

Tab. 4: Eigenschaften / Klassifizierungen Schicht 1.2 – Auffüllung, Sand

Schichtbeschreibung	
Bodenart	(Kurzzeichen lt. DIN 4022) S, u' – u, g' oder g*, x'' – x'
Lagerungsdichte	locker
Bautechnische Eigenschaften	
Scherfestigkeit	(DIN 18 196) groß
Zusammendrückbarkeit	(DIN 18 196) mittel
Durchlässigkeit	(Bereiche nach DIN 18130) durchlässig bis stark durchlässig
Verdichtungsfähigkeit	(DIN 18 196) gut
Witterungs-, Wasser- und Erosionsempfindlichkeit	(DIN 18 196) gering
Erdbautechnische Eignung	(DIN 18 196) geeignet
Bautechnische Klassifizierungen	
Bodengruppen	(DIN 18 196) [SW, SU]
Frostempfindlichkeitsklasse	(ZTV E-StB 09) SW → F 1 SU → F 2
Bodengruppen	(ZTV A-StB 12, Anhang 1) grobkörnige Böden

Schicht 2: Verwitterungsschutt

Schicht 2 – Verwitterungsschutt umfasst den grob- und gemischtkörnigen, ortständigen und umgelagerten Festgesteinszersatz. Er wurde in Tiefen von 1,1 m bis 4,7 m in Mächtigkeiten von 0,3 bis 3,9 m unterhalb der Schichten 1 – Auffüllung angetroffen und lagert meist direkt dem zersetzten bis entfestigten Festgestein (Schicht 3.1) auf, konnte jedoch nur am Standort von RKS 35 durchteuft werden.

Nach seiner Korngrößenzusammensetzung ist die Schicht 2 – Verwitterungsschutt als wechselnd schluffiger, maximal schwach kiesiger Sand (überwiegend Fein- bis Mittelsand) zu beschreiben. Die Lagerungsdichte der (hell-) braunen, gelbbraunen oder grauen Sande ist als locker oder mitteldicht einzuschätzen.

Tab. 5: Klassifizierung / Eigenschaften Schicht 2 - Verwitterungsschutt

Schichtbeschreibung	
Bodenart	(Kurzzeichen lt. DIN 4022) S, u' - u*, g'' - g'
Lagerungsdichte	locker, mitteldicht
Bautechnische Eigenschaften	
Scherfestigkeit	(DIN 18 196) mittel
Zusammendrückbarkeit	(DIN 18 196) mittel
Durchlässigkeit	(Bereiche nach DIN 18130) durchlässig (schwach durchlässig)
Verdichtungsfähigkeit	(DIN 18 196) mittel bis gut
Witterungs-, Wasser- und Erosionsempfindlichkeit	(DIN 18 196) mittel
Erdbautechnische Eignung	(DIN 18 196) brauchbar bis geeignet
Bautechnische Klassifizierungen	
Bodengruppen	(DIN 18 196) SU, SU*, (SW)
Frostempfindlichkeitsklasse	(ZTV E-StB 09) (SW → F 1) SU → F 2 SU* → F 3
Bodengruppen	(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 Standenbühl-Formation und Eisenkehlschichten vor.

Die Schicht 3.1 tritt im Trassenverlauf flächenhaft unterhalb der quartären Lockergesteine (Schicht 2/3 bzw. 1) auf, konnte jedoch nur in RKS 35 ab 4,50 m u. GOK 0,2 m aufgeschlossen werden. In der benachbarten DPH 26 lässt sich OK Festgestein bei ca. 4,0 m mit einer geringen Mächtigkeit von 0,5 m ableiten. An den übrigen Aufschlussstellen befindet sich der Festgesteinshorizont in $\geq 5,0$ m Tiefe.

Das Festgestein wird am Standort vorwiegend von relativ feinkörnigen Sandsteinen aufgebaut. Farblich variiert das Spektrum im Sandstein zwischen graubraun und braun.

Infolge des Witterungseinflusses liegen die Sandsteine oberflächennah im zersetzten bis entfestigten Zustand vor. Die Übergänge zwischen den einzelnen Verwitterungszuständen sind fließend, was eine eindeutige Grenzziehung anhand kleinkalibriger Aufschlüsse erschwert bzw. teils unmöglich macht. Im gegenständlichen Untersuchungsgebiet wurde eine rasche Zunahme der Gesteinsfestigkeit festgestellt.

Die Schicht 3.1 weist eine plattige Schichtung auf und ist je nach Verwitterungsgrad als sehr mürbe bis fest zu beschreiben.

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

Tab. 6: Klassifizierung und Eigenschaften Schicht 3.1 – Festgestein, VZ - VE

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

Schicht 3.2: Festgestein, VA - VU

Es ist davon auszugehen, dass unterhalb der Abbruchsohle der RKS 35 bei 4,7 m und bei DPH 26 ab 4,5 m bereits die Schicht 3.2 ansteht.

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. 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 7 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. 7: Boden-/Felsklassen, Bodengruppen

Schicht	Boden-/Felsklassen (DIN 18300)
1 – Auffüllung *	3 - 4 (5)
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 Oberflächenaufbruch und keine großvolumigen Bestandteile wie Schwellen, Bauschutt, Beton, Fundamentreste o. ä.. Diese sind gesondert zu erfassen und auf ggf. 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. 8: Bohrbarkeitsklassen

Schicht	Bohrbarkeitsklassen DIN 18301
1 – Auffüllung	BN 1 - 2; BS1 (BS2,BS3)
2 – Verwitterungsschutt	BN 1 - 2; BS1 (B2,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. 9: 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 γ_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 Verformungsmodules (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 Steifemoduln $E_{s,k \text{ dyn}}$ 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. 10: Charakteristische Werte geotechnischer Kenngrößen

Schicht Nr.	Bezeichnung	wirksamer Reibungswinkel	wirksame Kohäsion	Wichten		Steifemodul statisch	Steifemodul dynamisch
		ϕ_k [°]	c_k [kN/m ²]	γ_k [kN/m ³]	γ'_k [kN/m ³]	E_{sk} (min-max) [MN/m ²]	$E_{sk \text{ dyn}}$ [MN/m ²]
1	Auffüllung	28	4	18	10	8 (6 – 16)	60 - 110
2	Verwitterungsschutt	28	2	19	10	26 (22 – 40)	140 – 190
3.1	Festgestein	30	6	21	11	35 (30 – 100)	160 – 330
3.2	Festgestein	34	10	22	12	55 (50 - 150)	220 - > 400

4.5 Grundwasserverhältnisse

Die hydrogeologische Situation im Untersuchungsgebiet wird durch den Speyerbach geprägt.

Zum Zeitpunkt der Erkundungsarbeiten wurde bis zur maximalen Endteufe der Sondierungen von 5,00 m kein Grundwasser angetroffen.

Es ist davon auszugehen, dass der geschlossene Grundwasserspiegel als Kluftgrundwasserstockwerk deutlich unterhalb der für diese Baumaßnahme relevanten Tiefen liegt.

Innerhalb der Lockergesteine und auch auf undurchlässigeren Schichten (massige Sandsteine, Tonsteine) des Festgesteins ist allerdings auch oberhalb des Grundwasserspiegels mit niederschlags- und jahreszeitlich bedingten Stauwasserbildungen 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 wurde aufgrund der Lage des Untersuchungsbereiches in Dammlage nicht festgestellt, 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. 11: 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 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 und der Böschungshöhe erfolgt die Einbindung der Rammrohre überwiegend in Auffüllungen, die gegenüber einem natürlichen Boden schwerer kalkulierbar sind und damit ein höheres Baugrundrisiko beinhalten. Dieses bezieht sich hauptsächlich auf nicht auszuschließende lokale Hindernisse beim Einbringen der Rohre (die aber auch im Verwitterungsschutt nicht auszuschließen sind). Ganz im Osten überwiegt mit abnehmender Böschungshöhe die Einbindung in den Verwitterungsschutt.

Bei offenen Stahlrohren ist das Risiko des vorzeitigen Festtrammens aufgrund von Hindernissen geringer.

Im Großteil der Trasse steht der Festgesteinshorizont $\geq 5,0$ m unter Gelände an. Auf einer Strecke von ca. 80 m östlich der Brücke steht der Festgesteinshorizont ab 4,0 m bis 4,5 m unter Gelände an und bereits ab 4,5 m bis 4,7 m war mit RKS und DPH kein Sondierfortschritt mehr möglich (Schicht 3.2).

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

5.2 Rammrohrgründung

Zur Eignung des Baugrundes zum Rammen / Einvibrieren ist die Tabelle 9 heranzuziehen. Im Allgemeinen ist die Eignung des Baugrundes zum Einbringen der Rammrohre bis in die erkundeten Tiefen von 5 m und möglicherweise auch noch etwas darüber hinaus als gut einzuschätzen. Im Bereich von der Brücke bis ca. 80 m nach Osten steht der Festgesteinshorizont ab 4,0 m bis 4,5 m unter Gelände an. Hier ist die Grenze der Rammbarkeit ohne Zusatzmaßnahmen zwischen 4,0 m bis 4,7 m anzusetzen.

Lockerungsbohrungen oder Räumerbohrungen 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 wäre bedingt im Verwitterungsschutt (vgl. RKS 26) zu sehen.

In Ableitung der Erkundungen wird für die benannten Abschnitte eine Pfahlänge von 4,0 m bis nach Möglichkeit 5,0 m ab OK vorhandene Böschungsschulter empfohlen. Diese entspricht auch den erkundeten Tiefen und der festgestellten prinzipiellen Eignung zum Einbringen der Rammrohre. Die Mindestpfahlänge 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 Pfahlsohle 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 Festtrammens bei offenen Stahlrohrpfählen geringer. Hier ist zwischen dem Gewinn an Tragfähigkeit bei geschlossenen Stahlrohrpfählen zur größeren Ausführungssicherheit bei offenen 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 Rammpfähle (entsprechend auch für Bohrpfähle) nach EC 7, Abschnitt 7.7.3 die Ermittlung unter Ansatz folgender Formel erfolgen:

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

mit

$k_{s,k}$ [MN/m³]

$E_{s,k}$ [MN/m²], charakteristischer Steifemodul nach Tab. 11

D_s [m], Pfahldurchmesser, bei $D_s > 1,0$ m ist $D_s = 1,0$ m anzusetzen.

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 ein Vergleich mit dem Erdwiderstand $e_{ph,k}$ unter Ansatz der räumlichen Wirkung durchzuführen.

Zur Verteilung des Bettungsmodules 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.

In Geländegleich- bzw. Einschnittslage kann der Bettungsmodul von OK Gelände über 3 m Tiefe von 0 auf den gemäß obiger Formel errechneten Wert linear ansteigend und danach konstant angesetzt werden.

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 wegen der Dammlage 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. 10 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 $s_{sg}=s_g=0,1D_{eq}$ 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 – s.u. zu korrigieren (durch Multiplikation abzumindern).

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 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 die Einbindung der Pfähle mindestens 5,0 m unter Gelände beträgt.

Für höhere Geschwindigkeiten oder geringere Einbindungen (vgl. den östlich der Brücke anschließenden Abschnitt mit einer möglichen Rammtiefe ohne Zusatzmaßnahmen, abgesehen von Hindernisbeseitigung, zwischen 4,0 m bis 4,7 m) ist die Gesamtstandsicherheit der durch die Pfähle verübelten 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 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. 12: Böschungsneigungen

Schicht	Böschungsneigung β
1 - Auffüllung / Graben-/Grubenverfüllungen	$\leq 45^\circ$ *
2 - Verwitterungsschutt	$\leq 45^\circ$ ($\leq 60^\circ$)
3.1 / 3.2 – Festgestein	≤ 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 einzuplanenden Erfordernis der anteiligen Hindernisbeseitigung sind zum Vorbohren der Rammpfähle Verfahren mit Bodenentnahme und ein Bohrdurchmesser kleiner als der Pfahldurchmesser (Empfehlung Durchmesser Vorbohrung $0,8 * D_s$) einzusetzen. Lockerungsbohrungen allein gewährleisten nicht zwangsläufig den gewünschten Erfolg, so dass empfohlen wird, im Fall von Hindernissen 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 $1,2 * D_s$ als Räumerbohrung vorzusehen und das Rammrohr beispielsweise in Beton einzusetzen. Ein unverbindlicher Ansatz pro Abschnitt 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.

Vorgebohrt hergestellte Pfähle sind kraftschlüssig auszubetonieren. Loser Erdstoff im Pfahl ist zu entfernen oder alternativ zu verdichten (nicht empfehlenswert).

Beweissicherung

Es wird eine vorausseilende Beweissicherung der Gleisanlagen und aller relevanten Bauwerke im Auswirkungsbereich der Baumaßnahme empfohlen.

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 7 „Dörrental“ r.d.B.
Bahn km 71,555 bis km 71,745**

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.

>---<