

Tab. 7: Klassifizierung / Eigenschaften Schicht 2 - Verwitterungslehm

Schichtbeschreibung	
Bodenart (Kurzzeichen lt. DIN 4022)	T, s - s*, g' - S, t*
Plastizität	leicht plastisch
Konsistenz (zum Erkundungszeitpunkt)	steif, halbfest
Lagerungsdichte	locker
Bautechnische Eigenschaften	
Scherfestigkeit (DIN 18 196)	gering
Zusammendrückbarkeit (DIN 18 196)	groß
Durchlässigkeit (Bereiche nach DIN 18130)	schwach durchlässig
Verdichtungsfähigkeit (DIN 18 196)	schlecht
Witterungs-, Wasser- und Erosionsempfindlichkeit (DIN 18 196)	groß
Erdbautechnische Eignung (DIN 18 196)	bedingt geeignet (für Verbesserung mit hydraulischem Bindemittel geeignet, Wassergehalt beachten)
Bautechnische Klassifizierungen	
Bodengruppen (DIN 18 196)	TL, ST*
Frostempfindlichkeitsklasse (ZTV E-StB 09)	TL, ST* → F 3
Bodengruppen (ZTV A-StB 12, Anhang 1)	fein- und gemischtkörnige Böden

Schicht 3: Verwitterungsschutt

Schicht 3 – Verwitterungsschutt umfasst den grob- und gemischtkörnigen, ortständigen und umgelagerten Festgesteinszersatz. Er wurde in Tiefen von 1,3 m bis 3,5 m unterhalb der Auffüllung und dem Verwitterungslehm in Mächtigkeiten von 0,1 bis 1,5 m angetroffen und lagert meist direkt dem zersetzten bis entfestigten Festgestein (Schicht 4.1) auf.

Nach seiner Korngrößenzusammensetzung ist die Schicht 3 – Verwitterungsschutt als schluffiger, meist schwach kiesiger, selten stark kiesiger Sand (überwiegend Fein- bis Mittelsand) zu beschreiben. Die Lagerungsdichte der (hell-) braunen, rotbraunen, graubraunen, selten weißgrau gestreiften Sande ist als locker oder mitteldicht einzuschätzen.

Tab. 8: Klassifizierung / Eigenschaften Schicht 3 - Verwitterungsschutt

Schichtbeschreibung	
Bodenart (Kurzzeichen lt. DIN 4022)	S, 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
Witterungs-, Wasser- und Erosionsempfindlichkeit (DIN 18 196)	mittel
Erdbautechnische Eignung (DIN 18 196)	brauchbar bis geeignet
Bautechnische Klassifizierungen	
Bodengruppen (DIN 18 196)	SU
Frostempfindlichkeitsklasse (ZTV E-StB 09)	SU → F 2
Bodengruppen (ZTV A-StB 12, Anhang 1)	grobkörnige Böden

Schicht 4.1: 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 4.1 tritt im Trassenverlauf flächenhaft unterhalb der quartären Lockergesteine (Schicht 2/3 bzw. 1) in Tiefenlagen zwischen 0,55 und 4,30 m u. GOK auf. Es ist davon auszugehen, dass unterhalb der Abbruchsohle der Aufschlüsse (wegen nicht mehr gegebener Rammbarkeit mit RKS) bereits die Schicht 4.2 ansteht.

Tab. 9: Tiefenlage OK Schicht 4.1

Aufschluss	Tiefe [m]	Höheniveau [m NHN]
RKS 25	2,40	175,79
RKS 26	2,60	174,33
RKS 28	3,10	173,98
RKS 29	4,30	173,63
RKS 30	2,60	174,36
RKS 31	2,90	173,93
RKS 32	0,55	176,37
RKS 33	1,20	175,44

Das Festgestein wird am Standort vorwiegend von relativ feinkörnigen Sandsteinen aufgebaut. Farblich variiert das Spektrum im Sandstein zwischen (hell-) braun, rotbraun, rot, hellgrau und weißgrau - streifig.

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 4.1 weist eine dünnplattige bis 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 – Verwitterungslehm und 3 - Verwitterungsschutt eingestuft werden.

Tab. 10: Klassifizierung und Eigenschaften Schicht 4.1 – Festgestein, VZ - VE

Klassifikation	(FGSV-Merkblatt)	Sandstein
Verwitterungsgrad	(FGSV-Merkblatt)	verwittert bis entfestigt
Boden- und Felsgruppen		SG
Farbe		(hell- braun, rotbraun, rot, hellgrau, weißgrau
Schichtung	(FGSV-Merkblatt)	dünnplattig bis 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 4.2: Festgestein, VA - VU

Das angewitterte bis unverwitterte Festgestein, welches sich von Schicht 4.1 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 11 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. 11: Boden-/Felsklassen, Bodengruppen

Schicht	Boden-/Felsklassen (DIN 18300)
1 – Auffüllung *	3 - 4 (5)
2 – Verwitterungslehm	4
3 – Verwitterungsschutt	3 - 4 (5)
4.1 – Festgestein, VZ – VE**	20% 3 – 5, 60% 6, 20% 7
4.2 – 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 $\geq 0,6$ m Durchmesser).

Zusätzlich werden die Bohrbarkeitsklassen nach DIN 18301 angegeben.

Tab. 12: Bohrbarkeitsklassen

Schicht	Bohrbarkeitsklassen DIN 18301
1 – Auffüllung	BN 1 - 2; BS1 (BS2,BS3)
2 - Verwitterungslehm	BB2 - 3
3 – Verwitterungsschutt	BN 1 - 2; BS1 (B2,BS3)
4.1 – Festgestein, VZ – VE	VZ: BN 1 - 2; BS1-2, BS 3 FV 1 (FD 1 – 2)
4.2 – 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. 13: 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	Verwitterungslehm	mittel bis schwer	bedingt* bis nicht geeignet*	gut bis bedingt*
3	Verwitterungsschutt	leicht bis mittel (schwer)	gut bis bedingt*	gut bis bedingt*
4.1	Festgestein, VZ – VE	VZ: mittel - sehr schwer VE: nicht geeignet*	VZ: gut bis bedingt* VE: nicht geeignet*	VZ: bedingt* VE: nicht geeignet*
4.2	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 14 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 Verformungsmoduls (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 von 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. 14: 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]	$E_{sk\ dyn}$ [MN/m ²]
1	Auffüllung	28	4	18	10	8 (6 – 16)	60 - 110
2	Verwitterungslehm	24	4	19	10	6 (4 – 10)	50 - 85
3	Verwitterungsschutt	28	2	19	10	26 (22 – 40)	140 – 190
4.1	Festgestein	30	6	21	11	35 (30 – 100)	160 – 330
4.2	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. In RKS 27 wurde zwischen 3,5 m und der Endteufe der Sondierung von 5,0 m ein vernässter Bereich festgestellt. Hierbei handelt es sich vermutlich um eine Schichtwasser oder Staunässe bedingte Durchfeuchtung.

Es ist davon auszugehen, dass der geschlossene Grundwasserspiegel als Kluffundwasserstockwerk 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 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 wurde aufgrund der Lage des Untersuchungsbereiches in Dammlage bzw. im Hanganschnitt 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. 15: 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 – Verwitterungslehm	schwach betonangreifend	gering	gering	schwach
3 – Verwitterungsschutt	schwach betonangreifend	gering	gering	schwach
4.1 – Festgestein, VZ – VE	schwach betonangreifend	gering	gering	schwach
4.2 – 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.

Die Untergrundbedingungen sind über die Länge der Schallschutzwand als vergleichsweise
 wechselhaft zu betrachten.

Rammpfahlgründungen, konkret Rammrohrgründungen als offenes oder geschlossenes Stahlrohr
 nach DIN EN 12699, würden lediglich in einem vergleichsweise kurzen Abschnitt zwischen km
 70,0+80 bis 70,1+90 (DPH 19, RKS 27, DPH 20) auf 110 m von insgesamt 2.124 m die
 empfehlenswerte Lösung darstellen.

Bedingt durch die Lage der Wandachse auf der Böschungsschulter der talseitig teils auf den
 welligen Hang aufgeschütteten Böschung (Klappprofil) und der Böschungshöhe erfolgt die
 Einbindung der Rammrohre teils 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). Bei offenen Stahlrohren
 ist das Risiko des vorzeitigen Feststrammens aufgrund von Hindernissen geringer.

Im Großteil der Trasse steht der Festgesteinshorizont deutlich höher, schwankend zwischen
 0,55 m bis 4,3 (überwiegend zwischen 2,5 m bis 3,0 m) unter Gelände bedeckt von
 Auffüllungen, Verwitterungslehm oder Verwitterungsschutt an. Für diese Abschnitte
 empfehlen wir die Gründung auf Pfahlböcken aus verpressten Mikropfählen nach
 Din EN 14199.

Ggf. sind bereichsweise auch Flachgründungen möglich, wobei dies ohne Tiefergründungen
 oder Bodenaustauschmaßnahmen nur für den Bereich ca. 70,6+35 bis 60,692 (Bauende)
 zutreffen würde.

Ggf. sollte auf der gesamten Länge der Schallschutzwand eine einheitliche
 Gründungslösung gewählt werden, was dann auf verpresste Mikropfähle hinauslaufen
 würde.

Bei durchgängiger Gründungslösung mit verpressten Mikropfählen besteht dabei im
 Bereich, in dem der Felshorizont bis zur Endteufe von 5 m nicht erkundet wurde
 (DPH 19, RKS 27, DPH 20,

DPH 21) noch eine Unsicherheit hinsichtlich des Einbindehorizontes, welche entweder vorab durch Nacherkundungen oder bauzeitlich bei der Herstellung der Pfähle ausgeräumt werden muss.

Für den Abschnitt östlich von der Kirche, etwa ab dem km 70,4+40 bis zum Bauende lassen die räumlichen Verhältnisse ggf. auch Überlegungen für eine Bohrpfahlgründung zu.

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 13 heranzuziehen. Im Allgemeinen ist die Eignung des Baugrundes zum Einbringen der Rammrohre in dem unter 5.1 genannten Abschnitt bis in die erkundeten Tiefen von 5 m und möglicherweise auch noch etwas darüber hinaus als gut einzuschätzen.

Lockerungsbohrungen oder Räumbohrungen werden nur lokal zur Hindernisbeseitigung erforderlich werden, müssen aber zwingend einkalkuliert werden.

Die Mindesteinbindelänge von Rammpfählen 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 20) zu sehen.

In Ableitung der Erkundungen wird für die benannten Abschnitte (Dammlage) 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 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 Bettungsmodul 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 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. 14 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 – s.u. zu korrigieren (durch Multiplikation abzumindern).

Für ein geschlossenes Stahlrohr ($D_b \leq 0,8$ m) betragen die Modellfaktoren $\eta_b = 0,8$ und $\eta_s = 0,6$ und für ein offenes Stahlrohr mit ($0,3$ m $\leq D_b \leq 1,6$ 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 entsprechend unserer Empfehlungen die Einbindung der Pfähle mindestens 5,0 m unter Gelände beträgt.

Für höhere Geschwindigkeiten oder geringere Einbindungen 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

Für den größten Teil der Schallschutzwand empfehlen wir auf eine Gründung mit verpressten Mikropfählen als Pfahlbockkonstruktion, welche sowohl Vertikalkräfte als auch Zugkräfte aufnimmt, zu orientieren. Ggf. ist es auch sinnvoll, unter Beachtung der Ausführungen in 5.1 diese Gründungslösung für die gesamte Strecke der Schallschutzwand zu wählen.

Die Mikropfähle müssen ihre Lasten einheitlich im Festgestein abtragen. Die Mindesteinbindelänge unter diesem Horizont ist mit 3,0 m zu wählen.

Wir empfehlen für die Bemessung der Pfähle im Felshorizont auf die Erfahrungswerte nach Ostermayer für Verpressanker im Grundbautaschenbuch, Teil 2, siebente Ausgabe unter Kapitel 2.6 Verpressanker mit $q_{s1,k} = 0,70$ MN/m² als charakteristischen Mantelreibungswert (Bruchwert) zur Vorbemessung zurückzugreifen.

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

5.4 Bohrpfähle

Im Abschnitt östlich von der Kirche, etwa ab dem km 70,4+40 bis zum Bauende steht der Festgesteinshorizont als relevanter Einbindungshorizont ab Tiefen von 0,55 m bis ca. 3,0 m an. Die Mindesteinbindelänge in den Festgesteinshorizont beträgt 2,5 m.

Entsprechend der EA Pfähle lassen sich folgende Bemessungswerte ableiten:

Tab. 16: Charakteristische Bemessungswerte Bohrpfahlgründungen

Schicht	Pfahlmantelreibung	Pfahlspitzenwiderstand
	$q_{s,k}$ [MN/m ²]	$q_{b,k}$ [MN/m ²]
Auffüllungen	-	-
Verwitterungslehm	-	-
Festgestein VZ-VE	0,08	2,5

Hinsichtlich der Bettung ist sich an den Empfehlungen für die Bettung von Rammrohrpfählen unter 5.2 zu orientieren. Wir empfehlen in den Auffüllungen und dem Verwitterungslehm keine Bettung anzusetzen. Im Fels kann die Bettung von OK Fels bis 1 m Tiefe von 0 auf den gemäß Formel in 5.2 errechneten Wert linear ansteigend und danach konstant angesetzt werden.

5.5 Flachgründung

Unter Zugrundelegung der Verhältnisse ganz am Ende des Untersuchungsbereiches sind bereichsweise auch Flachgründungen möglich, wobei dies ohne Tiefergründungen oder Bodenaustauschmaßnahmen nur für den Bereich ca. 70,6+35 bis 60,692 (Bauende) zutreffen würde.

Gemäß RKS 32, RKS 33 und DPH R 33 steht dort bereits oberflächennah 0,55 m bis 1,0 m unter Gelände Fels an. Daher kommt auch eine Flachgründung in Frage.

Die frostsichere Einbindetiefe bei Gründung auf dem Felshorizont beträgt 1,0 m. Für lotrecht mittige Belastung lässt sich ein Bemessungswert der Sohlspannung von $\sigma_{R,d} = 600 \text{ kN/m}^2$ ableiten, der bei schräg ausmittiger Belastung auf die reduzierte Fundamentfläche zu beziehen ist.

Für Gleitsicherheitsnachweise kann ein Sohlreibungswinkel von $\varphi' = 30^\circ$ angesetzt werden.

Gegebenenfalls kann bei abfallendem Felshorizont unter der planmäßigen (frostsicheren Gründungstiefe) ein Bodenaustausch bis auf den Felshorizont aus Konstruktionsbeton erfolgen.

5.6 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. 17: Böschungsneigungen

Schicht	Böschungsneigung β
1 - Auffüllung / Graben-/Grubenverfüllungen	$\leq 45^\circ$ *
2 - Verwitterungslehm	$\leq 60^\circ$
3 - Verwitterungsschutt	$\leq 45^\circ (\leq 60^\circ)$
4.1 / 4.2 – 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 des für Rammen beschriebenen geeigneten Bereiches der Stützwand einzuplanenden Erfordernisses 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 x 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 vorseitende 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.