

Linie:

SBB 720

Bezeichnung:

Zürich - Ziegelbrücke

km:

22.2 - 25.9

Kantone:

Zürich, Schwyz

Gemeinden:

Wädenswil, Richterswil, Freienbach

SOB 670

Wädenswil - Einsiedeln

0.0 – 1.1

12.602.06

Projekt:

AS35; Wädenswil

Publikumsanlage

ISP-Nr.

1161158

Phase:

Auflageprojekt

Übersichtsplan:



Autoren:

Bauherrenvertretung SBB

Abteilung/OE: I-AEP-PJM-ROT-T4

Name: René Batschelet

Datum: 08.06.2026

Unterschrift: René Batschelet

8. Juni 2026

OES

Qualifizierte elektronische Signatur - Schweizer Recht

Signiert auf Scribble.com

Projektverfasser

Firma: PGBW

Name: Pascal Guignard

Datum: 08.06.2026

Unterschrift: Pascal Guignard

8. Juni 2026

OES

Qualifizierte elektronische Signatur - Schweizer Recht

Signiert auf Scribble.com

Statischer Bericht

Perron-Zwischendach – Teil 2: Betonfundament

Linie: 720

km: 23.994

SBB, Infrastruktur

Vulkanplatz 11, 8048 Zürich



Dok. Nr. WAE_BP_12.602.06_BAT-IB_STB-Fundament_Zwischendach_GRU_C00.docx

Index	Erstellt	Vis.	Geprüft	Vis.	Freigab	Vis.
C00	02.05.2025	WOLL	02.05.2025	GUPA	02.05.2025	MR

Filename: WAE_BP_12.602.06_BAT-IB_STB-Fundament_Zwischen-

dach_GRU_C00.docx

Format: A4

Erstellt auf Basisdaten der amtlichen Vermessung und der SBB-Geodaten © swisstopo

» Alle Rechte an diesem Dokument stehen der SBB zu.

» Für die genaue Lage und die Vollständigkeit der unterirdischen Anlagen besteht kein

Bewähr.

Impressum

Version- und Änderungsjournal

Version	Beschrieb / Änderungen gegenüber Vorgängerversion	erstellt	geprüft	freigegeben
C00	PGV-Dossier	02.05.2025 WOLL	02.05.2025 GUPA	02.05.2025 MR

Autorenteam

Verantwortlicher Ersteller, Gesamtprojektleiter		Projektverfasser
René Batschelet SBB Infrastruktur, Ausbau- und Erneuerungsprojekte Vulkanplatz 11 8048 Zürich Tel: 079 523 23 55 rene.batschelet@sbb.ch		Pascal Guignard Gruner AG, c/o Planergemeinschaft PGBW Thurgauerstrasse 80 8050 Zürich Tel: 079 309 63 44 Pascal.guignard@gruner.ch
Fachbereich	Name	Organisationseinheit
Projektleitung	Batschelet René	I-AEP-PJM-ROT-T4
Oberbauleitung	Román Isabel	I-AEP-PJM-ROT-T4
Geomatik	Ganz Michael	I-AEP-ENG-GEO-ROT
Fahrbahn	Aebi Patrick	I-AEP-ENG-FB-ROT-PL1
Ingenieurbau Tiefbau	Rutz Matthias	I-AEP-PJM-ROT-T4
Ingenieurbau Tragkonstruktion	Rutz Matthias	I-AEP-PJM-ROT-T4
Architektur, Bahnzugang	Glauser Thomas	I-AEP-ENG-BZT-ROT-BAT
Technische Anlagen	Galli Yanick	I-AEP-ENG-BZT-ROT-TA
HLK	Divrikli Ismail	I-AEP-ENG-BZT-ROT-TA
Sicherungsanlagen	Oberholzer Roland	I-AEP-ENG-FS-ROT-PL3
Leittechnik	Tresch Michael	I-AEP-SAZ-ROT-LTT
Fahrstrom	Novak Marijo	I-AEP-ENG-FS-ROT-PL3
Kabel	Dommen Thomas	I-AEP-ENG-KAB-ROT-PL
Telecom	Hilfiker Marcel	I-NAT-TC-TPP-ROT
Umwelt	Tresch Eliane	I-AEP-ENG-UMW-ROT
Land- und Rechterwerb	Kerschbaumer Petra	IM-GM-GBB-ROT
IM Bahnhofsmanagement	Fiore Carolina	IM-BW-MPA-RO1
Projektverfassende	Name	Firma
Gesamtleiter PGBW	Guignard Pascal	GRUNER
Ingenieurbau	Treacy Mark	GRUNER
Architektur	Kramp Adrian	Boegli Kramp

Inhaltsverzeichnis

1.	Allgemeines	6
1.1.	Sinn und Zweck der statischen Berechnung.....	6
1.2.	Projektbeschreibung	6
1.3.	Objektskizzen, Übersichtspläne	6
2.	Grundlagen.....	9
2.1.	Berechnungsgrundlagen	9
2.2.	Baustoffeigenschaften.....	10
2.2.1.	Bestehende Bauteile und Bauwerke.....	10
2.2.2.	Neu zu erstellende Bauteile und Bauwerke	10
2.3.	Baugrundverhältnisse und Baugrundmodell	11
2.3.1.	Geologische Verhältnisse	11
2.3.2.	Hydro-Geologische Verhältnisse	13
2.4.	Verwendete Software	13
3.	Modellbildung.....	14
3.1.	Geometrie statisches System.....	14
3.2.	Lagerungsbedingungen.....	15
3.3.	Anschlüsse.....	16
3.4.	Lastansatz.....	16
3.4.1.	Eigengewicht Konstruktion	16
3.4.2.	Eigengewicht Auflasten	16
3.4.3.	Nutzlast auf dem Dach	17
3.4.4.	Nutzlast auf dem Perron	18
3.4.5.	Schneelast.....	18
3.4.6.	Windlast	19
3.4.7.	Erdauflast	20
3.4.8.	Fahrzeuganprall.....	20
3.4.9.	Erdbebenlasten	20
3.5.	Grenzwertspezifikation	22
3.5.1.	Lastfälle	22
3.5.2.	Lastgruppen	22
4.	Gefährdungsbilder und Nachweise	23
4.1.	Nachweis der Tragsicherheit Grenzzustand Typ 1	23
4.2.	Nachweis der Tragsicherheit Grenzzustand Typ 2	23
4.2.1.	Nachweis Einzelfundament	23
4.2.2.	Nachweis der Mikropfähle	27
4.2.3.	Durchstanznachweis Mikropfahl	28
4.2.4.	Anschlussnachweis Stützenfuss.....	29
4.3.	Nachweis der Tragsicherheit Grenzzustand Typ 3	30
4.4.	Nachweis der Tragsicherheit Grenzzustand Typ 4	31
4.5.	Nachweis der Gebrauchstauglichkeit	31
4.6.	Nachweis der Rissbreitenbegrenzung	32
4.7.	Bewehrungsskizzen	32

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Baustoffe bestehender Bauteile	10
Tabelle 2: Baustoffe neu zu erstellende Bauteile	11
Tabelle 3: Baugrundmodell und charakteristische Baugrundwerte	11
Tabelle 4: Äussere Tragwiderstände von Pfählen gemäss Baugrunduntersuchung	12
Tabelle 5: Programmausgabe: Knotenaufleger Fundament Perron-Zwischendach	15
Tabelle 6: Programmausgabe: Linienauflager Fundament Perron-Zwischendach	16
Tabelle 7: Programmausgabe: Ständige Einwirkungen – Eigengewicht Stäbe	16
Tabelle 8: Programmausgabe: Ständige Einwirkungen – Eigengewicht Flächen	16
Tabelle 9: Programmausgabe: Lastfälle	22
Tabelle 10: Programmausgabe: Lastgruppen	22
Tabelle 11: Technische Daten Swiss GEWI	28
Tabelle 12: Programmausgabe: Schnittkräfte Knoten 1 am Stützenfuss	29

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Lage Perron-Zwischendach im Bereich Bahnhof Wädenswil	6
Abbildung 2: Grundriss	7
Abbildung 3: Querschnitt	7
Abbildung 4: Längsschnitt	8
Abbildung 5: Geologisches Profil	12
Abbildung 6: Statisches System Perron-Zwischendach	14
Abbildung 7: Programmausgabe: Material	14
Abbildung 8: Eigengewicht Auflasten	17
Abbildung 9: Veränderliche Einwirkung: Nutzlast auf dem Dach	17
Abbildung 10: Veränderliche Einwirkung: Nutzlast auf dem Perron	18
Abbildung 11: Veränderliche Einwirkung: Schneelast auf der Dachfläche	18
Abbildung 12: Veränderliche Einwirkung: Windlasten ohne Schnee (0 °, 15 °, 45 ° und 90 °)	19
Abbildung 13: Veränderliche Einwirkung: Windlasten mit Schnee (0 °, 15 °, 45 ° und 90 °)	19
Abbildung 14: Veränderliche Einwirkung: Erdauflast Perron	20
Abbildung 15: Aussergewöhnliche Einwirkung: Anpralllast in X- und in Y-Richtung	20
Abbildung 16: Programmeingabe Erdbebenlasten: Bemessungsspektrum horizontale Lasten	21
Abbildung 17: Programmeingabe Erdbebenlasten: Bemessungsspektrum vertikale Lasten	21
Abbildung 18: Programmausgabe: Erforderliche Bewehrung a_{xu} [mm ² /m] in x-Richtung unten	24
Abbildung 19: Programmausgabe: Erforderliche Bewehrung a_{xo} [mm ² /m] in x-Richtung oben	24
Abbildung 20: Programmausgabe: Erforderliche Bewehrung a_{yu} [mm ² /m] in y-Richtung unten	25
Abbildung 21: Programmausgabe: Erforderliche Bewehrung a_{yo} [mm ² /m] in y-Richtung oben	25

Abbildung 22: Programmausgabe: Erforderliche Bügelbewehrung a_{sw} [mm ² /m ²]	26
Abbildung 23: Programmausgabe: Resultierende spezifische Schubkraft v_{Rz} [kN/m]	26
Abbildung 24: Auszug geologischer Bericht: Geologisches Profil LP Bahnhof, km 23.8 – 24.4	27
Abbildung 25: Kritischer Rundschnitt und Plattenstärke Durchstanznachweis	29
Abbildung 26: Geometrie [mm] und Belastungen [kN bzw. kNm] für die Ankerplatte	29
Abbildung 27: Resultierende Ankerkräfte [kN]	30
Abbildung 28: Programmausgabe: Minimale Linienauflagerkraft R_y [kN/m]	30
Abbildung 29: Bewehrungsskizze Einzelfundament	32
Abbildung 30: Prinzipskizze Verlegung Grundbewehrung	33

1. Allgemeines

1.1. Sinn und Zweck der statischen Berechnung

Der vorliegende statische Bericht umfasst das Projekt «AS35, Wädenswil; Publikumsanlage» mit dem Objekt Perron-Zwischendach im Bereich des Aufnahmegebäudes (AG). In diesem statischen Bericht werden die Bauteile für die Foundation des neuen Zwischendachs statisch nachgewiesen. Für die Stahlbauteile wird ein gesonderter statischer Bericht angefertigt.

In diesem Dokument sind weiterhin die wesentlichen Berechnungsgrundlagen ergänzend zu den in der Nutzungsvereinbarung und in der Projektbasis getroffenen Annahmen zusammengestellt.

1.2. Projektbeschreibung

Mit der Erweiterung des Vordachs im Bereich des Aufnahmegebäudes wird der Übergang zwischen dem bestehenden Vordach und dem neuen Perrondach an Gleis 3 überdacht.

Die Erweiterung besteht aus einer separaten Dachkonstruktion mit einer Länge von etwa 8.45 m und einer Breite von ca. 5.10 m, analog zur Breite des bestehenden Vordachs. Die Gesamthöhe der Konstruktion wird an die Höhe des Bestands angepasst und beträgt etwa 4.00 m. Die neue Perrondacherweiterung wird von einer zentralen Rundstütze aus Stahl mit einem Aussendurchmesser von etwa 324 mm getragen. Diese wird so platziert, dass eine optimale Kundenführung gewährleistet wird. Das Dachtragwerk wird von einem Hauptträger aus Stahl gebildet, an dem in regelmässigen Abständen Querträger aus HEB Profilen angeschweisst werden. Die Querträger liegen in einer Ebene mit dem Längsträger, sodass die Deckenstärke der bestehenden Struktur beibehalten werden kann. Das neue Zwischendach wird auf einem Einzelfundament gegründet, das die Lasten über geneigte Mikropfähle in den Baugrund abträgt.

Als Dachaufbau werden analog zum Bestandstragwerk Leichtbetonplatten mit einer Dicke von 10 cm mit einer bituminösen Abdichtung gewählt. Zur Entwässerung erhält das neue Zwischen-dach ein Gefälle und Entwässerungsleitungen, die an die Bestandsleitungen des Perrondachs angeschlossen werden (vgl. Architekturplan, Stand 26.03.2025).

Der Anschluss der neuen Konstruktion an das bestehende Vordach wird gelenkig ausgeführt

Das bestehende Aufnahmegebäude ist von der Denkmalpflege als Schutzobjekt mit regionaler Bedeutung eingestuft.

Das neue Zwischendach wird wie die neuen Perrondächer in die Kategorie H (nichtbegehbare Dächer) gemäss SIA 261 eingeteilt und darf daher nur zu Unterhaltszwecken betreten werden.

1.3. Objektskizzen, Übersichtspläne

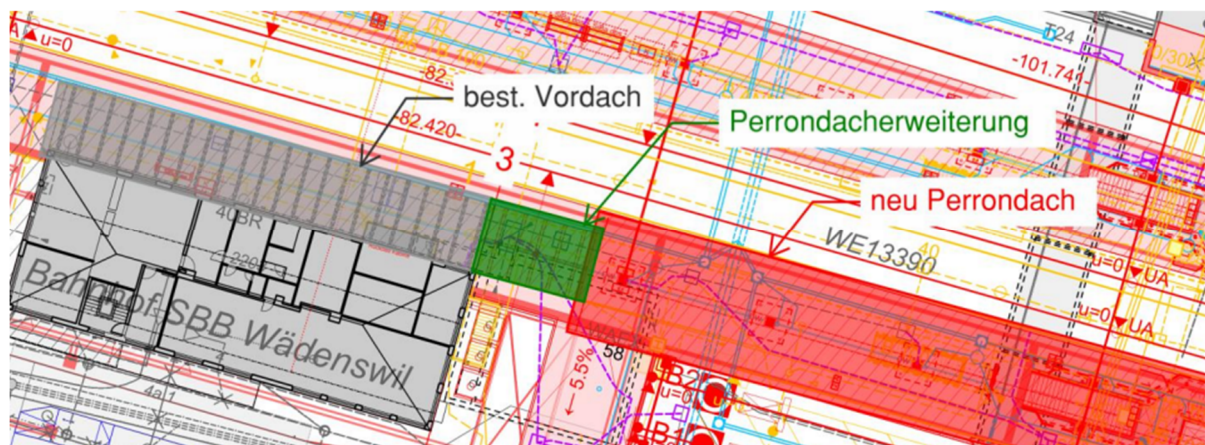
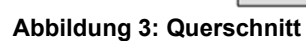
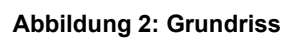


Abbildung 1: Lage Perron-Zwischendach im Bereich Bahnhof Wädenswil

Die nachfolgenden Objektskizzen wurden dem Architekturplan Zwischendach mit Planstand vom 07.05.2025 [2] entnommen.



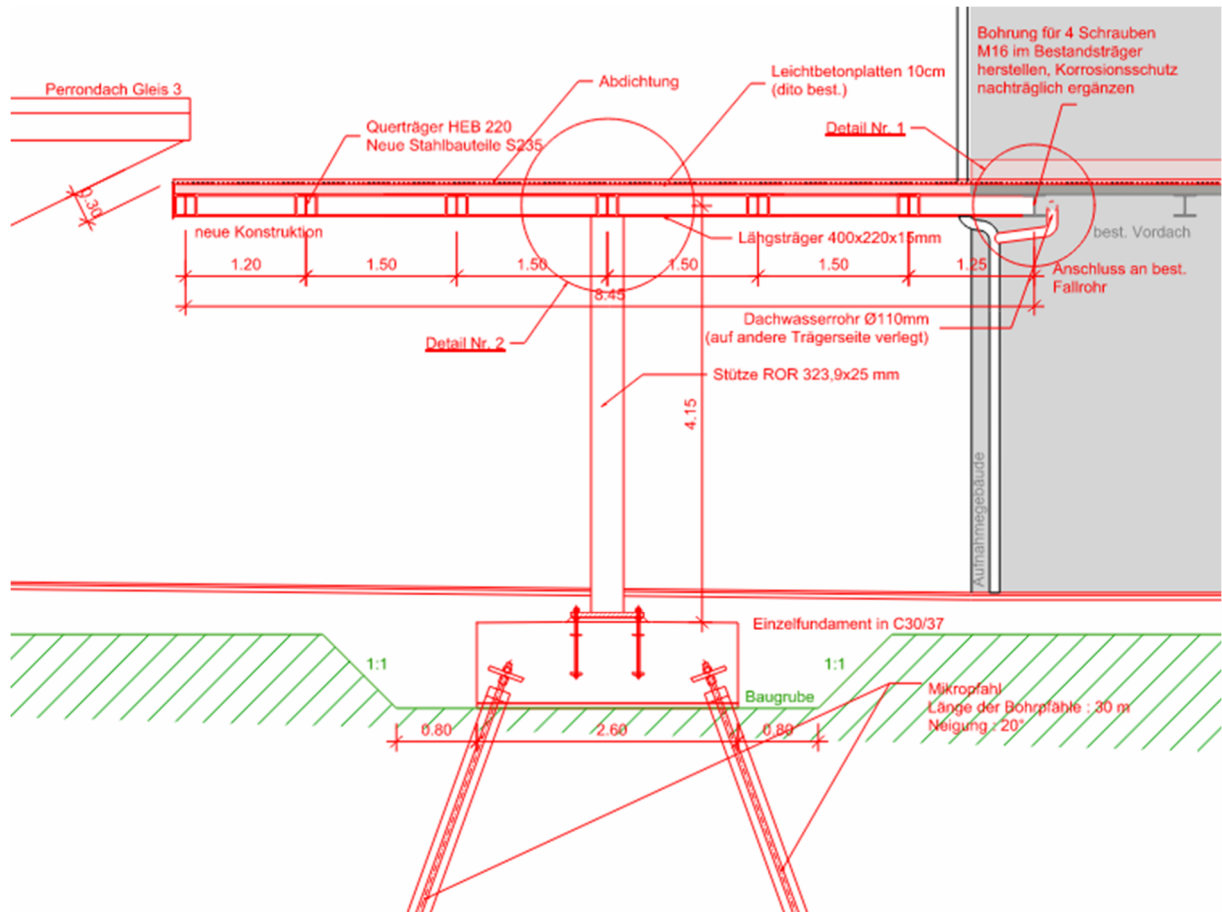


Abbildung 4: Längsschnitt

2. Grundlagen

2.1. Berechnungsgrundlagen

Die gesetzlichen Grundlagen und Normen entsprechen dem aktuellen Stand und sind gezielt für die betreffende Massnahme folgend aufgelistet.

- [1] Gleisprojektplan, SBB; Version k vom 03.03.2025
- [2] Architekturplan Perrondach, PGBW Version C00
- [3] Anforderungsprofil Version 2.3 vom 08.09.2023
- [4] Baugrunduntersuchung und Beurteilung Altablagerungen, Auflageprojekt, Sieber Cassina + Handke AG Ingenieure Geologen Planer, Bericht-Nr. GR1133A-1, 02.03.2023 Rev. B 17.12.2024
- [5] Baugrundgutachten aus dem Jahre 1970 des Büro Dr. von Moos
- [6] AB-EBV Ausführungsbestimmungen zur Eisenbahnverordnung in der zum Vertragsabschluss gültigen Fassung
- [7] SIA 260 (2013) Grundlagen der Projektierung von Tragwerken
- [8] SIA 261 (2020) Einwirkungen auf Tragwerke
- [9] SIA 261/1 (2020) Ergänzende Festlegungen
- [10] SIA 262 (2013) Betonbau
- [11] SIA 262/1 (2019) Ergänzende Festlegungen
- [12] SIA 263 (2013) Stahlbau
- [13] SIA 263/1 (2020) Ergänzende Festlegungen
- [14] SIA 267 (2013) Geotechnik
- [15] SIA 267/1 (2013) Ergänzende Festlegungen
- [16] SIA 269 (2011) Grundlagen der Erhaltung von Tragwerken
- [17] SIA 269/1 bis 7 (2011) Erhaltung von Tragwerken
- [18] R I-20014 (2013) Denkmalpflege: Umgang mit schützenswerten Objekten bei SBB-Projekten
- [19] SBB Ausführungs- und Qualitätsvorschriften (AQV) und Kontrollpläne (KP)
 - Betontragwerke
 - Bauwerksabdichtung
 - Korrosionsschutz von Stahlbrücken
 - Geländer im Publikumsbereich
 - Perronkante
 - Fahrbahntwässerung
 - Stahltragwerke
- [20] Bodenmechanik und Grundbau: Das Verhalten von Böden und Fels und die wichtigsten grundbaulichen Konzepte, Hans-Jürgen Lang, Jachen Huder, Peter Amann, Alexander M. Puzrin, 9. Auflage, 2011
- [21] C5/05 steelwork – Kontruktionstabellen, Stahlbau Zentrum Schweiz, 2. Auflage, 2007

2.2. Baustoffeigenschaften

2.2.1. Bestehende Bauteile und Bauwerke

In der nachfolgenden Tabelle werden lediglich die Bauteile aufgelistet, die für die Bemessung der neuen Konstruktion relevant sind. Weitere Bestandsbauteile im Bereich des Perrons und des Perrondachs werden nicht aufgeführt, da sie keine Verbindung zu den neuen Bauteilen besitzen und von diesen nicht tangiert werden.

Baustoff Bezeichnung	Bauwerk oder Bauteil	Bemessungswerte	charakteristische Werte	Bemerkungen
Baustahl				
Flusseisen (1915) S235	Stahlträger Perron- dach AG	$f_y = 223 \text{ MPa}$	$f_y = 235 \text{ MPa}$ $f_u = 360 \text{ MPa}$ $T_y = 135 \text{ MPa}$ $E = 210 \text{ GPa}$ $G = 81 \text{ GPa}$	

Tabelle 1: Baustoffe bestehender Bauteile

2.2.2. Neu zu erstellende Bauteile und Bauwerke

In der nachfolgenden Tabelle werden alle Bauteile aufgelistet, die für die Bemessung der neuen Konstruktion relevant sind.

Baustoff Bezeichnung	Bauwerk oder Bauteil	Bemessungswerte	charakteristische Werte	Bemerkungen
Beton				
Beton NPK G C30/37 XC4(CH), XD3(CH), XF4(CH) $D_{\max} 32$, CI 0.10, C3	Stützenfundament	$f_{cd} = 20 \text{ MPa}$ $T_{cd} = 1.1 \text{ MPa}$ $E_{cm} = 31'000 \text{ MPa}$ $\epsilon_{c1d} = 2 \text{ ‰}$ $\epsilon_{c2d} = 3 \text{ ‰}$	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ $f_{ctm} = 2.9 \text{ MPa}$ $\rho_c = 25 \text{ kN/m}^3$	$C_{nom} = 55 \text{ mm}$
LC 25/28 XC4 $D_{\max} 16$, CI 0.20 D1.8	Leichtbetonplatten		$\rho_c = 16 \text{ kN/m}^3$	Nur als Last be- rücksichtigt
Betonstahl				
B500B	Stützenfundament	$f_{sd} = 435 \text{ MPa}$ $E_s = 205 \text{ GPa}$ $\epsilon_{ud} = 45 \text{ ‰}$	$f_{sk} = 500 \text{ MPa}$ $k_s = 1.08$ $\rho_s = 78.5 \text{ kN/m}^3$ $\epsilon_{uk} = 50 \text{ ‰}$	Stabstahl
Baustahl				
S235 $t \leq 40 \text{ mm}$	Perron-Zwischen- dach	$f_y = 223 \text{ MPa}$	$f_y = 235 \text{ MPa}$ $f_u = 360 \text{ MPa}$ $T_y = 135 \text{ MPa}$ $E = 210 \text{ GPa}$ $G = 81 \text{ GPa}$	SN EN 1090 SIA 263
S235 $40 \text{ mm} < t \leq 100 \text{ mm}$	Perron-Zwischen- dach	$f_y = 205 \text{ MPa}$	$f_y = 215 \text{ MPa}$ $f_u = 340 \text{ MPa}$ $T_y = 124 \text{ MPa}$ $E = 210 \text{ GPa}$ $G = 81 \text{ GPa}$	
Swiss GEWI	Mikropfahl	$f_{sd} = 435 \text{ MPa}$ $E_s = 205 \text{ GPa}$ $\epsilon_{ud} = 45 \text{ ‰}$	$f_{sk} = 500 \text{ MPa}$ $k_s = 1.08$ $\rho_s = 78.5 \text{ kN/m}^3$ $\epsilon_{uk} = 50 \text{ ‰}$	

Baustoff Bezeichnung	Bauwerk oder Bauteil	Bemessungswerte	charakteristische Werte	Bemerkungen
Stahl Typ EN 1.4429 M20	Zugstangen Stützenfundament	$F_{t,Rd} = 159 \text{ kN}$	$f_{tk} = 900 \text{ N/mm}^2$ $f_{yk} = 790 \text{ N/mm}^2$ $\epsilon_{10} = 25\%$	Hochfester nicht-rostender Rundstahl gerippt mit Endgewinde SZS C5
Stahl Typ EN 1.4429 M25	Zugstangen Stützenfundament	$F_{t,Rd} = 216 \text{ kN}$	$f_{tk} = 850 \text{ N/mm}^2$ $f_{yk} = 700 \text{ N/mm}^2$ $\epsilon_{10} = 25\%$	

Tabelle 2: Baustoffe neu zu erstellende Bauteile

2.3. Baugrundverhältnisse und Baugrundmodell

2.3.1. Geologische Verhältnisse

Der Bericht «Baugrubenuntersuchung und Beurteilung Altablagerungen» vom Büro Sieber Cassina + Handke AG Ingenieure Geologen Planer vom 25.07.2023 beschreibt die geologischen Verhältnisse. Ein weiteres Baugrundgutachten aus dem Jahre 1970 des Büro Dr. von Moos liegt vor.

Der geologische Schnitt zeigt in Richtung See abfallende, randglaziale Schwemmmablagerungen resp. verschwemmte Moränen, die von mächtigen Seeablagerungen (Abfolge aus kalt- und warmzeitlichen Seeablagerungen, Seekreide und Seebodenlehm), sowie Strandablagerungen und Verlandungssedimenten überlagert werden. Diese nehmen zum Seeplatz hin zu.

Die Tabelle entspricht dem aktuellen Baugrundbericht (Sieber Cassina + Handke AG).

Bodenschicht	Stärke [m]	USCS	Charakteristische Baugrundwerte (Mittelwerte)	
Auffüllung (kiesig-sandig)	0.5 – 3.5	-	$\phi'_k = 30^\circ$ $g_k = 20 \text{ kN/m}^3$ $c'_k = 0 \text{ kN/m}^2$	$M_{E1} = 20 \text{ MN/m}^2$ Durchlässigkeit: 10^{-5} - 10^{-4} [m/s]
Strandablagerung (sandig-siltig)	0.5 – 10.0	SM, SC-SM	$\phi'_k = 30^\circ$ $g_k = 19 \text{ kN/m}^3$ $c'_k = 0 \text{ kN/m}^2$	$M_{E1} = 15 \text{ MN/m}^2$ Durchlässigkeit: 10^{-6} - 10^{-4} [m/s]
Bachschuttablagerung (kiesig-sandig)	1.0 – 5.0	GP-GM	$\phi'_k = 35^\circ$ $g_k = 20 \text{ kN/m}^3$ $c'_k = 0 \text{ kN/m}^2$	$M_{E1} = 30 \text{ MN/m}^2$ Durchlässigkeit: 10^{-5} - 10^{-3} [m/s]
Seekreideartige Ablagerung (siltig-tonig)	5.0 – 10.0	ML, MH	$\phi'_k = 22^\circ$ $g_k = 18 \text{ kN/m}^3$ $c'_k = 0 \text{ kN/m}^2$	$M_{E1} = 3 \text{ MN/m}^2$ Durchlässigkeit: 10^{-8} - 10^{-7} [m/s]
Seeablagerung (siltig-tonig)	10.0 – 15.0	CM, ML, MH	$\phi'_k = 24^\circ$ $g_k = 19 \text{ kN/m}^3$ $c'_k = 5 \text{ kN/m}^2$	$M_{E1} = 3 \text{ MN/m}^2$ Durchlässigkeit: 10^{-8} - 10^{-7} [m/s]
Randglaziale Schwemmmablagerung (kiesig-sandig)	3.0 -> 10.0	CM, ML, MH	$\phi'_k = 34^\circ$ $g_k = 21 \text{ kN/m}^3$ $c'_k = 0 \text{ kN/m}^2$	$M_{E1} = 3 \text{ MN/m}^2$ Durchlässigkeit: 10^{-5} - 10^{-3} [m/s]

Tabelle 3: Baugrundmodell und charakteristische Baugrundwerte

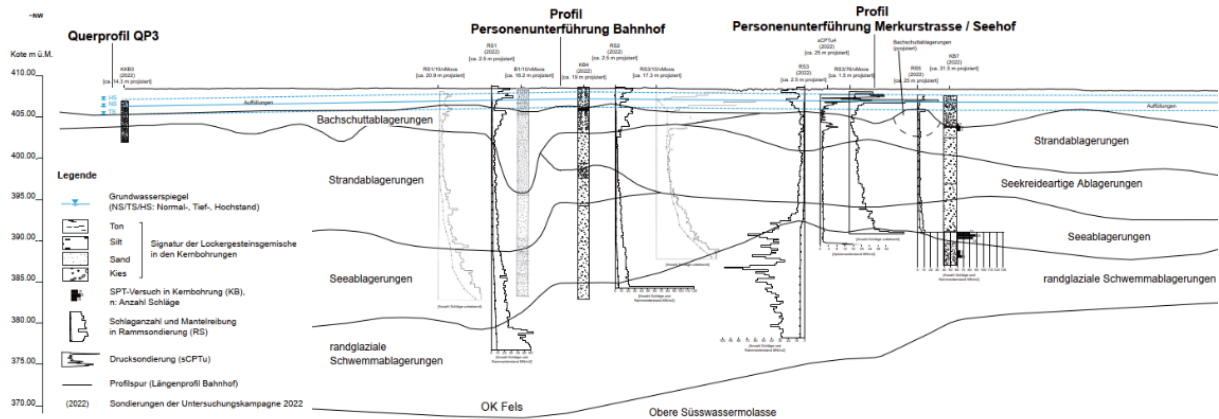


Abbildung 5: Geologisches Profil

Zur Bemessung der Mikropfähle wurde im geologischen Bericht des Büros Sieber Cassina + Handke AG Ingenieure Geologen Planer ebenfalls Stellung genommen. Die zur Bemessung zu verwendenden Kennwerte sind in der untenstehenden Tabelle dargestellt.

Schichtbezeichnung / (Kornverteilung, Hauptanteil) / (Lagerungsdichte – Konsistenz)	Mantelreibung Grossbohrpfahl a), c) [kN/m ²]	Spitzenwiderstand Grossbohrpfahl [MN/m ²]	Mantelreibung nach- injizierter Mikropfahl a), b), c) [kN/m ²]	Bemerkung zur Tie- fenfundation
Auffüllung / (kiesig-sandig) / (locker-mitteldicht)	40-70	0 d)	70-120	<u>bedingt</u> geeig- net
Strandablagerung / (sandig – siltig) / (weich resp. sehr locker – locker)	20-50	0 d)	40-90	<u>bedingt</u> geeig- net
Bachschuttablagerung / (kiesig - sandig) / (mitteldicht - dicht)	60-120	1.5-2.5	120-200	geeignet
Seekreideartige Ablagerung / (siltig-tonig)/ (sehr weich – weich)	0	0	0	<u>nicht</u> geeignet!
Seeablagerung / (siltig-tonig) / (weich – mittelsteif)	25-40	0	50-60	<u>bedingt</u> geeig- net
Randglaziale Schwemmlagerung/ oberste 4 m der Schicht (mitteldicht)	80-140	2-3	150-250	geeignet
Randglaziale Schwemmlagerung / ab 4 m unterhalb der Schichtoberkante (mitteldicht-dicht)	110-180	3-4	220-300	geeignet
Molassefels	300	5	400	geeignet

- a) Wegen der geringen Steifigkeit der Seeablagerungen und der Seekreideartigen Ablagerungen sollte bei Druckpfählen, welche unterhalb diese Schichten reichen, die der Seeablagerungen und allen weiter oben liegenden Schichten vernachlässigt werden (allenfalls sogar negative Mantelreibung)!
- b) Der Tragwiderstand von Mikropfählen ist bei der Ausführung mit Pfahlbelastungsversuchen zu verifizieren.
- c) Unterschiedliche Mantelreibungen in den jeweiligen Schichten müssen berücksichtigt werden.
- d) Aufgrund der heterogenen Zusammensetzung bzw. von möglichen Torfschichten wird empfohlen, in diesen Schichten auf den Ansatz eines Pfahlsitzenwiderstands zu verzichten.

Tabelle 4: Äussere Tragwiderstände von Pfählen gemäss Baugrunduntersuchung

2.3.2. Hydro-Geologische Verhältnisse

Das oberflächennahe Grundwasser im oberen Stockwerk korrespondiert mit dem Wasserspiegel im Zürichsee. Der Grundwasserspiegel in Ufernähe schwankt zwischen:

- 405.30 m ü. M. im Tiefstand
- 406.00 m ü. M. im Normalstand (resp. Mittelstand)
- 407.30 m ü. M. im Hochstand

2.4. Verwendete Software

Das Einzelfundament wird mit der Software Axis VM X7 am Gesamtmodell statisch nachgewiesen und mittels Handrechnungen auf Plausibilität geprüft. Der Nachweis der Mikropfähle erfolgt auf Grundlage der am Modell ermittelten Schnittgrössen.

Der Durchstanznachweis erfolgt mit dem online Bemessungstool Ancotech. Die Ankerkräfte zur Bemessung des Anschlussdetails am Fuss der Einzelstütze werden mit der Bemessungssoftware PROFIS Engineering von Hilti bestimmt.

3. Modellbildung

3.1. Geometrie statisches System

Das statische System wird als dreidimensionales Gesamtsystem mit den Stahlbauteilen und dem Einzelfundament aus Stahlbeton in Axis eingegeben. Das Tragwerksmodell inklusive der Systemabmessungen ist in der nachfolgenden Abbildung dargestellt.

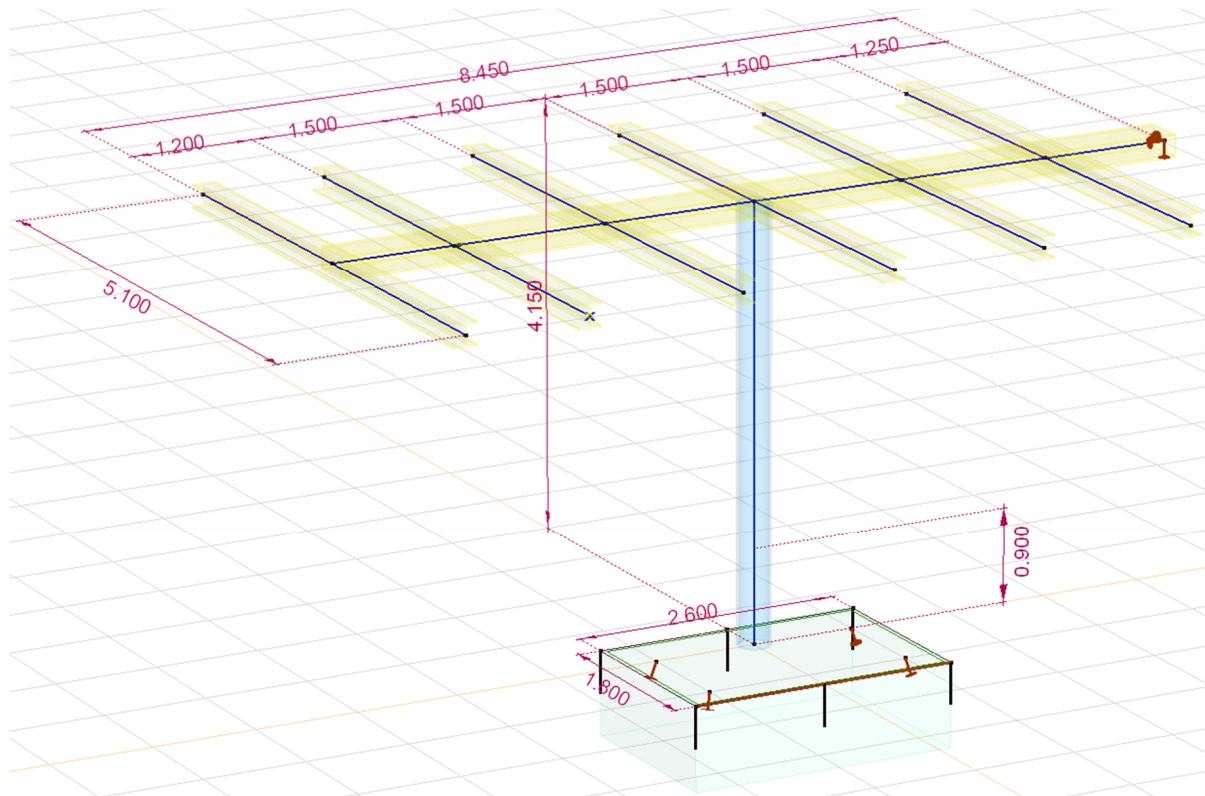


Abbildung 6: Statisches System Perron-Zwischendach

Es werden lediglich die Haupttragwerksteile in das FE-Modell eingegeben. Die Leichtbetonplatten auf dem Dach sind keine tragenden Bauteile und werden daher nur als Last berücksichtigt.

Die nachfolgenden Abbildungen zeigen die Programmausgaben für die verwendeten Materialien. Ergänzende Informationen zur Stahlstruktur sind in einem gesonderten statischen Bericht zu finden.

1 S 235

Typ: Stahl	SIA 26x (Schweiz), SN EN 10025	Lineare
	Material  E = 210000 N/mm ² f _y = 235.00 N/mm ²	
	Kontur  ν = 0.30 f _{yk} = 360.00 N/mm ²	
	α _T = 1E-5 1/°C f _{yk} = 215.00 N/mm ²	
	ρ = 7850 kg/m ³ f _{yk} = 340.00 N/mm ²	

2 C30/37

Typ: Beton	SIA 26x (Schweiz), SN EN 206	Lineare
	Material  E = 33700 N/mm ² f _{ck} = 30.00 N/mm ²	
	Kontur  ν = 0.20 γ _c = 1.500	
	α _T = 1E-5 1/°C ϕ _s = 2.00	
	ρ = 2500 kg/m ³	

Name: Materialname; Typ: Materialtyp; Modell: Materialmodell; E_x: E-Modul in lokaler x-Richtung; E_y: E-Modul in lokaler y-Richtung; ν: Poissonzahl; α_T: Wärmeausdehnungskoeffizient; ρ: Dichte; Material: Materialfarbe; Kontur: Konturfarbe des Materials;

Abbildung 7: Programmausgabe: Material

3.2. Lagerungsbedingungen

Das Einzelfundament für das Perron-Zwischendach wird auf einfach bzw. doppelt geneigten Mikropfählen gegründet. Diese werden im FE-Modell als geneigte Punktlager mit definierten Federsteifigkeiten modelliert.

Neigung Pfahlpaar Richtung Keller	$\alpha_x = 20^\circ$	$\alpha_y = 0^\circ$
Neigung Pfahlpaar Richtung Gleis	$\alpha_x = 20^\circ$	$\alpha_y = 20^\circ$
α_x ... Neigung der Mikropfähle um die x-Achse als Drehachse		
α_y ... Neigung der Mikropfähle um die y-Achse als Drehachse		

Berechnung der Federsteifigkeiten:

Ansatz nach Cassan gemäss Bodenmechanik und Grundbau – Verhalten von Böden und Fels und die wichtigsten grundbaulichen Konzepte, Seite 211 [20]:

Steifigkeit	$k = F / s$
Setzung	$s = \alpha \cdot \sigma_0$
Kraft	$F = A \cdot \sigma_0$
Daraus ergibt sich:	$k = A / \alpha$
Bohrpfahldurchmesser	$D = 219 \text{ mm}$
Querschnittsfläche Bohrfahl	$A = \pi \cdot D^2 / 4 = 0.04 \text{ m}^2$
Verformungsmodul des Bodens	$E = 15 \text{ MN/m}^2$
E-Modul des Pfahls:	$E_b = 25'000 \text{ MN/m}^2$
	$B = 0.42 E = 6.3 \text{ MN/m}^2$
	$R = 4.5 E = 67.5 \text{ MN/m}^2$

Es wird von einer Gesamtlänge der Mikropfähle von 30 m ausgegangen. Im ungünstigsten Fall wird davon ausgegangen, dass die Mikropfähle lediglich 5.0 m in die tragfähige Schicht einbinden.

Einbindelänge	$L = h = 5.00 \text{ m}$
	$a^2 = \frac{4B}{DE_b} [\text{m}^{-2}]$
Beiwert	$a = 0.068 \text{ m}^{-1}$
	$\alpha = D \frac{1 + \frac{R}{a D E_b} \tanh(ah)}{R + a D E_b \tanh(ah)}$
	$\alpha = 12.2 \cdot 10^{-4} [\text{m}^3/\text{MN}]$

Federsteifigkeit **$k = 30.8 \text{ MN/m}$**

	Knot.	X [m]	Y [m]	Z [m]	Typ	Ref. elem	Name _x	K_x [kN/m]	K_{xV} [kN/m]
2	105	0	-1.000		0 Ref.	✓ R1	Lineare 3.08E+4 kN/m	3.08E+4	3.08E+4
3	106	0	1.000		0 Ref.	✓ R2	Lineare 3.08E+4 kN/m	3.08E+4	3.08E+4
4	107	1.000	-1.000		0 Ref.	✓ R3	Lineare 3.08E+4 kN/m	3.08E+4	3.08E+4
5	108	1.000	1.000		0 Ref.	✓ R4	Lineare 3.08E+4 kN/m	3.08E+4	3.08E+4

Knot.: Auflagerknoten; Typ: Typ des Auflagers; Ref. elem: Referenzelement; K_x , K_y , K_z : Anfangssteifigkeit;
Tabelle 5: Programmausgabe: Knotenaufleger Fundament Perron-Zwischendach

Neben den geneigten Punktlagern wird am Fundament ebenfalls ein Linienlager eingegeben, das Horizontallasten über die Fundamentbreite von 2.60 m in den Baugrund weiterleitet.

	Linie	Typ	Ref. elem	K_x [kN/m/m]	K_y [kN/m/m]	K_z [kN/m/m]	K_{xx} [kNm/rad/m]	K_{yy} [kNm/rad/m]	K_{zz} [kNm/rad/m]
1	102-103	Kante-r	Bereich 1	1E+7	1E+7	0	0	0	0

	Linie	NL(x)	NL(y)
1	102-103	Symmetrisch	Symmetrisch

Linie: Linienelement Auflager; Typ: Typ des Auflagers; Ref. elem: Referenzelement; K_x , K_y , K_z : Auflagersteifigkeit gegen Verschiebung; K_{xx} , K_{yy} , K_{zz} : Auflagersteifigkeit gegen Verdrehung; NL(x), NL(y): Nichtlineare Parameter;

Tabelle 6: Programmausgabe: Linienauflager Fundament Perron-Zwischendach

3.3. Anschlüsse

Der gelenkige Anschluss an das bestehende Perrondach wird als Knotenaufleger modelliert und der Stahlanschluss später mit den entsprechenden Schnittkräften nachgewiesen.

Der Fusspunkt der Stahlstützen und die Stahlanschlüsse sowohl zwischen dem Hauptträger und der Stütze als auch zwischen den Nebenträgern und dem Hauptträger werden als biegesteife Anschlüsse modelliert und in den Detailnachweisen entsprechend dimensioniert.

3.4. Lastansatz

3.4.1. Eigengewicht Konstruktion

Das Eigengewicht der Konstruktion wird programmintern erfasst und wie folgt angesetzt.

	Σ [kg]
1-100	4125.102
Gesamt	4125.102

Σ : Gesamtmasse;

Tabelle 7: Programmausgabe: Ständige Einwirkungen – Eigengewicht Stäbe

Plausibilitätsprüfung:

Hauptträger 400x220x15 mm	$g_k = 1.39$ kN/m	$L = 8.45$ m	$G_k = 11.7$ kN
Nebenträger HEB 220	$g_k = 0.715$ kN/m	$L = 6 \cdot 5.10$ m	$G_k = 21.9$ kN
Stütze 323.9x25 mm	$g_k = 1.84$ kN/m	$L = 4.15$ m	$G_k = 7.6$ kN
Summe:	$G_{k,ges} = 41.2$ kN $\rightarrow$ ok		

	Σ [kg]
1-67	9360.000
Gesamt	9360.000

Σ : Gesamtmasse;

Tabelle 8: Programmausgabe: Ständige Einwirkungen – Eigengewicht Flächen

Plausibilitätsprüfung:

Fundament	$L = 2.60$ m	$B = 1.80$ m	$H = 0.80$ m
Summe:	$G_{k,ges} = 93.6$ kN $\rightarrow$ ok		

3.4.2. Eigengewicht Auflasten

Als Auflast wird das Eigengewicht der Rinne und das Eigengewicht für den Dachaufbau berücksichtigt.

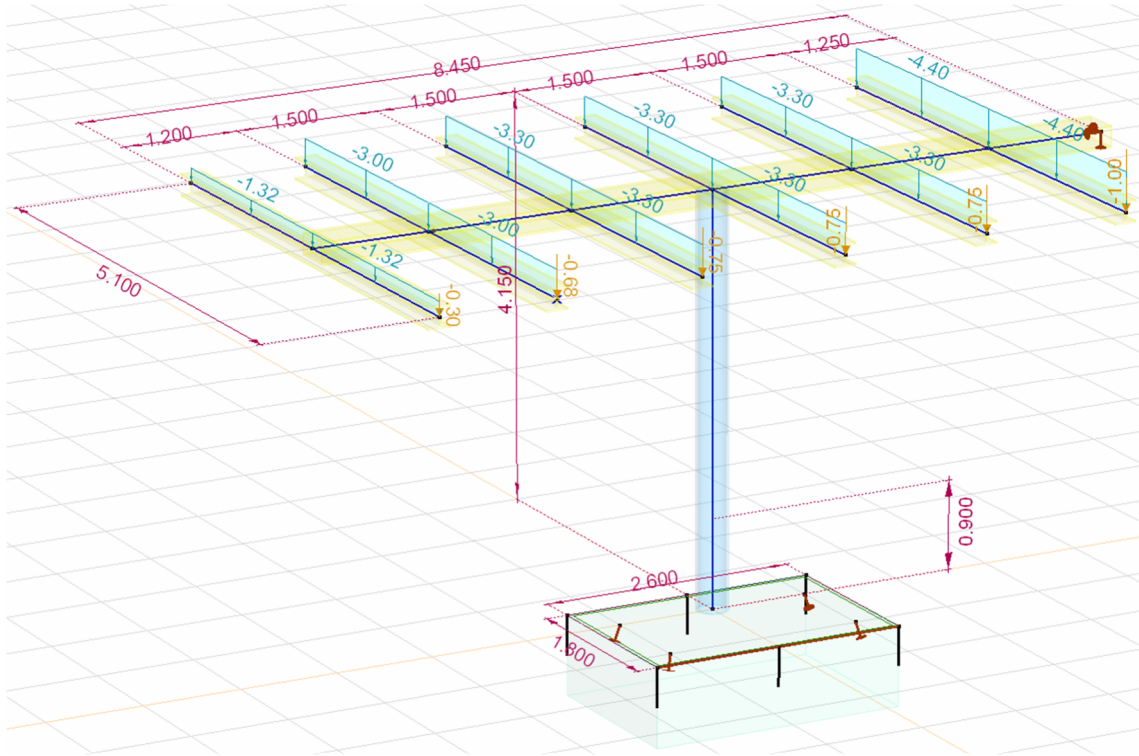


Abbildung 8: Eigengewicht Auflasten

3.4.3. Nutzlast auf dem Dach

Die Nutzlast auf dem Dach wird im Modell wie folgt berücksichtigt:

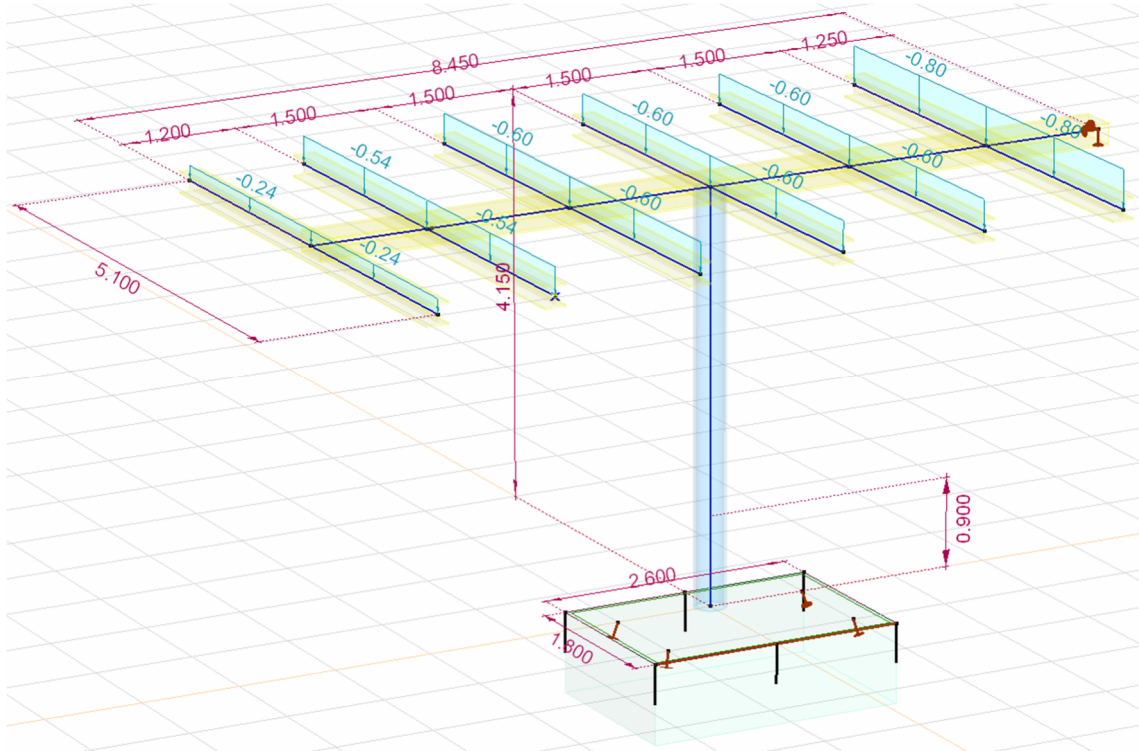


Abbildung 9: Veränderliche Einwirkung: Nutzlast auf dem Dach

3.4.4. Nutzlast auf dem Perron

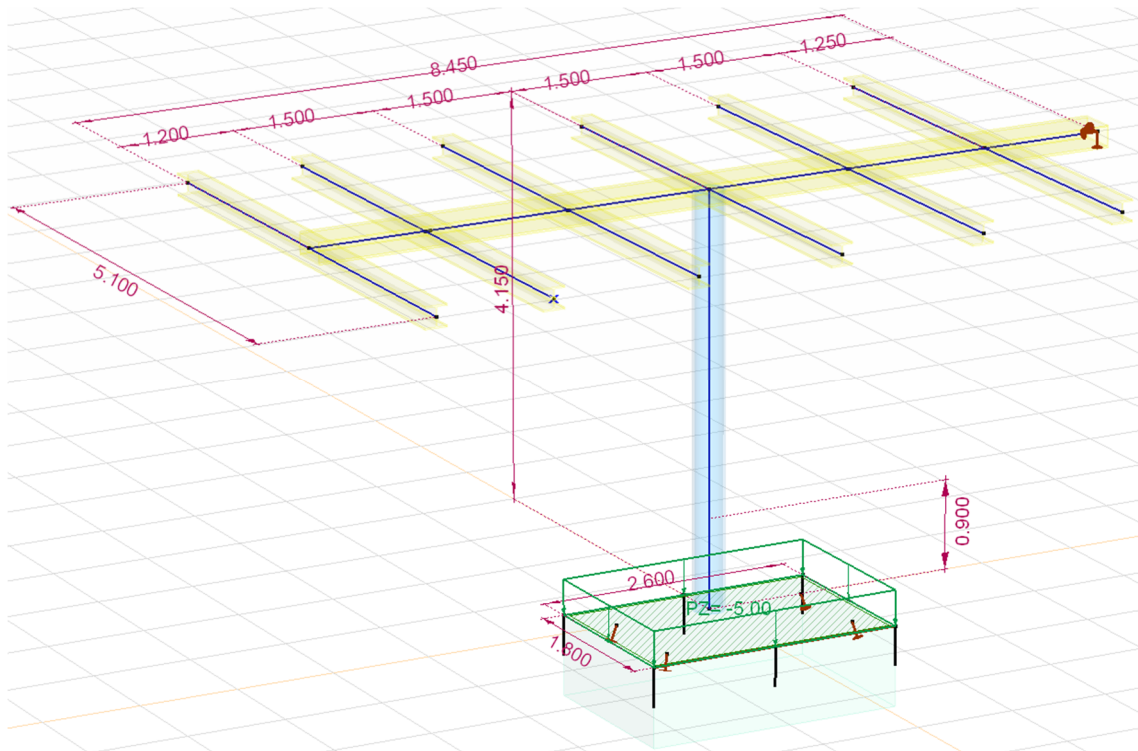


Abbildung 10: Veränderliche Einwirkung: Nutzlast auf dem Perron

3.4.5. Schneelast

Die Schneelast wird wie in den nachfolgenden Abbildungen dargestellt in 4 verschiedenen, gleichzeitig wirkenden Lastfällen angesetzt.

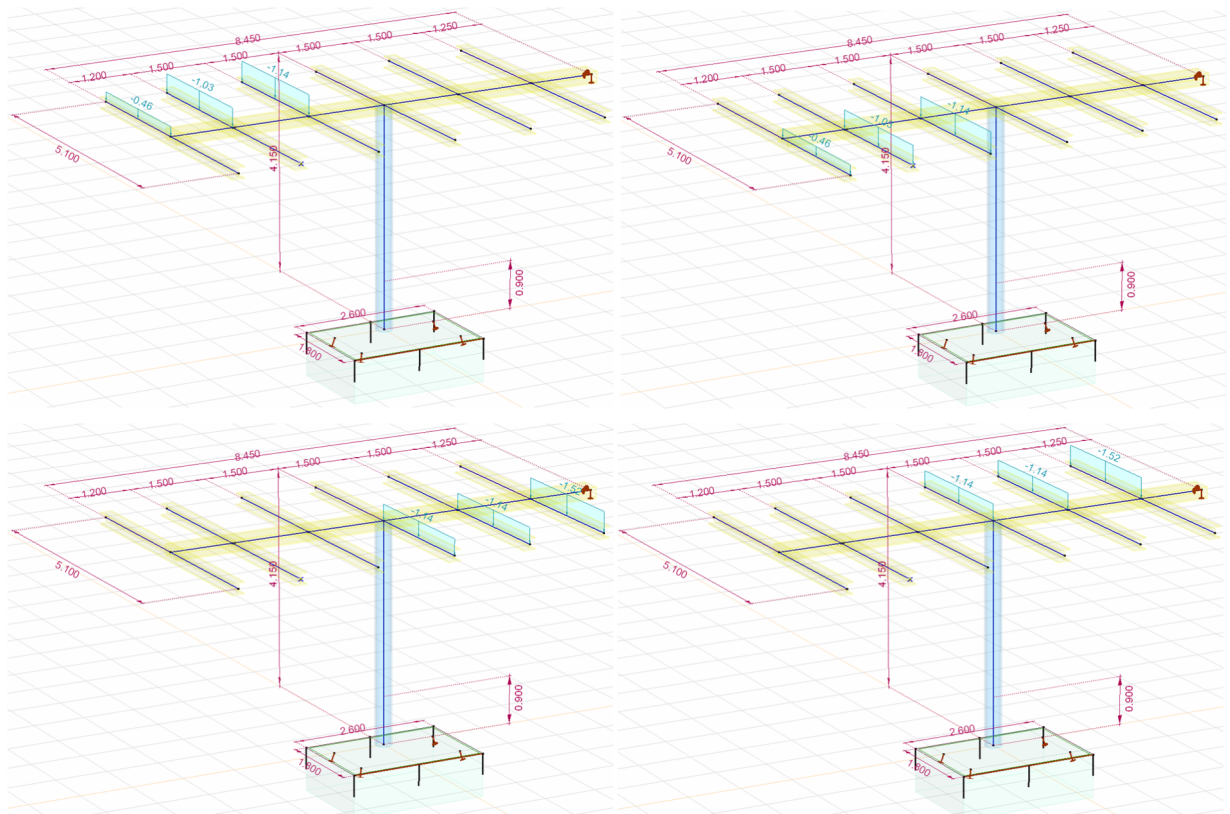


Abbildung 11: Veränderliche Einwirkung: Schneelast auf der Dachfläche

3.4.6. Windlast

Die Windlasten in horizontaler Richtung werden aus Symmetriegründen pro Anströmrichtung jeweils nur in eine Richtung angesetzt.

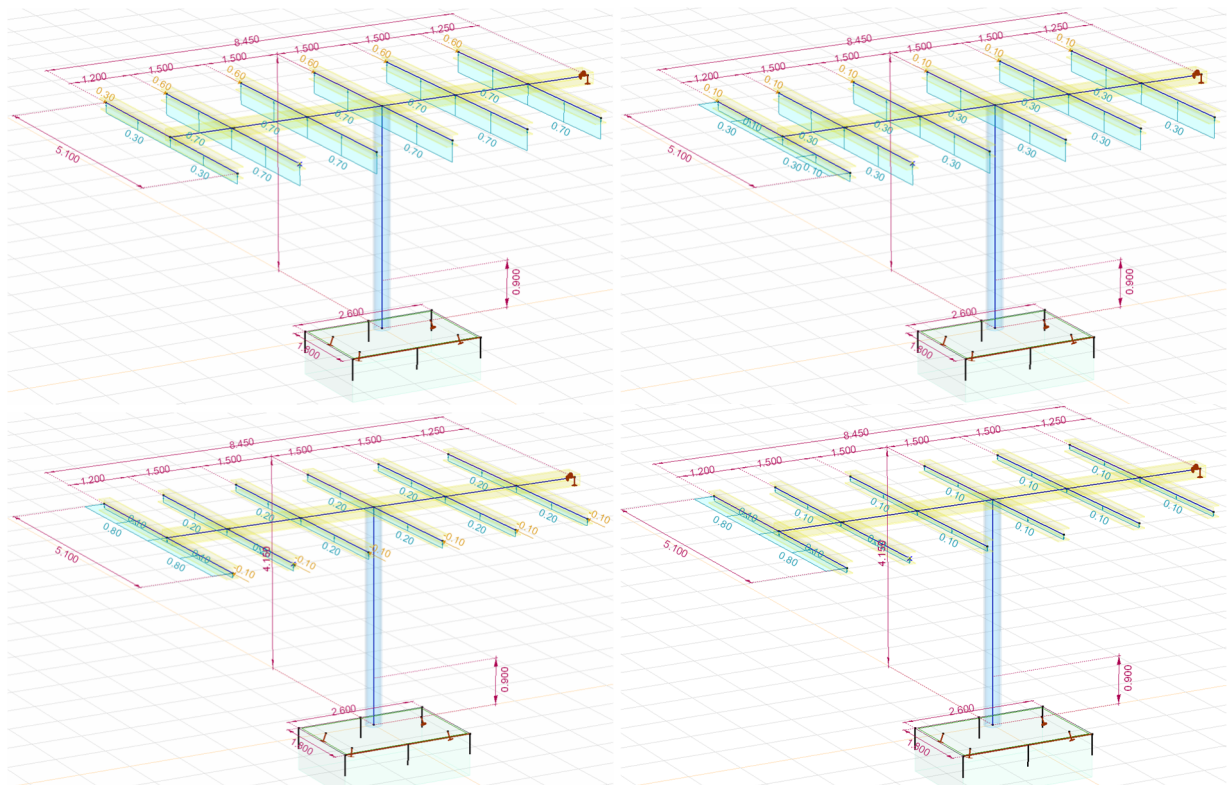


Abbildung 12: Veränderliche Einwirkung: Windlasten ohne Schnee (0°, 15°, 45° und 90°)

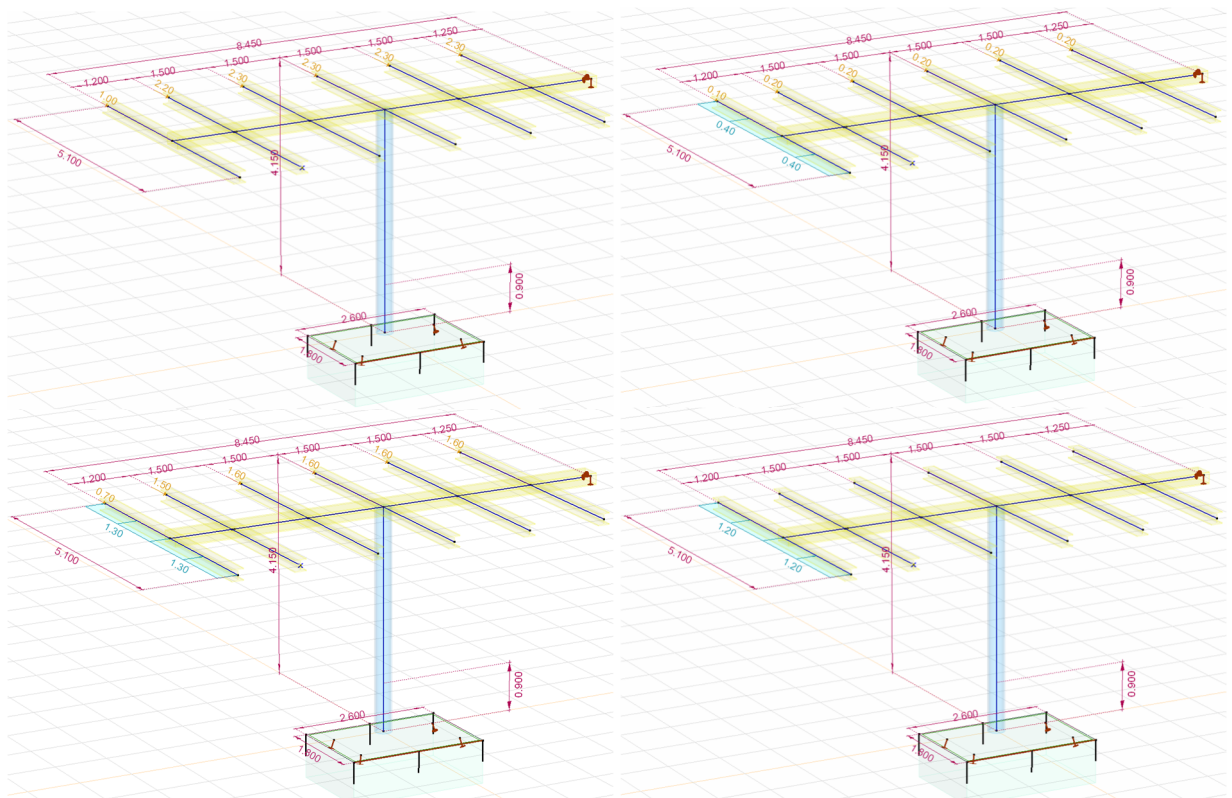


Abbildung 13: Veränderliche Einwirkung: Windlasten mit Schnee (0°, 15°, 45° und 90°)

3.4.7. Erdauflast

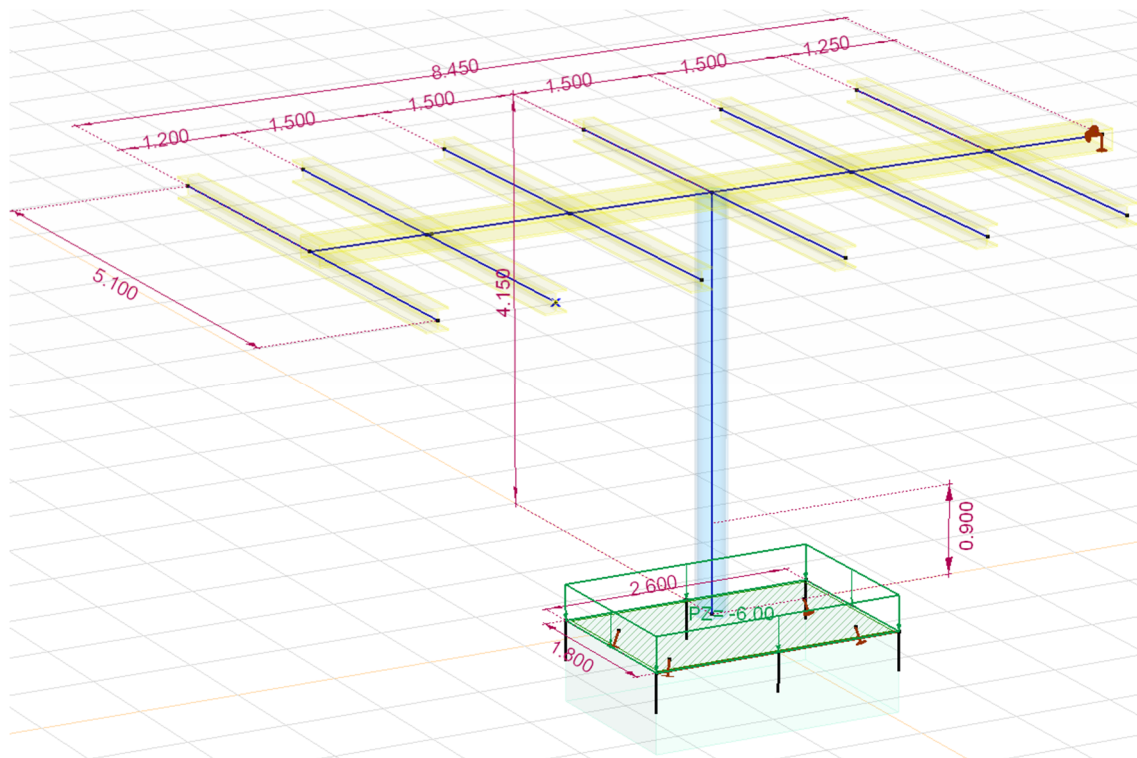


Abbildung 14: Veränderliche Einwirkung: Erdauflast Perron

3.4.8. Fahrzeuganprall

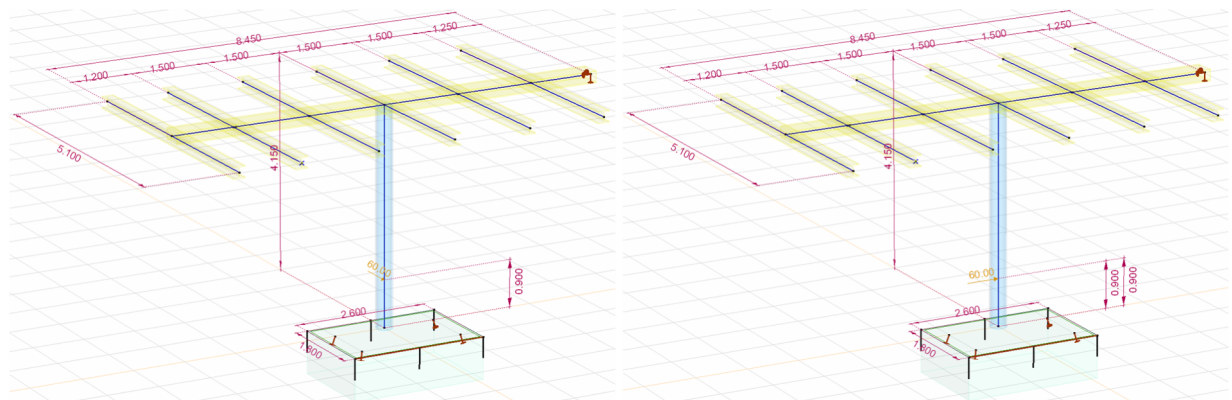


Abbildung 15: Aussergewöhnliche Einwirkung: Anpralllast in X- und in Y-Richtung

3.4.9. Erdbebenlasten

Das Bauwerk wird als gemäss SIA 261 16.5.3 mit dem Antwortspektrenverfahren bemessen. Bei diesem Verfahren wird die Erdbebeneinwirkung mit dem Bemessungsspektrum in allen massgebenden Richtungen auf das Bauwerk angesetzt.

Zur Ermittlung der Erdbebenlasten wird in Axis eine Lastkombination definiert, die nur die ständigen Lasten des Bauwerks und die veränderlichen Lasten mit ihrem quasi-ständigen Anteil enthält. Alle weiteren veränderlichen Lasten, die nicht durch Massen verursacht werden, wie beispielsweise Windlasten werden ebenfalls vernachlässigt.

Mit der definierten Lastkombination wird eine Schwingungsanalyse durchgeführt. Die SIA 261 gibt in Abschnitt 16.5.3.5 vor, dass dabei so viele Eigenformen ermittelt werden, dass die Summe der berücksichtigten modalen Massen in allen Richtungen einen Wert von 90 % übersteigt.

Es wird auf Grundlage der berechneten Eigenformen in Axis ein Erdbebenlastfall mit den nachfolgend dargestellten Beiwerten für das Bemessungsspektrum gebildet.

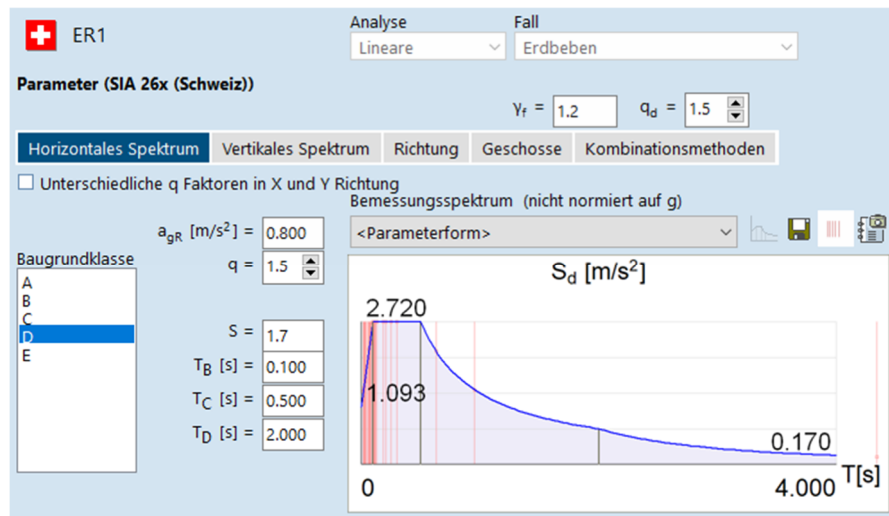


Abbildung 16: Programmeingabe Erdbebenlasten: Bemessungsspektrum horizontale Lasten

Gemäss SIA 261 16.2.4.2 werden zur Bestimmung des Bemessungswerts der vertikalen Komponente der Erdbebeneinwirkung die Werte des Bemessungsspektrums mit einem Faktor von 0.7 multipliziert. Diese Festlegung wird bei der Eingabe der Bodenbeschleunigung berücksichtigt. Der Verhaltensbeiwert wird wie für die Horizontallasten gleich 1.5 gesetzt.

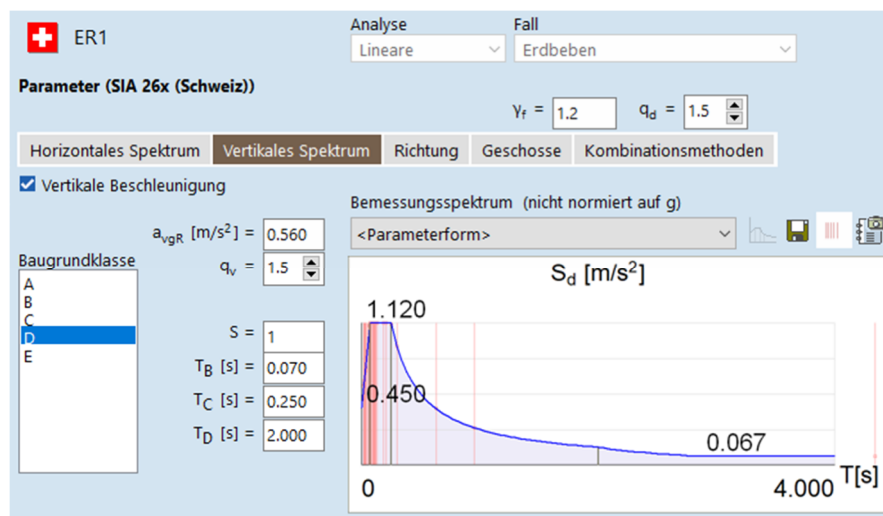


Abbildung 17: Programmeingabe Erdbebenlasten: Bemessungsspektrum vertikale Lasten

Die programmintern berechneten Erdbebenlasten werden an den einzelnen Knoten angesetzt.

3.5. Grenzwertspezifikation

3.5.1. Lastfälle

	Name	Gruppe	Gruppentyp
1	ER1 X	---	---
2	ER1 Y	---	---
3	ER1 Z	---	---
4	EiG Konstruktion	Eigengewicht	Ständig
5	EiG Auflast	Eigengewicht	Ständig
6	NL Dach	Nutzlast Dach	Veränderlich
7	Schnee_1	Schneelast	Veränderlich
8	Schnee_2	Schneelast	Veränderlich
9	Schnee_3	Schneelast	Veränderlich
10	Schnee_4	Schneelast	Veränderlich
11	Wind 0°	Windlast	Veränderlich
12	Wind 15°	Windlast	Veränderlich
13	Wind 45°	Windlast	Veränderlich
14	Wind 90°	Windlast	Veränderlich
15	Wind 0°_S	Windlast	Veränderlich
16	Wind 15°_S	Windlast	Veränderlich
17	Wind 45°_S	Windlast	Veränderlich
18	Wind 90°_S	Windlast	Veränderlich
19	Fahrzeuganprall-Y	Anpralllast	aussergewöhnlich
20	Fahrzeuganprall-X	Anpralllast	aussergewöhnlich
21	NL Perron	Nutzlast Perron	Veränderlich
22	Erdauflast Perron	Erdauflast	Veränderlich
23	ER1 +	ERD1	Erdbeben
24	ER1 -	ERD1	Erdbeben

Tabelle 9: Programmausgabe: Lastfälle

3.5.2. Lastgruppen

	Gruppe	Typ	$\gamma_{G,sup}$	$\gamma_{G,inf}$	ξ	γ	ψ_0	ψ_1	ψ_2	Additive
1	Eigengewicht	Ständig	1.350	0.800						✓
2	Nutzlast Dach	Veränderlich				1.500	0	0	0	✓
3	Schneelast	Veränderlich				1.500	0.854	0.390	0	✓
4	Windlast	Veränderlich				1.500	0.600	0.500	0	–
5	Anpralllast	aussergewöhnlich								
6	Nutzlast Perron	Veränderlich				1.500	0.700	0.700	0.600	✓
7	Erdauflast	Veränderlich				1.350	0.700	0.700	0.700	✓
8	ERD1	Erdbeben								

Gruppe: Lastgruppe; ψ_0 , ψ_1 , ψ_2 : Psi-Faktor; Additive: Gleichzeitig wirkende Lastfälle;

Tabelle 10: Programmausgabe: Lastgruppen

4. Gefährdungsbilder und Nachweise

Der Nachweis der Tragsicherheit erfolgt für die Foundation gemäss SIA 260, Kap. 4.4.3 und den Bestimmungen der Norm 262 und 267. Es ist in vier Typen von Grenzzuständen zu unterscheiden:

- Typ 1: Gesamtstabilität eines Tragwerks (Kippen, Abheben oder Aufschwimmen)
- Typ 2: Tragwiderstand des Tragwerks oder eines seiner Bauteile
- Typ 3: Tragwiderstand des Baugrunds (Hangrutschung, Böschungsbruch, Geländebruch)
- Typ 4: Ermüdungsfestigkeit des Tragwerks oder eines seiner Bauteile

Die in diesem Kapitel aufgeführten Abschnitte gelten für den Endzustand des Bauwerks. Für den Bauzustand werden keine Gefährdungsbilder definiert. Die Stahlkonstruktion wird im Werk vorgefertigt und auf der Baustelle montiert.

4.1. Nachweis der Tragsicherheit Grenzzustand Typ 1

Für Grenzzustände des Typs 1 gilt die Tragsicherheit nach SIA 260 4.4.3.2 als nachgewiesen, wenn folgendes Bemessungskriterium erfüllt ist:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stb}$$

Da die Konstruktion mit Mikropfählen im Boden verankert wird, sind keine weiteren Nachweise für den Grenzzustand Typ 1 notwendig. Die Mikropfähle werden auch für temporär auftretende Zugkräfte nachgewiesen.

4.2. Nachweis der Tragsicherheit Grenzzustand Typ 2

Für den Grenzzustand Typ 2 gilt die Tragsicherheit gemäss SIA 260 4.4.3 als nachgewiesen, wenn das nachfolgende Bemessungskriterium erfüllt ist:

$$E_d \leq R_d$$

Andauernde und vorübergehende Bemessungssituation:

$$E_d = \gamma_G G_k + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \psi_{0i} Q_{ki}$$

Aussergewöhnliche Bemessungssituation:

$$E_d = G_k + A_d + \psi_{2i} Q_{ki}$$

In der nachfolgenden Abbildung sind die Bewehrungsparameter für die Bemessung des Einzelfundaments dargestellt. Die Betondeckung wird gemäss AQV Betontragwerke zu $c_{nom} = 55 \text{ mm}$ festgelegt.

4.2.1. Nachweis Einzelfundament

Gewählte Grundbewehrung:

$$\text{Ø16-15 kreuzweise oben und unten} \quad a_{s,l,vorh} = 1'340 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Gewählte Bügelbewehrung:

$$\text{Ø10-15 als 2-schnittige Bügel} \quad a_{s,b,vorh} = 1'048 \text{ mm}^2/\text{m}^2$$

+ Zulagen im Bereich der Mikropfähle

Grundbewehrung

In den nachfolgenden Abbildungen ist die notwendige Bewehrung für die beiden Achsrichtungen jeweils oben und unten dargestellt. Als Grundwert ist die gewählte Grundbewehrung eingestellt, sodass direkt ersichtlich ist, in welchen Bereichen Zulagen notwendig sind.

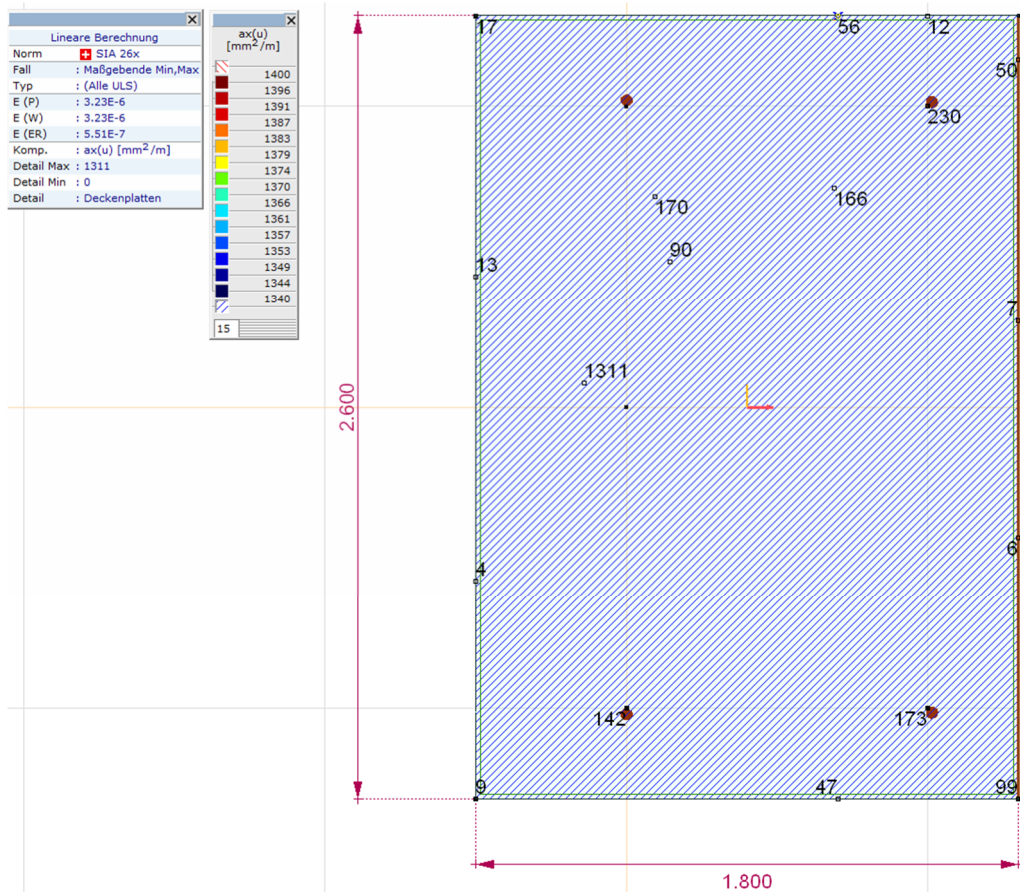


Abbildung 18: Programmausgabe: Erforderliche Bewehrung a_{xu} [mm²/m] in x-Richtung unten

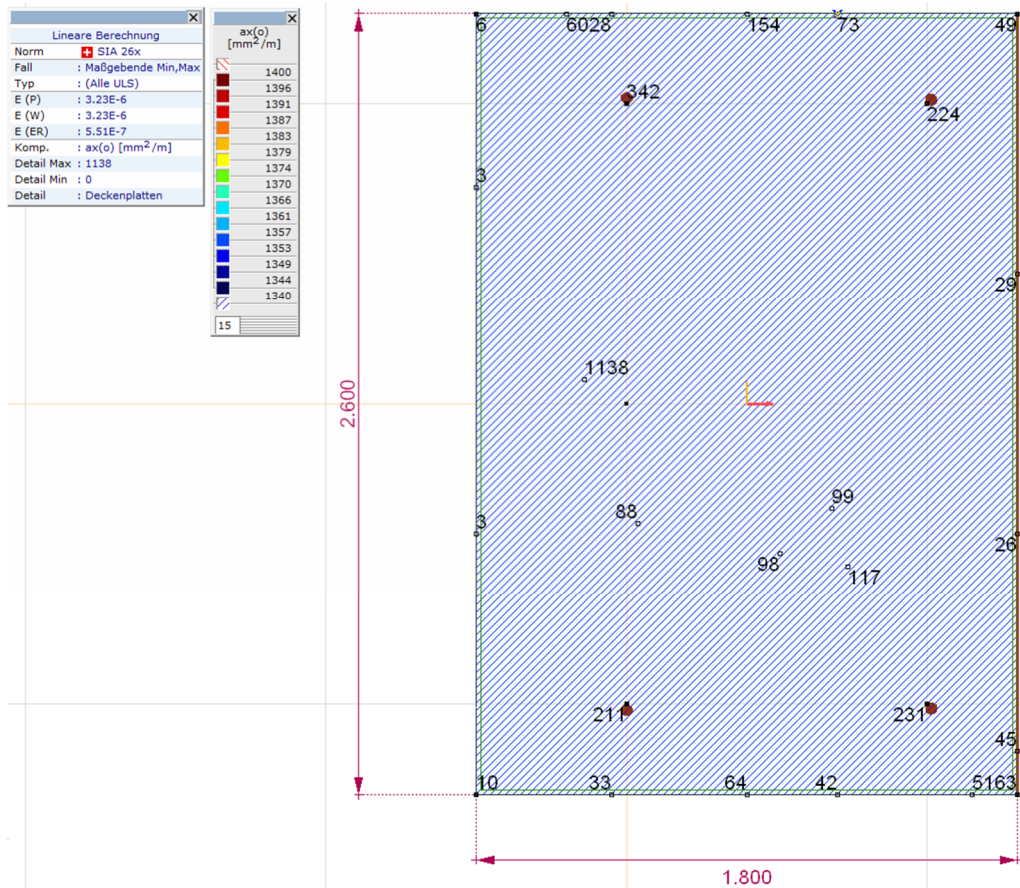


Abbildung 19: Programmausgabe: Erforderliche Bewehrung a_{xo} [mm²/m] in x-Richtung oben

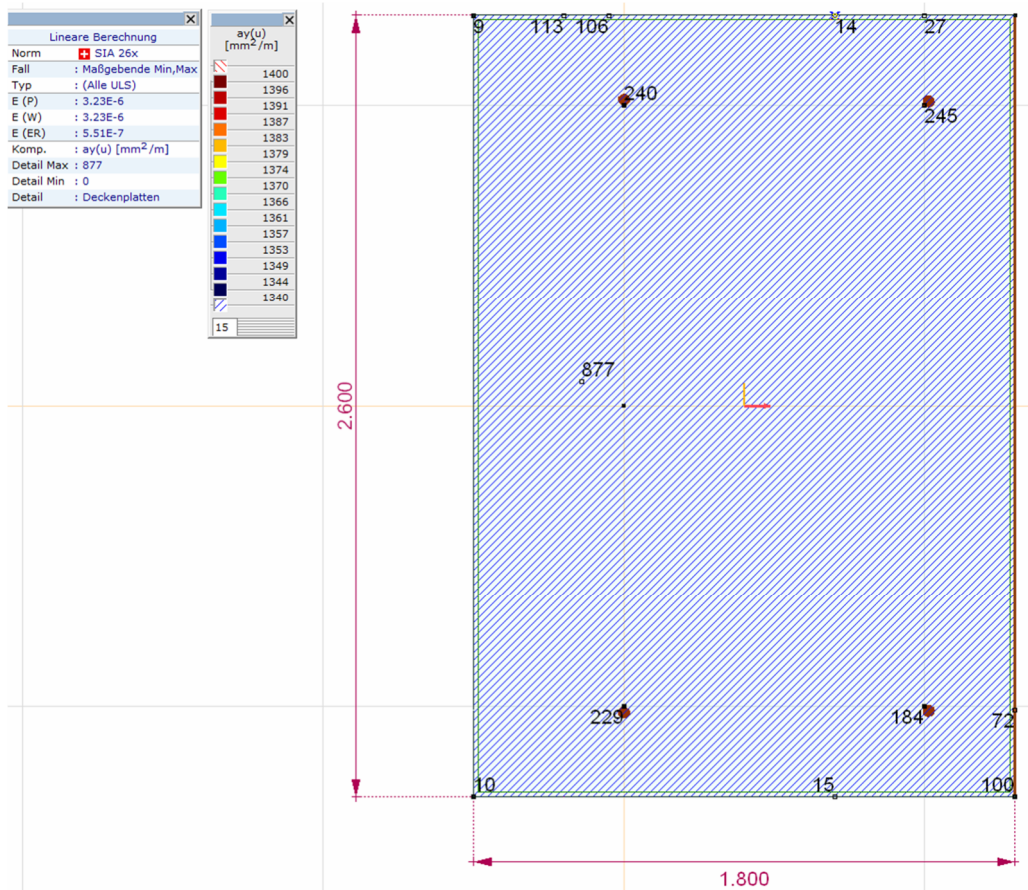


Abbildung 20: Programausgabe: Erforderliche Bewehrung a_{yu} [mm²/m] in y-Richtung unten

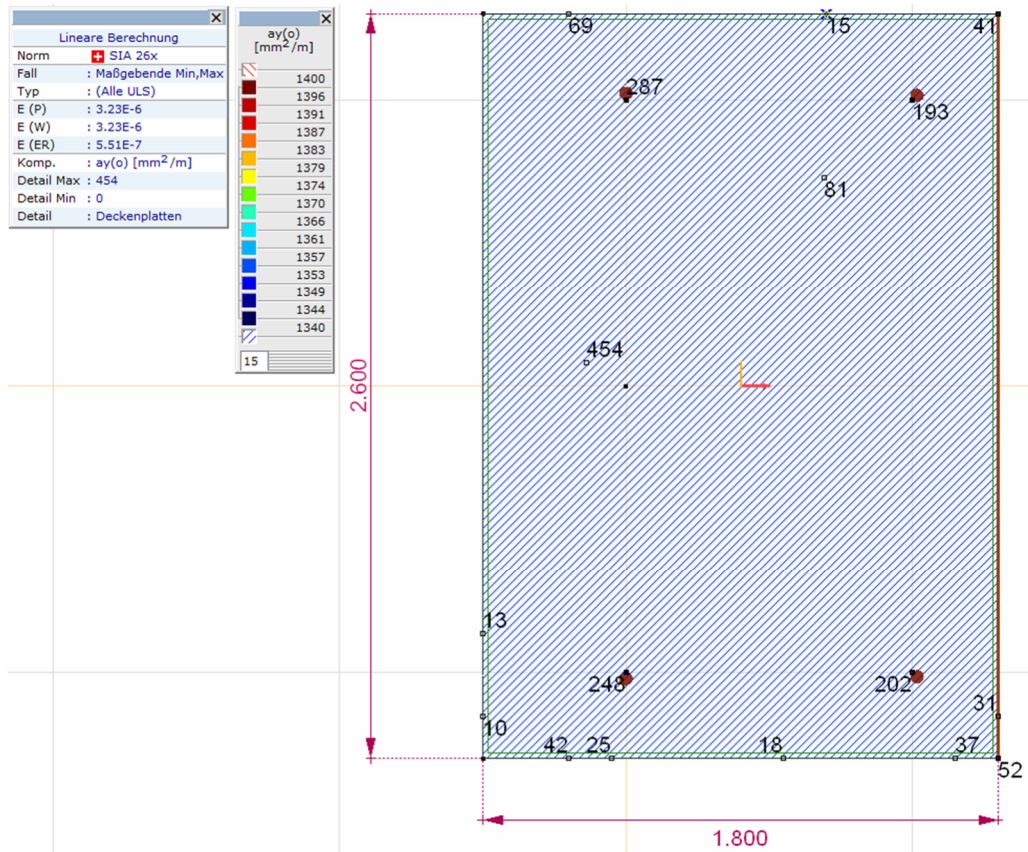


Abbildung 21: Programausgabe: Erforderliche Bewehrung a_{yo} [mm²/m] in y-Richtung oben

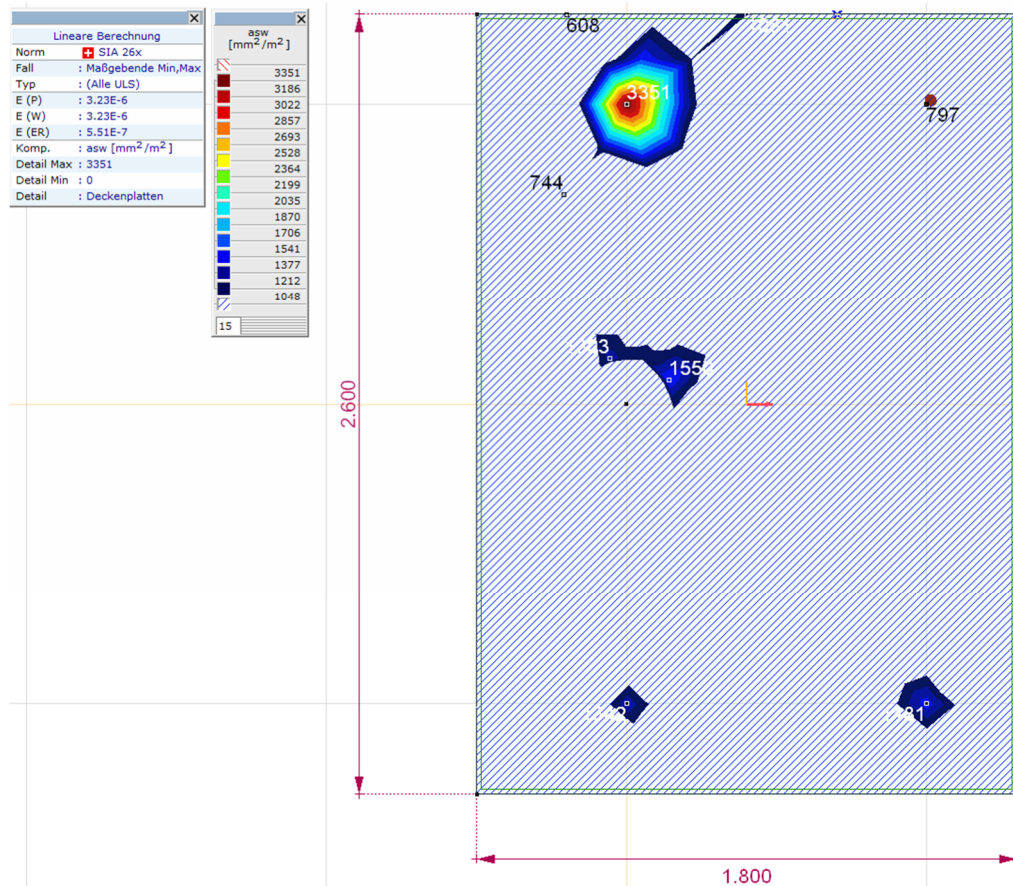


Abbildung 22: Programmausgabe: Erforderliche Bügelbewehrung a_{sw} [mm²/m²]

Bewehrungszulagen am Pfahlkopf der Mikropfähle

Um die Druck- und Zugkräfte in den Mikropfahl übertragen zu können, muss ein Abstand zwischen der oberen Bewehrungsschicht und der Oberkante der Ankerplatte vorhanden sein. Dieser Abstand wird wie folgt berechnet:

$$a_o = 55 \text{ cm} - 5.0 \text{ cm} / 2 - 5.5 \text{ cm} - 1.0 \text{ cm} - 1.6 \text{ cm} / 2 = 45.2 \text{ cm}$$

Vorhandene Verankerungslänge

$$l_{bd,vorh} = a_o = 45.2 \text{ cm}$$

Erforderliche Verankerungslänge mit Endhaken (C30/37, Ø16)

$$l_{bd,erf} = 0.7 \cdot 40 \cdot 16 \text{ mm} = 44.8 \text{ cm}$$

Vorhandene Querkraft (siehe Abbildung)

$$V_{Ed} = 315 \text{ kN}$$

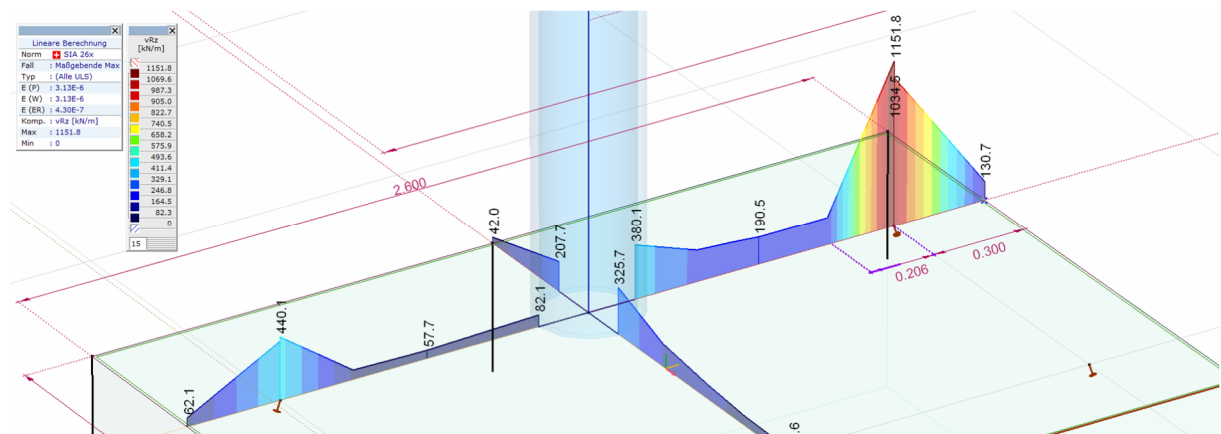


Abbildung 23: Programmausgabe: Resultierende spezifische Schubkraft v_{Rz} [kN/m]

Erforderliche Aufhängebewehrung

$$A_{s, \text{erf}} = (44.8 \text{ cm} / 45.2 \text{ cm}) \cdot 315 \text{ kN} / 43.5 \text{ kN/cm}^2 = 7.2 \text{ cm}^2$$

Gewählte Aufhängebewehrung

$$A_{s, \text{vorh}} = 6\emptyset 16 = 12.1 \text{ cm}^2$$

4.2.2. Nachweis der Mikropfähle

Das Einzelfundament wird auf 4 geneigten Mikropfählen gegründet.

Mikropfahl Swiss GEWI

Durchmesser Stahltragglied 63.5 mm

Durchmesser Bohrung $D = 219 \text{ mm}$

Für den Nachweis der Mikropfähle werden die am FE-Modell ermittelten Auflagerkräfte verwendet. Es wird der äussere und der innere Tragwiderstand nachgewiesen. Ein Ausknicken der Mikropfähle muss aufgrund der Scherfestigkeit des Bodens von $s_u > 10 \text{ kN/m}^2$ nicht gesondert nachgewiesen werden.

Aufgrund der geringen Tragfähigkeit der oberen Schichten wird zur Bestimmung der Mantelreibung lediglich die Schicht der randglazialen Schwemmlagerungen berücksichtigt. Diese befindet sich im Bereich des Perron-Zwischendachs in einer Tiefe von etwa 386.0 m ü. M. Die Unterkante des Fundaments befindet sich etwa auf einer Höhe von 407.6 m ü. M. Die Mikropfähle binden 5 Meter in die tragfähige Schicht ein.

Gesamtlänge Mikropfähle inkl. Faktor zur Berücksichtigung der Pfahlniegung

$$L_{\text{ges}} = 1.064 \cdot (407.6 \text{ m} - 386.0 \text{ m} + 5.0 \text{ m}) = 28.3 \text{ m}$$

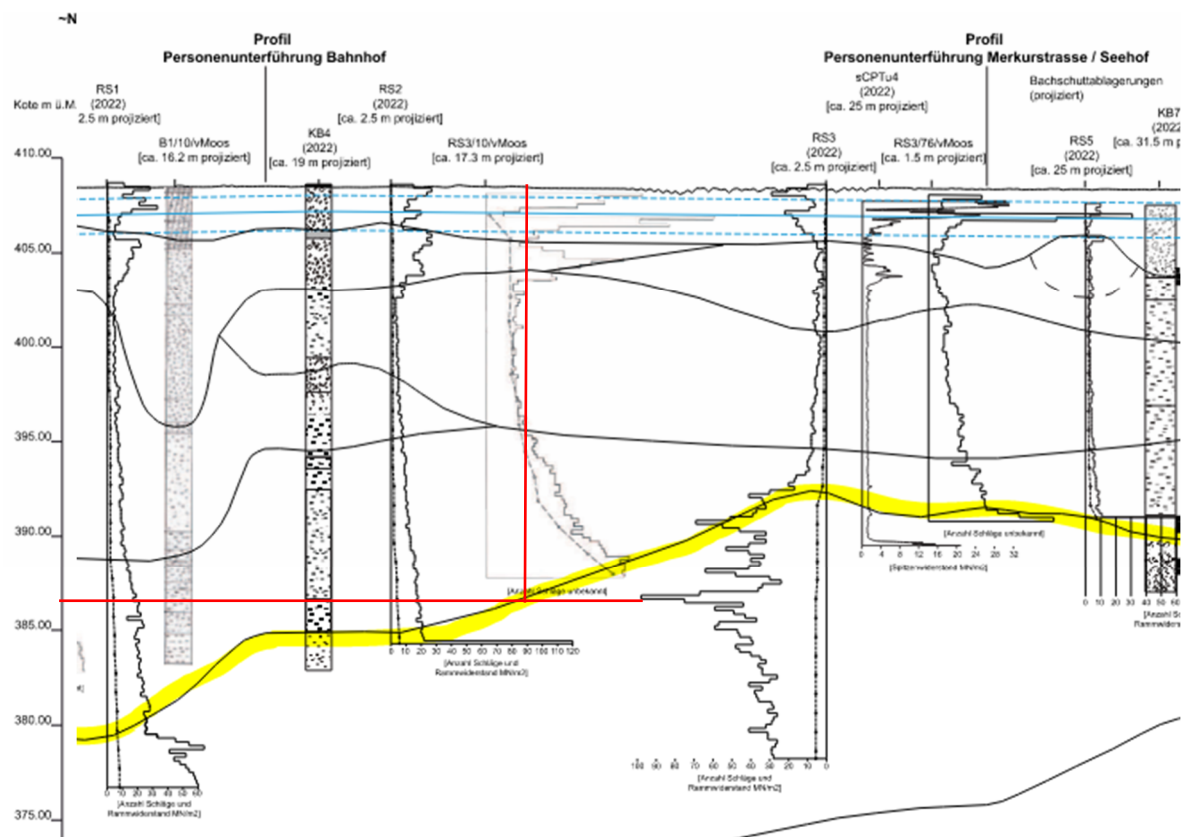


Abbildung 24: Auszug geologischer Bericht: Geologisches Profil LP Bahnhof, km 23.8 – 24.4

Maximale Zugkraft	$F_{\text{Ed, max}} = 70 \text{ kN}$	(Erdbeben, keine permanente Zugkraft)
Maximale Druckkraft	$F_{\text{Ed, min}} = -270 \text{ kN}$	(Fahrzeuganprall)

Innere Tragfähigkeit

Technische Daten

GEWI®-Pfahl B500B & S555/700

Nenn- durchmesser Ø	Streckgrenze/ Zugfestigkeit $f_{0.2k}/f_{tk}$	Querschnitts- fläche A	Last an der Streckgrenze F_{yk}	Bruchlast F_{tk}	Gewicht	Gewicht DKS	Zulassung
[mm]	[N/mm ²]	[mm ²]	[kN]	[kN]	[kg/m]	[kg/m]	
16	500/550	201	101	111	1,58	5,2	
20	500/550	314	157	173	2,47	5,9	○
25	500/550	491	245	270	3,85	7,0	○
28	500/550	616	308	339	4,83	8,6	○
32	500/550	804	402	442	6,31	9,5	○
36	500/550	1.020	510	560	7,99	11,9	
40	500/550	1.257	628	691	9,86	13,6	○
43	500/550	1.452	726	799	11,40	19,8	
50	500/550	1.963	982	1.080	15,41	21,0	○
57,5	555/700	2.597	1.441	1.818	20,38	27,1	
63,5	555/700	3.167	1.758	2.217	24,86	32,4	×
75	500/550	4.418	2.209	2.430	34,68	42,82	

Tabelle 11: Technische Daten Swiss GEWI

Äussere Tragfähigkeit

Mantelreibung $L_1 = 4.00 \text{ m}$ $q_{S1,k,1} = 230 \text{ kN/m}^2$

$L_2 = 1.00 \text{ m}$ $q_{S1,k,2} = 260 \text{ kN/m}^2$

Pfahlumfang $U = \pi \cdot D = \pi \cdot 219 \text{ mm} = 0.69 \text{ m}$

Widerstandsbeiwerte

Druckpfahl $\gamma_{M,a} = 1.30$

Zugpfahl $\gamma_{M,a} = 1.60$

Beiwert $\eta_a = 0.70$

Charakteristischer Wert des äusseren Tragwiderstandes

$$R_{a,k} = (4.0 \text{ m} \cdot 230 \text{ kN/m}^2 + 1.0 \text{ m} \cdot 260 \text{ kN/m}^2) \cdot 0.69 \text{ m} = 814.2 \text{ kN}$$

Nachweise

Druckpfahl $R_{a,d,Druck} = 0.70 \cdot R_{a,k} / 1.30 = 438.4 \text{ kN} \rightarrow \text{ok}$

Zugpfahl $R_{a,d,Zug} = 0.70 \cdot R_{a,k} / 1.60 = 356.2 \text{ kN} \rightarrow \text{ok}$

4.2.3. Durchstanznachweis Mikropfahl

Der Durchstanznachweis wird für die maximale Druckkraft geführt. Als statische Höhe wird der Abstand zwischen der Oberkante der Stahlplatte am Kopf des Mikropfahls und der Fundamentoberkante berücksichtigt.

Berechnungsgrundlage:

Schweiz, SIA262-2013 - (d) NS 2

Eingabewerte

Bemessungswert Durchstanzlast	Vd	=	315 kN	ke	= 0.65
Abzug innerhalb Nachweisschnitte. $gd = 10 \text{ kN/m}^2$; $qd = 0 \text{ kN/m}^2$	ΔVd	=	6 kN	ΔVd_{ua}	= 41 kN
Massgebende Durchstanzlast	$Vd - \Delta Vd$	=	309 kN	$Vd - \Delta Vd_{ua}$	= 274 kN
Plattenstärke $co = 25 \text{ mm}$; $cu = 25 \text{ mm}$	h	=	800 mm		
Bewehrung X-Richtung (1. oder 4. Lage)	$as_{1/4}$	=	13.40 cm ² /m	px	= 0.24 %
Bewehrung Y-Richtung (2. oder 3. Lage)	$as_{2/3}$	=	13.40 cm ² /m	py	= 0.25 %
Mittlere statische Höhe	d	=	550 mm	dv	= 300 mm
Beton Schubspannung C30/37	τ_{cd}	=	1.10 N/mm ²	D_{max}	= 32 mm
Stützenabmessungen	a / b	=	300 / 300 mm		
Max. Spannweiten $bsx = 657 \text{ mm}$; $bsy = 714 \text{ mm}$	lx / ly	=	1'800 / 2'600 mm		

Zwischenergebnisse

Länge des Nachweisschnittes	$u \cdot ke$	=	868 mm	$ua \cdot ke$	= 1'763 mm
Biegemomente in den Stützstreifen (min. Vergleichsmomente) NS 2	$msd_{x/y}$	=	158 / 162 kNm/m		
Biege widerstand in den Stützstreifen	$mRd_{x/y}$	=	315 / 309 kNm/m		

Tragfähigkeitsnachweise (mit Iterationen)

Widerstand OHNE Durchstanzsystem	VRd,c	=	438 kN	$\geq Vd - \Delta Vd$	$\Psi = 2.1$ %
----------------------------------	---------	---	--------	-----------------------	----------------

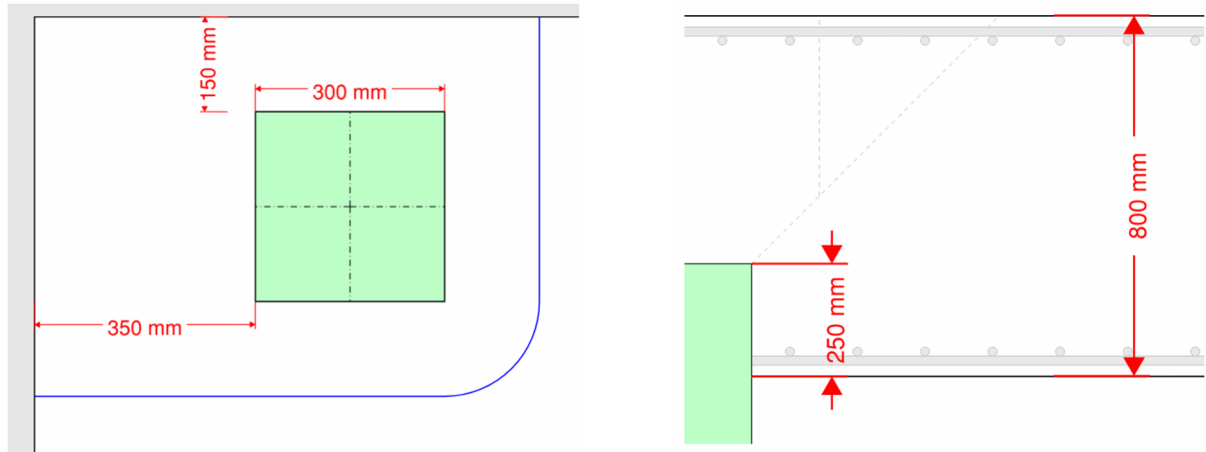


Abbildung 25: Kritischer Rundschnitt und Plattenstärke Durchstanznachweis

4.2.4. Anschlussnachweis Stützenfuss

Für den Anschluss am Stützenfuss wird eine Fussplatte 500 mm x 500 mm mit einer durchgeschweissten HV-Naht umlaufend an die Stütze geschweisst. Die Fussplatte wird mit Ankerstangen am Einzelfundament befestigt. In der nachfolgenden Tabelle sind die Schnittkräfte am Stützenfuss zusammengestellt.

K	min. max.	Abst. [m]	Nx [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	My [kNm]	Mz [kNm]	Massgebende Kombination
		L=4,150						
Nx	min	0	-240.2	-34.6	8.0	-47.8	-81.6	[1.35*EiG Konstruktion+1.35*EiG Auflast] (1.5*NL Dach) (0.854*Schnee_1+0.6*Wind 0°_S+0.854*Schnee_2)
	max	4.150	-75.4	-11.9	5.4	-8.7	21.3	[0.8*EiG Konstruktion+0.8*EiG Auflast] (1.5*Wind 0°) (0.7*NL Perron+0.7*Erdaufblast Perron)
Vy	min	0	-168.6	-51.3	0	-10.8	-108.4	[EiG Konstruktion+EiG Auflast] (Fahrzeuganprall-Y) (0.6*NL Perron+0.7*Erdaufblast Perron)
	max	0.900	-167.1	9.0	0	-10.8	-61.9	[EiG Konstruktion+EiG Auflast] (Fahrzeuganprall-Y)
Vz	min	0	-158.9	-28.0	-21.2	-103.3	-70.1	[EiG Konstruktion+EiG Auflast] (ER1 -) (0.6*NL Perron+0.7*Erdaufblast Perron)
	max	0	-139.0	-19.7	60.1	-65.2	-46.4	[EiG Konstruktion+EiG Auflast] (Fahrzeuganprall-X)
My	min	0	-201.5	-28.1	20.0	-115.6	-66.3	[1.35*EiG Konstruktion+1.35*EiG Auflast] (1.5*Wind 0°_S) (0.854*Schnee_2)
	max	0	-158.9	-28.0	-21.2	81.7	-70.1	[EiG Konstruktion+EiG Auflast] (ER1 +) (0.6*NL Perron+0.7*Erdaufblast Perron)
Mz	min	0	-168.6	-51.3	0	-10.8	-108.4	[EiG Konstruktion+EiG Auflast] (Fahrzeuganprall-Y) (0.6*NL Perron+0.7*Erdaufblast Perron)
	max	4.150	-151.2	-28.3	-20.8	-22.3	81.9	[EiG Konstruktion+EiG Auflast] (ER1 +) (0.6*NL Perron+0.7*Erdaufblast Perron)

Tabelle 12: Programmausgabe: Schnittkräfte Knoten 1 am Stützenfuss

Die massgebende Kombination wird zur Bestimmung der Ankerkräfte verwendet.

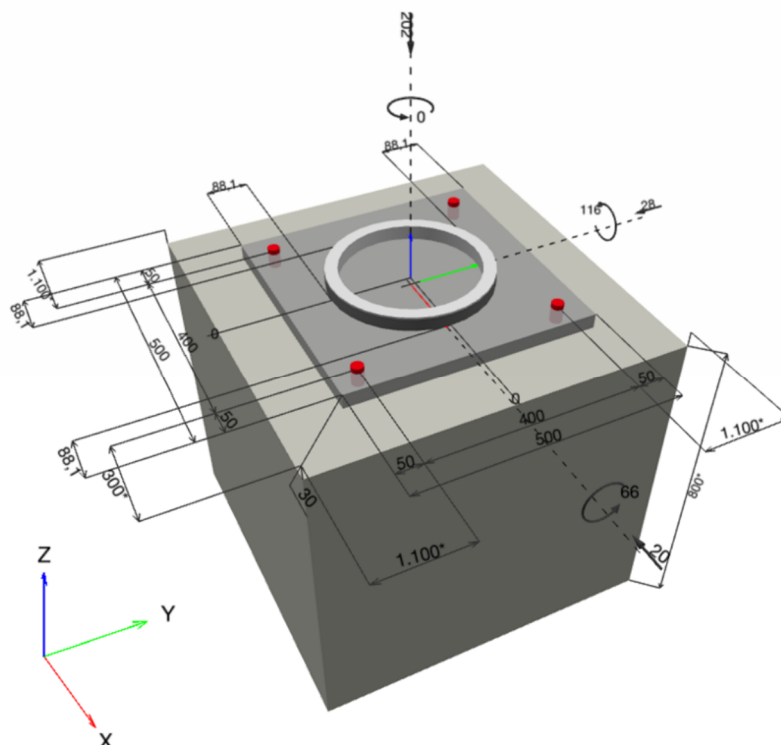


Abbildung 26: Geometrie [mm] und Belastungen [kN bzw. kNm] für die Ankerplatte

Die resultierenden Ankerkräfte für die massgebende Kombination sind in der nachfolgenden Abbildung dargestellt.

1.2 Lastfall/Resultierende Dübelkräfte

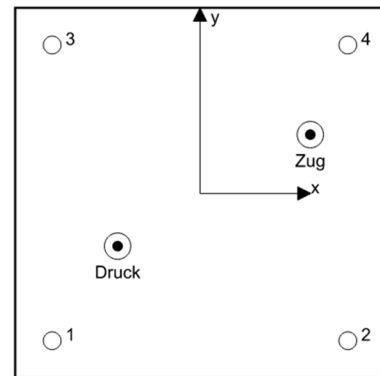
Resultierende Dübelkräfte [kN]

Normalkraft: +Zug -Druck

Dübel	Normalkraft	Querkraft	Querkraft x	Querkraft y
1	-0,005	9,712	-5,584	-7,946
2	96,145	7,256	-4,644	-5,575
3	40,397	7,456	-4,017	-6,282
4	181,885	10,016	-5,755	-8,197

Resulting tension force in (x/y)=(149,3/79,2): 318,422 [kN]

Resulting compression force in (x/y)=(-111,5/-72,4): 532,620 [kN]



Die Dübelkraft wird auf Grundlage einer komponentenbasierten Finite-Elemente-Methode (CBFEM) berechnet

Abbildung 27: Resultierende Ankerkräfte [kN]

Die Anker M25 werden für die maximale Zugkraft dimensioniert:

$$F_{t,Ed} = 181 \text{ kN} > F_{t,Rd} = 216 \text{ kN}$$

→ ok

4.3. Nachweis der Tragsicherheit Grenzzustand Typ 3

Für den Grenzzustand Typ 3 gilt die Tragsicherheit gemäss SIA 260 4.4.3 als nachgewiesen, wenn das nachfolgende Bemessungskriterium erfüllt ist:

$$E_d \leq R_d$$

Aussergewöhnliche Bemessungssituation:

$$E_d = G_k + A_d + \psi_{2i} Q_{ki}$$

Für das neue Perron-Zwischendach wird überprüft, ob der Erdwiderstand der Hinterfüllung die resultierenden horizontalen Auflagerlasten aus Wind, Schnee, Fahrzeuganprall und Erdbeben überschreitet.

Die Mikropfähle werden dabei mit der im Kapitel zur Modellierung beschriebenen Federsteifigkeit modelliert. Zusätzlich wird ein Linienlager an der Längsseite (L = 2.60 m) des Einzelfundamentes eingegeben. Der Grossteil der horizontalen Lasten wird über die geneigten Mikropfähle abgetragen.

Die maximalen Auflagerkräfte liefert die aussergewöhnliche Lastkombination Fahrzeuganprall.

$$E_{d,1} = 1.00 \cdot g_k + a_d = 1.00 \cdot (3.7 \text{ kN/m} + 1.1 \text{ kN/m}) - 18.1 \text{ kN/m} = -13.3 \text{ kN}$$

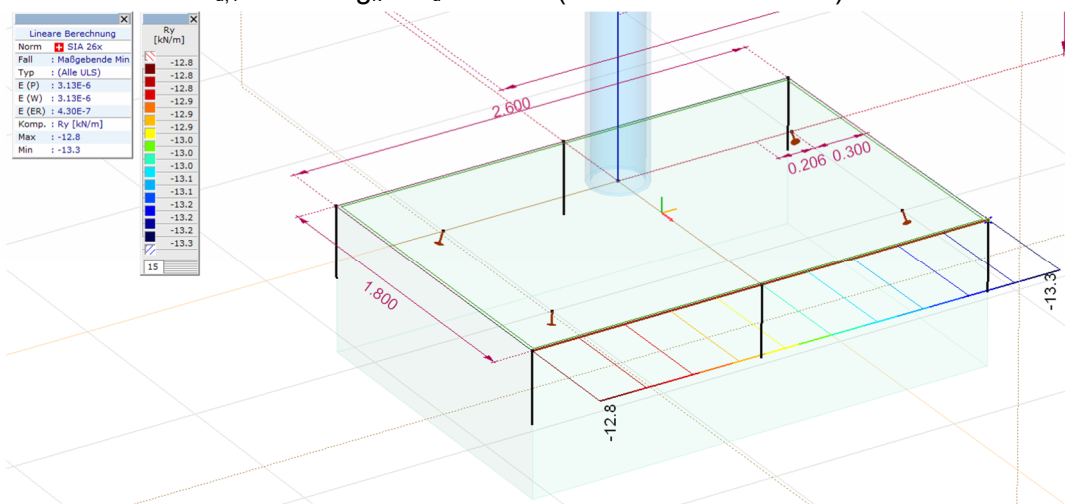


Abbildung 28: Programmausgabe: Minimale Linienauflagerkraft R_y [kN/m]

Der Erddruck wird als trapezförmig über die Fundamenthöhe verteilt angenommen und errechnet sich wie folgt:

Oben: $e_{ah} = \gamma \cdot z \cdot K_{agh} = 20 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.40 \text{ m} \cdot 0.47 = 3.8 \text{ kN/m}^2$

Unten: $e_{ah} = \gamma \cdot z \cdot K_{agh} = 20 \text{ kN/m}^3 \cdot 1.20 \text{ m} \cdot 0.47 = 11.3 \text{ kN/m}^2$

Gesamt: $E_{Rd} = 1.00 \cdot (3.8 \text{ kN/m}^2 + 11.3 \text{ kN/m}^2) / 2 \cdot 0.80 \text{ m} \cdot 2.60 \text{ m} = 15.7 \text{ kN}$

Die maximale Auflagerlast an der Längsseite des Einzelfundaments überschreitet nicht den bemessungswert für den Erddruck, der Nachweis ist somit erbracht.

Aufgrund der Ausführung einer Tiefgründung auf Mikropfählen sind keine weiteren Nachweise im Grenzzustand Typ 3 notwendig.

4.4. Nachweis der Tragsicherheit Grenzzustand Typ 4

Das Tragwerk wird durch vorwiegend ruhende Einwirkungen beansprucht, daher wird auf die Nachweise im Grenzzustand Typ 4 (Ermüdung) verzichtet.

4.5. Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

Die in diesem Kapitel aufgeführten Abschnitte gelten für den Endzustand des Bauwerks. Für den Bauzustand wird die Gebrauchstauglichkeit der Konstruktion nicht nachgewiesen.

Die Nachweise der Gebrauchstauglichkeit werden nach SIA 260 4.4.4 für andauernde und vorübergehende Bemessungssituationen geführt und gelten als erbracht, wenn folgendes Bemessungskriterium erfüllt ist:

$$E_d \leq C_d$$

Zum Nachweis der Gebrauchstauglichkeit wird für das Einzelfundament die Setzung der Mikropfähle mit einer Handrechnung geprüft. Die maximalen Schnittkräfte zur Ermittlung der Setzung werden aus den folgenden Lastfällen bestimmt.

seltene Lastfälle: $E_d = G_k + Q_{k1} + \psi_{0i} Q_{ki}$

häufige Lastfälle: $E_d = G_k + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{2i} Q_{ki}$

Quasi-ständige Lastfälle: $E_d = G_k + \psi_{2i} Q_{ki}$

Die maximalen Auflagerlasten (als Druckkräfte negativ) liefert die seltene Kombination:

$$E_d = G_{k,EiG} + G_{k,Aufl} + G_{k,Erd} + Q_{k1} + \Psi_{0,3} \cdot (Q_{k3,1} + Q_{k3,2}) + \Psi_{0,4} \cdot Q_{k4}$$

$$E_d = 66.8 \text{ kN} + 77.6 \text{ kN} + 9.3 \text{ kN} + 14.5 \text{ kN} + 0.85 \cdot (25.5 \text{ kN} + 2.2 \text{ kN}) + 0.40 \cdot 7.8 \text{ kN}$$

$$E_d = 194.9 \text{ kN}$$

Ansatz nach Cassan gemäss Bodenmechanik und Grundbau – Verhalten von Böden und Fels und die wichtigsten grundbaulichen Konzepte, Seite 211 [20]:

Kraft $F = A \cdot \sigma_0$

Daraus ergibt sich: $\sigma_0 = F / A$

Bohrpfahldurchmesser $D = 219 \text{ mm}$

Querschnittsfläche Bohrpfahl $A = \pi \cdot D^2 / 4 = 0.04 \text{ m}^2$

Spannung $\sigma_0 = F / A = 194.9 \text{ kN} / 0.04 \text{ m}^2 = 5.2 \text{ MN/m}^2$

Setzung $s = \alpha \cdot \sigma_0$

Verformungsmodul des Bodens $E = 15 \text{ MN/m}^2$

E-Modul des Pfahls: $E_b = 25'000 \text{ MN/m}^2$

$$B = 0.42 E = 6.3 \text{ MN/m}^2$$

$$R = 4.5 E = 67.5 \text{ MN/m}^2$$

Einbindelänge

$$L = h = 5.00 \text{ m}$$

Beiwert

$$a^2 = \frac{4B}{DE_b} [\text{m}^{-2}]$$

$$a = 0.068 \text{ m}^{-1}$$

$$\alpha = \frac{D \left(1 + \frac{R}{a D E_b} \tan h (ah) \right)}{R + a D E_b \tan h (ah)}$$

$$\alpha = 12.2 \cdot 10^{-4} [\text{m}^3/\text{MN}]$$

Maximale Setzung

$$s = 6.4 \text{ mm}$$

4.6. Nachweis der Rissbreitenbegrenzung

Der Nachweis der Rissbreitenbegrenzung ist für das Einzelfundament nicht relevant.

4.7. Bewehrungsskizzen

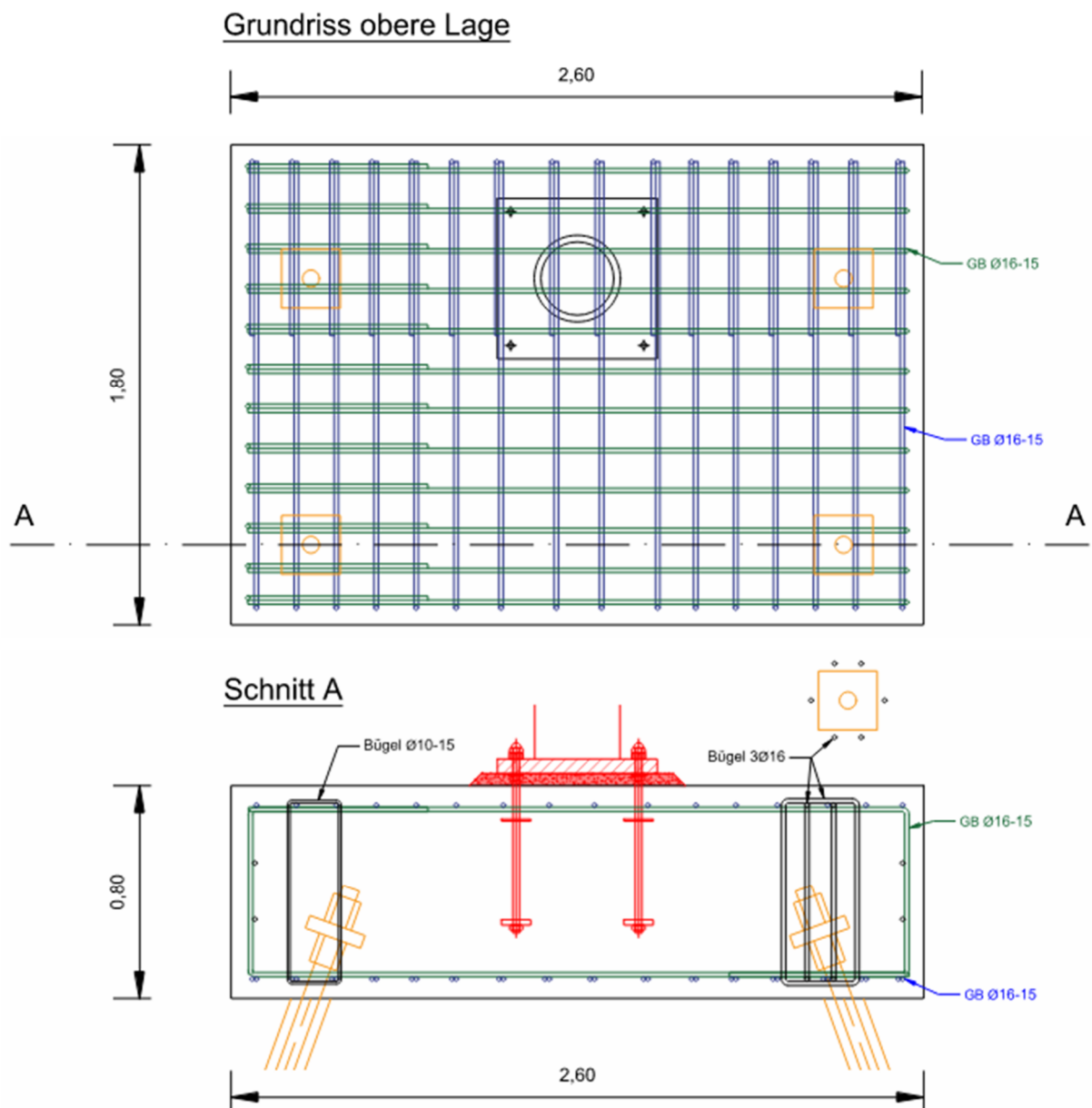


Abbildung 29: Bewehrungsskizze Einzelfundament

Prinzipskizze

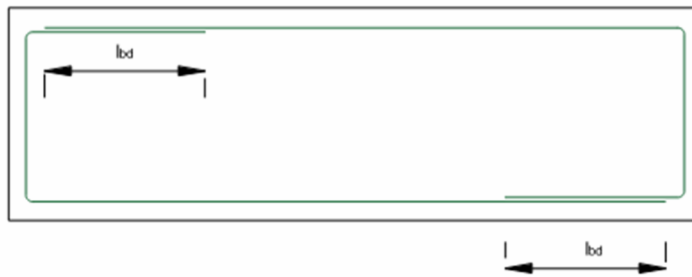


Abbildung 30: Prinzipskizze Verlegung Grundbewehrung