

Gemeinde: **Berikon**

Bahnstrecke: **Bremgarten West – Dietikon (656) km 12.2**

Objekt: **Umsetzung BehiG., Haltestelle Berikon**

Bericht: **Statik PU Bahnhof inkl. Rampen**

Projektverfasser: Schärli + Oetli AG
Flüelastrasse 31b, 8047 Zürich

05.07.2023
Datum


.....
Igor Oetli

Vorstudien	Generelles Projekt	Auflageprojekt	Ausführungsprojekt	Ausgeführtes Werk
------------	--------------------	----------------	--------------------	-------------------



Projektverfasser:



Schärli + Oetli AG
Bauingenieure SIA
Flüelastrasse 31b, 8047 Zürich
Telefon 043 / 931 70 00
kontakt@schaerlioetli.ch
www.schaerlioetli.ch

Bericht Nr. 496-05	Format A4	
	Name	Datum
Projektleiter	OI	19.06.23
Verfasser:	OI	19.06.23
Geprüft	TS	19.06.23
Freigabe AVA		
Änderungen		

Bauherr:



Aargau Verkehr AG (AVA)
Hintere Bahnhostrasse 85
Postfach 4331, 5001 Aarau
Telefon 062 / 832 83 00
direktion@aargauverkehr.ch
www.aargauverkehr.ch

Aarau, 05.07.2023
Daniel Giger, Leiter Infrastruktur, Aargau Verkehr AG
.....
Aarau, 05.07.2023
Michelle Badertscher, Leiterin Infrastruktur Ost, Aargau Verkehr AG
.....



Inhalt

1	Ausgangslage.....	3
1.1	Allgemein.....	3
1.2	Projekt PU Mitte.....	3
1.3	Boden.....	3
2	Grundlagen.....	4
2.1	Projektbezogene Unterlagen (Beilagen).....	4
2.2	Normen und Richtlinien.....	5
3	Berechnungsgrundlagen.....	7
3.1	Tragwerkskonzept.....	7
3.2	Material.....	7
3.3	Baugrund.....	8
4	Überprüfung PU-Bahnhof.....	9
4.1	Einwirkungen.....	9
4.2	Überprüfung Tragsicherheit Decke.....	19
4.3	Nachweis Tragsicherheit Wände.....	23
4.4	Nachweis Tragsicherheit Fundation.....	23
4.5	Überprüfung Ermüdungssicherheit Platte.....	23
5	Bauablauf und Rühlwand Rampe Perron.....	28
5.1	Beschrieb Bauablauf.....	28
5.2	Bauzustand «freie Wand».....	29
5.3	Baugrubensicherung.....	30
5.4	Rühlwand (Träger gekoppelt aufgrund Höhe); Schnitt D-D; Wähle S355 (Reserve).....	31
5.5	Abfangkonstruktion Dach.....	38
6	Tragstruktur Rampe Perron.....	40
6.1	Einwirkungen.....	40
6.2	Decke über PU und Rampe.....	40
6.3	Bemessung Rampe Perron.....	42
6.4	Bemessung Rechteckquerschnitt und Deckenergänzung.....	51
6.5	Stützenanpassung Dach.....	66
7	Baugrube und Unterfangungen Rampe «Bus».....	68
7.1	Bemessung Rühlwand.....	68
8	Stahlbetonkonstruktion Rampe «Bus».....	84
8.1	Struktur und Einwirkungen.....	84
8.2	Nachweise U-Profile.....	85
8.3	Ergänzung Wand Nord bei ehemaliger Treppe (Anschluss best. / neu).....	90
8.4	Aussparungen in Bodenplatte und Brüstungen.....	91
8.5	Ergänzung Wand Süd bei ehemaliger Treppe (Anschluss best. / neu).....	92



1 Ausgangslage

1.1 Allgemein

Die Bahnhofsanlage beim Bahnhof Berikon soll auf die Anforderungen von Personen mit Beeinträchtigung (BehiG.) ertüchtigt werden. Neben den Perronoberflächen müssen ebenfalls 2 Personenunterführungen für einen hindernisfreien Zugang ertüchtigt werden. Folgend sind die statischen Berechnungen für die Baugrube, den Bauhilfsmassnahmen sowie für das Tragwerk zum Umbau der Personenunterführung Bahnhof Mitte inklusive der Zugänge dokumentiert.

1.1.1 SV-Prüfung

Die Hinweise und Empfehlungen der SV-Prüfung (14) von Basler & Hofmann sind im vorliegenden Dokument eingearbeitet worden.

1.2 Projekt PU Mitte

Bei der Personenunterführung «Bahnhof Mitte» mit Baujahr 1989 soll auf jeder Seite jeweils ein Zugang an die Anforderungen des BehiG. angepasst werden. Beim Zugang von der Personenunterführung zum Perron Mitte in Richtung Westen wird die bestehende Treppe durch eine neue Rampe ersetzt. Im Weiteren ist aufgrund der neuen Warthalle das bestehende Oblicht im Mittelperron zu entfernen und die Decke ist in diesem Bereich ergänzt. Der westliche Zugang von der Bushaltestelle zur Personenunterführung wird ebenfalls mit einer gewendelten Rampe ertüchtigt. Für die Realisierung der Rampen sind Bauhilfsmassnahmen wie Rühlwände und Unterfangungen erforderlich welche ebenfalls in diesem Dokument bemessen sind.

1.3 Boden

1.3.1 Baugrund

Gemäss (13) besteht der «Mutschellen Rücken» in der Regel aus Molassefels der mit Moränenmaterial überdeckt ist. Unter einer ca. 2.0 m starken Schicht aus künstlichen Auffüllungen folgt die Moräne (tonig siltigen Kies bis tonig siltigen Sande). Mit der Tiefe nimmt die Lagerungsdichte der Moräne bis hin zur harten Lagerung zu. Ab einer Tiefe von rund 6.0 m ab OK Terrain ist mit Molassefels zur rechnen.

1.3.2 Wassersituation

Die Haltestelle Berikon-Widen befindet sich gemäss Grundwasserschutzkarte des Kantons Aargau ausserhalb einer Schutzzone. Grundwasservorkommen auf dem Projektareal sind ebenfalls nicht auf den Karten des Kantons Aargau verzeichnet. Es ist jedoch mit vom Meteorwasser gespiessenen Boden- oder Hangwasser (u.U. gespannt) zu rechnen, vgl.(13).



2 Grundlagen

2.1 Projektbezogene Unterlagen (Beilagen)

2.1.1 Berichte

- (1) B 496-02A Projektleitblatt, Schärli + Oettli AG, 12.12.2019, Rev. A 19.06.2023
- (2) B 496-01A Technischer Bericht, Schärli + Oettli AG, 12.12.2019, Rev. A 19.06.2023
- (3) B 496-03A Nutzungsvereinbarung, Schärli + Oettli AG, 12.12.2019, Rev. A 19.06.2023
- (4) B 496-04 Projektbasis, Schärli + Oettli AG, 19.06.2023
- (5) B 496-05 Statische Berechnungen PU Bahnhof, Schärli + Oettli AG, 19.06.2023
- (6) B 496-07 Statische Berechnungen PU Welschloh – Zugang mit Lift, Schärli + Oettli AG, 19.06.2023
- (7) B 496-06 Fotodokumentation, Schärli + Oettli AG, 19.06.2023
- (8) B 496-08 Umweltbericht, Schärli + Oettli AG, 19.06.2023
- (9) B 496-09 Risiko- und Sicherheitsbericht, Schärli + Oettli AG, 19.06.2023
- (10) AN 496-05 Beurteilung + Massnahmenkonzept Instandsetzung Entwässerung, Schärli + Oettli AG, 19.06.2023
- (11) Sicherheitsnachweis Publikumsanlage, Gruner AG, 19.06.2023
- (12) Geologisch-geotechnischer Bericht und abfallrechtliche Untersuchungen, Jäckli AG, 19.06.2023
- (13) Geotechnischer Bericht, Trasse und PU Station Mutschellen, Kanton Aargau, Fachstelle Geotechnik und Belgasbau, 19.06.2023
- (14) Sachverständigenbericht Statik, Basler & Hofmann, 19.06.2023
- (15) Rückleitungs- und Erdungskonzept, Eltrend GmbH, 19.06.2023
- (16) Technischer Bericht Sicherungsanlage, Stadler Signalling AG, 19.06.2023
- (17) AN 496-02 Variantenstudium hindernisfreie Zugänge, Schärli + Oettli AG, 19.06.2023
- (18) Prüfbericht des Sachverständigen, Stadler Signalling AG, 19.06.2023
- (19) Stellungnahme Sachverständigenprüfung, Aargau Verkehr AG (AVA), 19.06.2023

2.1.2 Pläne

- (20) Plan Nr. 496-100A Situation & Werkleitungen, Schärli + Oettli AG, 12.12.19, Rev. A 19.06.23
- (21) Plan Nr. 496-101A Umbauplan Hst. Berikon, Schärli + Oettli AG, 12.12.19, Rev. A 19.06.23
- (22) Plan Nr. 496-102A Detailplan Hst. Berikon, Schärli + Oettli AG, 12.12.19, Rev. A 19.06.23
- (23) Plan Nr. 496-103A Installation + Verkehrsführung, Schärli + Oettli AG, 12.12.19, Rev. A 19.06.2023
- (24) Plan Nr. 496-104 Längenprofil Gleis 1, Schärli + Oettli AG, 19.06.2023
- (25) Plan Nr. 496-105 Längenprofil Gleis 2, Schärli + Oettli AG, 19.06.2023
- (26) Plan Nr. 496-106 Längenprofil Gleis 11, Schärli + Oettli AG, 19.06.2023
- (27) Plan Nr. 496-107 Querprofile, Schärli + Oettli AG, 19.06.2023
- (28) Plan Nr. 496-108 Normalprofile, Schärli + Oettli AG, 19.06.2023
- (29) Plan Nr. 496-109 Situation Möbel, Markierung + Oberfläche, Schärli + Oettli AG, 19.06.2023
- (30) Plan Nr. 496-110 Zugkompositionen und Spaltmasse, Schärli + Oettli AG, 19.06.2023
- (31) Plan Nr. 496-111 PU Welschloh, Schärli + Oettli AG, 19.06.2023
- (32) Plan Nr. 496-112 Rampe Perron PU Mitte, Schärli + Oettli AG, 19.06.2023
- (33) Plan Nr. 496-113 Rampe Busstation, Schärli + Oettli AG, 19.06.2023
- (34) Plan Nr. 496-114 Bauphasenplan Hst. Berikon, Schärli + Oettli AG, 28.2.2023



- (35) Plan Nr. 496-116 Situation Einzugsflächen / Hydraulik, Schärli + Oettli AG, 19.06.2023
- (36) Plan Nr. 56-2104-01, Situation Gleisgeometrie, Brühlmann Geomatik AG, 19.06.2023
- (37) Plan Nr. 496-117 Prinzipschema Starkstrom, e-pag Engineering AG, 19.06.2023
- (38) Plan Nr. 496-118 Prinzipschema Schwachstrom, e-pag Engineering AG, 19.06.2023
- (39) Beleuchtungsberechnung, Regent Lighting, 19.06.2023
- (40) Plan Nr. 496-119 Beleuchtungskonzept, e-pag Engineering AG, 19.06.2023
- (41) Plan Nr. 496-120 Raumdisposition Technikraum Berikon, e-pag Engineering AG, 19.06.2023
- (42) Plan Nr. ZSI 127 Streckenausrüstung, Stadler Signalling AG, 19.06.2023

2.2 Normen und Richtlinien

2.2.1 Bund

- [50] AB-EBV, BAV, 1. November 2020
- [51] Checkliste Umwelt für nicht UVP-pflichtige Eisenbahnanlagen, BAV, Oktober 2010
- [52] VPVE, Verordnung über das Plangenehmigungsverfahren für Eisenbahnanlagen, 1. November 2014
- [53] Richtlinie BAV, RL VPVE Anforderungen an Planvorlagen, BAV, Juli 2013
- [54] Richtlinie Entwässerung von Eisenbahnanlagen, BAV, August 2018
- [55] Planungsanweisung BehiG., BAV, 1. September 2020
- [56] Taktil-visuelle Markierung von Bahnperrens – Leitfaden, BAV, 1. November 2020
- [57] Leitfaden taktil-visuelle Markierung von Bahnperrens, Schulung «Markierungen», BAV, 27.6.22
- [58] Verordnung des UVEK über die technischen Anforderungen an die behindertengerechte Gestaltung des öffentlichen Verkehrs (VAböV), UVEK, 1. November 2020
- [59] 734.0 EleG Elektrizitätsgesetz; 01.01.2021
- [60] 734.5 SR Starkstromverordnung; 01.06.2019
- [61] SGK Richtlinie zum Schutz gegen Korrosion durch Streuströme von Gleichstromanlagen C3, 05.2011

2.2.2 VÖEV

- [62] RTE 20100 Sicherheit bei Arbeiten im Gleisbereich, VöV, 3. Januar 2020
- [63] RTE 20600 Sicherheit bei Arbeiten im Bereich von Bahnstromanlagen, 15. Januar 2012
- [64] RTE 20512 Lichtraumprofil Meterspur, VöV, 1. Juli 2014
- [65] RTE 21110 Unterbau und Schotter, VöV, 1. September 2015
- [66] RTE 22540 Fahrbahnpraxis Meterspur und Spezia Spur, VöV, 15. Januar 2011
- [67] RTE 22541 Lückenlos verschweisstes Gleis (LVG) für Meterspur, VöV, 15.7.2006
- [68] Planungshilfe Publikumsanlagen, VöV, 1. Februar 2020
- [69] Leitfaden taktil-visuelle Markierung von Bahnperrens Schulung Markierung, VöV, 27.6.22
- [70] Führung Sehbehinderter an Bahnhöfen, Führungskonzept / Taktil-visuelle Markierung, VöV, 27.6.22
- [71] RTE 26201 Beleuchtung Bahninfrastruktur; VöV; 04.11.2020
- [72] RTE 27900 Rückleitungs- und Erdungshandbuch; VöV; 01.07.2014

2.2.3 SIA

- [73] SIA 260 ff. Tragwerksnormen, 2013/2014 inkl. Korrigenda
- [74] SIA 269 ff. Erhaltungsnormen, 2011 inkl. Korrigenda



- [75] SIA 272 Abdichtungen und Entwässerungen von Bauten unter Terrain und im Untertagebau, 2009
- [76] SIA 414/1+2 Masstoleranzen im Bauwesen, SIA, 1. Juli 2016
- [77] SIA 500 Hindernisfreie Bauten, SIA, 1. Januar 2009

2.2.4 VSS / SN

- [78] VSS 40 320 Dimensionierung des Strassenaufbaus – Äquivalente Verkehrslast, VSS, 2019
- [79] VSS 40 324 Dimensionierung des Strassenaufbaus – Unterbau und Oberbau, VSS, 2019
- [80] VSS 40 430 Walzasphalt, Konzeption, Ausführung und Anordnungen an die eingebauten Schichten, VSS, 2019
- [81] VSS 70 140b Frost, VSS, 2019
- [82] VSS 70 241, Geotextilien, Anforderungen an die Funktionen Trennen und Filtern, 2019
- [83] VSS 71 253 Schiene – Strasse - Parallelführung und Annäherung - Abstand und Schutzmassnahmen, 2019
- [84] VSS 71 256A Vorfabrizierte Perronkanten; Anforderungen an Projektierung, Fertigung und Einbau, 2019 (zurückgezogen)
- [85] VSS 640 852 Markierungen Taktil-visuelle Markierungen für blinde und sehbehinderte Fussgänger, 2005
- [86] VSS 40 238 Fussgänger- und leichter Zweiradverkehr; Rampen, Treppen und Treppenwege, VSS, 2019
- [87] VSS 40 852 Markierungen Taktil-visuelle Markierungen für blinde und sehbehinderte Fussgänger, VSS, 2005
- [88] VSS 640 075 Fussgängerverkehr - Hindernisfreier Verkehrsraum, VSS, 2014
- [89] VSS 640 560, passive Sicherheit im Strassenraum - Grundnorm, VSS, 2018
- [90] VSS 640 561, passive Sicherheit im Strassenraum – Fahrzeurückhaltesysteme, VSS, 2016
- [91] VSS 40 568, passive Sicherheit im Strassenraum - Geländer, VSS, 2019

2.2.5 Weitere

- [92] Richtlinie „Behindertengerechte Fusswegnetze“ Strassen-Wege-Plätze, 2003
- [93] Merkblatt 121 «Relief- und Brailleschriften», Fachstelle Hindernisfreie Architektur
- [94] Merkblatt 114 «Leitliniensystem Schweiz», Fachstelle Hindernisfreie Architektur
- [95] Merkblatt 118 «Hindernisfreie Gehflächen», Fachstelle Hindernisfreie Architektur
- [96] V580 – FIScommun; 07 Kundeninformation: Interpretationshilfe VAböV, 24. Januar 2019
- [97] SN EN 81-70 Zugänglichkeit von Aufzügen für Personen mit Behinderungen, 2018
- [98] Abwasserbewirtschaftung bei Regenwetter, VSA, 2019
- [99] SN 592 000 Anlagen für die Liegenschaftsentwässerung – Planung und Ausführung, 2012AB-EBV, BAV, 1. Juli 2016
- [100] Normalien Bremgarten-Dietikon-Bahn (BDB), 10.1.2023, V3
- [101] AVA-BDB-Perron-2021-03-23, Neubauten vorn Perronanlagen, Brühlmann Geomatik, 23.3.21
- [102] Leitfaden Parallelführung Strasse / Schiene, Emch + Berger AG, 18.11.2022



3 Berechnungsgrundlagen

3.1 Tragwerkskonzept

3.1.1 Überprüfung Personenunterführung Bahnhof Mitte

Bei der Personenunterführung handelt es sich um einen unsymmetrischen, eingespannten 2-Feldrahmen. Die Fundation erfolgt über die Bodenplatte in den Baugrund.

3.1.2 Rampe Perron

Die Rampe von der Personenunterführung auf den Perron besteht aus einem geschlossenen Rahmen im östlichen Bereich und einem U-Profil im westlichen Bereich. Die Kräfte aus der Perron Überdachung müssen über diese Konstruktion abgefangen werden. Die Fundation erfolgt flach über die Bodenplatte. Um ein Bauen unter Betrieb zu ermöglichen, wird möglichst viel von der bestehenden Konstruktion belassen beziehungsweise weiterverwendet.

3.1.3 Rampe Bus

Die Rampe zur Bushaltestelle ist ausschliesslich als eingespanntes U-Profil geplant. Die Gründung erfolgt ebenfalls flach über die Bodenplatte. Dabei muss eine bestehende Wand zwischen der bestehenden, abzurechnenden Treppe und dem Bus Dach unterfangen werden.

3.2 Material

3.2.1 PU-Bahnhof

Beton

Bauteile	Sorte	Norm	Grundanforderungen	Akt. Baustoffkennwerte			
				f_{cd}	τ_{cd}	E_{cd}	ϕ
Bestand	B35/25	162 (1989)	B 35/25 FT-Beständig	14.4N/mm ²	0.93N/mm ²	32MN/mm ²	
Neubau	NPK G (T4)	SIA 262 (2013)	C30/37 XC4, XD3, XF4 D _{max} 32, CI 0.10, C3, AARP2	20N/mm ²	1.1N/mm ²	32MN/mm ²	2.0

Tabelle 1: Betoneigenschaften

Armierungsstahl

Bauteile	Sorte	Norm	Grundanforderungen	Akt. Baustoffkennwerte		
				f_{sd}	ϵ_{ud}	E_s
Bestand	S500	162 (1989)		435N/mm ²	4.5‰	205 MN/mm ²
Neubau	B500B	SIA 262 (2013)	Duktilitätsklasse B	435N/mm ²	4.5‰	205 MN/mm ²

Tabelle 2: Betoneigenschaften



Baustahl

Bauteile	Sorte	Norm	Grundanforderungen	Akt. Baustoffkennwerte		
				f_y	f_u	E_s
Bestand	S 235	163 (1989)		235N/mm ²	360N/mm ²	210 MN/mm ²
Neubau	S 235	SIA 263 (2013)		235N/mm ²	360N/mm ²	210 MN/mm ²
	S 355	SIA 263 (2013)		355N/mm ²	510N/mm ²	210 MN/mm ²

Tabelle 3: Betoneigenschaften

3.3 Baugrund

3.3.1 Bodenkennwerte

Für die Berechnung sind folgende Baugrundwerte gemäss (12) verwendet worden. Dabei wurde der charakteristische Baugrundwert wie folgt festgelegt:

$$X_k = X_m - \alpha(X_m - X_{extr})$$

Wobei der Faktor der Zuverlässigkeit im Allgemeinen $\alpha = 0.2$ verwendet wird. Für die Kohäsion wird dieser Wert auf $\alpha = 0.4$ erhöht

Bodenschicht	Feuchtraumgewicht [γ_{ek}]	Reibungswinkel [ϕ'_k]	Kohäsion [c'_k]	M_E -Wert	
				Erstbelastung M_{Ek1}	Wiederbelastung M_{Ek2}
Künstliche Auffüllung	19.5 kN/m ³	28.8° (Ø29°;min.28°)	0 kN/m ²	12.0 MN/m ² (Ø12.5;min.10)	20 MN/m ²
Moräne	20 kN/m ³	29.6° (Ø30°;min.28°)	3 kN/m ² (Ø5°;min.0°)	38 MN/m ² (Ø40;min.30)	60 MN/m ²

Tabelle 4: Rechenwerte Baugrund

3.3.2 Bodenpressung

Die verwendete Bodenpressung auf Dimensionierungsniveau beträgt:

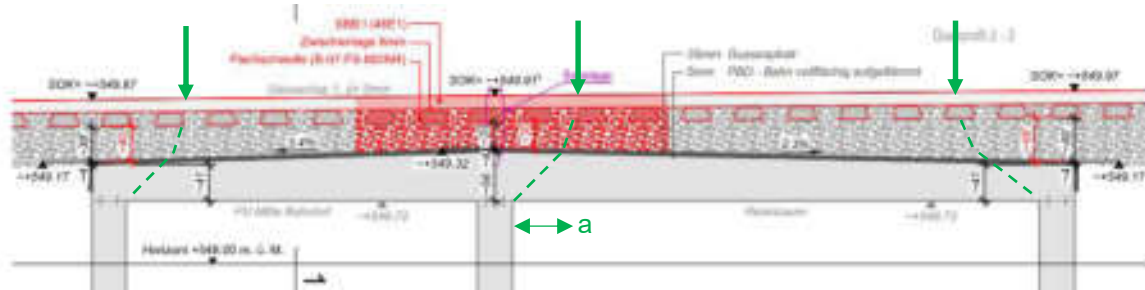
- Künstliche Auffüllung: $\sigma_{BRd} = 250 \text{ kN/m}^2$
- Moräne: $\sigma_{BRd} = 350 \text{ kN/m}^2$

3.3.3 Wasserdruck

Für die Bemessung der Betonkonstruktion ist kein Wasserdruck berücksichtigt worden. Allenfalls vorhandenes Bodenwasser wird mit den bestehenden Sickerleitungen abgeführt. Zudem wird durch eine Foundationsschicht unter den Rampenplatten eine durchgängige Durchlässigkeit gewährleistet.

4 Überprüfung PU-Bahnhof

4.1 Einwirkungen

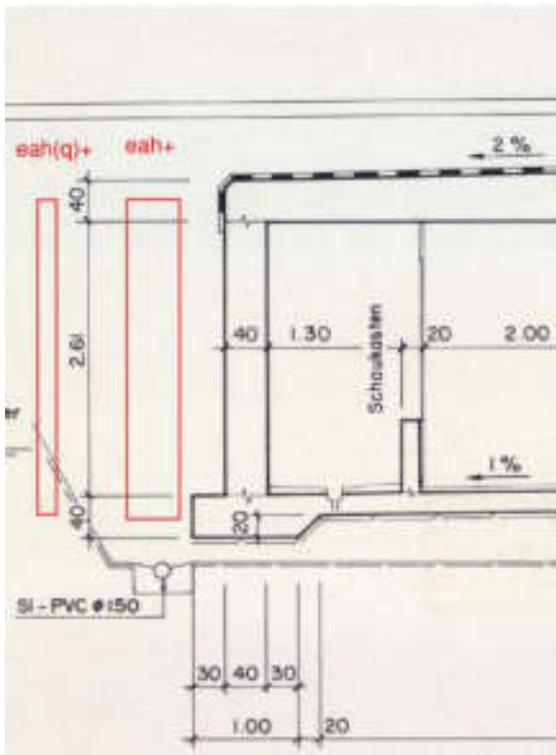


Grün = Massgebende Laststellungen ohne direkte Kräfteinleitung (nähere Stellungen bedeuten eine teilweise direkte Kräfteinleitung). Diese Einwirkung ist massgebend für den Querkraftnachweis. Dabei wurde eine Lastverteilung im Schotter von 4:1 und in der Decke von 1:1 angenommen.

4.1.1 ständige Einwirkungen

- | | | |
|----------------------------|-----------------------------|--|
| - Schienen + Schwellen | $g_k = 4 \text{ kN/m}^2$ | |
| - Eigengewicht Schotter | $g_k = 18 \text{ kN/m}^3$ | $d_k = 0.45 \text{ m bis } 0.65 \text{ m}$ |
| - Eigengewicht Gussasphalt | $g_k = 24 \text{ kN/m}^3$ | |
| - Eigengewicht PBD | $g_k = 0.02 \text{ kN/m}^2$ | |
| - Eigengewicht Beton | $g_k = 25 \text{ kN/m}^3$ | |

4.1.2 Einwirkungen aus dem Baugrund





Berechnung Erddrücke (Überprüfung Bestand 25 % Erdrückdruckanteil, umgelagert)

Baugrund: $\phi = 28.8^\circ$; $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$; $k_{ah} = 0.2939$; $k_{oh} = 0.5182$; $k_{ah+} = 0.35$

$$e_{ah+} = h \times \gamma \times k_{ah+} \times \frac{1}{2} = 3.8 \text{ m} \times 19.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \times 0.35 \times \frac{1}{2} = 13 \text{ kN/m}^2$$

(Verdichtungsdruck wird nicht für die Überprüfung berücksichtigt)

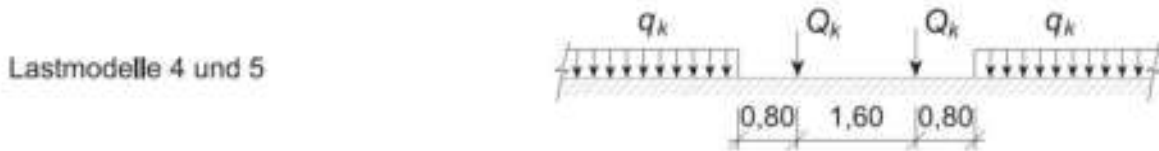
Erddruck aus LM5 (verteilt über 2 m): $e_{a(q)h+} = q \times k_{ah+} = 25 \text{ kN/m}^2 \times 0.35 = 8.8 \text{ kN/m}^2$

Wasserdruck

Bemessungswasserspiegel von **546.80 m ü. M.** wird für die Bemessung nicht berücksichtigt, da das Eigengewicht der Fundamente / Bodenplatten ausreichen, um den Auftrieb zu kompensieren.

4.1.3 Lastmodell 5 SIA 261

Für die vorliegende Berechnung ist das Lastmodell 5 gemäss SIA 261



Beiwerte gemäss SIA 261/1 (v = 65km/h)

- Dynamischer Beiwert längs ϕ_L : $\phi_L = \frac{1.3(4.4+3.0+6.4)}{3} = 5.98$; $\phi_L = 1.39$
- Dynamischer Beiwert quer ϕ_Q : $\phi_Q = 2 \times \phi_L = 2 \times 4.4 \text{ m} = 8.8 \text{ m}$; $\phi_Q = 1.36$
- Beiwert zur Klassierung des Verkehrs α : $\alpha = 1.0$

Tabelle 3: Dynamische Beiwerte $1+\psi$ gemäss SN EN 1991-2, Anhang C, für den Nachweis der Tragsicherheit im Grenzzustand Typ 2 und für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

l_{ψ} [m]	Erlaubte Höchstgeschwindigkeit der Streckenklasse bzw. der Betriebszüge [km/h]														
	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	120	140	160	180	200
1	1,06	1,11	1,17	1,23	1,28	1,34	1,40	1,46	1,48	1,49	1,54	1,60	1,66	1,73	1,80
2	1,06	1,12	1,18	1,24	1,30	1,36	1,42	1,48	1,50	1,51	1,54	1,59	1,65	1,72	1,79
4	1,06	1,12	1,18	1,25	1,31	1,37	1,43	1,49	1,50	1,52	1,54	1,57	1,62	1,69	1,76
6	1,06	1,12	1,18	1,24	1,30	1,36	1,42	1,47	1,48	1,49	1,52	1,54	1,58	1,64	1,72
8	1,05	1,11	1,16	1,22	1,27	1,33	1,38	1,44	1,45	1,46	1,48	1,50	1,53	1,60	1,67
10	1,05	1,10	1,15	1,20	1,24	1,29	1,34	1,39	1,40	1,41	1,43	1,45	1,48	1,55	1,62

Vertikallasten

Lastmodell	q_k	Q_k
5	50 kN/m	160 kN

Anfahr- und Bremskräfte

Lastmodell	l	Q_{Ak}	Q_{Bk}
5	11 m	$Q_{Ak} = 213 \text{ kN}$	$Q_{Bk} = 178 \text{ kN}$

Schlingerkraft

– $Q_{Sk} = 60 \text{ kN}$

Zentrifugalkräfte

$v = 50 \text{ km/h}$

$R = \infty \text{ m}$

Lastmodell	q_{zk}	Q_{zk}
5	0 kN/m	0 kN

Überhöhung

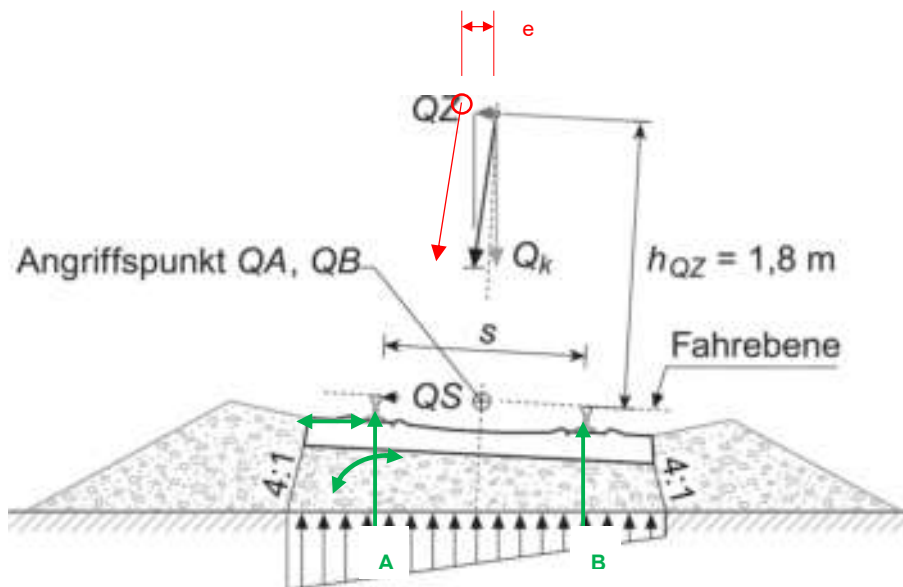
$\ddot{u} = 0 \text{ mm}$

Exzentrizität

$e = 1/18 s = 55.5 \text{ mm}$

→ Somit wird die Schiene A mit 50 % der Einwirkung + 1/18 belastet

- Schiene A = 50 % +/- 5.6 % = 44/56 %
- Schiene B = 50 % +/- 5.6 % = 44/56 %



$$b_{eff} = l_s + \frac{h_s}{4} \times 2 = 2.0 \text{ m} + \frac{0.3 \text{ m}}{4} \times 2 = 2.15 \text{ m}$$

Zusammenstellung der Einwirkungen „Bahn“ pro Schiene

Einwirkung	α	ϕL	A			B		
			V_k	H_k	M_k	V_k	H_k	M_k
LM5	Q_k	1.0	1.39	124/98 kN			98/124 kN	
	q_k	1.0	1.39	30/39 kN/m			39/30 kN/m	
	Q_{Ak}	1.0	1.39		148 kN			148 kN
	Q_{Bk}	1.0	1.39		124 kN			124 kN
	Q_{Sk}	1.0	1.39		84 kN			
	Q_{zk}	1.0	1.46					
	q_{zk}	1.0	1.46					

Tabelle 5: Zusammenstellung Einwirkungen Bahn



Die Brems- und Schlingerkräfte werden bei der Überprüfung nicht berücksichtigt. Die Kräfte werden über das Gleis ausserhalb der PU in den Schotter abgegeben.

Entgleisung

Die Konstruktion wird nicht auf den aussergewöhnlichen Lastfall Entgleisung überprüft.

Temperatur

Temperatur wird nicht berücksichtigt.

Wind

Wind wird nicht berücksichtigt.

Schnee

Schnee wird nicht berücksichtigt.

Erdbeben

Ist nicht massgebend.

4.1.4 Ermüdung

Dynamischer Faktor gemäss SIA 269/1 (v=65 km/h)

- Dynamischer Beiwert längs ϕ_L : $\phi_L = 1.20$ ($L_{\phi,L} = 6.0$ m, $v = 80$ km/h; SIA269/Tab 4)
- Dynamischer Beiwert quer ϕ_Q : $\phi_Q = 1.20$ (analog längs)

Schadensäquivalenzfaktor

Die jeweiligen Schadensäquivalenzfaktoren werden der Norm SIA 261 bzw. SIA 269/1 entnommen.

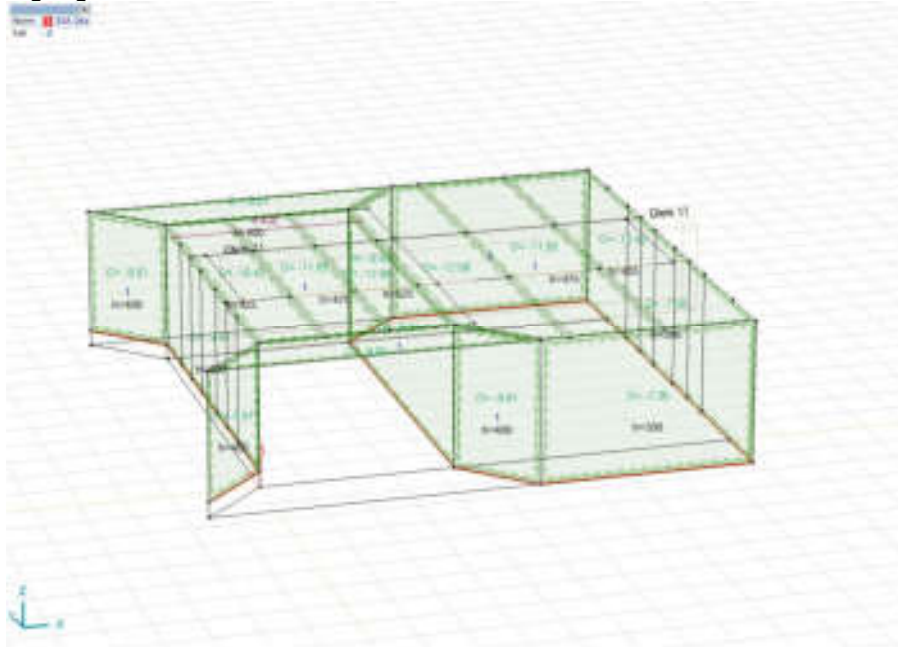
Es werden folgende vereinfachte Annahmen getroffen:

- Einfluss des Verkehrs und in Abhängigkeit der Spannweite (6.0 m) gemäss SIA 261:
 $\lambda_1 = 0.95$ (Mittelwert zwischen LM 4 150 Fhz/d / LM 5 100 Fhz/d)
- Einfluss des künftigen Verkehrsvolumens gemäss SIA 269/1:
 $\lambda_2 = 1.0$
- Einfluss der gesamten Nutzungsdauer (100 Jahre) gemäss SIA 269/1:
 $\lambda_3 = 1.0$
- Einfluss von mehreren Fahrspuren eines Bauwerks gemäss SIA 261:
 $\lambda_4 = 1.0$ (vereinfachte Betrachtung als 1 Fahrspur da die Auswirkungen des Gleis 11 gering bzw. das Gleis 11 nicht genutzt wird.)

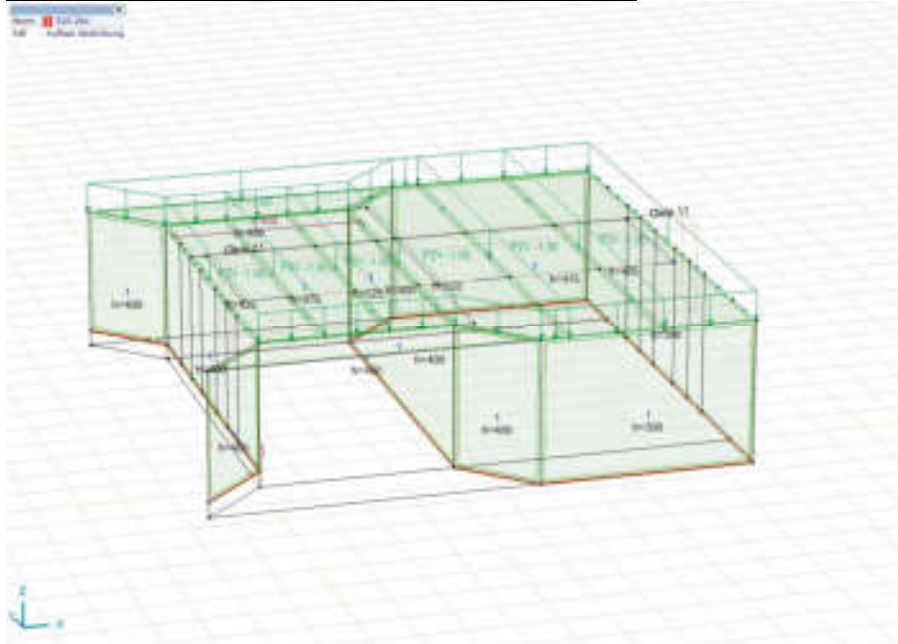
4.1.5 Lastfälle

ständig

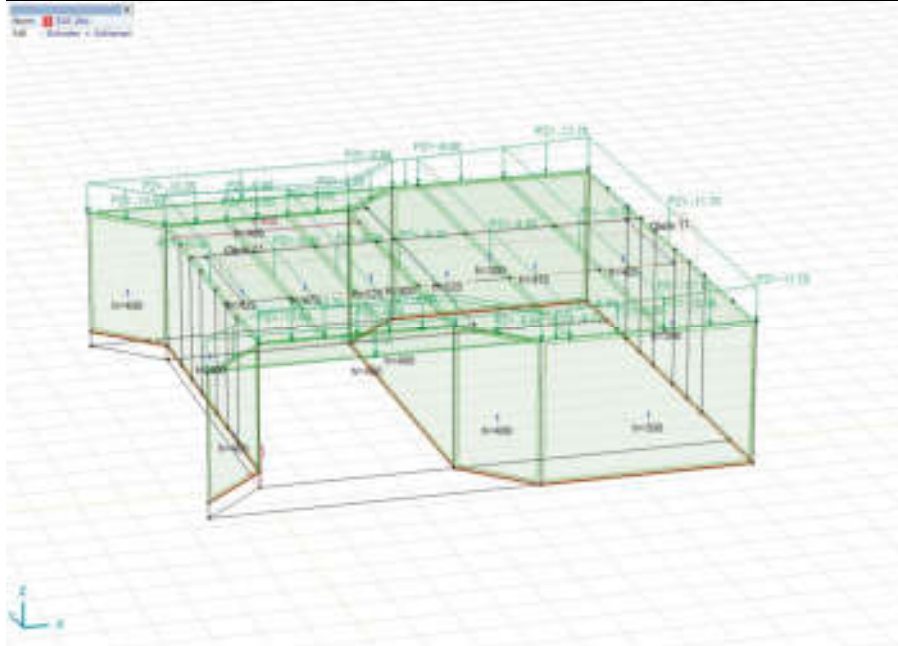
Eigengewicht



Auflast (Abdichtung und Gleis; $q_k = 1.0 \text{ kN/m}^2$ verteilt)

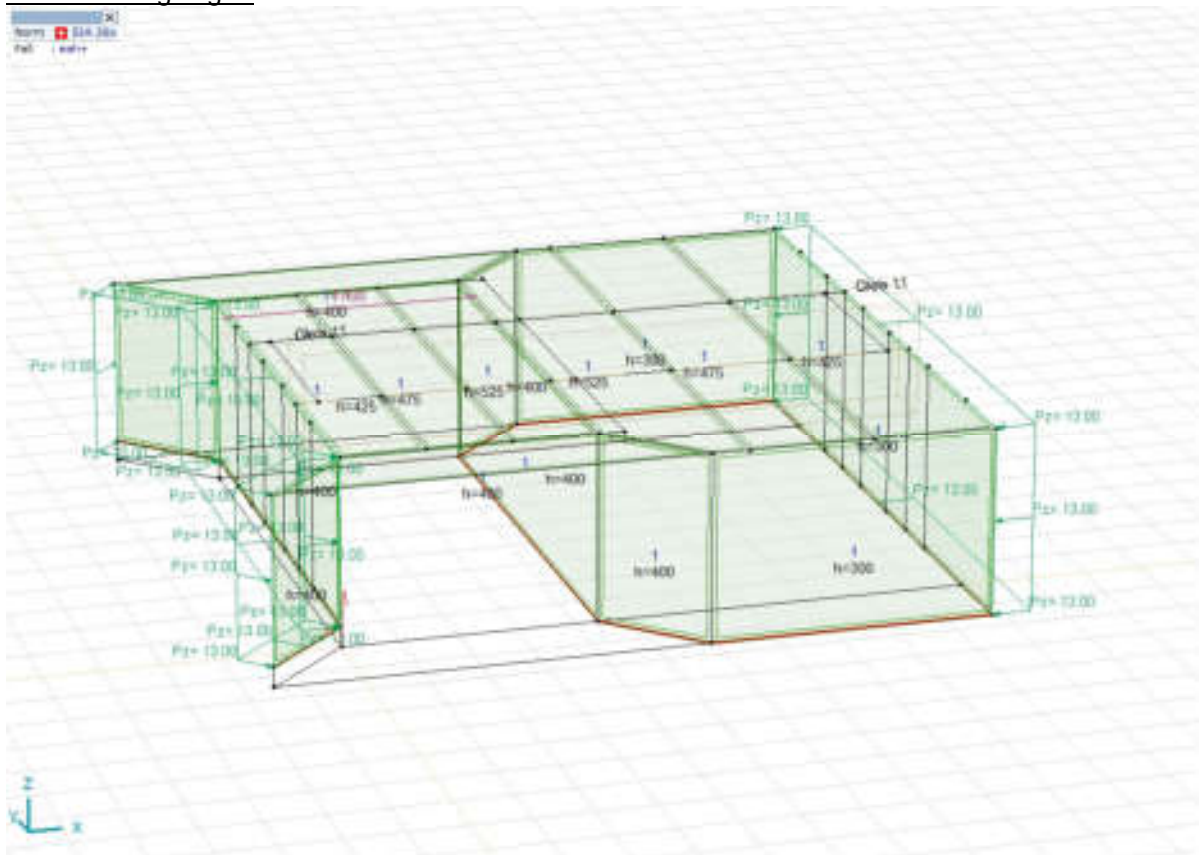


Schotter und Schienen (Schotter 65 cm = 11.7 kN/m²; Schotter 45 cm = 8.1 kN/m²)



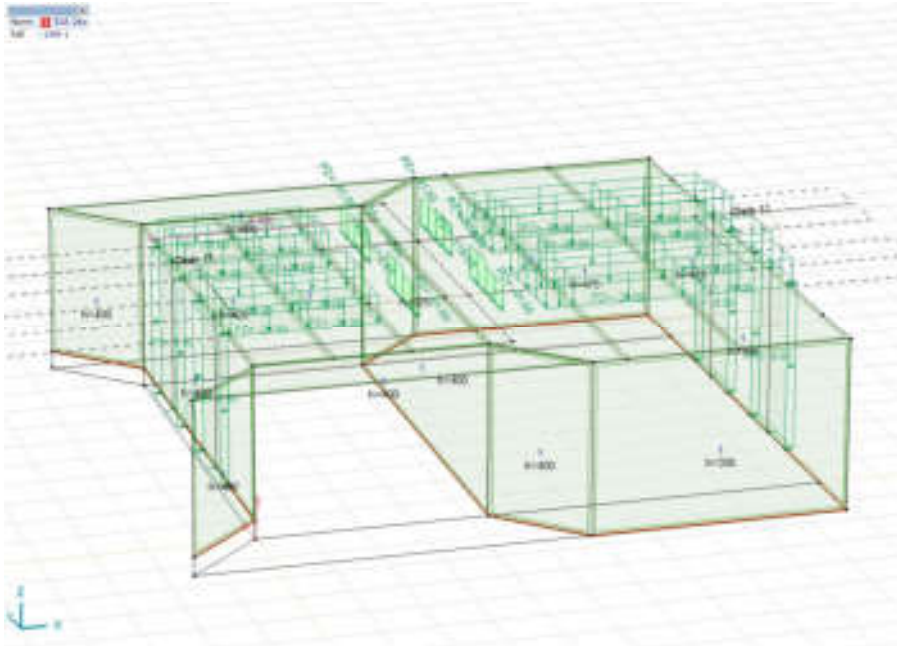
Einwirkungen aus dem Baugrund

Erddruck umgelagert

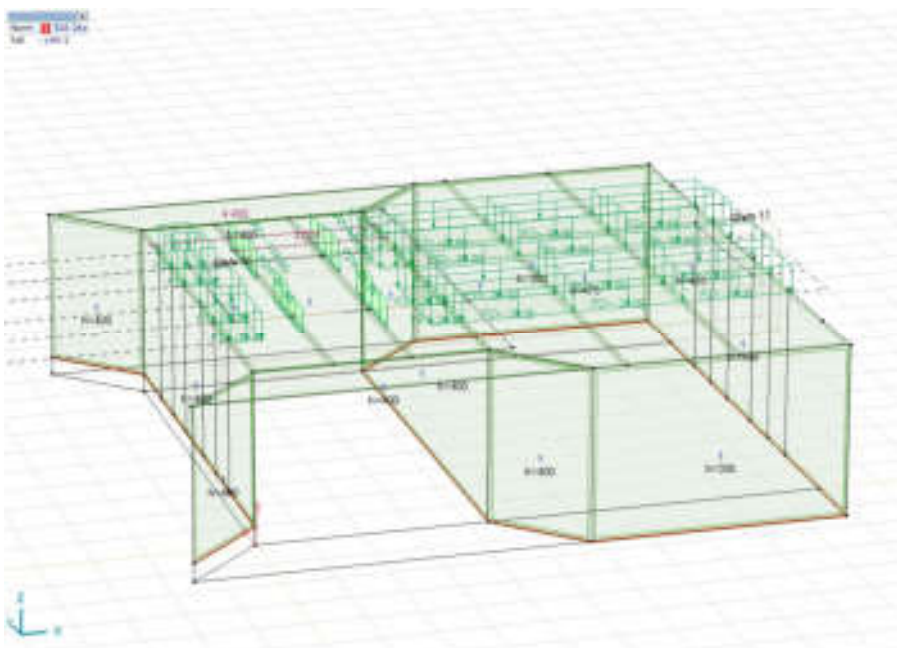


Schmalspurbahn LM 5

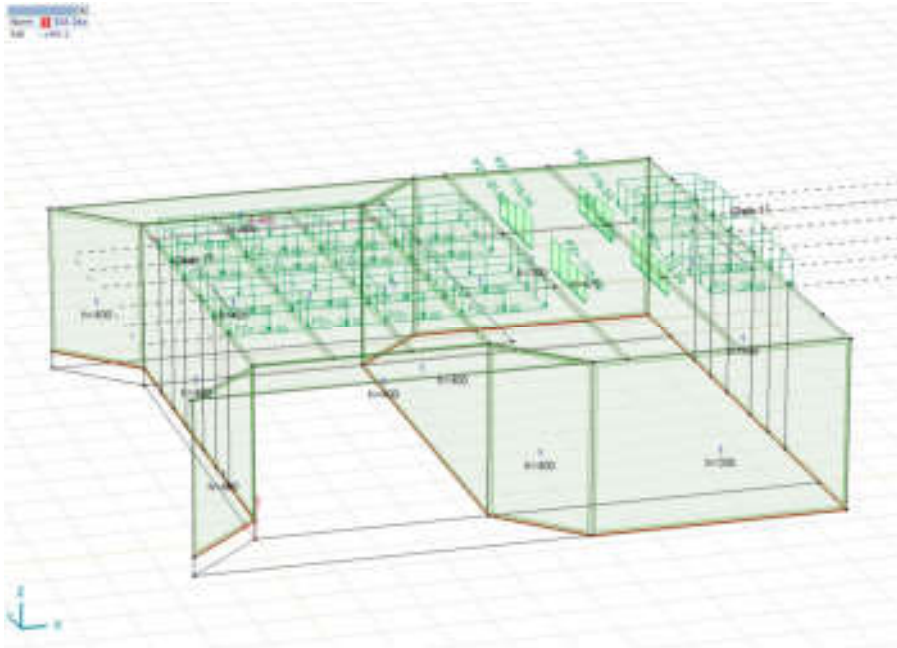
LM 5-1 (Volllast → max. Stützenmoment beim Mittelaufleger)



LM 5-2 (Nur Last auf kurze Spannweite → max. Feldmoment kurze Spannweite)



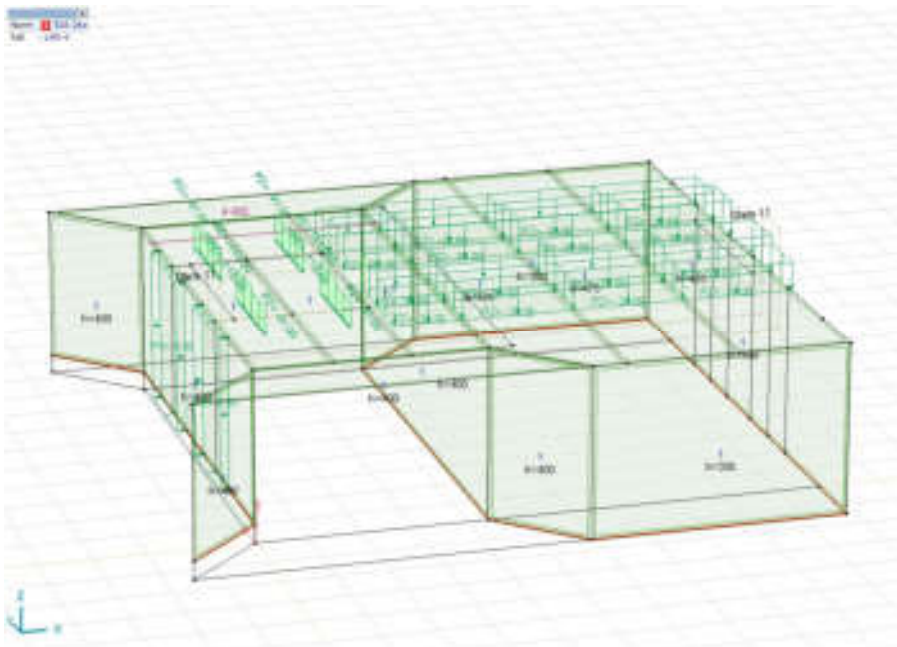
LM 5-3 (Nur Last auf lange Spannweite → max. Feldmoment lange Spannweite)



LM 5-4 (Einzellast bei Auflager PU West → max. Querkraft inkl. Biegung)

$a = \frac{d}{2} + h_D + \frac{b_S}{4} = \frac{0.4m}{2} + 0.4m + \frac{0.4m}{4} = 0.7m$ (massgebende Stellung ohne direkte Krafteinleitung), vgl. Abschnitt 4.1

→ (d = statische Höhe; h_D = Deckenstärke; b_S = Schotterstärke)

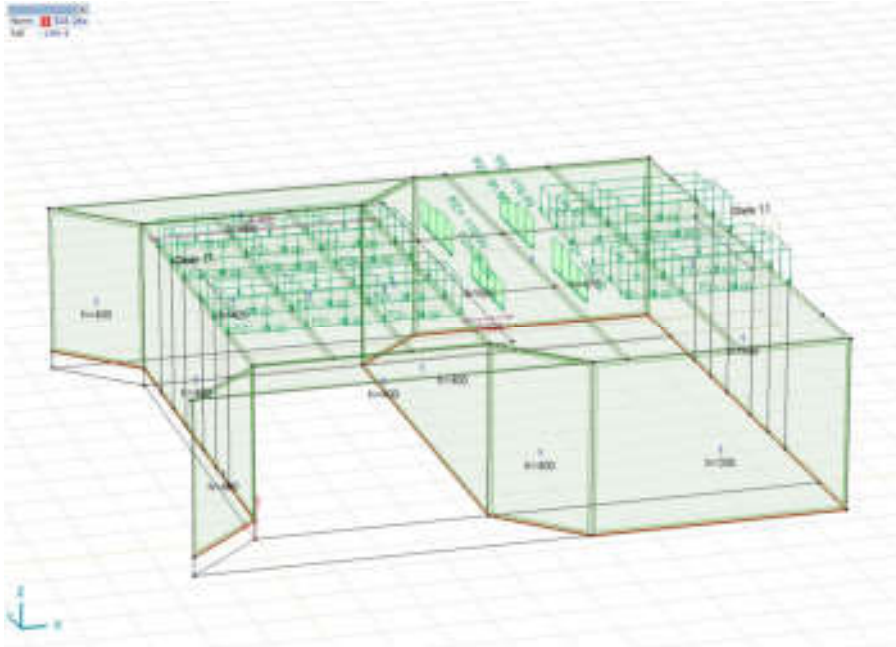


LM 5-5 (Einzellast bei Mittelaufleger Seite Relaisraum → max. Querkraft inkl. Biegung)

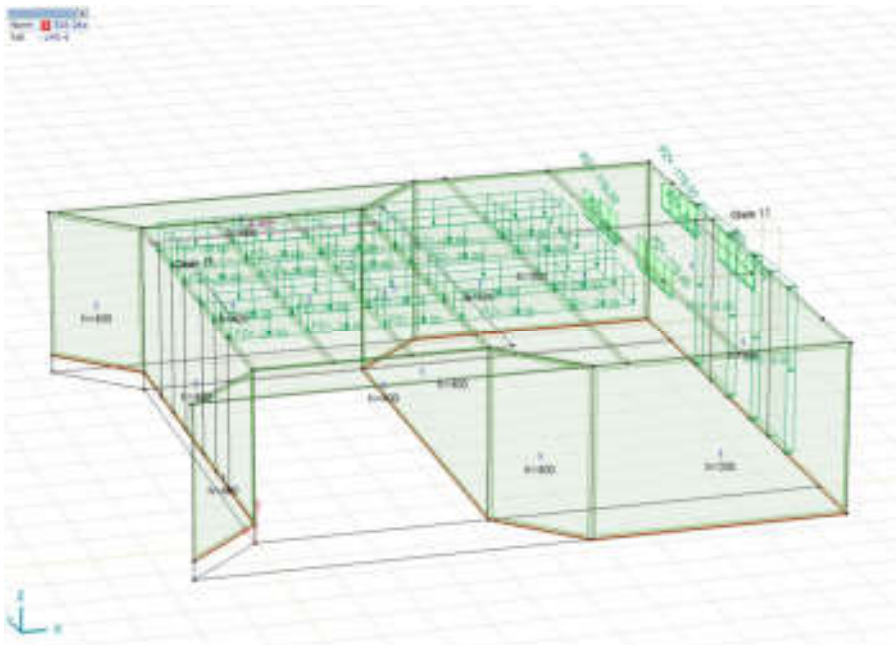
$$a = \frac{d}{2} + h_D + \frac{b_S}{4} = \frac{0.4m}{2} + 0.55m + \frac{0.3m}{4} = 0.825m \text{ (massgebende Stellung ohne direkte Krafteinleitung),}$$

vgl. Abschnitt 4.1.

→ (d = statische Höhe; h_D = Deckenstärke; b_S = Schotterstärke)



LM 5-6 (Einzellast bei Auflager Relaisraum Seite Ost → max. Querkraft inkl. Biegung)



$$a = \frac{d}{2} + h_D + \frac{b_S}{4} = \frac{0.4m}{2} + 0.4m + \frac{0.4m}{4} = 0.7m \text{ (massgebende Stellung ohne direkte Krafteinleitung), vgl.}$$

Abschnitt 4.1.

→ (d = statische Höhe; h_D = Deckenstärke; b_S = Schotterstärke)

4.1.6 Lastfallkombinationen

Automatische Kombination

Lastgruppen (SIA 26x (Schweiz))

	Gruppe	Typ	$\gamma_{G, sup}$	$\gamma_{G, inf}$	ξ	γ	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	Additive
1	ständig	Ständig	1.200	0.800						✓
2	Erddruck	Ständig	1.350	0.700						✓
3	LM5	Veränderlich				1.450	1.000	1.000	0	-

Gruppe: Lastgruppe; Ψ_0, Ψ_1, Ψ_2 : Psi-Faktor; Additive: Gleichzeitig wirkende Lastfälle;

Kombination LM 5-4 bis LM 5-6

Benutzerdefinierte Lastkombinationen aus Lastfällen

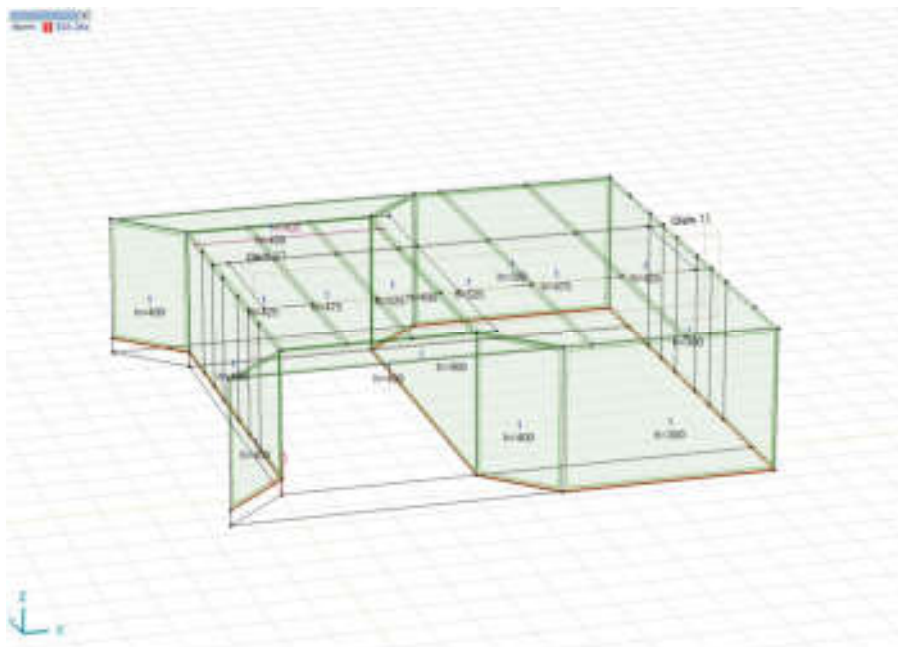
	Name	Typ	G (ständig)	Auflast Abklüftung (ständig)	Schotter + Schienen (ständig)	euh+ (Erddruck)	LM5-1 (LM5)	LM5-2 (LM5)	LM5-3 (LM5)
1	LE LM5-4	ULS	1.20	1.20	1.20	1.35	0	0	0
2	LE LM5-5	ULS	1.20	1.20	1.20	1.35	0	0	0
3	LE LM5-6	ULS	1.20	1.20	1.20	1.35	0	0	0

	LM5-4 (LM5)	LM5-5 (LM5)	LM5-6 (LM5)	Bemerkung
1	1.45	0	0	
2	0	1.45	0	
3	0	0	1.45	

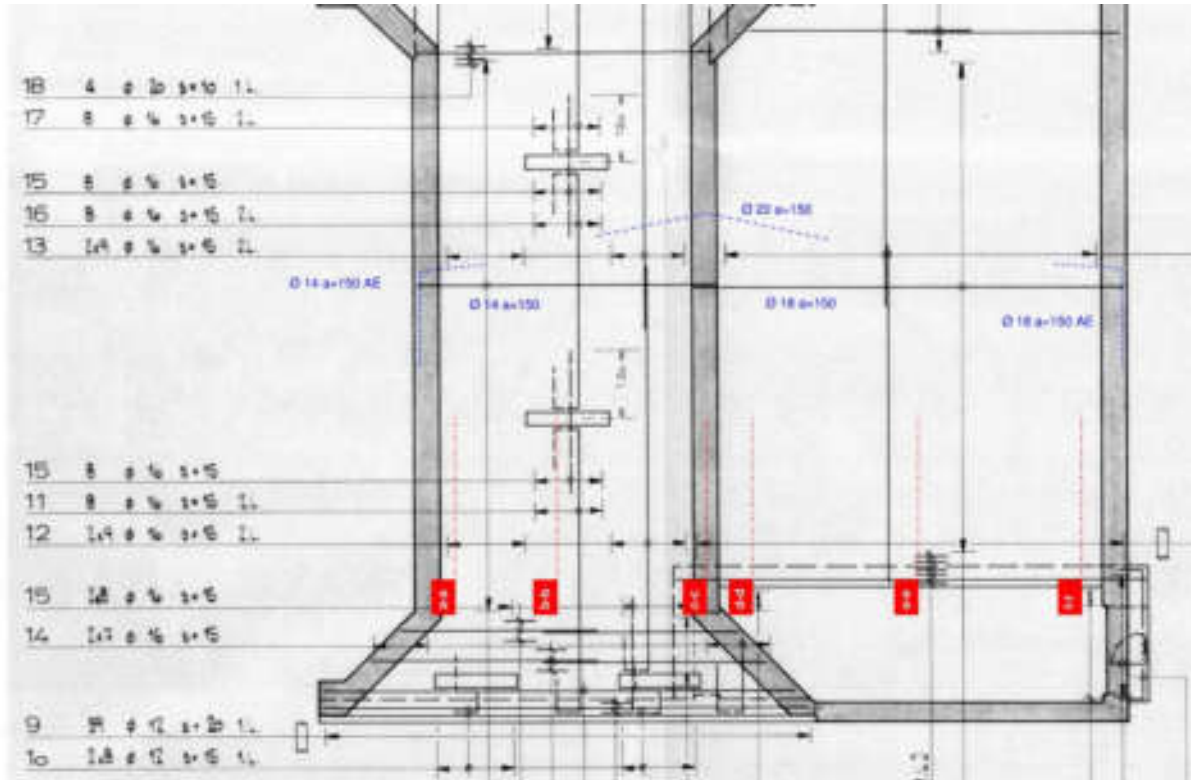
Name: Name der Lastkombination; Typ: Lastkombinationstyp;

G (ständig), Auflast Abklüftung (ständig), Schotter + Schienen (ständig), euh+ (Erddruck), LM5-1 (LM5), LM5-2 (LM5), LM5-3 (LM5), LM5-4 (LM5), LM5-5 (LM5), LM5-6 (LM5); Fkto.

4.1.7 Modell

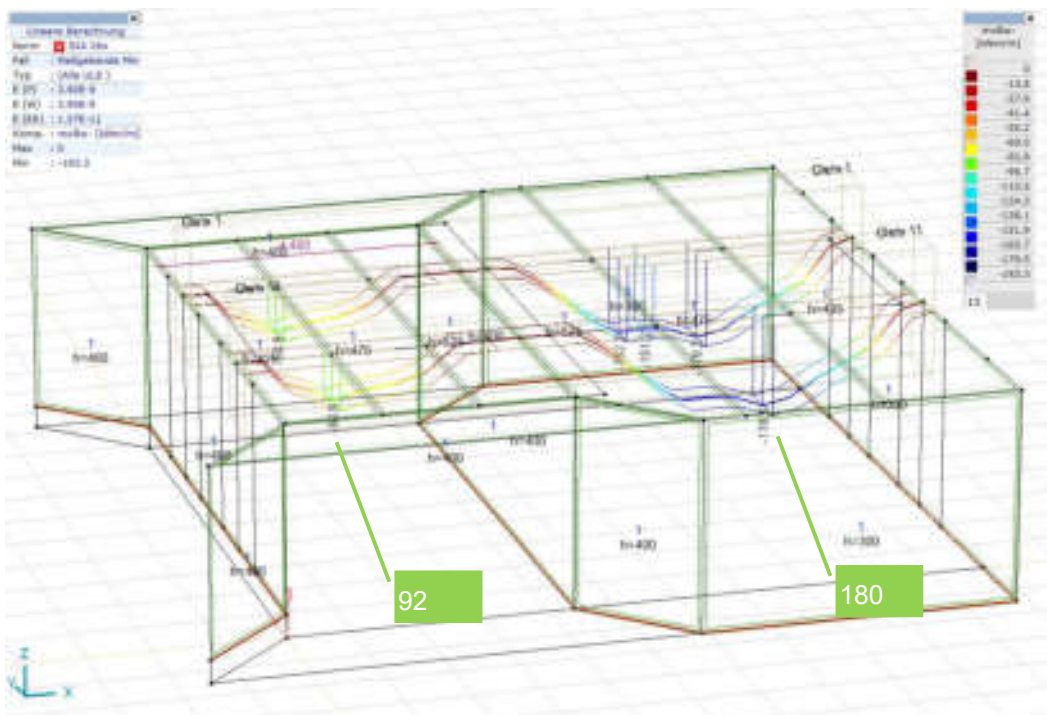


4.2 Überprüfung Tragsicherheit Decke

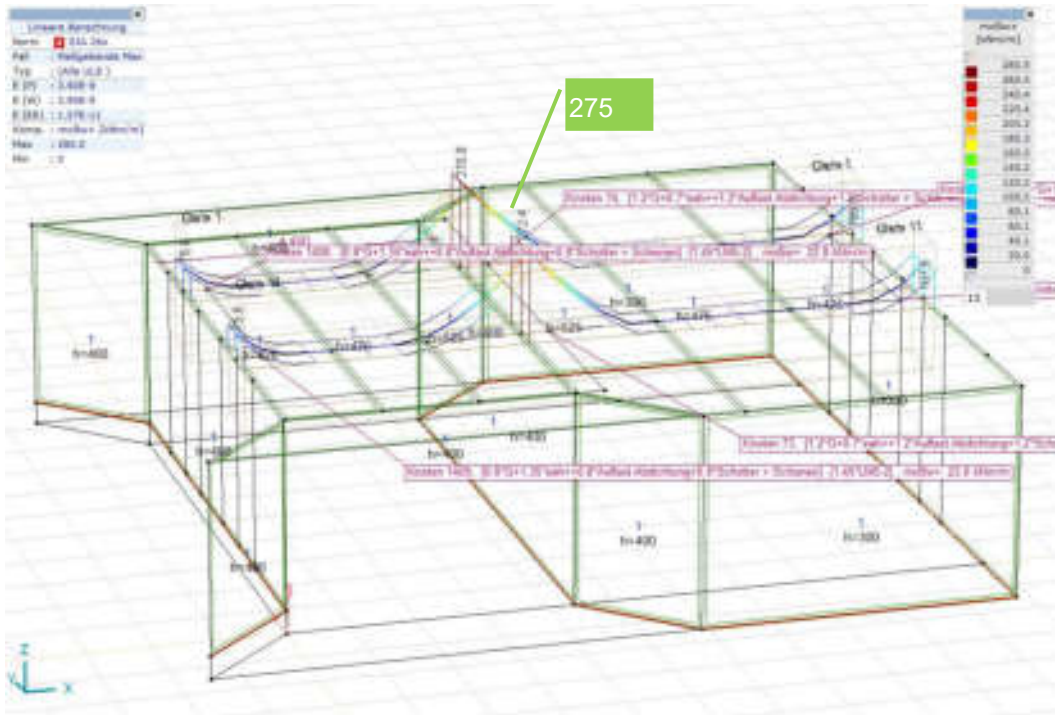


4.2.1 Schnittkräfte

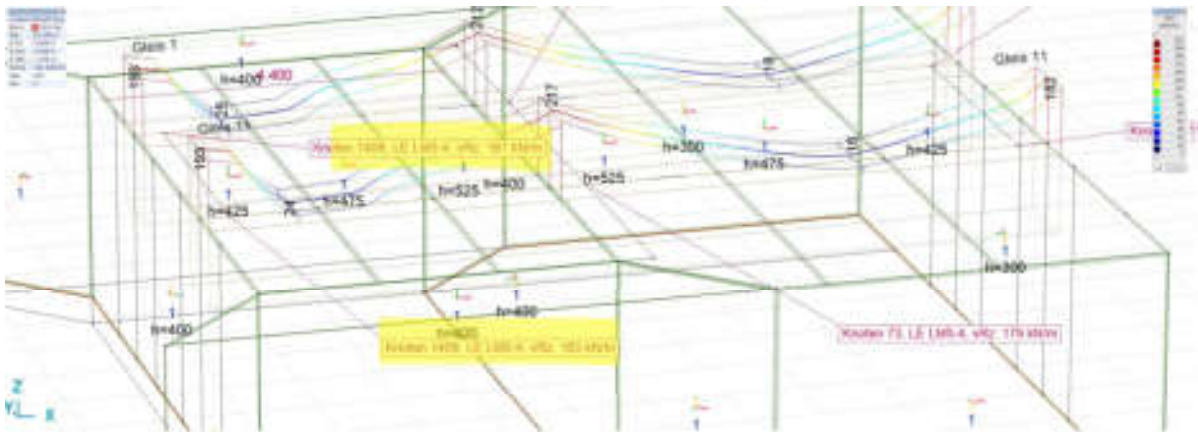
Biegemoment Feldmitte (b-b / e-e)



Biegemoment Auflager (c-c)



Auflager PU West (Querkraft und dazugehöriges Biegemoment); (a-a)

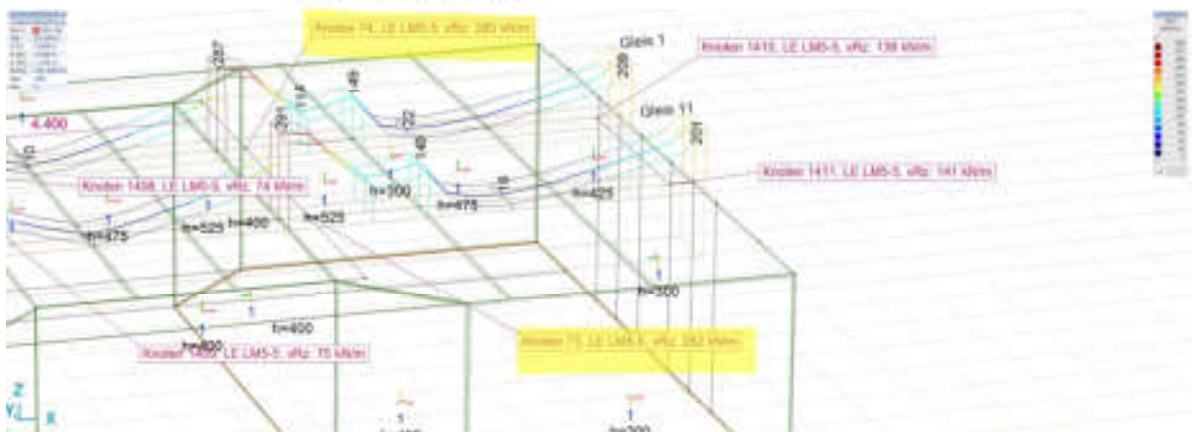


Querkraft bei Auflager West bei $d_v/2$ aufgrund LM5-4



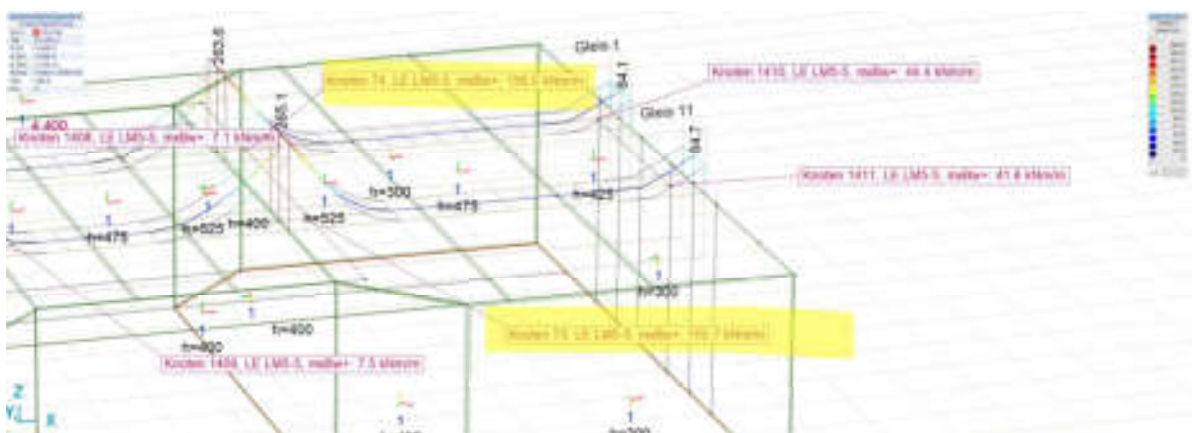
Biegemoment bei Auflager West bei $d_v/2$ aufgrund LM5-4 mit Achslasten mit Abstand $a = 0.7$ m gemäss 4.1.

Auflager Mitte (Querkraft und dazugehöriges Biegemoment); (d-d)



Querkraft bei Auflager Mitte bei $d_v/2$ aufgrund LM5-5

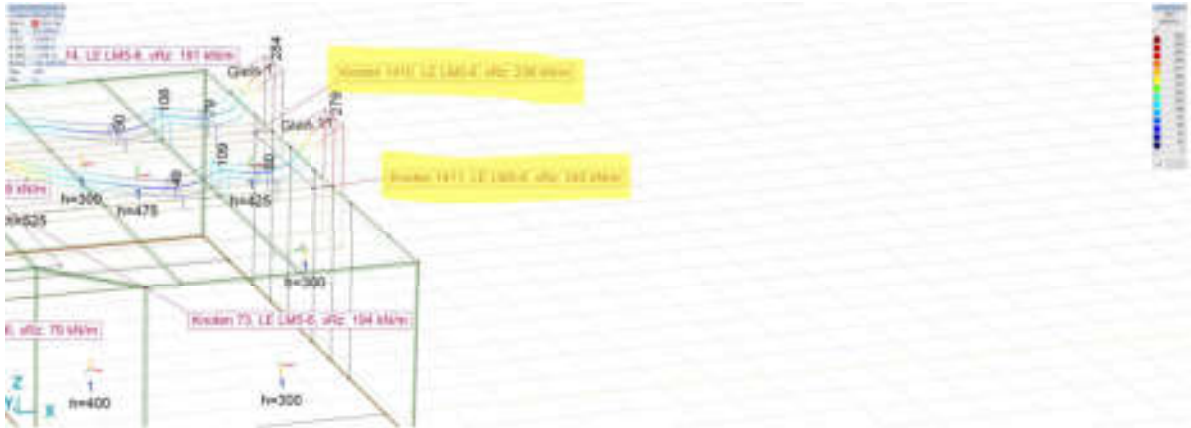
(Kontrolle: $V_d = 87\% \times 115 \text{ kN/m} + 62\%/2 + 115 \text{ kNm/m} \times 1.45 + 1.2 \times (2.7 \times 23.5 \text{ kN/m}^2) = 273 \text{ kN/m}$
Sollte in etwa korrekt sein.



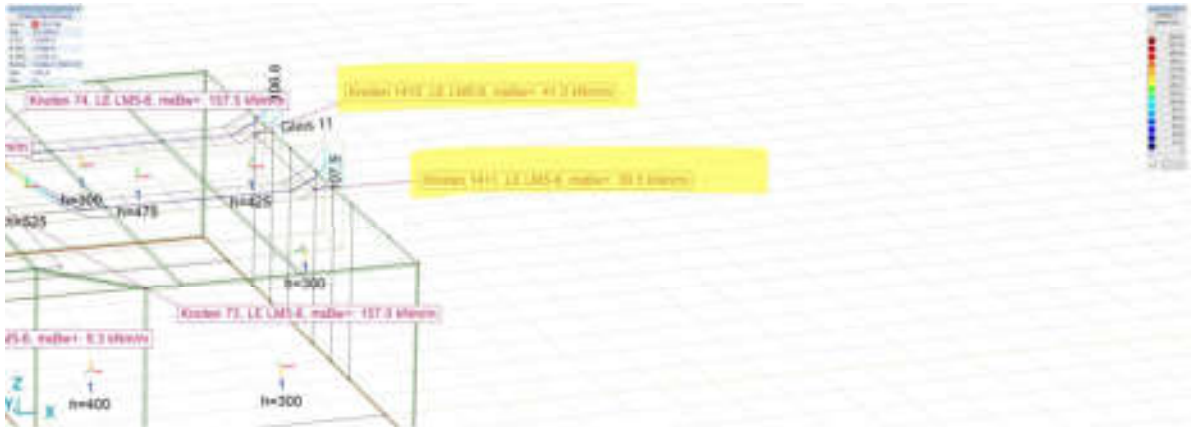
Biegemoment bei Auflager West bei $d_v/2$ aufgrund LM5-5 mit Achslasten mit Abstand $a = 0.825$ m gemäss 4.1.



Auflager PU Ost (Querkraft und dazugehöriges Biegemoment); (f-f)



Querkraft bei Auflager Ost bei $d_v/2$ aufgrund LM5-6



Biegemoment bei Auflager West bei $d_v/2$ aufgrund LM5-6 mit Achslasten mit Abstand $a = 0.70$ m gemäss 4.1.

4.2.2 Nachweis Biege- und Querkraftwiderstand

BRIEGEWIDERSTAND / QUERKRAFTWIDERSTAND SA 4.3.3.2

Beton: C35/25 $f_{ctd} = 14.4 \text{ N/mm}^2$
 Stahl: S500 $f_{ctd} = 0.9 \text{ N/mm}^2$
 $f_{td} = 495 \text{ N/mm}^2$
 $E_s = 200'000 \text{ N/mm}^2$

$k_1 = 0.85$ $\eta_{ctd} = 1.00\%$
 $k_2 = 0.425$ $\eta_{stl} = 0.0\%$

Formeln Biegung: $M_{ed} = k_1 \times x \times b \times f_{ctd} \times (l - x \times k_2) + A_s \times f_{td} \times (l - d')$
 $x = \frac{A_s \times f_{td} - A_s' \times f_{td}}{b \times k_2 \times f_{ctd}}$

Formeln Querkraft: $V_{ed} = b \times k_3 \times d_v \times \tau_{ed}$
 $k_3 = \frac{1}{1 + \alpha_1 \times d \times k_4}$
 $\alpha_1 = \frac{f_{td}}{E_s} \times \frac{m_2}{m_{ed}}$
 $k_4 = \frac{4H}{16 + D_{max}}$

Nachweis	M_{ed}	V_{ed}	d	d_v	l	A_s	A_s'	M_{ed}	Nachweis $M_{ed} \leq M_{Rd}$	V_{ed}	τ_{ed}	k_3	k_4	V_{Rd}	Nachweis $V_{ed} \leq V_{Rd}$	Bemerkung
a-a	20kNm	1'000Nm	410mm	363mm	50mm	1'030mm ²	754mm ²	9.8mm	1464Nm i.O.	123kN/m	0.00029	0.99440	229kN/m i.O.			
b-b	9.5kNm	1'000Nm	470mm	420mm	50mm	1'030mm ²	754mm ²	9.8mm	171kNm i.O.	150kN/m	0.00134	0.67627	250kN/m i.O.			
c-c	275kNm	1'000Nm	550mm	500mm	50mm	2'090mm ²	754mm ²	47.5mm	4264Nm i.O.		0.00137	0.38376	363kN/m i.O.			
d-d	338kNm	1'000Nm	530mm	480mm	50mm	2'090mm ²	754mm ²	47.5mm	4084Nm i.O.	283kN/m	0.00081	0.75985	304kN/m i.O.			
e-e	383kNm	1'000Nm	470mm	420mm	50mm	1'700mm ²	754mm ²	33.0mm	2884Nm i.O.	150kN/m	0.00132	0.64250	217kN/m i.O.			
f-f	42kNm	1'000Nm	410mm	363mm	50mm	1'700mm ²	754mm ²	33.0mm	2454Nm i.O.	240kN/m	0.00038	0.88270	282kN/m i.O.			

4.3 Nachweis Tragsicherheit Wände

Die Schnittkräfte in den Wänden sind sehr klein. Aus diesem Grund wird auf eine detaillierte Überprüfung verzichtet. Zudem konnten die Nachweise der Einspannarmierung in die Decke korrekt geführt werden.

4.4 Nachweis Tragsicherheit Fundation

Es sind keine Anzeichen einer nicht ausreichenden Fundation vorhanden und aus diesem Grund wird diese auch nicht nachgerechnet.

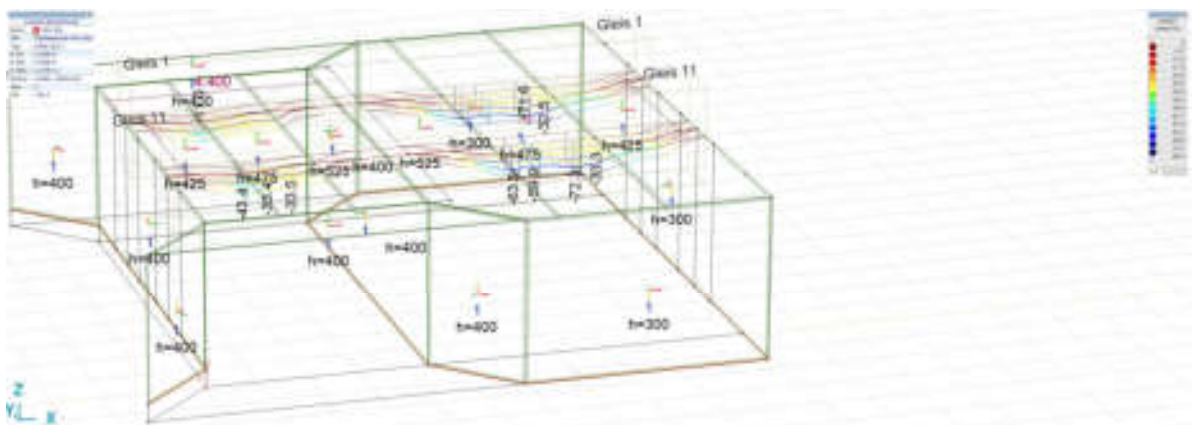
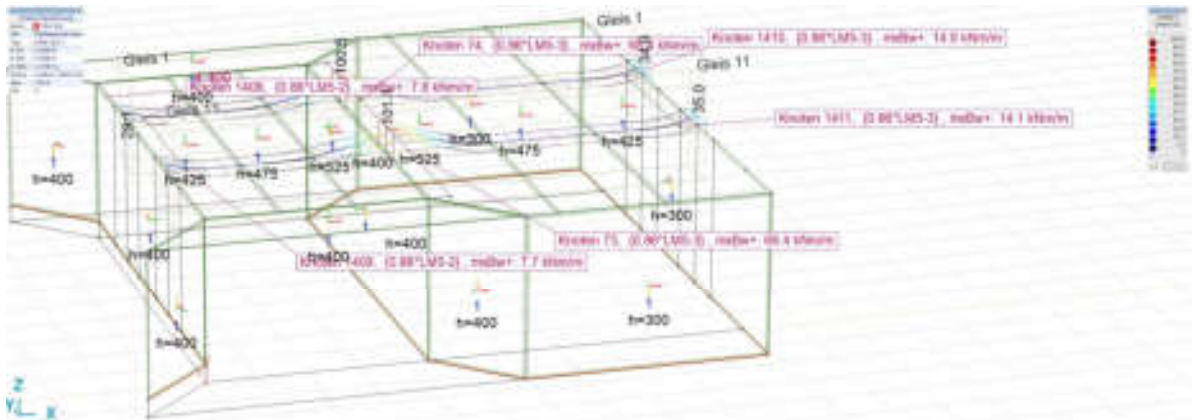
4.5 Überprüfung Ermüdungssicherheit Platte

Vereinfachte Prüfung mittels Schnittkräften aus LM 5 mit einer Reduktion der Leiteinwirkung auf 0.86 was dem Faktor des kleineren dynamischen Beiwerts entspricht.

$$\text{Reduktion} = \frac{\text{Ermüdung } \phi_L}{\text{Typ } 2 \phi_L} = \frac{1.20}{1.39} = 0.86$$

Gruppe	Typ	V _{0,hor}	V _{0,vert}	ε	γ	ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂	Additive
1	LM5				0.860	1.000	1.000	0	

4.5.1 Schnittkräfte



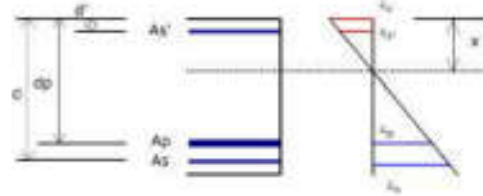


4.5.2 Spannungsnachweise

Feldmitte PU (KG 145)

$M_d = 44 \text{ kNm/m}$

FELDMITTE PU



Geometrie:	Materialien:	E-Modul:
$b = 1'000 \text{ mm}$	Beton B35/25	$E_{ct} = 10.0 \text{ kN/mm}^2$
$h = 475 \text{ mm}$	$f_{ctd} = 14.4 \text{ N/mm}^2$	$E_s = 205 \text{ kN/mm}^2$
$d = 420 \text{ mm}$	Stahl B500B	
$d' = 50 \text{ mm}$	$A_s = 1'030 \text{ mm}^2$	
$d_p = 0 \text{ mm}$	$A_{s'} = 1'030 \text{ mm}^2$	$n = 20.5$
	$f_{sd} = 435 \text{ N/mm}^2$	$x = 104.8 \text{ mm}$
Schnittkräfte:	Vsp. Y1770	$S_y = 0.0$
$M_d = 44 \text{ kNm (ev. + } N_d \times e)$	$A_p = 0 \text{ mm}^2$	$I_y = 0.002545 \text{ m}^4$
$N_d = 0 \text{ kN (zentr.)}$	$f_{sd} = 1'250 \text{ N/mm}^2$	

Spannungen infolge M_d :

$\epsilon_{cd} = -0.02\%$	$\sigma_{cd} = -1.81 \text{ N/mm}^2$	$M_{add} = 7 \text{ kNm}$
$\epsilon_{sd}' = -0.01\%$	$\sigma_{sd}' = -19.44 \text{ N/mm}^2$	$M_{y,hd} = 1 \text{ kNm}$
$\epsilon_{sd} = 0.05\%$	$\sigma_{sd} = 111.70 \text{ N/mm}^2$	$M_{hd} = 36 \text{ kNm}$
		44 kNm

Nachweis:

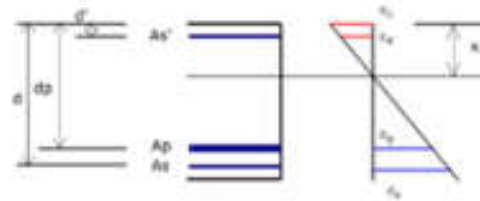
$$\Delta\sigma_{ed} = \lambda \times \Delta\sigma_{sd}(Q_{fat}) = \frac{0.95 \times 112 \text{ N}}{\text{mm}^2} = 106 \text{ N/mm}^2 \leq 145 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = \Delta\sigma_{sd,fat} \rightarrow i. O.$$



Feldmitte Relaisraum (KG145)

$M_d = 73 \text{ kNm/m}$

FELDMITTE RELAISRAUM



Geometrie:	Materialien:	E-Moduli
b = 1'000 mm	Beton 835/25	$E_{ct} = 10.0 \text{ kN/mm}^2$
h = 475 mm	$f_{ct} = 14.4 \text{ N/mm}^2$	$E_s = 205 \text{ kN/mm}^2$
d = 420 mm	Stahl B500B	
d' = 50 mm	$A_s = 1'700 \text{ mm}^2$	
$d_p = 0 \text{ mm}$	$A_p = 1'030 \text{ mm}^2$	
	$f_{sd} = 435 \text{ N/mm}^2$	n = 20.5
Schnittkräfte:	Vsp. Y1770	x = 129.8 mm
$M_d = 73 \text{ kNm}$ (ev. + $N_d \times e$)	$A_p = 0 \text{ mm}^2$	$S_y = 0.0$
$N_d = 0 \text{ kN}$ (zentr.)	$f_{sd} = 1'250 \text{ N/mm}^2$	$I_y = 0.003798 \text{ m}^4$

Spannungen infolge M_d :

$\epsilon_{ct} = -0.02\%$	$\sigma_{ct} = -2.50 \text{ N/mm}^2$	$M_{Rct} = 14 \text{ kNm}$
$\epsilon_{sd}' = -0.02\%$	$\sigma_{sd}' = -31.45 \text{ N/mm}^2$	$M_{Rsd} = 3 \text{ kNm}$
$\epsilon_{sd} = 0.06\%$	$\sigma_{sd} = 114.33 \text{ N/mm}^2$	$M_{Rsd} = 56 \text{ kNm}$
		73 kNm

Nachweis:

$$\Delta\sigma_{ed} = \lambda \times \Delta\sigma_{sd}(Q_{fat}) = \frac{0.95 \times 115 \text{ N}}{\text{mm}^2} = 109 \text{ N/mm}^2 \leq 145 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = \Delta\sigma_{sd,fat} \rightarrow i. O.$$

Auflager West

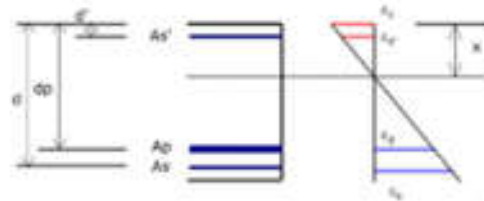
$M_d = -29 \text{ kNm/m} \rightarrow$ Auflager Ost massgebend



Auflager Mitte

$M_d = -102 \text{ kNm/m}$

AUFLAGER MITTE



Geometrie:	Materialien:	E-Moduli
b = 1'000 mm	Beton B35/25	$E_{ct} = 10.0 \text{ kN/mm}^2$
h = 550 mm	$f_{ctd} = 14.4 \text{ N/mm}^2$	$E_s = 205 \text{ kN/mm}^2$
d = 500 mm	Stahl B500B	
d' = 50 mm	$A_s = 2'090 \text{ mm}^2$	
d _p = 0 mm	$A_{s'} = 1'030 \text{ mm}^2$	
	$f_{sd} = 435 \text{ N/mm}^2$	n = 20.5
	Vsp. Y1770	x = 157.5 mm
	$A_p = 0 \text{ mm}^2$	$S_y = 0.0$
	$f_{yd} = 1'250 \text{ N/mm}^2$	$I_y = 0.006572 \text{ m}^4$
Schnittkräfte:		
$M_d = 102 \text{ kNm}$ (ev. + $N_d \times e$)		
$N_d = 0 \text{ kN}$ (zentr.)		

Spannungen infolge M_d :

$\epsilon_{c,d} = -0.02\%$	$\sigma_{c,d} = -2.44 \text{ N/mm}^2$	$M_{s,d} = 20 \text{ kNm}$
$\epsilon_{s,d} = -0.02\%$	$\sigma_{s,d} = -34.20 \text{ N/mm}^2$	$M_{p,d} = 4 \text{ kNm}$
$\epsilon_{p,d} = 0.05\%$	$\sigma_{p,d} = 108.97 \text{ N/mm}^2$	$M_{a,d} = 78 \text{ kNm}$
		102 kNm

Nachweis:

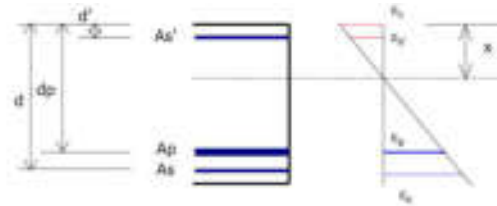
$$\Delta\sigma_{ed} = \lambda \times \Delta\sigma_{sd}(Q_{fat}) = \frac{0.95 \times 109 \text{ N}}{\text{mm}^2} = 104 \text{ N/mm}^2 \leq 145 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = \Delta\sigma_{sd,fat} \rightarrow i. O.$$



Auflager Ost (KG 0.35+0.026x210/14mm x 145= 107; Annahme D1 abgebogen)

$M_d = -35 \text{ kNm/m}$

AUFLAGER OST



Geometrie:		Materialien:		E-Moduli	
b =	1'000 mm	Beton	B35/25	E_{cm} =	10.0 kN/mm ²
h =	450 mm	f_{ctd} =	14.4 N/mm ²	E_s =	205 kN/mm ²
d =	400 mm	Stahl	B500B		
d' =	50 mm	A_s =	1'030 mm ²	n =	20.5
d _p =	0 mm	$A_{s'}$ =	1'030 mm ²	x =	101.9 mm
		f_{sd} =	435 N/mm ²	S_I =	0.0
Schnittkräfte:		V _{sp}	Y1770	I_y =	0.002286 m ⁴
M_d =	35 kNm (ev. + $N_d \times e$)	A_p =	0 mm ²		
N_d =	0 kN (zentr.)	f_{pd} =	1'250 N/mm ²		

Spannungen infolge M_d :

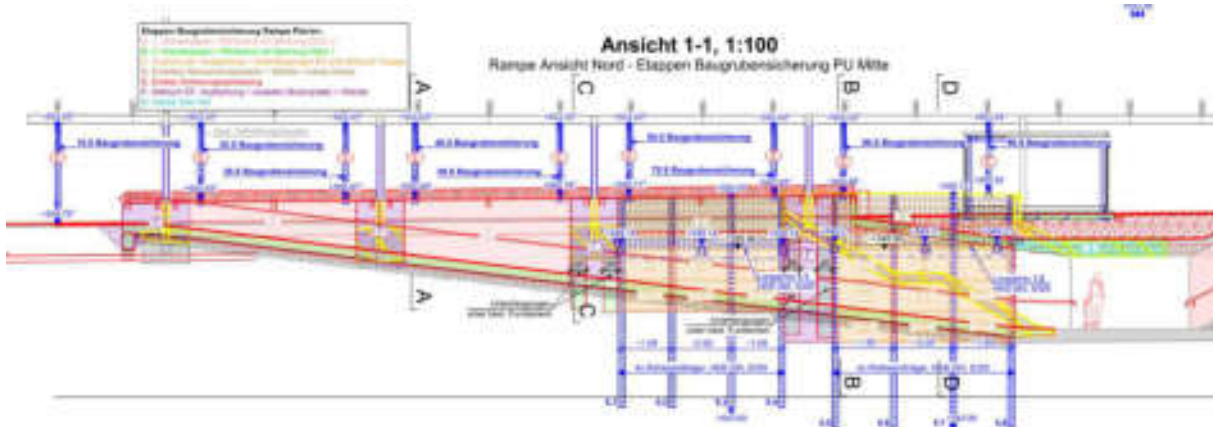
ϵ_{cd} =	-0.02%	σ_{cd} =	-1.56 N/mm ²	M_{koc} =	5 kNm
ϵ_{sd}' =	-0.01%	σ_{sd}' =	-16.30 N/mm ²	$M_{s,Std}$ =	1 kNm
ϵ_{sd} =	0.05%	σ_{sd} =	93.55 N/mm ²	M_{Std} =	29 kNm
					<u>35 kNm</u>

Nachweis:

$$\Delta\sigma_{ed} = \lambda \times \Delta\sigma_{sd}(Q_{fat}) = \frac{0.95 \times 94 \text{ N}}{\text{mm}^2} = 89 \text{ N/mm}^2 \leq 107 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} = \Delta\sigma_{sd,fat} \rightarrow i. O.$$

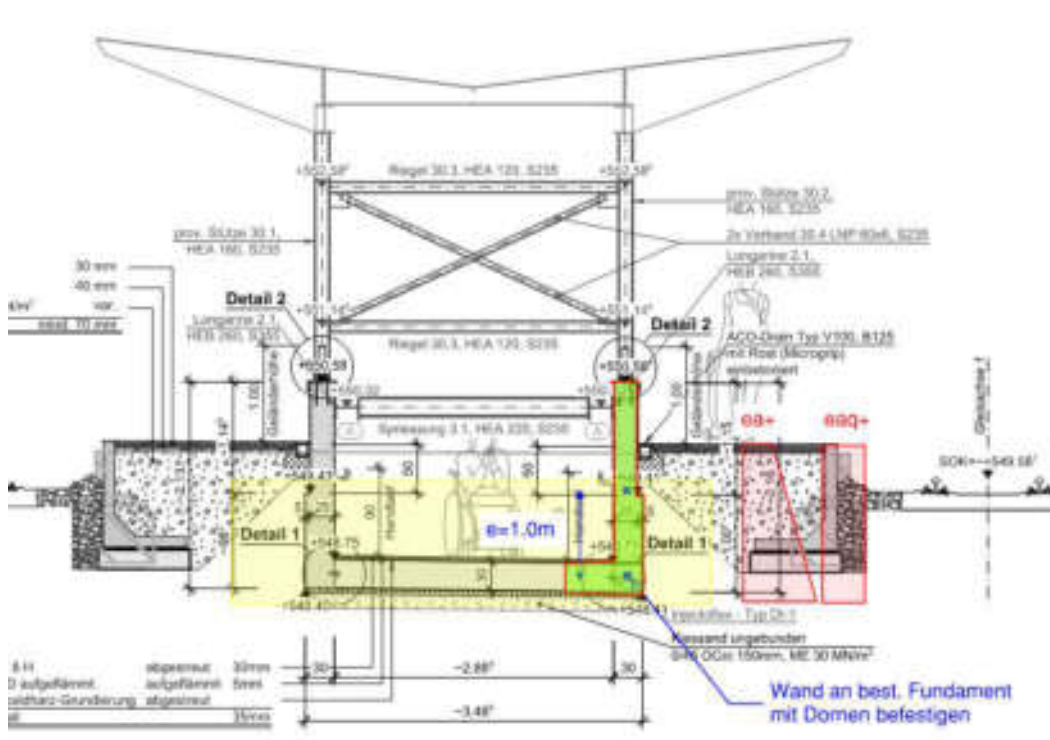
5 Bauablauf und Rühlwand Rampe Perron

5.1 Beschrieb Bauablauf



- A. Abbruch und Aushub Bei Gleis 2
Bohrung der Rühlwandträger entlang Gleis 2
Erstellen der Betonwände / Bodenplatte zwischen den Stützen entlang Gleis 2 (bis -1.5 m OKT)
Versetzen Winkелеlemente und Auffüllen bis UK-Belag
- B. Abbruch und Aushub Bei Gleis 1
Bohrung der Rühlwandträger entlang Gleis 1
Erstellen der Betonwände / Bodenplatte zwischen den Stützen entlang Gleis 1 (bis -1.5 m OKT)
- C. Abbruch Treppe und Decke
Aushub inkl. Ausfachungen, Unterfangungen und Einbau Spriessung
- D. Erstellen Bodenplatte, Wände und partielle Decke
- E. Umspriessen Dachkonstruktion auf temporäre Stützen
Ausbau bestehende Stützen wo nötig
Anpassen Stützen inkl. Korrosionsschutz im Werk
- F. Aushub und Baugrubensicherung im Bereich der ausgebauten Dachstützen
Erstellen Bodenplatte und Wände im Bereich der ausgebauten Stützen
- G. Abbruch Oblicht bei PU (Sperrung)
Deckenergänzung bei PU

5.2 Bauzustand «freie Wand»



Die Wände werden im Bauzustand seitlich in die bestehenden Fundamente befestigt, um ein Gleiten und Kippen zu verhindern. Dazu werden Dorne Typ Cret 10 verbaut.

5.2.1 Einwirkungen

Berechnung Erddrücke (Temporär 25 % Erdruhedruckanteil, nicht umgelagert, min. Erddruck = 5.0)

Baugrund: $\phi = 28.8^\circ$; $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$; $k_{ah} = 0.2939$; $k_{0h} = 0.5182$; $k_{ah+} = 0.35$

$$e_{ah+} = h \times \gamma \times k_{ah+} \times \frac{1}{2} = 2.0 \text{ m} \times 19.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \times 0.35 \times \frac{1}{2} = 7 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \rightarrow \text{Wähle Rechteck } 10 \text{ kN/m}^2$$

Erddruck aus Nutzlast:

$$e_{a(q)h+} = q \times k_{ah+} = 5 \text{ kN/m}^2 \times 0.35 = 2.0 \text{ kN/m}^2$$

5.2.2 Schnittkräfte

Spannweite Fundament zu Fundament = 5.6 m

$$V_d = \frac{(e_{ah+} \times \gamma_G + e_{a(q)h+} \times \gamma_Q) \times h \times l}{2} = \frac{(10 \times 1.35 + 2 \times 1.5) \times 2.0 \times 5.6}{2} = 92.4 \text{ kN}$$

$$M_d = \frac{(e_{ah+} \times \gamma_G + e_{a(q)h+} \times \gamma_Q) \times h \times l^2}{8} = \frac{(10 \times 1.35 + 2 \times 1.5) \times 2.0 \times 5.6^2}{8} = 129 \text{ kNm}$$

5.2.3 Biegung

$$A_s = \frac{M_d}{0.85 \times d \times f_{sd}} = \frac{129'000'000}{0.85 \times 190 \times 435} = 1836 \text{ mm}^2 \rightarrow \emptyset 14a = 150 \text{ über } 2 \text{ m i. O.}$$



5.2.4 Bemessung Dorne

Cret 10 in Fundament gebohrt und keine massgebenden Randabstände; $e_{max} = 10 \text{ mm}$

100 % der Last geht ausschliesslich über die obere Dornlage; wähle 3 Stück

$$V_{Rd} = 3 \times 33 \text{ kN} = 99 \text{ kN} \geq V_d = 93 \text{ kN} \rightarrow i. O.$$

h = 250 mm

e	33.0	204	174	150	34.6	198	170	150
e = 10 mm	33.0	204	174	150	34.6	198	170	150
e = 15 mm	31.1	192	165	150	32.4	186	159	150
e = 20 mm	29.3	181	156	150	30.5	175	150	150
e = 25 mm	27.6	170	150	150	28.6	164	150	150
e = 30 mm	26.0	161	150	150	26.9	155	150	150
e = 35 mm	24.6	152	150	150	25.4	150	150	150
e = 40 mm	23.3	150	150	150	24.0	150	150	150
e = 45 mm	22.0	150	150	150	22.6	150	150	150
e = 50 mm	20.9	150	150	150	21.4	150	150	150

5.2.5 Gebrauchstauglichkeit

Wird nicht nachgewiesen, da die Konstruktion mit einem Fundamentwinkel geplant wird, siehe vorne.

5.3 Baugrubensicherung

5.3.1 Grundlagen

BEWERTE UND PARAMETER

Widerstandsbeiwerte (1)

Name	GZ TS 1 []	GZ TS 2 []	GZ TS 2a []	GZ TS 3 []	GZ G []	global []
Erdwiderstand geschlossene Wand		1.40			1.00	1.50
Erdwiderstand offene Wand		1.40			1.00	2.00
Biegesteifigkeit EI		1.10			1.00	1.00
Bettungsmodell k _{sp}		1.50			1.00	1.50

Berechnungsparameter (1)

Name	GZ TS 1	GZ TS 2	GZ TS 2a	GZ TS 3	GZ G	global	
Erdruhrdruckanteil α		0.250			1.000	0	-
minimaler Erdrdruck		5.000			0	0	kN/m ³
Erdrdruckumlagerungsfaktor						1.300	-
hydraulischer Grundbruch $\gamma_{s,hd}$	0.900						-
hydraulischer Grundbruch $\gamma_{s,ve}$	1.400						-
hydraulischer Grundbruch $\gamma_{s,gr}$						2.000	-
Modellbeiwert horizontales Gleichgewicht		1.500			1.500	1.500	-
Schnittkraftvergrösserungsfaktor γ_s						1.500	-
Faktor innere Pfahltragfähigkeit β		0.900				0.800	-

Berechnungsoptionen (1)

Name	GZ TS 1	GZ TS 2	GZ TS 2a	GZ TS 3	GZ G	global
aktive Wandreibung		Ja			Ja	Ja
passive Wandreibung		Ja			Ja	Ja



5.4 Rühlwand (Träger gekoppelt aufgrund Höhe); Schnitt D-D; Wähle S355 (Reserve)

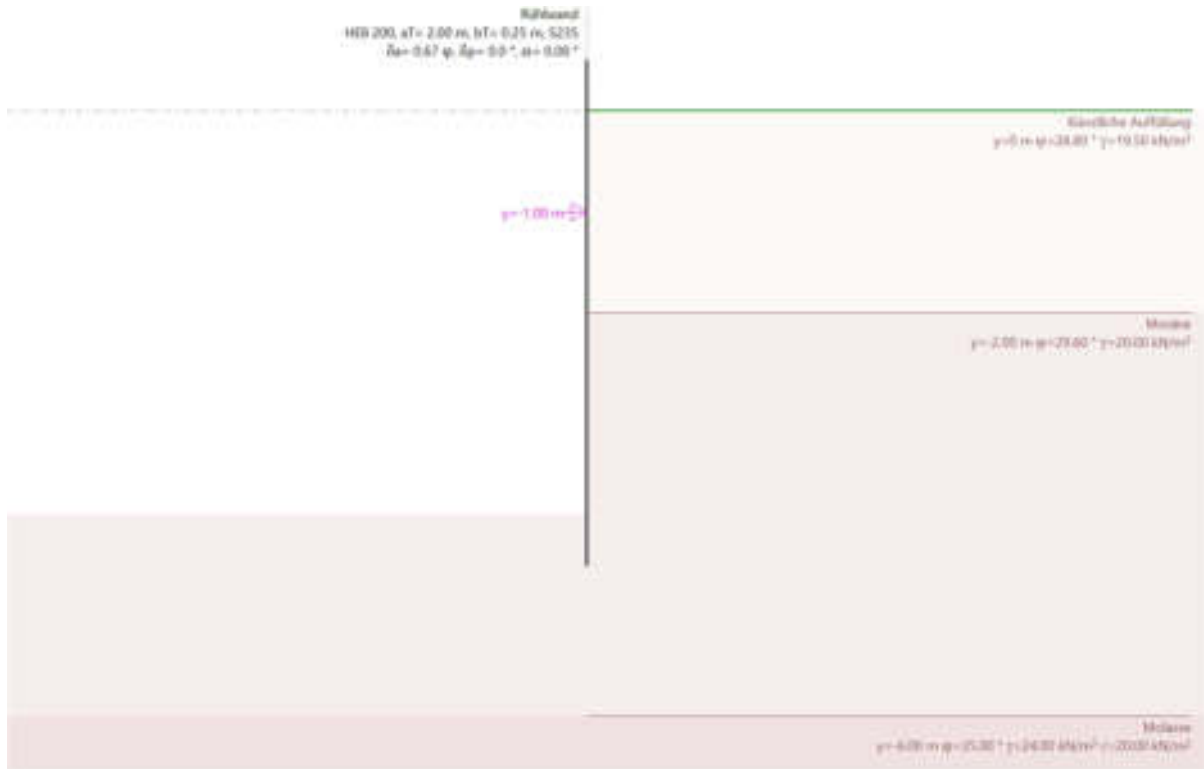


Abbildung 1: Baugrundmodell

Baugrundmodell Etappe 1: Endzustand

Maßb. 1 : 125.0

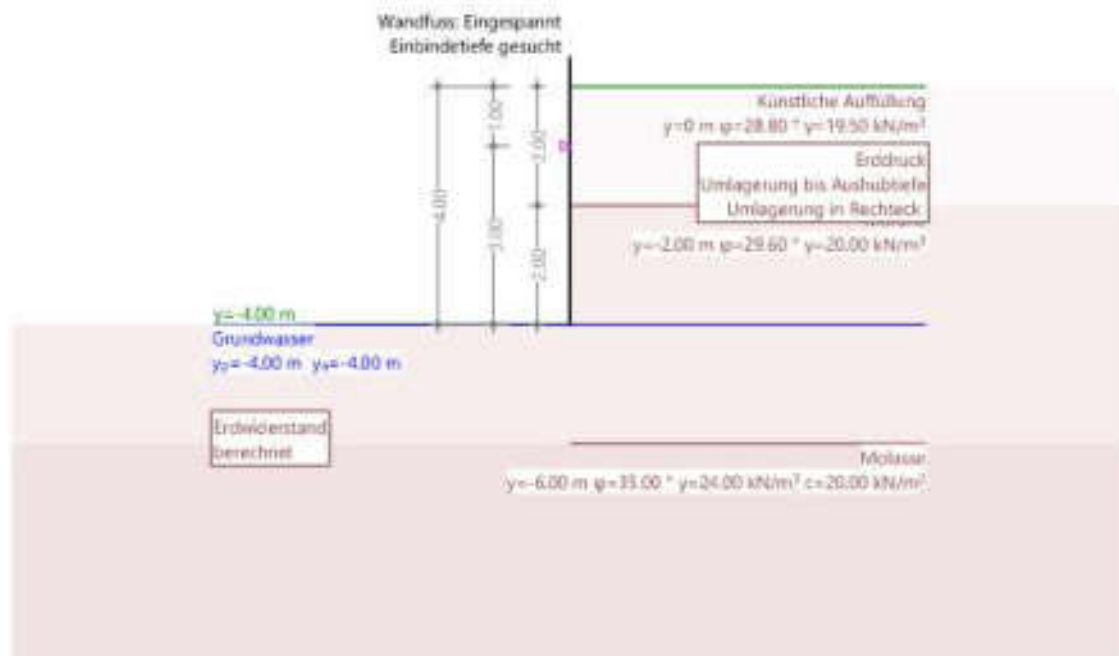


Abbildung 2: Baugrube Endzustand

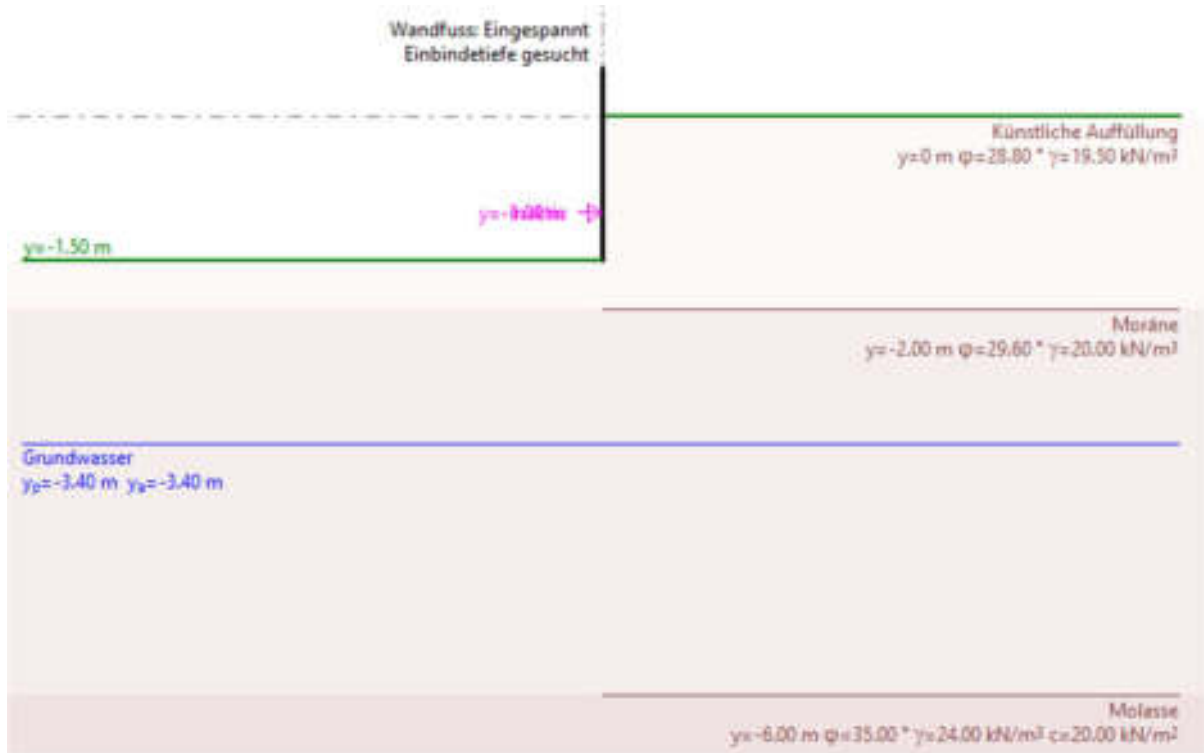


Abbildung 3: Baugrube vor Einbau erster Spriesslage



Abbildung 4: Einwirkungen: Auflast Perron (+50 cm Erdauflast)

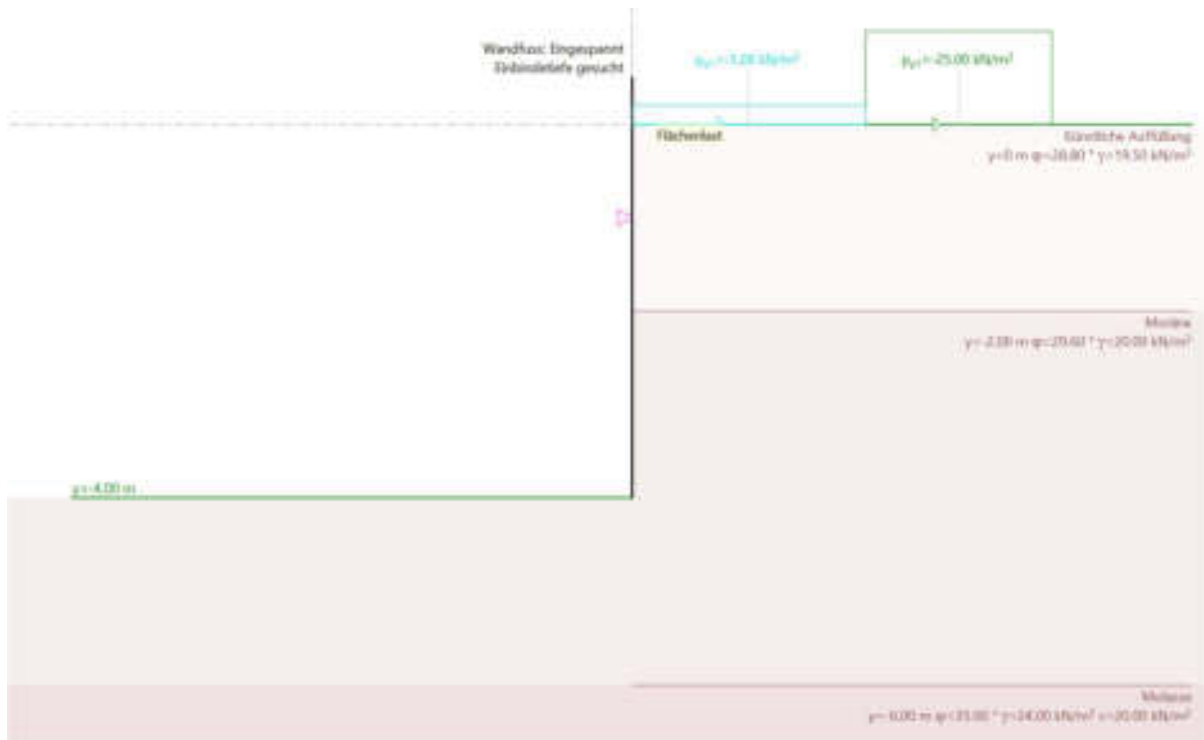


Abbildung 5: Einwirkungen: Nutzlast Passanten / LM 5

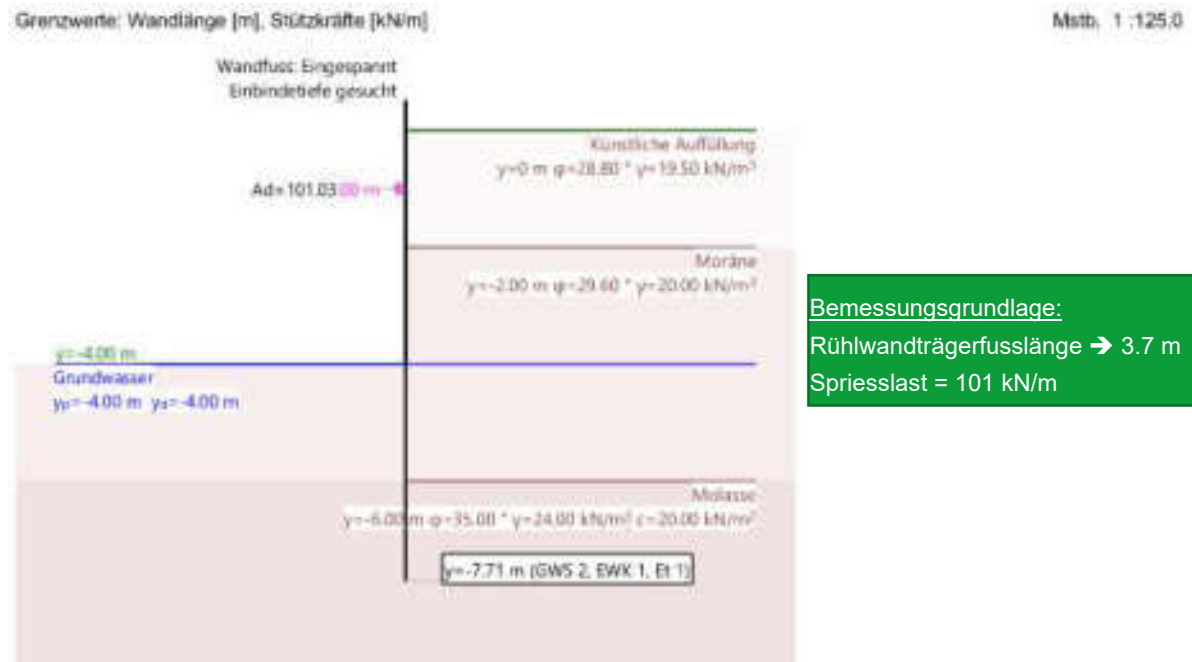


Abbildung 6: Rühlwandträgertiefe und Spriesslasten (Grenzwert Dimensionierungskräfte)

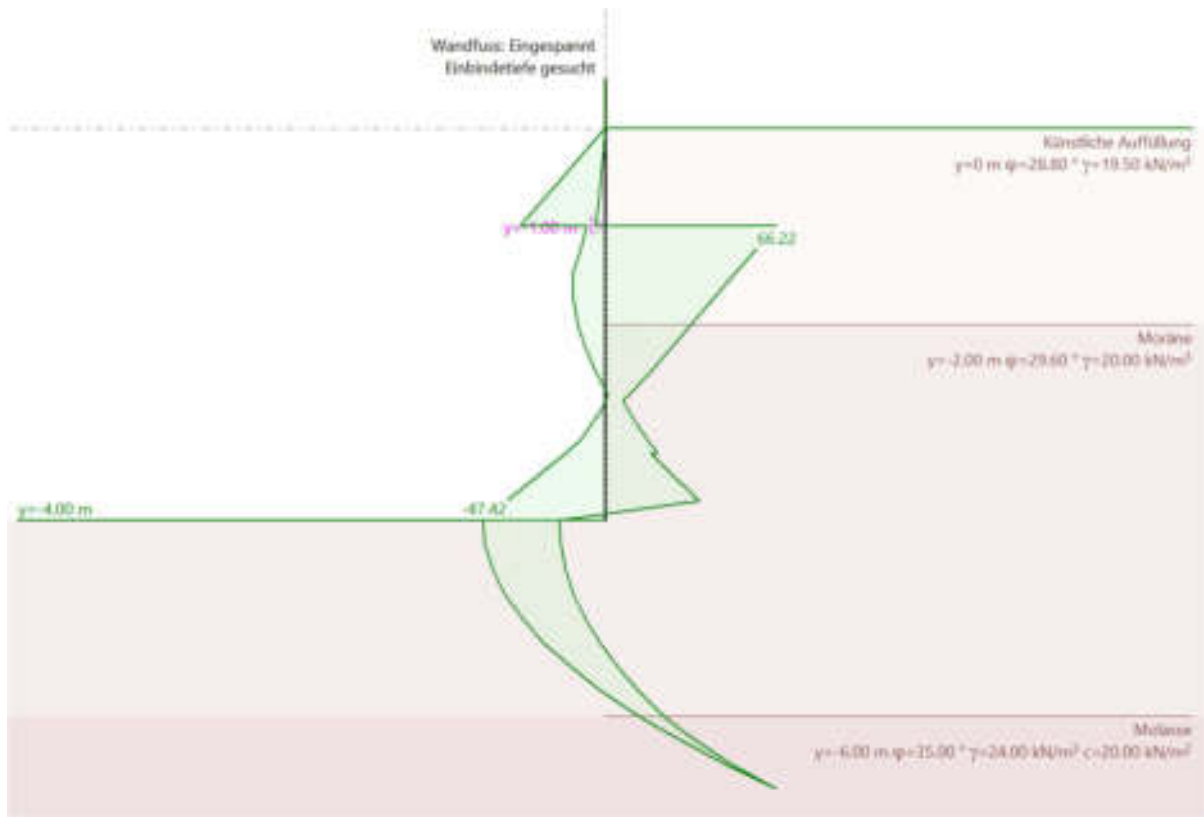


Abbildung 7: Querkraft (Grenzwert Dimensionierungskräfte)

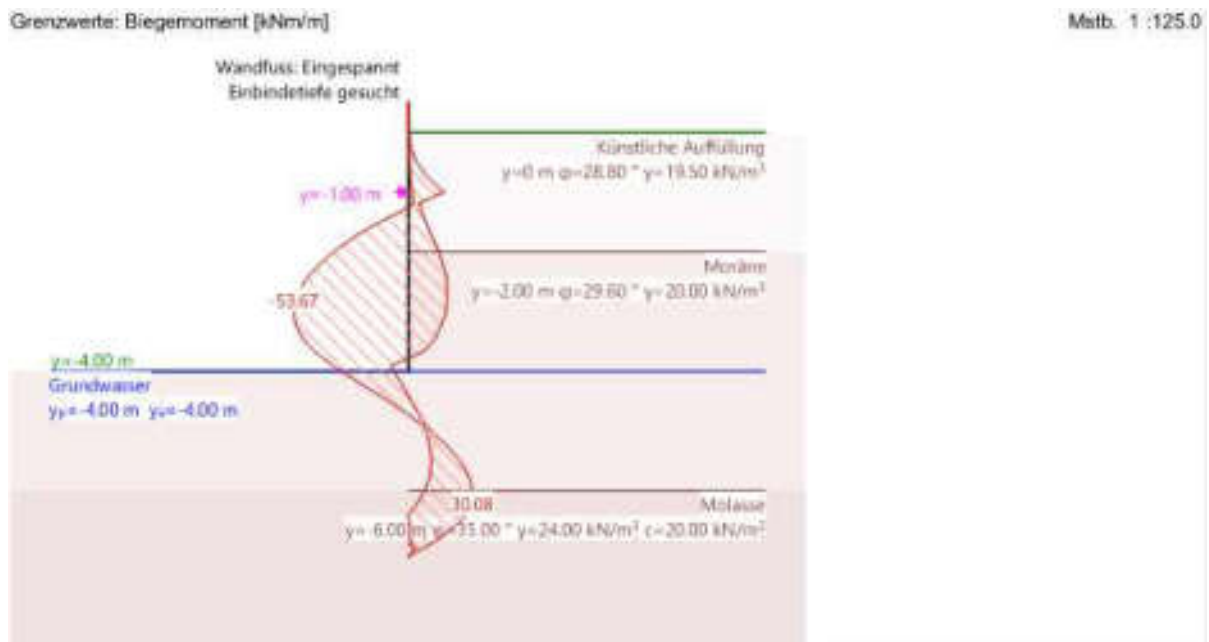


Abbildung 8: Moment (Grenzwert Dimensionierungskräfte)

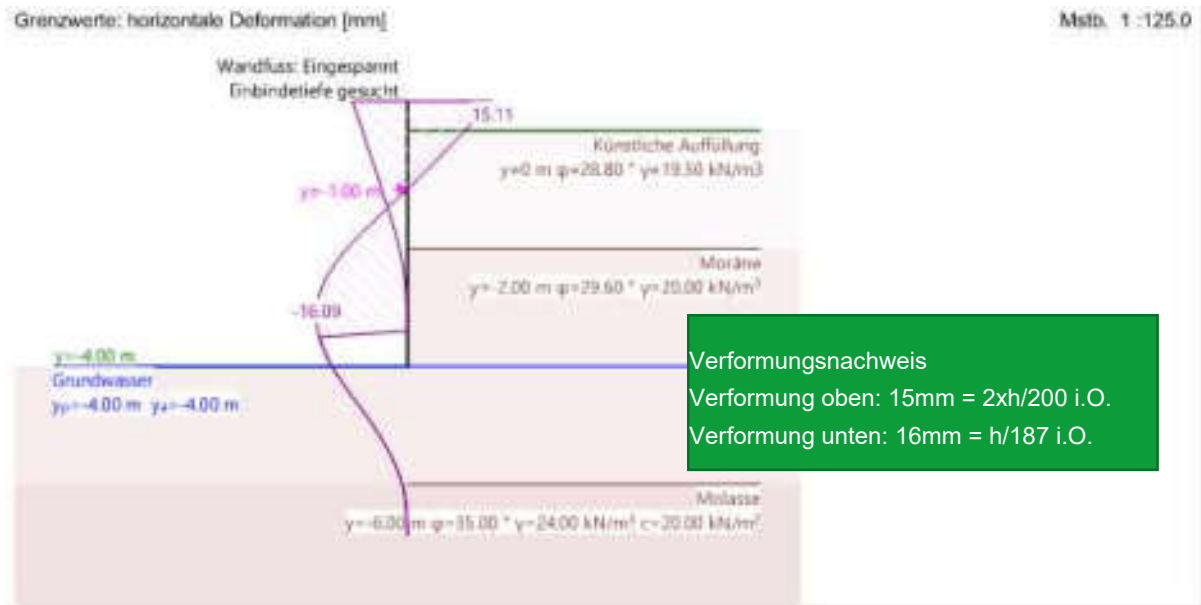


Abbildung 9: Verformungen

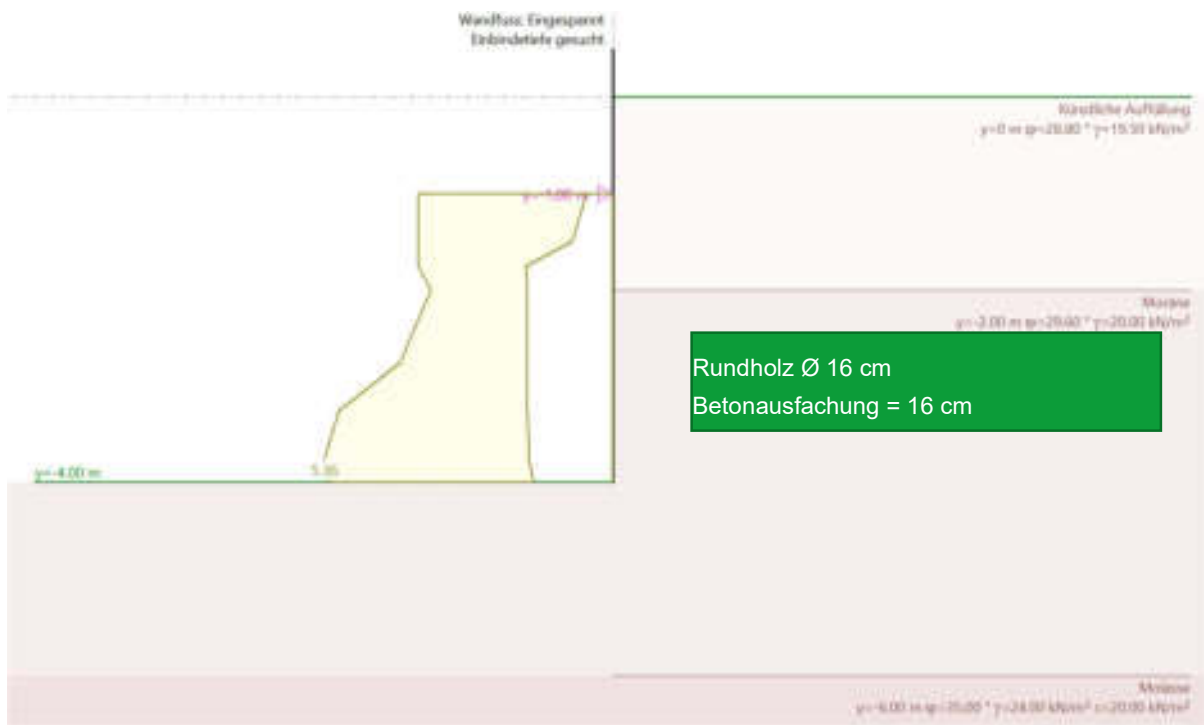


Abbildung 10: Armierung Wand $\rightarrow \varnothing 12, a = 150 \text{ mm}$



Abstützungen

y [m]	α [°]	A_d [kN/m]	A_{sd} [kN/m]	A_{yd} [kN/m]	GWS,EWK,Et	Bemerkungen
-1.00	0	100.94	100.94	0	2, 1, 1	

Bemessung Rühlwandträger

Nachweis		Bemessung		Bemerkungen
aMax [-]	GWS,EWK,Et	Profil	GWS,EWK,Et	
0.68	2, 1, 1	HEB200	2, 1, 1	

Zusammenfassung

- Die Spriessung ist auf eine Last von $q_d = 101 \text{ kN/m}$ zu bemessen.
- Die Rundholzausfachung muss min. $\varnothing 16 \text{ cm}$; C24 gewählt werden.
- Die Ausfachung muss min. mit $\varnothing 12$, $a = 150 \text{ mm}$ armiert werden (Wandstärke = 16 cm).

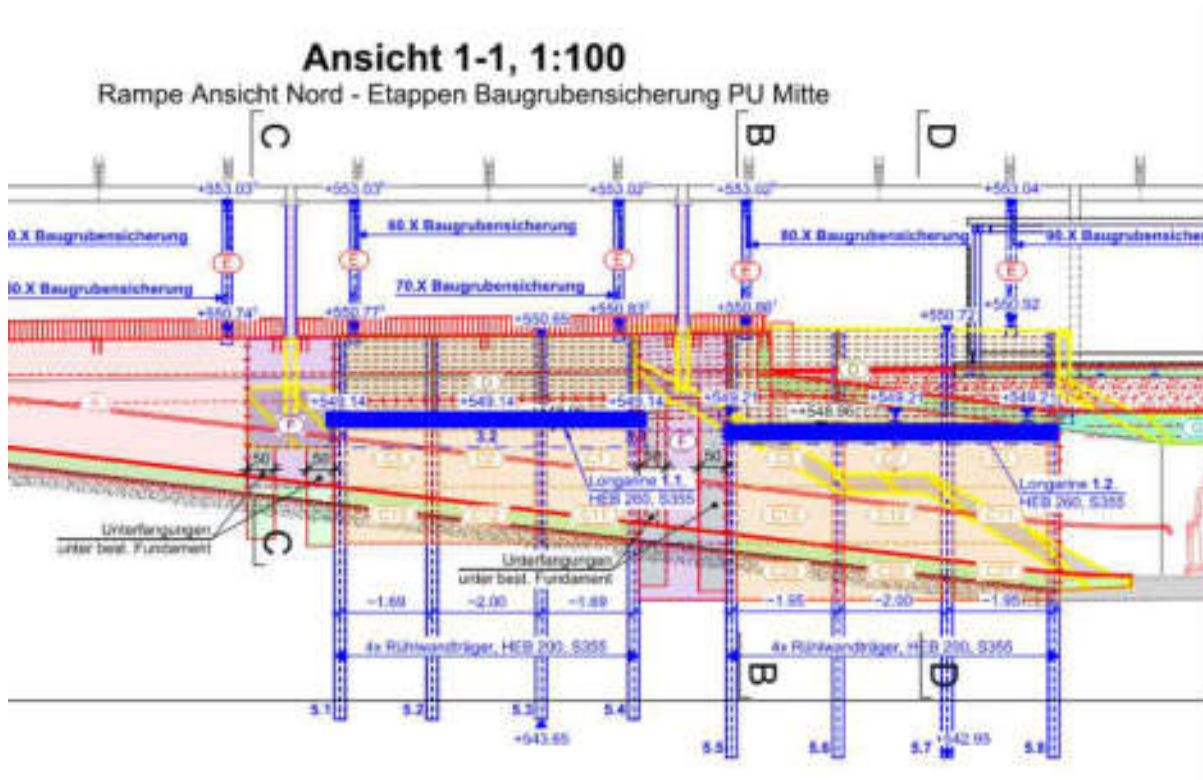
5.4.1 Bemessung Ausfachungsetappenhöhen

Die Etappenhöhe für die Unterfangung H_{gr} beträgt in der Moräne (etwa ab -2.0 m OKT ist Moräne):

$$H_{gr} = \frac{4 \times c}{\gamma} \times \tan\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{4 \times 3 \text{ kN/m}^2}{20 \text{ kN/m}^3} \times \tan\left(45 + \frac{29}{2}\right) = 1.03 \text{ m}$$

Somit wird die 1. Etappe mit einer Höhe von 1.50 m ausgehoben und die weiteren mit 1.0 m .

5.4.2 Longarine und Spriesse



Longarinen

Vereinfachte Bemessung als einfache Balken um Flexibilität bei der Ausführung zu erhalten.

Biegung HEB 260 S355 (Widerstände gemäss C5)

$$M_d = \frac{q_d \times l}{8} = \frac{101 \text{ kN/m} \times 5.6^2}{8} = 396 \text{ kNm} \leq M_{Rd} = 434 \text{ kNm} \rightarrow i. O.$$

⇒ Kippen ist über Verschweissung mit Rühlwandträger gehalten.

Querkraft HEB 260 S355 (Widerstände gemäss C5)

$$V_d = \frac{q_d \times l}{2} = \frac{101 \text{ kN/m} \times 5.6 \text{ m}}{2} = 283 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 734 \text{ kN} (V_d < 50 \% V_{Rd}!) \rightarrow i. O.$$

Verformung HEB 260

$$w = \frac{5}{384} q_d \times l^4 \times \frac{1}{E \times I} = \frac{1}{384} \times \frac{101}{1.4} \times 5.6^4 \times \frac{1}{210 \times 10^6 \times \frac{149.2 \times 10^6}{1 \times 10^{12}}} = 6 \text{ mm} \leq \frac{5600}{300} = 18 \text{ mm}$$

→ i. O.

Spriesse

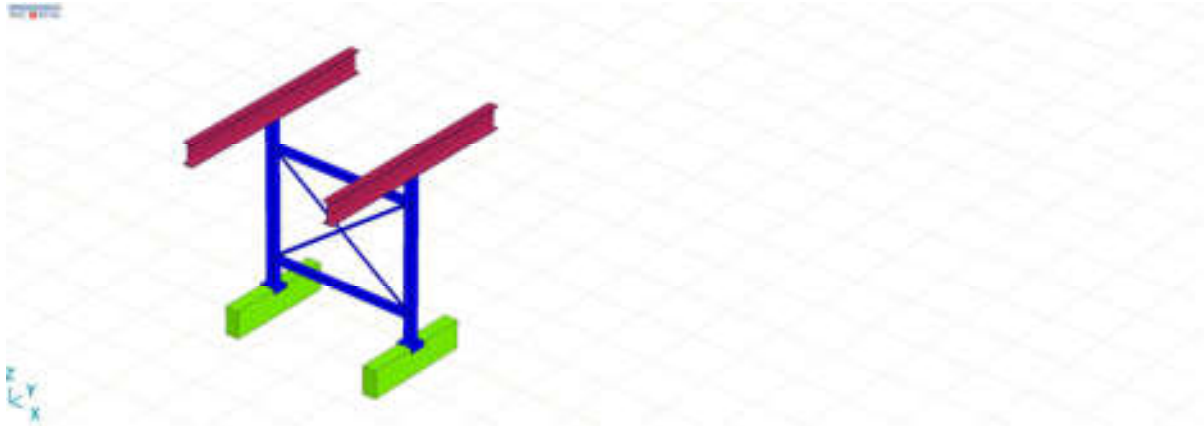
Normalkraftnachweis HEA 220 S235 (Widerstände gemäss C5), $l_{kz} = 5.0 \text{ m}$;

Annahme Longarine durchlaufend und somit 5/8 der Kraft auf beiden Seiten!

$$N_d = \frac{5 \times q_d \times l}{8} = \frac{5 \times 100 \times 5.6}{8} = 350 \text{ kN} \leq N_{kz,Rd} = 806 \text{ kN} \rightarrow i. O.$$

⇒ Konstruktiv Rippen $t = 10 \text{ mm}$ mit $a = 4 \text{ mm}$ für Krafteinleitung

5.5 Abfangkonstruktion Dach



5.5.1 Einwirkungen

$N_d = 200 \text{ kN}$ (grosszügig aufgerundet), vgl. Abschnitt 6.3.1: Normalkraft pro Stütze


$V_d = 15 \text{ kN}$ (grosszügig aufgerundet), vgl. Abschnitt 6.3.1: Querkraft infolge Windes auf eine Stütze

5.5.2 Bemessung Stützen HEA 160 S235, $I_{kz} = 3.0 \text{ m}$

$N_{kz,Rd} = 574 \text{ kN}$, vgl. C4.1

5.5.3 Verbindung Stützenkopf mit Träger über Lindapter

Oberes Profil
IPE 400

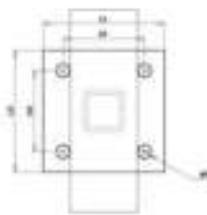



Belastungsdaten	
Vorhandene Zuglast	5 kN
Vorhandene Schublast	15 kN
Zulässige Zuglast	64 kN (5:1 SF)
Zulässige Schublast	16 kN (2:1 SF)
Anzugsmoment	240 Nm

Die zulässige Belastung ist abhängig von der Tragfähigkeit der Stahlprofile.

Komponenten	
Oberer Komponenten	
4 x M16 Type AF Kurz (AF165) mit AFW6 Unterlegscheibe	
4 x 1x AF16P1 Unterlegteil	
Schrauben, Muttern und Unterlegscheiben	
4 x M16 x 90 mm Sechskant Schraube, Festigkeitsklasse 8.8	
4 x Muttern (DIN 934)	
4 x Unterlegscheiben (200HV)	

Plattendetails	
Plattenlänge (L1)	290 mm
Plattenlänge (L2)	C2 + 100 mm mm
Bohrungsabstand (C1)	198 mm
Bohrungsabstand (C2)	100 mm mm
Bohrungsdurchmesser (Ø)	18 mm
Plattendicke (S)	20 mm
Plattengüte	S355 Stahl

Zeichnungsnummer L0642acc42w60b
10-07-2022

5.5.4 Riegel HEA 120 S235

$N_d = 15 \text{ kN}$; Knicken i.O.; Verbindung über 2xM12 4.6 ($F_{t,Rd} = 48.4 \text{ kN}$)

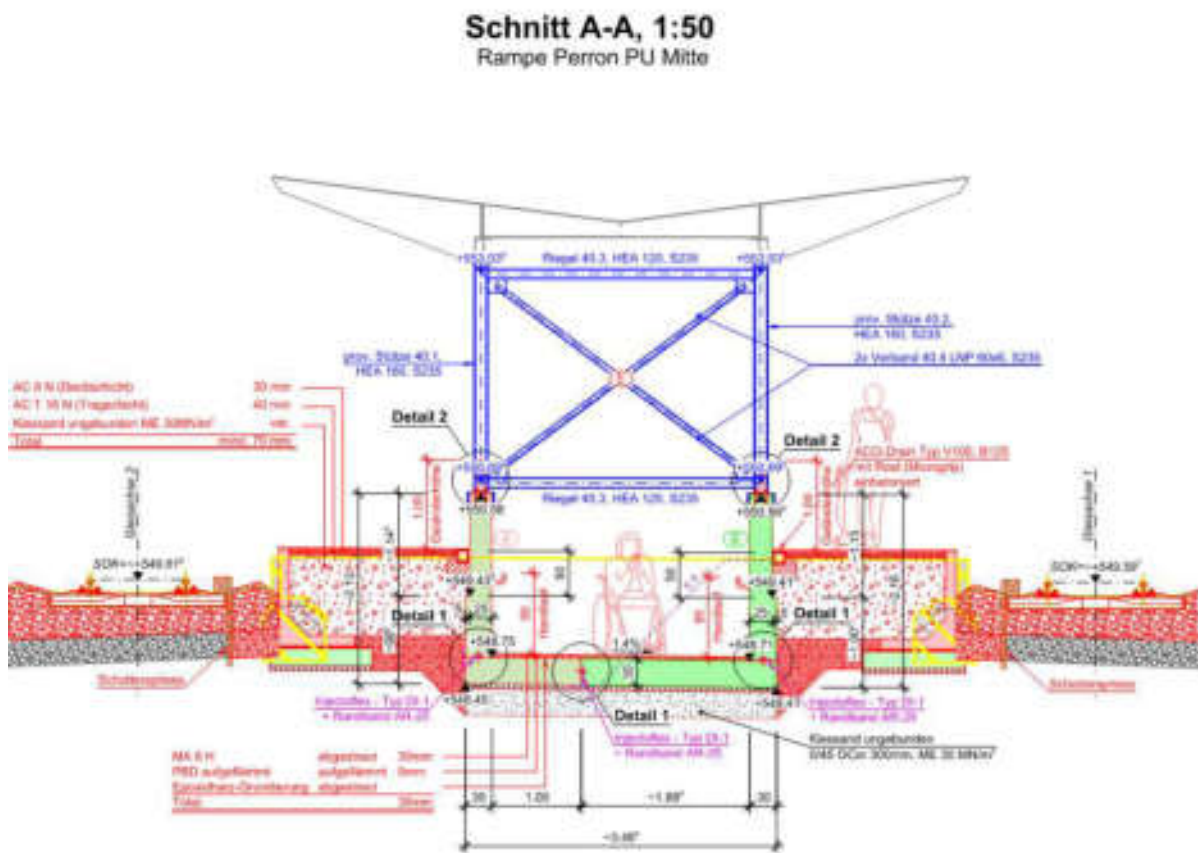
5.5.5 Verband LNP 60x6 S235, $N_d = 25 \text{ kN}$

$N_d = 15 \text{ kN}$; Zug i.O.; Verbindung über 1xM16 4.6 ($F_{V,Rd} = 38.6 \text{ kN}$; $F_{b,t=6,Rd} = 32.6 \text{ kN}$)

5.5.6 Querkraft über Druck durch UPE300

$V_d = 20 \text{ kN}$; $A_C = \frac{V_d}{f_{cd}} = \frac{20000}{16.5} = 1212 \text{ mm}^2 \rightarrow$ Breite 200 mm; Höhe 6 mm

(\rightarrow keine weiteren Nachweise)





6 Tragstruktur Rampe Perron

6.1 Einwirkungen

6.1.1 Perrondach im Bereich Rampe

Ständig

- Dacheindeckung (Lagen Trapezblech und Dämmung) $g_k = 0.4 \text{ kN/m}^2$
- Stahlkonstruktion $g_k = 1.0 \text{ kN/m}^2$
- Ausrüstung $g_k = 0.2 \text{ kN/m}^2$

Nutzlast

- Kat. H gemäss SIA 261 $q_k = 0.4 \text{ kN/m}^2$

Schnee (keine Zusatzhöhe gemäss Karte)

$$- s_k = \left[1 + \left(\frac{h_0}{350} \right)^2 \right] \times 0.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = \left[1 + \left(\frac{560}{350} \right)^2 \right] \times 0.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 1.43 \text{ kN/m}^2$$

$$- h_s = \frac{s_k}{\rho} = \frac{1.43 \text{ kN/m}^2}{3 \text{ kN/m}^3} = 0.5 \text{ m}$$

Wind

- Referenzstaudruck $g_{p0} = 0.9 \text{ kN/m}^2$
- Profilbeiwert (Ortschaften, Kat. III, $h = 5.0 \text{ m}$) $c_h = 0.85$
- Ohne Schnee (Tab.55) mit h_1 $c_{f1} = 1.3$
- Mit Schnee (Tab. 55) mit h_1+h_s $c_{f1} = 1.3$
- Stütze $c_{f1} = 2.0$

6.2 Decke über PU und Rampe

Ständig

- Abdichtung, Auffüllung Belag $g_k = 2-20 \text{ kN/m}^2$
- Wartehalle $g_k = 5 \text{ kN/m}$

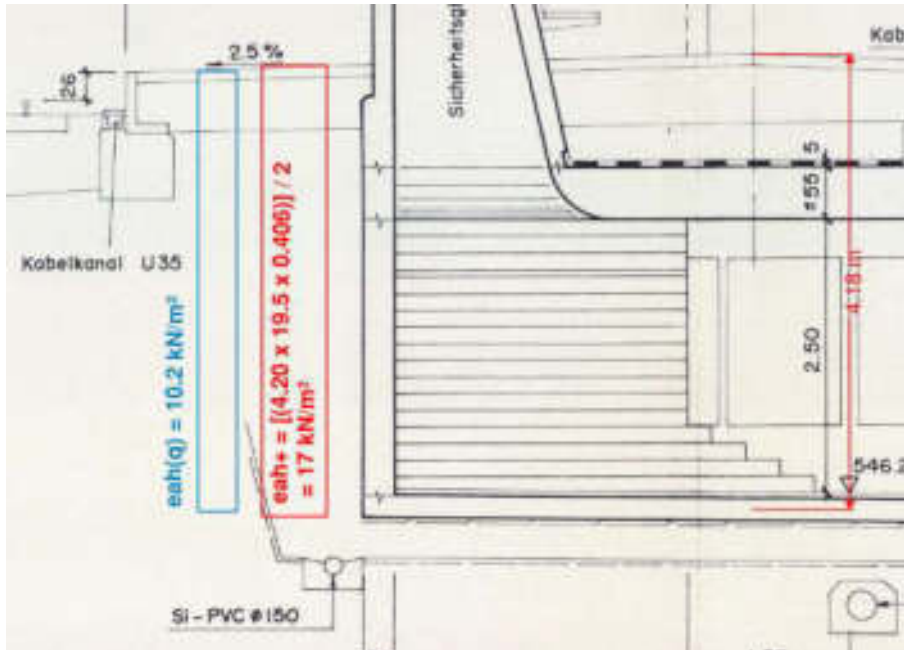
Nutzlast

- Gemäss NV $q_k = 5.0 \text{ kN/m}^2$

Schnee

Schnee auf Perron wird nicht berücksichtigt.

Erddruck



Berechnung Erddrücke (50 % Erdruhedruckanteil, umgelagert)

Baugrund: $\phi = 28.8^\circ$; $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$; $k_{ah} = 0.2939$; $k_{oh} = 0.5182$; $k_{ah+} = 0.4061$

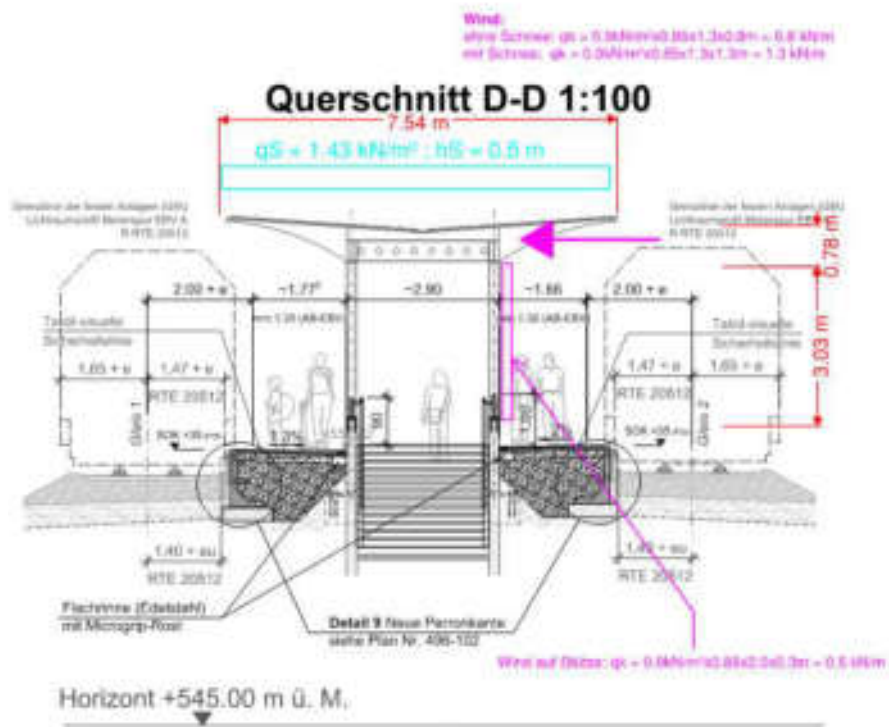
$$e_{ah+} = h \times \gamma \times k_{ah+} \times \frac{1}{2} = 4.2 \text{ m} \times 19.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \times 0.4061 \times \frac{1}{2} = 17 \text{ kN/m}^2$$

Erddruck aus LM5 (verteilt über 2 m):

$$e_{a(q)h+} = q \times k_{ah+} = 25 \text{ kN/m}^2 \times 0.4061 = 10.2 \text{ kN/m}^2$$

6.3 Bemessung Rampe Perron

6.3.1 Lastenrechnung Dach



Vertikale Lasten pro Stütze

- Eigengewicht: $G_k = 7.40 \text{ m} \times 7.60 \text{ m} \times 1.60 \text{ kN/m}^2 / 2 = 45 \text{ kN}$
- Schnee: $Q_{sk} = 7.40 \text{ m} \times 7.60 \text{ m} \times 1.43 \text{ kN/m}^2 / 2 = 40 \text{ kN}$

Horizontalkraft pro Stütze (jeweils zur Hälfte ausser Stützenlast)

- Wind ohne Schnee: $7.40 \text{ m} \times 0.8 / 2 = 3 \text{ kN}$
- Wind mit Schnee: $7.40 \text{ m} \times 1.3 / 2 = 5 \text{ kN}$
- Stütze: $3.0 \times 0.5 \text{ kN/m} = 1.5 \text{ kN}$

Zusatzkraft auf Stütze

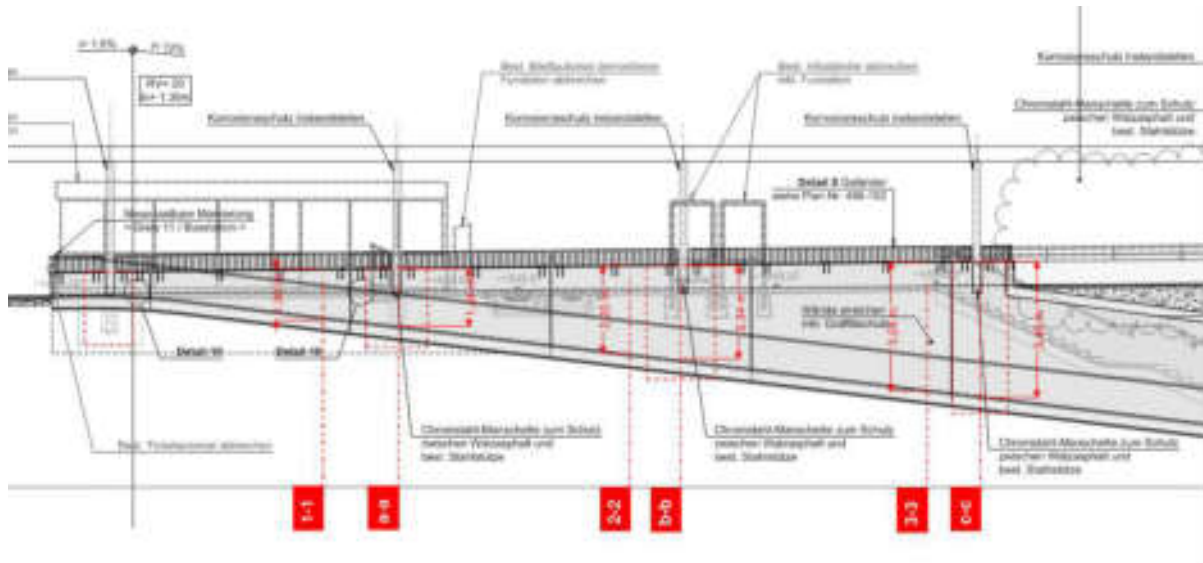
- Wind ohne Schnee: $Q_{W,vk} = 3 \text{ kN} \times 3.0 \text{ m} / 2.8 \text{ m} \times 2 = 6 \text{ kN}$
- Wind mit Schnee: $Q_{W,vk} = 5 \text{ kN} \times 3.0 \text{ m} / 2.8 \text{ m} \times 2 = 11 \text{ kN}$
- Wind auf Stütze: $1.5 \text{ kN} \times 1.5 \text{ m} / 2.80 \text{ m} = 1.0 \text{ kN}$

Bemessungsschnittkräfte

Vertikalkraft: $N_d = \gamma_G \times G_k + \gamma_Q \times Q_{sk} + \psi_0 \times Q_{W,vk} = 1.35 \times 45 + 1.5 \times 40 + 0.8 \times 11 = 130 \text{ kN}$

Horizontalkraft: $V_d = \gamma_Q \times (Q_{W,Dach} + Q_{W,Stütze}) = 1.5 \times (5 + 1.5) = 10 \text{ kN}$

6.3.2 Nachzuweisende U-Profile



Die Stützenlasten werden jeweils auf die Breite $b_{\text{eff}} = 2.0$ m (ca. Breite der heutigen Fundamente) aufgeteilt. In diesem Bereich wird auch die Wand beim Schnitt c-c auf 40 cm verstärkt.



SCHNITTKRÄFTE UND BEMESSUNG U-PROFIL RAMPE PERRON NR. 3-1

$h = 1.30\text{ m}$	$l = 2.50\text{ m}$	$G_y = 1\text{ kN}$	$\varphi = 28.8^\circ$	Beton C30/37	$f_{ctd} = 23.0\text{ N/mm}^2$
$l_1 = 0.30\text{ m}$	$b = 0.30\text{ m}$	$G_x = 1\text{ kN}$	$\gamma = 35.5\text{ kN/m}^3$	Born 32 mm	$f_{ctd} = 2.1\text{ N/mm}^2$
$h_y = 0.60\text{ m}$	$l_y = 2.50\text{ m}$	$G_z = 0\text{ kN}$	$\lambda_{rel} = 50.00\%$	Stab B500C	$f_{td} = 435\text{ N/mm}^2$
$h_x = 0.30\text{ m}$		$G_y = 1\text{ kN}$	$\lambda_{rel} = 25.00\%$		$E_c = 205000\text{ N/mm}^2$
$h_{tot} = 2.60\text{ m}$		$G_x = 10\text{ kN/m}^2$	$\lambda_{rel} = 0.2942$	$\lambda_1 = 0.85$	$\lambda_{rel} = 3.15\%$
		$G_z = 25\text{ kN/m}^2$	$\lambda_{rel} = 0.5182$	$\lambda_2 = 0.425$	$\lambda_{rel} = 45\%$

$f_{ctd} = 3.16\text{ N/mm}^2$	$f_{ctd} = 9.2\text{ kN/m}^2$	$f_{ctd} = 16.2\text{ kN/m}^2$	$f_{ctd} = 32.7\text{ kN/m}^2$	$\sigma_{Beton} = 43\text{ kN/m}^2$
$f_{td} = 1.98\text{ N/mm}^2$	$f_{td} = 2.9\text{ kN/m}^2$	$f_{td} = 7.4\text{ kN/m}^2$		

Schnittkräfte Charakteristisch

Trübkraft	Kraftrechter	Hebel	Wandflächmoment
$N_{max} = 25\text{ kN/m}^2$	$F_{max} = 25.0\text{ kN}$	$N_{max} = 0.48\text{ m}$	$M_{max} = 12\text{ kNm/m}$
$N_{min} = 32.7\text{ kN/m}^2$	$F_{min} = 13.3\text{ kN}$	$N_{min} = -0.77\text{ m}$	$M_{min} = -30\text{ kNm/m}$
$N_{tot} = 4.2\text{ kN/m}^2$	$F_{tot} = 8.0\text{ kN}$	$N_{tot} = -0.29\text{ m}$	$M_{tot} = -2\text{ kNm/m}$
$N_{tot} = 32.2\text{ kN/m}^2$	$F_{tot} = -9.9\text{ kN}$	$N_{tot} = -0.56\text{ m}$	$M_{tot} = 6\text{ kNm/m}$

Deckplatten horizontal	Hebel	Wandflächmoment
$G_y = 1\text{ kN}$	$N_{tot} = 1.43\text{ m}$	$M_{tot} = 3\text{ kNm/m}$
$G_x = 1\text{ kN}$	$N_{tot} = 0.73\text{ m}$	$M_{tot} = 3\text{ kNm/m}$

Vertikallasten	Druckspannung	Fußmoment	Einspannmoment
$N_{max} = 43\text{ kN}$	$\sigma_{max} = 13.8\text{ kN/m}^2$	$M_{tot} = 2\text{ kNm/m}$	$M_{tot} = 3\text{ kNm/m}$
$G_y = 1\text{ kN}$ (2x)	$\sigma_{max} = 0.6\text{ kN/m}^2$	$M_{tot} = 0\text{ kNm/m}$	$M_{tot} = 0\text{ kNm/m}$
$G_x = 0\text{ kN}$ (2x)	$\sigma_{max} = 0.0\text{ kN/m}^2$	$M_{tot} = 0\text{ kNm/m}$	$M_{tot} = 0\text{ kNm/m}$

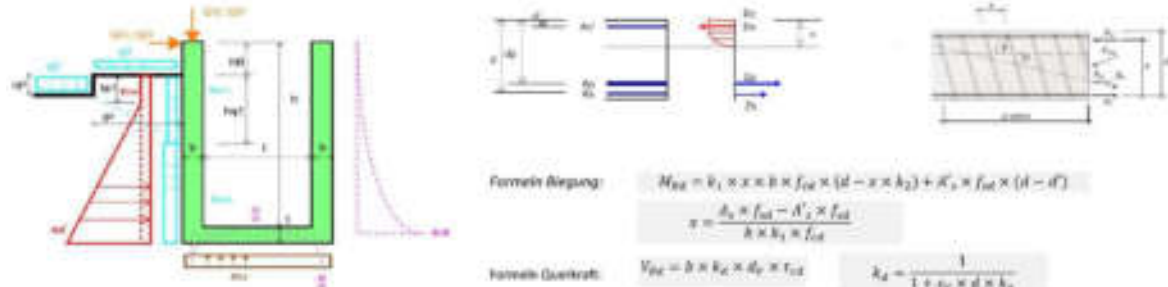
Luftkennlinien			
u_1	u_2	u_3	Luftg
1.35	1.35	1.38	0.7
1.35	1.35	1.38	0.7
1.5	1	1	1
1	1.45	1	1

u_1	u_2	u_3	Luftg
1.35	1.35	1.38	1
1	1	1.1	1

u_1	u_2	u_3	Luftg
1.35	1.35	1.38	1
1	1	1.1	1

Schnittkräfte Dimensionierung

Stufe	Schnitt	σ_1	σ_2	σ_3	Messwert
e-a	$N_y = 20\text{ kN/m}^2$	234kN/m	210kN/m	210kN/m	234kN/m
e-a	$V_y = 50\text{ kN/m}$	48kN/m	53kN/m	53kN/m	54kN/m
b-b	$V_y = 30\text{ kN/m}$	30kN/m	30kN/m	30kN/m	30kN/m
c-c	$N_y = 70\text{ kN/m}^2$	70kN/m	80kN/m	80kN/m	80kN/m



Nachweis Tragfähigkeit

Nachweis	Stufe	M_{Ed}	k	M_{Rd}	$d + d_v$	d'	A_s	$A_{s,req}$	M_{Rd}	Nachweis	N_{Ed}	N_{Rd}	N_{Ed}	N_{Rd}	Nachweis	Bemerkung
e-a	23kN	1300kNm	300mm	235mm	65mm	1340mm ²	1290mm ²	7.5mm	107kN	i.O.	50kN/m	0.00045	0.90340	234kN/m	i.O.	$\varnothing 16 \times 150$
b-b	20kN	1000kNm	300mm	235mm	65mm	1340mm ²	1290mm ²	7.5mm	107kN	i.O.	30kN/m	0.00045	0.90340	234kN/m	i.O.	
c-c	40kN	1300kNm	300mm	235mm	65mm	1340mm ²	1290mm ²	7.5mm	107kN	i.O.		0.00016	0.96477	240kN/m	i.O.	

Spannungsanalyse Einspannung (Haupt)

$\sigma_{td} = 76500\text{ N/mm}^2$	$\lambda = 2.25E+09$	$M_{max} = 18\text{ kNm/m}$ (71%)	$f_{td} = 34000\text{ N/mm}^2$	$\varphi = 2.0$
$\sigma'_{td} = 85744\text{ N/mm}^2$	$\lambda = 7.56E+08$	$A_s = 82\text{ mm}^2$	$S = 6.053E-08$	$n = 18.09$

Betonbruchspannung	Stahlspannung	Nachweis kein Fließen der Armerung
$\sigma_c = 1.8\text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 59.8\text{ N/mm}^2$	$\sigma_{td} - 80\text{ N/mm}^2 = 65\text{ N/mm}^2$ i.O.

Verformungen

$M_{Ed} = 418\text{ kNm/m}$	$k_1 = 0.95248995$	$f_{ctd} = 2.0\text{ N/mm}^2$
$\sigma_{td} = 255000\text{ N/mm}^2$	Averl 25.4%	Stiffheit M
$\sigma'_{td} = 85744\text{ N/mm}^2$	Averl -11.6%	mittlere Stiffheit

Anteil	Faktor	M	M	l	EI	m_1	DEL	m_2	σ_s
N_{max}	0.230	54kN/m	34kN/m	1.45 m	76500kN/m ²	3 mm	51382kN/m ²	0.1 mm	8/17058
N_{min}	0.25	76kN/m	34kN/m	1.45 m	76500kN/m ²	3 mm	51382kN/m ²	-0.1 mm	-8/19822
N_{tot}	0.25	34kN/m	34kN/m	1.45 m	76500kN/m ²	3 mm	51382kN/m ²	0.0 mm	8/126658
N_{tot}	0.25	86kN/m	34kN/m	1.45 m	76500kN/m ²	3 mm	51382kN/m ²	0.1 mm	8/25281
G_y	0.3333	34kN/m	34kN/m	1.45 m	76500kN/m ²	3 mm	51382kN/m ²	0.0 mm	8/73323
G_x	0.33	34kN/m	34kN/m	1.45 m	76500kN/m ²	3 mm	51382kN/m ²	0.0 mm	8/138112
Total		Anforderungen für quasi statisch		l/250 (veränderliche)		3 mm	g=0	0.0 mm	8/5857 i.O.
		Anforderungen für häufige Lastfälle		l/200 (nur veränderliche)		3 mm	g	0.1 mm	8/20038 i.O.

Minimalarmierung quer SIA 262 C1:2017 Fig. 31

Bestandteil	t	f_{ctm}	f_{ctk}	k_1	Zugzugkraft	worst	β	α	$\sigma_{s,min}$	Widerstand Arm.	Nachweis
Boden	300mm	2.9 N/mm ²	3.8 N/mm ²	0.87	90 = 903 kN	0.5 mm	16 mm	150 mm	405 N/mm ²	Rd = 1796 kN	i.O.
Wände	300mm	2.9 N/mm ²	3.8 N/mm ²	0.87	90 = 903 kN	0.5 mm	16 mm	150 mm	405 N/mm ²	Rd = 1796 kN	i.O.



SCHNITTKRÄFTE UND BEMESSUNG U-PROFIL RAMPE PERRON WK 2-2

$k_1 = 2.20 \text{ m}$	$l = 2.50 \text{ m}$	$Q_{y1} = 1 \text{ kN}$	$\varphi = 28.8^\circ$	Beton C30/37	$f_{ctd} = 23.0 \text{ N/mm}^2$
$l_1 = 0.30 \text{ m}$	$b = 0.30 \text{ m}$	$Q_{y2} = 1 \text{ kN}$	$\gamma = 35.5 \text{ kN/m}^3$	Beton 32 mm	$f_{ctd} = 2.1 \text{ N/mm}^2$
$h_{p1} = 0.60 \text{ m}$	$l_2 = 2.50 \text{ m}$	$Q_{y3} = 0 \text{ kN}$	$R_{rel} = 30.00\%$	Stab B500C	$f_{td} = 435 \text{ N/mm}^2$
$h_{p2} = 0.30 \text{ m}$		$Q_{y4} = 1 \text{ kN}$	$R_{rel} = 25.00\%$		$E_s = 205'000 \text{ N/mm}^2$
$h_{p3} = 2.50 \text{ m}$		$Q_{y5} = 10 \text{ kN/m}^2$	$k_{s1} = 0.2942$	$k_1 = 0.85$	$f_{ctm} = 3.15 \text{ N/mm}^2$
		$Q_{y6} = 25 \text{ kN/m}^2$	$k_{s2} = 0.5182$	$k_2 = 0.425$	$f_{ctm} = 45\%$

Stützkräfte					
$V_{11} = 3.16 \text{ kN}$	$V_{12} = 14.3 \text{ kN/m}^2$	$V_{13} = 25.9 \text{ kN/m}^2$	$V_{14} = 39.8 \text{ kN/m}^2$	$V_{15} = 39 \text{ kN/m}$	
$H_{11} = 1.98 \text{ kN}$	$H_{12} = 2.9 \text{ kN/m}^2$	$H_{13} = 7.4 \text{ kN/m}^2$			

Schnittkräfte Charakteristisch

Trübkraft	Kraftrechter	Hebel	Wandflächmoment
$N_{11} = 25 \text{ kN/m}^2$	$F_{11} = 47.3 \text{ kN}$	$N_{12} = 0.88 \text{ m}$	$M_{11} = 42 \text{ kNm/m}$
$N_{12} = 39.8 \text{ kN/m}^2$	$F_{12} = 3.3 \text{ kN}$	$N_{13} = -0.47 \text{ m}$	$M_{12} = -20 \text{ kNm/m}$
$N_{13} = 4.1 \text{ kN/m}^2$	$F_{13} = 0.0 \text{ kN}$	$N_{14} = 0.70 \text{ m}$	$M_{13} = 0 \text{ kNm/m}$
$N_{14} = 30.2 \text{ kN/m}^2$	$F_{14} = -0.8 \text{ kN}$	$N_{15} = -0.51 \text{ m}$	$M_{14} = 0 \text{ kNm/m}$

Deckplatten horizontal	Hebel	Wandflächmoment
$Q_{y1} = 1 \text{ kN}$	$N_{11} = 2.33 \text{ m}$	$M_{11} = 20 \text{ kNm/m}$
$Q_{y2} = 1 \text{ kN}$	$N_{12} = 1.58 \text{ m}$	$M_{12} = 30 \text{ kNm/m}$

Vertikallasten	Deckungsung	Fußmoment	Einspannmoment
$N_{11} = 30 \text{ kN}$	$N_{12} = 18.1 \text{ kN/m}^2$	$M_{11} = 6 \text{ kNm/m}$	$M_{12} = 22 \text{ kNm/m}$
$Q_{y1} = 1 \text{ kN}$ (2x)	$N_{13} = 0.6 \text{ kN/m}^2$	$M_{13} = 0 \text{ kNm/m}$	$M_{14} = 0 \text{ kNm/m}$
$Q_{y2} = 0 \text{ kN}$ (2x)	$N_{14} = 0.0 \text{ kN/m}^2$	$M_{15} = 0 \text{ kNm/m}$	$M_{16} = 0 \text{ kNm/m}$

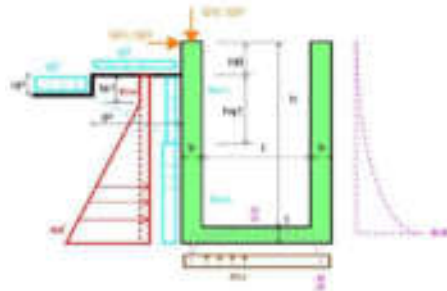
Luftkenngrößen			
u_1	u_2	u_3	Luftg
1.35	1.35	1.38	0.7
1.35	1.35	1.38	0.7
1.5	1	1	1
1	1.45	1	1

u_1	u_2	u_3	Luftg
1.35	1.35	1.38	1
1	1	1.1	1

u_1	u_2	u_3	Luftg
1.35	1.35	1.38	1
1	1	1.1	1

Schnittkräfte Dimensionierung

Stufe	Schnitt	Q_1	Q_2	Q_3	Mittelwert
a-a	N_{y1}	84 kN/m	81 kN/m	82 kN/m	82 kN/m
a-a	V_{y1}	82 kN/m	79 kN/m	79 kN/m	80 kN/m
b-b	V_{y2}	39 kN/m	39 kN/m	39 kN/m	39 kN/m
c-c	N_{y3}	76 kN/m	74 kN/m	74 kN/m	75 kN/m



Formeln Biegung: $M_{B2} = k_1 \times x \times b \times f_{ctd} \times (d - x \times k_2) + K_3 \times f_{ctd} \times (d - d')$
 $x = \frac{d_0 \times f_{ctd} - K_3 \times f_{ctd}}{k \times k_2 \times f_{ctd}}$

Formeln Querkraft: $V_{B2} = b \times k_4 \times d_0 \times f_{ctd}$
 $k_4 = \frac{1}{1 + \epsilon_0 \times d \times k_2}$
 $\epsilon_0 = \frac{f_{ctd}}{2} \times \frac{m_{ed}}{m_{td}}$
 $k_2 = \frac{40}{16 + D_{max}}$

Nachweis Tragfähigkeit

Nachweis	Stufe	M_{y1}	k	h	d	d_0	d'	A_s	$A_{s,req}$	$A_{s,rel}$	Nachweis $M_{y1} > M_{y2}$	V_{y1}	u_1	u_2	u_3	Nachweis $V_{y1} > V_{y2}$	Bemerkung
a-a	84 kN/m	1300 mm	300 mm	235 mm	65 mm	1340 mm	1200 mm	7.5 mm	107 mm	1.0	82 kN/m	0.00196	0.71888	1064 N/m	1.0	Ø 16+150	
b-b	39 kN/m	1700 mm	300 mm	235 mm	65 mm	1340 mm	1200 mm	7.5 mm	107 mm	1.0	39 kN/m	0.00196	0.71888	1064 N/m	1.0		
c-c	10 kN/m	1700 mm	300 mm	235 mm	65 mm	1340 mm	1200 mm	7.5 mm	107 mm	1.0	0.00211	0.00196	247 kN/m	1.0			

Spannungsanalyse Einspannung (Haupt)

$f_{td} = 76'500 \text{ N/mm}^2$	$l_1 = 2.250 \times 10^9$	$M_{1,abs} = 50 \text{ kNm/m}$	(50%)	$f_{td} = 34'000 \text{ N/mm}^2$	$\varphi = 2.0$
$\sigma'_{td} = 8'574 \text{ kN/m}^2$	$f_{td} = 7.566 \times 10^8$	$A_s = 82 \text{ mm}^2$	$S = 6.0536 \times 10^8$	$n = 18.09$	BEWERTUNGSZUSTAND

Betonbemessung	Stahlbemessung	Nachweis kein Fließen der Armerung
$\sigma_s = 5.4 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 182.7 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_{td} - 80 \text{ N/mm}^2 = 95 \text{ N/mm}^2$ i.O.

Verformungen $M_{y1} = 418 \text{ kNm/m}$ $k_1 = 0.95248995$ $f_{ctm} = 2.9 \text{ N/mm}^2$

Drifftwert M	Stiffheit M	mittlere Stiffheit
$E_{cm} = 29'500 \text{ N/mm}^2$	Axial 87%	$E_{cm} = 29'500 \text{ N/mm}^2$
Berechnung der Verformung mittels Integraltabelle S25 C4		

Art	Faktor	M	l	l'	EI	m_1	Drift	m_2	δ/l
N_{11}	0.230	294 kNm/m	24 m/m	2.35 m	76'500 kNm	2 mm	22'500 kNm	1.8 mm	1/1312
N_{12}	0.25	24 kNm/m	24 m/m	2.35 m	76'500 kNm	3 mm	22'500 kNm	0.1 mm	1/20898
N_{13}	0.25	84 kNm/m	24 m/m	2.35 m	76'500 kNm	3 mm	22'500 kNm	0.4 mm	1/6289
N_{14}	0.25	26 kNm/m	24 m/m	2.35 m	76'500 kNm	3 mm	22'500 kNm	0.0 mm	1/42217
Q_{y1}	0.3333	34 kNm/m	24 m/m	2.35 m	76'500 kNm	3 mm	22'500 kNm	0.2 mm	1/12173
Q_{y2}	0.13	24 kNm/m	24 m/m	2.35 m	76'500 kNm	3 mm	22'500 kNm	0.1 mm	1/24702
Total		Anforderungen für quasi statisch			1/250 (veränderliche)	1 mm	g=0	1.9 mm	1/1294 i.O.
		Anforderungen für häufige Lastfälle			1/200 (dauerhaft)	1 mm	g	0.3 mm	1/8952 i.O.

Minimalarmierung quer SIA 262 C1:2017 Fig. 31

Beauftragter	f_{ctm}	f_{ctd}	k_1	Zugspannungskraft	min	β	α	$\sigma_{s,req}$	Widerstand Arm.	Nachweis
Beton	30 N/mm	2.9 N/mm	0.87	90 = 90 kN	0.5 mm	16 mm	150 mm	405 N/mm	NRB = 1706 kN	i.O.
Wände	30 N/mm	2.9 N/mm	0.87	90 = 90 kN	0.5 mm	16 mm	150 mm	405 N/mm	NRB = 1706 kN	i.O.



SCHNITTKRÄFTE UND BEMESSUNG U-PROFIL RAMPE PERRON WK.3.3

$h = 3.30\text{ m}$	$l = 2.50\text{ m}$	$Q_y = 1\text{ kN}$	$\varphi = 28.8^\circ$	Beton	C30/37	$f_{ctd} = 23.0\text{ N/mm}^2$
$l_1 = 0.30\text{ m}$	$b = 0.30\text{ m}$	$Q_x = 1\text{ kN}$	$\gamma = 35.5\text{ kN/m}^3$	Beton	32 mm	$f_{ctd} = 2.1\text{ N/mm}^2$
$h_1 = 0.60\text{ m}$	$l_2 = 2.50\text{ m}$	$Q_z = 0\text{ kN}$	$R_{rel} = 30.00\%$	Stahl	B500C	$f_{td} = 435\text{ N/mm}^2$
$h_2 = 0.30\text{ m}$		$Q_y = 1\text{ kN}$	$R_{rel} = 25.00\%$			$E_c = 205'000\text{ N/mm}^2$
$h_{tot} = 2.60\text{ m}$		$Q_x = 10\text{ kN/m}^2$	$k_{1d} = 0.2942$	$k_1 = 0.85$		$f_{ctd} = 3.15\text{ N/mm}^2$
		$Q_z = 25\text{ kN/m}^2$	$k_{1d} = 0.5182$	$k_1 = 0.425$		$f_{ctd} = 45\%$

Stützkräfte						
$F_{1x} = 3.16\text{ kN}$	$F_{1y} = 20.7\text{ kN/m}^2$	$F_{1z} = 36.4\text{ kN/m}^2$	$F_{2x} = 28.5\text{ kN/m}^2$	$F_{2y} = 73\text{ kN/m}^2$		
$F_{3x} = 1.98\text{ kN}$	$F_{3y} = 2.9\text{ kN/m}^2$	$F_{3z} = 7.4\text{ kN/m}^2$				

Schnittkräfte Charakteristisch

Trübkraft	Kraftrechter	Hebel	Wandflächenelement
$N_{max} = 25\text{ kN/m}^2$	$F_{max} = 75.0\text{ kN}$	$N_{max} = 1.41\text{ m}$	$M_{max} = 207\text{ Nm/m}$
$N_{min} = 28.5\text{ kN/m}^2$	$F_{min} = -0.3\text{ kN}$	$N_{min} = 0.50\text{ m}$	$M_{min} = 0\text{ Nm/m}$
$N_{tot} = 4.2\text{ kN/m}^2$	$F_{tot} = 0.0\text{ kN}$	$N_{tot} = 1.80\text{ m}$	$M_{tot} = 207\text{ Nm/m}$
$N_{st} = 30.2\text{ kN/m}^2$	$F_{st} = 30.4\text{ kN}$	$N_{st} = 0.44\text{ m}$	$M_{st} = 5\text{ Nm/m}$

Deckplatten horizontal	Hebel	Wandflächenelement
$Q_x = 1\text{ kN}$	$N_{1x} = 2.43\text{ m}$	$M_{1x} = 2\text{ Nm/m}$
$Q_z = 1\text{ kN}$	$N_{1z} = 1.73\text{ m}$	$M_{1z} = 2\text{ Nm/m}$

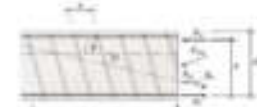
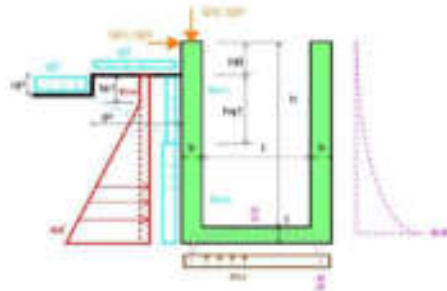
Vertikallasten	Deckplatten	Fußboden	Einspannmoment
$N_{max} = 73\text{ kN}$	$N_{1x} = 23.5\text{ kN/m}^2$	$M_{1x} = 8\text{ Nm/m}$	$M_{1x} = 15\text{ Nm/m}$
$Q_x = 1\text{ kN}$ (2x)	$N_{1y} = 0.6\text{ kN/m}^2$	$M_{1y} = 0\text{ Nm/m}$	$M_{1y} = 0\text{ Nm/m}$
$Q_z = 0\text{ kN}$ (2x)	$N_{1z} = 0.0\text{ kN/m}^2$	$M_{1z} = 0\text{ Nm/m}$	$M_{1z} = 0\text{ Nm/m}$

Luftkennlinien				
u_1	u_2	u_3	u_4	Luftg
1.35	1.35	1.38	1.38	0.7
1.35	1.35	1.38	1.38	0.7
1.5	1	1	1	1
1	1.45	1	1	1

Luftkennlinien				
u_1	u_2	u_3	u_4	Luftg
1.35	1.35	1.38	1.38	1
1.35	1.35	1.38	1.38	1
1	1	1.1	1.1	1

Schnittkräfte Dimensionierung

Stelle	Schnitt	u_1	u_2	Q	Messwert
e-a	N_{1x}	198kN/m	198kN/m	162kN/m	198kN/m
e-a	N_{1y}	126kN/m	126kN/m	126kN/m	126kN/m
b-b	N_{1z}	30kN/m	30kN/m	30kN/m	30kN/m
c-c	N_{1z}	12kN/m	12kN/m	12kN/m	12kN/m



Formeln Biegung: $M_{Ed} = k_1 \times x \times b \times f_{td} \times (d - x \times k_2) + k_3 \times f_{td} \times (h - d)$
 $x = \frac{d_0 \times f_{td} - k_3 \times f_{td}}{k \times k_2 \times f_{td}}$

Formeln Querkraft: $V_{Ed} = b \times k_4 \times d_v \times f_{td}$
 $k_4 = \frac{1}{1 + \sqrt{d \times k_2}}$
 $k_2 = \frac{40}{16 + D_{max}}$
 $k_3 = \frac{f_{td}}{2} \times \frac{m_{Ed}}{m_{Ed}}$

Nachweis Tragfähigkeit

Nachweis	Stelle	M_{Ed}	h	d	d_v	ρ	A_s	$A_{s,req}$	$A_{s,prov}$	Nachweis $M_{Ed} < M_{Rd}$	N_{Ed}	N_{Rd}	$N_{Ed} < N_{Rd}$	V_{Ed}	V_{Rd}	$V_{Ed} < V_{Rd}$	Nachweis $V_{Ed} < V_{Rd}$	Bemerkung
e-a		198kN/m	1300mm	300mm	235mm	65mm	27.80mm ²	1290mm ²	38.4mm ²	219kN > 0	126kN/m	0.00195	0.68813	178kN/m	178kN/m	> 0		Ø 22, s=150
b-b		198kN/m	1300mm	300mm	235mm	65mm	27.80mm ²	1290mm ²	38.4mm ²	219kN > 0	30kN/m	0.00191	0.68813	178kN/m	178kN/m	> 0		
c-c		12kN/m	1300mm	300mm	235mm	65mm	1.74mm ²	1290mm ²	7.2mm ²	107kN > 0	0.00028	0.68813	244kN/m	178kN/m	> 0			

Spannungsanalyse Einspannung (Haupt)

$N_{Ed} = 76'500\text{ N/m}^2$	$l_1 = 2.250 \times 10^8$	$M_{1,avg} = 115\text{ Nm/m}$	(58%)	$E_p = 34'000\text{ N/mm}^2$	$\varphi = 2.0$
$\sigma_{Ed} = 0.66$	$f_{yk} = 1.189 \times 10^9$	$A_s = 103\text{ mm}^2$	$S = 6.1188 \times 10^7$	$n = 18.09$	BEWERTUNGSZUSTAND

Betondruckspannung	Stahlspannung	Nachweis kein Fließen der Armerung
$\sigma_c = 10.0\text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 231.2\text{ N/mm}^2$	$\sigma_c < f_{td} - 80\text{ N/mm}^2 = 95\text{ N/mm}^2$ i.O.

Verformungen $M_{Ed} = 418\text{ Nm/m}$ $k_1 = 0.95218095$ $f_{ctd} = 2.0\text{ N/mm}^2$

Stiffheit M	Stiffheit M	mittlere Stiffheit
$E_p = 33'000\text{ N/mm}^2$	Arbet 96%	$E_p = 33'000\text{ N/mm}^2$
	Arbet 96%	$E_p = 33'000\text{ N/mm}^2$

Art	Faktor	M	l	l	l	σ	σ	σ	σ
N_{1x}	0.250	25kNm/m	3kNm/m	0.45 m	76'500N/mm ²	3 mm	17'795kNm ²	12.5 mm	9/276
N_{1y}	0.25	2kNm/m	3kNm/m	0.45 m	76'500N/mm ²	3 mm	17'795kNm ²	0.0 mm	9999999
N_{1z}	0.25	15kNm/m	3kNm/m	0.45 m	76'500N/mm ²	1 mm	17'795kNm ²	2.5 mm	9/1380
N_{2x}	0.25	5kNm/m	3kNm/m	0.45 m	76'500N/mm ²	2 mm	17'795kNm ²	0.8 mm	9/4364
Q_x	0.3333	3kNm/m	3kNm/m	0.45 m	76'500N/mm ²	3 mm	17'795kNm ²	0.8 mm	9/4486
Q_z	0.33	2kNm/m	3kNm/m	0.45 m	76'500N/mm ²	3 mm	17'795kNm ²	0.4 mm	9/9061
Total		Anforderungen für quasi statisch			l/250 (veränderliche)	4 mm	g=0	13.3 mm	9/260 i.O.
		Anforderungen für häufige Lastfälle			l/200 (dauerhaft)	4 mm	g	3.8 mm	9/948 i.O.

Minimalarmierung quer SIA 262 C1:2017 Fig. 31

Bestandteil	f_{ctd}	f_{ctd}	k_1	Zugspannkraft	min	ρ	ρ	ρ	Widerstand Arm.	Nachweis
Boden	300mm	2.9 N/mm ²	3.8 N/mm ²	0.87	90 = 903 kN	0.5 mm	16 mm	150 mm	205 N/mm ²	NRd = 1706 kN > 0
Wände	300mm	2.9 N/mm ²	3.8 N/mm ²	0.87	90 = 903 kN	0.5 mm	16 mm	150 mm	205 N/mm ²	NRd = 1706 kN > 0



SCHNITTKRÄFTE UND DIMENSIONIERUNG U-PROFIL RAMPE PERRON NR. 4-4

$h = 1.30\text{ m}$	$l = 2.50\text{ m}$	$G_k = 45\text{ kN}$	$\beta = 28.8^\circ$	Beton C30/37	$f_{ctd} = 20.0\text{ N/mm}^2$
$l_1 = 0.30\text{ m}$	$b = 0.30\text{ m}$	$l_k = 1\text{ m}$	$\gamma = 19.5\text{ kN/m}^3$	Stab S200	$\tau_{yk} = 1.1\text{ N/mm}^2$
$h_p = 0.00\text{ m}$	$l_p = 2.50\text{ m}$	$Q_k = 45\text{ kN}$	$R_{yk} = 10.00\%$	Stab S200	$f_{td} = 425\text{ N/mm}^2$
$h_{p1} = 0.50\text{ m}$		$Q_{k1} = 5.1\text{ kN}$	$R_{yk1} = 25\text{ kN/m}^2$		$f_{td1} = 205/1000\text{ N/mm}^2$
	Zustandswert Stützverspannung	$M_{k1} = 18\text{ MNm}$			
		$q_k = 10\text{ kN/m}^2$	$k_{1d} = 0.2042$	$k_1 = 0.95$	$\eta_{1d} = 1.0\%$
$\lambda_{1d} = 2.00\text{ m}$ Verstellung der Eisenbahnen über den		$q_{k1} = 25\text{ kN/m}^2$	$k_{1d1} = 0.5162$	$k_1 = 0.425$	$\eta_{1d1} = 45\%$

Hilfskräfte	$G_{k1} = 5.39\text{ kN}$	$G_{k2} = 9.2\text{ kN/m}^2$	$Q_{k1} = 16.2\text{ kN/m}^2$	$Q_{k2} = 12.7\text{ kN/m}^2$	$Q_{kmax} = 43\text{ kN/m}^2$
	$Q_{k1} = 1.98\text{ kN}$	$Q_{k2} = 2.9\text{ kN/m}^2$	$Q_{k3} = 7.4\text{ kN/m}^2$		

Schnittkräfte Charakteristisch

Drücke	Kraftvektor	Reibel	Wandmoment
$N_{k1} = 25\text{ kN/m}^2$	$E_{k1} = 25.0\text{ kN}$	$N_{k2} = 0.43\text{ m}$	$M_{k1} = 13\text{ kNm/m}$
$N_{k2} = 12.7\text{ kN/m}^2$	$E_{k2} = 13.3\text{ kN}$	$N_{k3} = 0.77\text{ m}$	$M_{k2} = 10\text{ kNm/m}$
$N_{k3} = 8.1\text{ kN/m}^2$	$E_{k3} = 8.0\text{ kN}$	$N_{k4} = -0.18\text{ m}$	$M_{k3} = -2\text{ kNm/m}$
$N_{k4} = 10.2\text{ kN/m}^2$	$E_{k4} = -9.8\text{ kN}$	$N_{k5} = -0.56\text{ m}$	$M_{k4} = 3\text{ kNm/m}$

Luftklimatabelle			
α_1	α_2	α_3	α_4
1.35	1.35	1.35	0.7
1.35	1.35	1.35	0.7
1.5	1	1	1
1	1.45	1	1

Drucklasten + Moment horizontal	Reibel	Wandmoment
$G_k = 1.4\text{ kN}$ Biegung nur eine Seite	$N_{k1} = 1.45\text{ m}$	$M_{k1} = 3\text{ kNm/m}$
$Q_k = 3.4\text{ kN}$ Biegung nur eine Seite	$N_{k2} = 0.73\text{ m}$	$M_{k2} = 2\text{ kNm/m}$
$M_k = 8\text{ kNm/m}$		

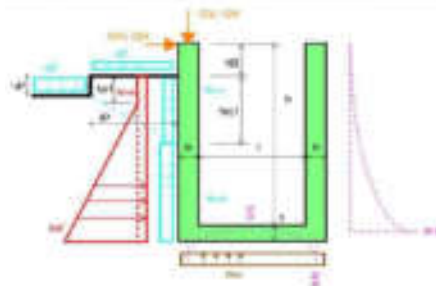
α_1	α_2	α_3	α_4
1.35	1.35	1.35	1
1	1	1.5	1
1	1	1.5	1

Vertikallasten	Radspannung	Feldmoment	Einspannmoment
$N_{kmax} = 43\text{ kN}$	$R_{k1} = 21.8\text{ kN/m}^2$	$M_{k1} = 5\text{ kNm/m}$	$M_{k2} = 3\text{ kNm/m}$
$Q_k = 23\text{ kN (2d)}$	$R_{k2} = 34.5\text{ kN/m}^2$	$M_{k3} = 5\text{ kNm/m}$	$M_{k4} = 5\text{ kNm/m}$
$Q_k = 23\text{ kN (2d)}$	$R_{k3} = 34.5\text{ kN/m}^2$	$M_{k5} = 5\text{ kNm/m}$	$M_{k6} = 5\text{ kNm/m}$

α_1	α_2	α_3	α_4
1.35	1.35	1.35	1
1.35	1.35	1.35	1
1	1	1.5	1

Schnittkräfte Dimensionierung

Stufe	Schnittkr.	α_1	α_2	α_3	Mangelband
a-a	$M_k = 18\text{ MNm}$	1.35	1.35	1.35	0.7
a-a	$N_k = 88\text{ kN/m}$	1.35	1.35	1.35	0.7
b-b	$N_k = 82\text{ kN/m}$	1.35	1.35	1.35	0.7
c-c	$M_k = 18\text{ MNm}$	1.35	1.35	1.35	0.7



Formel Biegung: $M_{k1} = k_1 \times x \times b \times f_{td} \times (d - x \times k_2) + A_s' \times f_{td} \times (d - d')$
 $x = \frac{A_s \times f_{td} - A_s' \times f_{td}}{b \times k_1 \times f_{td}}$

Formel Querkraft: $V_{k1} = b \times k_3 \times x_p \times \gamma_{1d}$
 $x_p = \frac{f_{td} \times M_k}{V_k \times \eta_{1d}}$
 $k_3 = \frac{60}{10 + D_{max}}$

Nachweis Tragfähigkeit

Nachweis	Stufe	M_k	b	d	$d - d'$	d'	A_s	A_s'	η_{1d}	Nachweis $M_k \leq M_{Rk}$	N_k	N_{Rk}	η_{1d}	Nachweis $N_k \leq N_{Rk}$	Bemerkung
a-a	a-a	18 MNm	1000mm	300mm	250mm	65mm	1340mm ²	1030mm ²	1.35	1.0	88kN/m	0.0011	0.7798	201kN/m > 0	$\beta \leq 16 \times 130$
b-b	b-b	88kN/m	1000mm	300mm	250mm	65mm	1340mm ²	1030mm ²	1.35	1.0	82kN/m	0.0011	0.7798	201kN/m > 0	
c-c	c-c	18 MNm	1000mm	300mm	250mm	65mm	1340mm ²	1030mm ²	1.35	1.0	88kN/m	0.0011	0.7798	201kN/m > 0	

Spannungsanalyse Einspannung (Hauptg)

$M_{kmax} = 44\text{ kNm/m}$	(72%)	$f_{td} = 34'000\text{ N/mm}^2$	$\phi = 1.0$
$D_k = 36'500\text{ N/mm}^2$	$l_1 = 2.200 \times 10^8$		
(4.9)	(2.9)		
$\sigma_{1d} = 87'746\text{ N/mm}^2$	$f_s = 7.500 \times 10^8$	$k_{1d} = 82\text{ mm}$	$\lambda = 8.203 \times 10^9$
			$x = 18.09$

Bemerkung	Stahlspannung	Nachweis kein Fließen der Armerung
$\sigma_s = 4.8\text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 181.8\text{ N/mm}^2 < f_{td} - 60\text{ N/mm}^2 = 315\text{ N/mm}^2$	LO

Verformungen

$M_k = 41\text{ kNm/m}$	$k_1 = 0.9519005$	$f_{td} = 2.9\text{ N/mm}^2$
Stoffigkeit M	Stoffigkeit M	mittlere Stoffigkeit
$\sigma_{1d} = 25'500\text{ N/mm}^2$	Anteil 94%	$\sigma_{1d} = 25'746\text{ N/mm}^2$
		Anteil 6%
		$\sigma_{1d} = 24'407\text{ N/mm}^2$

Berechnung der Verformung mittels Integrationsformel IZS 04

Anteil	Faktor	M	l	l	Q	w_1	DEF	w_2	η/ϵ
N_{k1}	0.250	76kNm/m	1kNm/m	1.45 m	76'500N/m ²	0 mm	24'407N/mm ²	0.2 mm	$\eta_1/900.8$
N_{k2}	0.25	-76kNm/m	1kNm/m	1.45 m	76'500N/m ²	0 mm	24'407N/mm ²	-0.2 mm	$\eta_2/9419$
N_{k3}	0.25	-38kNm/m	1kNm/m	1.45 m	76'500N/m ²	0 mm	24'407N/mm ²	0.0 mm	$\eta_3/10164$
N_{k4}	0.25	88kNm/m	1kNm/m	1.45 m	76'500N/m ²	0 mm	24'407N/mm ²	0.1 mm	$\eta_4/12900$
Q_k	0.3333	34kNm/m	1kNm/m	1.45 m	76'500N/m ²	0 mm	24'407N/mm ²	0.0 mm	$\eta_5/10938$
Q_{k1}	0.33	28kNm/m	1kNm/m	1.45 m	76'500N/m ²	0 mm	24'407N/mm ²	0.2 mm	$\eta_6/18242$
Total		Auflagerungen für quasi ständige	h/250 (veränderliche)			0 mm	gH/g	0.0 mm	$\eta_7/1128$
		Auflagerungen für häufige Lastfälle	h/250 (nur veränderliche)			0 mm	g	0.1 mm	$\eta_8/1976$

Minimalspannung gem. DA 262 Cl. 2017 Fig. 31

Stahlart	f_{td}	f_{td1}	k_1	Zugspannungkraft	w_{min}	β	α	σ_{1dmax}	Widerstand Arm.	Nachweis	
Boden	300mm	1.9 N/mm ²	3.8 N/mm ²	0.87	Nd = 983 kN	0.5 mm	16 mm	152 mm	409 N/mm ²	NBd = 1'008 kN	1.0
Wände	300mm	1.9 N/mm ²	3.8 N/mm ²	0.87	Nd = 983 kN	0.5 mm	16 mm	152 mm	409 N/mm ²	NBd = 1'008 kN	1.0



SCHNITTKRÄFTE UND BEMESSUNG U-PROFIL RAMPE PERRON NR. 6-6

$b = 2.20\text{ m}$	$l = 2.50\text{ m}$	$G_k = 45\text{ kN}$	$\beta = 28.8^\circ$	Beton C30/37	$f_{ctd} = 20.0\text{ N/mm}^2$
$l_1 = 0.30\text{ m}$	$b_1 = 0.30\text{ m}$	$G_{k1} = 1\text{ kN}$	$\gamma = 19.5\text{ kN/m}^3$	Stab B20	$\tau_{yk} = 1.1\text{ N/mm}^2$
$h_p = 0.80\text{ m}$	$l_2 = 2.50\text{ m}$	$G_{k2} = 45\text{ kN}$	$R_{yk} = 30.00\%$	Stab B20	$f_{td} = 425\text{ N/mm}^2$
$h_p = 0.50\text{ m}$		$G_{k3} = 5\text{ kN}$	$R_{yk} = 25\text{ kN/m}^2$		$f_{td} = 205/1000\text{ N/mm}^2$
Zustandswert Stützverspannung $M_{k1} = 18\text{ Nm}$					
$\lambda_{rel} = 2.00\text{ m}$	$\sigma_{k1} = 10\text{ kN/m}^2$	$\sigma_{k2} = 25\text{ kN/m}^2$	$\lambda_{k1} = 0.2942$	$\lambda_{k2} = 0.95$	$\lambda_{k3} = 3.0\%$
	$\sigma_{k1} = 25\text{ kN/m}^2$		$\lambda_{k1} = 0.5162$	$\lambda_{k2} = 0.425$	$\lambda_{k3} = 45\%$

Hilfsweite	$l_{k1} = 0.30\text{ m}$	$\sigma_{k1} = 14.3\text{ kN/m}^2$	$\sigma_{k2} = 25.3\text{ kN/m}^2$	$\sigma_{k3} = 19.8\text{ kN/m}^2$	$\sigma_{kmax} = 36\text{ kN/m}^2$
	$l_{k2} = 1.90\text{ m}$	$\sigma_{k1} = 2.9\text{ kN/m}^2$	$\sigma_{k2} = 2.4\text{ kN/m}^2$		

Schnittkräfte Charakteristisch

Drücke	Erdfaktor	Reibst.	Wandzahnmoment
$N_{k1} = 25\text{ kN/m}^2$	$E_{k1} = 47.5\text{ kN}$	$N_{k2} = 0.06\text{ m}$	$M_{k1} = 42\text{ Nm/m}$
$N_{k2} = 59.8\text{ kN/m}^2$	$E_{k2} = 3.3\text{ kN}$	$N_{k3} = 0.47\text{ m}$	$M_{k2} = -2\text{ Nm/m}$
$N_{k3} = 4.1\text{ kN/m}^2$	$E_{k3} = 4.0\text{ kN}$	$N_{k4} = 0.76\text{ m}$	$M_{k3} = 6\text{ Nm/m}$
$N_{k4} = 10.2\text{ kN/m}^2$	$E_{k4} = -0.8\text{ kN}$	$N_{k5} = -0.12\text{ m}$	$M_{k4} = 2\text{ Nm/m}$

Luftklimatabelle			
α_1	α_2	α_3	α_4
1.35	1.35	1.35	0.7
1.35	1.35	1.35	0.7
1.5	1	1	1
1	1.45	1	1

Drucklasten + Moment horizontal	Reibst.	Wandzahnmoment
$G_k = 1.4\text{ kN}$	$N_{k1} = 2.55\text{ m}$	$M_{k1} = 3\text{ Nm/m}$
$G_k = 3.4\text{ kN}$	$N_{k2} = 1.12\text{ m}$	$M_{k2} = 3\text{ Nm/m}$
$M_k = 8\text{ Nm/m}$		

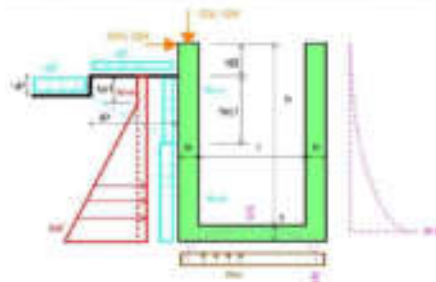
α_1	α_2	α_3	α_4
1.35	1.35	1.35	1
1	1	1.5	1
1	1	1.5	1

Vertikallasten	Erdfaktor	Feldmoment	Einspannmoment
$N_{k1} = 16\text{ kN}$	$N_{k1} = 28.1\text{ kN/m}^2$	$M_{k1} = 6\text{ Nm/m}$	$M_{k1} = 12\text{ Nm/m}$
$G_k = 23\text{ kN (2x)}$	$N_{k2} = 34.5\text{ kN/m}^2$	$M_{k2} = 5\text{ Nm/m}$	$M_{k2} = 5\text{ Nm/m}$
$G_k = 23\text{ kN (2x)}$	$N_{k3} = 34.5\text{ kN/m}^2$	$M_{k3} = 5\text{ Nm/m}$	$M_{k3} = 5\text{ Nm/m}$

α_1	α_2	α_3	α_4
1.35	1.35	1.35	1
1.35	1.35	1.35	1
1	1	1.5	1

Schnittkräfte Dimensionierung

Stelle	Schnittkr.	σ_k	σ_{k1}	σ_{k2}	Massegebnd
a-a	$M_k = 115\text{ Nm/m}$	115 Nm/m	123 Nm/m	123 Nm/m	123 Nm/m
a-a	$N_k = 91\text{ kN/m}$	88 kN/m	94 kN/m	94 kN/m	94 kN/m
b-b	$N_k = 81\text{ kN/m}$	81 kN/m	88 kN/m	88 kN/m	88 kN/m
c-c	$M_k = 20\text{ Nm/m}$	20 Nm/m	21 Nm/m	21 Nm/m	21 Nm/m



Formel Biegung: $M_{k1} = k_1 \times x \times b \times f_{td} \times (d - x \times k_2) + A_s \times f_{td} \times (d - d')$
 $x = \frac{A_s \times f_{td} - A_s' \times f_{td}}{b \times k_1 \times f_{td}}$

Formel Querkraft: $V_{k1} = b \times k_3 \times \sigma_p \times y_{pl}$
 $\sigma_p = \frac{f_{td} \times M_k}{I_{k1}}$
 $k_3 = \frac{60}{10 + D_{max}}$

Nachweis Tragfähigkeit

Nachweis	Stelle	M_k	b	d	$d - d'$	f_{td}	A_s	A_s'	λ	M_{k1}	Nachweis $M_{k1} \leq M_{Rk}$	V_k	V_{Rk}	N_k	N_{Rk}	Nachweis $N_k \leq N_{Rk}$	Bemerkung
a-a		115 Nm	1000 mm	300 mm	250 mm	65 mm	1700 mm ²	1000 mm ²	17.1 mm	34.5 kN	i.O.	94 kN	0.0015	0.4915	101 kN	i.O.	$\beta \leq 18.1 \leq 150$
b-b		123 Nm	1000 mm	300 mm	250 mm	65 mm	1700 mm ²	1000 mm ²	17.1 mm	34.5 kN	i.O.	102 kN	0.0015	0.4915	101 kN	i.O.	
c-c		20 Nm	1000 mm	300 mm	250 mm	65 mm	1700 mm ²	1000 mm ²	17.1 mm	34.5 kN	i.O.	102 kN	0.0015	0.4915	294 kN	i.O.	

Spannungsanalyse Einspannung (Hauptg)

$D_k = 36500\text{ N/m}^2$	$l_1 = 2.200\text{ m}$	$M_{k,max} = 38\text{ Nm/m}$	ISAN	$f_{ctd} = 34'000\text{ N/mm}^2$	$\phi = 1.0$
$\sigma_{k1} = 17.213\text{ N/mm}^2$	$f_{yk} = 0.3211\text{ E-08}$	$\lambda_{k1} = 90\text{ mm}$	$\lambda = 0.2451\text{ E-08}$	$x = 18.09$	DEWERTSCHEN = 0

Bemessungsspannung	Stahlspannung	Nachweis kein Fließen der Armerung
$\sigma_k = 17.8\text{ N/mm}^2$	$\sigma_k = 228.1\text{ N/mm}^2$	$\sigma_{k1} - 60\text{ N/mm}^2 = 315\text{ N/mm}^2$ i.O.

Verformungen

$M_k = 41\text{ Nm/m}$	$\lambda_k = 0.95180\%$	$f_{ctd} = 2.9\text{ N/mm}^2$
Stoffigkeit M	Stoffigkeit M	mittlere Stoffigkeit
$\sigma_k = 25'500\text{ N/mm}^2$	Anteil 53%	$\sigma_{k1} = 27'213\text{ N/mm}^2$
		Anteil 47%
Berechnung der Verformung mittels Integrationsformel IZS 04		

Anteil	Faktor	M	l	l	l	σ_k	σ_{k1}	σ_{k2}	w_1	w_2	l/w
N_{k1}	0.250	28 Nm/m	28 Nm/m	2.31 m	76'500 N/mm ²	1 mm	18'338 N/mm ²	2.2 mm	1/1072		
N_{k2}	0.25	38 Nm/m	28 Nm/m	2.85 m	76'500 N/mm ²	0 mm	18'338 N/mm ²	0.1 mm	1/29105		
N_{k3}	0.25	38 Nm/m	28 Nm/m	3.35 m	76'500 N/mm ²	0 mm	18'338 N/mm ²	0.5 mm	1/1099		
N_{k4}	0.25	28 Nm/m	28 Nm/m	3.35 m	76'500 N/mm ²	0 mm	18'338 N/mm ²	0.0 mm	1/142320		
G_k	0.3333	34 Nm/m	28 Nm/m	2.35 m	76'500 N/mm ²	0 mm	18'338 N/mm ²	0.1 mm	1/10901		
G_k	0.33	38 Nm/m	28 Nm/m	2.35 m	76'500 N/mm ²	0 mm	18'338 N/mm ²	0.3 mm	1/1040		
Total		Anforderungen für quasi ständige		1/250 (veränderlich)	1 mm	gH	2.2 mm	1/1074	i.O.		
		Anforderungen für häufige Lastfälle		1/200 (nur veränderlich)		g	0.8 mm	1/1061	i.O.		

Minimalspannung gem. DA 262 CL 2017 Fig. 31

Stahlst.	l	f_{ctd}	f_{td}	λ_k	Zugspannungkraft	mm	β	λ	$\sigma_{k,max}$	Widerstand Arm.	Nachweis
Boden	300 mm	1.9 N/mm ²	3.8 N/mm ²	0.87	Nd = 983 kN	0.5 mm	16 mm	152 mm	409 N/mm ²	NBd = 1'006 kN	i.O.
Wand	300 mm	1.9 N/mm ²	3.8 N/mm ²	0.87	Nd = 983 kN	0.5 mm	16 mm	152 mm	409 N/mm ²	NBd = 1'006 kN	i.O.



SCHNITTKRÄFTE UND BEMESSUNG U-PROFIL RAMPE PERRON NR. 1-4

$h = 3.40\text{ m}$	$l = 2.50\text{ m}$	$G_k = 46\text{ kN}$	$\beta = 28.8^\circ$	Beton C30/37	$f_{ctd} = 20.0\text{ N/mm}^2$
$l_1 = 0.40\text{ m}$	$h = 0.40\text{ m}$	$G_{k1} = 1\text{ kN}$	$\gamma = 19.5\text{ kN/m}^3$	Stab S2 mm	$\tau_{yk} = 1.1\text{ N/mm}^2$
$h_2 = 0.60\text{ m}$	$l_2 = 2.50\text{ m}$	$G_{k2} = 45\text{ kN}$	$R_{yk} = 30.00\%$	Stab S1000	$f_{td} = 425\text{ N/mm}^2$
$h_3 = 0.50\text{ m}$		$G_{k3} = 5\text{ kN}$	$R_{yk} = 25\text{ kN/m}^2$		$f_{td} = 205/1000\text{ N/mm}^2$
Zustandswert Stützverspannung			$M_{k1} = 18\text{ Min}$		
$\lambda_{rel} = 2.00\text{ m}$	Verstärkung der Eisenbeton über Stütz		$\sigma_{sk} = 11\text{ kN/m}^2$	$k_{11} = 0.2942$	$\eta_1 = 0.95$
			$\sigma_{sk} = 25\text{ kN/m}^2$	$k_{12} = 0.5162$	$\eta_2 = 0.425$
$\sigma_{s22} = 3.0\%$					$\sigma_{s22} = 3.0\%$
$\sigma_{s22} = 4\%$					$\sigma_{s22} = 4\%$

Hilfskräfte	$G_{k1} = 1\text{ kN}$	$G_{k2} = 21.8\text{ kN/m}^2$	$G_{k3} = 16.4\text{ kN/m}^2$	$G_{k4} = 30.1\text{ kN/m}^2$	$\sigma_{s22} = 301\text{ kN/m}^2$
	$G_{k5} = 1.98\text{ kN}$	$G_{k6} = 4.8\text{ kN/m}^2$	$G_{k7} = 2.4\text{ kN/m}^2$		

Schnittkräfte Charakteristisch

Drücke	Kraftvektor	Reibel	Wandmoment
$N_{k1} = 25\text{ kN/m}^2$	$E_{k1} = 81.0\text{ kN}$	$N_{k2} = 1.50\text{ m}$	$M_{k1} = 120\text{ kNm/m}$
$N_{k2} = 30.1\text{ kN/m}^2$	$E_{k2} = 9.1\text{ kN}$	$N_{k3} = 4.00\text{ m}$	$M_{k2} = 20\text{ kNm/m}$
$N_{k3} = 6.1\text{ kN/m}^2$	$E_{k3} = 12.1\text{ kN}$	$N_{k4} = 2.01\text{ m}$	$M_{k3} = 240\text{ kNm/m}$
$N_{k4} = 10.2\text{ kN/m}^2$	$E_{k4} = 12.4\text{ kN}$	$N_{k5} = 0.51\text{ m}$	$M_{k4} = 30\text{ kNm/m}$

Luftklimatabelle			
α_1	α_2	α_3	α_4
1.35	1.35	1.35	0.7
1.35	1.35	1.35	0.7
1.5	1	1	1
1	1.45	1	1

Drucklasten + Moment horizontal	Reibel	Wandmoment
$G_{k1} = 1\text{ kN}$	Wandung nur eine Seite	$M_{k1} = 24\text{ kNm/m}$
$G_{k2} = 3\text{ kN}$	Wandung nur eine Seite	$M_{k2} = 30\text{ kNm/m}$
$M_{k3} = 30\text{ kNm/m}$		$M_{k3} = 30\text{ kNm/m}$

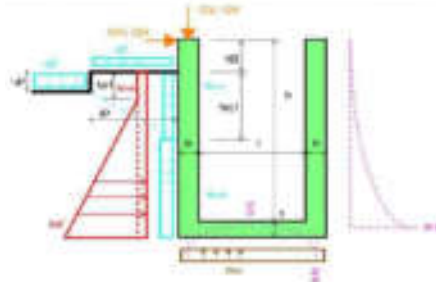
α_1	α_2	α_3	α_4
1.35	1.35	1.35	1
1	1	1.5	1
1	1	1.5	1

Vertikallasten	Reibverspannung	Feldmoment	Einspannmoment
$N_{k1} = 101\text{ kN}$	$R_{k1} = 30.6\text{ kN/m}^2$	$M_{k1} = 120\text{ kNm/m}$	$M_{k2} = 240\text{ kNm/m}$
$G_{k1} = 23\text{ kN (2x)}$	$R_{k2} = 13.6\text{ kN/m}^2$	$M_{k3} = 50\text{ kNm/m}$	$M_{k4} = 30\text{ kNm/m}$
$G_{k2} = 23\text{ kN (2x)}$	$R_{k3} = 13.6\text{ kN/m}^2$	$M_{k5} = 50\text{ kNm/m}$	$M_{k6} = 30\text{ kNm/m}$

α_1	α_2	α_3	α_4
1.35	1.35	1.35	1
1.35	1.35	1.35	1
1	1	1.5	1

Schnittkräfte Dimensionierung

Stelle	Schnittkr.	σ_{sk}	σ_{sk}	σ	Mangelband
a-a	$M_k = 2720\text{ Nm/m}$	2630 N/mm^2	2710 N/mm^2	27200 N/m^2	27200 N/m^2
a-a	$N_k = 5316\text{ N/m}$	150 N/mm^2	151 N/mm^2	1510 N/m^2	1510 N/m^2
b-b	$N_k = 1216\text{ N/m}$	123 N/mm^2	123 N/mm^2	1230 N/m^2	1230 N/m^2
c-c	$M_k = 270\text{ Nm/m}$	27 N/mm^2	27 N/mm^2	270 N/m^2	270 N/m^2



Formel Biegung: $M_{red} = k_1 \times x \times b \times f_{td} \times (d - x \times k_2) + A_s \times f_{td} \times (d - d')$
 $x = \frac{A_s \times f_{td} - A_s' \times f_{td}}{b \times k_1 \times f_{td}}$

Formel Querkraft: $V_{red} = b \times k_3 \times x_p \times \gamma_{cp}$
 $x_p = \frac{f_{td} \times M_k}{V_{red} \times M_{k1}}$
 $k_3 = \frac{60}{10 + D_{max}}$

Nachweis Tragsicherheit

Nachweis	Stelle	M_k	b	d	d'	β	σ_{sk}	σ_{sk}	σ	M_{k1}	Nachweis $M_{k1} \leq M_{k2}$	σ_{sk}	σ_{sk}	σ	N_k	Nachweis $N_k \leq N_{k1}$	Bemerkung	
a-a		2720 Nm/m	1000 mm	400 mm	25 mm	0.5 mm	2720 N/mm ²	2720 N/mm ²	27200 N/m ²	27200 Nm/m	27200 Nm/m	2720 N/mm ²	2720 N/mm ²	27200 N/m ²	0.00214	0.58279	2154 N/m < 0	$\beta \geq \beta_{lim} = 1.50$
b-b		2720 Nm/m	1000 mm	400 mm	25 mm	0.5 mm	2720 N/mm ²	2720 N/mm ²	27200 N/m ²	27200 Nm/m	27200 Nm/m	2720 N/mm ²	2720 N/mm ²	27200 N/m ²	0.00214	0.58279	2154 N/m < 0	
c-c		270 Nm/m	1000 mm	400 mm	25 mm	0.5 mm	270 N/mm ²	270 N/mm ²	2700 N/m ²	2700 Nm/m	2700 Nm/m	270 N/mm ²	270 N/mm ²	2700 N/m ²	0.00205	0.89941	3304 N/m < 0	

Spannungsanalyse Einspannung (Hilfsf)

$M_{k,gesamt} = 1700\text{ Nm/m}$	$\beta_{lim} = 1.50$	$f_{td} = 34'000\text{ N/mm}^2$	$\phi = 1.0$
$D_k = 181'333\text{ Nm}^2$	$l_1 = 5.331E+05$		
$(R_{yk} = 6.75)$	$(R_{yk} = 12.24)$		
$\sigma_{sk} = 26'971\text{ N/mm}^2$	$f_{yk} = 1.300E+05$	$\sigma_{sk} = 113\text{ mm}$	$\lambda = 1.227E+06$
			$x = 18.09$

Bruchdruckspannung	Stahlspannung	Nachweis kein Fließen der Armerung
$\sigma_{sk} = 8.6\text{ N/mm}^2$	$\sigma_{sk} = 278.2\text{ N/mm}^2$	$\sigma_{sk} - 60\text{ N/mm}^2 = 315\text{ N/mm}^2$
		LO

Verformungen

$M_k = 776\text{ Nm/m}$	$k_1 = 0.9375$	$f_{td} = 2.9\text{ N/mm}^2$
Stoffigkeit M	Stoffigkeit M	mittlere Stoffigkeit
$\sigma_{sk} = 60'440\text{ N/mm}^2$	$\sigma_{sk} = 20'573\text{ N/mm}^2$	$\sigma_{sk} = 41'150\text{ N/mm}^2$
Anteil 43%	Anteil 17%	

Anteil	Faktor	M	l	d	σ_{sk}	σ_{sk}	σ_{sk}	σ_{sk}	σ_{sk}	σ_{sk}
σ_{sk1}	0.250	84 N/mm ²	46 N/mm ²	3.60 m	181'333 N/mm ²	2 mm	41'233 N/mm ²	5.8 mm	$\eta_1/545$	
σ_{sk2}	0.25	86 N/mm ²	46 N/mm ²	3.60 m	181'333 N/mm ²	0 mm	41'233 N/mm ²	0.8 mm	$\eta_1/888888$	
σ_{sk3}	0.25	248 N/mm ²	46 N/mm ²	3.60 m	181'333 N/mm ²	0 mm	41'233 N/mm ²	1.9 mm	$\eta_1/1089$	
σ_{sk4}	0.25	46 N/mm ²	46 N/mm ²	3.60 m	181'333 N/mm ²	0 mm	41'233 N/mm ²	0.5 mm	$\eta_1/7227$	
σ_{sk5}	0.2333	20 N/mm ²	46 N/mm ²	3.60 m	181'333 N/mm ²	0 mm	41'233 N/mm ²	0.2 mm	$\eta_1/10081$	
σ_{sk6}	0.33	54 N/mm ²	46 N/mm ²	3.60 m	181'333 N/mm ²	0 mm	41'233 N/mm ²	0.5 mm	$\eta_1/7728$	
Total		Auflagerungen für quasi statische		h/250 (veränderliche)		2 mm	gH6	8.8 mm	$\eta_1/31$	1.0
		Auflagerungen für häufige Lastfälle		h/250 (nur veränderliche)			g	2.9 mm	$\eta_1/1354$	1.0

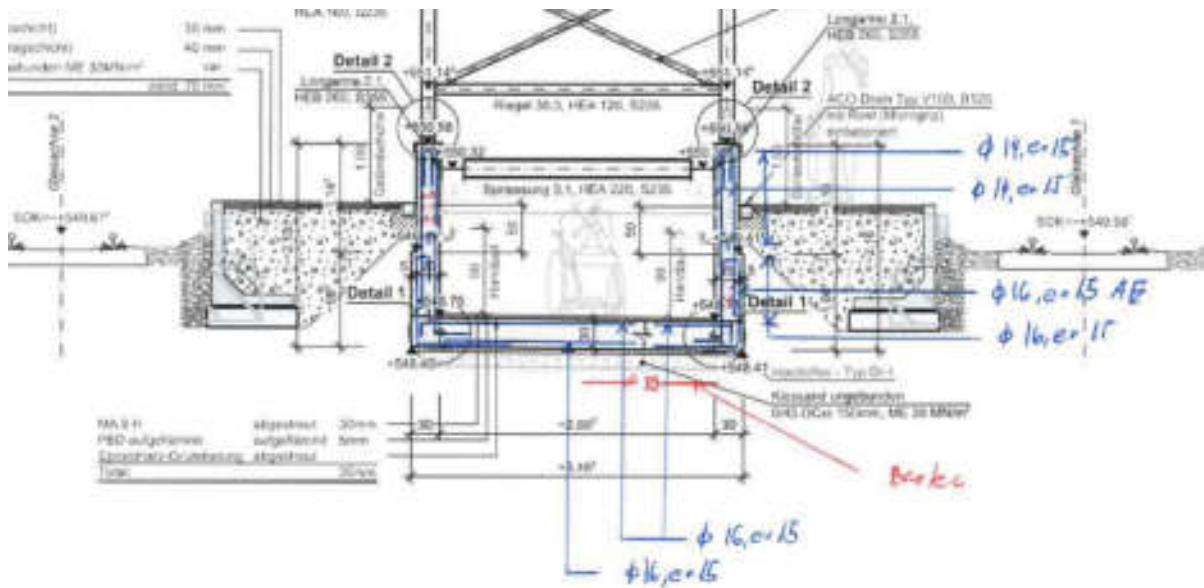
Minimalspannung gem. DA 262 Cl.2017 Fig. 31

Stahl	l	f_{yk}	f_{td}	β	Zugspannungkraft	σ_{sk}	β	σ	σ_{sk}	Widerstand Arm.	Nachweis
Boden	400 mm	1.9 N/mm ²	3.8 N/mm ²	0.85	$\beta d = 2'257\text{ kN}$	0.5 mm	16 mm	152 mm	409 N/mm ²	NBd = 1'008 kN	net
Wand	400 mm	1.9 N/mm ²	3.8 N/mm ²	0.85	$\beta d = 2'257\text{ kN}$	0.5 mm	16 mm	152 mm	409 N/mm ²	NBd = 1'008 kN	net

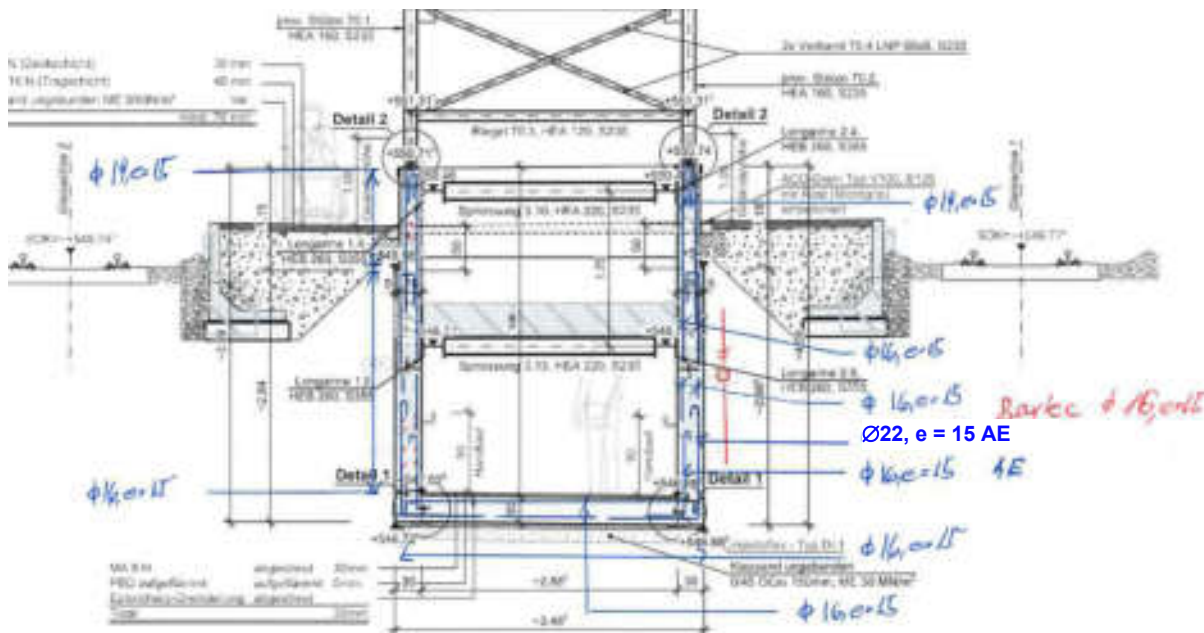


6.3.3 Armierungsskizzen U-Profil

Schnitt a-a

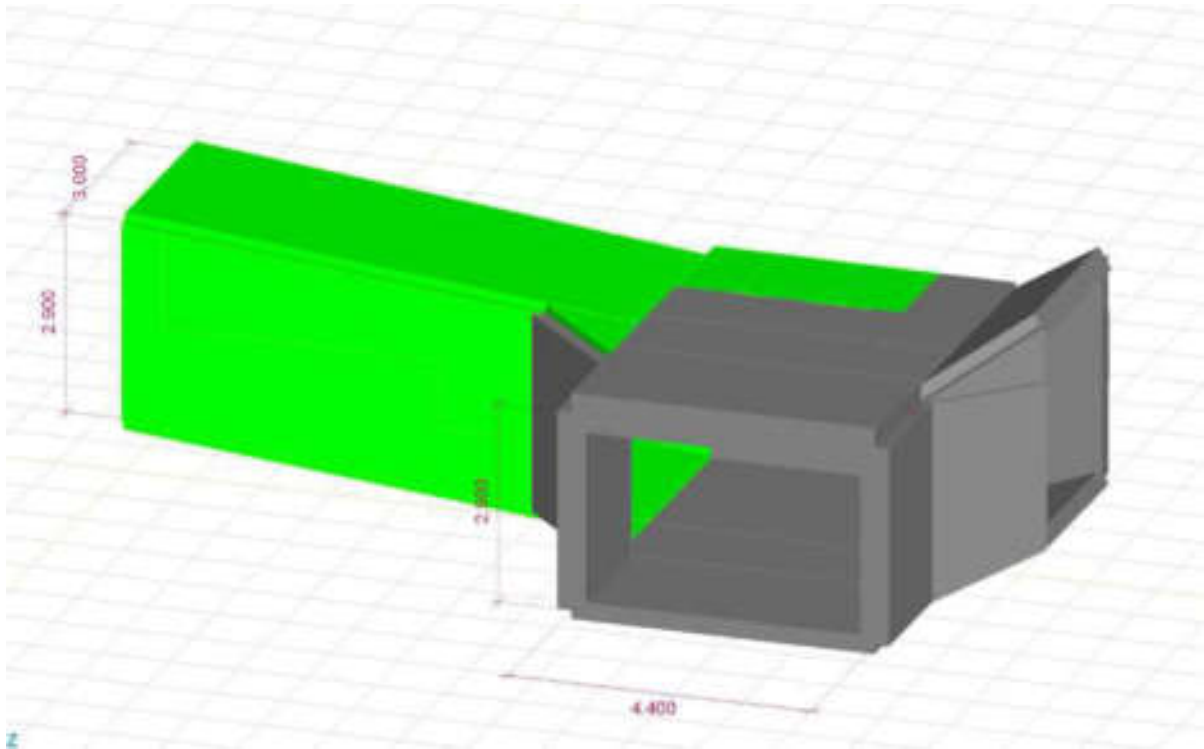


Schnitt 3-3



6.4 Bemessung Rechteckquerschnitt und Deckenergänzung

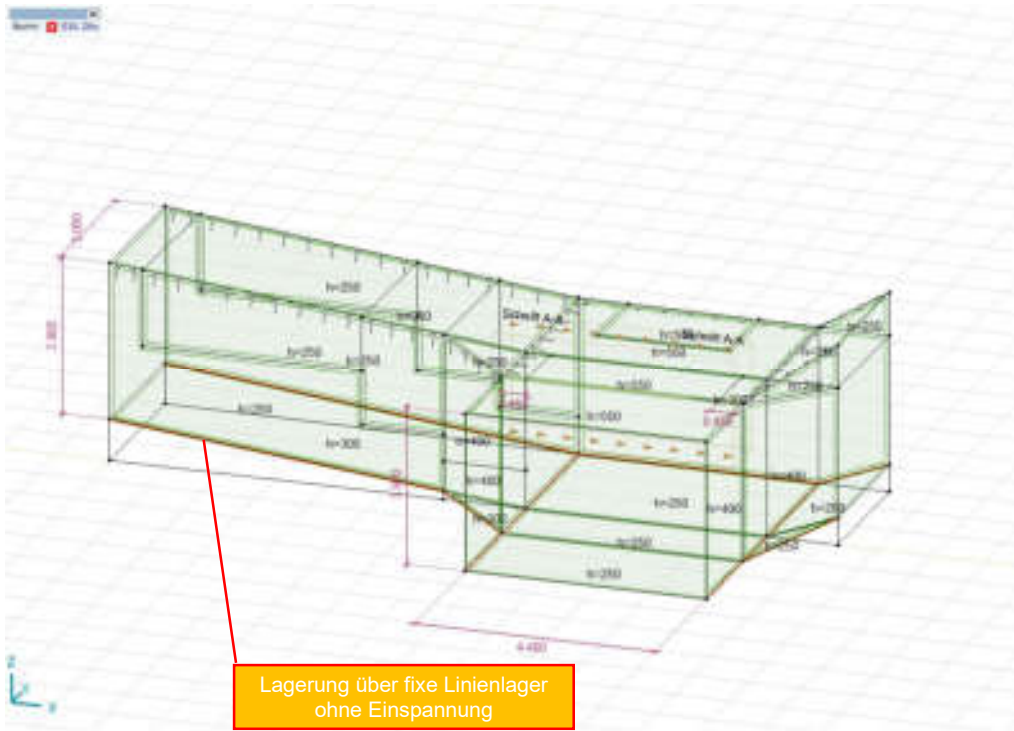
6.4.1 Struktur



Grau = Bestand wird weiterverwendet

Grün = Neu

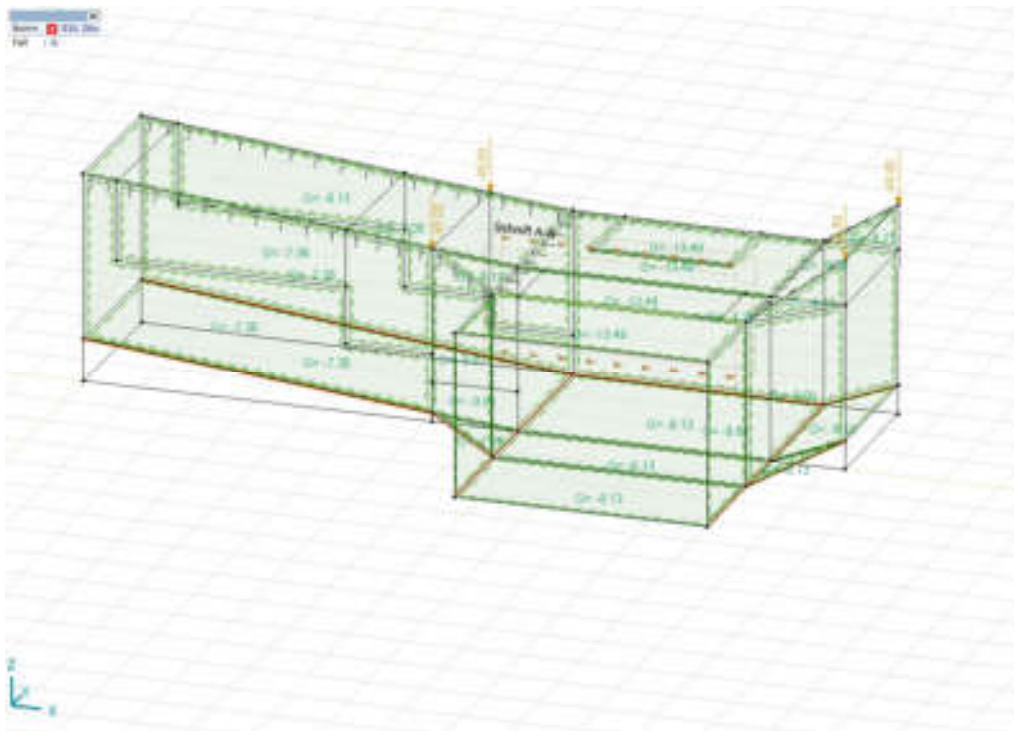
6.4.2 Modell



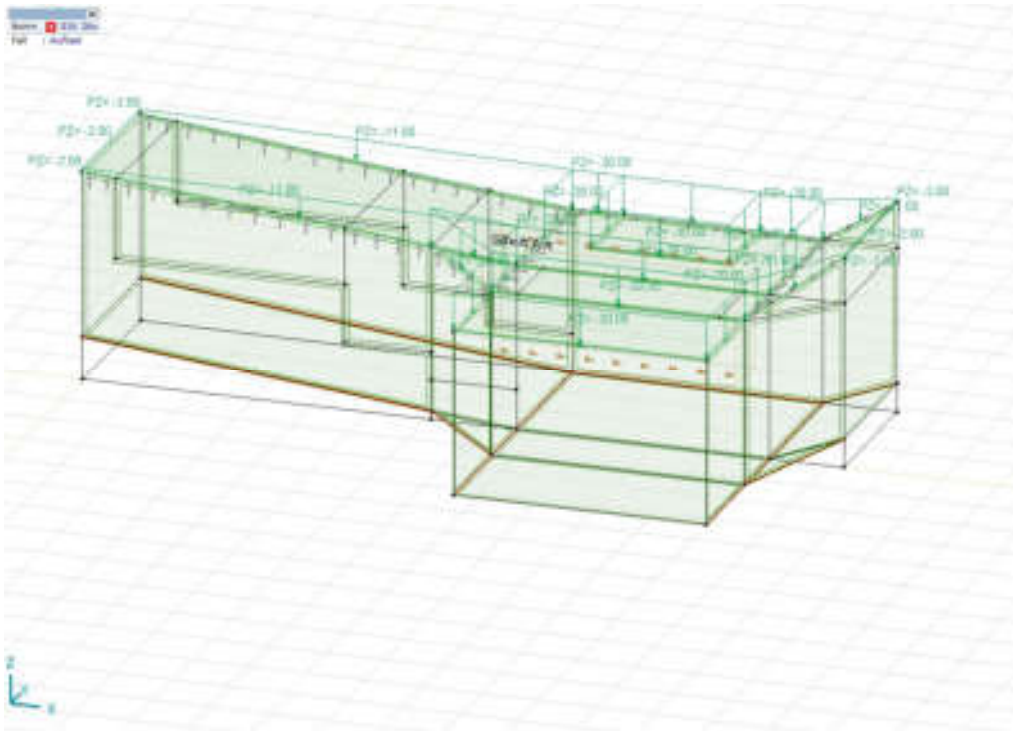
6.4.3 Einwirkungen

Ständig

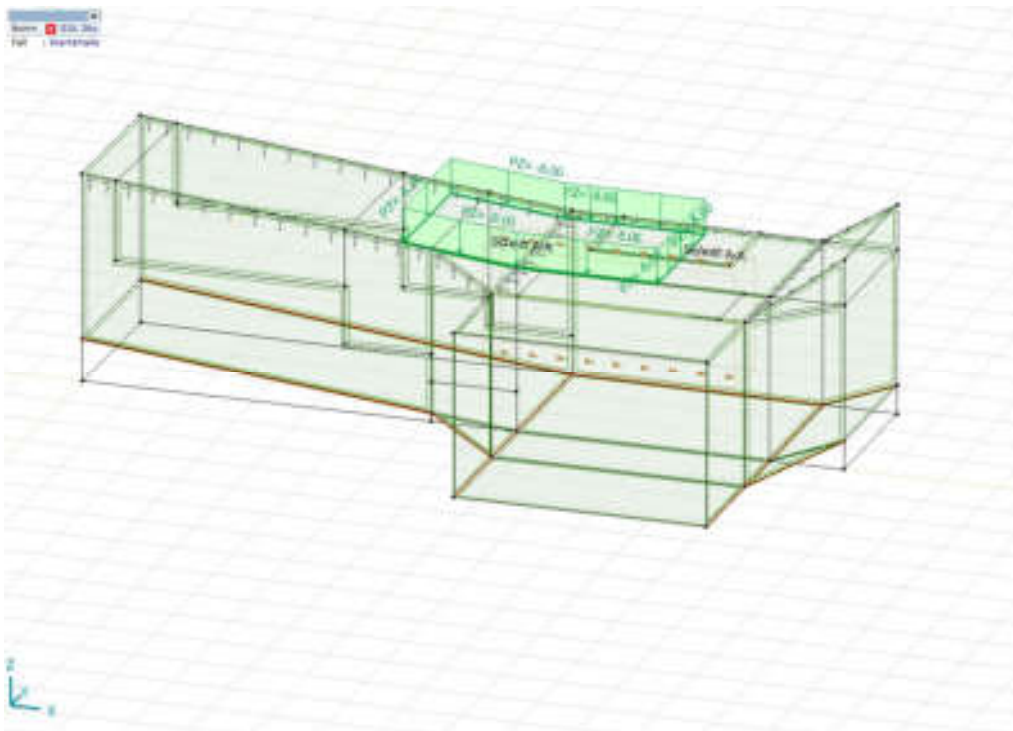
Eigengewicht



Auflast Kies und Belag (2-20 kN/m²)



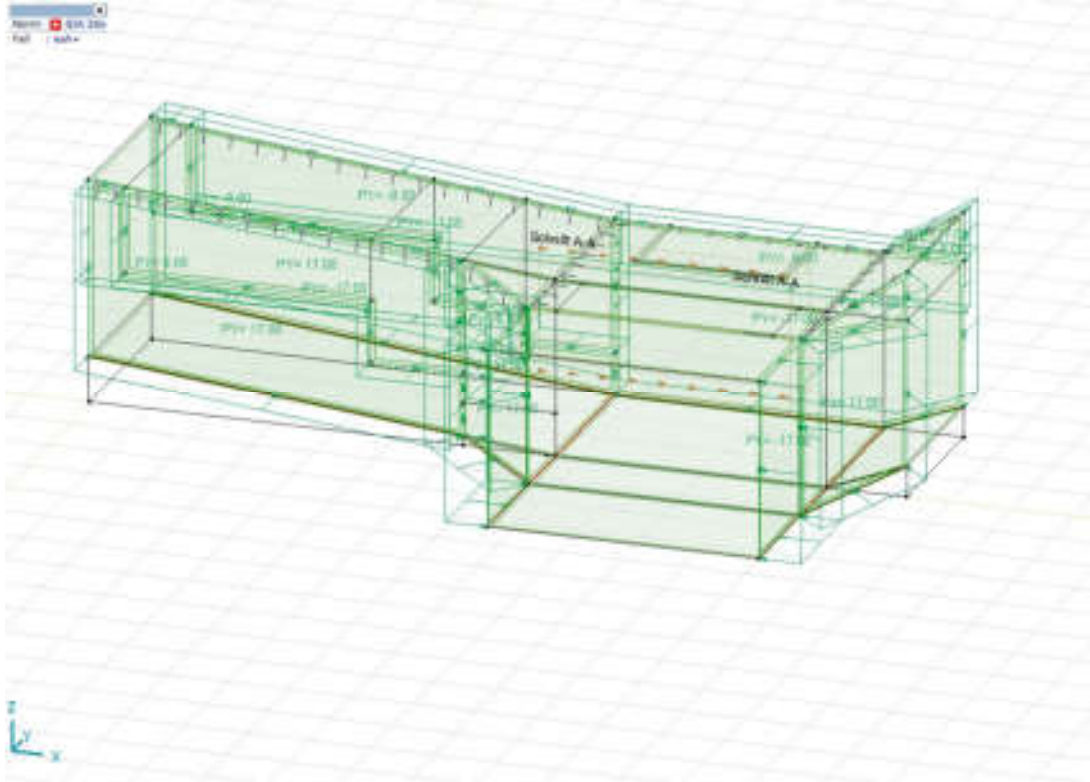
Wartehalle (5 kN/m)



Erddruck

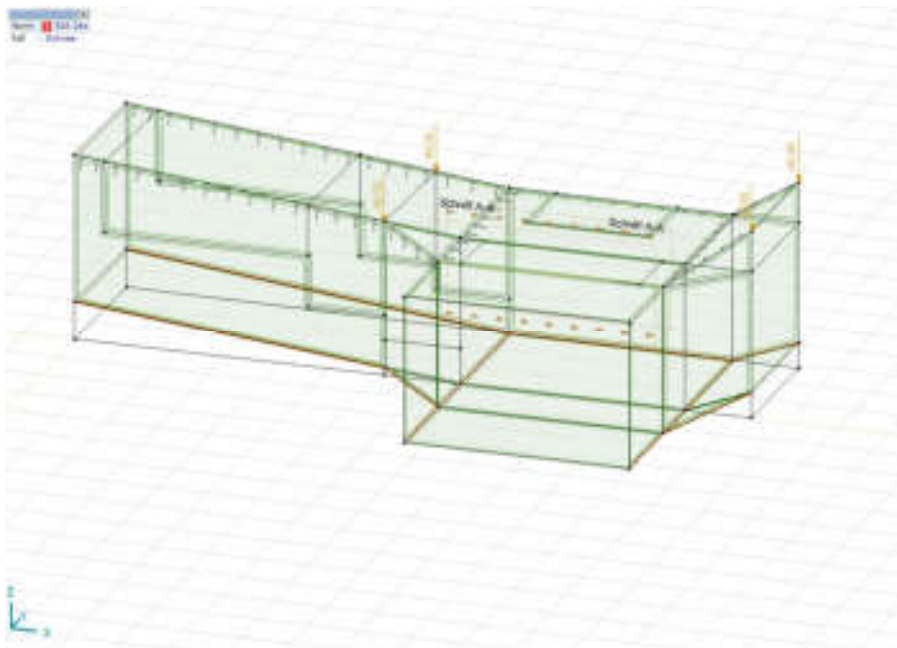
Erddruck erhöht umgelagert inkl. Verdichtungsdruck:

- Verdichtungsdruck 25 kN/m² bis 2.0 m OKT (17 + 8 kN/m²)

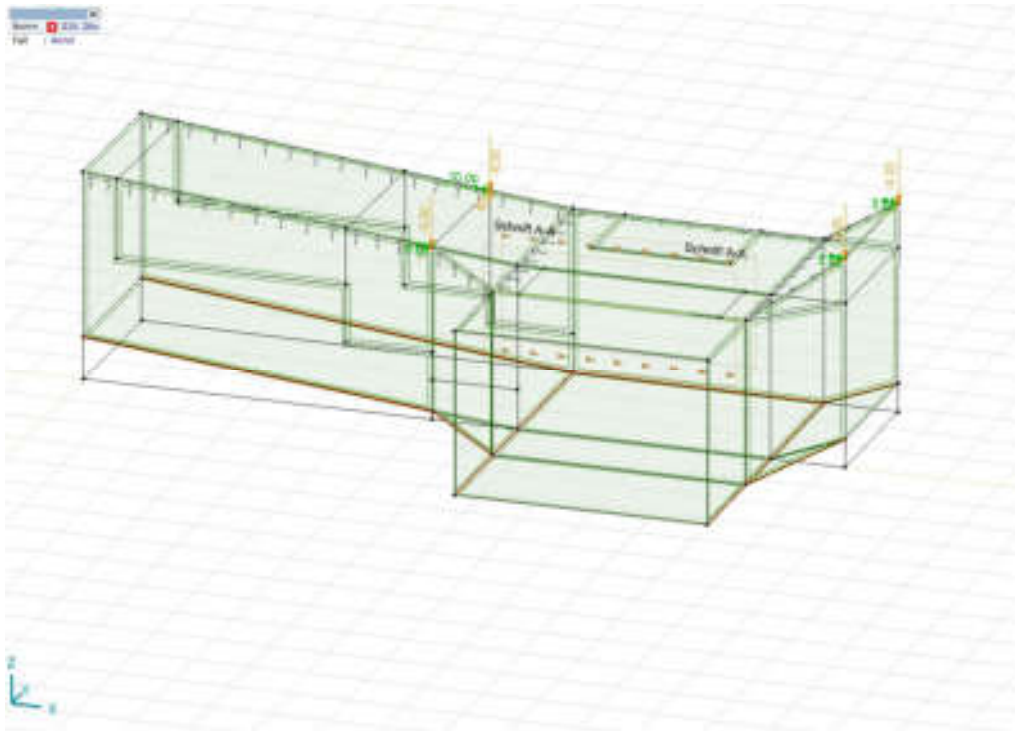


Veränderliche Einwirkungen

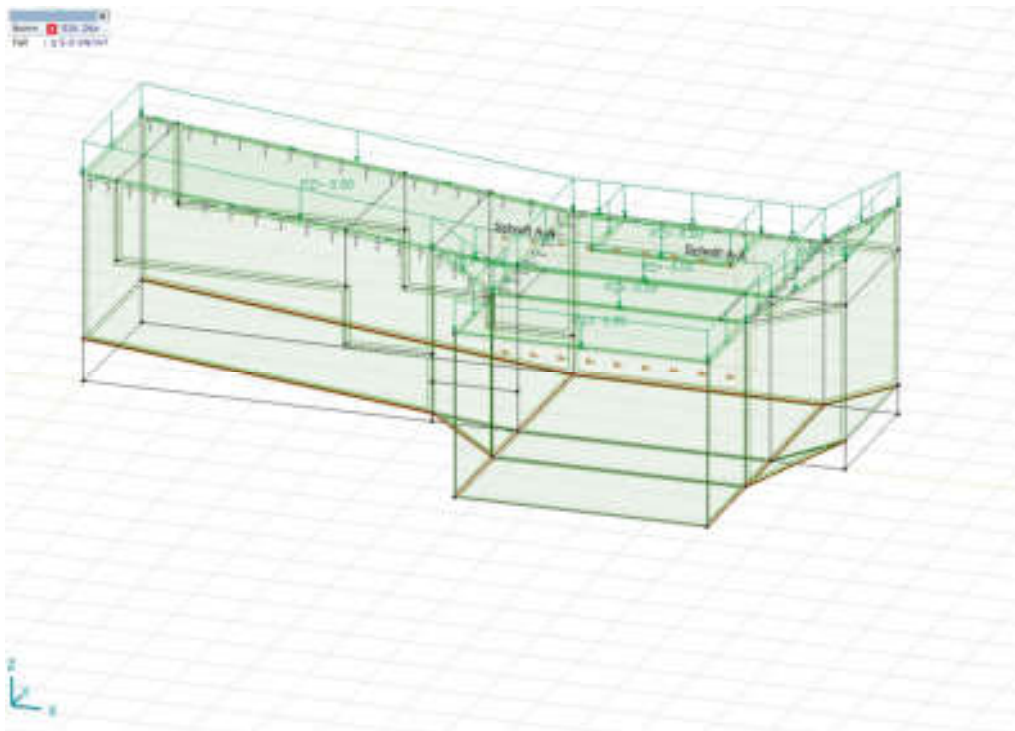
Schnee



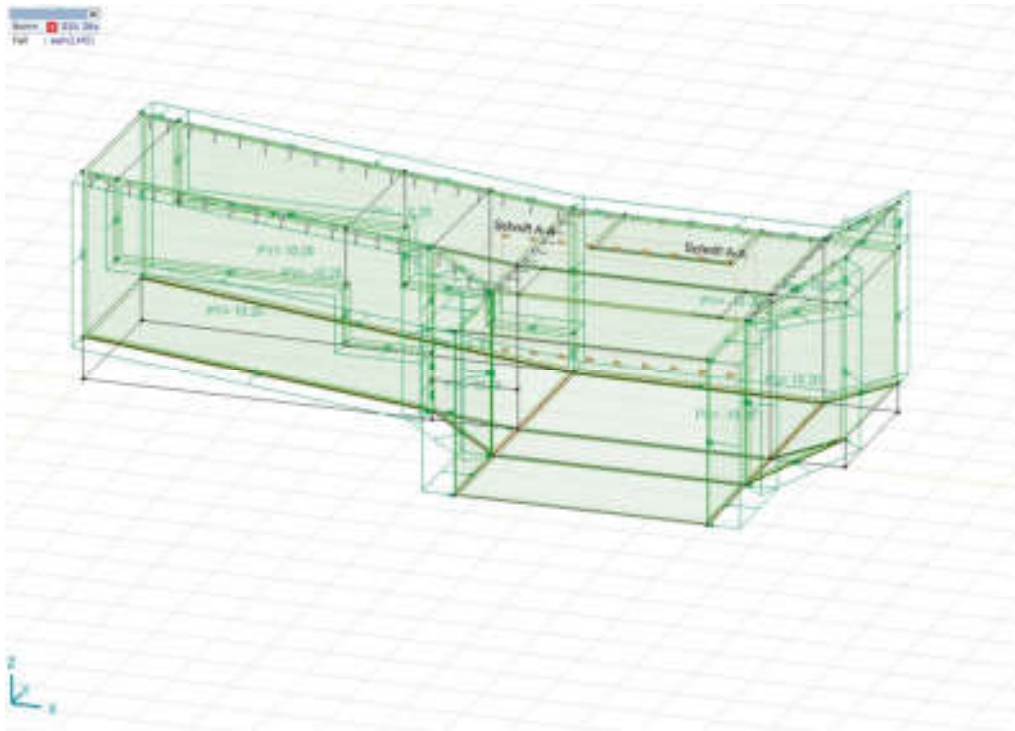
Wind



Nutzlast



Erddruck infolge LM5

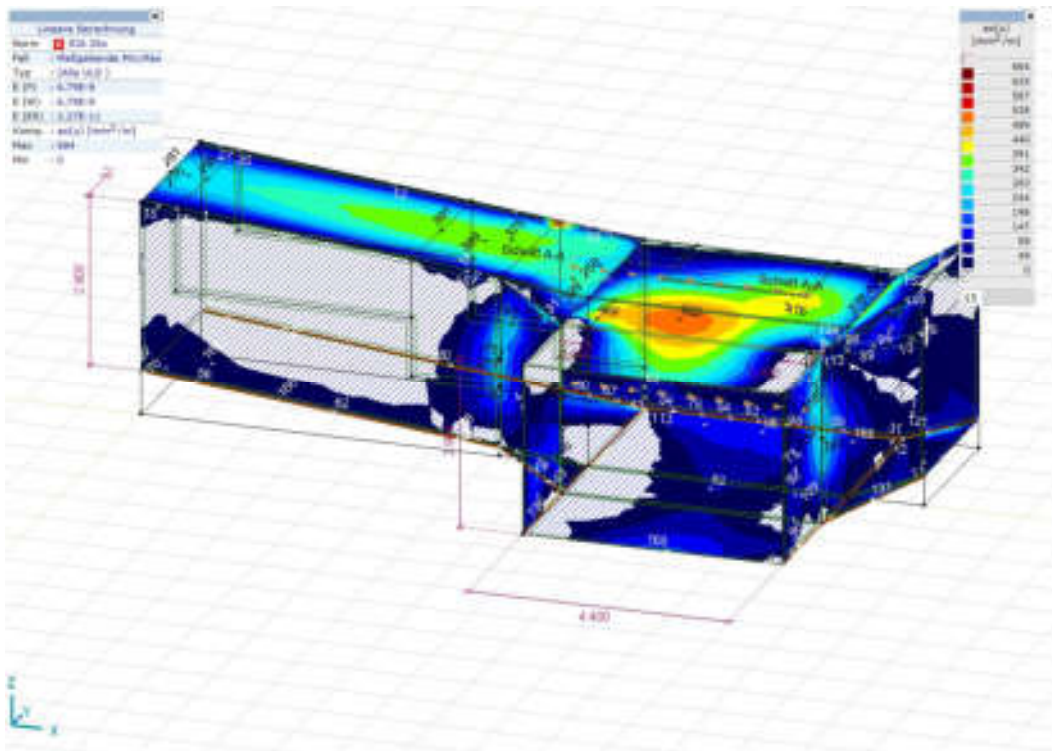


6.4.4 Lastkombinationen

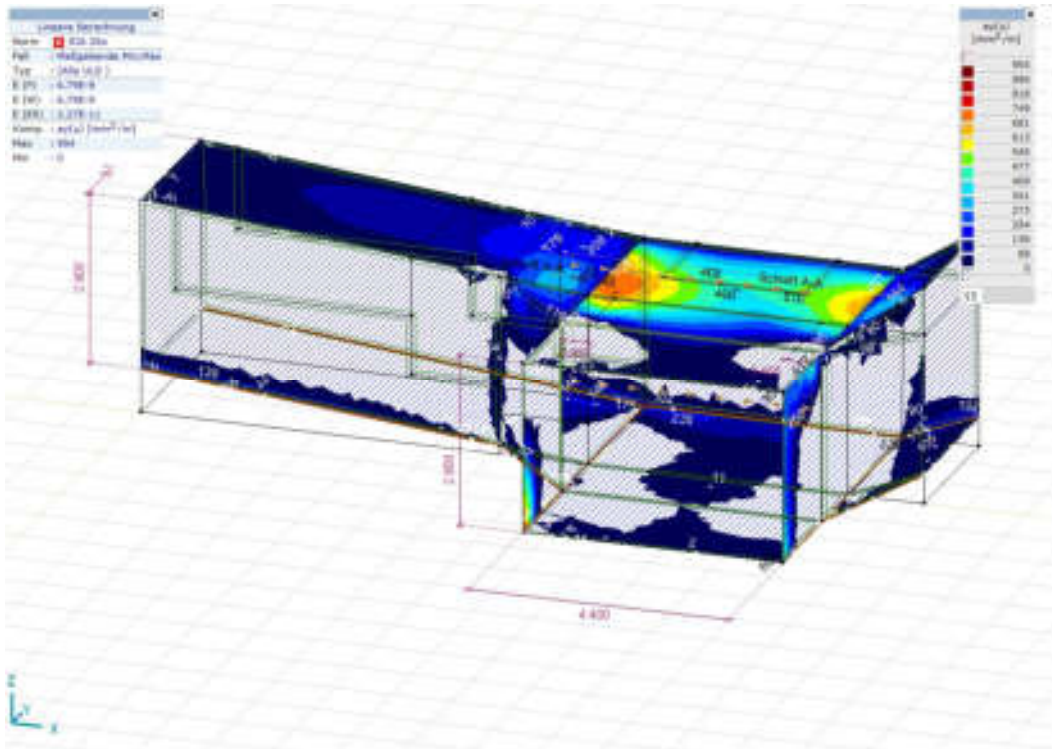
Gruppe	Typ	Y_{stat}	Y_{var}	ξ	ψ	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Additive
1	ständig	1,35	0,800						✓
2	Erddruck	1,350	0,700						✓
3	Nutzlast Perron				1,500	0,700	0,700	0,600	✓
4	Schnee				1,500	0,891	0,545	0	✓
5	Wind				1,500	0,600	0,500	0	✓
6	LMS				1,450	1,000	1,000	0	✓

6.4.5 Biegenachweis mittels automatischer Bewehrungsbemessung

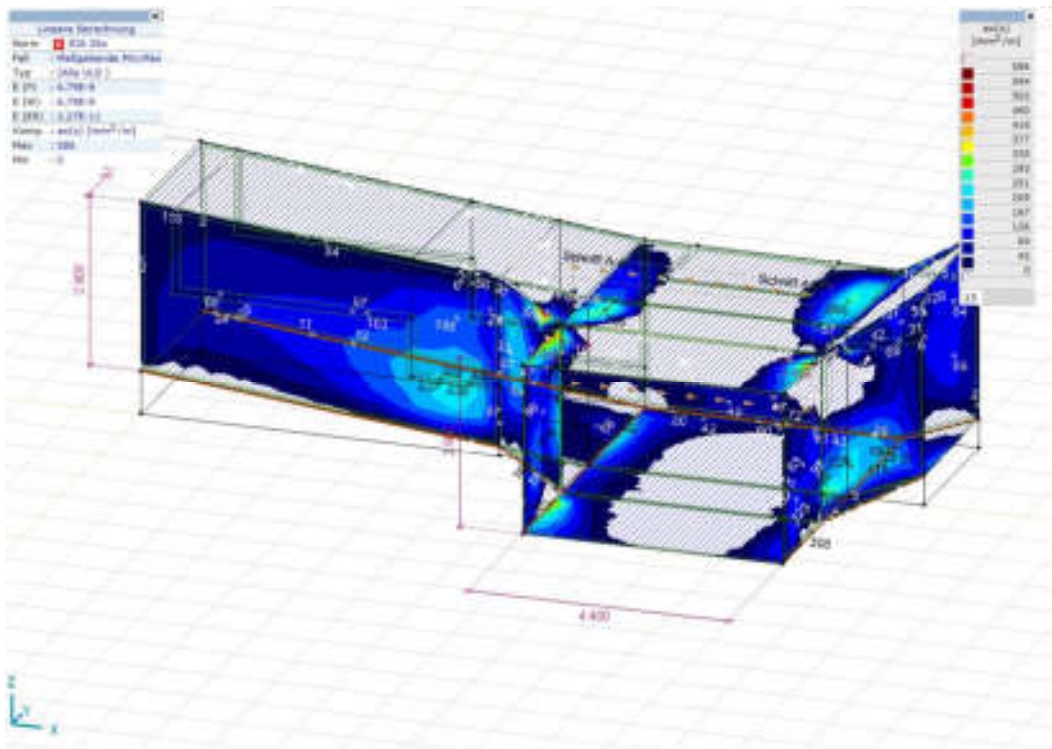
asx_unten: tiefe Armierungsgehälter max. 684 mm²/m (kleiner als Ø 12, a=150 mm)



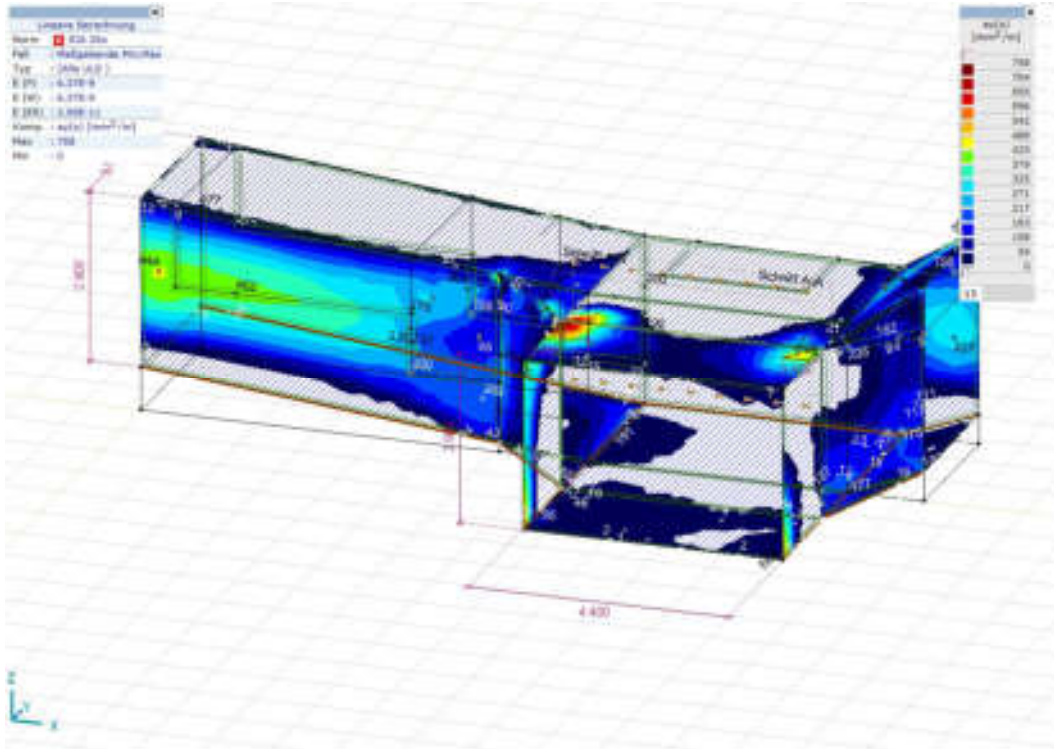
asy_unten: tiefe Armierungsgehälter max. 772 mm²/m (leicht mehr als Ø 12, a=150 mm)



asx_oben: tiefe Armierungsgehälter max. 586 mm²/m (kleiner als Ø 12, a=150 mm)



asy.oben: tiefe Armierungsgehälter max. 772 mm²/m (leicht mehr als Ø 12, a=150 mm)



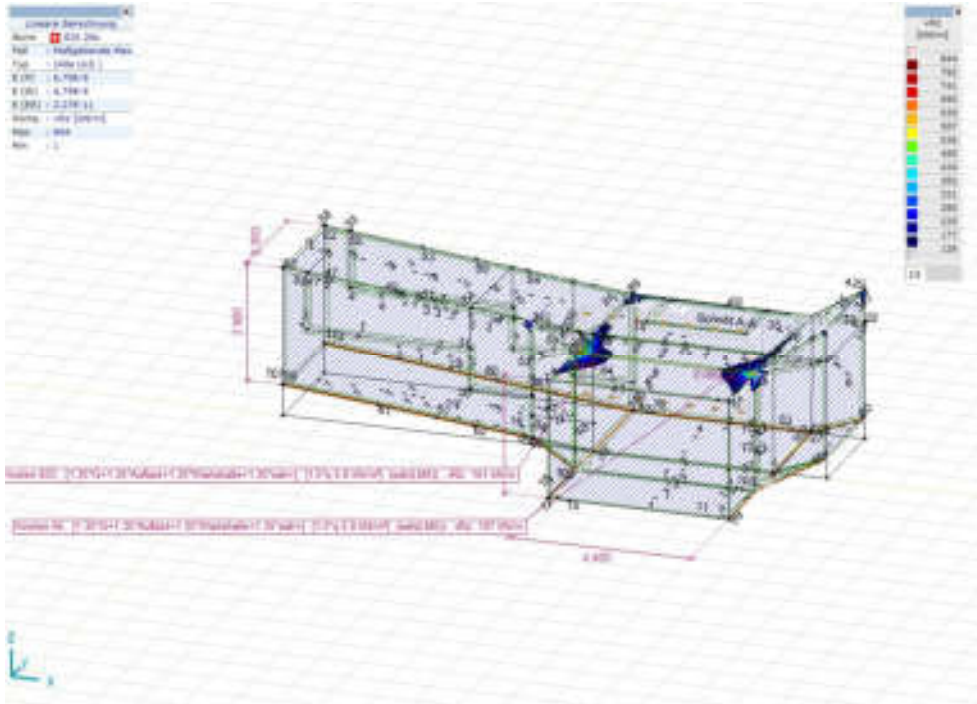
Beurteilung:

Die berechneten Armierungsgehälter sind sehr klein und es sind keine weiteren Analysen geplant. Für die Gebrauchstauglichkeitsnachweise wird folgend eine separate Rahmenberechnung erstellt, wo ebenfalls die Spannungen und Verformungen überprüft werden.

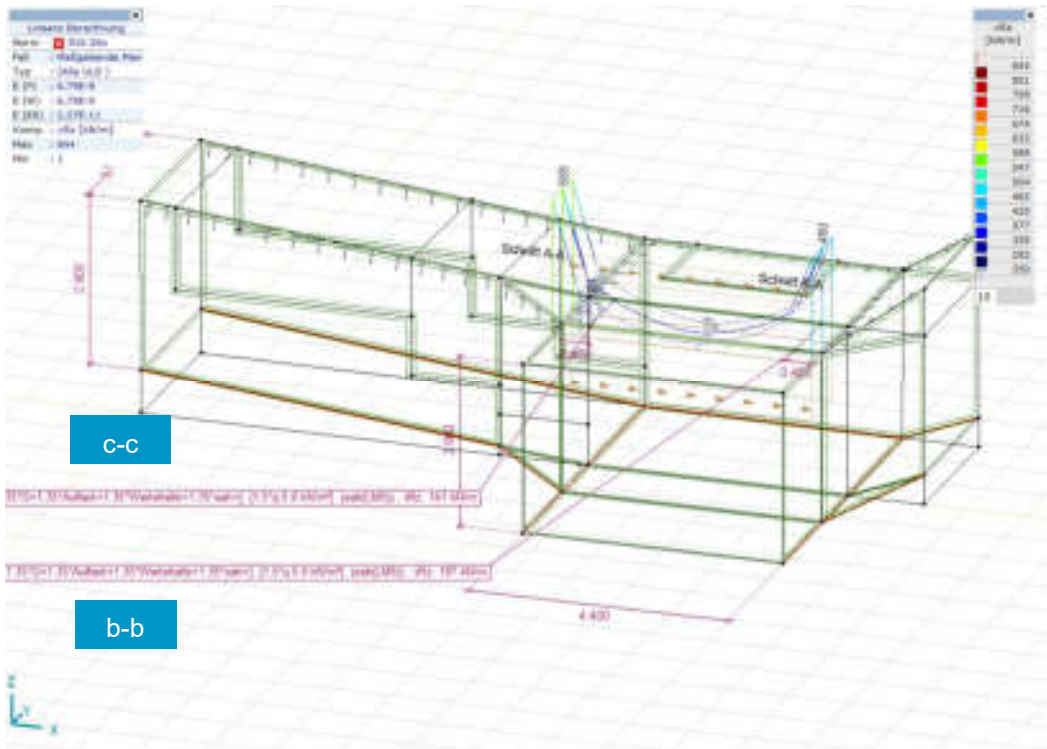
6.4.6 Querkraftnachweis

Resultierende Querkraft (vd)

Referenz Bauteil 25 cm stark mit B35/25 und $m_d = m_{Rd}$; $v_{Rd} = 126 \text{ kN/m}$, siehe Nachweisstelle a-a beim Querkraftnachweis folgende Seite.



Detaillierte Querkraft einspringender Ecke bei $v_d/2 = 45 \text{ mm}$





Querkraftnachweise

WEGEWIDERSTAND / QUERKRAFTWIDERSTAND SIA 4.3.3.2.

Beton C35/25 $f_{ctd} = 14.8 \text{ N/mm}^2$
 Kern 32 mm $\tau_{ctd} = 0.9 \text{ N/mm}^2$
 Stahl B500B $f_{td} = 435 \text{ N/mm}^2$
 $E_s = 205'000 \text{ N/mm}^2$

$k_1 = 0.85$ $\tau_{ctd} = 3.0\%$
 $k_2 = 0.425$ $\tau_{ctd} = 45.0\%$



Formeln Biegung: $M_{Bst} = k_1 \times x \times b \times f_{ctd} \times (d - x \times k_2) + A_s \times f_{td} \times (d - x)$

$$x = \frac{A_s \times f_{td} - A_s' \times f_{td}}{b \times k_1 \times f_{ctd}}$$

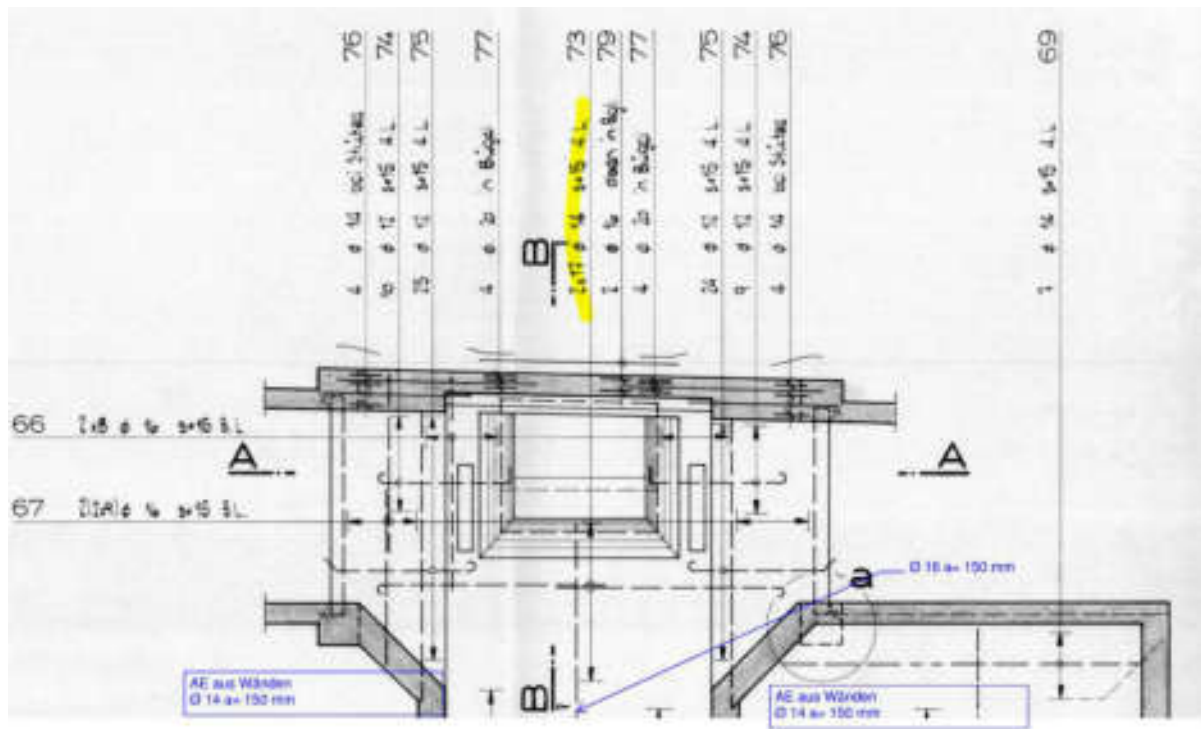
Formeln Querkraft: $V_{Bst} = b \times k_2 \times d_p \times \tau_{ctd}$

$$k_2 = \frac{1}{1 + x_p \times d \times k_1}$$

$$d_p = \frac{f_{td}}{k_2} \times \frac{m_{Bst}}{m_{Bst}}$$

$$k_2 = \frac{4B}{16 + D_{max}}$$

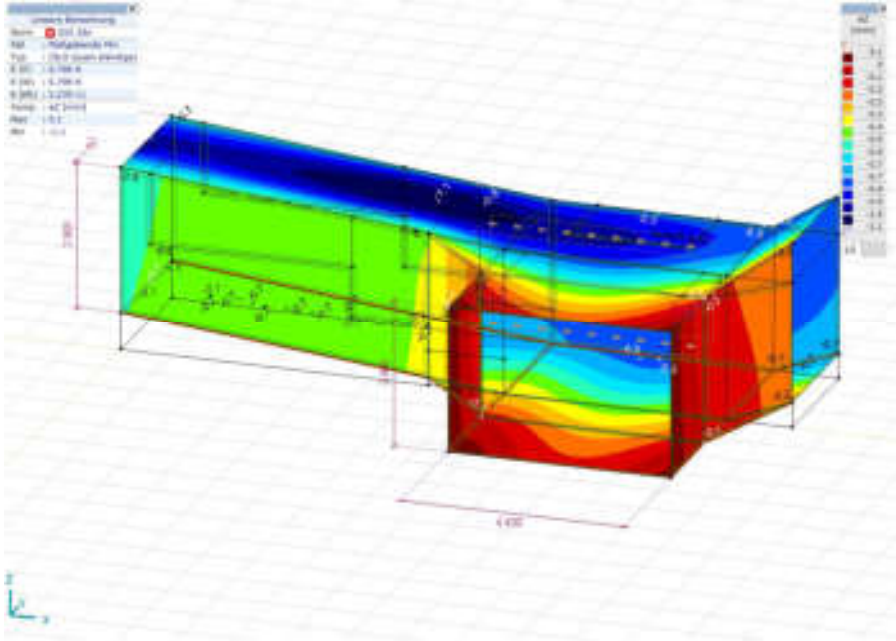
Nachweisstelle	M_{Ed}	b	h	$d = d_p$	d'	A_s	A_s'	x	M_{Rd}	Nachweis $M_{Ed} \leq M_{Rd}$	V_{Ed}	V_{Rd}	η	τ_{ctd}	V_{Rd}	Nachweis $V_{Ed} \leq V_{Rd}$	Bemerkung
a-a	52kNm	1'000mm	250mm	205mm	45mm	754mm ²	754mm ²	0.0mm	52kNm	i.O.	82kN/m		0.00110	0.65680	126kN/m	i.O.	
b-b	150kNm	1'000mm	400mm	350mm	50mm	1'030mm ²	754mm ²	8.8mm	140kNm	ref.	343kN/m		0.00127	0.55673	171kN/m	i.O.	
c-c	150kNm	1'000mm	500mm	450mm	50mm	1'030mm ²	754mm ²	8.8mm	185kNm	i.O.	187kN/m		0.00172	0.56376	229kN/m	i.O.	



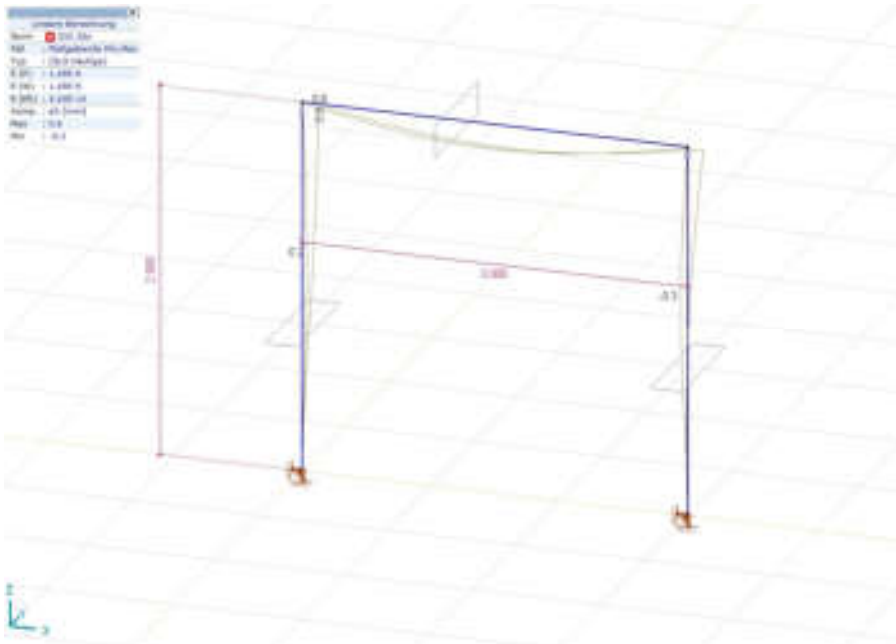
6.4.7 Gebrauchstauglichkeit

Verformungen quasi-ständig

- Decke: $w_{\infty} \sim 6 \times w_0 = 6 \times 1.1 = 6.6 \text{ mm} \leq \frac{l}{300} = \frac{3000}{300} = 10 \text{ mm} \rightarrow i. O.$
- Wände: $w_{\infty} \sim 6 \times w_0 = 6 \times 0.7 = 4.2 \text{ mm} \leq \frac{h}{200} = \frac{2900}{200} = 14 \text{ mm} \rightarrow i. O.$

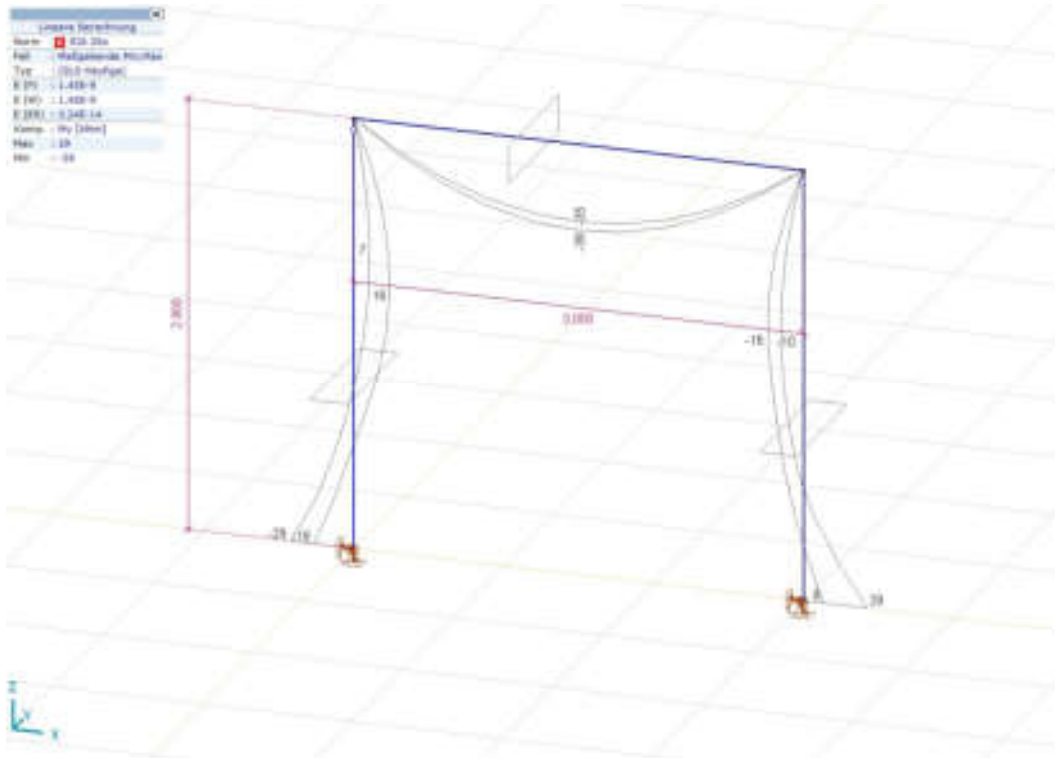


Check mit Rahmenmodell (→ identisch)

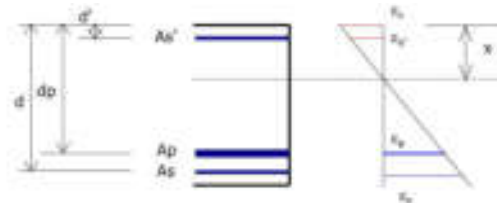


Spannungen für häufige Lastfälle in den Wänden

$M_d = 39 \text{ kNm/m}$



Einspannung / Decke



Geometrie:		Materialien:		E-Moduli	
b =	1'000 mm	Beton	C 25/30	$E_{cc} =$	10.0 kN/mm ²
h =	250 mm	$f_{ctd} =$	14.4 N/mm ²	$E_s =$	205 kN/mm ²
d =	190 mm	Stahl	B500B		
$d' =$	60 mm	$A_s =$	1'340 mm ²		
$d_p =$	0 mm	$A_s' =$	1'030 mm ²	$n =$	20.5
		$f_{sd} =$	435 N/mm ²	$x =$	75.2 mm
Schnittkräfte:		$V_{sp} =$	Y1770	$S_i =$	0.0
$M_d =$	40 kNm (ev. + $N_d \times e$)	$A_p =$	0 mm ²	$I_y =$	0.000509 m ⁴
$N_d =$	0 kN (zentr.)	$f_{sd} =$	1'250 N/mm ²		

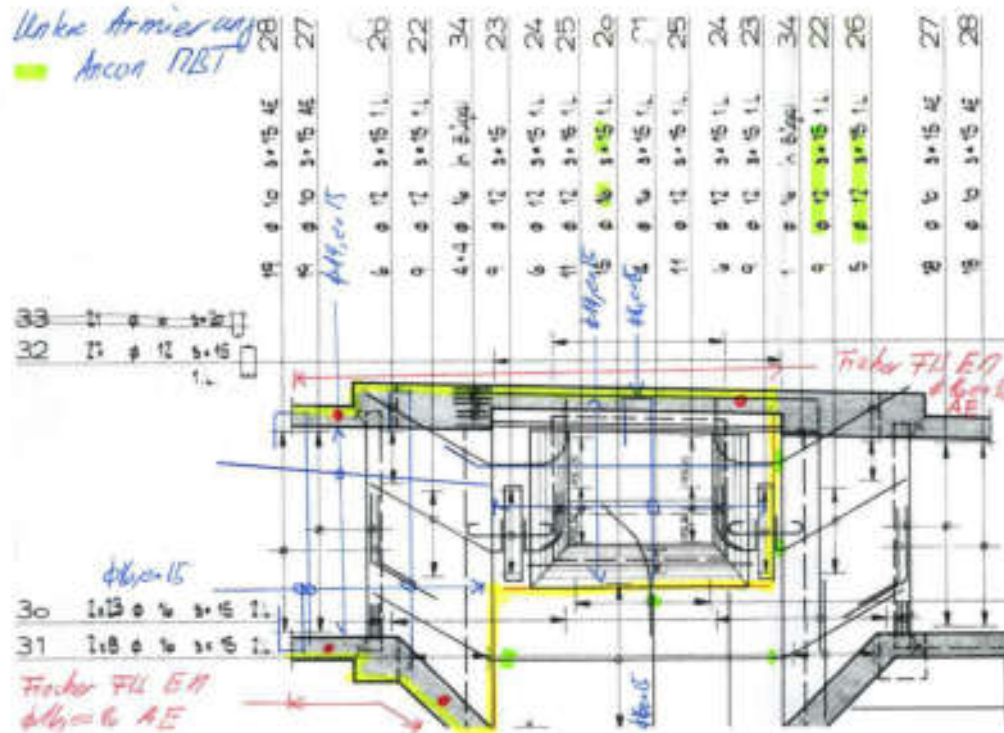
Spannungen infolge M_d :

$\epsilon_{ctd} =$	-0.06%	$\sigma_{ctd} =$	-5.92 N/mm ²	$M_{Rdc} =$	11 kNm
$\epsilon_{sd}' =$	-0.01%	$\sigma_{sd}' =$	-24.57 N/mm ²	$M_{Ed} =$	0 kNm
$\epsilon_{sd} =$	0.09%	$\sigma_{sd} =$	185.00 N/mm ²	$M_{yEd} =$	28 kNm
					<u>40 kNm</u>

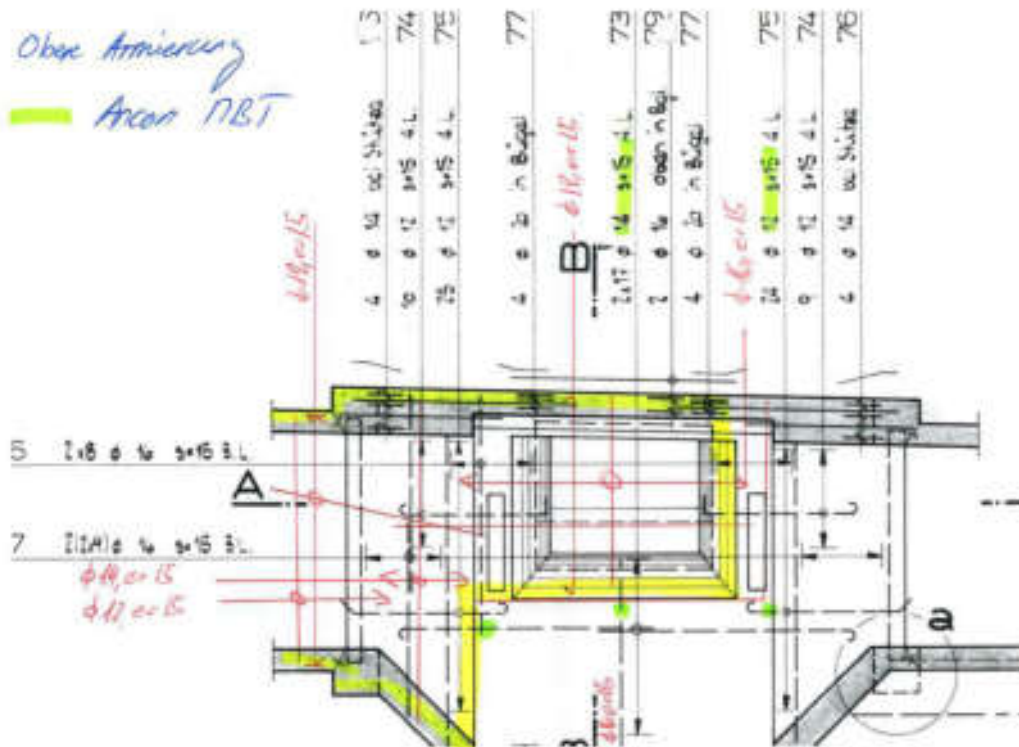
$$\sigma_{\text{häufig}} = 185 \text{ N/mm}^2 \leq f_{sd} - 80 \text{ N/mm}^2 = 355 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{i.O.}$$

6.4.8 Armierungsskizze Decke

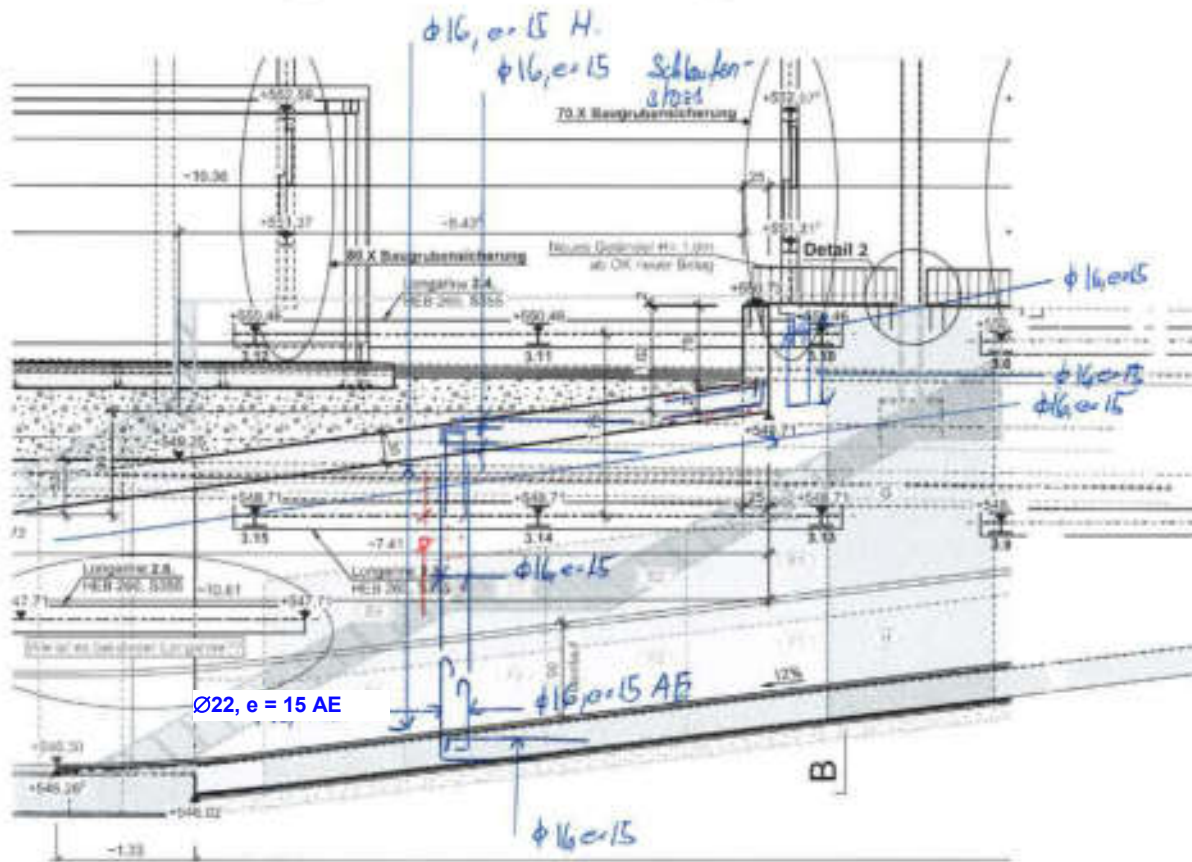
Unten



Oben



6.4.9 Armierungsskizze PU mit Decke



6.5 Stützenanpassung Dach

6.5.1 Prüfung Stützenprofil RHR 180x180x6.3

Lasten gemäss Abschnitt 6.3.1

$$N_d = G_d + Q_{sd} + Q_{w,vd} = 1.35 \times 45 \text{ kN} + 1.5 \times 40 \text{ kN} + 1.5 \times 11 \text{ kN} = 138 \text{ kN}$$

$$M_d = Q_{wd} \times h = \frac{2 \times 5 \text{ kN} \times 1.5 \times 3.5 \text{ m}}{2} = 27 \text{ kNm}$$

$$V_d = (2 \times 5 \text{ kN} + 1.5 \text{ kN}) \times 1.5 = 18 \text{ kN}$$

Vereinfachter Nachweis, $l_k = 3.5 \text{ m}$; RRW 180x180x6.3:

$$\frac{N_d}{N_{k,Rd}} + \frac{M_d}{M_{Rd}} = \frac{138 \text{ kN}}{1214 \text{ kN}} + \frac{27 \text{ kNm}}{81 \text{ kNm}} = 0.45 \leq 1.0 \rightarrow i. O.$$

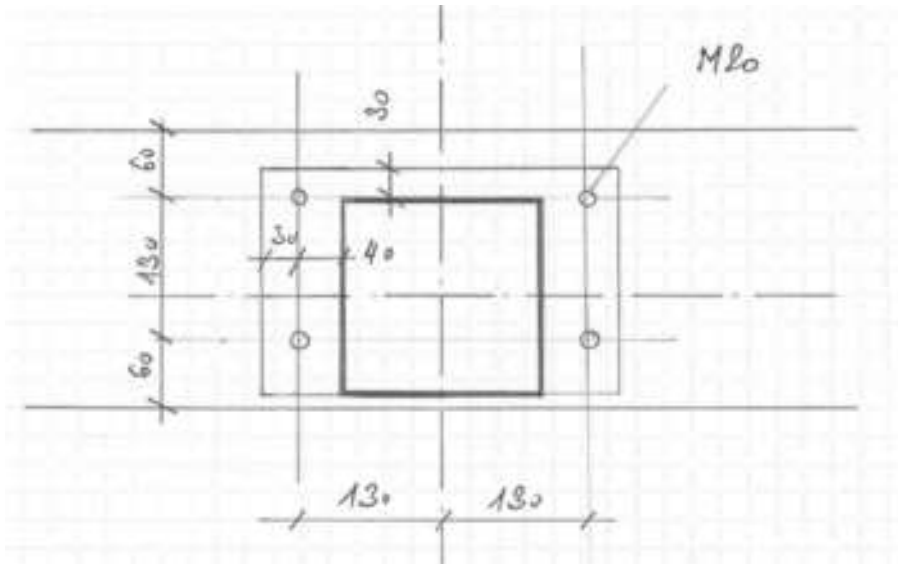
6.5.2 Kopfverbindung

An der Kopfverbindung werden keine Veränderungen vorgenommen und die Stützen werden nach der Anpassung analog Bestand wieder montiert.



6.5.3 Fussverbindung (Edelstahl KWK III Riba)

Annahme: Eingespannte Stützen: $M_d = 27 \text{ kNm}$; $N_d = 138 \text{ kN}$, $V_d = 18 \text{ kN}$ (oberer Grenzwert). Die Anker in Lage der vertikalen Wandarmierung gelegt. Eine reduzierte Überdeckung kann bei KWK III Edelstahlbauteilen auf 30 mm gemäss MB 2029 reduziert werden.



Normalkraft:

$$N_{Rd} = A_c \times f_{cd} = 180 \text{ mm} \times 180 \text{ mm} \times 20 \text{ N/mm}^2 = 648 \text{ kN} \geq N_d = 138 \text{ kNm} \rightarrow i. O.$$

Biegnachweis:

$$M_{Rd} = 2 \times Z_d \times e = 2 \times 127 \text{ kN} \times 0.13 \text{ m} = 33 \text{ kNm} \geq M_d = 27 \text{ kNm} \rightarrow i. O.$$

Querkraft:

Kleine Querkraft wird über Reibung oder die Gewindestange abgetragen. Kein Nachweis.

Belastung auf Zug		Résistance à la traction	
Typen / Types	Ø [mm]	Zugwiderstand $N_{t,Rd}$ / Résistance à la traction $N_{t,Rd}$	
RIBA-HB1, -HB15, -HB2, -HB25, -HB3, -HB35	10	31.3 kN	je Gewinde / selon le filetage
	12	45.4 kN	
	14	62.4 kN	
	16	84.8 kN	
	20	127.0 kN	

Ausnützung Zugtragwiderstand



Diese Ausführung ist im Lieferumfang inbegriffen.
 Zur vollen Ausnützung der Zugwiderstände ($N_{t,Rd}$) der RIBA-Rippenstähle ist die Lastübertragung mit zwei 0.8 d-Muttern sicherzustellen.

Cette version est incluse dans la livraison.
 En cas d'applications exploitant les résistances à la traction ($N_{t,Rd}$) des aciers nervurés RIBA, la transmission de la charge doit être assurée par deux écrous 0.8 d.

Utilisation optimale de la résistance ultime à la traction



Alternativ kann die volle Ausnützung der Zugwiderstände ($N_{t,Rd}$) der RIBA-Rippenstähle mit einer 1.5 d-Mutter sichergestellt werden.

Une autre solution permet d'utiliser pleinement les résistances à la traction ($N_{t,Rd}$) des aciers nervurés RIBA avec un écrou 1.5 d.

Montage:

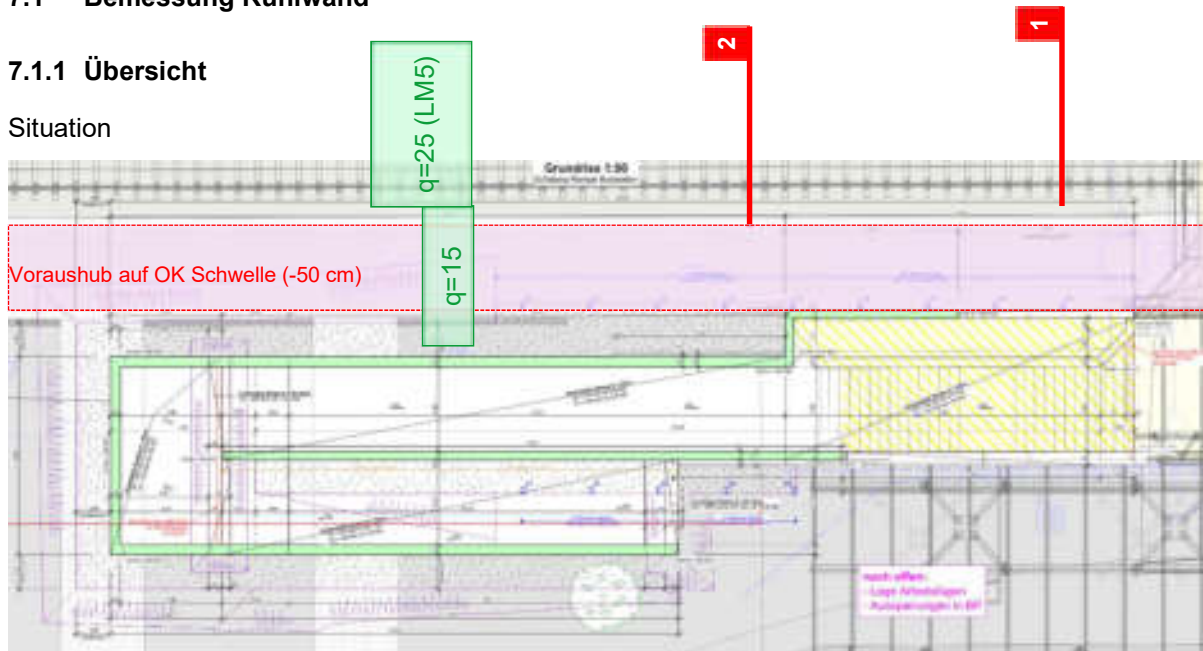
- Versetzen der Anker mit Leere (Platte)
- 2 Muttern 0.8d mit Unterlagscheibe und isolierter Unterlagscheibe
- Löcher in Fussplatte 30 mm; Ringspaltverfüllung mit Hilti Hit (el. isoliert)

7 Baugrube und Unterfangungen Rampe «Bus»

7.1 Bemessung Rühlwand

7.1.1 Übersicht

Situation



BEWERTE UND PARAMETER

Widerstandsbeiwerte (1)

Name	GZ TS 1	GZ TS 2	GZ TS 2a	GZ TS 3	GZ G	global
	[]	[]	[]	[]	[]	[]
Erdwiderstand geschlossene Wand		1.40			1.00	1.50
Erdwiderstand offene Wand		1.40			1.00	2.00
Stabilitätsbeiwert ξ		1.10			1.00	1.00
Bettungsmodul k_{inh}		1.50			1.00	1.50

Berechnungsparameter (1)

Name	GZ TS 1	GZ TS 2	GZ TS 2a	GZ TS 3	GZ G	global	
Erdruhrdruckanteil α		0.250			1.000	0	-
minimaler Erdrdruck		5.000			0	0	ktf/m ³
Erdruhrdruckvergrößerungsfaktor						1.300	-
hydraulischer Grundbruch $\gamma_{s,hd}$	0.900						-
hydraulischer Grundbruch $\gamma_{s,ge}$	1.400						-
hydraulischer Grundbruch $\gamma_{s,m}$						2.000	-
Modellbeiwert horizontales Gleichgewicht		1.500			1.500	1.500	-
Schnittkraftvergrößerungsfaktor γ_s						1.900	-
Faktor innen Pfahltragfähigkeit β		0.900				0.800	-

Berechnungsoptionen (1)

Name	GZ TS 1	GZ TS 2	GZ TS 2a	GZ TS 3	GZ G	global
aktive Wandreibung		Ja			Ja	Ja
passive Wandreibung		Ja			Ja	Ja



7.1.2 Schnitt 1-1, (wähle S355 Reserve)

Baugrundmodell (System)

Mstab. 1 :125.0

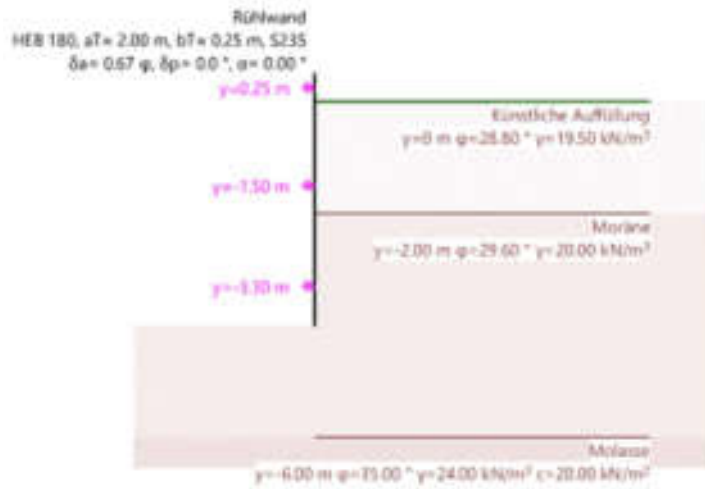


Abbildung 11: Baugrundmodell

Baugrundmodell Etappe 1: Endzustand

Mstab. 1 :125.0

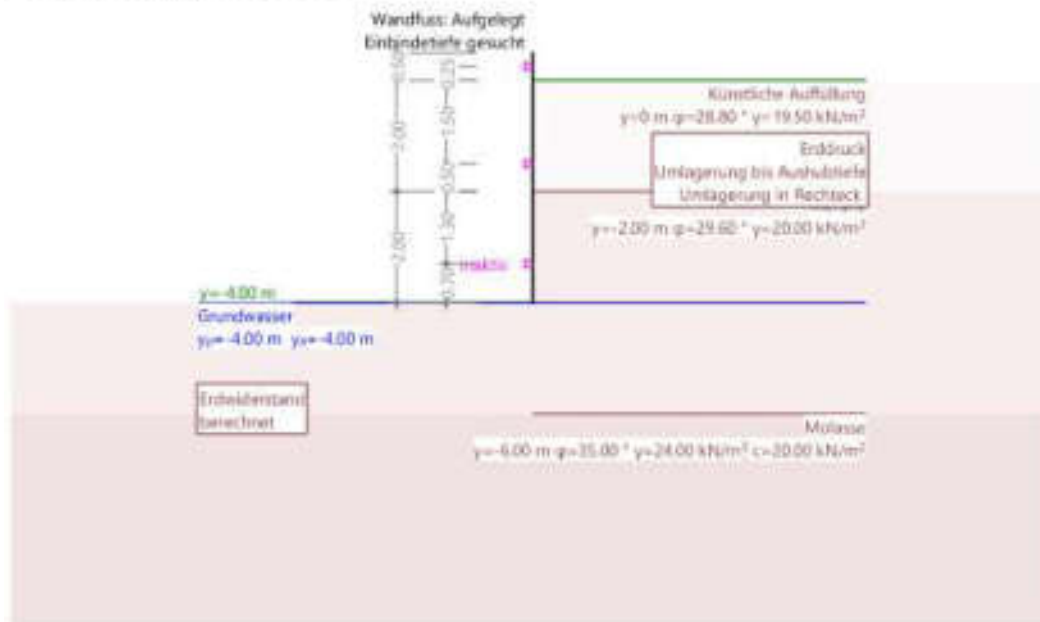


Abbildung 12: Baugrube Endzustand

Baugrundmodell Etappe 2: Vor Einbau erster Spriess

Mstab. 1:125.0

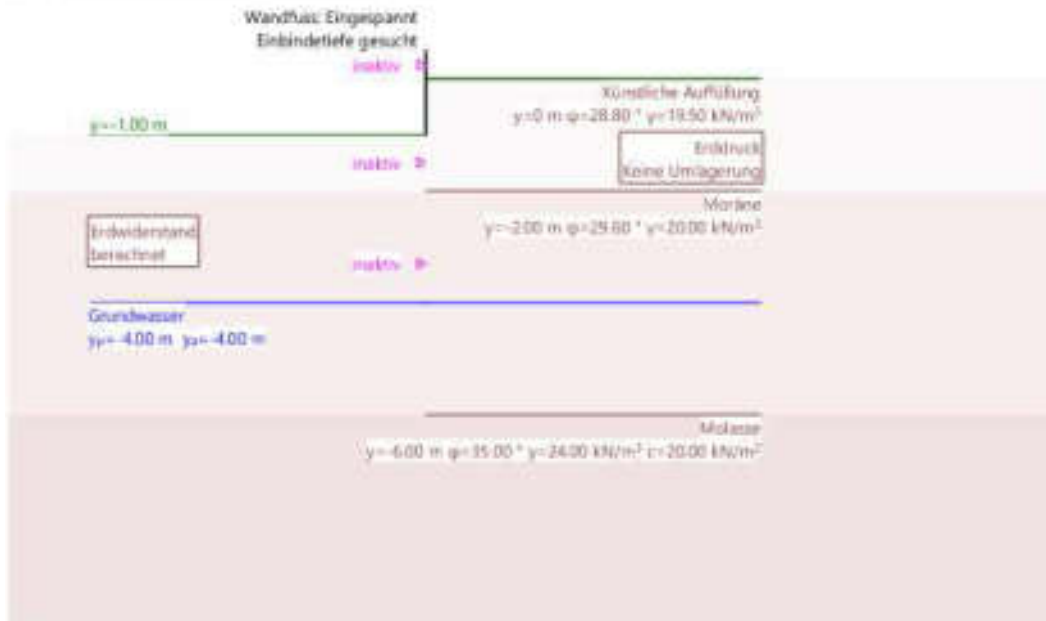


Abbildung 13: Baugrube vor Einbau erster Spriesslage

Baugrundmodell Etappe 3: Vor einbau zweiter Spriess

Mstab. 1:125.0

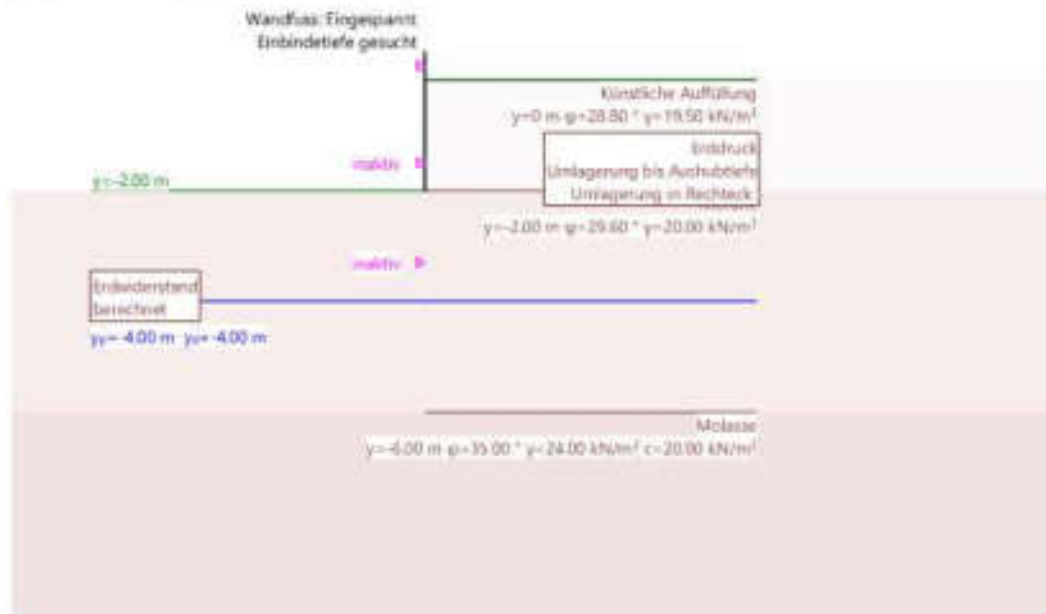


Abbildung 14: Baugrube vor Einbau 2. Spriesslage

Baugrundmodell Etappe 4: Nach betonieren Bodenplatte

Maßb. 1 : 125,0

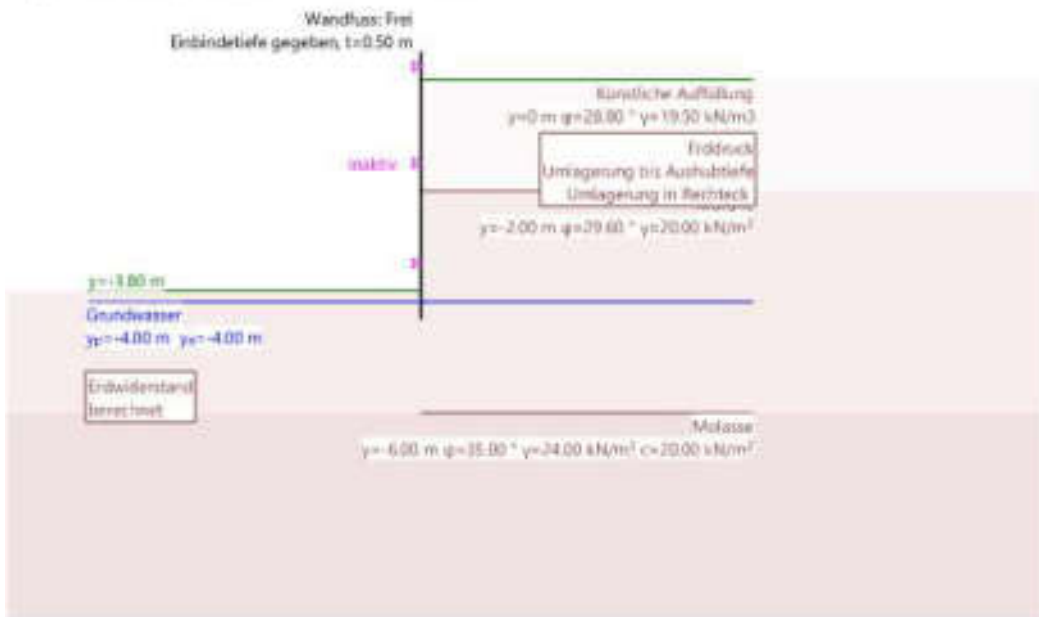


Abbildung 15: Baugrube nach betonieren der Bodenplatte → Ausbau Mittelspries möglich

Belastung B: Nutzlast Strasse (15)/LM5 (25), Etappe 1: Endzustand

Metb. 1 :125.0

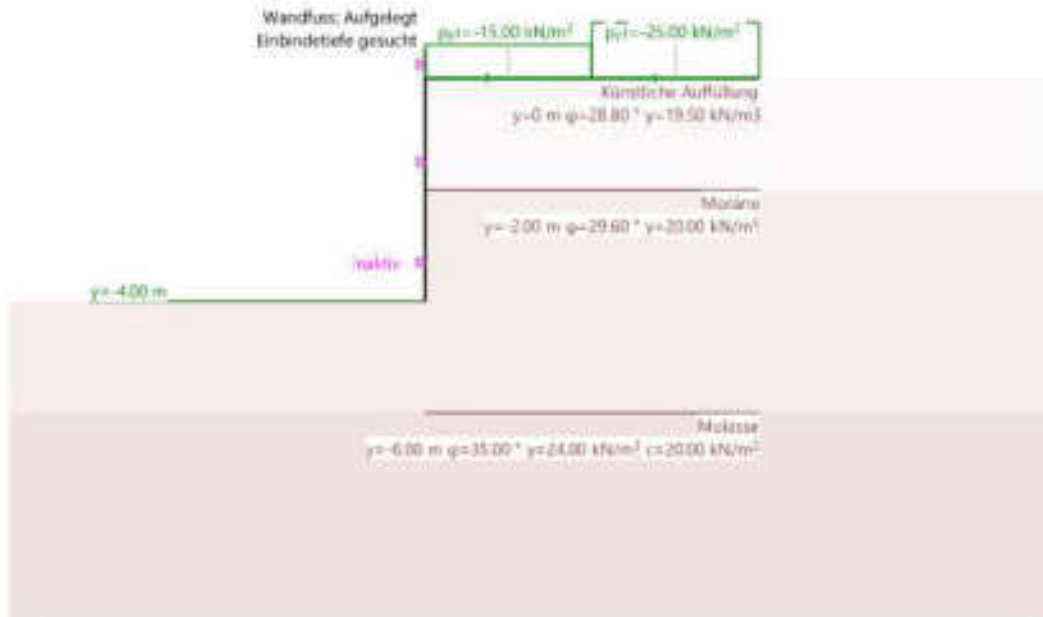
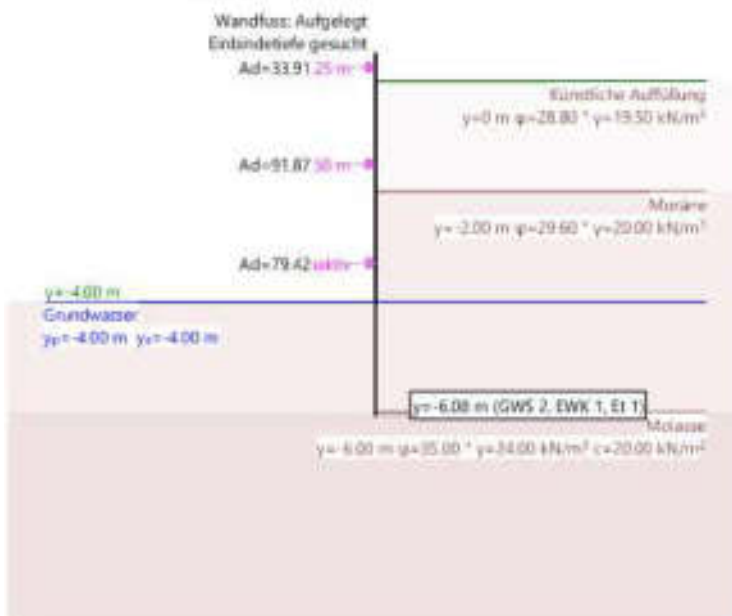


Abbildung 16: Einwirkungen auf Baugrube

Grenzwerte: Wandlänge [m], Stützkräfte [kN/m]

Metb. 1 :125.0



Bemessungsgrundlage:
 Rühlwandträgerfuslänge → 2.1 m
 Spriesslast = 92 kN/m

Abbildung 17: Rühlwandträger und Spriesslasten (Grenzwert Dimensionierungskräfte)

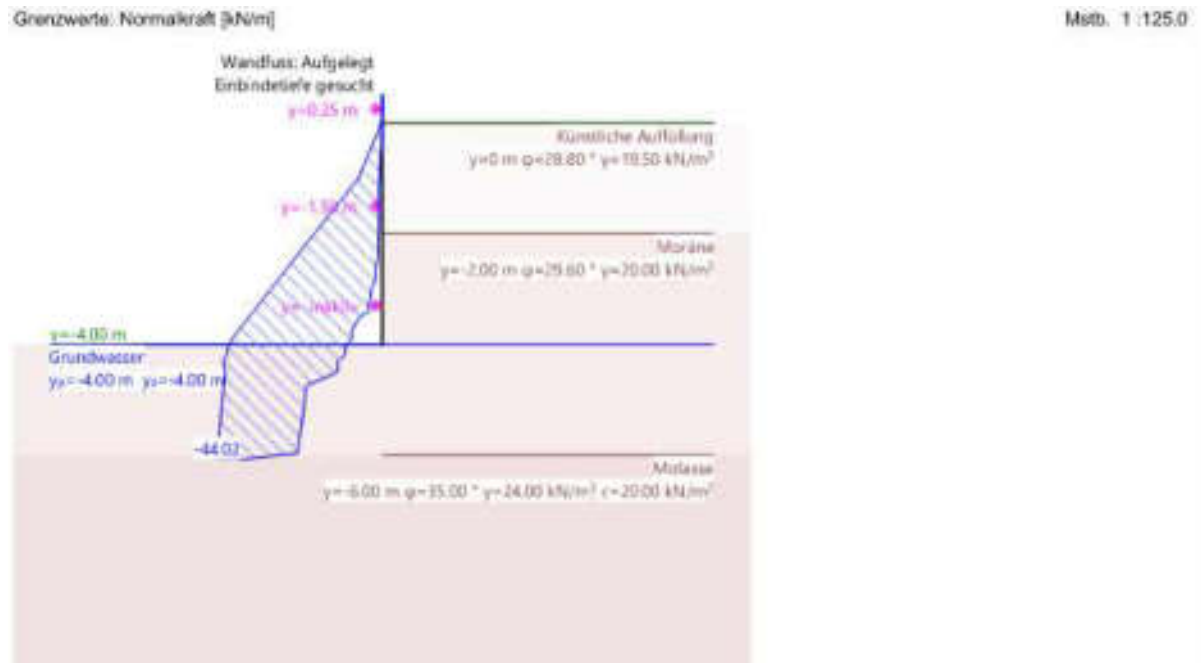


Abbildung 18: Normalkraft (Grenzwert Dimensionierungskräfte)

Grenzwerte: Querkraft [kN/m]

Metb. 1:125.0

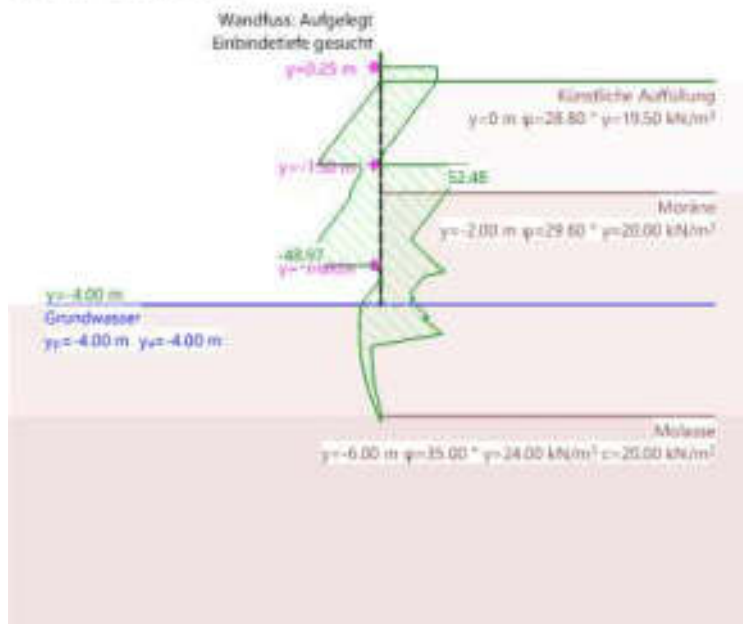


Abbildung 19: Querkraft (Grenzwert Dimensionierungskräfte)

Grenzwerte: Biegemoment [kNm/m]

Metb. 1:125.0

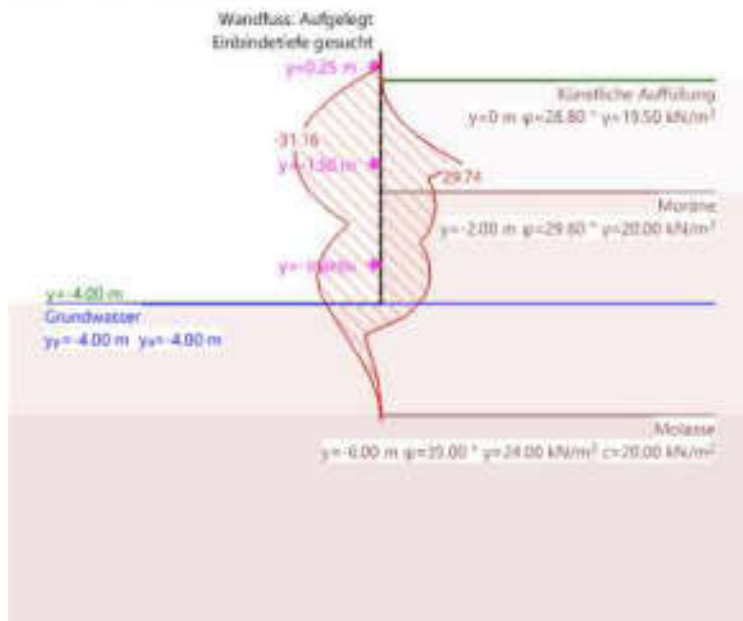


Abbildung 20: Moment (Grenzwert Dimensionierungskräfte)

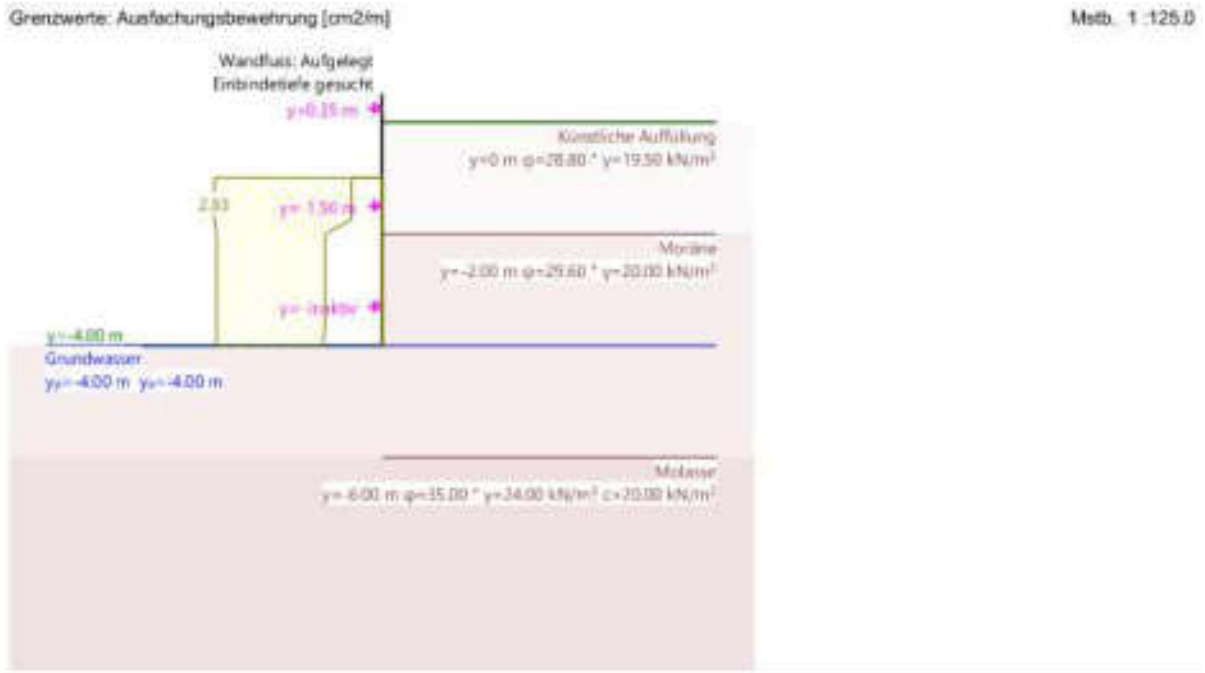


Abbildung 21: Armierung in Ausfachungsbeton → K335

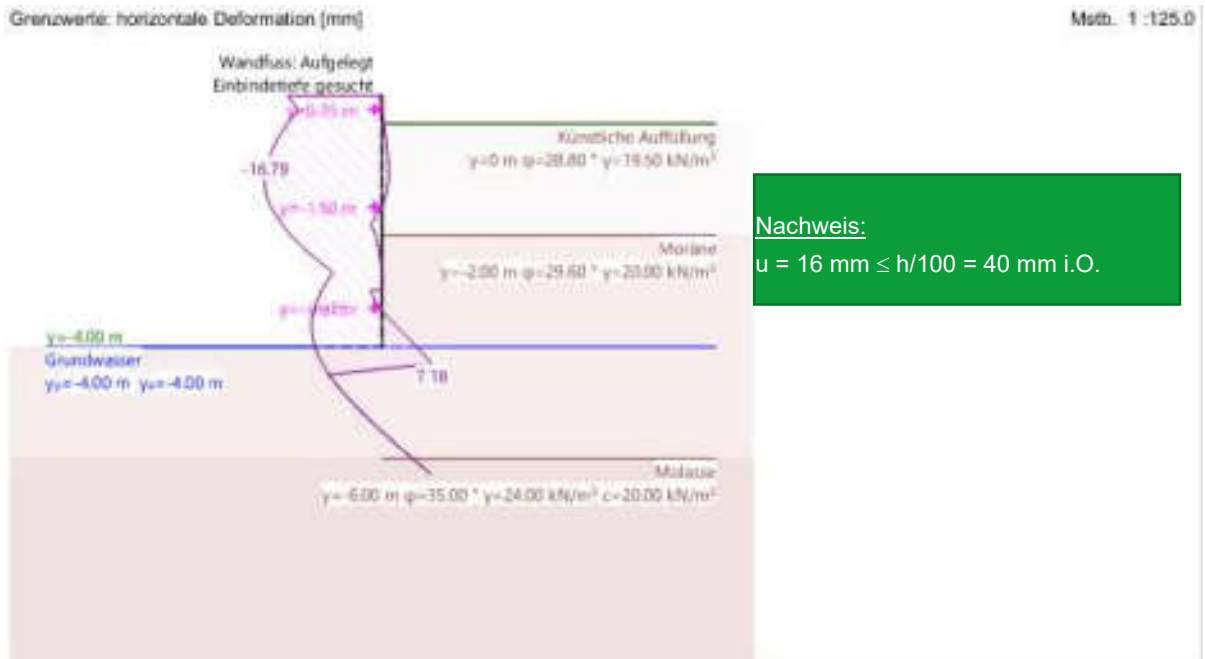


Abbildung 22: Verformungen



Abstützungen

y [m]	α [°]	A_{yd} [kN/m]	A_{zd} [kN/m]	A_{xd} [kN/m]	GWS,EWK,EI	Bemerkungen
0.23	0	33.87	33.87	0	2, 1, 4	
-1.50	0	85.81	85.81	0	2, 1, 1	
-3.30	0	79.73	79.73	0	2, 1, 4	

A_{yd} : horizontale Komponente der Abstützungskraft
 A_{zd} : vertikale Komponente der Abstützungskraft
 GWS,EWK,EI: Grenzwertspezifikation, Wirkungskombination, Etappe

Bemessung Rühlwandträger

aMax [l]	Nachweis		Bemessung		Bemerkungen
	aMax	GWS,EWK,EI	Profil	GWS,EWK,EI	
0.53	2, 1, 4		HEB160	2, 1, 4	

Nachweis : Nachweis für gewähltes Profil: HEB 180
 aMax : maximaler Ausnutzungsgrad, aMax <= 1.0 -> i.O.
 GWS,EWK,EI: Grenzwertspezifikation, Wirkungskombination, Etappe

Zusammenfassung

- Rühlwandträger: Wähle HEB 200 S355 à 2.0 m Abstand, um noch Reserve für Unvorhergesehenes zu haben. HEB 200 kann noch mit einem «kleinen» Bohrgerät versetzt werden.
- Ausfachung:
 - Holz: Rundholz Ø 12 cm (gemäss Larix 11 cm erforderlich)
 - Beton: Betonausfachung 16 cm mit Überdeckung 5 cm und Netz K335



7.1.3 Schnitt 2-2 (Wähle S355: Reserve)

Baugrundmodell (System)

Mstab. 1 :125.0

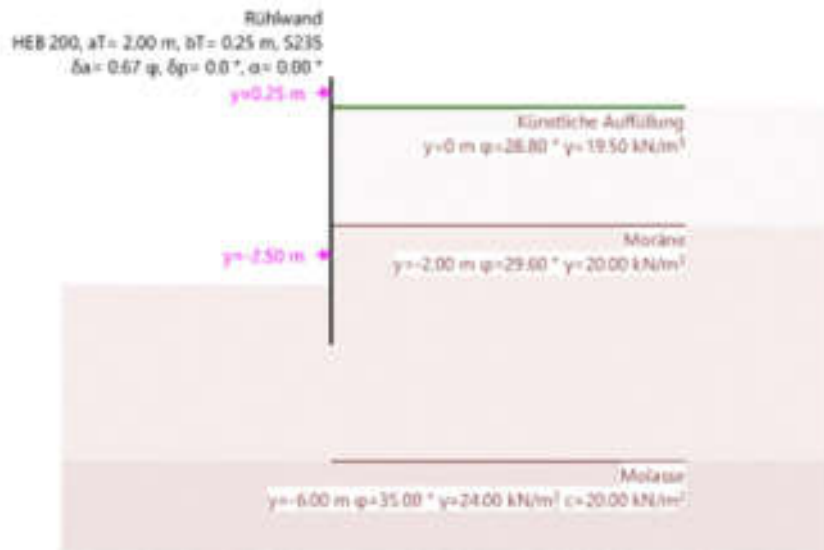


Abbildung 23: Baugrundmodell

Baugrundmodell Etappe 1: Endzustand

Mstab. 1 :125.0

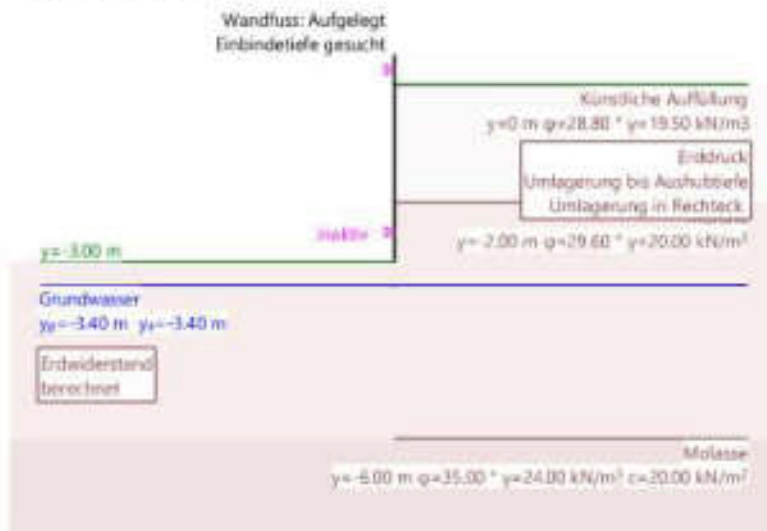


Abbildung 24: Baugrube Endzustand

Baugrundmodell Etappe 2: Vor Einbau erster Spriess

Mstab. 1 :125.0

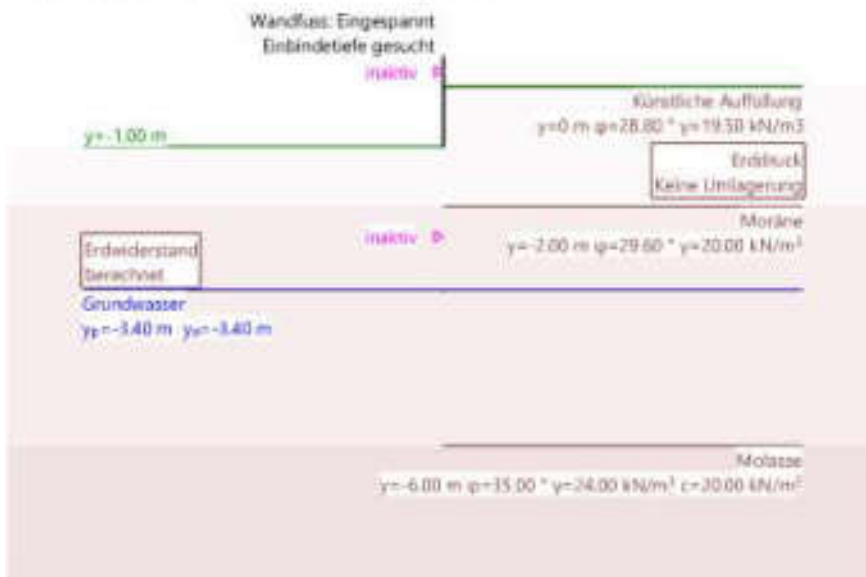


Abbildung 25: Baugrube vor Einbau erster Spriesslage

Baugrundmodell Etappe 3: Nach betonieren Bodenplatte

Mstab. 1 :125.0

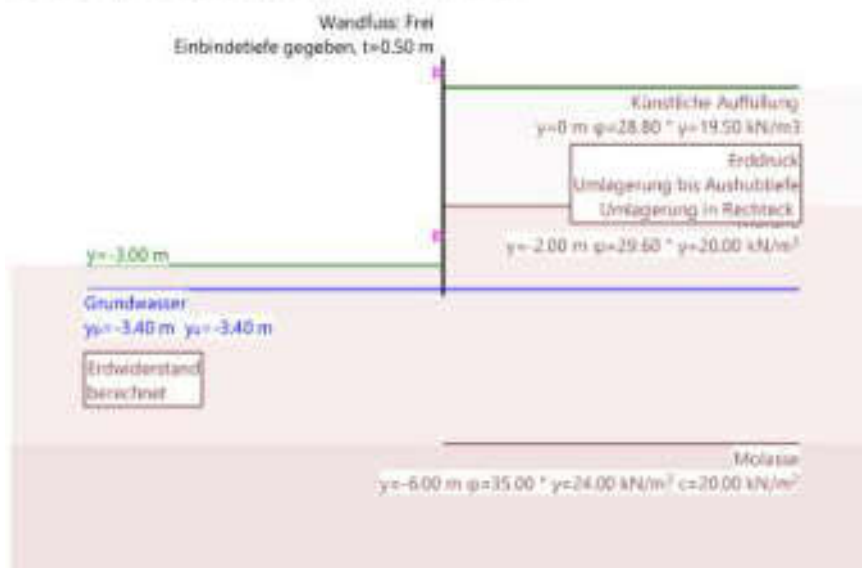


Abbildung 26: Baugrube nach betonieren der Bodenplatte

Belastung B: Nutzlast Strasse (15) /LM5 (25), Etappe 3: Nach betonieren Bodenplatte

Mstab. 1 :125.0

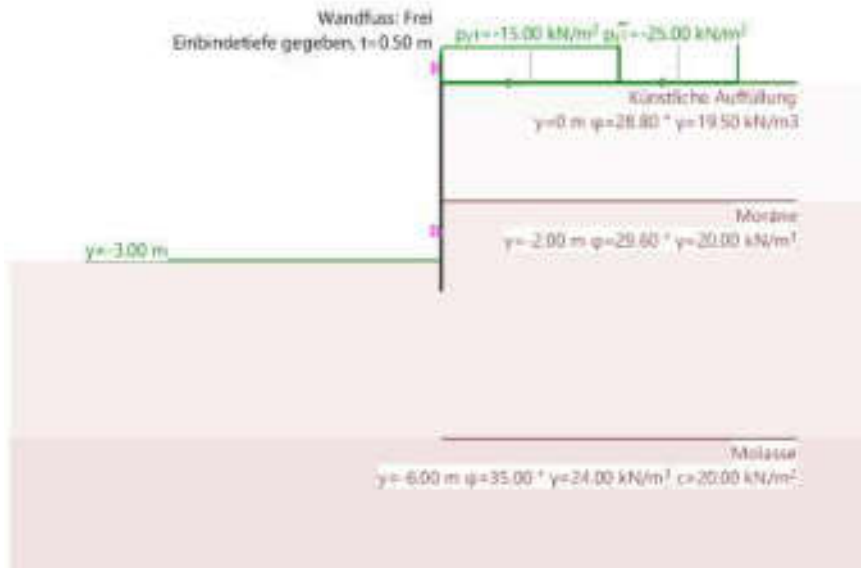
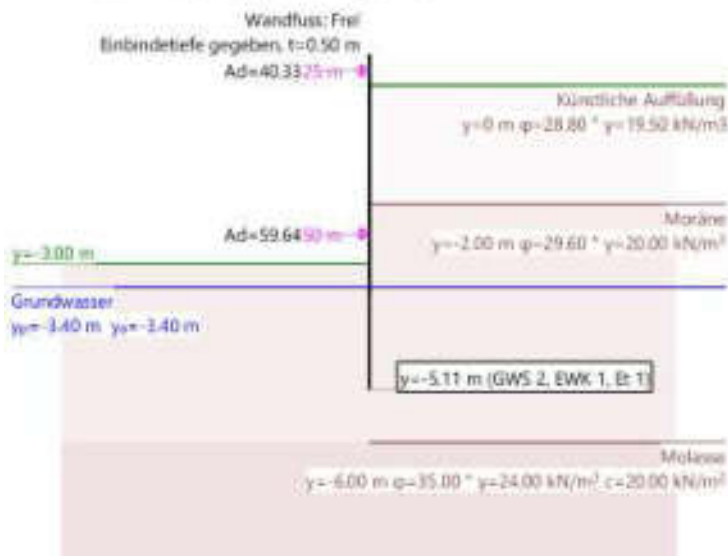


Abbildung 27: Einwirkungen auf Baugrube

Grenzwerte: Wandlänge [m], Stützkräfte [kN/m]

Mstab. 1 :125.0



Bemessungsgrundlage:
 Rühlwandträgerfuslänge → 2.1 m
 Spriesslast = 60 kN/m

Abbildung 28: Baugrubentiefe und Spriesslasten (Grenzwert Dimensionierungskräfte)

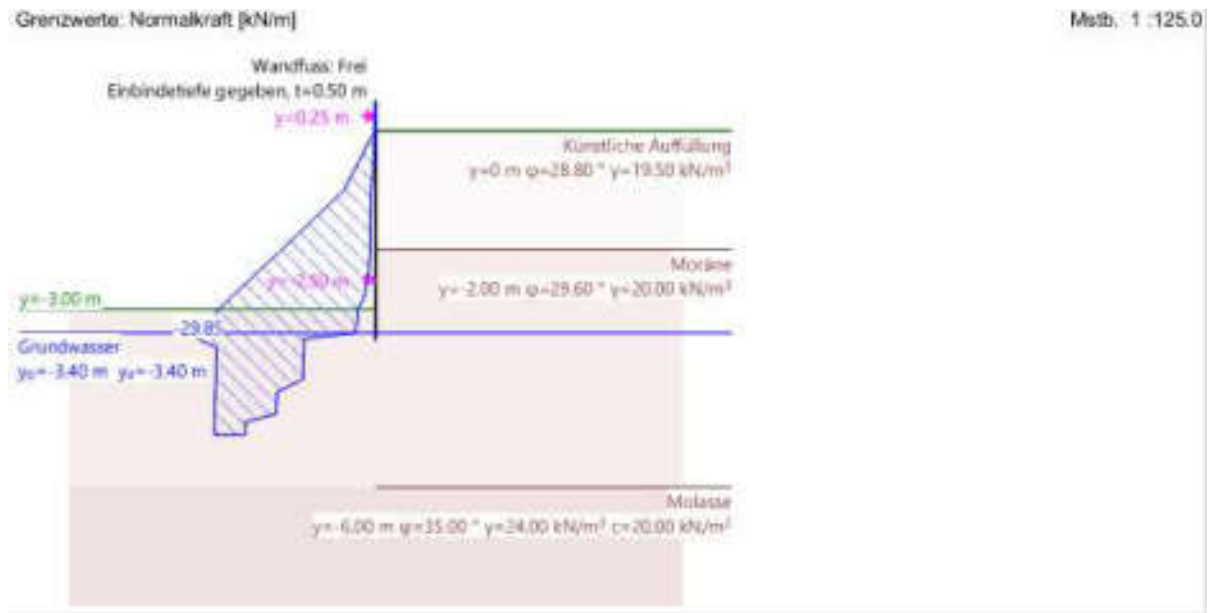


Abbildung 29: Normalkraft (Grenzwert Dimensionierungskräfte)

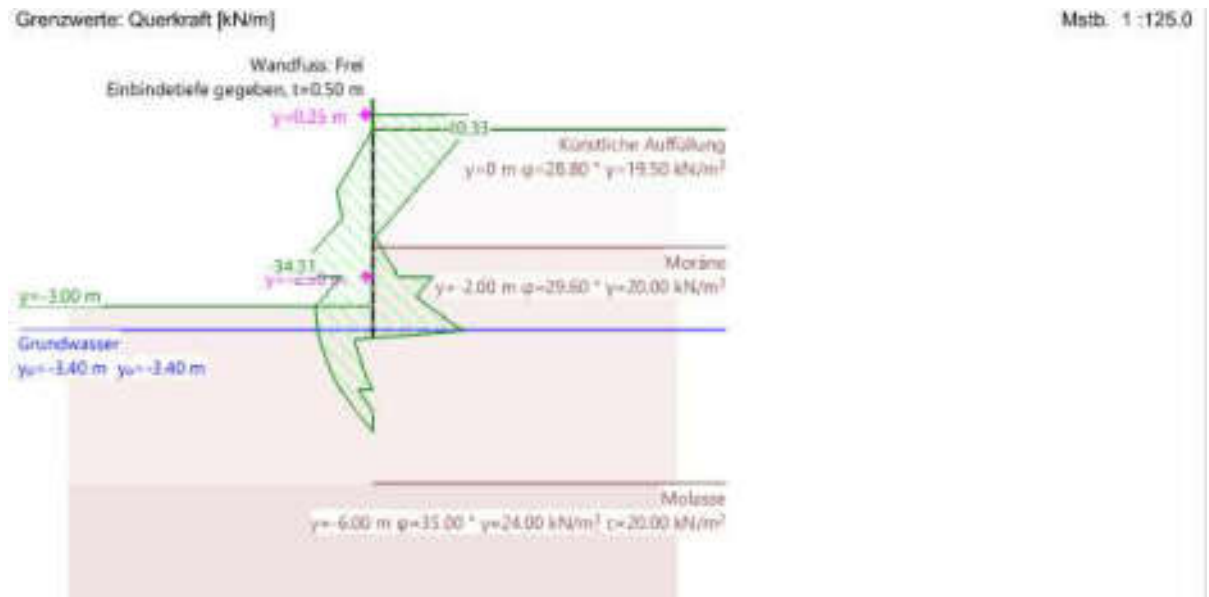


Abbildung 30: Querkraft (Grenzwert Dimensionierungskräfte)

Grenzwerte: Biegemoment [kNm/m]

Mstab: 1 : 125,0

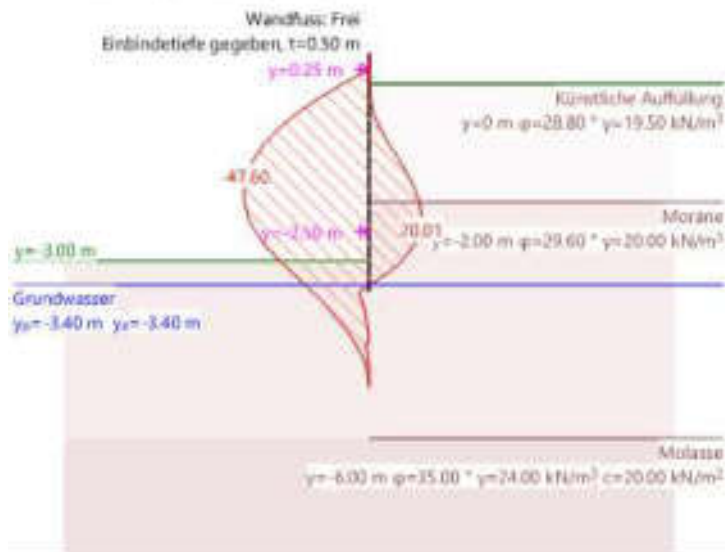


Abbildung 31: Moment (Grenzwert Dimensionierungskräfte)

Grenzwerte: Ausfachungsbewehrung [cm²/m]

Mstab: 1 : 125,0

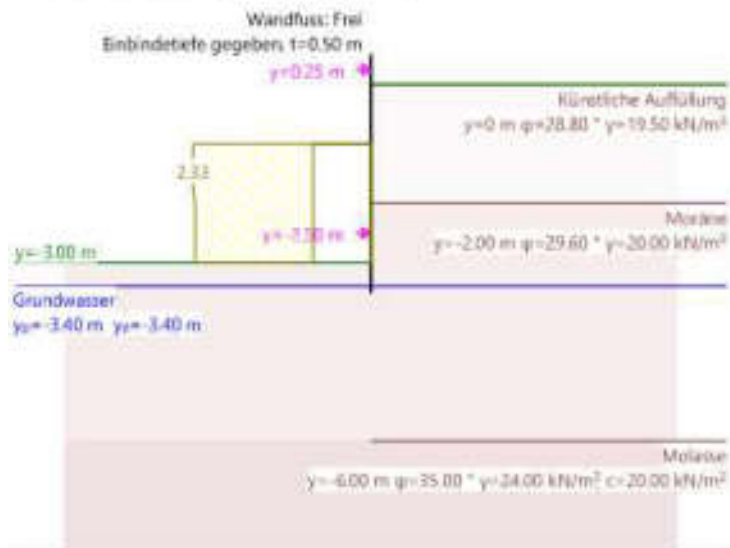
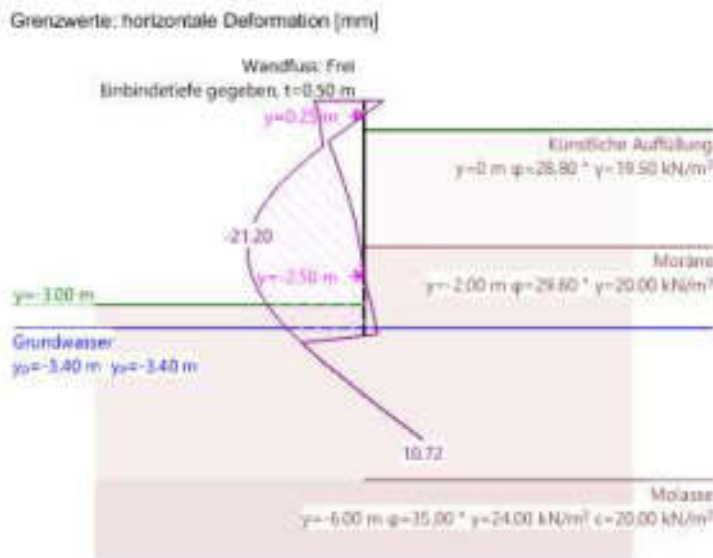


Abbildung 32: Armierung in Ausfachungsbeton → K335



Mstab. 1 :125.0

Nachweis:

$$u = 22\text{ mm} \leq h/100 = 30\text{ mm i.O.}$$

Abbildung 33: Verformungen

Abstützungen

y [m]	α [°]	A_d [kN/m]	A_{sd} [kN/m]	A_{yd} [kN/m]	Bemerkungen
0.25	0	-40.33	40.33	0	
-2.50	0				inaktiv

Bemessung Rühlwandträger, Maximalwerte

α MNV [-]	Nachweis			Profil	Bemessung		
	Nd1 [kN/m]	Vd1 [kN/m]	Md1 [kNm/m]		Nd1 [kN/m]	Vd1 [kN/m]	Md1 [kNm/m]
0.55	-16.02	-2.84	-47.57	HEB180	-16.02	-2.84	-47.57

Zusammenfassung

- Rühlwandträger: Wähle HEB 200 S355 à 2.0 m Abstand, um noch Reserve für Unvorhergesehenes zu haben. HEB 200 kann noch mit einem «kleinen» Bohrgerät versetzt werden.
- Ausfachung:
 - Holz: Rundholz Ø 12 cm (gemäß Larix 11 cm erforderlich)
 - Beton: Betonausfachung 16 cm mit Überdeckung 5 cm und Netz K335

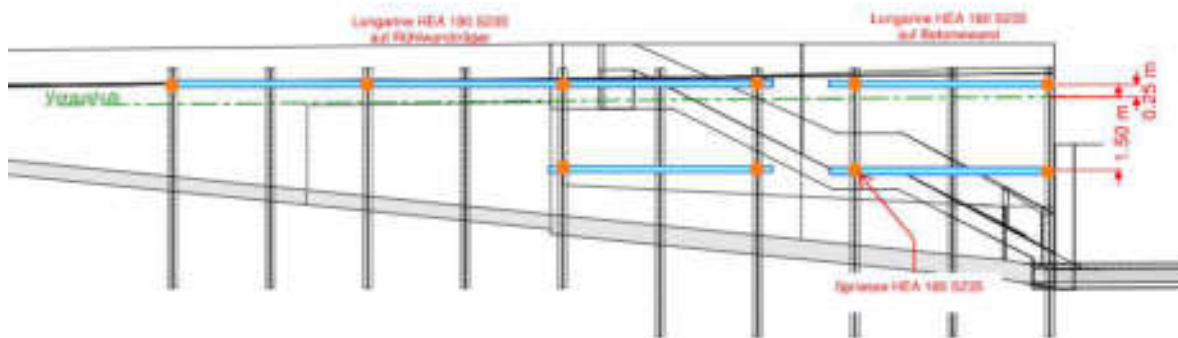
7.1.4 Bestimmen der Etappenhöhe

Die Etappenhöhe für die Ausfachung H_{gr} beträgt in der Moräne (ab ca. -2.0 m OKT ist Moräne):

$$H_{gr} = \frac{4 \times c}{\gamma} \times \tan\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right) = \frac{4 \times 3\text{ kN/m}^2}{20\text{ kN/m}^3} \times \tan\left(45 + \frac{29}{2}\right) = 1.03\text{ m}$$

Somit wird die 1. Etappe mit einer Höhe von 1.50 m ausgehoben und die weiteren mit 1.0 m

7.1.5 Longarine und Spriesse



Longarinen (massgebend Schnitt 1-1 siehe Abschnitt 7.1.2)

Vereinfachte Bemessung als einfache Balken um Flexibilität bei der Ausführung zu erhalten.

Biegung HEB 220 S235 (Widerstände gemäss C5)

$$M_d = \frac{Q_d \times l}{4} = \frac{2 \times 92 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 4}{4} = 184 \text{ kNm} \leq M_{Rd} = 185 \text{ kNm} \rightarrow i. O.$$

Querkraft HEB 220 S235 (Widerstände gemäss C5)

$$V_d = \frac{Q_d}{2} = \frac{2 \times 92 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{2} = 92 \text{ kN} \leq V_{Rd} = 359 \text{ kN} (V_d < 50 \% V_{Rd}!) \rightarrow i. O.$$

Krafteinleitung HEB 180 / HEA 180 ohne Rippen gemäss C9.1 = 240 kN → i.O.

Verformung HEB 220

$$w = \frac{1}{48} Q_d \times l^3 \times \frac{1}{E \times I} = \frac{1}{48} \times \frac{2 \times 92}{1.4} \times 4^3 \times \frac{1}{210 \times 10^6 \times \frac{80.9 \times 10^6}{1 \times 10^{12}}} = 10 \text{ mm} \leq \frac{l}{300} = 13 \text{ mm} \rightarrow i. O.$$

Spriesse

Normalkraftnachweis HEA 180 S235 (Widerstände gemäss C5), $l_{kz} = 5.0 \text{ m}$,

Annahme Longarine durchlaufend und somit 5/8 der Kraft auf beiden Seiten!

$$N_d = \frac{5 \times q_d \times l}{8} = \frac{10 \times 90 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \times 4 \text{ m}}{8} = 450 \text{ kN} \leq N_{kz,Rd} = 450 \text{ kN} \rightarrow i. O.$$

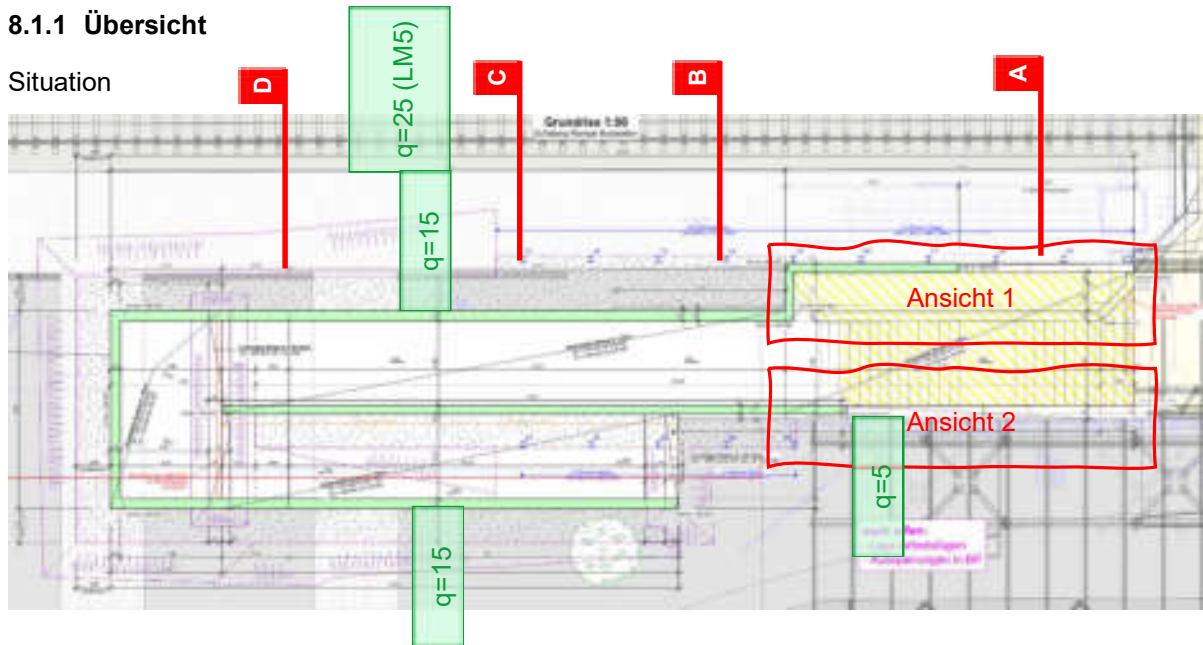
⇒ Konstruktiv Rippen $t = 10 \text{ mm}$ mit $a = 4 \text{ mm}$ für Krafteinleitung

8 Stahlbetonkonstruktion Rampe «Bus»

8.1 Struktur und Einwirkungen

8.1.1 Übersicht

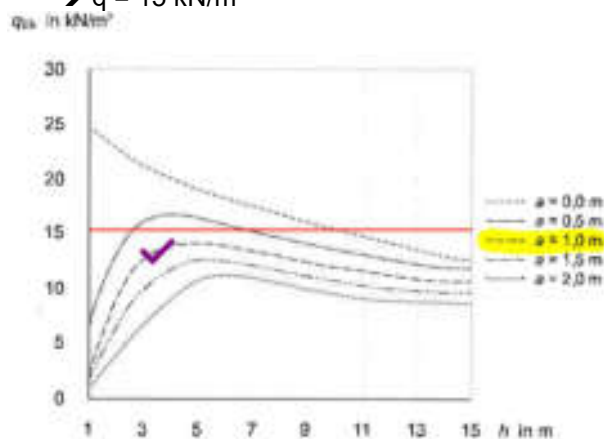
Situation



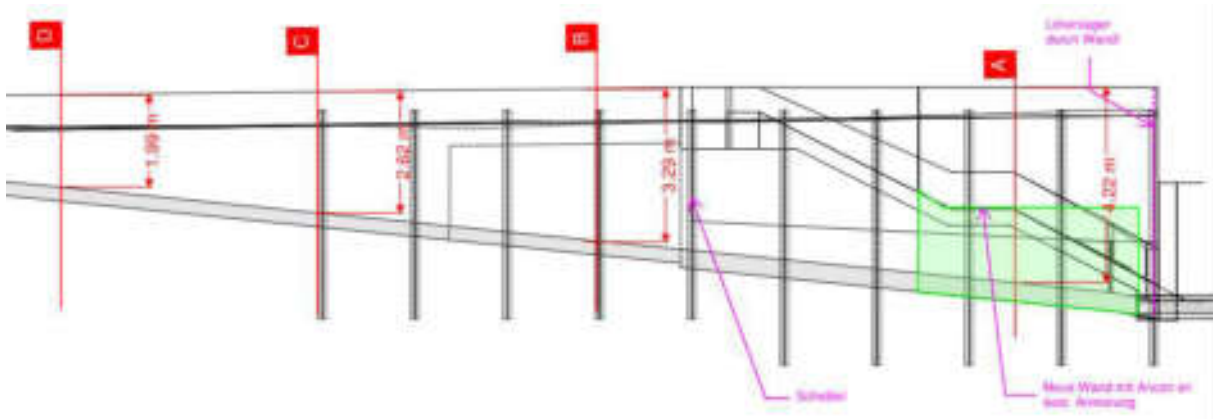
8.1.2 Einwirkungen

Für die Bemessung sind folgende Einwirkungen angenommen worden:

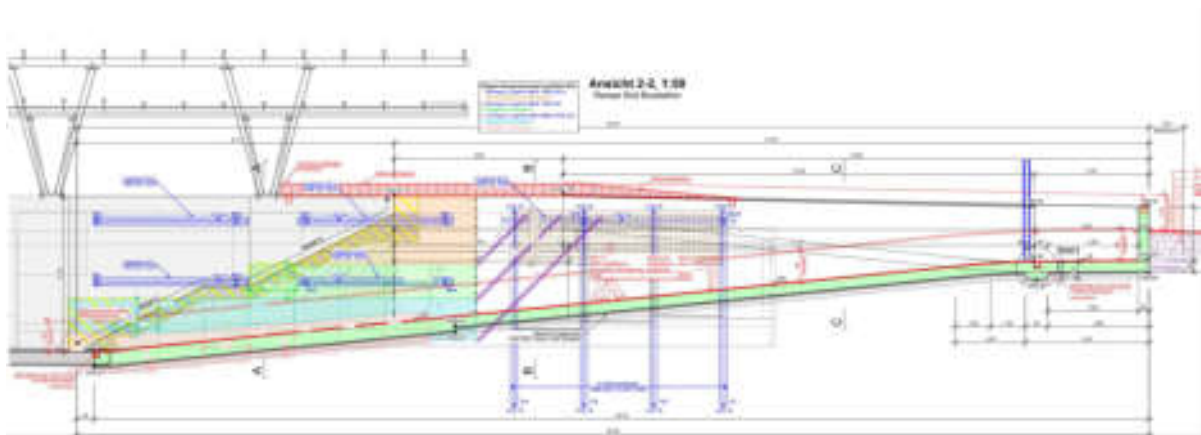
- Gleis: LM 5 $q = 25 \text{ kN/m}^2$ über 2.0 m Breite (50 kN/m)
- Unter dem Bus Dach ist die Nutzlast analog der Perronanlagen von $q = 5 \text{ kN/m}^2$ angenommen worden
- Entlang der Rampe ist das LM 1 für Strassenverkehr mit einem Abstand 1.0 m verwendet worden
 $\rightarrow q = 15 \text{ kN/m}^2$



8.1.3 Ansicht Wand Nord (1)



8.1.4 Ansicht Wand Süd (2)



8.2 Nachweise U-Profile

Siehe folgende Seiten

- Profil A
- Profil B
- Profil C inkl. D (D ist nicht massgebend)



SCHNITTKRÄFTE UND DIMENSIONIERUNG U-PROFIL NR. AA

$h = 4.05 \text{ m}$	$l = 4.00 \text{ m}$	$G_y = 1 \text{ kN}$	$\phi = 28.8^\circ$	Beton C30/37	$f_{td} = 20.0 \text{ N/mm}^2$
$l_1 = 0.40 \text{ m}$	$b = 0.30 \text{ m}$	$G_x = 0 \text{ kN}$	$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$	Beton 32 mm	$f_{td} = 2.1 \text{ N/mm}^2$
$h_1 = 0.65 \text{ m}$	$l_2 = 7.50 \text{ m}$	$G_z = 0 \text{ kN}$	$\sigma_{rel} = 30.00\%$	Stahl B500C	$f_{td} = 435 \text{ N/mm}^2$
$h_2 = 0.30 \text{ m}$		$G_w = 1 \text{ kN}$	$\sigma_{rel} = 25 \text{ kN/m}^2$		$E_s = 205'000 \text{ N/mm}^2$
$N_{rel} =$		$G_{rel} = 15 \text{ kN/m}^2$	$k_{rel} = 0.2942$	$k_1 = 0.45$	$f_{td,rel} = 1.15\%$
		$G_{rel} = 25 \text{ kN/m}^2$	$k_{rel} = 0.5182$	$k_2 = 0.425$	$f_{td,rel} = 45\%$

$N_{rel} = 3.16 \text{ m}$	$N_{rel} = 25.5 \text{ MN/m}^2$	$N_{rel} = 45.0 \text{ MN/m}^2$	$N_{rel} = 35.2 \text{ MN/m}^2$	$G_{rel} = 0.7 \text{ MN/m}$
$N_{rel} = 1.28 \text{ m}$	$N_{rel} = 4.4 \text{ MN/m}^2$	$N_{rel} = 7.8 \text{ MN/m}^2$		

Schnittkräfte Charakteristisch

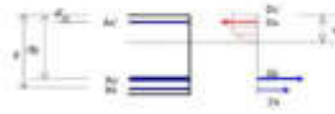
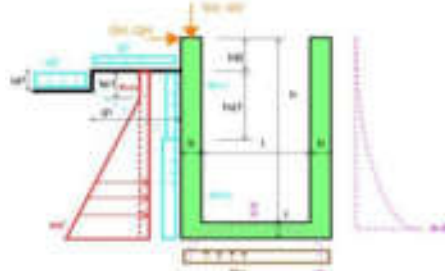
Tordrücke		Krafteffekt		Hebel		Wandflächmoment	
$M_{rel} = 25 \text{ MN/m}^2$	$F_{rel} = 25.0 \text{ MN}$	$N_{rel} = 1.80 \text{ m}$	$M_{rel} = 17.0 \text{ MN/m}$				
$M_{rel} = 35.2 \text{ MN/m}^2$	$F_{rel} = 3.1 \text{ MN}$	$N_{rel} = 0.15 \text{ m}$	$M_{rel} = 20 \text{ MN/m}$				
$M_{rel} = 6.1 \text{ MN/m}^2$	$F_{rel} = 12.1 \text{ MN}$	$N_{rel} = 2.61 \text{ m}$	$M_{rel} = 12.0 \text{ MN/m}$				
$M_{rel} = 50.2 \text{ MN/m}^2$	$F_{rel} = 18.1 \text{ MN}$	$N_{rel} = 0.81 \text{ m}$	$M_{rel} = 15.0 \text{ MN/m}$				
Einzellasten Antriebsort		Hebel		Wandflächmoment			
$G_y = 0 \text{ kN}$	Beugung nur eine Seite!	$N_{rel} = 4.25 \text{ m}$	$M_{rel} = 20 \text{ MN/m}$				
$G_x = 1 \text{ kN}$	Beugung nur eine Seite!	$N_{rel} = 3.33 \text{ m}$	$M_{rel} = 20 \text{ MN/m}$				
Vertikallasten		Bodendruck		Feldmoment		Einspannmoment	
$F_{rel} = 107 \text{ kN}$	$N_{rel} = 23.2 \text{ MN/m}^2$	$M_{rel} = 18 \text{ MN/m}$	$M_{rel} = 84 \text{ MN/m}$				
$G_y = 1 \text{ kN}$ (2x)	$N_{rel} = 8.4 \text{ MN/m}^2$	$M_{rel} = 18 \text{ MN/m}$	$M_{rel} = 18 \text{ MN/m}$				
$G_x = 0 \text{ kN}$ (2x)	$N_{rel} = 8.0 \text{ MN/m}^2$	$M_{rel} = 18 \text{ MN/m}$	$M_{rel} = 0 \text{ MN/m}$				

Längsflächmoment			
σ_1	σ_2	σ_3	σ_{rel}
1.35	1.35	1.35	0.7
1.35	1.35	1.35	0.7
1.5	1	1	1
1	1.45	1	1

Längsflächmoment			
σ_1	σ_2	σ_3	σ_{rel}
1.35	1.35	1.35	1
1.35	1.35	1.35	1
1	1	1.5	1

Schnittkräfte Dimensionierung

Stelle	Schnittk.	σ_1	σ_2	σ_3	Mittelwert
a-a	$M_x = 34.5 \text{ MN/m}$	33.6	33.6	33.6	33.6
a-a	$M_y = 17.0 \text{ MN/m}$	17.0	17.0	17.0	17.0
b-b	$M_x = 7.8 \text{ MN/m}$	7.8	7.8	7.8	7.8
c-c	$M_x = 20.0 \text{ MN/m}$	20.0	20.0	20.0	20.0



Formeln Biegung: $M_{ed} = k_1 \times x \times b \times f_{td} \times (d - x \times k_2) + A_s \times f_{td} \times (d - d')$
 $x = \frac{A_s \times f_{td} - A_s' \times f_{td}}{k \times k_1 \times f_{td}}$

Formeln Querkraft: $V_{ed} = b \times k_d \times d_v \times \tau_{ed}$
 $k_d = \frac{1}{1 + \tau_{ed} \times d \times k_b}$
 $k_b = \frac{40}{16 + d_{max}}$
 $k_v = \frac{f_{td}}{E_c} \times \frac{m_d}{m_{ed}}$

Nachweis Tragfähigkeit

Nachweisstelle	M_x	M_y	N	$d - d'$	d'	A_s	A_s'	M_{ed}	Nachweis $M_x + M_y$	N	σ_1	σ_2	σ_3	Nachweis $N_x + N_y$	Bemerkung
a-a	34.5 MN/m	17.0 MN/m	300 mm	235 mm	65 mm	4.25 dm ²	1.30 dm ²	33.6 MN/m	35.7 MN/m < 1.0	17.0 MN/m	0.0029	0.6740	17.0 MN/m < 1.0		Ø 28 x 125
b-b	7.8 MN/m	17.0 MN/m	400 mm	35 mm	65 mm	4.75 dm ²	1.30 dm ²	33.6 MN/m	34.0 MN/m < 1.0	7.8 MN/m	0.0015	0.68872	21.4 MN/m < 1.0		
c-c	20.0 MN/m	17.0 MN/m	400 mm	35 mm	65 mm	1.30 dm ²	1.30 dm ²	0.0 MN/m	31.7 MN/m < 1.0		0.0000	0.67419	33.0 MN/m < 1.0		

Spannungsanalyse Einspannung (kälte)

$I_g = 76'500 \text{ cm}^4$	$I_p = 2.150 \times 10^9$	$M_{rel,max} = 20.0 \text{ MN/m}$ (50%)	$E_p = 34'000 \text{ N/mm}^2$	$\phi = 2.0$
$I_{p,rel} = 18'876 \text{ cm}^4$	$I_p = 1.068 \times 10^9$	$A_s = 121 \text{ mm}^2$	$S_x = 1.5683 \times 10^5$	$\alpha = 18.09$

Betonbruchspannung	Nahspannung	Nachweis kein Fließen der Armerung
$\sigma_{cr} = 14.0 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_s = 254.0 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_{cr} - 30 \text{ N/mm}^2 = 914 \text{ N/mm}^2$ > 254 N/mm ² < 1.0

Verformungen

$M_x = 41.0 \text{ MN/m}$	$k_1 = 0.91248991$	$f_{cr} = 2.0 \text{ N/mm}^2$
$I_g = 25'500 \text{ cm}^4$	Arretiert 100%	Stiefprofil M
		mittlere Stiefprofil
		$I_{p,rel} = 18'876 \text{ cm}^4$
		Arretiert 80%
		$I_{p,rel} = 20'211 \text{ cm}^4$

Zurechnung der Verformung mittels Integraltabelle S25 C6

Beitrag	Faktor	M	$\frac{M}{I}$	l	EI	m_1	Δl	m_2	Δl	$\frac{\Delta l}{l}$
$N_{rel} = 0.250$	12.0	48 MN/m	48 MN/m	4.25 m	76'500 Nm ²	7 mm	20'211 Nm ²	26.7 mm		6/139
$N_{rel} = 0.25$	0	0 MN/m	0 MN/m	4.25 m	76'500 Nm ²	0 mm	20'211 Nm ²	0.1 mm		0/5688
$N_{rel} = 0.25$	12.0	48 MN/m	48 MN/m	4.25 m	76'500 Nm ²	2 mm	20'211 Nm ²	7.0 mm		9/805
$N_{rel} = 0.25$	12.0	48 MN/m	48 MN/m	4.25 m	76'500 Nm ²	1 mm	20'211 Nm ²	3.4 mm		4/1205
$N_{rel} = 0.3333$	0	0 MN/m	0 MN/m	4.25 m	76'500 Nm ²	0 mm	20'211 Nm ²	0.0 mm		0/0/0/0
$N_{rel} = 0.25$	24.0	96 MN/m	96 MN/m	4.25 m	76'500 Nm ²	0 mm	20'211 Nm ²	0.8 mm		1/1783
Total										
		Anforderungen für spann. stehend			f/250 (nur veränderliche)	10 mm	g/0	25.8 mm		8/138
		Anforderungen für kälte Lastfälle			f/200 (nur veränderliche)	8 mm	g	11.0 mm		8/386

Gehten durch PU-Mittel auf Betonverformungsbereich 20% ab.

Minimalkorrosion SIA 202 C1-2017 Fig. 31

Überschneidet mit 2.3 mm

Beitrag	l	f_{cr}	f_{cr}	k_1	Zugspannungkraft	w	β	α	σ_{cr}	Widerstand Armt.	Nachweis
Boden	300 mm	2.8 N/mm ²	3.8 N/mm ²	0.87	Nd = 183 kN	0.5 mm	38 mm	130 mm	420 N/mm ²	NBd = 1206 kN	> 1.0
Wände	400 mm	2.8 N/mm ²	3.8 N/mm ²	0.83	Nd = 125 kN	0.5 mm	38 mm	130 mm	386 N/mm ²	NBd = 1'328 kN	> 1.0



SCHNITTKRÄFTE UND DIMENSIONIERUNG U-PROFIL NR. 8-8

$h = 3.30\text{ m}$	$l = 3.00\text{ m}$	$G_y = 1\text{ kN}$	$\phi = 28.8^\circ$	Beton C30/37	$f_{td} = 20.0\text{ N/mm}^2$
$l_a = 0.30\text{ m}$	$b = 0.30\text{ m}$	$G_x = 0\text{ kN}$	$\gamma = 19.5\text{ kN/m}^3$	Beton 32 mm	$f_{td} = 2.1\text{ N/mm}^2$
$h_b = 0.60\text{ m}$	$l_b = 4.00\text{ m}$	$G_z = 0\text{ kN}$	$\mu_{rel} = 30.00\%$	Stahl B500C	$f_{td} = 435\text{ N/mm}^2$
$h_c = 0.30\text{ m}$		$G_w = 1\text{ kN}$	$\mu_{max} = 25\text{ kN/m}^2$		$E_s = 205'000\text{ N/mm}^2$
		$G_{y1} = 15\text{ kN/m}^2$	$k_{y1} = 0.2942$	$k_1 = 0.45$	$f_{ctd} = 1.25\text{ N/mm}^2$
		$G_{y2} = 25\text{ kN/m}^2$	$k_{y2} = 0.5182$	$k_2 = 0.425$	$\mu_{max} = 45\%$

$N_{max} = 3.16\text{ kN}$	$N_{min} = 20.7\text{ kN/m}^2$	$N_{y1} = 36.4\text{ kN/m}^2$	$N_{y2} = 28.5\text{ kN/m}^2$	$G_{max} = 77\text{ kN/m}$
$V_{max} = 2.87\text{ kN}$	$V_{min} = -4.4\text{ kN/m}^2$	$V_{y1} = 7.8\text{ kN/m}^2$		

Schnittkräfte Charakteristisch

Erdbrücke		Krafteffekt		Hebel		Wandflächmoment	
$N_{max} = 25\text{ kN/m}^2$	$N_{min} = 75.0\text{ kN}$	$N_{y1} = 1.43\text{ m}$	$M_{y1} = 207\text{ kNm/m}$				
$N_{y1} = 28.5\text{ kN/m}^2$	$N_{y2} = -0.1\text{ kN}$	$N_{y2} = -0.10\text{ m}$	$M_{y2} = 3\text{ kNm/m}$				
$N_{y2} = 0.3\text{ kN/m}^2$	$N_{y3} = 17.3\text{ kN}$	$N_{y3} = 1.42\text{ m}$	$M_{y3} = 254\text{ kNm/m}$				
$N_{y3} = 50.2\text{ kN/m}^2$	$N_{y4} = 1.4\text{ kN}$	$N_{y4} = -0.01\text{ m}$	$M_{y4} = 0\text{ kNm/m}$				

Eisenflansen Antriebsort		Hebel		Wandflächmoment	
$G_y = 0\text{ kN}$	Beugung nur eine Seite!	$N_{y1} = 2.85\text{ m}$	$M_{y1} = 0\text{ kNm/m}$		
$G_x = 1\text{ kN}$	Beugung nur eine Seite!	$N_{y2} = 1.73\text{ m}$	$M_{y2} = 28\text{ kNm/m}$		

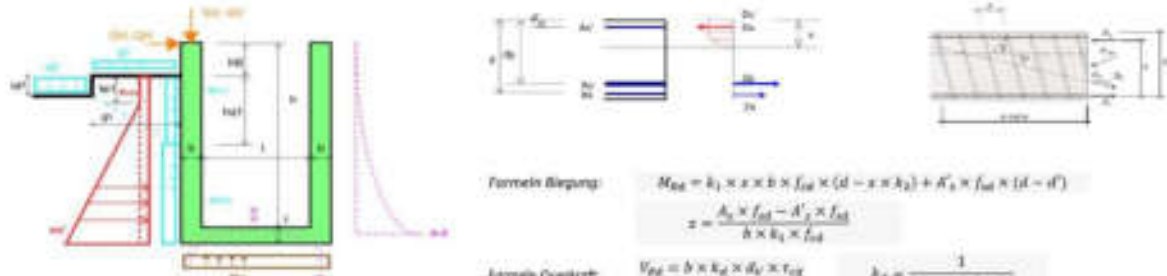
Vertikallasten		Bodendruck		Feldmoment		Eisenmoment	
$V_{max} = 77\text{ kN}$	$N_{y1} = 21.7\text{ kN/m}^2$	$M_{y1} = 10\text{ kNm/m}$	$M_{y2} = 59\text{ kNm/m}$				
$N_y = 1\text{ kN}$ (2x)	$N_{y2} = 8.6\text{ kN/m}^2$	$M_{y2} = 16\text{ kNm/m}$	$M_{y3} = 5\text{ kNm/m}$				
$G_y = 0\text{ kN}$ (2x)	$N_{y3} = 8.0\text{ kN/m}^2$	$M_{y3} = 16\text{ kNm/m}$	$M_{y4} = 0\text{ kNm/m}$				

Längsflächenspannung				
σ_1	σ_2	σ_3	σ_4	σ_{max}
1.35	1.35	1.35	1.35	0.7
1.35	1.35	1.35	1.35	0.7
1.5	1	1	1	1
1	1.45	1	1	1

Längsflächenspannung				
σ_1	σ_2	σ_3	σ_4	σ_{max}
1.35	1.35	1.35	1.35	1
1.35	1.35	1.35	1.35	1
1	1	1	1	1

Schnittkräfte Dimensionierung

Stelle	Schnittk.	σ_1	σ_2	σ_3	Mittelwert
a-a	M_y	238kNm/m	137kNm/m	198kNm/m	210kNm/m
a-a	N_y	129kN/m	121kN/m	121kN/m	128kN/m
b-b	N_y	33kN/m	33kN/m	33kN/m	33kN/m
c-c	M_y	34kNm/m	34kNm/m	15kNm/m	23kNm/m



Formeln Biegung: $M_{ed} = k_1 \times x \times b \times f_{td} \times (d - x \times k_2) + A_s \times f_{td} \times (d - d')$
 $x = \frac{A_s \times f_{td} - A_s' \times f_{td}}{k \times k_1 \times f_{td}}$

Formeln Querkraft: $V_{ed} = b \times k_d \times d_v \times \tau_{ed}$
 $k_d = \frac{1}{1 + \tau_{ed} \times d + k_b}$
 $k_b = \frac{40}{16 + d_{max}}$
 $\tau_{ed} = \frac{f_{td}}{z} \times \frac{m_d}{m_{ed}}$

Nachweis Tragfähigkeit

Nachweisstelle	M_{y1}	M_{y2}	M_{y3}	M_{y4}	N_{y1}	N_{y2}	N_{y3}	N_{y4}	Nachweis $M_{y1} + M_{y2}$	V_{y1}	V_{y2}	V_{y3}	V_{y4}	Nachweis $V_{y1} + V_{y2}$	Bemerkung
a-a	218kNm	1100kNm	300kNm	235kNm	65kNm	23.4kNm/m	1.94kNm/m	1.94kNm/m	32.0kNm	23.4kNm i.O.	5.2kNm/m	0.00298	0.67342	174kNm/m i.O.	Ø 22 a=150
b-b	218kNm	1100kNm	300kNm	235kNm	65kNm	23.4kNm/m	1.94kNm/m	1.94kNm/m	32.0kNm	23.4kNm i.O.	5.2kNm/m	0.00298	0.67342	174kNm/m i.O.	
c-c	134kNm	1100kNm	300kNm	235kNm	65kNm	1.94kNm/m	1.94kNm/m	1.94kNm/m	0.0kNm	39.0kNm i.O.	0.00031	0.93244	251kNm/m i.O.		

Spannungsanalyse Eisenanordnung (kühl)

$f_{td} = 76'500\text{ N/mm}^2$	$f_{ctd} = 2.150 + 0.9$	$M_{y,max} = 1221\text{ kNm/m}$	(58%)	$f_{td} = 34700\text{ N/mm}^2$	$\phi = 2.8$
(5.64)	(1.88)	$A_s = 102\text{ mm}^2$	$S = 3.79881 \cdot 10^7$	$\alpha = 18.09$	
$W'_{pl,y} = 13'558\text{ cm}^3$	$f_{ct} = 1.1962 + 0.9$				ZIELWERTUNG 3-3

Betondruckspannung	Nahflanzspannung	Nachweis kein Fließen der Armerung
$\sigma_c = 10.3\text{ N/mm}^2$	$\sigma_{ct} = 243.6\text{ N/mm}^2$	$\sigma_{ct} - 30\text{ N/mm}^2 = 213.6\text{ N/mm}^2$ i.O.

Verformungen $M_{y1} = 418\text{ kNm/m}$ $k_1 = 0.91248991$ $f_{td} = 2.0\text{ N/mm}^2$

Dehnung ϵ	Stoffzahl μ	Stoffzahl μ	mittlere Stoffzahl
$\epsilon_s = 25'500\text{ N/mm}^2$	Arsen 54%	$\epsilon'_{s1} = 17'596\text{ N/mm}^2$	Arsen 66%

Zurechnung der Verformung mittels Integraltabelle S25 C6

Detail	Faktor	M	M	l	EI	m_1	σ_{rel}	ϵ_{rel}	δ/l
$N_{y1} = 0.250$	25kNm/m	38Nm/m	3.45 m	76'500kNm ²	3 mm	17'645kNm ²	12.9 mm	0/275	
$N_{y2} = 0.25$	0kNm/m	38Nm/m	3.45 m	76'500kNm ²	3 mm	17'645kNm ²	0.0 mm	9999999	
$N_{y3} = 0.25$	25kNm/m	38Nm/m	3.45 m	76'500kNm ²	1 mm	17'645kNm ²	4.2 mm	0/827	
$N_{y4} = 0.25$	0kNm/m	38Nm/m	3.45 m	76'500kNm ²	3 mm	17'645kNm ²	0.0 mm	9999999	
$G_y = 0.3333$	0kNm/m	38Nm/m	3.45 m	76'500kNm ²	3 mm	17'645kNm ²	0.0 mm	0/1/01	
$G_x = 0.23$	2kNm/m	38Nm/m	3.45 m	76'500kNm ²	3 mm	17'645kNm ²	0.4 mm	0/3303	
Total	Anforderungen für spann. stähig			1/250 (nur veränderliche)	4 mm	g=0	17.6 mm	0/275 i.O.	
	Anforderungen für häufige Lastfälle			1/200 (nur veränderliche)		g	4.8 mm	0/757 i.O.	

Minimalkanierung SIA 202 C1-2017 Fig. 31

Detail	f_{td}	f_{ctd}	k_1	Zugspannung σ_{ct}	μ_{max}	β	α	σ_{max}	Widerstand Arm.	Nachweis
Boden	390mm	2.8 N/mm ²	3.8 N/mm ² 0.87	$\sigma_{ct} = 983\text{ kN}$	0.5 mm	35 mm	150 mm	405 N/mm ²	$N_{Ed} = 1296\text{ kN}$	i.O.
Wände	300mm	2.8 N/mm ²	3.8 N/mm ² 0.87	$\sigma_{ct} = 983\text{ kN}$	0.5 mm	35 mm	150 mm	405 N/mm ²	$N_{Ed} = 1296\text{ kN}$	i.O.



SCHNITTKRÄFTE UND DIMENSIONIERUNG U-PROFIL NR. C-C und D-D

$h_a = 2.70 \text{ m}$	$l = 9.00 \text{ m}$	$G_y = 1 \text{ kN}$	$\phi = 28.8^\circ$	Beton C30/37	$f_{td} = 20.0 \text{ N/mm}^2$
$l_a = 0.30 \text{ m}$	$b = 0.30 \text{ m}$	$G_x = 0 \text{ kN}$	$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$	Beton 32 mm	$f_{td} = 2.1 \text{ N/mm}^2$
$h_b = 0.60 \text{ m}$	$l_b = 4.00 \text{ m}$	$G_y = 0 \text{ kN}$	$A_{st} = 50.00\%$	Stahl B500C	$f_{td} = 425 \text{ N/mm}^2$
$h_c = 0.30 \text{ m}$		$G_y = 1 \text{ kN}$	$s_{min} = 25 \text{ kN/m}^2$		$E_c = 205'000 \text{ N/mm}^2$
		$G_x = 15 \text{ kN/m}^2$	$k_{s1} = 0.2942$	$k_1 = 0.45$	$f_{ctd} = 1.25$
		$G_x = 25 \text{ kN/m}^2$	$k_{s2} = 0.1182$	$k_2 = 0.425$	$f_{ctd} = 45\%$

$N_{ed} = 3.16 \text{ m}$	$N_{y1} = 17.2 \text{ kN/m}^2$	$N_{y2} = 30.3 \text{ kN/m}^2$	$N_{y3} = 23.8 \text{ kN/m}^2$	$G_{max} = 88 \text{ kN/m}$
$N_{y4} = 2.87 \text{ m}$	$N_{y5} = 4.4 \text{ kN/m}^2$	$N_{y6} = 7.8 \text{ kN/m}^2$		

Schnittkräfte Charakteristisch

Erdbelastung	Krafteffekt	Hebel	Wandflächmoment
$N_{y1} = 25 \text{ kN/m}^2$	$E_{y1} = 60.0 \text{ kN}$	$N_{y1} = 1.13 \text{ m}$	$M_{y1} = 88 \text{ kNm/m}$
$N_{y2} = 23.8 \text{ kN/m}^2$	$E_{y2} = 0.3 \text{ kN}$	$N_{y2} = -0.30 \text{ m}$	$M_{y2} = 20 \text{ kNm/m}$
$N_{y3} = 6.3 \text{ kN/m}^2$	$E_{y3} = 17.3 \text{ kN}$	$N_{y3} = 0.82 \text{ m}$	$M_{y3} = 24 \text{ kNm/m}$
$N_{y4} = 50.2 \text{ kN/m}^2$	$E_{y4} = -4.7 \text{ kN}$	$N_{y4} = -0.31 \text{ m}$	$M_{y4} = 16 \text{ kNm/m}$

Einzelachsen Antriebslast	Hebel	Wandflächmoment
$G_y = 0 \text{ kN}$	$N_{y11} = 2.85 \text{ m}$	$M_{y11} = 20 \text{ kNm/m}$
$G_x = 1 \text{ kN}$	$N_{y12} = 1.43 \text{ m}$	$M_{y12} = 16 \text{ kNm/m}$

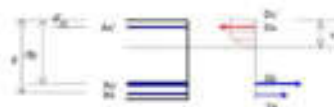
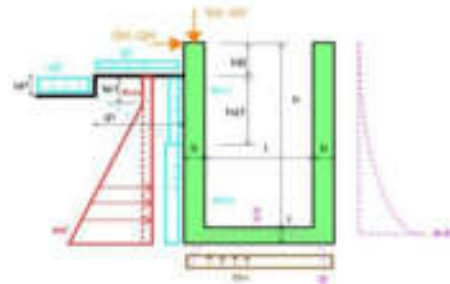
Vertikallasten	Bodendruck	Feldmoment	Einspannmoment
$F_{max} = 60 \text{ kN}$	$N_{b,25} = 18.8 \text{ kN/m}^2$	$M_{b,25} = 16 \text{ kNm/m}$	$M_{b,25} = 17 \text{ kNm/m}$
$G_y = 1 \text{ kN}$ (2x)	$N_{b,30y} = 8.6 \text{ kN/m}^2$	$M_{b,30} = 16 \text{ kNm/m}$	$M_{b,30} = 16 \text{ kNm/m}$
$G_x = 0 \text{ kN}$ (2x)	$N_{b,30x} = 8.0 \text{ kN/m}^2$	$M_{b,30} = 16 \text{ kNm/m}$	$M_{b,30} = 16 \text{ kNm/m}$

Längsflächenspannung			
σ_1	σ_2	σ_3	$\sigma_{\text{Bsp}}/f_{td}$
1.35	1.35	1.35	0.7
1.35	1.35	1.35	0.7
1.5	1	1	1
1	1.45	1	1

Längsflächenspannung			
σ_1	σ_2	σ_3	$\sigma_{\text{Bsp}}/f_{td}$
1.35	1.35	1.35	1
1.35	1.35	1.35	1
1	1	1.5	1

Schnittkräfte Dimensionierung

Stelle	Schnittk.	σ_1	σ_2	σ_3	Mittelwert
a-a	M_y	139 kN/m	132 kN/m	132 kN/m	136 kN/m
a-a	N_y	104 kN/m	93 kN/m	90 kN/m	104 kN/m
b-b	N_y	47 kN/m	47 kN/m	47 kN/m	47 kN/m
c-c	M_y	13 kN/m	13 kN/m	13 kN/m	13 kN/m



Formeln Biegung: $M_{ed} = k_1 \times x \times b \times f_{td} \times (d - x \times k_2) + A'_s \times f_{td} \times (d - d')$
 $x = \frac{A_s \times f_{td} - A'_s \times f_{td}}{k \times k_1 \times f_{td}}$

Formeln Querkraft: $V_{ed} = b \times k_d \times d_v \times \tau_{ed}$
 $k_d = \frac{1}{1 + \tau_{ed} \times d \times k_b}$
 $k_b = \frac{40}{16 + d_{max}}$
 $k_v = \frac{f_{td}}{f_c} \times \frac{m_d}{m_{ed}}$

Nachweis Tragfähigkeit

Nachweisstelle	M_{ed}	N_{ed}	$d - d'$	d'	A_s	A'_s	N_{y1}	N_{y2}	N_{y3}	N_{y4}	Nachweis $M_{ed} + M_{y1}$	V_{ed}	τ_{ed}	k_d	k_b	k_v	Nachweis $V_{ed} + V_{y1}$	Bemerkung
a-a	108 kNm	1100 kN	300 mm	25 mm	68 mm	1700 mm ²	1700 mm ²	17 mm	14 kN/m	1.0	104 kN/m	0.00217	0.6782	174 kN/m	1.0			(B18 m55)
b-b	108 kNm	1100 kN	300 mm	25 mm	68 mm	1700 mm ²	1700 mm ²	17 mm	14 kN/m	1.0	47 kN/m	0.00217	0.6782	174 kN/m	1.0			
c-c	14 kNm	1100 kN	300 mm	25 mm	68 mm	1700 mm ²	1700 mm ²	0.0 mm	14 kN/m	1.0	13 kN/m	0.00229	0.9176	261 kN/m	1.0			

Spannungsanalyse Einspannung (häufig)

$\sigma_s = 76'500 \text{ N/mm}^2$	$\epsilon_s = 2.150 \times 10^{-3}$	$M_{y,25} = 62 \text{ kNm/m}$ (50%)	$f_{td} = 34'000 \text{ N/mm}^2$	$\phi = 2.8$
$\sigma'_{s1} = 10'213 \text{ N/mm}^2$	$\epsilon'_{s1} = 9.011 \times 10^{-3}$	$A_s = 90 \text{ mm}^2$	$S = 6.2482 \times 10^{-6}$	$\alpha = 18.09$

Betonbruchspannung	Nahspannung	Nachweis kein Fließen der Armerung
$\sigma_{ct} = 3.1 \text{ N/mm}^2$	$N_s = 218.8 \text{ N/mm}^2$	$\sigma_{ct} - 30 \text{ N/mm}^2 = 288.8 \text{ N/mm}^2$

Verformungen $M_{ed} = 41 \text{ kNm/m}$ $k_1 = 0.0124895$ $f_{td} = 2.0 \text{ N/mm}^2$

Dehnung ϵ	Stoffzahl μ	Stoffzahl μ	mittlere Stoffzahl
$\epsilon_s = 25'500 \text{ N/mm}^2$	Arbet 51%	$\epsilon'_{s1} = 871.9 \text{ N/mm}^2$	Arbet 69%

Zurechnung der Verformung mittels Integraltabelle S25 C6

Detail	Faktor	M	M	l	EI	m_1	Δl	m_2	ϵ_s	ϵ_s/ϵ_{s1}
N_{y1}	0.250	47 kNm/m	38 kNm/m	2.85 m	76'500 kNm ²	2 mm	17'913 kNm ²	5.3 mm	1/533	
N_{y2}	0.25	0 kNm/m	38 kNm/m	2.85 m	76'500 kNm ²	0 mm	17'913 kNm ²	0.0 mm	1/25478	
N_{y3}	0.25	14 kNm/m	38 kNm/m	2.85 m	76'500 kNm ²	0 mm	17'913 kNm ²	1.6 mm	1/1706	
N_{y4}	0.25	0 kNm/m	38 kNm/m	2.85 m	76'500 kNm ²	0 mm	17'913 kNm ²	0.2 mm	1/17514	
G_y	0.3333	0 kNm/m	38 kNm/m	2.85 m	76'500 kNm ²	0 mm	17'913 kNm ²	0.0 mm	1/17514	
G_x	0.23	0 kNm/m	38 kNm/m	2.85 m	76'500 kNm ²	0 mm	17'913 kNm ²	0.2 mm	1/13196	
Total		Anforderungen für quasi ständige			f/250 (nur veränderliche)	2 mm	g/dl	5.3 mm	1/334	1.0
		Anforderungen für häufige Lastfälle			f/200 (nur veränderliche)		g	2.0 mm	1/1431	1.0

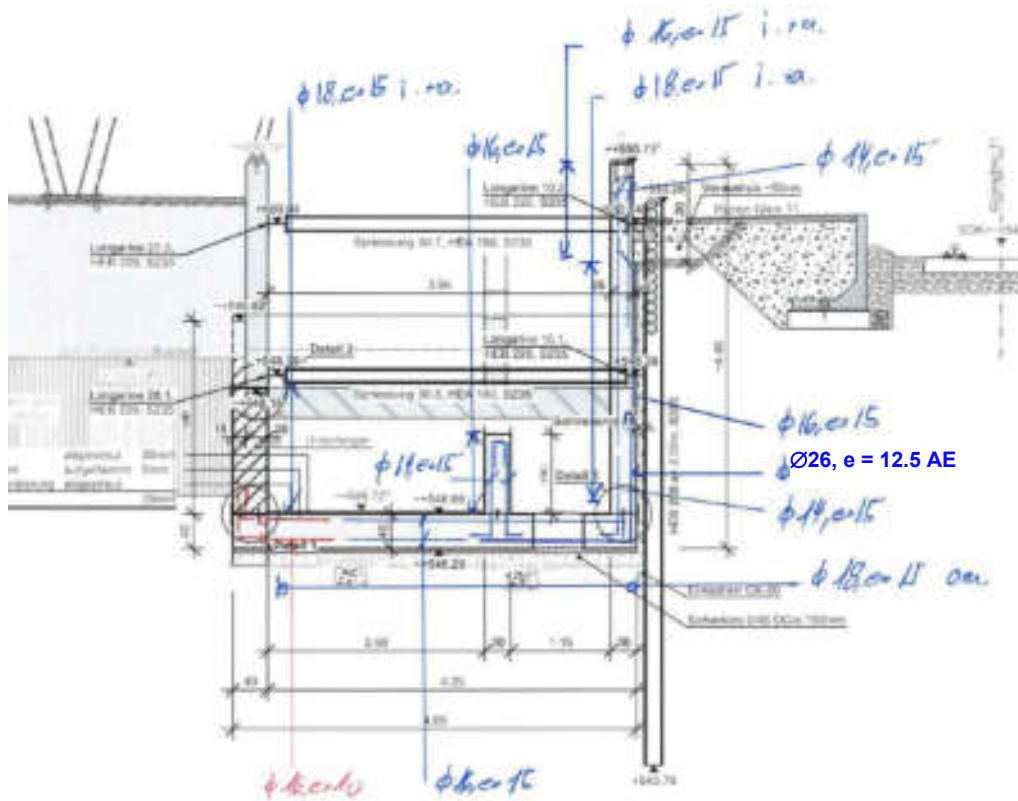
Minimalarmierung quer SIA 262 C1:2017 Fig. 51

Übergangswert mit 2.3 mm

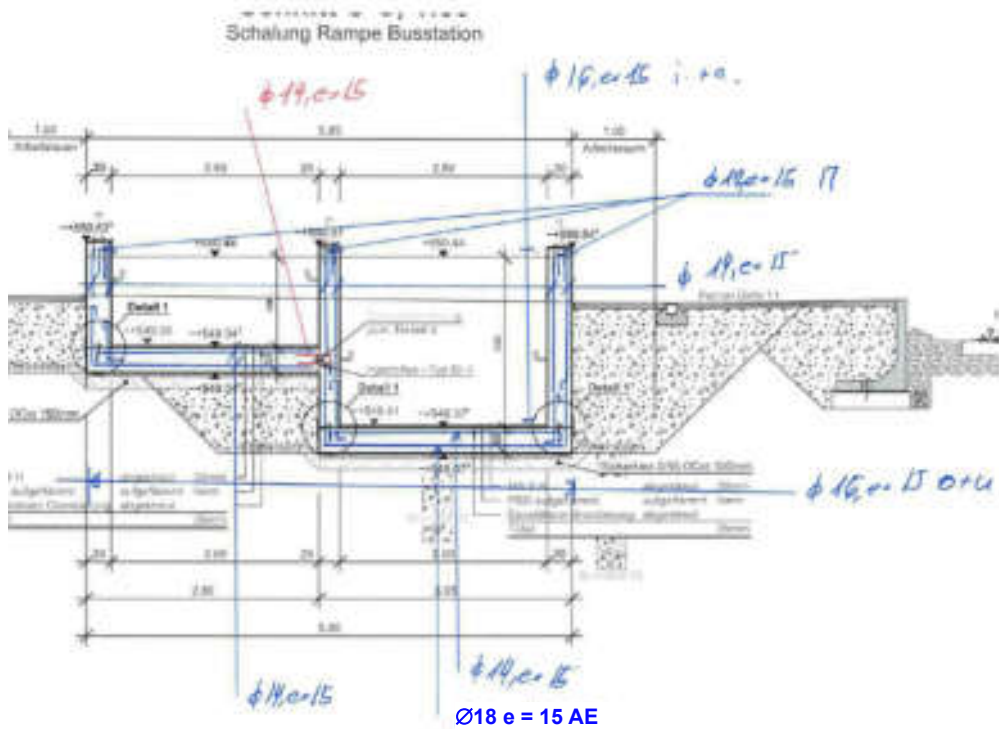
Detail	f_{td}	f_{ct}	ϵ_s	Zugspannung σ_{ct}	σ_{ct}	β	α	σ_{ct}	Widerstand Arm.	Nachweis
Boden	300 mm	2.8 N/mm ²	3.8 N/mm ² / 0.87	$\sigma_{ct} = 183 \text{ kN}$	0.5 mm	38 mm	130 mm	400 N/mm ²	$N_{Ed} = 1706 \text{ kN}$	1.0
Wände	300 mm	2.8 N/mm ²	3.8 N/mm ² / 0.87	$\sigma_{ct} = 183 \text{ kN}$	0.5 mm	38 mm	130 mm	400 N/mm ²	$N_{Ed} = 1706 \text{ kN}$	1.0

8.2.1 Armierungsskizzen U-Profil

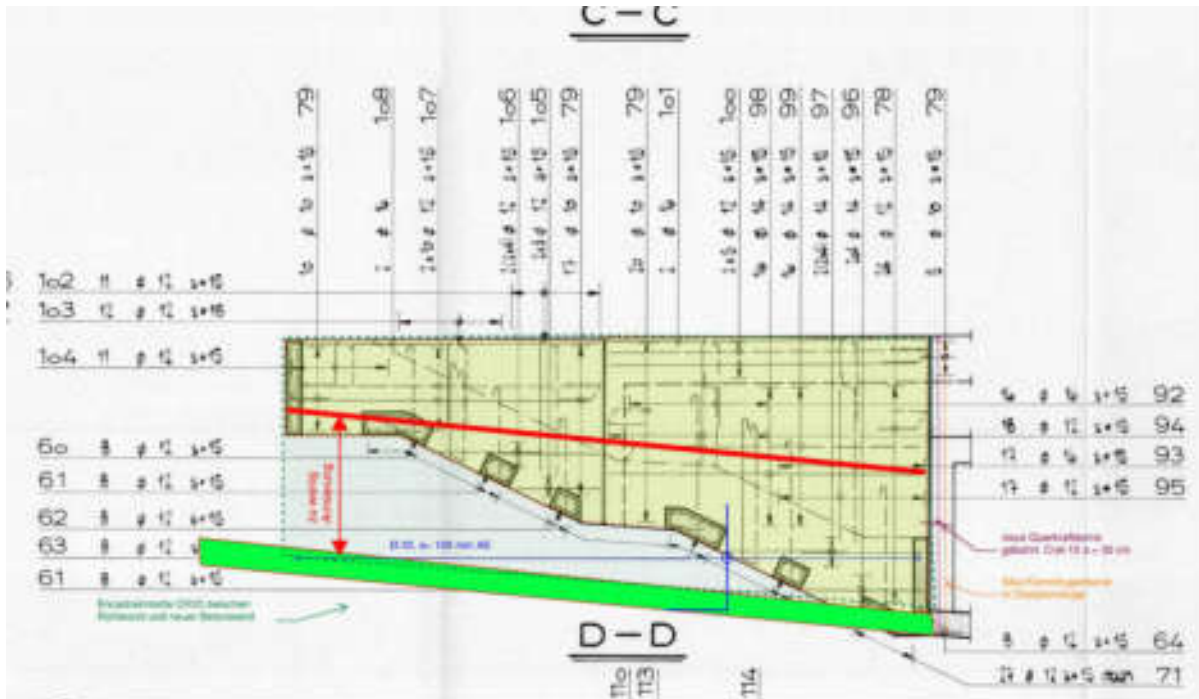
A-A



C-C



8.3 Ergänzung Wand Nord bei ehemaliger Treppe (Anschluss best. / neu)

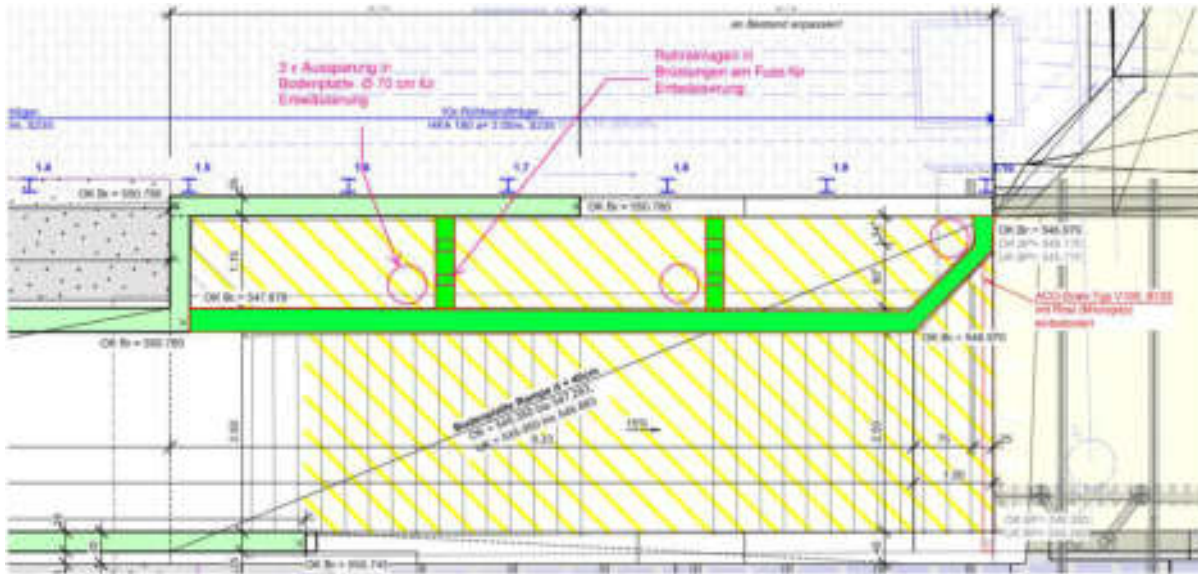


Konzept:

Die äussere bestehende Armierung $\varnothing 16$ $a=150$ reicht nicht aus, um die hohen Einspannmomente gemäss Berechnung des Querschnitt A-A im Abschnitt 8.2 aufzunehmen. Somit müsste ein Streifen von rund 2.50 m von UK neuer Rampenplatte bis OK neu erstellt werden. Dadurch ist nur noch eine kleine Restfläche vorhanden und der Verfasser hat sich für einen kompletten Ersatz entschieden. Somit könnten allfällige Dichtungsprobleme und ähnliches umgangen werden.

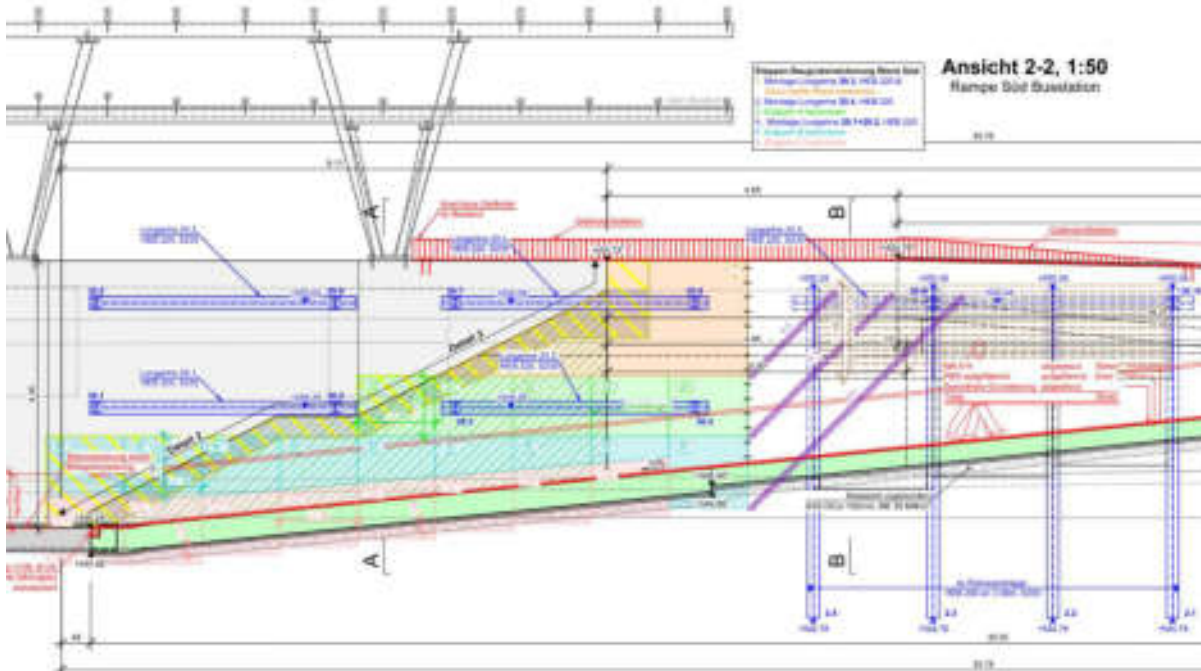
8.4 Aussparungen in Bodenplatte und Brüstungen

Die Brüstungen im unteren Rampenbereich werden planerisch in den statischen Berechnungen nicht berücksichtigt. Sie werden konstruktiv $\varnothing 16$, $a=15$ cm bewehrt, um die Anforderungen an die Minimalarmierung zu gewährleisten. Sie werden an die übrigen Bauteile, wo nötig mit Schraubarmierung, angeschlossen. Für die Entwässerung der Pflanztröge (analog Bestand) sind Rohreinlagen $\varnothing 20$ cm im Fussbereich der Brüstungen und $\varnothing 70$ cm Aussparungen in der Bodenplatte geplant. In diesem Bereich muss die nötige Einspannarmierung für die Wände seitlich an den Aussparungen vorbeigeführt werden (Konzentration der nötigen Eisen).

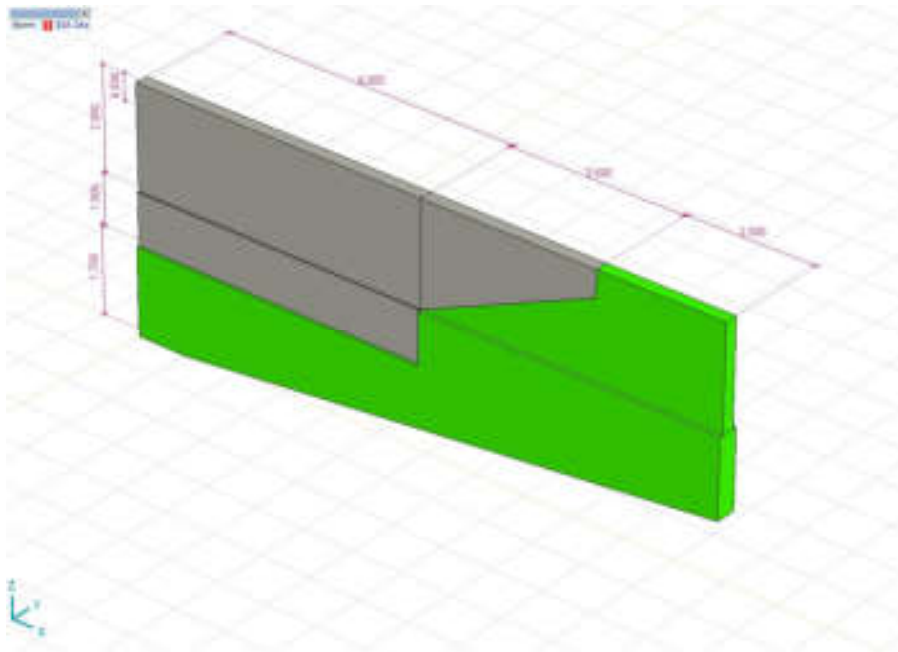


8.5 Ergänzung Wand Süd bei ehemaliger Treppe (Anschluss best. / neu)

8.5.1 Übersicht und Bauablauf



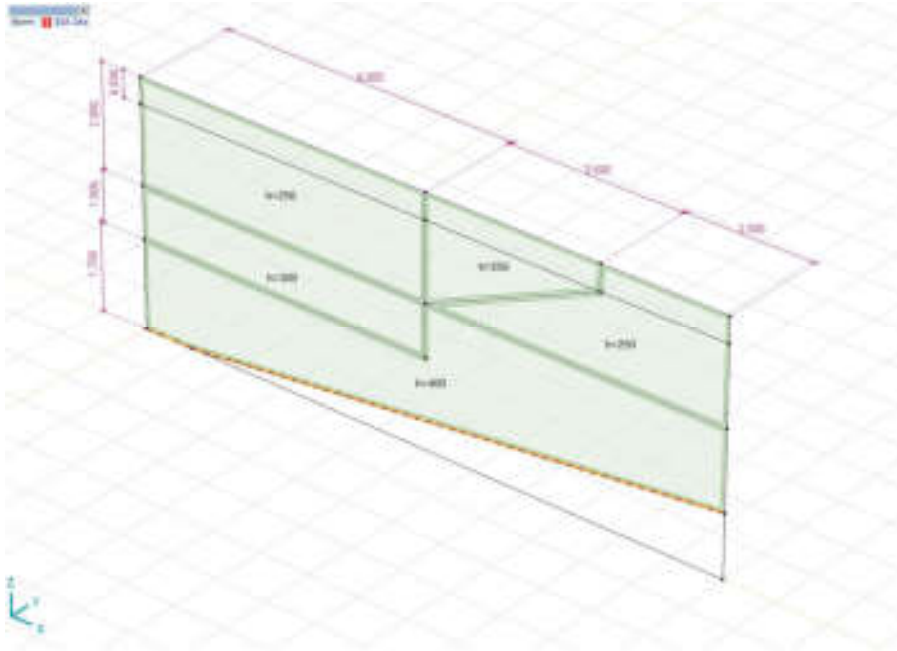
8.5.2 Struktur



Grau = Bestand wird weiterverwendet

Grün = Neu

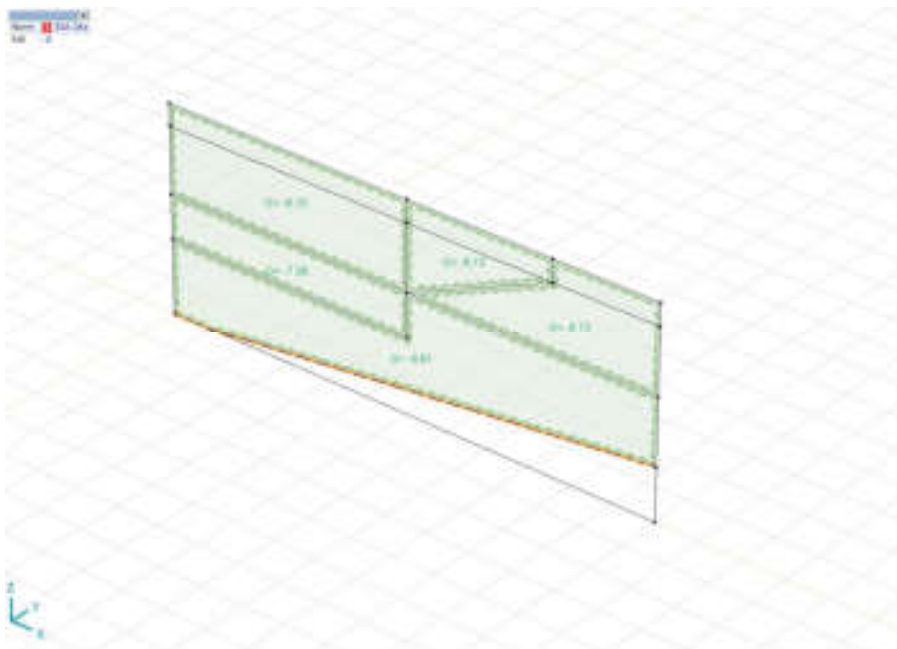
8.5.3 Modell



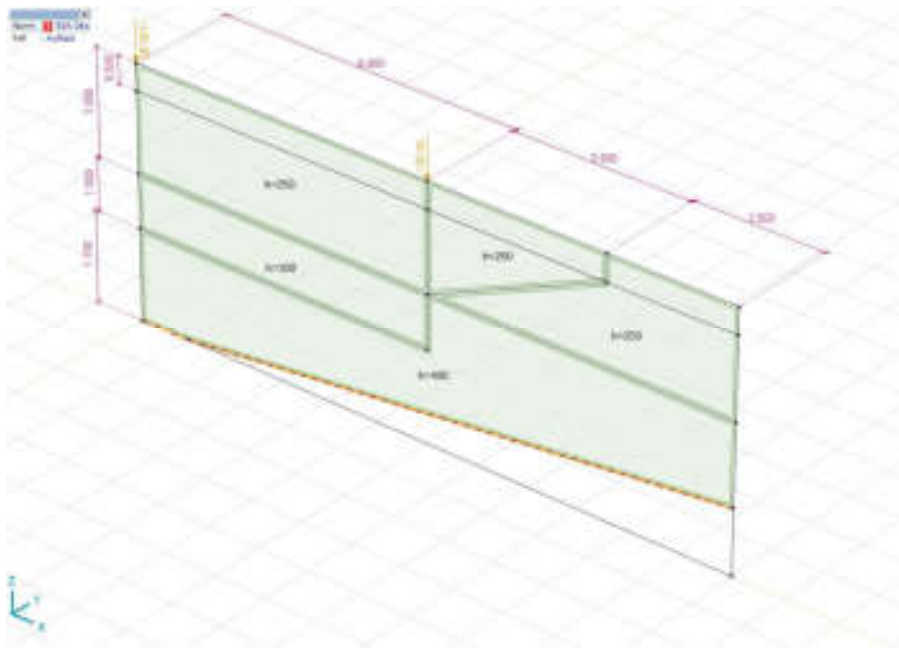
8.5.4 Einwirkungen

Ständig

Eigengewicht

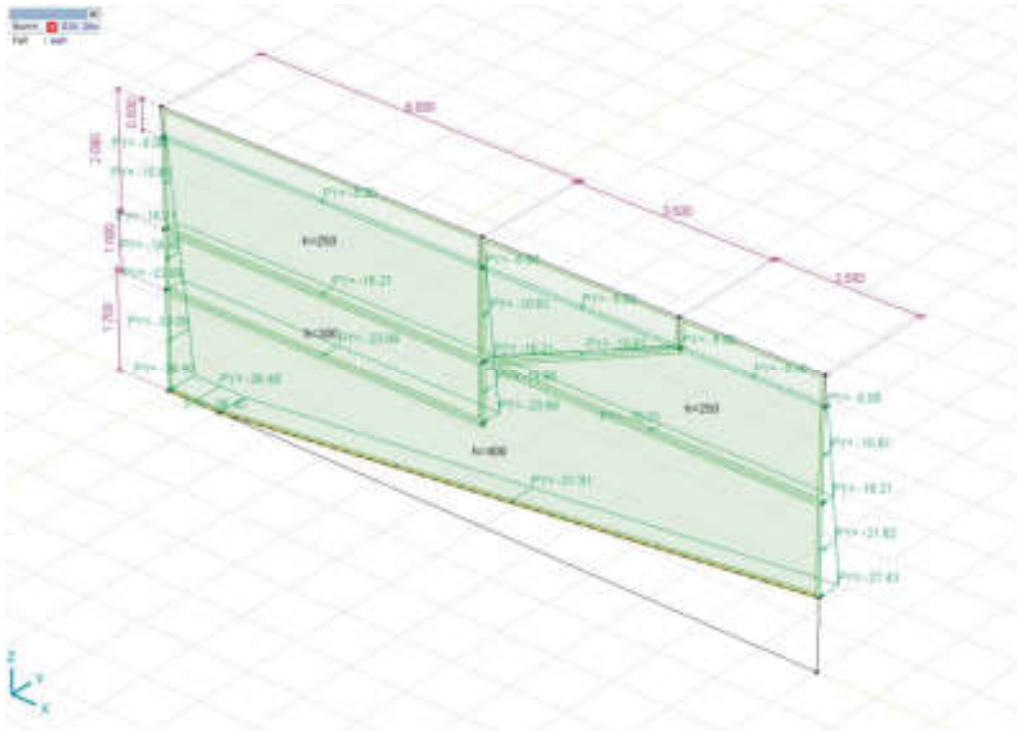


Auflast aus Bus Dach 120 kN pro Auflagepunkt ($g_k = 3 \text{ kN/m}^2$)



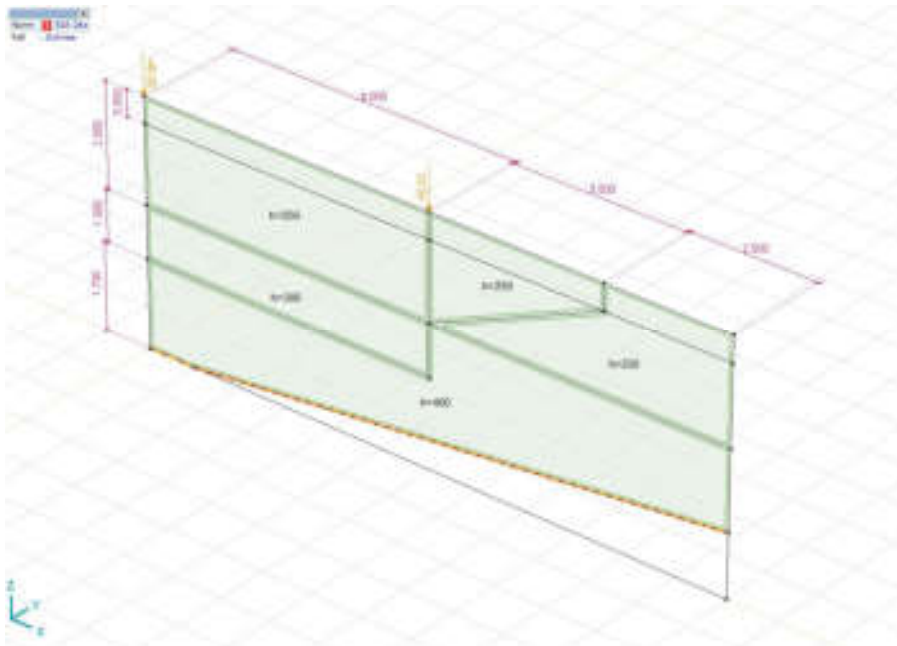
Erddruck

Erddruck erhöht nicht umgelagert, kein Verdichtungsdruck (es wird nicht hinterfüllt oder verdichtet)



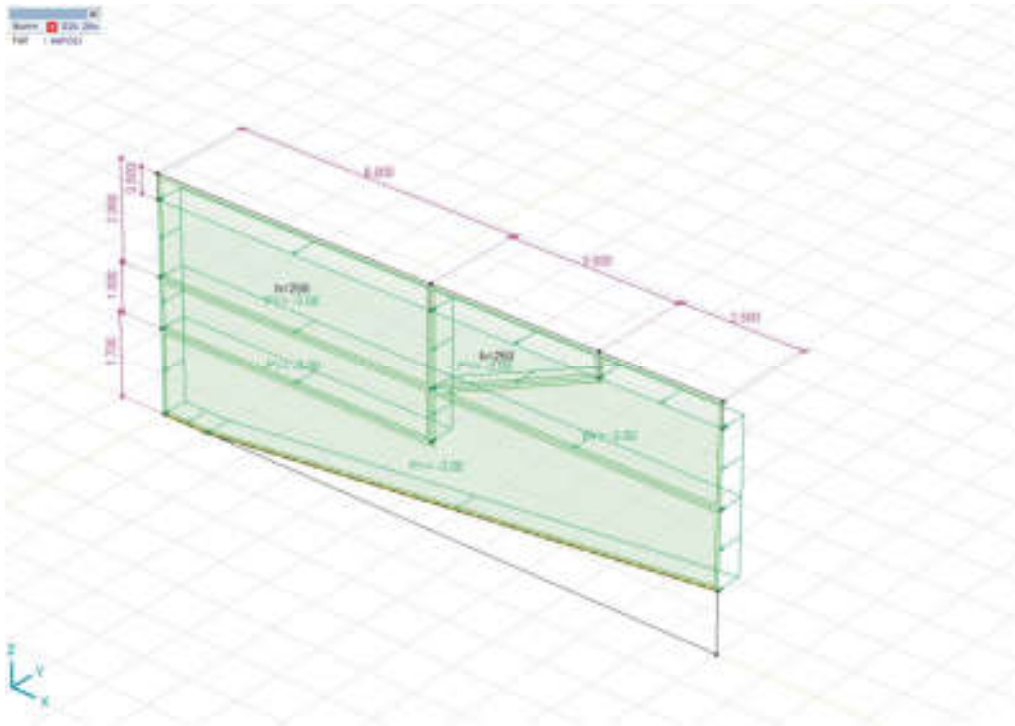
Veränderliche Einwirkungen

Schnee





Erddruck infolge LM5

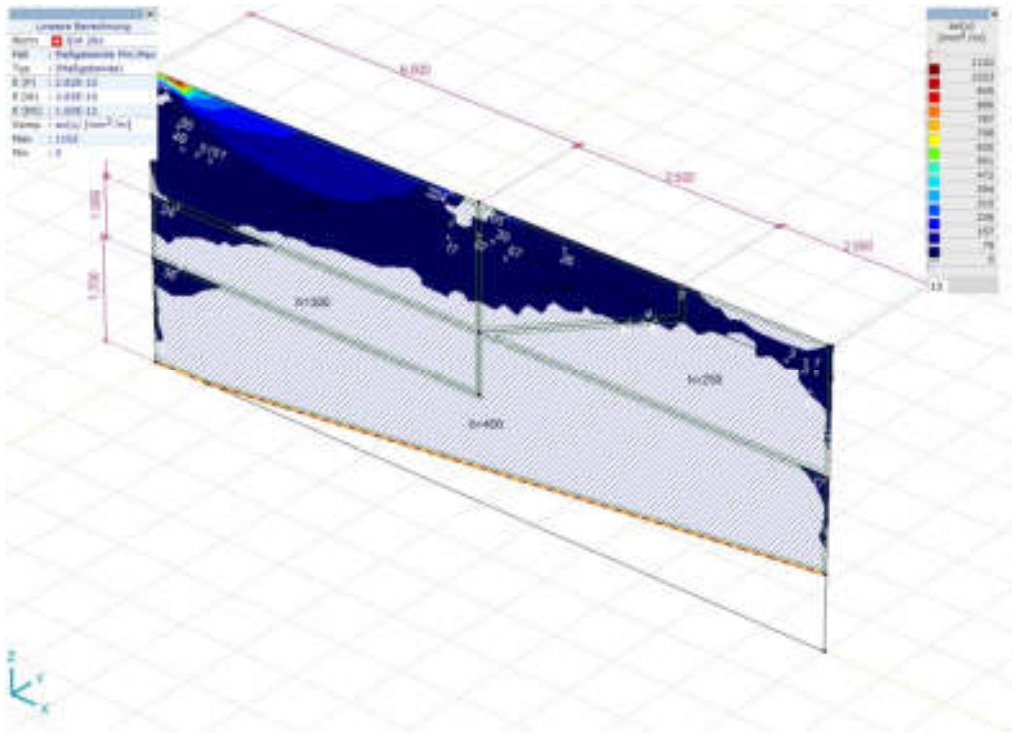


8.5.5 Lastkombinationen

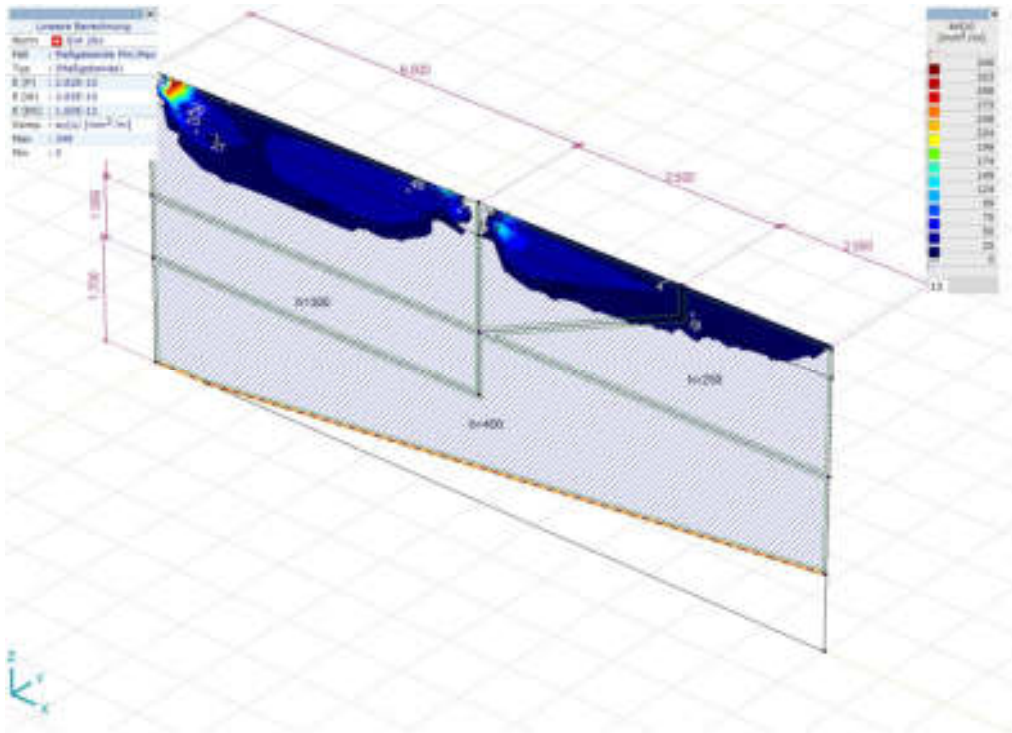
Grupper	Typ	Y _{0,exp}	Y _{0,inf}	L	γ	ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂	Additiv
1 ständig	Ständig	1.350	0.800						✓
2 Erddruck	Ständig		1.350	0.800					✓
3 LM 1 Strasse	Veränderlich				1.500	0.700	0.900	0.300	✓
4 Schnee	Veränderlich				1.500	0.800	0.500	0	✓

8.5.6 Biegnachweis mittels automatischer Bewehrungsbemessung

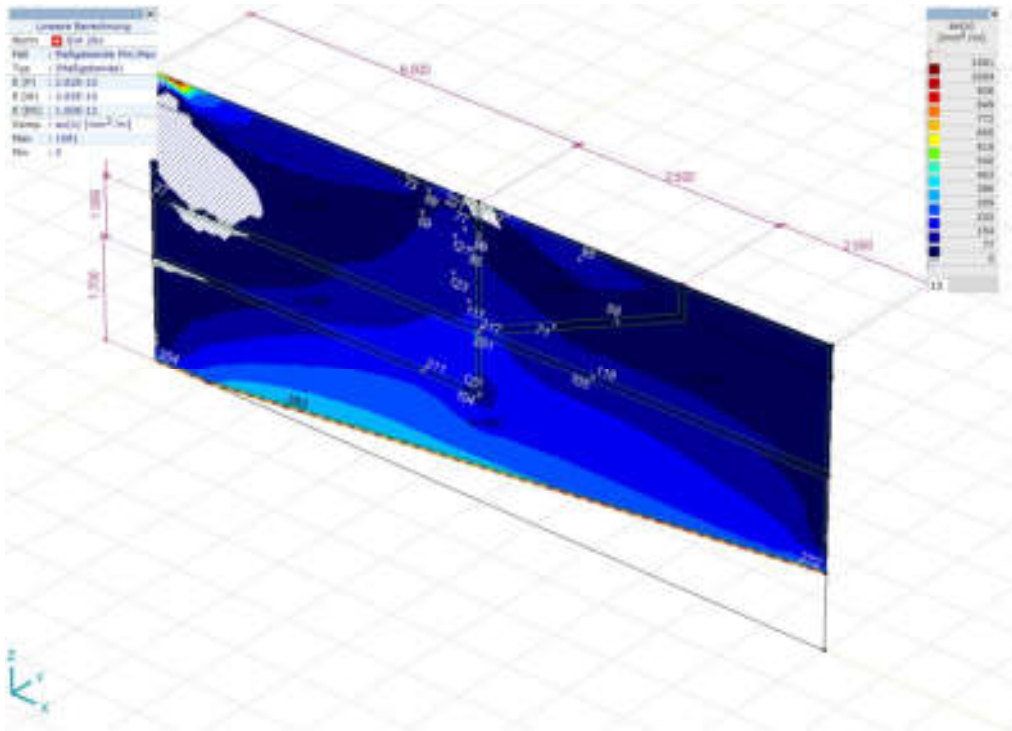
asx,unten: tiefe Armierungsgehälter max. 400 mm²/m (kleiner als Ø 12, a=150 mm)



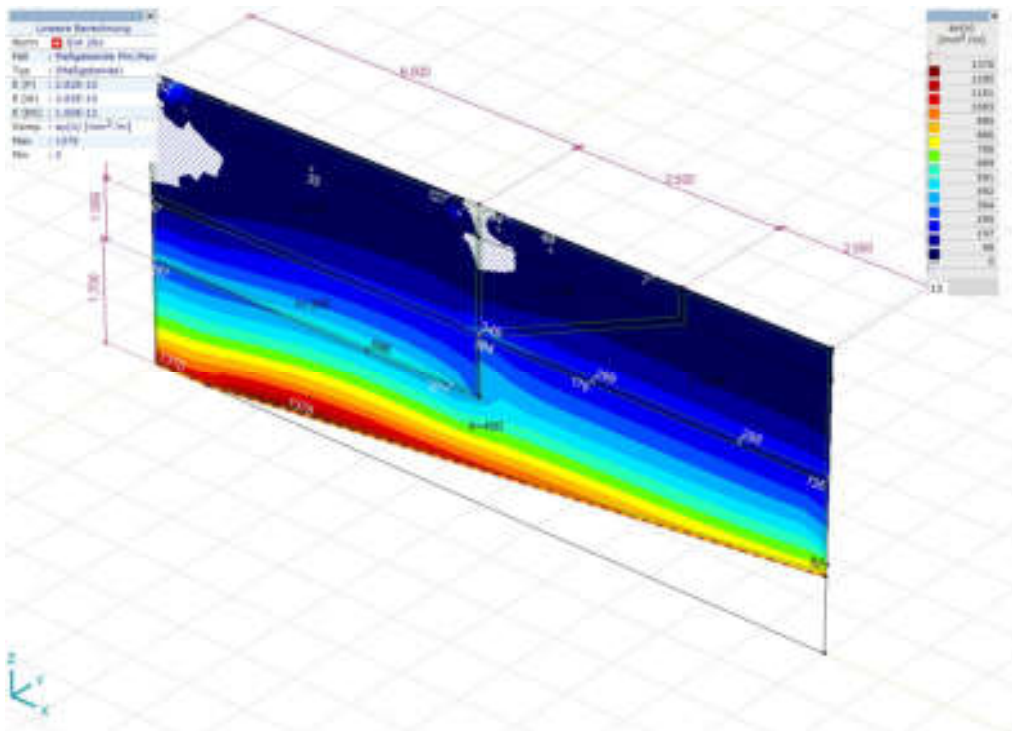
asy,unten: tiefe Armierungsgehälter max. 200 mm²/m (kleiner als Ø 12, a=150 mm)



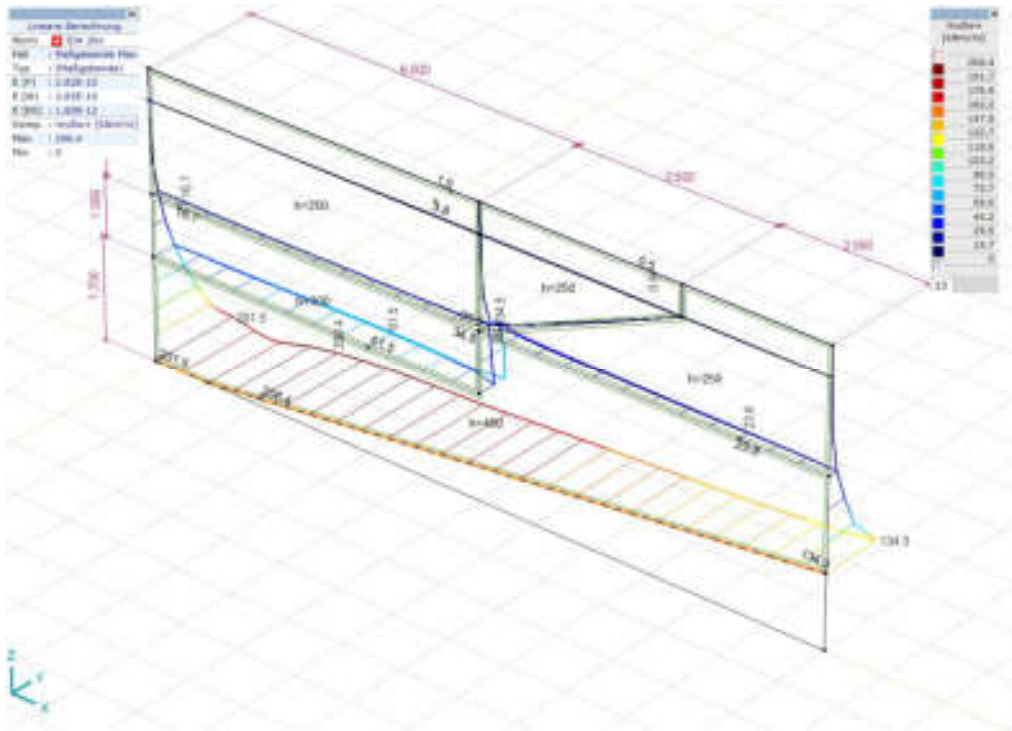
asx,oben: tiefe Armierungsgehälter max. 400 mm²/m (kleiner als Ø 12, a=150 mm)



asy,oben: Armierungsgehalt max. 1400 mm²/m (ca. Ø 18, a=150 mm)



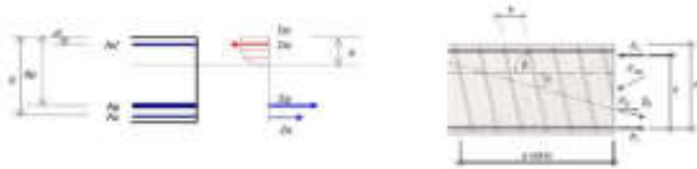
Analyse Einspannarmierung



Biege- und Querkraftnachweis

BIEGEWIDERSTAND / QUERKRAFTWIDERSTAND SIA 4.3.3.2:

Beton C30/37 $f_{td} = 20.0 \text{ N/mm}^2$
 Kern 32 mm $\tau_{td} = 1.1 \text{ N/mm}^2$
 Stahl B500B $f_{td} = 435 \text{ N/mm}^2$
 $E_s = 205\,000 \text{ N/mm}^2$



$\lambda_y = 0.85$
 $\lambda_z = 0.425$

$\epsilon_{s,t} = 3.0\text{‰}$
 $\epsilon_{s,b} = 45.0\text{‰}$

Formeln Biegung: $M_{Rd} = \lambda_y \times z \times b \times f_{td} \times (d - z \times \lambda_z) + A_s' \times f_{td} \times (d - d')$

$$x = \frac{A_s \times f_{td} - A_s' \times f_{td}}{b \times \lambda_y \times f_{td}}$$

Formeln Querkraft: $V_{Rd} = b \times \lambda_z \times d_y \times \tau_{td}$

$$\lambda_d = \frac{1}{1 + \epsilon_y \times d \times \lambda_y}$$

$$\epsilon_y = \frac{f_{td}}{E_s} \times \frac{m_d}{m_{Rd}}$$

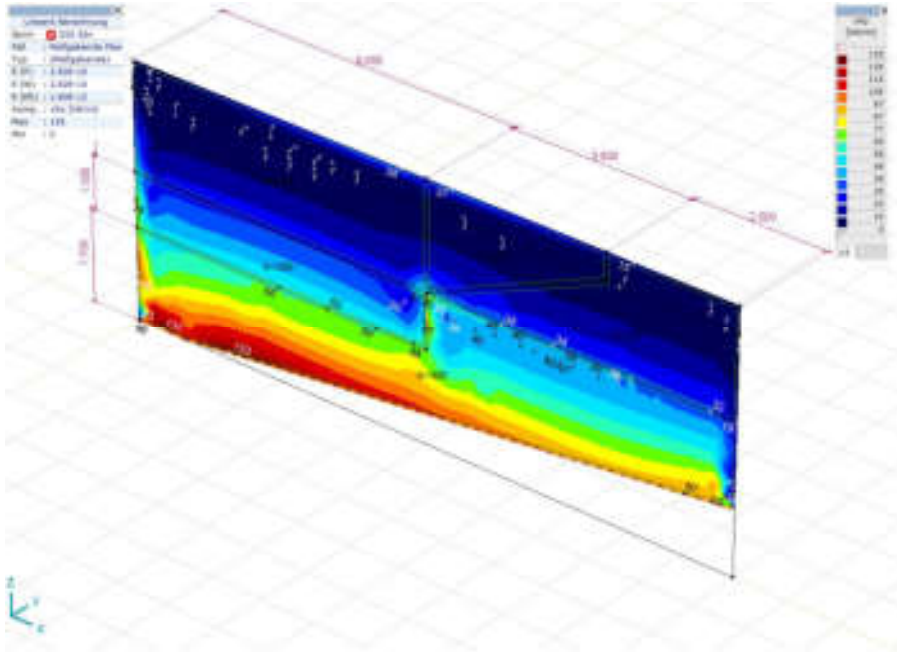
$$\lambda_d = \frac{40}{1.6 + D_{max}}$$

Nachweis	Stufe	M_{Ed}	b	d	$d - d'$	d	A_s	A_s'	d	M_{Rd}	Nachweis	V_{Ed}	V_{Rd}	d_y	λ_d	V_{Rd}	Nachweis	Bemerkung
s-o		232kNm	1'000mm	430mm	330mm	70mm	1'700mm ²	754mm ²	24.2mm	217kNm (O)		140kN/m	210kN/m (O)	0.0025	0.50089	210kN/m (O)		

8.5.7 Querkraft

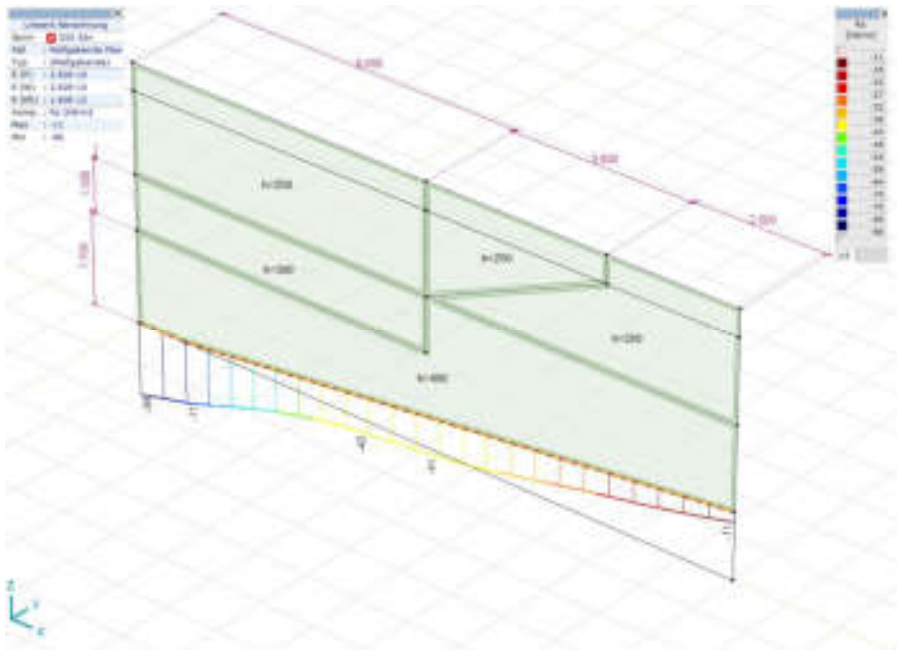
Resultierende Querkraft (vd)

Referenz Bauteil 25 cm stark mit B35/25 und $m_d = m_{Rd}$; $V_{Rd} = 126 \text{ kN/m}$.
 Querkraftnachweis Einspannstelle, siehe Nachweisstelle oben.



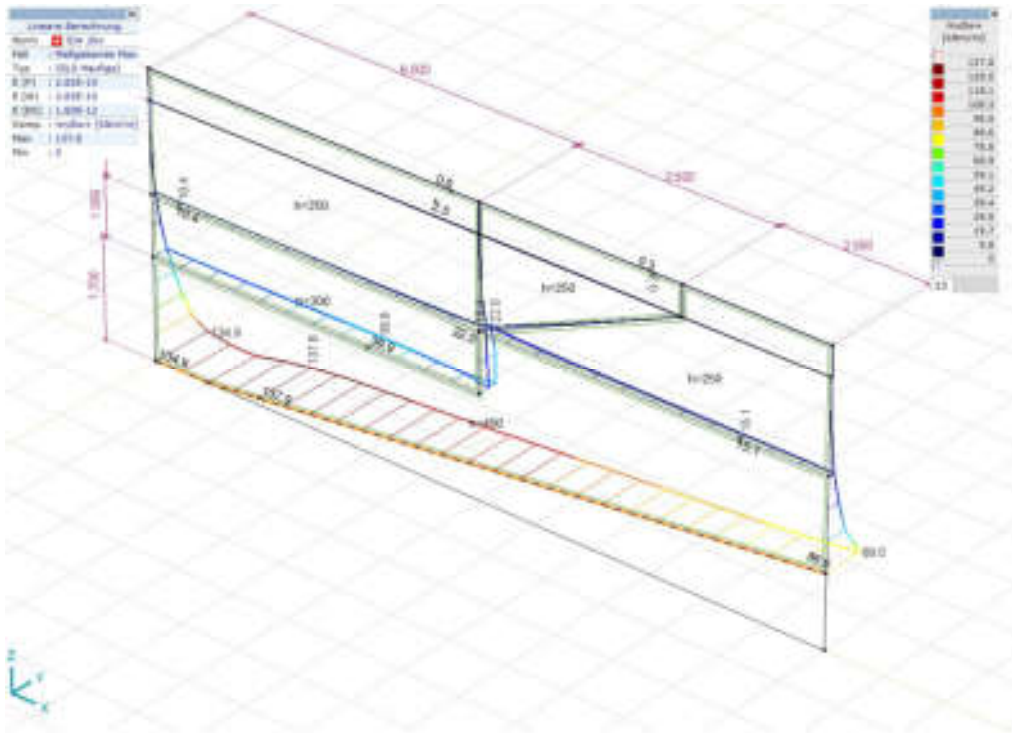
8.5.8 Fundation (Moräne)

$$n_d = 90 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \leq \sigma_{BRd} \times b = 350 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 0.4\text{m} = 140 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \rightarrow i. O. (\text{Reserve})$$

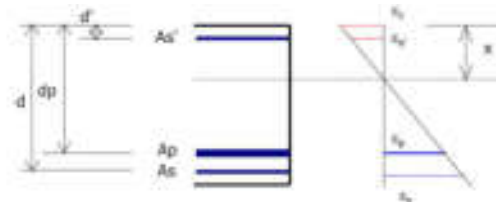


8.5.9 Gebrauchstauglichkeit

Spannungsnachweis



UNTERFANGUNG



Geometrie:		Materialien:		E-Moduli	
b =	1'000 mm	Beton	C 30/37	E_{ct} =	10.0 kN/mm ²
h =	400 mm	f_{ctd} =	14.4 N/mm ²	E_s =	205 kN/mm ²
d =	330 mm	Stahl	B500B	n =	20.5
d' =	70 mm	A_s =	1'700 mm ²	x =	116.1 mm
d _p =	0 mm	A_s' =	754 mm ²	S_1 =	0.0
f_{sd} =	435 N/mm ²	Vsp.	Y1770	I_y =	0.002149 m ⁴
A_p =	0 mm ²	f_{sd} =	1'250 N/mm ²		
Schnittkräfte:					
M_d =	138 kNm (ev. + $N_d \times e$)				
N_d =	0 kN (zentr.)				

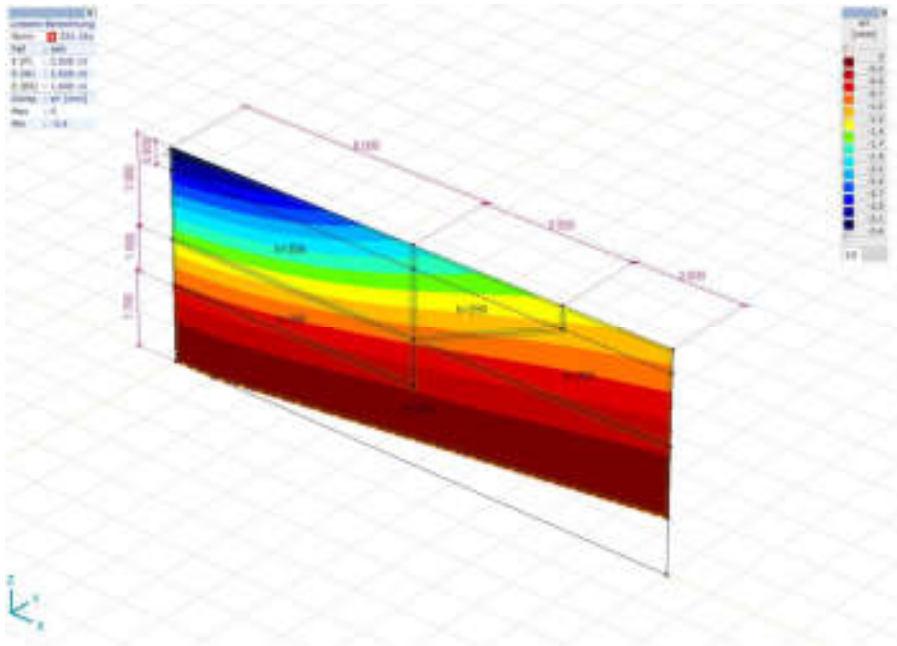
Spannungen infolge M_d :

ϵ_{ct} =	-0.07%	σ_{ct} =	-7.46 N/mm ²	M_{kdc} =	34 kNm
ϵ_{st} =	-0.03%	σ_{st} =	-60.71 N/mm ²	M_{ykld} =	2 kNm
ϵ_{sd} =	0.14%	σ_{sd} =	281.57 N/mm ²	M_{skld} =	102 kNm
					138 kNm

$$\sigma_{häufig} = 282 \text{ N/mm}^2 \leq f_{sd} - 80 \text{ N/mm}^2 = 355 \text{ N/mm}^2 \rightarrow i.O.$$

Verformungen

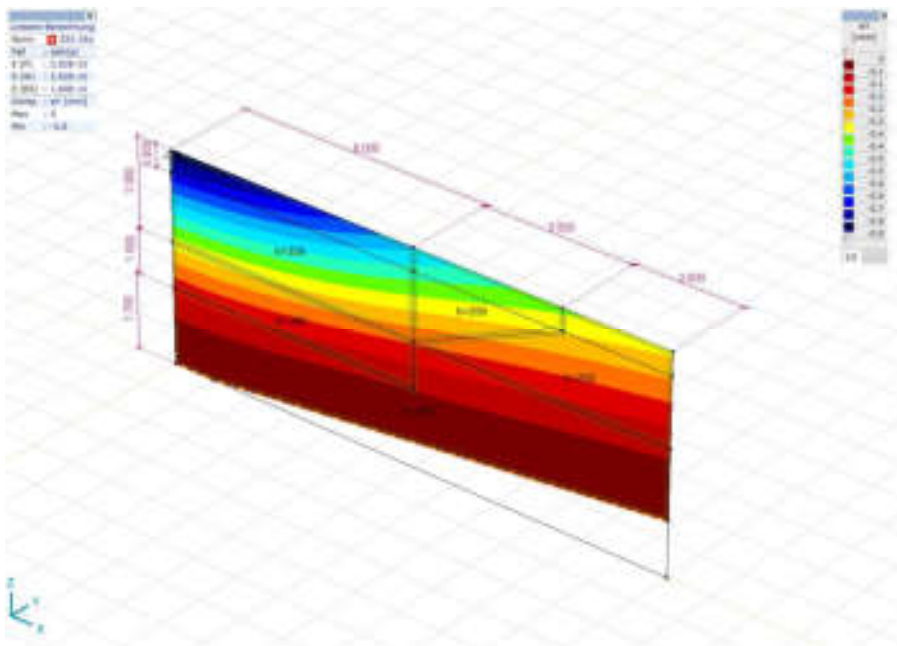
quasi ständig



$$u_0 = \psi_2 \times u = 0.7 \times 3.5 \text{ mm} = 2.5 \text{ mm}$$

$$u_\infty \sim 6 \times u_0 = 6 \times 2.5 \text{ mm} = 15 \text{ mm} \leq \frac{h}{250} = \frac{4200}{250} = 17 \text{ mm} \rightarrow i. O.$$

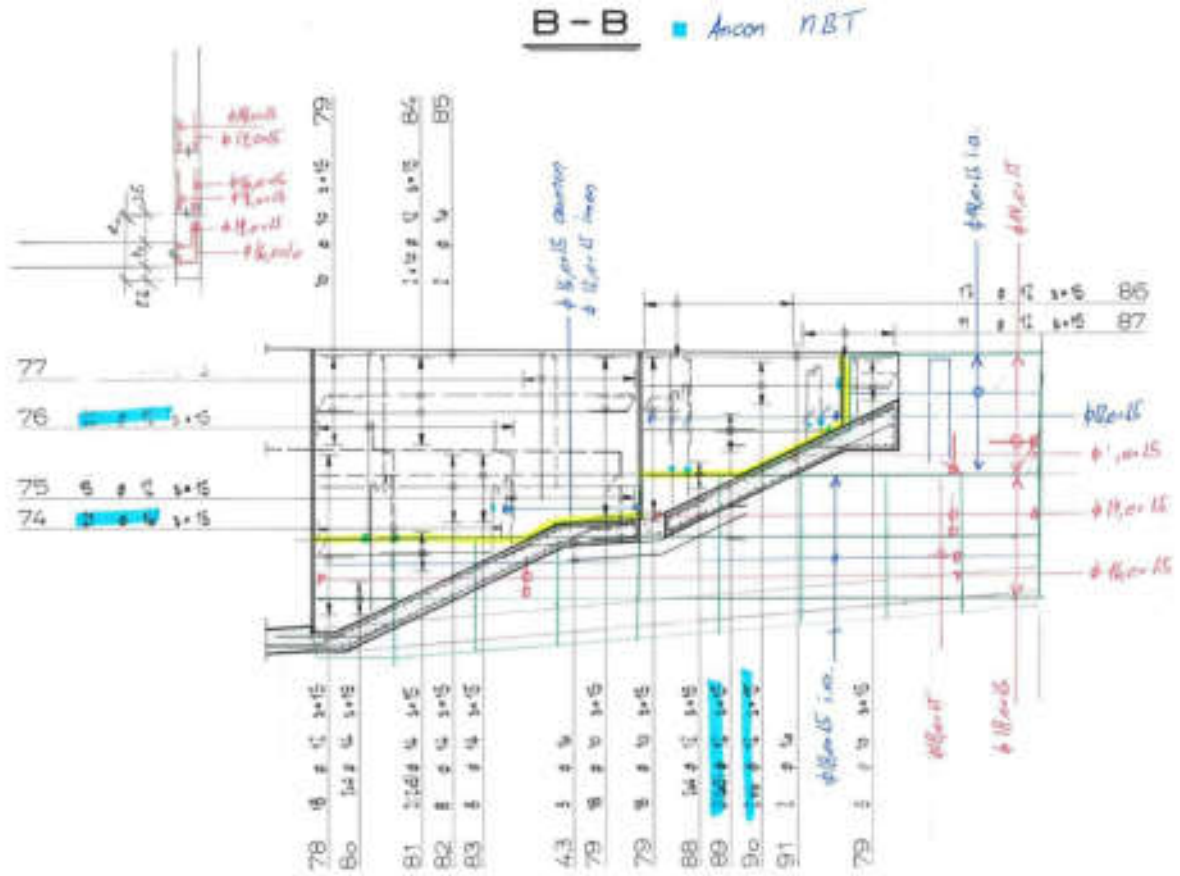
Häufig nur q



Verformungen i. O.



8.5.10 Armierungsskizze



Änderungsverzeichnis

Rev. 0

Erstfassung

19. Juni 2023