halbfest)	400 (fest)
s_{sg}^*	25	45	60
Zwischenwerte dürfen geradlinig interpoliert werden.			

 Tabelle 12 Gewählte Werte für Pfahlsitzenwiderstand $q_{b,k}$ für Fertigrammpfähle aus Stahlbeton und Spannbeton in mindestens steifem Geschiebemergel

Bezogene Pfahlkopfsetzung s/D_{eq}	Pfahlsitzenwiderstand $q_{b,k}$ in kN/m^2		
	Schersfestigkeit $c_{u,k}$ des undrainierten Bodens in kN/m^2		
	75 (steif)	200 (halbfest)	400 (fest)
0,035	1.650	3.000	3.400
Zwischenwerte dürfen geradlinig interpoliert werden.			

Bei Verwendung der in den Tabellen 8 - 12 angegeben Werte sind die folgenden Punkte zu beachten.

- Bei den angegebenen Werten gehört der untere Wert zum Quantilbereich 10% (statistisch sind 90% der Tragfähigkeiten größer als der angegebene Wert) und der obere Wert zum Quantilbereich 50%.
- Die unteren Tabellenwerte sollen im Regelfall angewendet werden und können für Vorentwürfe verwendet werden. Höhere Werte in Richtung der oberen Tabellenwerte dürfen nur gewählt werden, wenn dies durch einen Sachverständigen für Geotechnik bestätigt wird.
- Die Werte werden nur für einen Baugrundfestigkeitsbereich $q_c \geq 7,5 \text{ MN/m}^2$ bzw. $c_{u,k} \geq 60 \text{ kN/m}^2$ angegeben. Das Mittragen von Bodenschichten bezogen auf die Pfahlmantelreibung mit $q_c < 7,5 \text{ MN/m}^2$ bzw. $c_{u,k} < 60 \text{ kN/m}^2$ darf nur berücksichtigt werden, wenn dies durch einen Sachverständigen für Geotechnik bzw. Fachplaner unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Mobilisierungsverformungen der Bodenschichten bestätigt wird.
- Die Mantelreibung darf erst ab der Tiefe angesetzt werden, ab der die Spundbohle beidseitig im Boden eingespannt ist, also ab Baugrubensohle.
- Bei Spundbohlen darf die Abwicklung des Walzprofils als Mantelfläche zugrunde gelegt werden
- Die angegebenen Werte gelten für gerammte Pfähle. Werden die Pfähle vibriert, sind die Werte abzumindern. In der EA Baugruben /U11/ wird empfohlen, die Werte auf 75% abzumindern. Die Abminderung entfällt, wenn die Bohlen auf den letzten $8 \cdot D_{eq}$ in den tragfähigen Boden gerammt werden.
- Werden die Spundbohlen bis zur vollen Solltiefe mit Hilfe von Auflockerungsbohrungen oder Spüllanzeln eingebracht, sind Spitzenwiderstand und Mantelreibung erheblich abzumindern.

Für Stahlprofile wird nach EA Pfähle /U9/ ein Modellfaktor der Pfahlmantelreibung von $\eta_s = 0,6$ empfohlen.

Abweichend von der EA Pfähle /U9/ wird für die Berechnung des Pfahlspitzenwiderstands nicht der Modellfaktor η_b , sondern ein Abminderungsfaktor für die wirksame Spitzendruckfläche nach Radomski (enthalten in der EA Baugruben /U11/) verwendet, da der Abminderungsfaktor nach Radomski im Gegensatz zu den Modellfaktoren η_b direkt für Spundwandprofile abgeleitet wurde.

Für die Aktivierung des Fußwiderstandes bei Spundwänden ist eine einwandfreie Bodenpfropfenbildung in den Spundwandtälern entscheidend. In Abhängigkeit vom Öffnungswinkel α des verwendeten Spundwandprofils ist die wirksame Fußwiderstandsfläche wie folgt abzumindern:

$$A_b = \kappa \cdot h \text{ [m}^2\text{/m]}$$

κ : Abminderungsfaktor (nach Radomski)
h: Höhe des Spundwandprofils

Tabelle 13 Abminderungsfaktor χ in Abhängigkeit des Öffnungswinkels α des Spundwandprofils nach EAB /U10/

α	90°	80°	70°	60°	50°	40°	30°
χ	1,00	0,85	0,70	0,55	0,40	0,25	0,1

Für das Spundwandprofil Larssen 703K mit einem Öffnungswinkel von 46° beträgt so z.B. die wirksame Fußwiderstandsfläche nicht 0,4 m²/m (Profiltiefe h=0,40 m), sondern ist um den Faktor $\kappa = 0,34$ auf 0,136 m²/m abzumindern. Der Wert κ ersetzt den Modellfaktor des Spitzenwiderstands η_b .

Für die Ermittlung der axialen Tragfähigkeit einer Spundwand beginnt die Einbindetiefe ab Baugrubensohle. Bei der Festlegung der Länge der Spundbohlen ist neben der für die Tragfähigkeit erforderlichen Länge ab Baugrubensohle noch der Abstand der Baugrubensohle bis zur Auflagerbank der Hilfsbrücken zu berücksichtigen.

Damit ergeben sich die in den folgenden Tabellen angegebenen Tragfähigkeitswerte.

Tabelle 14 Axiale Tragfähigkeitswerte für Spundbohlen, Standort CPT 5.3 (SW-Seite Widerlager)

Tiefe unter SO m	Schicht	mittlerer Spitzenwiderstand der Drucksonde q_c MN/m ²	undrainierte Scherfestigkeit c_u kN/m ²	Pfahlmantelreibung $q_{s1,k}$ ¹⁾ bei s_{sg^*} ²⁾ kN/m ²	Pfahlspitzenwiderstand $q_{b,1k}$ ³⁾ MN/m ²
5,5 - 6,7	2.1	0,1 - 2,0	--	--	--
6,7 - 7,3	3.2	1,0 - 6,0	50 - 300	18	--
7,3 - 9,5	2.1	3,0 - 10	--	12	--
9,5 - 13,7	3.2	3,0 - 10	150 - 500	24	2,6
13,7 - 15,5	3.3	5,0 - 25	250	27	3.0
>15,5	3.3/3.4	> 25	>400	36	3.4

Tabelle 15 Axiale Tragfähigkeit von Spundbohlen, Standort CPT 5.5 (NW-Seite Widerlager)

Tiefe unter SO m	Schicht	mittlerer Spitzenwiderstand der Drucksonde q_c MN/m ²	undrainierte Scherfestigkeit c_u kN/m ²	Pfahlmantelreibung $q_{s1,k}$ ¹⁾ bei s_{sg^*} ²⁾ kN/m ²	Pfahlspitzenwiderstand $q_{b,1k}$ ³⁾ MN/m ²
5,5 - 6,1	3.1	0,1-2,0	--	--	--
6,1 - 9,5	2.2	5-15	--	18	--
9,5 - 13,9	3.2	1,0-5,0	50 - 250	17	1,9
>13,9	3.3/3.4	> 25	> 400	36	3.4

1): $\eta_s=0,6$ ist bei der Angabe von $q_{s1,k}$ bereits berücksichtigt

2): s_{sg^*} ist die charakteristische Setzung, bei der die Mobilisierung der Bruchmantelreibung für den setzungsabhängigen charakteristischen Pfahlmantelwiderstand beginnt $s_{sg^*}=0,5 \cdot R_{s,k}(s_{sg^*})$ [MN] ≤ 1 cm

3): es wurde $\eta_b=1$ gesetzt, dafür ist der Abminderungsfaktor für die Spitzendruckfläche κ in Abhängigkeit des Spundwandprofils zu berücksichtigen, z.B. für Larssen 703K $\kappa=0,34$

Die horizontale Bettung der Spundwand

Die Spundwände werden nicht nur vertikal, sondern auch horizontal, also auf Biegung beansprucht. Zum Nachweis der Einbindetiefe, zur Ermittlung der Schnittgrößen und auch für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit darf das Bettungsmodulverfahren angewendet werden /U12/. Die Festlegung der Bettungsmoduli kann nach EAB (Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben), Anhang A5 (Anhaltswerte für den Bettungsmodul $K_{s,h}$ für feuchte Böden) /U11/ in Abhängigkeit des Mobilisierungsgrades des Erdwiderstandes $E_{ph,k}$ erfolgen. Dabei ist es jedoch schwierig, den Mobilisierungsgrad des Erdwiderstandes festzulegen. Deshalb wird hier das Verfahren gemäß Empfehlung EB 102 (Entwurf) /U12/ verwendet, das für einen Ausnutzungsgrad von $\mu_a \approx 1,0$ für den Bemessungszustand BS-T (Bauzustand) nach DIN 1054 gilt.

Danach darf der Bettungsmodul $k_{Sh,k}$ näherungsweise aus dem Steifemodul $E_{Sh,k}$ abgeleitet werden:

$$k_{Sh,k} = \frac{E_{Sh,k}}{t_B}, \text{ wobei } t_B \text{ die von der Bettung erfasste Einbindetiefe (statisch erforderliche Einbindelänge) ist (siehe Bild 4 aus /U12/).}$$

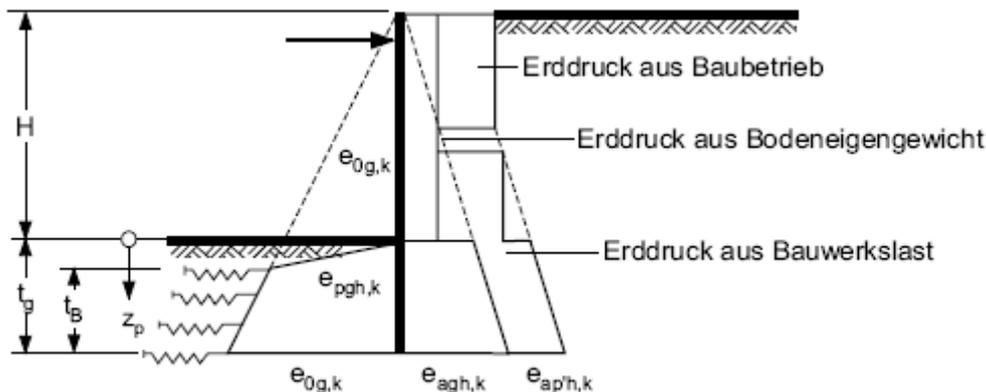


Bild 4 Lastbild für elastische Bettung bei nichtbindigem Boden nach /U12/

Der Steifemodul $E_{S,h}$ ist für den zu erwartenden Spannungsbereich zu wählen. Ist nur der Steifemodul E_S für Vertikalbeanspruchung bekannt, dann ist dieser näherungsweise mit einem Faktor von $0,5 \leq f \leq 1,0$ auf Horizontalbeanspruchung umzurechnen. Anhaltswerte aus /U12/ für nichtbindige Böden für die Bemessungssituation BS-T (transient situations - entspricht Lastfall 2 wie z.B. Bauzustand) sind in Tabelle 16 zusammengestellt. Für bindige Böden mit steifer bis halbfester Konsistenz dürfen Werte zwischen 3 und 9 MN/m³ angesetzt werden. Sie enthalten näherungsweise den Einfluss der Vorbelastung aus dem Gewicht des Bodenaushubs und gelten unter Wasser ohne Strömungseinfluss. Über Wasser dürfen die Werte verdoppelt werden.

Tabelle 16 Bettungsmodul unter Wasser: Spanne der Erfahrungswerte für $\mu_a \approx 1,0$ für die Bemessungssituation BS-T nach /U12/

Bettungsmodul für nichtbindige Böden			
Lagerungsdichte			
locker	mitteldicht	dicht	sehr dicht
1 - 4 MN/m ³	3 - 10 MN/m ³	8 - 15 MN/m ³	12-20 MN/m ³

Sowohl für die bindigen als auch für die nichtbindigen Böden liegen die angegebenen Bettungsmoduli in einem recht großen Streubereich. Um diesen Streubereich einzugrenzen, werden die Bettungsmoduli der einzelnen Schichten aus dem jeweiligen spannungsabhängigen Steifemodul abgeleitet. Dabei wird berücksichtigt, dass der stützende Bereich vor der Spundwand auf der Abgrabungsseite vorbelastet ist.

Bei Spannungsumkehr von Entlastung zu Wiederbelastung, wie sie vor der Spundwand auftritt, stellen sich wesentlich größere Steifemoduli ein als bei der Erstbelastung. Es ist deshalb gerechtfertigt, im Spannungsbereich von $\sigma=10-100$ kN/m² den Steifemodul für $\sigma=100$ kN/m² anzusetzen. Weiterhin wird ab 10 m Tiefe die spannungsbedingte Zunahme des Steifemoduls berücksichtigt.

Für die einzelnen Schichten ergeben sich die in den Tabellen 13 und 14 zusammengestellten Bettungsmoduli für Tiefen bis etwa 10 m. Mit diesen kann die Dimensionierung der Spundwände vorgenommen werden. Für größere Tiefen können höhere Bettungsmoduli angesetzt werden.

Die Bettungsmoduli wurden gemäß der Beziehung $k_{Sh,k} = \frac{E_{Sh,k}}{t_B}$ für eine von der Bettung erfasste

Einbindetiefe von beispielhaft t_B von 4,0 m ermittelt, wobei der Steifemodul bei einer Spannung von 100 kN/m² verwendet wurde. Für andere Einbindetiefen ist der Bettungsmodul entsprechend umzurechnen. Der horizontale Steifemodul E_{Sh} wurde gegenüber dem vertikalen Steifemodul E_S auf 81% abgemindert (Mittelwert der Spannung zwischen 100% und 50%, $0,75^{0,75} \approx 0,81$).

Tabelle 17 Schicht- und tiefenabhängige Bettungsmoduli z.B. für $t_B=4,0$ m, Standort CPT 5.3

Tiefe unter SO m	Schicht	Lagerungsdichte/ Konsistenz	E_S MN/m ²	Bettungsmodul MN/m ³
5,5 - 6,7	2.1	locker	17,5	3,5
6,7 - 7,3	3.2	steif	20	4,1
7,3 - 9,5	2.1	locker	17,5	3,5
9,5 - 13,7	3.2	steif	23	4,7
13,7 - 15,5	3.3	halbfest	25	5,1
>15,5	3.3/3.4	halbfest - fest	40	8,1

Tabelle 18 Schicht- und tiefenabhängige Bettungsmoduli z.B. für $t_B=4,0$ m, Standort CPT 5.5

Tiefe unter SO m	Schicht	Lagerungsdichte/ Konsistenz	E_s MN/m ²	Bettungsmodul MN/m ³
5,5 - 6,1	3.1	weich	10	2,0
6,1 - 9,5	2.2	mitteldicht	30	6,1
9,5 - 13,9	3.2	steif	23	4,7
>13,9	3.3/3.4	halbfest - fest	40	8,1

Im oberflächennahen Bereich, in dem der Erdwiderstand wegen der geringen Erdauflast zu 100% mobilisiert wird, sollte keine Bettung angesetzt werden (siehe Bild 4). Der passive Erdwiderstand

aus Bodeneigenlast e_{pgh} ergibt sich aus $e_{pgh} = \gamma \cdot z \cdot K_{pgh}$. Für $\alpha=\beta=\delta=0$ gilt $K_{pgh} = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)$

(α : Geländeneigung, β : Wandneigung, δ : Wandreibungswinkel, φ : Reibungswinkel Boden, z : Tiefe in m ab OK Gelände). Der Bereich ohne Ansatz der Bettung kann damit grob abgeschätzt werden.

3.3 Setzungen der Verschubbahnen

Um die Gründung der Verschubbahnen bewerten zu können, wurden Setzungsberechnungen für die Verschubbahnen auf der Südost- und der Nordwestseite mit dem Programm GGU-Settle durchgeführt. Als maßgebende Aufschlüsse wurden auf der Südostseite die Kleinrammbohrungen RKS 5.3, 5.4, 5.9 und 5.10 und auf der Nordwestseite die Aufschlüsse CPT 5.5, RKS 5.6, 5.7 und 5.8 genutzt. Folgende Lastannahmen wurden getroffen:

- Gewicht eines Widerlagers: 11000 kN, Länge 20 m $\rightarrow \sigma=220$ kN/m² (auf 2,5 m Breite)
- Verschubbahn: Breite: 2,5 m, Dicke: 1,3 m, Wichte: 28 kN/m³ $\rightarrow \sigma=36,4$ kN/m²
- Gesamtlast auf Verschubbahn: $220+36,4 \approx 256$ kN/m²

Die Verschubbahnen wurden mit einer Länge von 40 m modelliert. Es wurden eine Einbindetiefe von 1,3 m (Dicke der Verschubbahn) und ein 0,5 m dickes Kiespolster angenommen. Dabei wurde auf 20 m Länge die Gesamtlast von 256 kN/m² und auf weiteren 20 m die Last von 36,4 kN/m² der Verschubbahn ohne Widerlager angenommen. Die dafür ermittelten Setzungen sind in den Ergebnisprotokollen dargestellt, die in Anlage 6 als Blätter 5-8 enthalten sind. Es ergeben sich maximale Setzungen von etwa 4 cm. Dabei wurde angenommen, dass die Böden auskonsolidieren. Da die Belastung der Verschubbahn durch die Widerlager eher kurzfristig ist, wurde auch eine Berechnung mit Teilkonsolidation durchgeführt. Dabei wurde angenommen, dass sich der Steifemodul des Geschiebemergels verdoppelt. Dafür ergeben sich maximale Setzungen von 2,6-

2,8 cm. In den Kennzeichnenden Punkten der Fundamente ergeben sich Setzungen von 2,1 cm bis 2,4 cm. Diese würden eintreten, wenn sich die Verschubbahn sehr steif verhält.

Zusätzlich wurden Gründungsberechnungen für die Verschubbahn durchgeführt, um die Sicherheit gegenüber Grundbruch zu untersuchen. Dabei wurde die Baugrundsichtung auf Basis der Bohrung B 5.3 angenommen und eine Einbindung der Verschubbahn von 1,30 m gewählt. Es ergibt sich ein Bemessungswert des Sohlwiderstands von 721 kN/m² bei 2,5 m Fundamentbreite, was einer zulässigen Sohlspannung von etwa 577 kN/m² entspricht. Das Ergebnisprotokoll liegt als Anlage 6, Blatt 9 bei.

Damit ist eine ausreichende Grundbruchsicherheit der Verschubbahn vorhanden.

3.4 Wasserhaltung in den Baugruben

Mit den Zusatzaufschlüssen sollte erkundet werden, ob sich im Bereich der Baugruben und Verschubbahnen ein durchgehender Geschiebemergelhorizont befindet, der es erlauben würde, durch die Einfassung der Baugruben mit Spundwänden in einfacher Weise nach unten abgedichtete Baugruben herzustellen.

Mit allen Bestandserkundungen wurde mindestens eine Geschiebemergelschicht erkundet. Mit allen Zusatzaufschlüssen wurde ebenfalls Geschiebemergel mit einer Mächtigkeit von mindestens 1,2 m erkundet. Die Oberkante des Geschiebemergels wurde zwischen 3,80 und 6,80 m unter GOK angetroffen. Daraus ergibt sich die Schlussfolgerung, dass der gesamte Bereich der Verschubbahnen über eine durchgehende Geschiebemergelschicht verfügt. Diese Schlussfolgerung wird durch die Tatsache bestätigt, dass gemäß Umweltatlas von Berlin (siehe Bild 2) im Bereich der EÜ Pölnitzweg zwei getrennte Grundwasserleiter existieren, der tiefer liegende Hauptgrundwasserleiter und der Panketalgrundwasserleiter.

Sowohl für die Bauweise „Abriss der vorhandenen und Aufbau der neuen Widerlager im Schutz von Hilfsbrücken“ als auch für die „Herstellung der Widerlager neben der bestehenden EÜ und Einschub auf Verschubbahnen in die Sollpositionen“ werden Baugruben benötigt. Deren Sohle liegt im Grundwasserbereich. Für die Dimensionierung der Grundwasserabsenkanlage ist die Kenntnis der aus dem Grundwasser zufließenden Wassermenge erforderlich. Diese wird im Folgenden abgeschätzt.

Abschätzung der aus dem Grundwasser zufließenden Wassermenge

Für Geschiebemergel/Geschiebelehm wird der k_f -Wert aus der Kornverteilung nach der Korrelation gemäß USBR/Bialas bestimmt. Folgende 4 Einzelwerte wurden ermittelt:

$$6,4 \cdot 10^{-9}, 1,2 \cdot 10^{-7}, 1,8 \cdot 10^{-7}, 2,5 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$$

Auf der sicheren Seite liegend wird ein charakteristischer Wert von $2,5 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$ angesetzt.

Wenn die Baugrube nach unten durch die Geschiebemergelschicht abgedichtet wird, kann die einströmende Wassermenge Q nach der Gleichung

$$Q = k_f \cdot A \cdot i \quad A: \text{Grundfläche der Baugrube}$$

$$i = \frac{\Delta h}{D} \quad \begin{array}{l} \text{hydraulisches Gefälle mit } \Delta h = \text{Wasserspiegeldifferenz zwischen GW und Baugrube,} \\ D = \text{Dicke der schwach durchlässigen Schicht} \end{array}$$

abgeschätzt werden. Geht man von einer Gründungssohle von 1,5 m und GOK aus, ist das Grundwasser bis etwa 2,0 m unter GOK abzupumpen. Es steht etwa bei 1,3 m unter GOK (siehe Punkt 2.2) an. Damit ist eine Absenkhöhe von $\Delta h = 0,7 \text{ m}$ erforderlich. Mit einer Mindestdicke D des Geschiebemergels von 1,2 m ergibt sich ein hydraulisches Gefälle von $i = 0,54$. Damit ergibt sich für eine Baugrube von 200 m^2 ($10 \times 20 \text{ m}$) eine abzupumpende Wassermenge von $Q \approx 0,027 \text{ l/s}$. Diese Wassermenge ist sehr gering. Sie wird tatsächlich wesentlich höher sein, da die Dichtung zwischen Spundwand und Geschiebemergel nicht ideal sein wird und im Geschiebemergel Sandlagen enthalten sein können, die das Grundwasser gut leiten. Sie ist aber um Größenordnungen geringer als bei nicht abgedichteten Baugruben.

Zusätzlich sind Niederschlagswasser und Wasser aus Undichtigkeiten der Spundwände zu berücksichtigen.

Wenn das Wasser innerhalb der Baugrube abgepumpt wird, ist die Sicherheit gegenüber hydraulischem Grundbruch nachzuweisen.

3.5 Versickerungsfähigkeit

Nach DWA-A 138 „Planung, Bau und Betrieb von Anlagen zur Versickerung von Niederschlagswasser“ /U16/ sind Böden versickerungsfähig, deren k_f -Werte im Bereich von 10^{-3} bis 10^{-6} m/s liegen. Der Bemessungs- k_f -Wert ergibt sich dabei nach /U16/ bei Berücksichtigung eines Korrekturfaktors von 0,2 für die Bestimmung der Durchlässigkeit aus der Kornverteilungskurve. Ferner

sollte ein ausreichender Abstand zur Grundwasseroberfläche von mindestens 1,0 m vorhanden sein.

Für die erkundeten grob- und gemischtkörnigen Sande der Bodengruppen SE und SU (aufgefüllt und anstehend) wurden in /U1/ die k_f -Werte aus den Kornverteilungen zwischen $1,9 \cdot 10^{-5}$ und $4,1 \cdot 10^{-4}$ m/s bestimmt. Die Bemessungs- k_f -Werte liegen somit zwischen $4 \cdot 10^{-6}$ und $8 \cdot 10^{-5}$ m/s. Eine flächige Versickerung von anfallenden Oberflächenwässern ist bei entsprechend ausreichender Tiefenlage und Mächtigkeit der v.g. Sande aus geotechnischer Sicht formell möglich. Der Flurabstand des Grundwassers ist zu berücksichtigen.

Die erkundeten Geschiebemergel / -lehme weisen i.d.R. Durchlässigkeitswerte von $\leq 10^{-6}$ m/s auf und sind somit als schwach bis sehr schwach durchlässig einzustufen. Sie sind für eine Versickerung nicht geeignet.

3.6 Einfluss der Baumaßnahmen auf angrenzende Bebauungen / Gleisanlagen

Die Rammsysteme sind so zu wählen, dass die Schwingungseinwirkungen auf die angrenzenden Bebauungen gering gehalten werden. Weiterhin ist zu beachten, dass Erschütterungen vor allem in locker und mitteldicht gelagerten Sanden und Kiesen zu Setzungen des Bodens und somit auch von baulichen Anlagen führen können. Bei Einwirkungen auf bauliche Anlagen wird zwischen kurzzeitigen Erschütterungen und Dauererschütterungen unterschieden. In der DIN 4150 Teil 3 werden Anhaltswerte der Schwinggeschwindigkeiten angegeben, die verschiedene Bauwerksarten in der Regel schadlos überstehen.

Es wird empfohlen, bei Rammarbeiten ein Beweissicherungsverfahren durchzuführen und gefährdete Bereiche wie die Gleisanlagen messtechnisch zu überwachen. Als bahnseitige Schutzmaßnahme sollte eine Langsamfahrstelle eingerichtet werden.

Werden die Spundbohlen sorgfältig und ausreichend tief eingerammt, ist eine nach unten abgedichtete Baugrube zu erwarten. Damit hat eine Grundwasserabsenkung in der Baugrube fast keinen Einfluss auf die Umgebung. Wenn jedoch dauerhaft größere Wassermengen abgepumpt werden müssen, ist die Ursache dafür zu suchen und nach Möglichkeit abzustellen. Ansonsten kann es in einem größeren Umfeld zu einer Grundwasserabsenkung kommen, die negative Folgen für die Bebauung wie Setzungen verursachen kann. Außerdem wird der Gesamtgrundwasserhaushalt beeinflusst, wofür eine wasserrechtliche Genehmigung erforderlich wäre.

3.7 Schlussfolgerungen für die Auswahl des Bauverfahrens

Es ist zu erwarten, dass die Baugruben im Bereich der Widerlager und daneben bei sorgfältiger Herstellung der Spundwände durch die Geschiebemergelschicht nach unten abgedichtet werden. Damit können die Baugruben bereits mit geringen Pumpleistungen trocken gehalten werden.

Die beiden Bauverfahren

- 1) Die Brückenwiderlager werden in Baugruben neben dem in Richtung Buch liegenden Widerlager beiderseits der Bahn hergestellt. Nach Aushärtung der Bauteile werden die vorhandenen Widerlager abgerissen und die neuen Widerlager in die Sollposition eingeschoben und abgesetzt. Anschließend wird der Überbau eingesetzt.
- 2) Die Baugruben für den Abriss und den Neubau der Widerlager werden umpundet. Auf diesen Spundwänden werden Hilfsbrücken aufgelagert, in deren Schutz die alten Widerlager abgerissen und die neuen Widerlager aufgebaut werden.

werden deshalb aus geotechnischer Sicht als gleichwertig bewertet. Die größere Baugrubenfläche für die erste Bauweise stellt keinen Nachteil dar, da zu erwarten ist, dass bei sorgfältiger Herstellung der Baugruben nur geringe Grundwassermengen aus den Baugruben abzupumpen sind. Die Entscheidung ist durch die Abwägung wirtschaftlicher und technischer Vorteile zu treffen.

3.8 Geotechnische Hinweise zur Bauausführung

Die Baugrubensohlen werden bereichsweise im Geschiebemergel oder Geschiebelehm liegen. Diese haben eine geringe Plastizität und weichen bei Entlastung und Wasserzutritt schnell auf. Im Vorlauf der Aushubmaßnahmen ist deshalb der Grundwasserspiegel in der Baugrube abzusenken. Die freigelegten Bereiche mit bindigen Böden sind vor Wasserzutritt zu schützen.

Die Gründungsberechnungen (Anlage 6) erfolgten unter der Annahme, dass sich der Boden im Gründungsbereich vorbelastet verhält. Wenn der Boden in der Baugrube aufweicht, trifft diese Annahme nicht mehr zu und es ist mit größeren Setzungen zu rechnen, als unter Punkt 3.1 angegeben.

4 Zusammenfassung / Schlussbemerkungen

Mit der vorliegenden 1. Ergänzung zu den bereits durchgeführten geotechnischen Untersuchungen aus 2007 /U1/ sollen die Informationen bereitgestellt werden, die für die Wahl des geeignets-

ten Bauverfahrens für die Erneuerung der EÜ Pölnitzweg erforderlich sind. Folgende Verfahren kommen in die engere Wahl:

- 1) Die Brückenwiderlager werden in Baugruben neben dem in Richtung Buch liegenden Widerlager beiderseits der Bahn hergestellt. Nach Aushärtung der Bauteile werden die vorhandenen Widerlager abgerissen und die neuen Widerlager in die Sollposition eingeschoben und abgesetzt. Anschließend wird der Überbau eingesetzt.
- 2) Die Baugruben für den Abriss und den Neubau der Widerlager werden umpundet. Auf diesen Spundwänden werden Hilfsbrücken aufgelagert, in deren Schutz die alten Widerlager abgerissen und die neuen Widerlager aufgebaut werden

Insbesondere ist von Bedeutung, ob in allen Baugrubenbereichen die gering durchlässige Geschiebemergelschicht durchgängig ist und damit eine automatische Basisabdichtung der Baugruben erreicht werden kann.

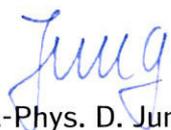
Dafür wurden zusätzlich 4 Kleinrammbohrungen bis 8 m Tiefe abgeteuft. Mit allen Erkundungen sowie auch mit allen Bestandserkundungen wurde die Geschiebemergelschicht angetroffen. Bei sorgfältiger Herstellung der Baugruben ist zu erwarten, dass zur Trockenhaltung nur geringe Wassermengen abzupumpen sind.

Für eine Flachgründung der Widerlager wurden die Sohlwiderstände neu berechnet. Für Spundwände, die als Widerlager für Hilfsbrücken dienen, wurden axiale Tragfähigkeitswerte und die Bettung neu ermittelt. Für die Verschiebbahnen wurden Setzungen und die Sicherheit gegenüber Grundbruch bestimmt.

Die Ergebnisse zeigen, dass aus geotechnischer Sicht beide Bauverfahren für den Ersatzneubau der EÜ geeignet sind. Die Entscheidung für eines der Bauverfahren ist durch die Abwägung wirtschaftlicher und technischer Vorteile zu treffen.

Mit der vorliegenden 1. Ergänzung zum geotechnischen Bericht sind unsere Untersuchungen abgeschlossen. Für Rückfragen zu diesem Bericht stehen wir gern zur Verfügung.

aufgestellt:


Dipl.-Phys. D. Jung