

## Schicht 2: Verwitterungsschutt

Schicht 2 – Verwitterungsschutt umfasst den grob- und gemischtkörnigen, ortständigen und umgelagerten Festgesteinszersatz. Er steht unterhalb der Schichten 1 – Auffüllung an und lagert meist direkt dem zersetzten bis entfestigten Festgestein (Schicht 3.1) auf.

Die Schichtoberkante wurde zwischen 1,6 und 4,5 m u GOK erkundet. Angetroffen wurde der Verwitterungsschutt bis zur Endteufe der Sondierungen in Mächtigkeit von 0,5 m bis 3,4 m.

Nach seiner Korngrößenzusammensetzung ist er als schluffiger bis stark schluffiger, selten schwach schluffiger, schwach kiesiger bis kiesiger Sand zu beschreiben. Vereinzelt können auch Steine eingelagert sein. Die Lagerungsdichte der (hell-) braunen, gelbbraunen, graubraunen und grauen Sande ist als locker oder mitteldicht einzuschätzen.

**Tab. 6: Klassifizierung / Eigenschaften Schicht 2 - Verwitterungsschutt**

Schichtbeschreibung	
<b>Bodenart</b> (Kurzzeichen lt. DIN 4022)	S, u - u*, (u'), g' - g, (x'', x)
<b>Lagerungsdichte</b>	locker, mitteldicht
Bautechnische Eigenschaften	
<b>Scherfestigkeit</b> (DIN 18 196)	mittel
<b>Zusammendrückbarkeit</b> (DIN 18 196)	mittel
<b>Durchlässigkeit</b> (Bereiche nach DIN 18130)	durchlässig (schwach durchlässig)
<b>Verdichtungsfähigkeit</b> (DIN 18 196)	mittel
<b>Witterungs-, Wasser- und Erosionsempfindlichkeit</b> (DIN 18 196)	mittel
<b>Erdbautechnische Eignung</b> (DIN 18 196)	brauchbar bis geeignet
Bautechnische Klassifizierungen	
<b>Bodengruppen</b> (DIN 18 196)	SU, SU*, (SW)
<b>Frostempfindlichkeitsklasse</b> (ZTV E-StB 09)	(SW → F 1) SU → F 2 SU* → F 3
<b>Bodengruppen</b> (ZTV A-StB 12, Anhang 1)	grob- und gemischtkörnige Böden

## Schicht 3.1: Festgestein, VZ - VE

Wie bereits unter Pkt. 4.1 eingehend erläutert, liegen im Untersuchungsgebiet unter einem quartären Lockergesteinspaket überwiegend die Festgesteine der Stauf-Formation vor.

Erkundet wurde das Festgestein in RKS 7 ab 2,5 m u. GOK und RKS 9 ab 3,5 m u. GOK. Mittels Rammkernsondierung konnte es 0,1 bis 1,5 m aufgeschlossen werden.

Die Stauf-Formation wird am Standort vorwiegend aus relativ feinkörnigen, braunen Sandsteinen aufgebaut.

Infolge des Witterungseinflusses liegen die Sandsteine oberflächennah im zersetzten bis entfestigten Zustand vor. Die Übergänge zwischen den einzelnen Verwitterungszuständen sind meist fließend, was eine eindeutige Grenzziehung anhand kleinkalibriger Aufschlüsse erschwert bzw. teils unmöglich macht.

Die Schicht 3.1 weist eine dünnplattige bis plattige, teils auch bankige oder massige Schichtung auf. Im Bereich von RKS 7 und 9 sind die angetroffenen Sandsteine als mürbe bis fest zu beschreiben.

Vollständig zersetzt überwiegen die Lockergesteinseigenschaften, so dass das völlig zersetzte Festgestein in die Schichten 2 – Verwitterungsschutt eingestuft wird.

**Tab. 7: Klassifizierung und Eigenschaften Schicht 3.1 – Festgestein, VZ - VE**

<b>Klassifikation</b>	(FGSV-Merkblatt)	Sandstein
<b>Verwitterungsgrad</b>	(FGSV-Merkblatt)	verwittert bis entfestigt
<b>Boden- und Felsgruppen</b>		SG
<b>Farbe</b>		braun
<b>Schichtung</b>	(FGSV-Merkblatt)	dünnplattig bis plattig (bankig, massig)
<b>Kornbindung</b>		mürbe bis fest
<b>Veränderlichkeit bei Atmosphäreinfluss</b>		mittel bis gering
<b>Verdichtbarkeit</b>		schlecht
<b>Scherfestigkeit</b>		groß bis mittel
<b>Zusammendrückbarkeit</b>		gering
<b>Durchlässigkeit</b>	(DIN 18130)	schwach durchlässig (über Klüfte auch durchlässig)
<b>Verwendbarkeit für Erdbauzwecke</b>		bedingt geeignet
<b>Besonderheiten, Hinweise</b>		Festigkeit der Sandsteine kann primär bereits deutlich variieren

**Schicht 3.2: Festgestein, VA - VU**

Das angewitterte bis unverwitterte Festgestein, welches sich von Schicht 3.1 durch einen geringeren Verwitterungsgrad unterscheidet, reicht bis weit unter die Baueinflusstiefe. Beim Übergang in den angewitterten und unverwitterten Zustand ist parallel mit einer Zunahme der Gesteinsfestigkeit zu rechnen. Kalkulatorisch kann unterhalb der Abbruchtiefen der Sondierung RKS 7 von angewittertem Festgestein ausgegangen werden.

Weiterhin sind im Untergrund feste Sandsteinpakete verbreitet, welche generell höhere Festigkeiten und eine größere Verwitterungsresistenz aufweisen.

**4.3 Boden-/ Fels- und Bohrbarkeitsklassen, Rammeignung**

Nach DIN 18300 und der ZTVE-StB 09 sind für die vorhandenen Bodenschichten hinsichtlich Lösen, Fördern und Laden sowie der weiteren Verwendung in Abhängigkeit von der Erdstoffart die Boden- und Felsklassen in Tabelle 8 maßgebend. Dabei wird darauf hingewiesen, dass die Einordnung der Böden in die Bodenklassen nach VOB, Teil C, DIN 18300, Pkt. 2.2. beim Lösen und nicht nach dem Laden, Transport oder einer eventuellen Zwischenlagerung vorgenommen wird.

**Tab. 8: Boden-/Felsklassen**

Schicht	Boden-/Felsklassen (DIN 18300)
1 – Auffüllung *	3 - 4
2 – Verwitterungsschutt	3 - 4 (5)
3.1 – Festgestein, VZ – VE**	20% 3 – 5, 60% 6, 20% 7
3.2 – Festgestein, VA - VU**	30% 6 , 70% 7

\* Die Einstufungen beinhalten keinen Straßenaufbruch und keine großvolumigen Bestandteile wie Schwellen, Bauschutt, Beton, Fundamentreste o. ä.. Diese sind gesondert auszuschreiben und auf Nachweis abzurechnen.

\*\* Abrechnung Felsklasse 7 entweder als Pauschale entsprechend der abgeschätzten Anteile oder auf Nachweis für dickbankige Sandsteine (> 30 cm Stärke bzw. Blöcke > 0,1 m³ Rauminhalt, entspricht Kugel ≥ 0,6 m Durchmesser).

Zusätzlich werden die Bohrbarkeitsklassen nach DIN 18301 angegeben.

**Tab. 9: Bohrbarkeitsklassen**

Schicht	Bohrbarkeitsklassen DIN 18301
1 – Auffüllung	BN 1 - 2; BS1 (BS 2,BS3)
2 – Verwitterungsschutt	BN 1 - 2; BS1 (BS 2,BS3)
3.1 – Festgestein, VZ – VE	VZ: BN 1 - 2; BS1-2, BS 3 FV 1 (FD 1 – 2)
3.2 – Festgestein, VA - VU	FV 2 – FV 6, FD 2 – 4

Weiterhin wird die Eignung der Böden für Rammen/Vibrieren und Einpressen von Spundwandprofilen wie folgt eingeschätzt:

**Tab. 10: Eignung zum Rammen / Vibrieren / Einpressen**

Schicht	Bezeichnung	Rammpbarkeit	Vibrieren	Einpressen
1	Auffüllung	leicht bis mittel (schwer)	gut bis bedingt*	gut bis bedingt* (nicht geeignet*)
2	Verwitterungsschutt	leicht bis mittel (schwer)	gut bis bedingt*	gut bis bedingt*
3.1	Festgestein, VZ – VE	VZ: mittel - sehr schwer VE: nicht geeignet*	VZ: gut bis bedingt* VE: nicht geeignet*	VZ: bedingt* VE: nicht geeignet*
3.2	Festgestein, VA - VU	nicht geeignet*	nicht geeignet*	nicht geeignet*

\* bei bedingter Eignung ggf. Lockerungsbohrungen und bei nicht geeignet Räumbohrungen erforderlich

*Klammerwerte lokal/bereichsweise, in der Gesamtheit untergeordnet, möglich*

#### 4.4 Charakteristische Werte geotechnischer Kenngrößen

Den Schichten werden auf der Grundlage der Ergebnisse der Feld- und Laboruntersuchungen, von Erfahrungswerten und/oder anerkannten korrelativen Beziehungen die Berechnungswerte in Tabelle 10 zugeordnet. Diese stellen charakteristische Werte  $X_k$  im Sinne der DIN EN 1997-1:2009-09 dar, welche die mechanischen Eigenschaften der Schichten im erkundeten Zustand beschreiben.

Der charakteristische Wert einer geotechnischen Kenngröße stellt eine vorsichtige Schätzung desjenigen Wertes dar, der im Grenzzustand wirkt. Zur Ermittlung des Bemessungswertes für geotechnische Kenngrößen ( $X_d$ ) sind die charakteristischen Werte durch die Teilsicherheitsbeiwerte  $\gamma_M$  nach DIN EN 1997-1:2009-09, NDP, Tabelle A2.2 zu dividieren.

Nach DIN 1054:2010-12 darf die Steifigkeit von Boden und Fels im Grenzzustand GEO-2 und im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) durch charakteristische Werte in Form von vorsichtigen Schätzwerten der Mittelwerte von Steifigkeitsparametern bzw. durch obere und untere charakteristische Werte von Steifigkeitsparametern erfasst werden. In Zweifelsfällen ist (immer unter Berücksichtigung der konkreten Aufgabenstellung und Randbedingungen) mit oberen und unteren charakteristischen Werten zu rechnen. Der angegebene Steifemodul ist im Sinne des für Setzungsberechnungen repräsentativen mittleren Verformungsmodul (hier bestimmt aus Erfahrungswerten) zu verwenden und braucht nicht durch Ansatz von Querdehnungszahlen oder sonstigen Korrekturwerten in andere Steifemoduln überführt zu werden (Querdehnungszahlen in einschlägigen Programmen können = 0 gesetzt werden).



Gemäß Ril 804.5501 /UT 7/ erfordert die Bemessung vom Lärmschutzwänden die Angabe von dynamischen Bodenkennwerten. Hierzu werden in der nachfolgenden Tabelle zusätzlich die dynamischen Steifemodul  $E_{s,k \text{ dyn}}$  angegeben. Dabei gilt der untere Wert für Systeme mit hoher Eigenfrequenz zur Bestimmung des niedrigsten Bettungsmoduls und der obere Wert für Systeme mit niedriger Eigenfrequenz zur Ermittlung des höchsten Bettungsmoduls.

**Tab. 11: Charakteristische Werte geotechnischer Kenngrößen**

Schicht Nr.	Bezeichnung	wirksamer Reibungswinkel	wirksame Kohäsion	Wichten		Steifemodul statisch	Steifemodul dynamisch
		$\varphi_k$ [°]	$c_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_k$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_k'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$E_{sk}$ (min-max) [MN/m <sup>2</sup> ]	$E_{sk \text{ dyn}}$ [MN/m <sup>2</sup> ]
1	Auffüllung	28	4	18	10	8 (6 – 16)	50 - 130
2	Verwitterungsschutt	28	2	19	10	26 (22 – 40)	100 – 180
3.1	Festgestein	30	6	21	11	35 (30 – 100)	120 – 250
3.2	Festgestein	34	10	22	12	55 (50 - 150)	150 - > 250

#### 4.5 Grundwasserverhältnisse

Die hydrogeologische Situation im Untersuchungsgebiet wird durch den Hochspeyerbach geprägt.

Zum Zeitpunkt der Erkundungsarbeiten wurde bis zur maximalen Endteufe der Sondierungen von 5,00 m ausschließlich in RKS 8 in 3,20 m u. GOK Grundwasser angetroffen. Ebenfalls in RKS 8 wurde zwischen 1,6 m u. GOK und 2,5 m u. GOK eine Vernässungszone erkundet. Aufgrund der mangelnden Standfestigkeit des Sondierlochs konnte kein Ruhewasserstand eingemessen werden.

Es ist davon auszugehen, dass der geschlossene Grundwasserspiegel als Kluftgrundwasserstockwerk deutlich unterhalb dieses angetroffenen Grundwassers in für die Baumaßnahme nicht relevanten Tiefen liegt. Vermutlich wurde am Standort der Rammkernsondierung RKS 8 Schichtwasser angetroffen.

Innerhalb der Lockergesteine und auch auf undurchlässigeren Schichten (massige Sandsteine, Tonsteine) des Festgesteins ist generell auch oberhalb des Grundwasserspiegels mit niederschlags- und jahreszeitlich bedingten Staunässebildungen zu rechnen. Prädestiniert dafür sind grundsätzlich durchlässigere über undurchlässigeren Bereichen im Untergrund. Solche Stauwässer „bluten“ bei Anschnitt zumeist relativ schnell aus.

#### 4.6 Beton- und Stahlaggressivität

Die Ermittlung der Beton- und Stahlaggressivität von Boden und Grundwasser war nicht Gegenstand der Untersuchungen.

Grundwasser ist für die Maßnahme nicht relevant, so dass eine Einstufung von Grundwasser auf Beton-/ Stahlaggressivität für die Gründung der Schallschutzwand entfallen kann.

Nachfolgende Angaben beruhen allein auf Erfahrungswerten und der gutachterlichen Einschätzung. Erforderlichenfalls sind nach Feststehen der konstruktiven Lösung gesonderte Untersuchungen in dieser Hinsicht durchzuführen.

**Tab. 12: Beton- und Stahlaggressivität Boden**

Schicht	Betonaggressivität DIN 4030	Stahlaggressivität DIN 50929-3		Boden- aggressivität Ril 836.4302
		Mulden- und Lochkorrosion	Flächen- korrosion	
1 – Auffüllung	schwach betonangreifend	gering	gering	schwach
2 – Verwitterungsschutt	schwach betonangreifend	gering	gering	schwach
3.1 – Festgestein, VZ – VE	schwach betonangreifend	gering	gering	schwach
3.2 – Festgestein, VA - VU	schwach betonangreifend	gering	gering	schwach

## 5. GRÜNDUNGSTECHNISCHE SCHLUSSFOLGERUNGEN SCHALLSCHUTZWÄNDE

### 5.1 Allgemeines

Gemäß /U7/ Abschn. 3 (13) sind als Gründungskörper im Regelfall Pfähle (Bohr- und Ramm-  
 pfähle) vorzusehen.

Bei den gegebenen Randbedingungen stellen vom Baubeginn der Stützwand km 62,155 bis  
 km 62,3+10 Rammpfähle bzw. konkret Rammrohrgründungen als offenes oder geschlossenes  
 Stahlrohr nach DIN EN 12699 die zu empfehlende Lösung dar.

Bedingt durch die Lage der Wandachse auf der Böschungsschulter der talseitig aufgeschütteten  
 Böschung (Klappprofil) und der Böschungshöhe erfolgt die Einbindung der Rammrohre anteilig in  
 Auffüllungen und im ab ca. 2,0 m bis 4,5 m anstehenden Verwitterungsschutt. Auffüllungen sind  
 gegenüber einem natürlichen Boden schwerer kalkulierbar und beinhalten damit ein höheres Bau-  
 grundrisiko. Dieses bezieht sich hauptsächlich auf nicht auszuschließende lokale Hindernisse beim  
 Einbringen der Rohre. Bei offenen Stahlrohren ist das Risiko des vorzeitigen Festrammens auf-  
 grund von Hindernissen geringer.

Ab km 62,3+10 bis zum Bauende bei km 62,510 steigt der Festgesteinshorizont bereichsweise bis  
 auf 2,5 m unter Gelände an. Dabei ist von einer welligen Oberfläche des Festgesteinshorizontes  
 zwischen 2,5 m bis > 5,0 m auszugehen. Die Auffüllungen erreichen in diesem Abschnitt Mächtig-  
 keiten zwischen 1,6 m bis 2,5 m. Für diesen Abschnitt empfehlen wir eine Gründung auf Pfahl-  
 böcken aus verpressten Mikropfählen nach Din EN 14199.

Im Detail sind die Baugrundverhältnisse den Beschreibungen im Gutachtentext bzw. den  
 zeichnerischen Darstellungen in Anlage 2 zu entnehmen.

## 5.2 Rammrohrgründung

Die nachfolgenden Ausführungen beziehen sich auf den Abschnitt Baubeginn der Stützwand km 62,155 bis km 62,3+10.

Zur Eignung des Baugrundes zum Rammen / Einvibrieren ist die Tabelle 10 heranzuziehen. Im Allgemeinen ist die Eignung des Baugrundes zum Einbringen der Rammrohre bis in die erkundeten Tiefen von 5 m und sehr wahrscheinlich auch noch darüber hinaus als gut einzuschätzen. Lockerungsbohrungen oder Räumbohrungen werden nur lokal zur Hindernisbeseitigung erforderlich, müssen aber zwingend einkalkuliert werden.

Die Mindesteinbindelänge von Ramppfählen in den tragfähigen Baugrund beträgt nach EA Pfähle mindestens 2,5 m. Ein im Sinne der EA Pfähle tragfähiger Baugrund existiert innerhalb der erkundeten Tiefen nicht oder maximal bedingt (RKS 6, Verwitterungsschutt ab 2,4 m).

In Ableitung der Erkundungen wird eine Pfahllänge von 5,0 m ab OK vorhandene Böschungsschulter empfohlen. Diese entspricht auch den erkundeten Tiefen und der festgestellten prinzipiellen Eignung zum Einbringen der Rammrohre. Die Mindestpfahllänge bezogen auf das tiefste Maß eventueller Abschachtungen, Geländesprünge etc. wäre mit 3,0 m bezogen auf das talseitige Gelände am Pfahl anzusetzen.

Die ausreichende Tragfähigkeit des Baugrundes unterhalb der Pfahlsole ist als gegeben vorauszusetzen.

Das Einbringen mittels Vibration kann mit erheblichen Tragfähigkeitsreduzierungen einhergehen. Um die ohnehin vergleichsweise geringe bzw. nur bedingt kalkulierbare Tragfähigkeit des Baugrundes (Auffüllungen) auszunutzen, empfehlen wir das rammende Einbringen der Pfähle bevorzugt als Verdrängungspfähle (geschlossene Stahlrohrpfähle). Allerdings ist die Gefahr des Festrammens bei offenen Stahlrohrpfählen geringer. Hier ist zwischen dem Gewinn an Tragfähigkeit bei geschlossenen Stahlrohrpfählen zur größeren Ausführungssicherheit bei offene Stahlrohren zu entscheiden, ohne dass mit jetzigem Kenntnisstand eine eindeutige Empfehlung abgegeben werden kann.

Die Dimensionierung der Bauteile ist auf der Grundlage allgemein bauaufsichtlich eingeführter Normen und Regelwerke durchzuführen.

Hinsichtlich der charakteristischen horizontalen Pfahlbettung  $k_{s,k}$  kann für Ramppfähle (entsprechend auch für Bohrpfähle) nach EC 7, Abschnitt 7.7.3 die Ermittlung der horizontalen Bettungsmodule unter Ansatz folgender Formel erfolgen:

$$k_{s,k} = \frac{E_{s,k}}{D_s}$$

mit

$k_{s,k}$	Bettungsmodul	[MN/m <sup>3</sup> ]
$E_{s,k}$	charakteristischer Steifemodul nach Tab. 10	[MN/m <sup>2</sup> ]
$D_s$	Pfahldurchmesser, bei $D_s > 1,0$ m ist $D_s = 1,0$ m anzusetzen	[m]

Die Anwendbarkeit der Formel ist auf eine rechnerisch maximale Horizontalverschiebung von 2,0 cm oder 0,03  $D_s$  begrenzt, wobei der kleinere Wert maßgebend ist.

Entsprechend lassen sich auch die dynamischen Bettungsmodule bestimmen.



Zur Überprüfung der aufnehmbaren Pfahlbettung über die Tiefe ist insbesondere unter Berücksichtigung der Lage in der talseitigen Böschung des Klappprofils ein Vergleich mit dem Erdwiderstand  $e_{ph,k}$  unter Ansatz der räumlichen Wirkung durchzuführen.

Zur Verteilung des Bettungsmoduls in Dammlagen gibt es in der Literatur und den Vorschriften der DB keine belastbaren bzw. allgemein zu übertragenden Hinweise. Es wird empfohlen, im obersten Meter (gerechnet vom talseitigen Gelände des Pfahls bzw. vom Fuß eines davor liegenden Gleislängsverbaus) keine Bettung anzusetzen und diese dann von 0 über eine Tiefe von 3,0 m auf den Maximalwert ansteigen zu lassen. Unterhalb dieser Tiefe kann dann ein konstanter Ansatz erfolgen.

Hinsichtlich des Nachweises der horizontalen Pfahlbettung, z. B. Vergleich der maximal mobilisierbaren charakteristischen Normalspannung  $\sigma_{h,k}$  zwischen Pfahl und Boden sowie dem charakteristischen, passiven Erdwiderstand  $e_{ph,k}$  mit  $\sigma_{h,k} \leq e_{ph,k}$  sind die Empfehlungen der EA „Pfähle“ /UT 8/ als auch die Ril 836m Modul 4302, Abschn. 4 zu beachten.

Neben der erforderlichen Berücksichtigung der Ril 804.5501 /UT 7/, insbesondere auch hinsichtlich dynamischer Lasteinwirkungen, empfehlen wir aufgrund des Fehlens entsprechender Vorschriften der DB die Bemessung der Pfähle hinsichtlich der horizontalen Bettung unter Anwendung der „Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für die Ausführung von Lärmschutzwänden an Straße“ ZTV-Lsw 06 /UT 5/ vorzunehmen, da diese Richtlinien den konkreten Bedingungen einer Schallschutzwand mit Gründung auf Pfahlelementen in Böschungen am ehesten entsprechen.

Dabei ist allerdings dem Einfluss der Druck- und Sogwirkungen aus dem Zugverkehr besondere Beachtung zu schenken.

Da sich die vorhandenen aufgefüllten Böden nicht in die Regelfälle von /UT7/ einordnen lassen, ist die Berechnung der äußeren (horizontalen) Standsicherheit dann z. B. nach dem im Anhang A der ZTV-Lsw 06 dargestellten Berechnungsverfahren von Vogt mit den in Tab. 11 des vorliegenden Gutachtens aufgeführten charakteristischen Scherparametern durchzuführen.

Dabei ist entsprechend /UT7/, Pkt. 2.2 „...ein Wandreibungswinkel von  $\delta_k = -\varphi_k/2$  und eine um die Hälfte verminderte Kohäsion:  $c_k = c'_k/2$  anzusetzen. Für den Nachweis der Sicherheit gegen Bruch des Bodens in der Pfahlumgebung ist bei den widerstehenden Lasten aus Erdwiderstand ein Sicherheitsfaktor von  $\gamma_{Ep} = 1,4$  zu berücksichtigen. Damit ist näherungsweise nach den bisherigen Erfahrungen gleichzeitig der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit erbracht.“

Es ist zu beachten, dass mit dem Verfahren nach Vogt keine Vertikallasten berücksichtigt werden und der entsprechende Nachweis gesondert zu führen ist.

Hierzu kann unter Verweis auf Tab. 5.3 und 5.4 der EA Pfähle /UT8/ eine vorsichtige Schätzung des charakteristischen Pfahlspitzendruckes bezogen auf eine für Schallschutzwände vertretbare

bezogene Pfahlkopfsetzung  $s/D_{eq} = 0,1$  von

$q_{b,k} = 450 \text{ kN/m}^2$

und eine charakteristische Pfahlmantelreibung bezogen auf eine Grenzsetzung  $s_{sg} = s_g = 0,1 D_{eq}$  von  $q_{s,k} = 20 \text{ kN/m}^2$  zugrunde gelegt werden.

Diese Werte sind durch Modellfaktoren für Pfahlspitzendruck und Pfahlmantelreibung gemäß Tab. 5.5 der EA Pfähle zu korrigieren.

Für ein geschlossenes Stahlrohr ( $D_b \leq 0,8 \text{ m}$ ) betragen die Modellfaktoren  $\eta_b = 0,8$  und  $\eta_s = 0,6$  und für ein offenes Stahlrohr mit ( $0,3 \text{ m} \leq D_b \leq 1,6 \text{ m}$ )  $\eta_b = 0,95 \cdot e^{-1,2 \cdot D_b}$  und  $\eta_s = 1,1 \cdot e^{-0,63 \cdot D_b}$ .

Es ist davon nach Ril 836.7001 Abs. 2 (1) davon auszugehen, dass der Bestandsdamm im vorhandenen Zustand ausreichend standsicher und ausreichend gebrauchstauglich ist.

Unter dieser Voraussetzung darf nach Ril 836.2001 Abs. 2 (4) bei Strecken bis 160 km/h auf den Nachweis der äußeren Standsicherheit verzichtet werden, wenn tief gegründet wird. Dies ist gewährleistet, wenn entsprechend unserer Empfehlungen die Einbindung der Pfähle mindestens 5,0 m unter Gelände beträgt.

Für höhere Geschwindigkeiten ist die Gesamtstandsicherheit der durch die Pfähle verdübelten Böschung nachzuweisen.

Alternativ kann die Bemessung der Pfähle auf Bettung auch erst ab 0,5 m unterhalb des tiefstgelegenen Gleitkreises ausreichender Standsicherheit mit  $E_d/R_d \leq 1,0$  und darüber als freie Standhöhe erfolgen.

### 5.3 Mikropfähle

Wie bereits eingangs der gründungstechnischen Empfehlungen dargelegt, ergibt sich ab etwa km 62,3+10 bis zum Bauende bei km 62,510 ein Anstieg des Felshorizontes mit einer welligen Oberfläche. Für diesen Abschnitt empfehlen wir auf eine Gründung mit verpressten Mikropfählen als Pfahlbockkonstruktion, welche sowohl Vertikalkräfte als auch Zugkräfte aufnimmt, zu orientieren.

Ausgehend von den Untersuchungen empfehlen wir den tragfähigen Horizont einheitlich ab 4,0 m festzulegen und dabei nicht zwischen Verwitterungsschutt und Festgestein zu differenzieren. Die Mindesteinbindelänge unter diesem Horizont ist mit 3,0 m zu wählen.

Wir empfehlen für die Bemessung auf die Tabelle 5.29 der EA Pfähle zurückzugreifen.

Danach kann der folgende charakteristische Mantelreibungswert (Bruchwert) zur Vorbemessung angegeben werden:

$$q_{s1,k} = 0,25 \text{ MN/m}^2$$

Für Zugpfähle ist eine Mindestüberdeckung über dem Verpresskörper von 4,0 m einzuhalten.

Deutlich größere Werte bis  $q_{s1,k} = 0,70 \text{ MN/m}^2$  wären auf der Basis von den Angaben von Ostermayer für Verpressanker im Grundbautaschenbuch, Teil 2, siebente Ausgabe unter Kapitel 2.6 Verpressanker bei sichergestellter Einbindung im Felshorizont ableitbar. Dieser wurde aber bei RKS 8 bis 5,0 m nicht erreicht und lässt sich auch nicht indirekt aus der DPH 6 ableiten.

### 5.4 Hinweise zur Bauausführung

#### Aushubarbeiten / Baugruben

Hinsichtlich von Aushubarbeiten sind die Beschreibungen zu den einzelnen Schichten in Abschnitt 4.2 sowie die Lösbarkeiten in Abschnitt 4.3 zu beachten.

Für bauzeitliche Abböschungen kann innerhalb des Gültigkeitsbereiches der DIN 4124 für unbelastete Böschungen (ohne Grundwassereinfluss!) von folgenden zulässigen Böschungswinkeln ausgegangen werden:

**Tab. 13: Böschungsneigungen**

Schicht	Böschungsneigung $\beta$
1 - Auffüllung / Graben-/Grubenverfüllungen	$\leq 45^\circ$ *
2 - Verwitterungsschutt	$\leq 45^\circ (\leq 60^\circ)$
3.1 / 3.2 – Festgestein	$\leq 70 (\leq 80^\circ)$ **

\* Das Erfordernis von zusätzlichem Aushub bei nicht standfester alter Grabenverfüllung, von Aussteifungsmaßnahmen und/oder tatsächlichen Böschungsneigungen sind in Abhängigkeit von den konkret angetroffenen Verhältnissen durch die Verantwortlichen auf der Baustelle festzulegen.

\*\* Entscheidung nach fachkundiger Begutachtung in der Örtlichkeit



Die genaue Festlegung zwischenzeitlicher Baugrubenböschungen (ggf. Abminderungen) hat entsprechend den vorgefundenen Verhältnissen in der Örtlichkeit durch die Verantwortlichen der Baustelle zu erfolgen.

Arbeitsraumbreiten, belastungsfreie Schutzstreifen sowie Abstände von Baugeräten und -fahrzeugen von der Grabenkante sind in DIN 4124 bzw. DIN EN 1610 geregelt oder statisch vorgegeben und zu beachten.

### Rammarbeiten

Bei der Planung der Technologie des Einbringens der Rammrohre in Verantwortung des AN sind die Randbedingungen (geometrisch, räumliche Randbedingungen) unter den Bedingungen der Bahn mit Oberleitung auf einer Böschung sowie die beschriebenen Baugrundverhältnisse und Eigenschaften besonders zu beachten. Wenn bei der Bemessung keine Abminderungen durch einvibrierendes Einbringen berücksichtigt wurden, muss zwingend gerammt werden.

Bei dem generell über die Länge der Stützwand einzuplanenden Erfordernis der anteiligen Hindernisbeseitigung sind zum Vorbohren der Rammpfähle Verfahren mit Bodenentnahme und ein Bohrdurchmesser kleiner als der Pfahldurchmesser (Empfehlung Durchmesser Vorbohrung  $0,8 \cdot D_s$ ) einzusetzen. Lockerungsbohrungen allein gewährleisten nicht zwangsläufig den gewünschten Erfolg, so dass empfohlen wird, von vornherein auf Räumerbohrungen zu orientieren. Ein unverbindlicher Ansatz könnte z. B. für 10 % der Pfähle verteilt über die Strecke, d. h. Vorhaltung während der gesamten Bauzeit, lauten, der als gesonderte Position auszuschreiben ist.

Des Weiteren ist für den nicht auszuschließenden Fall größerer Hindernisse, die auch nach dem Vorbohren nicht durchrammt werden können, ein größerer Bohrdurchmesser von etwa  $1,1$  bis  $1,2 \cdot D_s$  als Räumerbohrung vorzusehen und das Rammrohr beispielsweise in Beton einzusetzen. Ein unverbindlicher Ansatz hierfür könnte lauten: 2 Pfähle.

Das Vorbohren sollte maximal bis  $0,5$  m über planmäßige Absetztiefe erfolgen und das Rohr in den Untergrund ein-/ bzw. angerammt werden. Dann eventuell überstehende Rohre sind abzubrennen.

### Beweissicherung

Es wird eine vorausseilende Beweissicherung der Gleisanlagen und aller relevanten Bauwerke im Auswirkungsbereich der Baumaßnahme empfohlen. Für die unmittelbar an den Bahnkörper angrenzenden Gebäude im Südosten des Abschnittes empfehlen wir neben einer äußeren Beweissicherung auch eine innere Beweissicherung.

Weiterhin ist die Gleislage während der Rammarbeiten fortlaufend zu überwachen. Im Zuge der Proberammung sollten ggf. Rammparameter festgelegt werden, welche Veränderungen der Gleisanlage möglichst minimieren. Das Nachstopfen der Gleise sollte vorgesehen werden.

## **6. UMWELTRELEVANTE GESICHTSPUNKTE**

Umwelttechnische Untersuchungen sind als optionale Leistungen angefragt und wurden bisher nicht gesondert beauftragt. Die entnommenen und nicht verbrauchten Bodenproben werden im vgs-eigenen Probenarchiv 3 Monate aufbewahrt und stehen in diesem Zeitraum für eventuell erforderliche Untersuchungen zur Verfügung.

## 7. ANMERKUNGEN

Die vgs InGeo GmbH führte auftragsgemäß die Erkundung, Untersuchung und Begutachtung des Baugrundes für das Bauvorhaben

**Lärmsanierung an Schienenwegen des Bundes  
3280 Homburg (Saar) Hbf. – Ludwigshafen (Rhein) Hbf.  
Abschnitt Lambrechter Tal**

**LSW 2 „Hirschgasse“ I.d.B.  
Bahn km 62,143 bis km 62,558**

durch.

Es wurden die für eine Ausschreibung, Planung und Berechnung der Baumaßnahme sowie zur Baudurchführung nach derzeitigem Kenntnisstand notwendigen Hinweise und bodenmechanischen Kennwerte und Ausführungsempfehlungen angegeben.

Die jeweiligen Baugrundverhältnisse an den Untersuchungspunkten wurden aufgezeigt.

Es empfehlen sich bei der Bauausführung eine sorgfältige Überwachung aller Arbeiten und ein Vergleich zwischen den Untersuchungsergebnissen und den tatsächlich angetroffenen Verhältnissen.

Verfahrensspezifische Hinweise hinsichtlich Bauausführung und Gründung haben empfehlenden Charakter.

Auf die tatsächlichen Verhältnisse (Jahreszeit, Witterung o. ä.) während der Bauausführung ist entsprechend zu reagieren.

Bei wesentlichen Änderungen der geplanten Baumaßnahme gegenüber den vorliegenden Unterlagen / Annahmen zum Zeitpunkt der Begutachtung verlieren die entsprechenden Aussagen des Gutachtens ihre Gültigkeit. In solchen Fällen empfehlen wir eine Rücksprache mit unserem Büro, bei der zu klären ist, ob zusätzliche Untersuchungen erforderlich sind bzw. wie weiter zu verfahren ist.

Treten bei den Bauarbeiten grundsätzliche Abweichungen von den im Gutachten gemachten Angaben zur Baugrundsichtung oder sonstige unerwartete Situationen im Untergrund auf, sind wir unverzüglich zu informieren.

>---<