Entwurfsplanung – Gründung Containerinterim Siersdorf

Tragwerksplanung Lph 3

Bauvorhaben
Temporäre Unterbringung Verwaltung
Heidgasse
Gemarkung 054848, Flur 2, Flurstück 155,
D- 52457 Aldenhoven

Bauherr
Gemeinde Aldenhoven
Dietrich-Mülfahrt-Straße 11-13
D- 52457 Aldenhoven

Architekt

D-

---

aufgestellt:

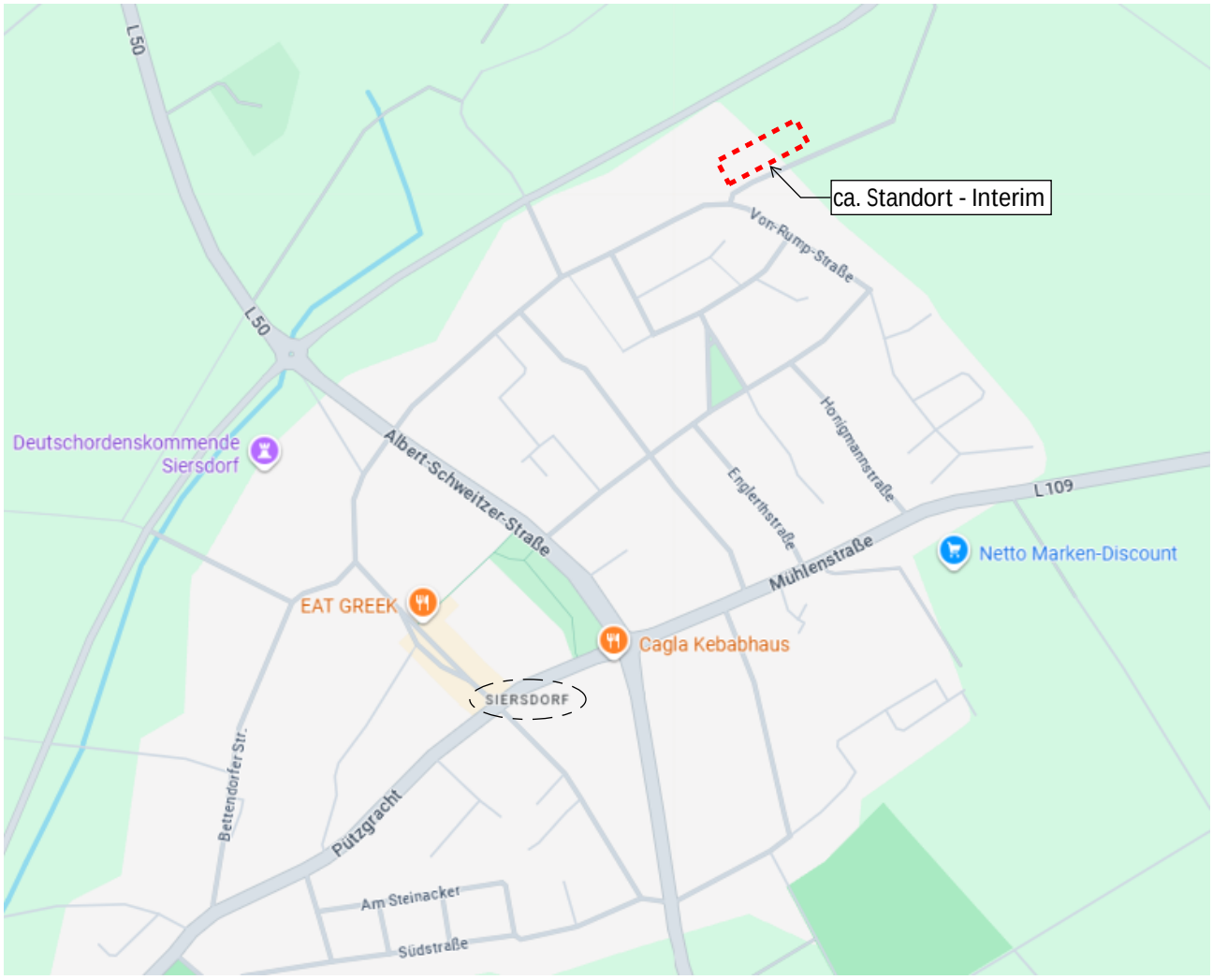
September 2026

Inhalt

1. Grundlagen und Baubeschreibung..... 2
2. Lastannahmen Containerbau..... 3
3. Prinzipskizze Fundamente..... 5
4. Geotechnische Nachweise Fundamente 6
4.1. Nachweis Bodenpressungen..... 9
4.2. Bemessung gegen Horizontalschub 10

Standort:

Googlemaps, Stand Sep. 2026



1. Grundlagen und Baubeschreibung

Im Zuge der Erweiterung und Sanierung des Rathauses in Aldenhoven wird die Gemeindeverwaltung in einer temporären Containerstruktur untergebracht. GmbH wurde beauftragt, die Gründungen für die Maßnahme zu bemessen. Neben der vorwiegend vertikalen Belastung ist Horizontalschub inf. Erdbeben nachzuweisen. Auch Siersdorf befindet sich in einer der stärksten Erdbebenregionen Deutschlands. Aus Abstimmungsgesprächen (Fr. 12.09.2026) ergibt sich die folgende Ausgangslage:

Das zweigeschossige, temporäre Gebäude beinhaltet im wesentlichen Büro-, Sanitär- und Aufenthaltsräume sowie Erschließungscontainer (Treppen). Im östlichen Teil ist ein eingeschossiges Archiv an den Hauptbau angeschlossen. Der Interimsbau ist, nach unserer Kenntnis (gem. BauherrenJF vom 18.09.2026) in Bedeutungsklasse ≤ III einzustufen.
Es wir zunächst davon ausgegangen, dass die Gründungen mittels Einzelfundamenten (vrsl. Fertigteile?) am wirtschaftlichsten hergestellt werden können. Eine Kopplung der Gründung mittels Zerrbalken (vgl. DIN EN 1998-5 5.4.1.2. (2) und (3)) ist u.E. nicht nötig, da die Biegeträger/ Scheibe der Containerböden die Fundamente ausreichend koppeln.

Da die genauen Abmessungen und Gewichte der Container sowie die Anzahl der Absetzpunkte je Container zum Zeitpunkt der Erstellung nicht bekannt sind, können sich abweichend zu dieser Bemessung geringfügige Änderungen in der Ausführung sowohl in Kubatur als auch der Anzahl ergeben. Hier besteht grundsätzlich ein gewisses wirtschaftliches Risiko, da beide Lose (Containerbau und Gründungen) parallel ausgeschrieben werden! Sobald die Containerlasten bekannt sind, können die Dimensionen und Anzahl finalisiert und entsprechende Ausführungsunterlagen erstellt werden.

Materialien:
Beton - C25/30
Bewehrungsstahl - B500B

Grundlagen:
Objektplanung (Grundrisse M 1:100) Architekten vom 12.09.2026 digital
Planungsbesprechung 12.09.2026 sowie telefonische Absprachen
Bodengutachten 01.01.2026, sowie telefonische Absprachen

Normative Grundlagen: (ohne Anspruch auf Vollständigkeit)
DIN EN 1992-1
DIN EN 1992-7
DIN EN 1998-1 sowie NA (2023)
DIN EN 1998-5

2. Lastannahme Containerbau

Lastannahmen gem. Email vom 14.09.2026 in Rücksprache mit Herstellern.

Verkehrslasten: gem. DIN EN 1991-1-1/NA

Büro/ Flur:	2,00kN/m²	Kategorie: B1 (entspricht 200kg/m²)
Archiv:	6,00kN/m²	Kategorie: E1.2 (entspricht 600kg/m²)

Eigenlasten Containerriegel:		Abmessungen:
Bürocontainerriegel:	90kN	ca. 3,00 x ~14,50m
TH/Sanitär-Riegel:	130kN	ca. 3,00 x ~14,50m

Einzelcontainergewichte:		
Bürocontainer:	42kN	ca. 3,00 x ~6,00m
Sanitärcontainer:	60kN	ca. 3,00 x ~6,00m
Treppenhauscontainer:	75kN	ca. 3,00 x ~6,00m

Die Eigenlasten von der Container und Riegel sind nach Kenntnis des Aufstellers inkl. der Ausstattung.

Es wird davon ausgegangen, dass schwere Container (Treppenhaus und Sanitär) übereinander angeordnet werden.

Gesamtlast eines Riegels über 2 Geschosse:
Gk_B = 2* 90kN = 180kN
Qk_B = 2* 2kN/m² * 3m*14,5m = 175kN

GK_TH/S = 2* 130kN = 260kN
Qk_TH/S = 175kN

Gesamtlast Archivriegel über 1 Geschoss:
Gk_A = 90kN
Qk_A = 6kN/m² * 3m*14,5m = 260kN

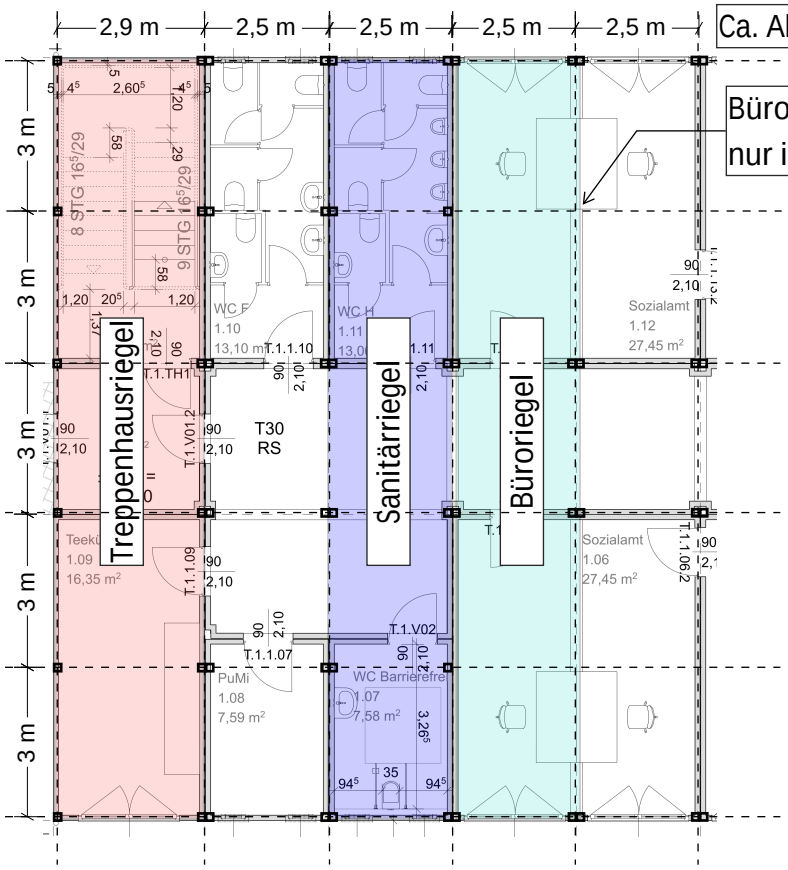
Fundamentlast bei 8 - 12 Absetzpunkten:
Gk_B_F = 180kN/8 = 23kN
Qk_B_F = 175kN/8 = 23kN → Vd_B_F = ~65kN

GK_TH/S_F = 260kN/12 = 22kN
Qk_TH/S_F = 175kN/12 = 15kN → Vd_TH/S_F = ~52kN

Fundamentlast bei 6 Absetzpunkten:
Gk_A_F = 90kN/12 = 8kN
Qk_A_F = 260kN/12 = 22kN → Vd_A_F = ~45kN

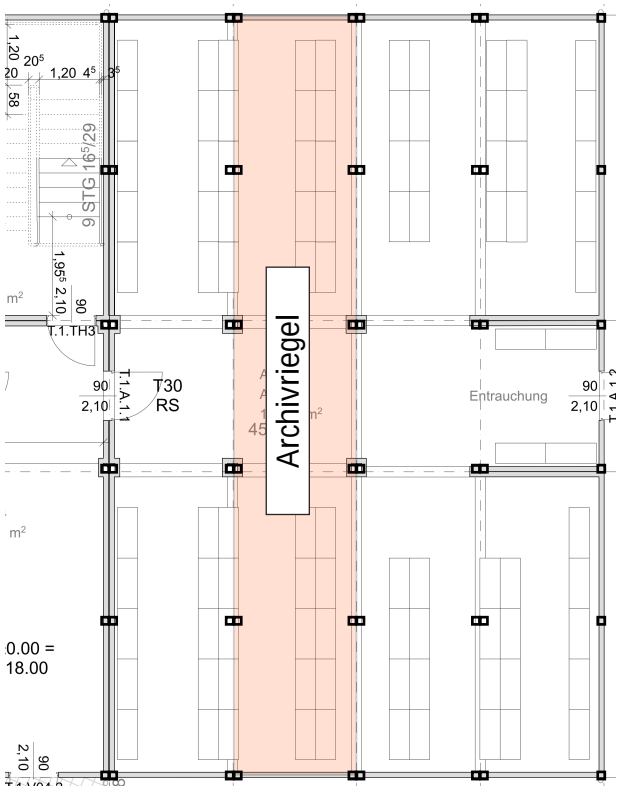
Hinweis: gem. Herstellerangaben, ist der Gewichtsunterschied von Containern mit 2,45m oder 3,00m marginal und wird nicht weiter unterschieden. Bei der Verkehrslast ergibt sich eine Lastreserve von ~20%.
Eine evtl. Schneelast ist durch Rundungen und die Lastreserve aus Personenverkehr bereits ausreichend berücksichtigt.

Übersicht - Containertypen M: ~1:150, Skizzenhafte Absetzpunkte



Ca. Abstände Fundamentraster

Büroriegel - Lastabtrag vrsl. nur in Eckpunkten

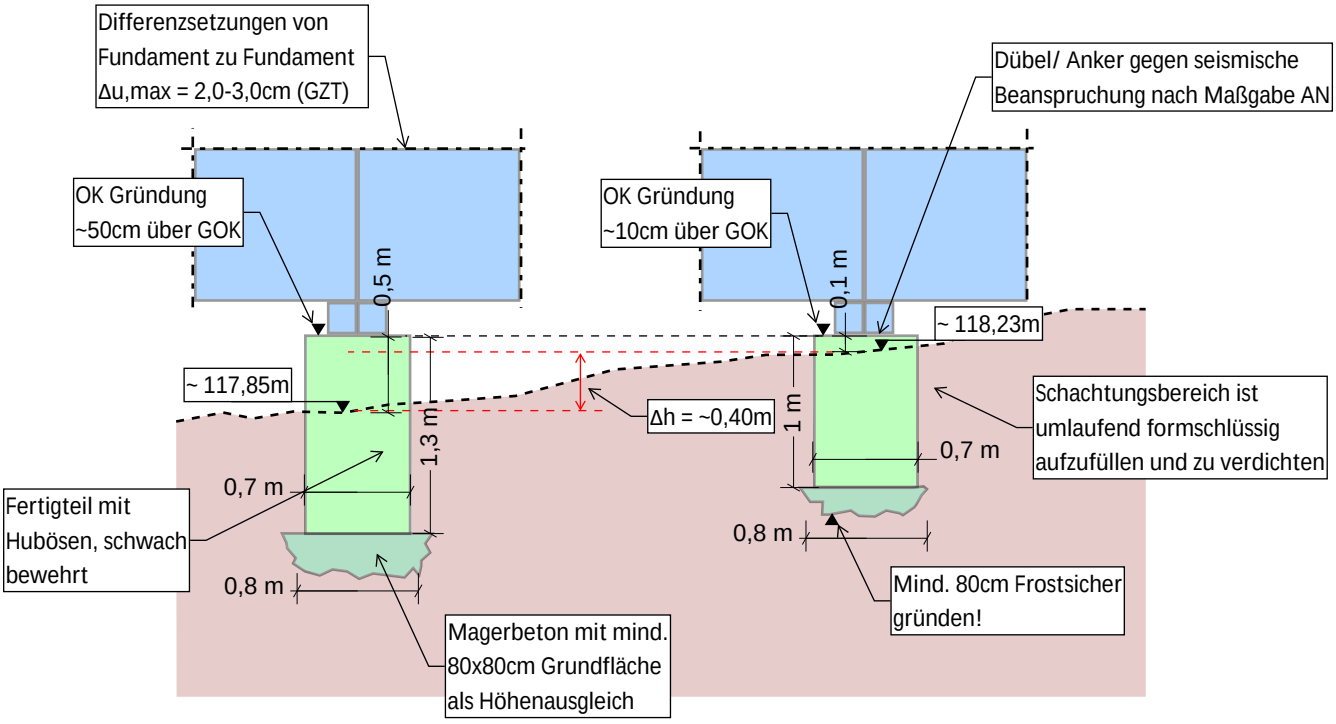


Abstände Fundamentraster vrsl. analog. Hinsichtlich erhöhter Nutzlast ggf. mit zusätzlichen Absetzpunkten in Drittelspunkten?

3. Prinzipskizze Fundamente

Die Höhenangaben sind nur Schätzwerte und mit Ungenauigkeiten behaftet! Vgl. auch Bodenaufschlüsse gem. Bodengutachten ff. Die Höhenentwicklung ist über weite Strecken linear interpoliert, das Geläne kann offensichtlich nichtlinear ansteigen.
Es wird von einer maximalen Höhenänderung über die Länge der Containeranlage von ca. 0,40m ausgegangen!

Prinzipdarstellung - Containergründung BZA
M: vertikal 1:50, Darstellung Fundamente und Container skizzenhaft



Wie aus der Skizze ersichtlich wird, sind nach Ansicht des Aufstellers zwei Fundamentkörpertypen nötig (h = ~0,8 und ~1,3) um eine ausreichende Einbindung gegen Erdbeben zu gewährleisten. Es können natürlich auch nur Fundamente mit h = 1,3m mit entsprechend tieferer Einbindung geplant werden. Bei Annahme eines annähernd linearen Verlaufs des Geländes, wäre somit die Hälfte der Fundamente hinsichtlich der Höhe abzustufen.

Bewehrungsgehalt je Fundament: ~60kg
Bei Annahme von ~170 Fundamenten ergibt sich eine Tonnage von: ~10,5T

4. Geotechnische Nachweise - Fundamente

Eingangsparameter:
a = Abmessung längs und quer
h = Höhe Einzelfundament
h' = Einbindetiefe unter GOK (mind. 80cm unter GOK)
σd = Bemessungswert der max. zulässigen Bodenpressung (3cm also 75% der Tabellenwerte)

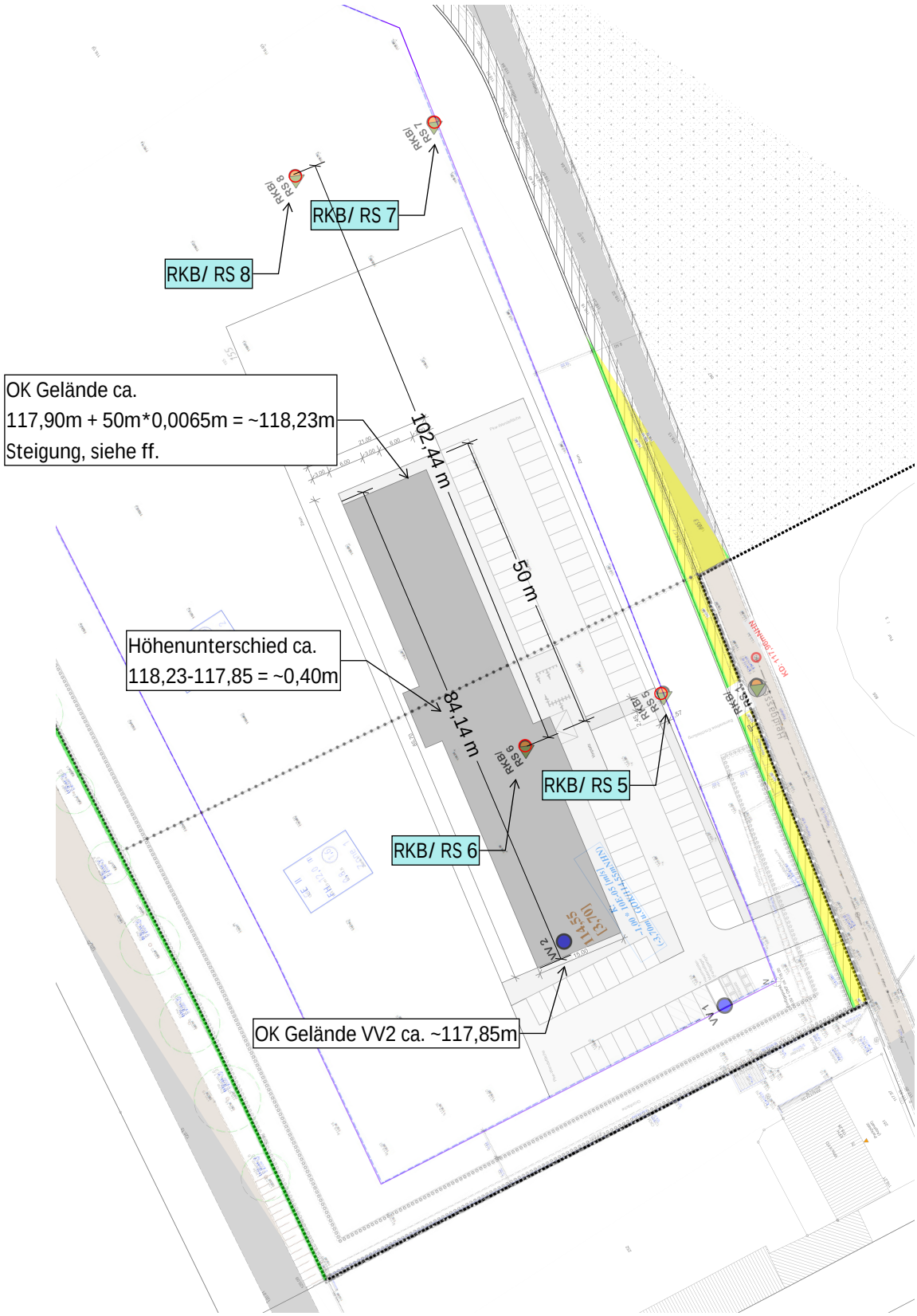
Der Nachweis der Fundamentkörper erfolgt auf Grundlage des Bodengutachtens des Büros unter Ansatz des Sohlwiderstandes gem. Schneider Bautabellen für Lösslehm Schluff/ Ton in mind. steifer Konsistenz. Die mechanischen Kennwerte des Bodens wurden wie folgt abgeschätzt (S.16). Die tragfähigeren "Hauptterrassenschichten" liegen erst in Tiefen > ~3,5m unter GOK vor und sind für die Maßnahme unerheblich.

Formation	**Bodenklasse (DIN 18300)**	**Wichte**	**Wichte unter Auf-trieb**	**Ersatzrei-bungswinkel**	**Kohäsion**	**Steife-modul**	**Frost-emp-findlich-keit**
		cal γ [kN/m^3]	cal γ' [kN/m^3]	cal φ' [°]	cal c´ [kN/m²]	cal E_S [MN/m²]	
„Löss“/ „Lößlehm“	4 (UL, UM)	19-20	10-11	25-27,5	2-5	5-25	F 3
"Haupt-terrassen schichten"	3-4 (GU, GW, GI, SE, SW)	20-21	10-11	30,0-37,5	0-2	30-160	F 1- F3

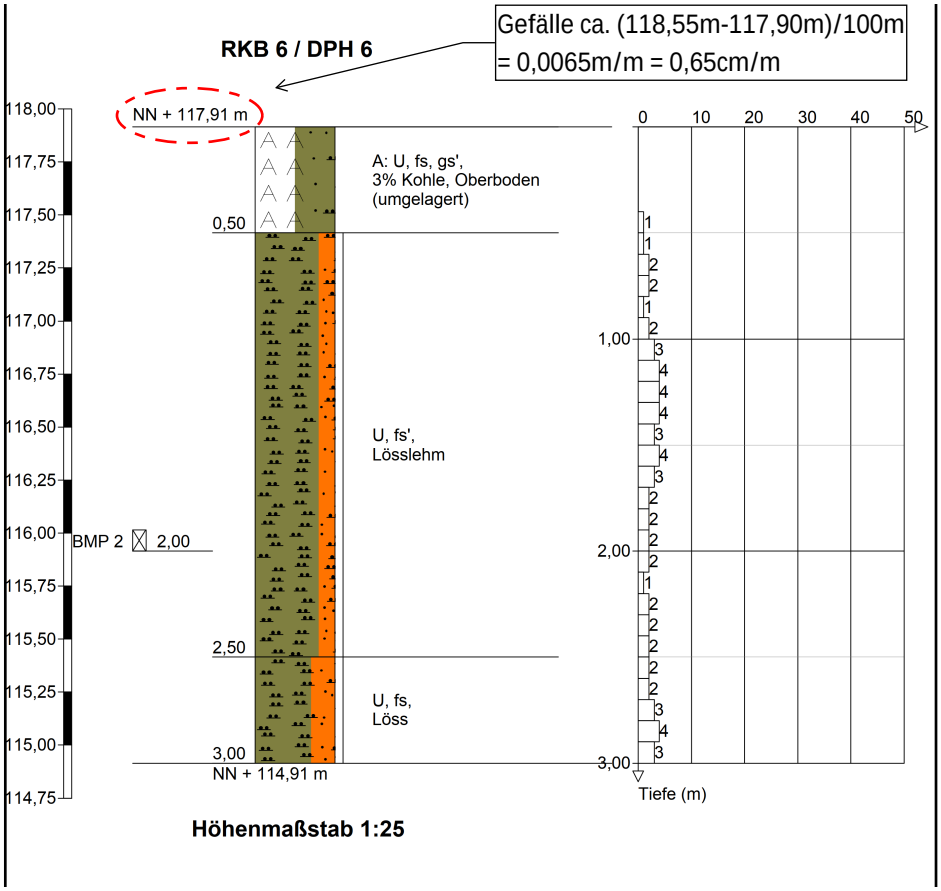
Tab. 1: Bodenmechanische Kennziffern des Baugrundes (Abschätzung)

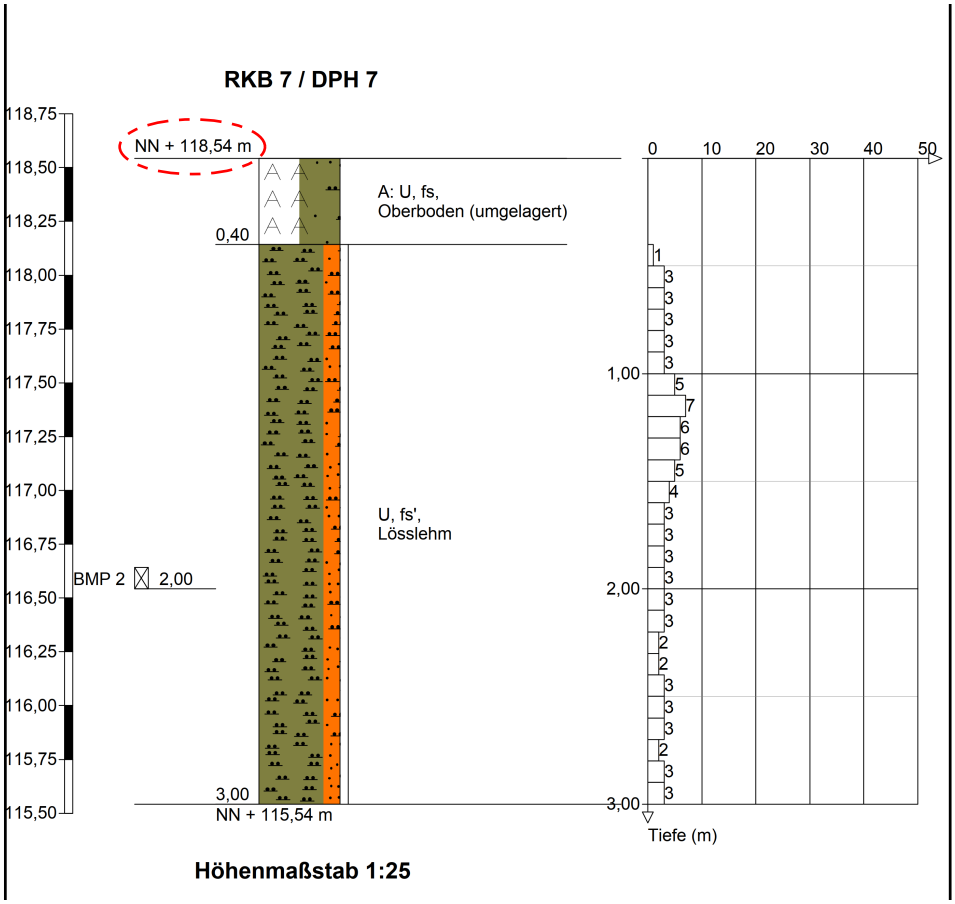
Die Gründungstiefe wird mit mind. 0,8m unter GOK unterstellt, um eine ausreichende Frostsicherheit zu gewährleisten. Es wird davon ausgegangen, dass die Fundamente als Fertigteile auf einem Betonpolster eingebaut werden, um das Gefälle im Gelände ausgleichen zu können. Die tatsächliche Einbindetiefe der Fundamentkörper liegt vrsl. also etwas tiefer.

Übersicht: Aufschlüsse Bodengutachten überlagert mit Objektplanung
Architekten. Maßstab ca. 1:1000



Auszug - Bodenaufschlüsse





4.1 Nachweis Bodenpressungen

II) Sohlwiderstand $\sigma_{R,d}$ in kN/m² bei bindigem Baugrund

- **Basiswert des Sohlwiderstands $\sigma_{R,d(B)}$ für Bemessungssituation BS-P und Streifenfundamente** in Abhängigkeit der Einbindetiefe d und der wirksamen Fundamentbreite b' (bei $b' > 2$ m siehe Unterpunkt a). Für die Bemessungssituation BS-T liegen die Werte auf der sicheren Seite.

Die Ermittlung von $\sigma_{R,d(B)}$ nach folgender Tabelle erfolgt für die jeweiligen Bodengruppen in Abhängigkeit der Konsistenz oder der einaxialen Druckfestigkeit nach DIN 18 136. Bei Böden, die nicht mindestens eine steife Konsistenz aufweisen bzw. bei Unterschreitung der einaxialen Druckfestigkeit, darf die folgende Tabelle zur Ermittlung von $\sigma_{R,d(B)}$ nicht angewandt werden. Ergeben sich in den Versuchen bei der Bestimmung der Konsistenz unterschiedliche Zustandsformen, dann ist der Mittelwert des jeweiligen Bodens maßgebend.

	Basiswert des Sohlwiderstands $\sigma_{R,d(B)}$ in kN/m²									
	Schluff UL	gemischtkörniger Boden SU*, ST*, ST, GU*, GT*			tonig schluffiger Boden UM , TL, TM			Ton TA		
einaxiale Druckfestigkeit in kN/m²	≥120	120 – 300	300 – 700	>700	120 – 300	300 – 700	>700	120 – 300	300 – 700	>700
Konsistenz	steif	steif	halbfest	fest	steif	halbfest	fest	steif	halbfest	fest
$d = 0{,}5$ m	180	210	310	460	170	240	390	130	200	280
$d = 1{,}0$ m	250	250	390	530	200	290	450	150	250	340
$d = 1{,}5$ m	310	310	460	620	220	350	500	180	290	380
$d = 2{,}0$ m	350	350	520	700	250	390	560	210	320	420

Innerhalb der Tabelle darf geradlinig interpoliert werden. Die Einhaltung der gegebenen Sohlwiderstände $\sigma_{R,d(B)}$ führt bei mittig belasteten Fundamenten zu Setzungen zwischen 2 bis 4 cm. Bei Fundamentbreiten von mehr als 5 m darf der vereinfachte Nachweis nicht mehr geführt werden.

- **Sohlwiderstand $\sigma_{R,d}$ in bindigem Boden**

$$\sigma_{R,d} = \sigma_{R,d(B)} \cdot (1 + V - A)$$

a) Abminderung (A) des Sohlwiderstandes bei einer Fundamentbreite $b' > 2$ m

Bei Fundamentbreiten von 2 m < b' und $b' \leq 5$ m gilt: $A = 0{,}1 \cdot (b'/2 - 1)$ mit b' in m

b) Vergrößerung (V) des Sohlwiderstands

Bei Rechteckfundamenten mit dem Verhältnis Länge/Breite $a'/b' < 2$ und Kreisfundamenten dürfen die ermittelten Werte um 20 % mit $V = 0{,}2$ erhöht werden.

Für die Fundamentbemessung wird UL, in steifer Konsistenz als untere Grenze festgelegt, der Widerstand lin. interpoliert:

(250-180)/0,5m = 140kN/m² pro 0,1m
σd(0,8m) = 180kN/m² + 0,3m*140kN/m² = 220kN/m²
Begrenzung auf 75% bei gleichzeitiger Erhöhung um 25%
σd(0,8m) = 220kN/m²*0,75*1,2 = 198kN/m² = ~200kN/m²

Die Vertikallast je Fundamentpunkt wird zunächst mit Vd = 65kN*2 = ~130KN abgeschätzt.
Hieraus ergibt sich eine Mindestpressungsfläche von A_erf = 0,65m²
a = √(0,65m²) = 0,8m! --> diese wird durch eine ausreichend große Magerbetonplombe erreicht.

4.2 Bemessung gegen Horizontalschub infolge Erdbeben - vereinfachter Nachweis gem. DIN EN 1998-5

5.4.1.1 Einzelfundamente (Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit)

(1)P Entsprechend den Bemessungskriterien für den Grenzzustand der Tragfähigkeit müssen Einzelfundamente für Versagen durch Gleiten und für Versagen durch Überschreitung der Tragfähigkeit (Grundbruch) nachgewiesen werden.

(2)P *Versagen durch Gleiten*. Im Fall von Gründungen, deren Sohlfläche oberhalb des Grundwasserspiegels liegt, muss der Widerstand gegen diese Art des Versagens durch Reibung und, unter den Bedingungen (beschrieben in (5)) dieses Unterabschnitts, durch seitlichen Erddruck erfolgen.

(3) Wenn keine genaueren Untersuchungen vorliegen, darf der Bemessungs-Reibungswiderstand F_{Rd} für Einzelfundamente oberhalb des Grundwasserspiegels nach folgender Formel berechnet werden:

$$F_{Rd} = N_{Ed} \frac{\tan \delta}{\gamma_M} \qquad (5.1)$$

Dabei ist

N_{Ed} die Bemessungsnormalkraft auf der horizontalen Sohlfläche;

δ der Bauwerk-Boden-Reibungswinkel auf der Sohlfläche des Einzelfundaments, der nach EN 1997-1:2004, **6.5.3** berechnet werden darf;

γ_M der Teilsicherheitsbeiwert für die Materialeigenschaft, zahlenmäßig gleich dem beim tan ϕ' anzuwendenden Wert (siehe **3.1**(3)).

Bei Annahme des Reibungswinkels Fertigteil auf Sohlfläche: $\delta = 2*\phi/3$ ergibt sich:
$\delta = 2*26°/3 = \sim 17{,}5°$ (Vergleich Beton/Beton: $\mu = \sim 0{,}5 - 1{,}0 \triangleq \sim 26{,}5° - 45°$)
$\gamma_m = 1{,}25$
$F_{Rd} = N_{Ed} * \tan(17{,}5°)/1{,}25 + 5kN = N_{Ed} * 0{,}252 + 5kN = 60kN * 0{,}252 + 5kN = \underline{\sim 20kN}$
$N_{Ed,Seis} = Gk + Qk*0{,}3 = 2*23kN + 0{,}3*2*23kN = \sim 60kN$

Der horizontale Widerstand des Erddruck darf mit 30% des vollen passiven Erddrucks angesetzt werden. Der Anteil ist erwartungsgemäß relativ gering (Kohäsion vernachlässigt) und wird auf etwa 5kN beziffert. (Siehe Nachweis ff.)

Die Erdbebenlast wird zunächst mit dem vereinfachten Verfahren nach dem nationalen Anhang NA.D ermittelt. Die Horizontallasten müssen durch den Aufsteller des Standsicherheitsnachweises der Containeranlage ausgewiesen und die Fundamentierung auf dieser Grundlage ggf. geringfügig angepasst werden. Da die Vertikallast auf Seite des Widerstandes und der Einwirkung linear eingehen, kann der Nachweis für das maximal ausgelastete Fundament geführt werden und gilt auch für geringere Laststufen.

NA.D.2 Gesamterdbebenkraft

(1) Die Gesamterdbebenkraft F_b für jede Hauptrichtung wird wie folgt bestimmt:

$$F_b = S_d(T_1) \cdot M \cdot \lambda \quad \text{(NA.D.1)}$$

Annahme der spektralen Anfangsbschleunigung also des Plateauwertes. Verhaltensbeiwert q = 1,5 Bodenkategorie und

Dabei ist

$S_d(T_1)$ die Ordinate des Bemessungsspektrums (NCI zu 3.2.2.5(3)P) bei Grundschwingzeit T_1;

T_1 die Grundschwingzeit des Bauwerks für die Translationsbewegung in der betrachteten Richtung;

M die Gesamtmasse des Bauwerks, die nach Absatz (2) berechnet wird;

λ ein Korrekturfaktor mit dem Wert $\lambda = 0{,}85$ für $T_1 \leq 2 \cdot T_C$ für Gebäude mit mehr als zwei Geschossen und $\lambda = 1{,}0$ in allen anderen Fällen.

(2) Die Gesamtmasse des Bauwerks M wird unter Berücksichtigung aller ständigen Einwirkungen und 30 % der Nutzlasten (80 % bei Lagerräumen, Bibliotheken, Warenhäusern, Parkhäusern, Werkstätten und Fabriken) ermittelt. Schneelasten werden zu 50 % berücksichtigt.

(3) Der Wert von T_1 [s] darf durch folgenden Ausdruck näherungsweise bestimmt werden:

$$T_1 = 2 \cdot \sqrt{u} \quad \text{(NA.D.2)}$$

Dabei bezeichnet u [m] die fiktive horizontale Auslenkung der Gebäudeoberkante unter den in horizontaler Richtung angesetzten Gewichtslasten, die sich aus den Massen nach Absatz (2) ergeben.

(4) Der Verhaltensbeiwert q darf für alle Bauwerksarten höchstens zu 1,5 angesetzt werden.

(5) Alternativ zu Absatz (1) darf die Gesamterdbebenkraft F_b für jede Hauptrichtung unter Ansatz von $q = 1{,}5$ auf der sicheren Seite liegend wie folgt bestimmt werden:

$$F_b = S_{dmax} \cdot M \quad \text{(NA.D.3)}$$

Dabei ist

$$S_{dmax} = S_{aP,R} \cdot S \cdot \gamma_I / 1{,}5 \quad \text{(NA.D.4)}$$

Unter der Annahme von 2x 33 Riegeln (5x TH/S, 28x Regel) mit annähernd gleichverteilten Lasten ergibt sich eine Gesamtlast:

Gk_ges = 2x (5x 130kN + 28x 90kN) = ~6350kN

Qk_ges = 2x 0,3x (5x 87,5kN + 28x 87,5kN) = ~1740kN

(Archiv vereinfachend als Doppelregelgeschoss angenommen)

M = ~635.000kg + 174.000kg = 809.000kg

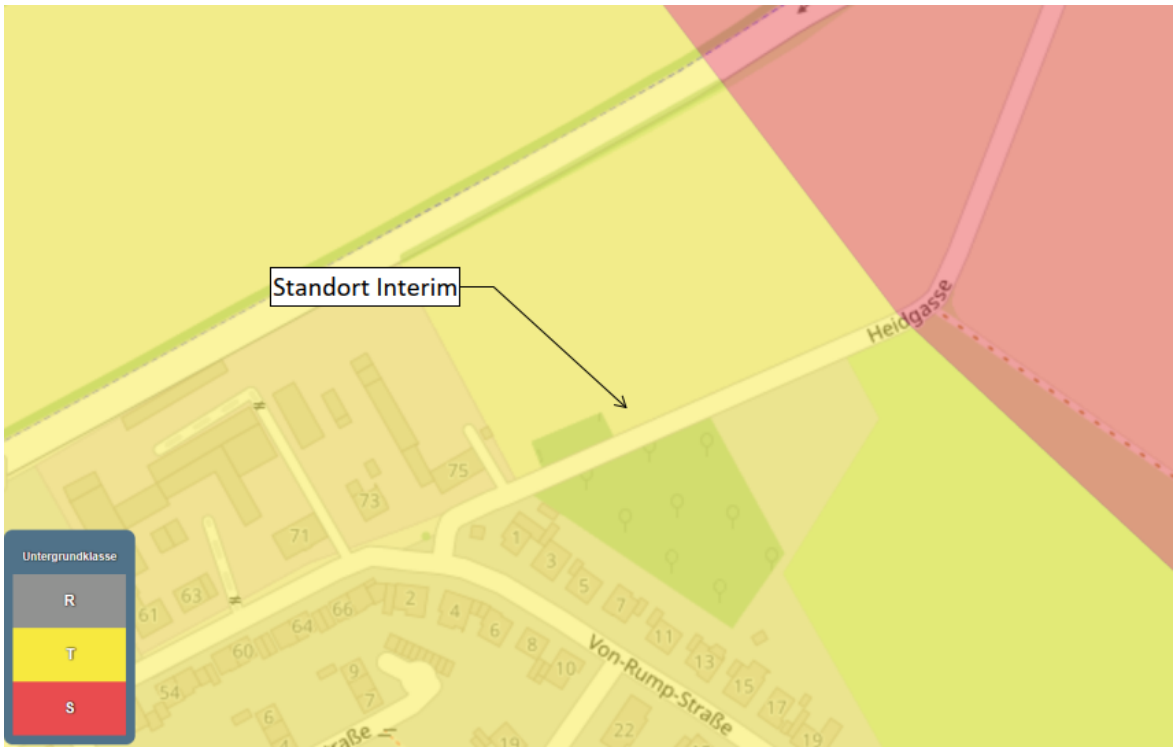
Sa = ~~2,81~~ 2,41m/s²(siehe ff.) Ursprünglich Annahme Bedeutungskategorie IV

Fb = 809.000kg * 2,41m/s² = 1.950.000N = 1950kN

Bei Annahme von mind. 4 Absetzpunkten je Containerachse ergibt sich eine H-Last je Fundament von: H_d,Seis = 1950kN/ (34*4) = ~14,3kN < ~20kN (Siehe Kapital - Bemessung gegen H.-schub)

Bemessungsspektrum - Siersdorf:

Der Standort des Interims befindet laut https://sdt-serv02.bauing.uni-kl.de/Erdbebenkarte/?v=1.2.4 gerade noch im Bereich der Untergrundklasse "T", aber in unmittelbarer Nähe zu "S". Die im Bodengutachten ausgewiesenen Untergrundklassen "T" im Übergang zu "S" und Baugrundklasse A ergeben keine der möglichen Kombinationen (A-R, B-R, C-R, B-T, C-T, C-S). Die ungünstigste Kombination wäre C-T, welche auch unterstellt wird.



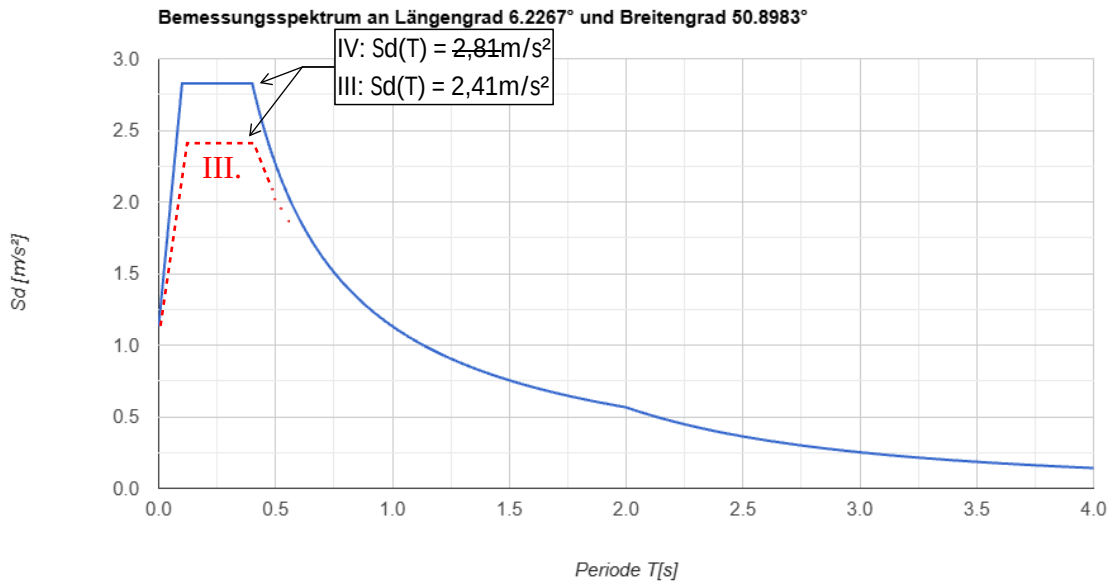
$S_{ap,R}$
2,755

Bedeutungskategorie
IV

Korrektur gem. 18.09.2026, Bedeutungskat. maximal III

Verhaltensbeiwert
1,5

Untergrundverhältnis
C-T



Position: BZA_Interim_passiver Erddruck

Erddruckberechnung EDB+ (FRILO 2026-0-4)

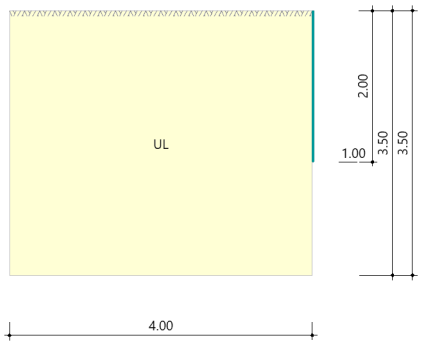
Einstellungen und Berechnungsparameter

Norm:	:	DIN 4085: 2017-08
Berechnung	:	Passiver Erddruck mit gekrümmten Gleitflächen
Erddruckbeiwerte	:	Berechnung nach gewählter Norm
Erddruckparameter	:	Kohäsion wird nicht in Rechnung gestellt

System

Systemgrafik

Maßstab 1 : 100



Wandsystem

Wandhöhe	h	= 2,00	m	Wandtiefe	t	= 1,00	m
Wandausschnitt	zo	= 0,00	m		zu	= 1,00	m
Wandneigung	α	= 0,0	°	Wandreibungswinkel	δ	= 2/3 ϕ'	

Bodenprofil

Schicht	Benennung	Dicke [m]	γ [kN/m³]	γ' [kN/m³]	ϕ' [°]	c' [kN/m²]
1	UL	3,50	19,00	11,00	26,0	-

Geländeausbildung auf der Erdwiderstandsseite

Ebenes Gelände ohne Böschung und Bermen

Erddruckebenen

Nr.	zo [m]	zu [m]	γ [kN/m³]	γ' [kN/m³]	ϕ' [°]	c_k [kN/m²]	δ [°]	α [°]	β [°]
1	0,00	1,00	19,00	11,00	26,0	0,00	17,3	0,0	0,0

Erddruckbeiwerte für passiven Erddruck

Beiwerte für passiven Erddruck im ebenen Fall mit gekrümmten Gleitflächen

Ebene	δ [°]	K_{pg} [-]	$K_{pg,h}$ [-]	$K_{pg,v}$ [-]	K_{pc} [-]	$K_{pc,h}$ [-]	$K_{pc,v}$ [-]	K_{pp} [-]	$K_{pp,h}$ [-]	$K_{pp,v}$ [-]	θ [°]
1	17,3	1,113	1,062	0,331	2,050	1,957	0,611	1,284	1,226	0,383	53,8

Beiwerte für gekrümmte Gleitflächen nach Pregl und Sokolowski

Ebene	$K_{pg,0}$	i_{pg}	g_{pg}	t_{pg}	$K_{pp,0}$	i_{pp}	g_{pp}	t_{pp}	$K_{pc,0}$	i_{pc}	g_{pc}	t_{pc}
1	2,561	0,434	1,000	1,000	2,561	0,434	1,000	1,000	3,201	0,434	1,000	1,000

Lastfälle

Lastfall Eigengewicht

Erddruckwerte Bodeneigengewicht

Nr.	z [m]	e_{pgh} [kN/m²]	e_{pph} [kN/m²]	$e_{pgh} + e_{pph}$ [kN/m²]	e_{vh} [kN/m²]	e_{ph} [kN/m²]	E_{ph} [kN/m]	E_{pv} [kN/m]	E_p [kN/m]
1	0,00 1,00	0,00 20,18	0,00 0,00	0,00 20,18	0,00 0,00	0,00 20,18	10,09	3,15	10,57
Resultierende Erddruckkräfte aus Bodenspannungen Angriffspunkt GOK z_{ag} = 0,67 m							10,09	3,15	10,57

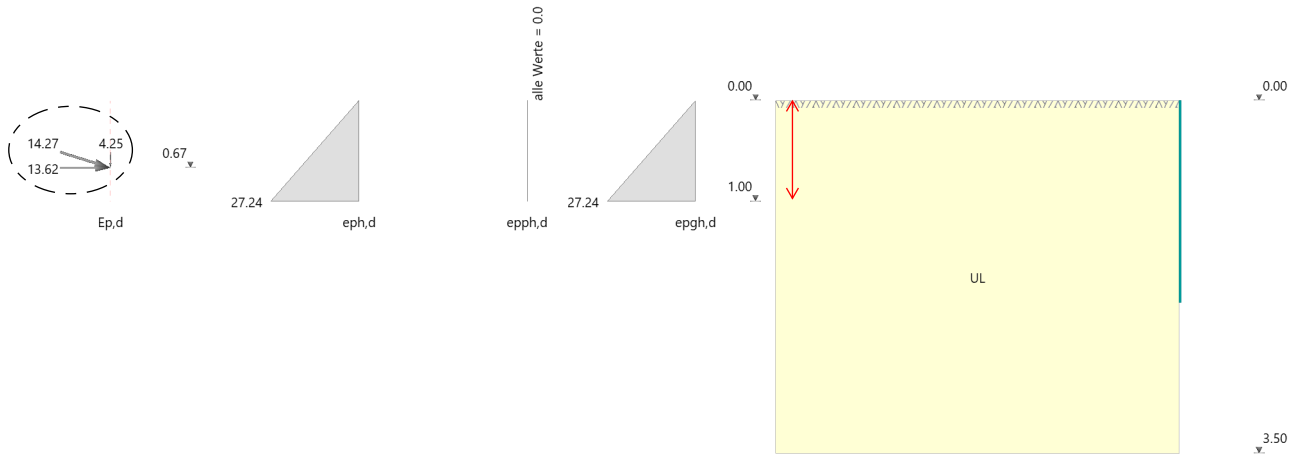
Erddrucküberlagerungen

Überlagerung: Überlagerung 1

Grenzzustand	Bemessungssituation	Lastfall	γ_F	Ψ	Faktor
GEO-2	ständig	Bodeneigengewicht Grundwasser Verdichtungserddruck	1,35 1,35 1,35	1,00 1,00 1,00	1,35 1,35 1,35

Erddruckgrafik für passiven Erddruck

Maßstab 1 : 77.9



Bemessungswerte des passiven Erddrucks

Nr.	z [m]	e_{pgh} [kN/m²]	e_{pph} [kN/m²]	$e_{pgh} + e_{pph}$ [kN/m²]	e_{vh} [kN/m²]	e_{ph} [kN/m²]	E_{ph} [kN/m]	E_{pv} [kN/m]	E_p [kN/m]
1	0,00 1,00	0,00 27,24	0,00 0,00	0,00 27,24	0,00 0,00	0,00 27,24	13,62	4,25	14,27
Resultierende Erddruckkräfte aus Bodenspannungen Angriffspunkt GOK z_{ag} = 0,67 m							13,62	4,25	14,27