

Linie:

SBB 720

SOB 670

12.602.05

Bezeichnung:

Zürich - Ziegelbrücke

Wädenswil - Einsiedeln

km:

22.2 - 25.9

0.0 – 1-1

Kantone:

Zürich, Schwyz

Gemeinden:

Wädenswil, Richterswil, Freienbach

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 1: Stahlstruktur

Linie: 720

km: 23.994

SBB, Infrastruktur

Vulkanplatz 11, 8048 Zürich

Dok. Nr.

WAE_BP_12.602.05_BAT-IB_STB-Stahl_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_12.602.05_BAT-IB_STB-Stahl_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 Gewähr.

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	12
2.4.	Verwendete Software	12
3.	Modellbildung.....	13
3.1.	Geometrie statisches System.....	13
3.2.	Lagerungsbedingungen.....	14
3.3.	Anschlüsse.....	15
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.	Plausibilitätskontrolle Nebenträger	25
4.2.2.	Plausibilitätskontrolle Hauptträger	27
4.2.3.	Plausibilitätskontrolle Stütze	30
4.2.4.	Anschlüsse	34
4.3.	Nachweis der Tragsicherheit Grenzzustand Typ 3	39
4.4.	Nachweis der Tragsicherheit Grenzzustand Typ 4	39
4.5.	Nachweis der Gebrauchstauglichkeit	39

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Baustoffe bestehender Bauteile	10
Tabelle 2: Baustoffe neu zu erstellende Bauteile	11
Tabelle 3: Baugrundmodell und charakteristische Baugrundwerte	11
Tabelle 4: Programmausgabe: Knotenaufleger Fundament Perron-Zwischendach	15
Tabelle 5: Programmausgabe: Linienauflager Fundament Perron-Zwischendach	15
Tabelle 6: Programmausgabe: Knotenaufleger Hauptträger 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: Verweis auf Ziffern für die erforderlichen Festigkeits- und Stabilitätsnachweise SIA 263	25
Tabelle 12: Programmausgabe: massgebende Schnittgrössen für das Anschlussdetail	38
Tabelle 13: Einwirkungen, Last- und Reduktionsbeiwerte für den Gebrauchstauglichkeitsnachweis	40
Tabelle 14: Richtwerte für die Durchbiegung und die horizontale Auslenkung	40

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	13
Abbildung 7: Programmausgabe: Material	13
Abbildung 8: Programmausgabe: Querschnitte	14
Abbildung 9: Eigengewicht Auflasten	17
Abbildung 10: Veränderliche Einwirkung: Nutzlast auf dem Dach	17
Abbildung 11: Veränderliche Einwirkung: Nutzlast auf dem Perron	18
Abbildung 12: Veränderliche Einwirkung: Schneelast auf der Dachfläche	18
Abbildung 13: Veränderliche Einwirkung: Windlasten ohne Schnee (0 °, 15 °, 45 ° und 90 °)	19
Abbildung 14: Veränderliche Einwirkung: Windlasten mit Schnee (0 °, 15 °, 45 ° und 90 °)	19
Abbildung 15: Veränderliche Einwirkung: Erdauflast Perron	20
Abbildung 16: Aussergewöhnliche Einwirkung: Anpralllast in X- und in Y-Richtung	20
Abbildung 17: Programmeingabe Erdbebenlasten: Bemessungsspektrum horizontale Lasten	21
Abbildung 18: Programmeingabe Erdbebenlasten: Bemessungsspektrum vertikale Lasten	21
Abbildung 19: Programmausgabe: Max. Stahlspannungen von Mises aus allen Lastkombinationen	24

Abbildung 20: Programmausgabe: Max. Stahlspannungen von Mises ohne Anschluss an Bestand	24
Abbildung 21: Programmausgabe: Maximale Schnittkräfte N_x [kN] in den Nebenträgern	25
Abbildung 22: Programmausgabe: Maximale Schnittkräfte V_z [kN] in den Nebenträgern	25
Abbildung 23: Programmausgabe: Maximale Schnittkräfte M_y [kNm] in den Nebenträgern	26
Abbildung 24: Programmausgabe: Maximale Schnittkräfte M_z [kNm] in den Nebenträgern	26
Abbildung 25: Programmausgabe: Maximale Schnittkraft N_x [kN] im Hauptträger	27
Abbildung 26: Programmausgabe: Maximale Schnittkraft V_z [kN] im Hauptträger	28
Abbildung 27: Programmausgabe: Maximale Schnittkraft M_y [kNm] im Hauptträger	28
Abbildung 28: Programmausgabe: Maximale Schnittkraft M_z [kNm] im Hauptträger	28
Abbildung 29: Programmausgabe: Maximale Schnittkraft N_x [kN] in der Stütze	30
Abbildung 30: Programmausgabe: Maximale Schnittkraft V_y [kN] und V_z [kN] in der Stütze	30
Abbildung 31: Programmausgabe: Maximale Schnittkraft M_y [kNm] in der Stütze	31
Abbildung 32: Programmausgabe: Maximale Schnittkraft M_z [kNm] in der Stütze	31
Abbildung 33: Detailschnitte Stahlanschluss Stütze und Querträger an Längsträger	37
Abbildung 34: Detailschnitte Stahlanschluss zwischen Neubau und Bestand	38

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 Stahlbauteile für das neue Zwischendach statisch nachgewiesen. Für die Gründungsbauteile 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

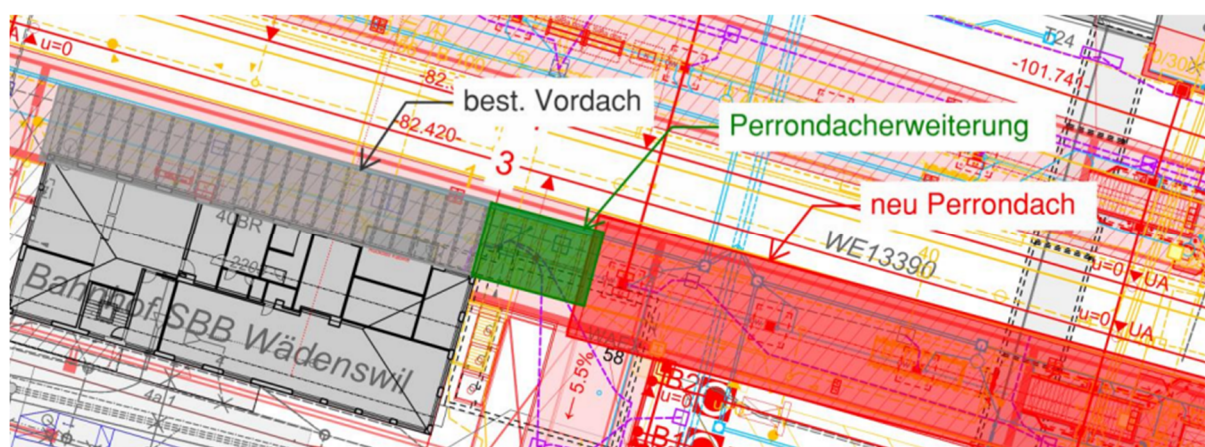
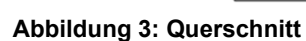
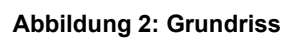


Abbildung 1: Lage Perron-Zwischendach im Bereich Bahnhof Wädenswil

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



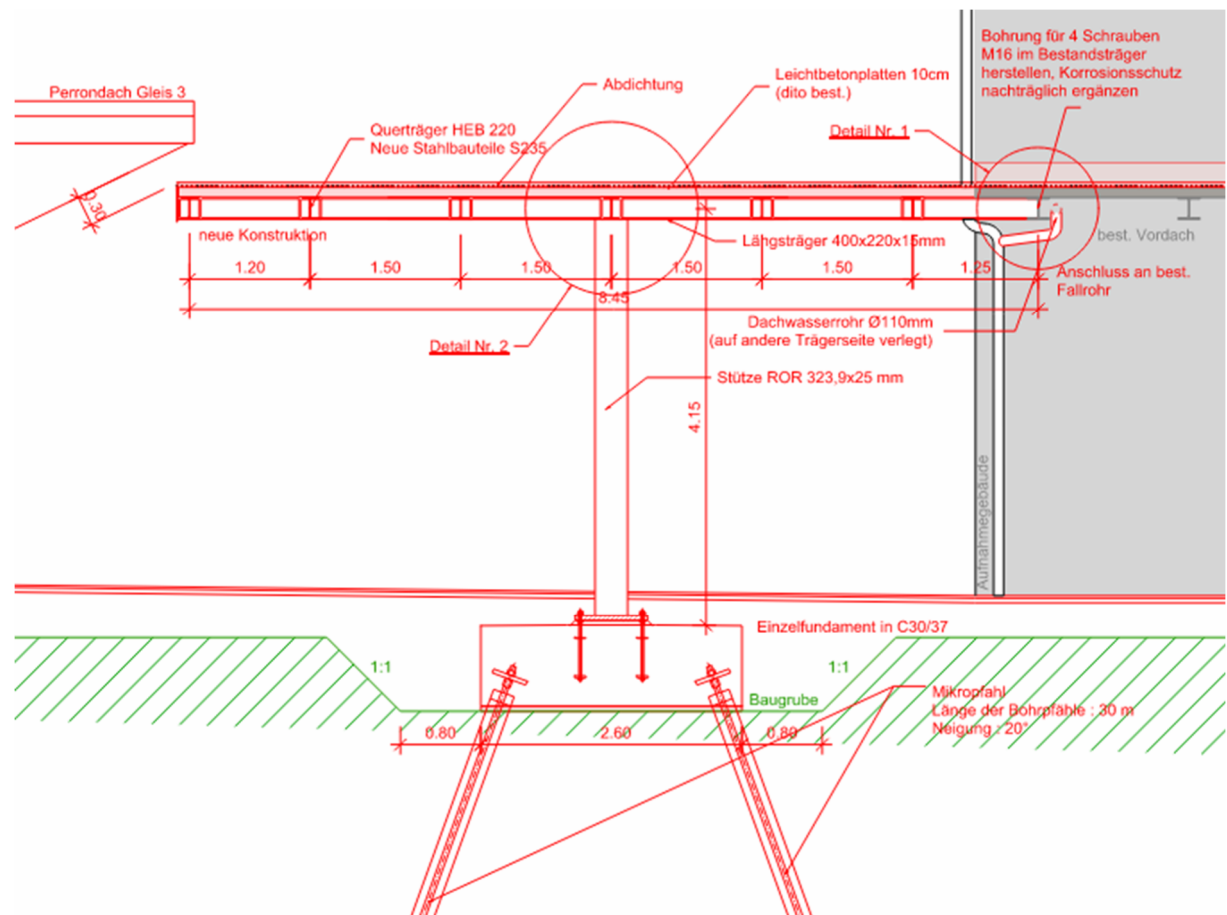


Abbildung 4: Längsschnitt

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 berücksichtigt
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	$F_{t,Rd} = 216 \text{ kN}$	$f_{tk} = 850 \text{ N/mm}^2$ $f_{yk} = 700 \text{ N/mm}^2$ $\epsilon_{10} = 25\%$	Hochfester nicht-rostender Rundstahl gerippt mit Endgewinde SZS C5

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 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: $10^{-5}-10^{-4} \text{ [m/s]}$
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: $10^{-6}-10^{-4} \text{ [m/s]}$
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: $10^{-5}-10^{-3} \text{ [m/s]}$
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: $10^{-8}-10^{-7} \text{ [m/s]}$
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: $10^{-8}-10^{-7} \text{ [m/s]}$
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: $10^{-5}-10^{-3} \text{ [m/s]}$

Tabelle 3: Baugrundmodell und charakteristische Baugrundwerte

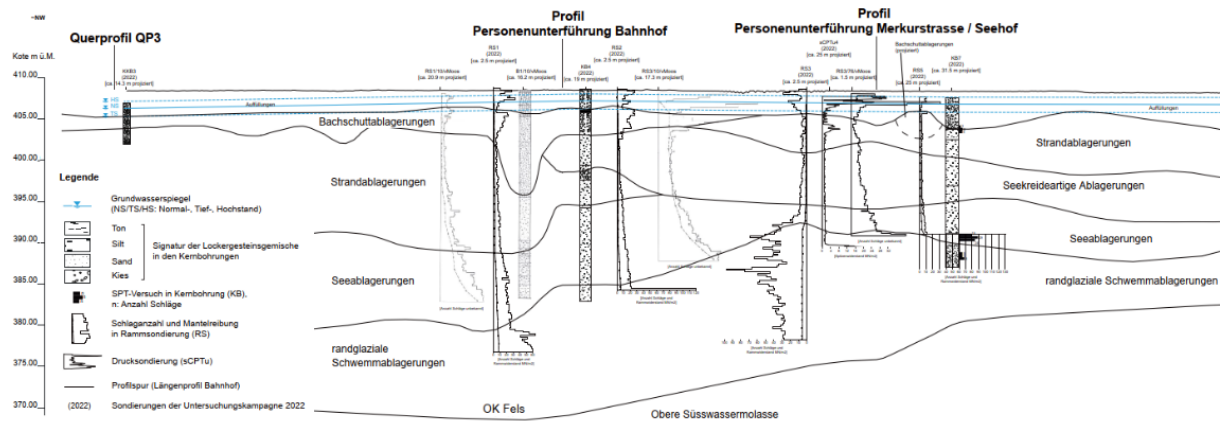


Abbildung 5: Geologisches Profil

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

Die Stahlkonstruktion wird mit der Software Axis VM X7 statisch nachgewiesen und mittels verschiedener Handrechnungen auf Plausibilität geprüft.

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.

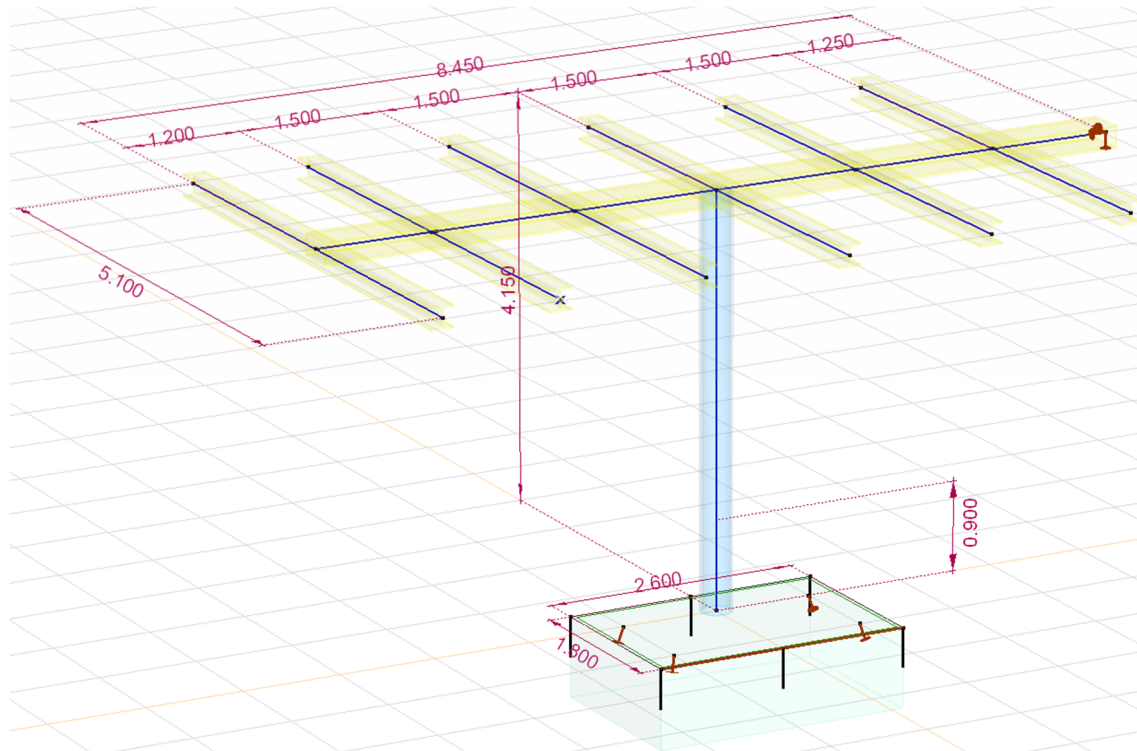


Abbildung 6: Statisches System Perron-Zwischendach

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 und Querschnitte.

1 S 235

Typ: Stahl	SIA 26x (Schweiz), SN EN 10025	Lineare
	Material  E = 210000 N/mm ²	$f_y = 235.00 \text{ N/mm}^2$
	Kontur  $\nu = 0.30$	$f_{tk} = 360.00 \text{ N/mm}^2$
	$\alpha_T = 1E-5 \text{ 1/}^\circ\text{C}$	$f_{ty} = 215.00 \text{ N/mm}^2$
	$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$	$f_{tz} = 340.00 \text{ N/mm}^2$

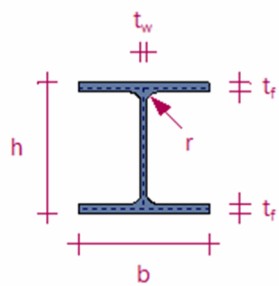
2 C30/37

Typ: Beton	SIA 26x (Schweiz), SN EN 206	Lineare
	Material  E = 33700 N/mm ²	$f_{ck} = 30.00 \text{ N/mm}^2$
	Kontur  $\nu = 0.20$	$\gamma_c = 1.500$
	$\alpha_T = 1E-5 \text{ 1/}^\circ\text{C}$	$\phi_t = 2.00$
	$\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$	

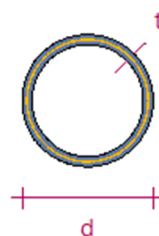
Name: Materialname; Typ: Materialtyp; Modell: Materialmodell; E_x : E-Modul in lokaler x-Richtung; E_y : E-Modul in lokaler y-Richtung; ν : Poissonzahl; α_T : Wärmeausdehnungskoeffizient; ρ : Dichte; Material: Materialfarbe; Kontur: Konturfarbe des Materials;

Abbildung 7: Programmausgabe: Material

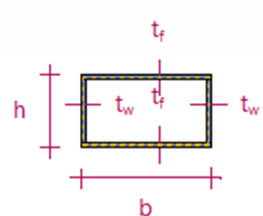
1 HE 220 B

	Herstellung: Gewalzt	Form: I	Sp.p.: 9			
	h = 220.0 mm	Ax = 9105.42 mm ²	W _{1,el,t} = 735632.5 mm ³	i _y = 94.3 mm		
	b = 220.0 mm	Ay = 6276.26 mm ²	W _{1,el,b} = 735632.5 mm ³	i _z = 55.9 mm		
	tw = 9.5 mm	Az = 2008.65 mm ²	W _{2,el,t} = 258480.6 mm ³	Hy = 220.0 mm		
	tf = 16.0 mm	I _x = 781768.1 mm ⁴	W _{2,el,b} = 258480.6 mm ³	H _z = 220.0 mm		
	r = 18.0 mm	I _y = 8.092E+7 mm ⁴	W _{1,pl} = 827160.4 mm ³	y _G = 110.0 mm		
		I _z = 2.8433E+7 mm ⁴	W _{2,pl} = 393895.7 mm ³	z _G = 110.0 mm		
		I _{yz} = 0 mm ⁴				
		I ₁ = 8.092E+7 mm ⁴				
		I ₂ = 2.8433E+7 mm ⁴				
		α = 0 °				
		I _w = 2.891E+11 mm ⁶				

2 ROR 323,90* 25,0

	Herstellung: Gewalzt	Form: Rohr	Sp.p.: 5			
	h = 323.9 mm	Ax = 23445.77 mm ²	W _{1,el,t} = 1626004.0 mm ³	i _y = 106.0 mm		
	b = 323.9 mm	Ay = 11859.53 mm ²	W _{1,el,b} = 1626004.0 mm ³	i _z = 106.0 mm		
	tw = 25.0 mm	Az = 11859.53 mm ²	W _{2,el,t} = 1626004.0 mm ³	Hy = 323.9 mm		
	tf = 25.0 mm	I _x = 5.2744E+8 mm ⁴	W _{2,el,b} = 1626004.0 mm ³	H _z = 323.9 mm		
		I _y = 2.6333E+8 mm ⁴	W _{1,pl} = 2238057.0 mm ³	y _G = 162.0 mm		
		I _z = 2.6333E+8 mm ⁴	W _{2,pl} = 2238071.0 mm ³	z _G = 162.0 mm		
		I _{yz} = 0 mm ⁴				
		I ₁ = 2.6333E+8 mm ⁴				
		I ₂ = 2.6333E+8 mm ⁴				
		α = 0 °				
		I _w = 0 mm ⁶				

5 220x400x15

	Herstellung: Geschweisst	Form: Geschl.	Sp.p.: 9			
	h = 220.0 mm	Ax = 17700.00 mm ²	W _{1,el,t} = 1856638.0 mm ³	i _y = 90.0 mm		
	b = 400.0 mm	Ay = 10688.50 mm ²	W _{1,el,b} = 1856638.0 mm ³	i _z = 144.8 mm		
	tw = 15.0 mm	Az = 4395.63 mm ²	W _{2,el,t} = 1304068.0 mm ³	Hy = 400.0 mm		
	tf = 15.0 mm	I _x = 3.2482E+8 mm ⁴	W _{2,el,b} = 1304068.0 mm ³	H _z = 220.0 mm		
		I _y = 1.4345E+8 mm ⁴	W _{1,pl} = 2297250.0 mm ³	y _G = 200.0 mm		
		I _z = 3.7133E+8 mm ⁴	W _{2,pl} = 1500750.0 mm ³	z _G = 110.0 mm		
		I _{yz} = 0 mm ⁴				
		I ₁ = 3.7133E+8 mm ⁴				
		I ₂ = 1.4345E+8 mm ⁴				
		α = 90.00 °				
		I _w = 2.3914E+11 mm ⁶				

Name: Querschnittsname; Herstellung: Herstellungsmethode; Form: Querschnitt; h: Querschnittshöhe; b: Querschnittsbreite; tw: Stegdicke; tf: Flanschdicke; r₁, r₂, r₃: Ausrundungsradius; Ax: Querschnittsfläche; Ay, Az: Schubfläche; I_x, I_z: Trägheitsmoment; I_{yz}: Zentrifugalträgheitsmoment; I₁, I₂: Haupt-Biegeträgheitsmoment; α: Haupttrichtung; I_w: Verwölbung; W_{1,el,t}, W_{1,el,b}, W_{2,el,t}, W_{2,el,b}: Elastischer Querschnittsmodul; W_{1,pl}, W_{2,pl}: Plastischer Querschnittsmodul; i_y, i_z: Trägheitsradius; Hy: Querschnittsmaß in lokaler y Richtung; H_z: Querschnittsmaß in lokaler z Richtung; y_G: y-Koordinate des Schwerpunktes; z_G: z-Koordinate des Schwerpunktes; y_s: y-Koordinate des Schubmittelpunktes relativ zum Schwerpunkt; z_s: z-Koordinate des Schubmittelpunktes relativ zum Schwerpunkt; β_y, β_z, β_w: Wagner's Koeffizient; Sp.p.: Anzahl der Spannungsauswertungspunkte;

Abbildung 8: Programmausgabe: Querschnitte

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	α _x = 20 °	α _y = 0 °
Neigung Pfahlpaar Richtung Gleis	α _x = 20 °	α _y = 20 °
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 Bohrpfahl	$A = \pi \cdot D^2 / 4 = 0.04 \text{ m}^2$
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	$L = h = 5.00 \text{ m}$
Beiwert	$a^2 = \frac{4B}{DE_b} [\text{m}^{-2}]$
	$a = 0.068 \text{ m}^{-1}$

$$\alpha = D \frac{1 + \frac{R}{a D E_b} \tanh(ah)}{R + a D E_b \tanh(ah)}$$

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

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 4: Programmausgabe: Knotenaufleger Fundament Perron-Zwischendach

Neben den geeigneten 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 5: 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 Anschluss

ist nur notwendig, damit zwischen dem neuen und dem bestehenden Perrondach keine Lücke entsteht und ein durchgehender Dachaufbau angeordnet werden kann. Für die Standsicherheit der Konstruktion wird das Auflager nicht benötigt. Es wird im Kapitel zu den Gefährdungsbildern und Nachweisen gezeigt, dass die Schnittkräfte in den Stäben auch ohne das Auflager nicht den maximal zulässigen Wert übersteigen.

	Knot.	X [m]	Y [m]	Z [m]	Typ	Ref. elem	Name _x	K _x [kN/m]	K _{xV} [kN/m]	Name _y
1	5	0	4.250	4.150	Glob.		Starr - Verschiebung	1E+10	1E+10	Starr - Verschiebung

K _y [kN/m]	K _{yV} [kN/m]	Name _z	K _z [kN/m]	K _{zV} [kN/m]
1E+10	1E+10	Starr - Verschiebung	1E+10	1E+10

Knot.: Auflagerknoten; Typ: Typ des Auflagers; Ref. elem: Referenzelement; K_x, K_y, K_z: Anfangssteifigkeit;

Tabelle 6: Programmausgabe: Knotenaullager Hauptträger Perron-Zwischendach

Der Fusspunkt der Stahlstützen und die Stahlschlüsse 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 → 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 → ok		

3.4.2. Eigengewicht Auflasten

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

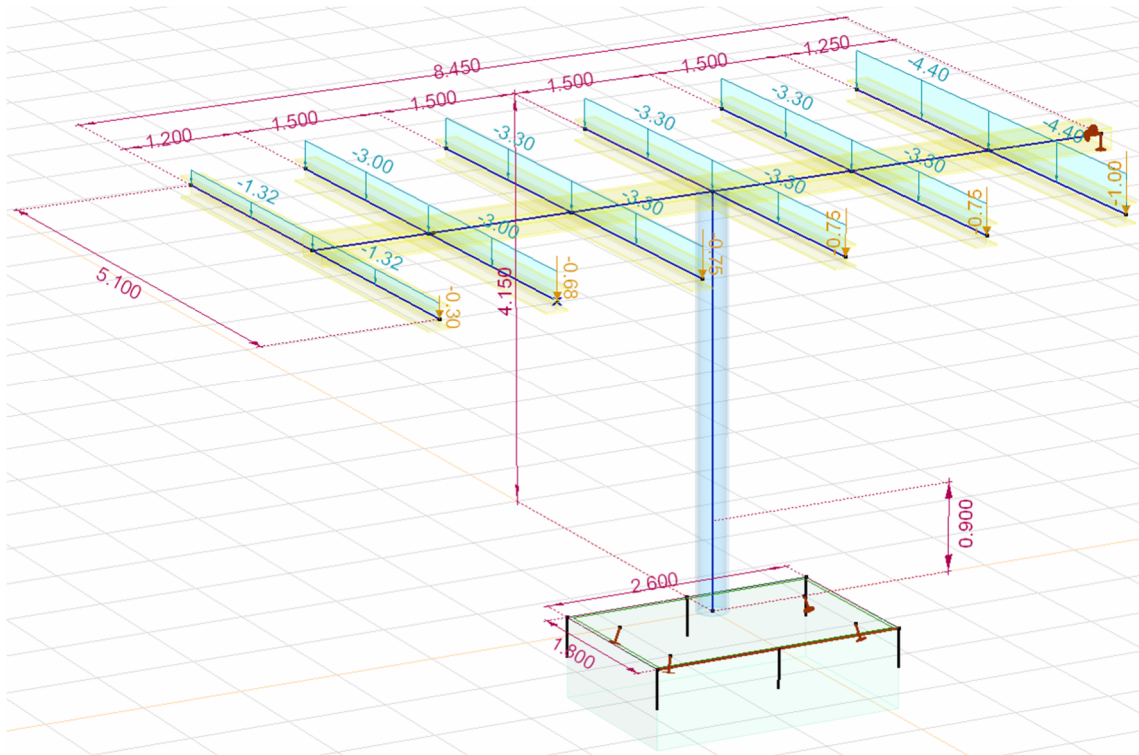


Abbildung 9: Eigengewicht Auflasten

3.4.3. Nutzlast auf dem Dach

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

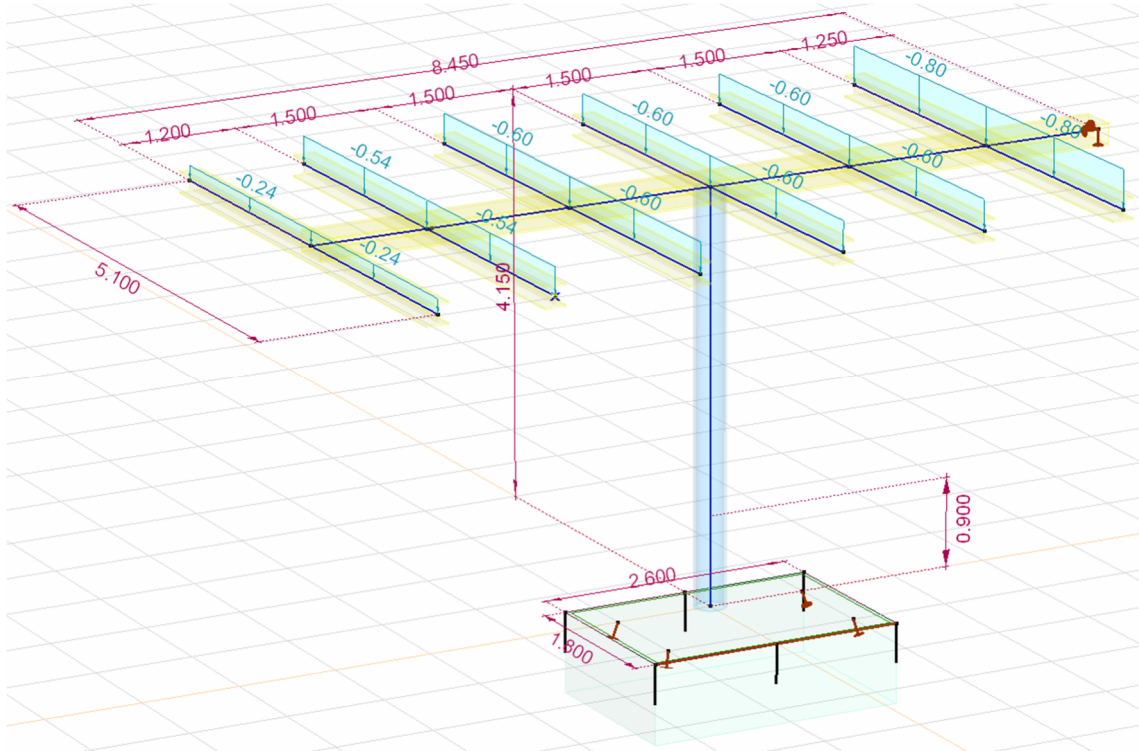


Abbildung 10: Veränderliche Einwirkung: Nutzlast auf dem Dach

3.4.4. Nutzlast auf dem Perron

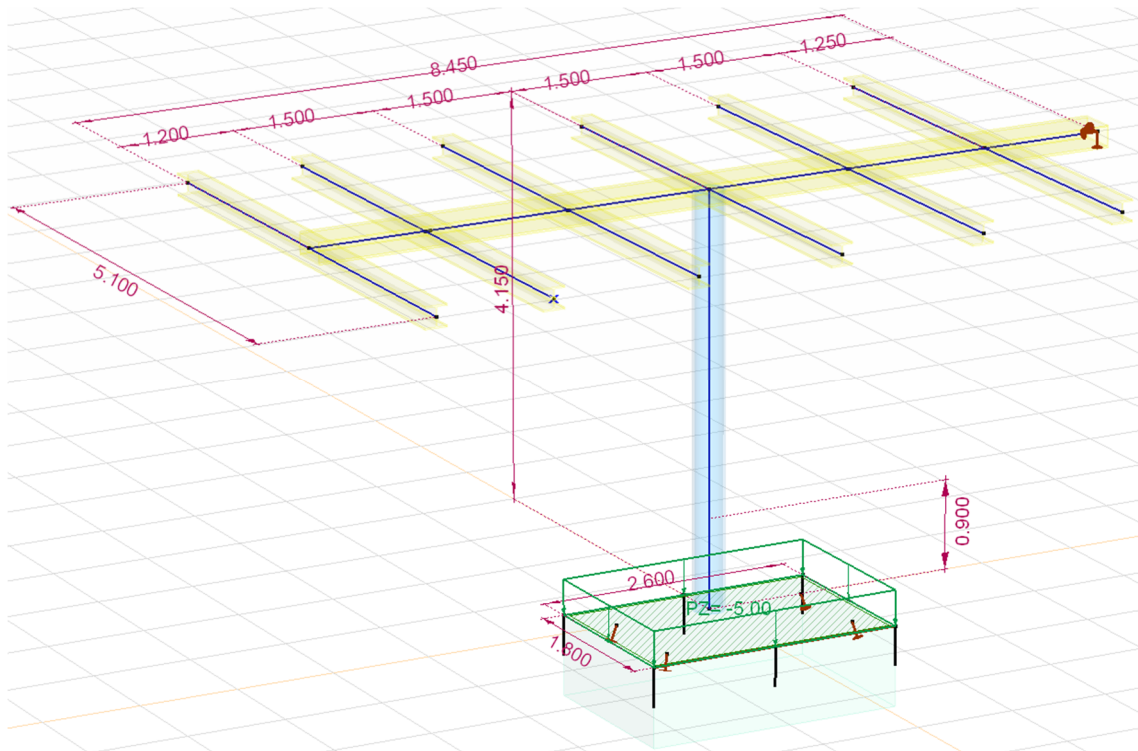


Abbildung 11: Veränderliche Einwirkung: Nutzlast auf dem Perron

3.4.5. Schneelast

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

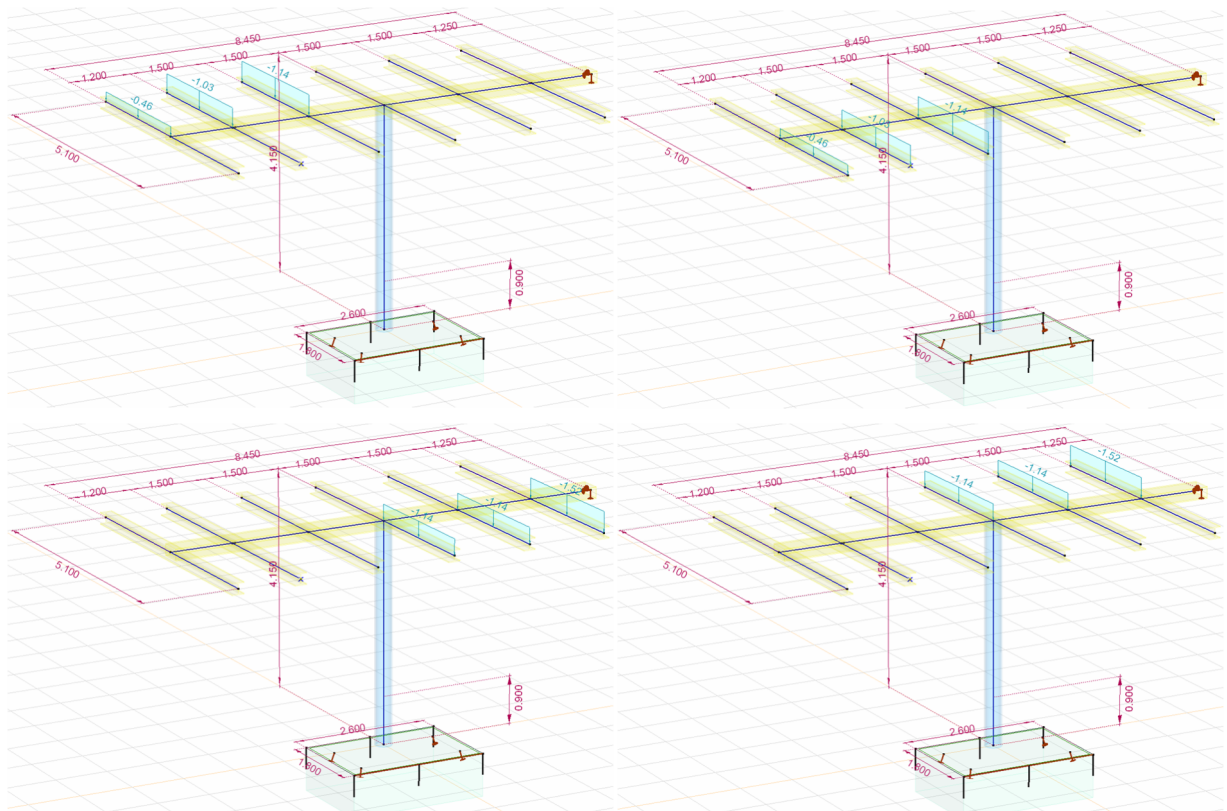


Abbildung 12: Veränderliche Einwirkung: Schneelast auf der Dachfläche

3.4.6. Windlast

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

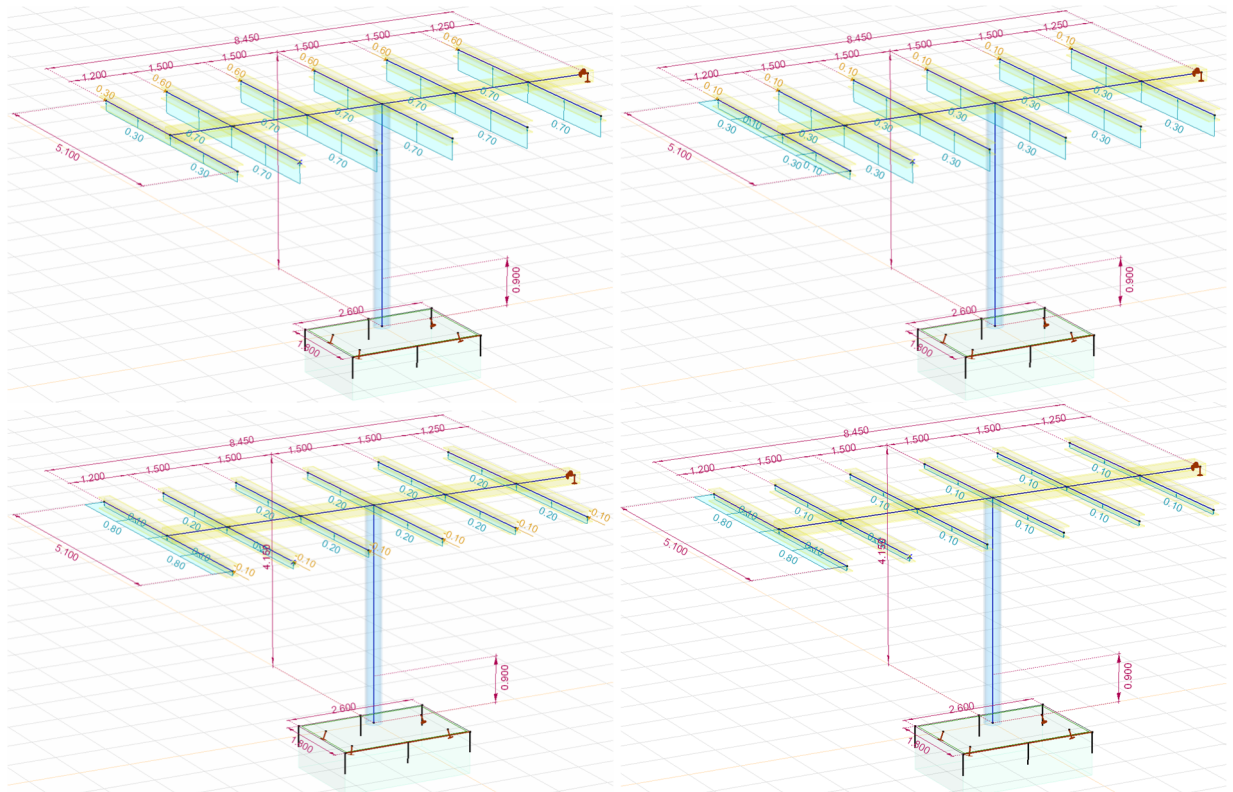


Abbildung 13: Veränderliche Einwirkung: Windlasten ohne Schnee (0°, 15°, 45° und 90°)

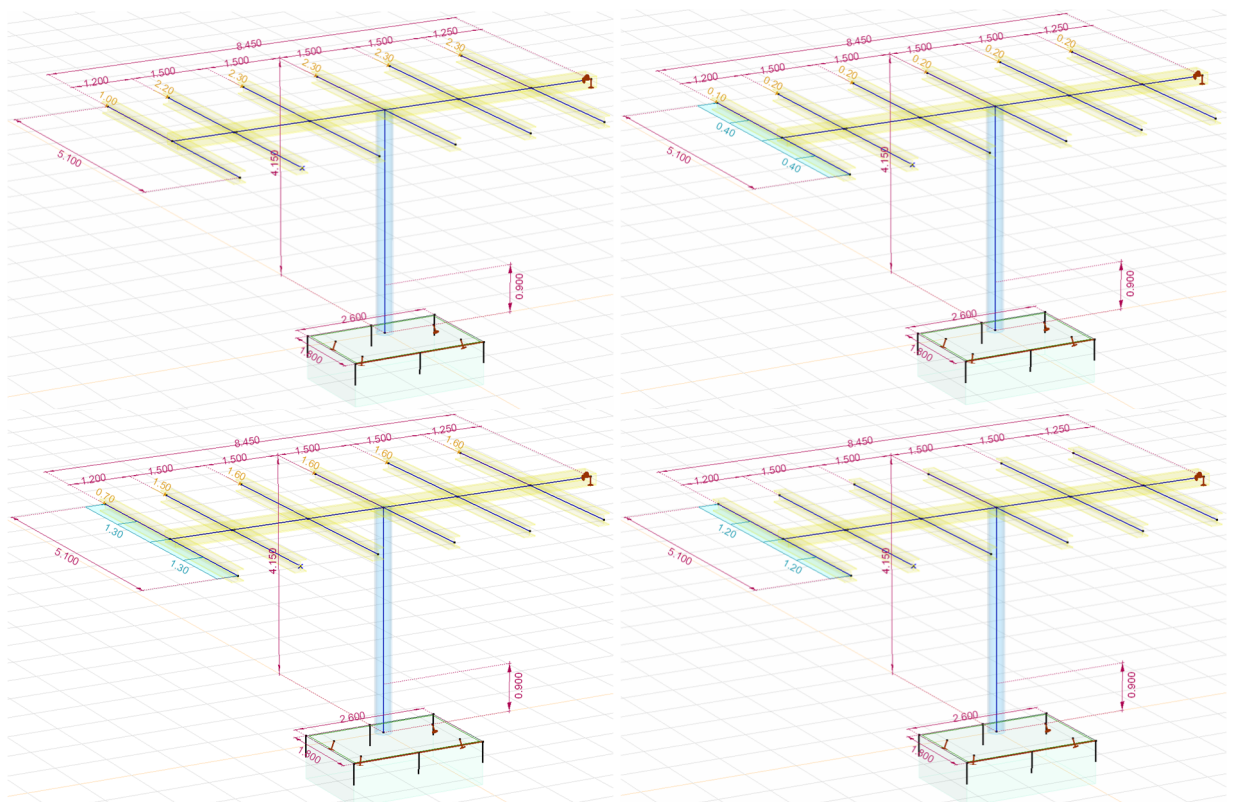


Abbildung 14: Veränderliche Einwirkung: Windlasten mit Schnee (0 °, 15 °, 45 ° und 90 °)

3.4.7. Erdauflast

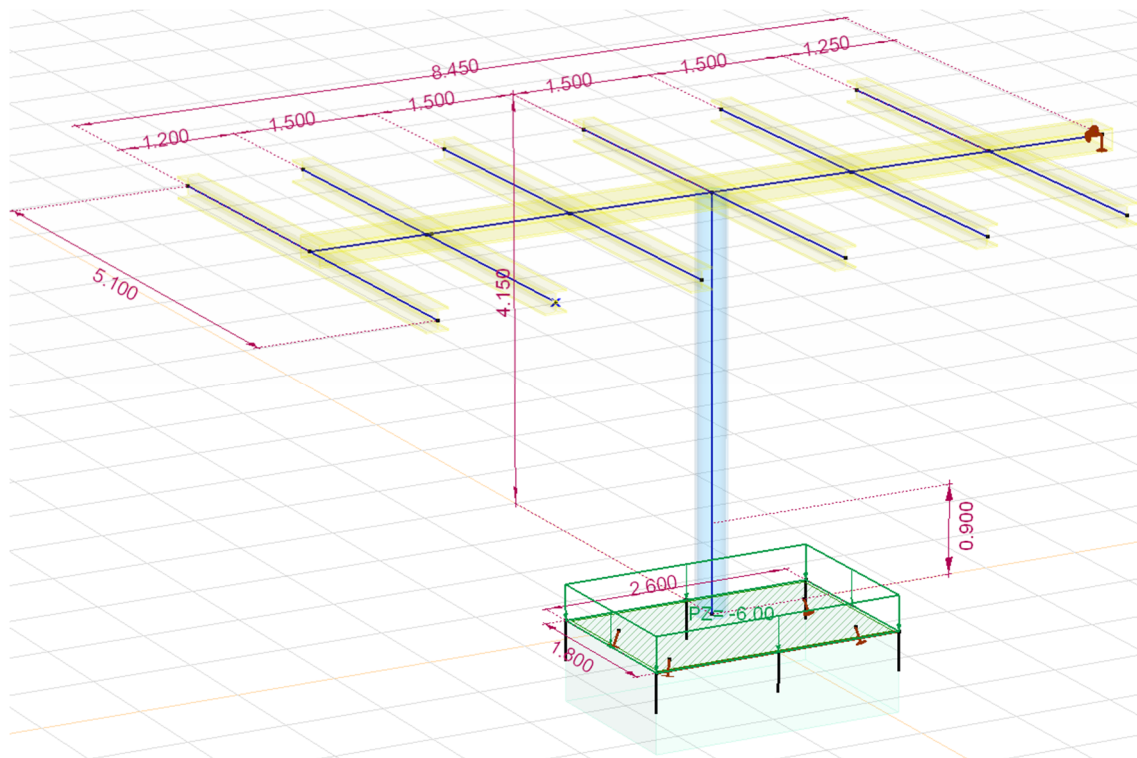


Abbildung 15: Veränderliche Einwirkung: Erdauflast Perron

3.4.8. Fahrzeuganprall

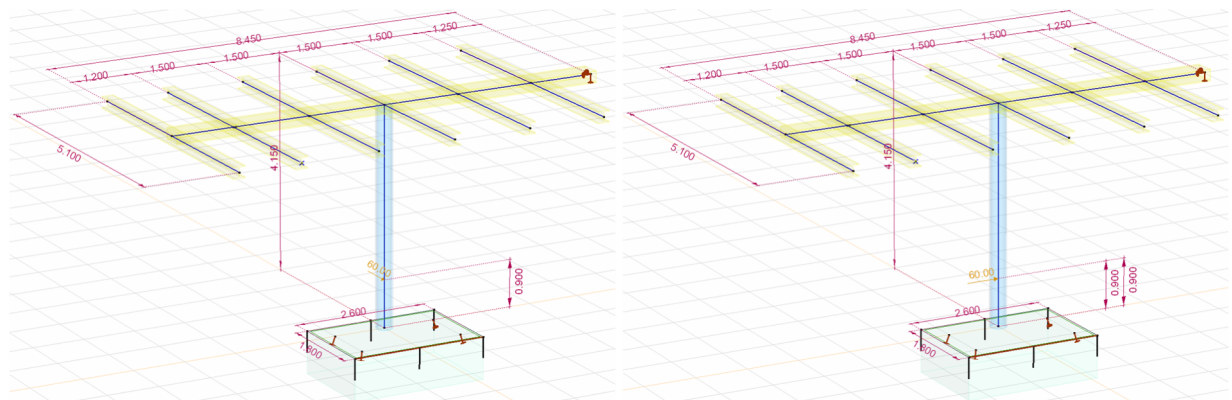


Abbildung 16: Aussergewöhnliche Einwirkung: Anpralllast in X- und in Y-Richtung

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.

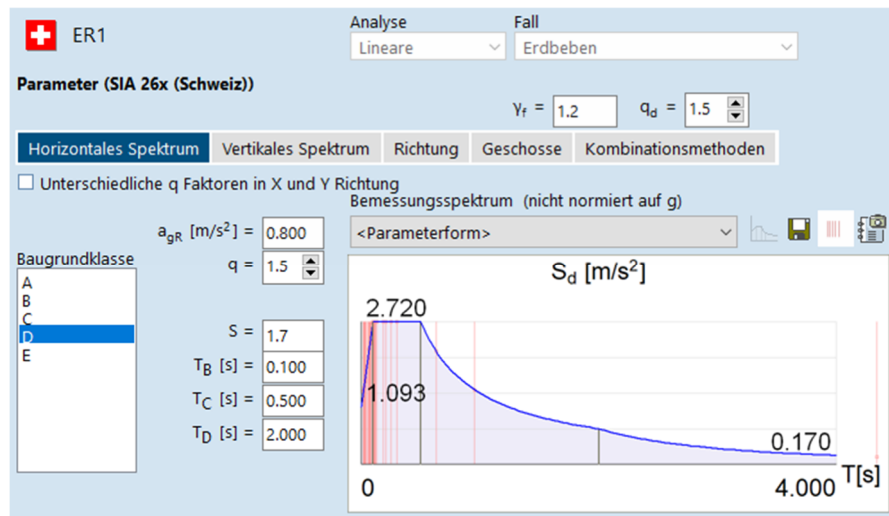


Abbildung 17: Programmeingabe Erdbebenlasten: Bemessungsspektrum horizontale Lasten

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.

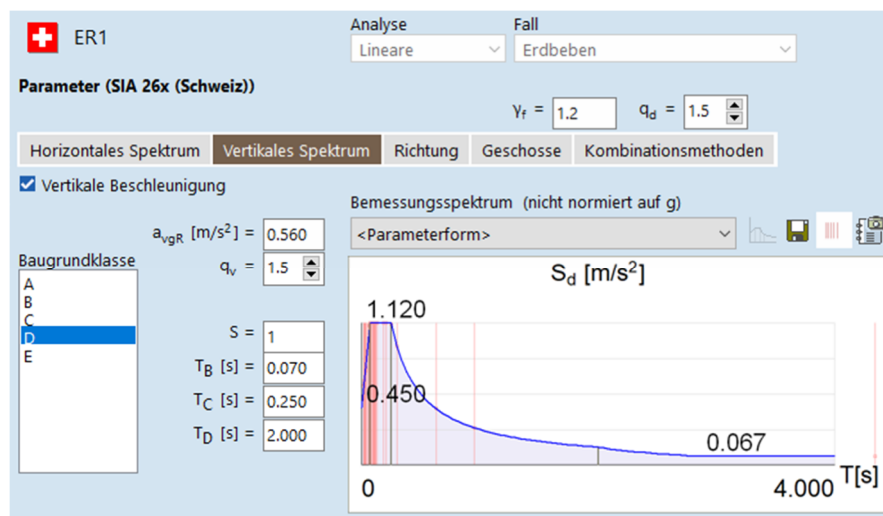


Abbildung 18: Programmeingabe Erdbebenlasten: Bemessungsspektrum vertikale Lasten

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 Stahlbauteile gemäss SIA 260, Kap. 4.4.3 und den Bestimmungen der Norm 263. 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

Ein Stabilitätsversagen des Tragwerks durch Kippen, Abheben oder Aufschwimmen ist nicht zu erwarten, daher wird auf den Nachweis Typ 1 verzichtet.

4.2. Nachweis der Tragsicherheit Grenzzustand Typ 2

Die Gesamtstabilität der Konstruktion wird am FE-Modell geprüft.

Nach SN EN 1993-1-1 5.2 sind Einflüsse der Tragwerksverformungen (Einflüsse aus Theorie II. Ordnung) in der Regel zu berücksichtigen, wenn die daraus resultierende Vergrösserung der Schnittgrössen nicht mehr vernachlässigt werden darf oder das Tragverhalten massgeblich beeinflusst wird. Das ist der Fall, wenn der Faktor, mit dem die Bemessungswerte der Belastung erhöht werden müsste, um die ideale Verzweigungslast des Gesamttragwerks zu erreichen für die elastische Berechnung kleiner als 10 ist. Die Knicksicherheit der Stahlkonstruktion wird am FE-Modell berechnet und ist grösser als 10, daher werden die Nachweise nach Theorie I. Ordnung geführt. Zusätzlich werden die Stabilitätsnachweise für die Einzelbauteile im Grenzzustand Typ 2 gesondert geführt.

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 maximalen Vergleichsspannungen für alle Lastkombinationen dargestellt. Als Grundwert ist dabei die zulässige Stahlspannung vorgegeben.

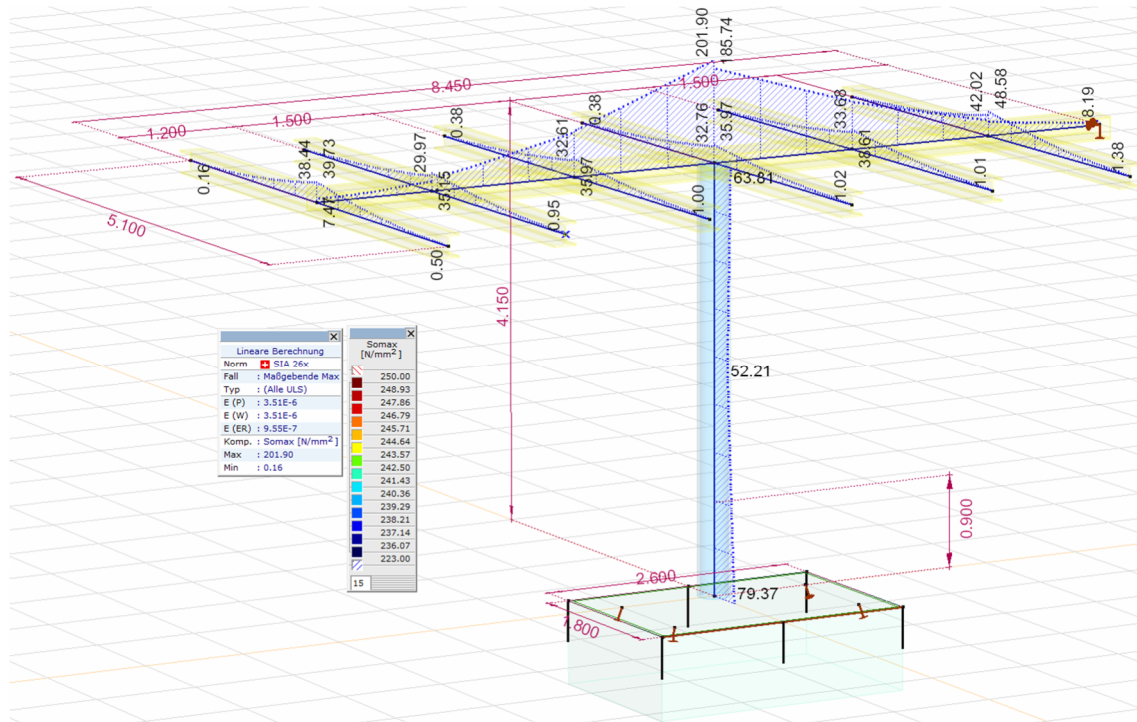


Abbildung 19: Programmausgabe: Max. Stahlspannungen von Mises aus allen Lastkombinationen

Durch eine Vergleichsrechnung wurde geprüft, wie sich die Schnittkräfte in den Stäben verhalten, wenn der Anschluss des neuen Perron-Zwischendachs an den Bestand vernachlässigt wird. In der nachfolgenden Abbildung ist erkennbar, dass das Auflager für die Standsicherheit der Konstruktion nicht notwendig ist und die Stahlspannungen auch ohne das Auflager im verträglichen Bereich liegen.

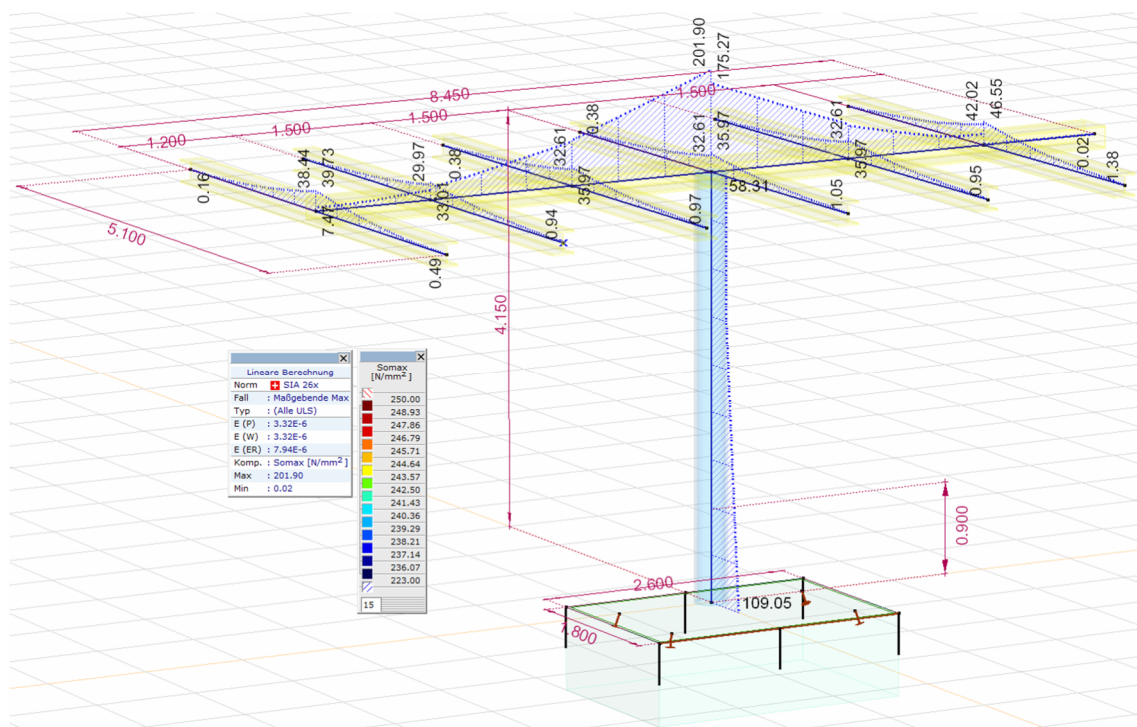


Abbildung 20: Programmausgabe: Max. Stahlspannungen von Mises ohne Anschluss an Bestand

In den nachfolgenden Abschnitten wird für die einzelnen Bauteile eine Plausibilitätskontrolle der Ergebnisse mittels Handrechnungen durchgeführt. Die Querschnitte werden dazu zunächst in die entsprechenden Querschnittsklassen gemäss SIA 263 Tabelle 5a bzw. 5b eingeordnet.

Hauptträger 400x220x15 mm QK 1
 Nebenträger HEB 220 QK 1
 Stütze ROHR 323.9x25 mm QK 1

In der nachfolgenden Tabelle aus SIA 263 sind die Verweise auf die Ziffern für die erforderlichen Festigkeits- und Stabilitätsnachweise je nach Beanspruchung und Querschnittsklasse des Bauteils zusammengestellt.

Querschnittsklasse		1 (PP) und 2 (EP)	3 (EE)	4 (EER)
Normalkraft	Festigkeit	5.1.2	5.1.2	5.3.2
	Stabilität	4.5.1	4.5.1	5.3.8
Biegung	Festigkeit	5.1.3	5.2.3	5.3.3
	Stabilität	4.5.2	4.5.2	5.6.2
Querkraft	Festigkeit	5.1.4	5.2.4	5.3.4
	Stabilität	4.5.4	4.5.4	4.5.4
Biegung und Normalkraft	Festigkeit	5.1.6	5.2.6	5.3.5
	Stabilität	5.1.9 und 5.1.10	5.2.9	5.3.9, 5.6.2
Biegung und Querkraft	Festigkeit	5.1.5	5.2.5	5.3.6
	Stabilität	4.5.2 und 4.5.4	4.5.2 und 4.5.4	4.5.4, 5.6.2 und 5.6.3
Biegung, Normalkraft und Querkraft	Festigkeit	5.1.7 und 5.1.8	5.2.7 und 5.2.8	5.3.7
	Stabilität	4.5.4, 5.1.9 und 5.1.10	4.5.4 und 5.2.9	4.5.4 und 5.3.9

Tabelle 11: Verweis auf Ziffern für die erforderlichen Festigkeits- und Stabilitätsnachweise SIA 263

4.2.1. Plausibilitätskontrolle Nebenträger

Schnittkräfte – aus dem Modell

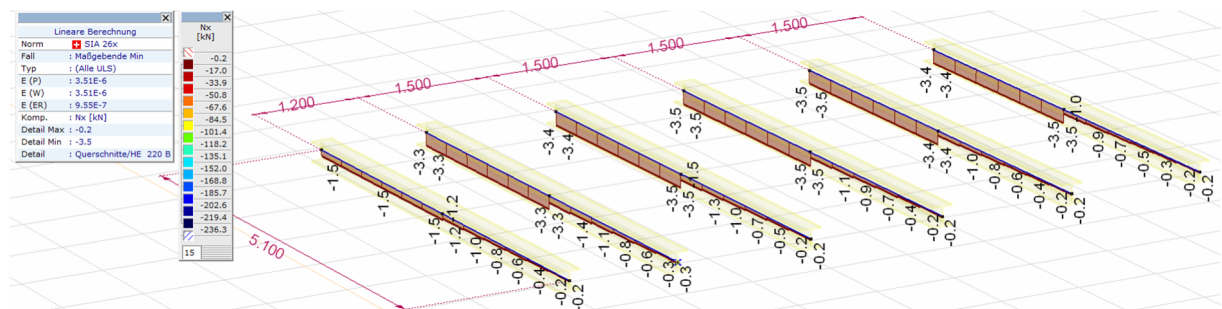


Abbildung 21: Programmausgabe: Maximale Schnittkräfte N_x [kN] in den Nebenträgern

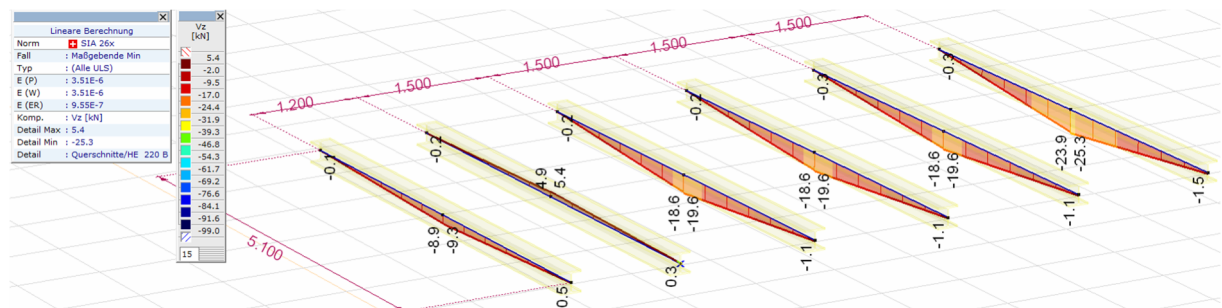


Abbildung 22: Programmausgabe: Maximale Schnittkräfte V_z [kN] in den Nebenträgern

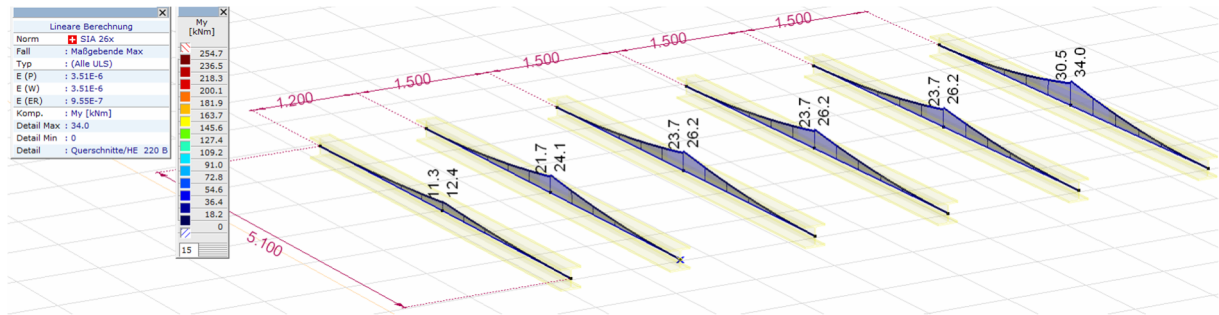


Abbildung 23: Programmausgabe: Maximale Schnittkräfte M_y [kNm] in den Nebenträgern

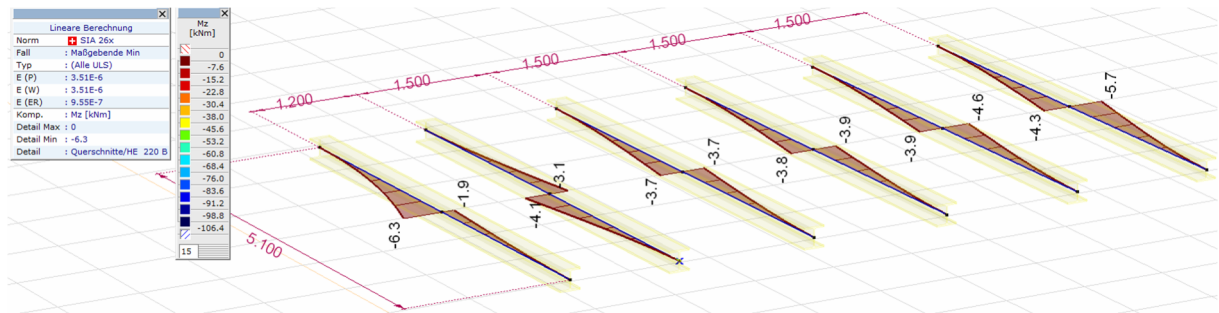


Abbildung 24: Programmausgabe: Maximale Schnittkräfte M_z [kNm] in den Nebenträgern

Schnittkräfte – Handrechnung

Streckenlast $p_{Ed} = 1.35 \cdot g_{k1} + 1.35 \cdot g_{k2} + 1.50 \cdot q_{k1} + 0.85 \cdot s_k = 9.4 \text{ kN/m}$

Länge Kragarm $L = 2.55 \text{ m}$

Normalkraft N_x aus Erdbebeneinwirkung (andere Lastkombination)

Querkraft $V_z = p_{Ed} \cdot L = 24.0 \text{ kN} \rightarrow \text{ok}$

Moment $M_y = p_{Ed} \cdot L^2 / 2 = 30.6 \text{ kNm} \rightarrow \text{ok}$

Moment M_z aus Erdbebeneinwirkung (andere Lastkombination)

Überprüfung, ob der Ansatz der Einzellast für die Nutzlast auf dem Dach zu grösseren Schnittkräften führt:

Streckenlast $p_{Ed} = 1.35 \cdot g_{k1} + 1.35 \cdot g_{k2} + 0.85 \cdot s_k = 8.2 \text{ kN/m}$

Einzellast $P_{Ed} = 1.50 \cdot Q_{k1} = 1.5 \text{ kN}$

Querkraft $V_z = p_{Ed} \cdot L + P_{Ed} = 22.4 \text{ kN} \rightarrow \text{nicht massgebend}$

Moment $M_y = p_{Ed} \cdot L^2 / 2 + P_{Ed} \cdot L = 30.5 \text{ kNm} \rightarrow \text{nicht massgebend}$

Querschnittsnachweise

Querschnittswiderstände aus C5/05 – Konstruktionstabellen Stahlbau Zentrum Schweiz [21]:

Normalkraft und Querkraft $N_{Rd} = 2'038 \text{ kN} \quad V_{Rd} = 361 \text{ kN}$

Moment $M_{y,Rd} = 185.1 \text{ kNm} \quad M_{z,Rd} = 88.2 \text{ kNm}$

Einachsige Biegung und Querkraft gemäss SIA 263 5.1.5:

Prüfung $V_{Ed} \leq 0.5 \cdot V_{Rd}$
 $24.0 \text{ kN} \leq 180.5 \text{ kN} \rightarrow \text{ok}$

Der Biegeanteil des Stegs muss nicht reduziert werden.

Nachweis $M_{y,Ed} / M_{y,Rd} = 0.17 \leq 1.0 \rightarrow \text{ok}$

Stabilitätsnachweise

Kippen von Biegeträgern gemäss SIA 263 4.5.2:

Kippwiderstand $M_{D,Rd} = 169 \text{ kNm}$

Nachweis $M_{y,Ed} / M_{D,Rd} = 0.18 \leq 1.0 \rightarrow \text{ok}$

Beulen von scheibenförmigen Elementen infolge Schubspannungen gemäss SIA 263 4.5.4:

Einwirkung			
max. Querkraft	$V_{Ed} = V_{bl} =$	24.0	kN
Geometrie			
Höhe Steg (ohne Gurte)	$h_w = b =$	188.0	mm
Blechstärke Steg	$t_w =$	9.5	mm
Stegfeldlänge	$a =$	2.55	m
Material			
Elastizitätsmodul	$E =$	210'000	N/mm ²
Streckgrenze	$f_y =$	235	N/mm ²
Abminderungsbeiwert	$\gamma_{M1} =$	1.05	-
Beiwerte			
Seitenverhältnis	$\alpha =$	13.56	-
Beulwert	$k_\tau =$	5.36	-
$k_\tau = 4,0 + 5,34/\alpha^2 \text{ für } \alpha \leq 1$ $k_\tau = 5,34 + 4,0/\alpha^2 \text{ für } \alpha > 1$ α : Seitenverhältnis a/b			
Spannungen			
Fliesschubspannung	$\tau_y =$	135.7	N/mm ²
kritische Schubspannung	$\tau_{cr} =$	2'587.6	N/mm ²
τ_{cr} kritische Schubspannung, $\tau_{cr} = k_\tau \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \approx k_\tau 0,9 E \left(\frac{t}{b}\right)^2$			
Nachweis Querkraftwiderstand Stegfeld			
Widerstand	$V_{Rd} =$	230.8	kN
$V_{Rd} = \frac{0,9 \sqrt{\tau_{cr} \tau_y} b t}{\gamma_{M1}} \leq \frac{\tau_y b t}{\gamma_{M1}}$			
	$\eta =$	0.104	ok

4.2.2. Plausibilitätskontrolle Hauptträger

Schnittkräfte – aus dem Modell

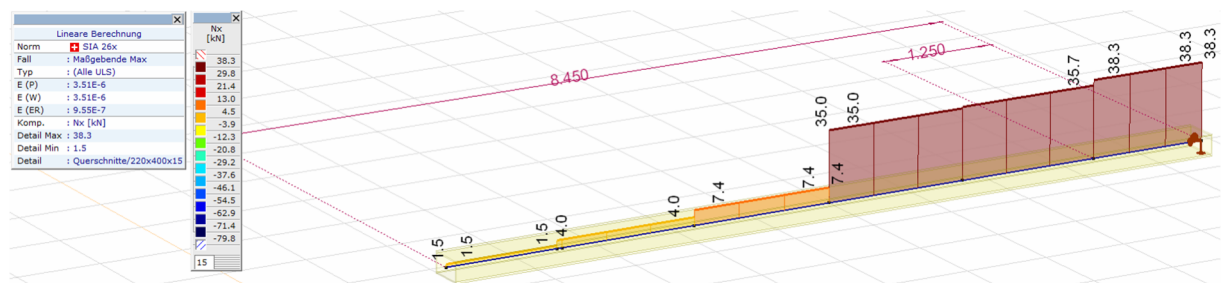


Abbildung 25: Programmausgabe: Maximale Schnittkraft N_x [kN] im Hauptträger

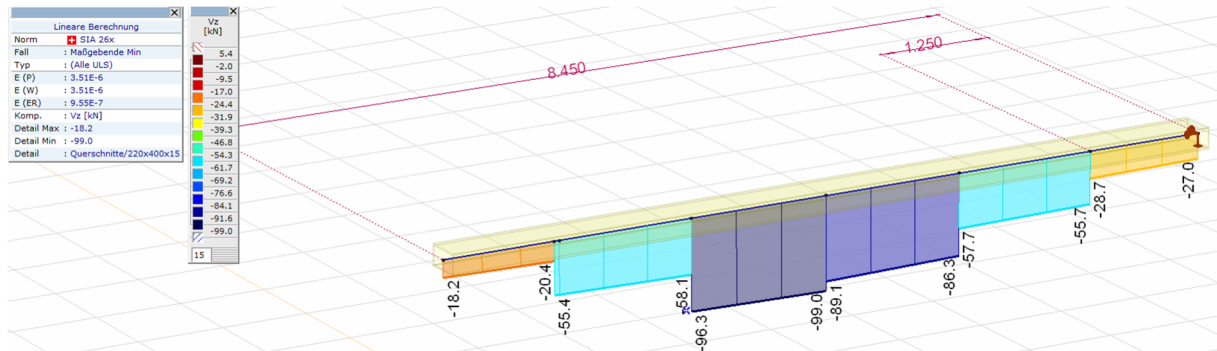


Abbildung 26: Programmausgabe: Maximale Schnittkraft V_z [kN] im Hauptträger

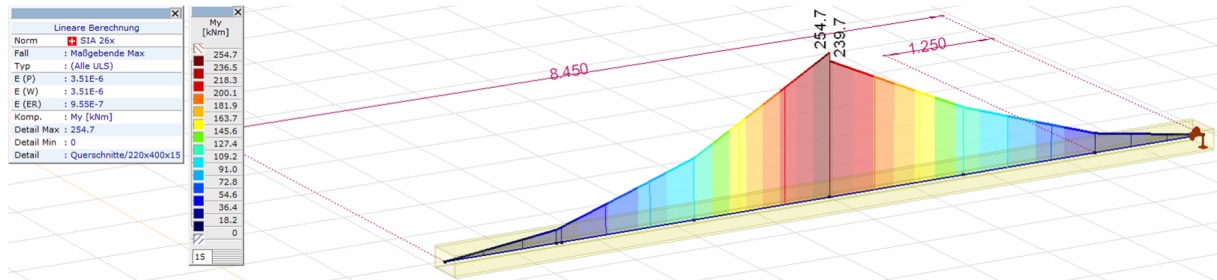


Abbildung 27: Programmausgabe: Maximale Schnittkraft M_y [kNm] im Hauptträger

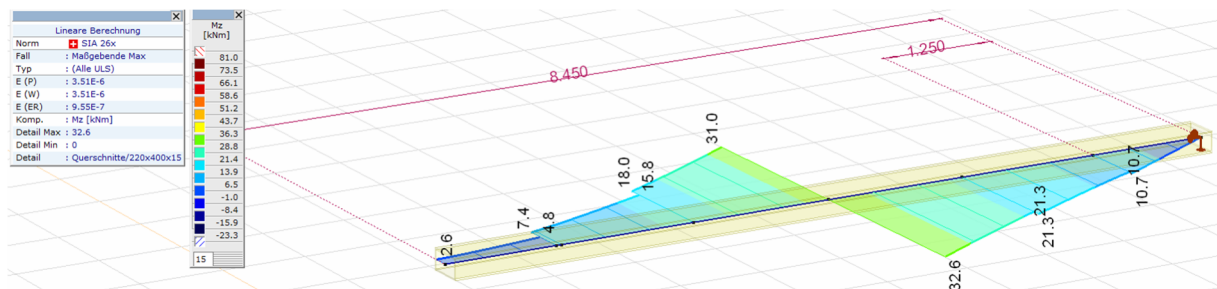


Abbildung 28: Programmausgabe: Maximale Schnittkraft M_z [kNm] im Hauptträger

Schnittkräfte – Handrechnung

Bemessungslast $p_{Ed} = 1.35 \cdot g_{k1} + 1.35 \cdot g_{k2} + 1.50 \cdot q_{k1} + 0.85 \cdot s_k$

Auflagerkraft 1. Nebenträger Lasteinzugsbreite 1.20 m / 2

$$V_{z,NT,1} = p_{Ed} \cdot L = 8.9 \text{ kN}$$

Auflagerkraft 2. Nebenträger Lasteinzugsbreite 1.35 m

$$V_{z,NT,2} = p_{Ed} \cdot L = 17.1 \text{ kN}$$

Auflagerkraft 3. Nebenträger Lasteinzugsbreite 1.50 m

$$V_{z,NT,3} = p_{Ed} \cdot L = 18.6 \text{ kN}$$

Querkraft Hauptträger

$$V_z = 1.35 \cdot 1.39 \text{ kN/m} \cdot 4.20 \text{ m} + 2 \cdot V_{z,NT,1} + 2 \cdot V_{z,NT,2} + 2 \cdot V_{z,NT,3}$$

$$V_z = 97.1 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{ok}$$

Moment

$$M_y = 2 \cdot V_{z,NT,1} \cdot 4.20 \text{ m} + 2 \cdot V_{z,NT,2} \cdot 3.00 \text{ m} + 2 \cdot V_{z,NT,3} \cdot 1.50 \text{ m} + 1.35 \cdot 1.39 \text{ kN/m} \cdot (4.30 \text{ m})^2 / 2 = 250.5 \text{ kNm}$$

$\rightarrow \text{ok}$

Moment

M_z aus Erdbebeneinwirkung

Querschnittsnachweise

Querschnittswerte:

Querschnittsbreite	$B = 400 \text{ mm (aussen)}$	$b = 370 \text{ mm (innen)}$
Querschnittshöhe	$H = 220 \text{ mm (aussen)}$	$h = 190 \text{ mm (innen)}$
Blechstärke	$t = 15 \text{ mm}$	
Querschnittsfläche	$A = 2 \cdot B \cdot t + 2 \cdot h \cdot t = 177 \text{ cm}^2$	
Wirksame Schubfläche	$A_v = 2 \cdot H \cdot t = 66 \text{ cm}^2$	
Widerstandsmoment y	$W_y = BH^2/6 - bh^3/6H = 1'304 \text{ cm}^3$	
Widerstandsmoment z	$W_z = HB^2/6 - hb^3/6B = 1'857 \text{ cm}^3$	
Flächenträgheitsmoment y	$I_y = (BH^3 - bh^3) / 12 = 14'345 \text{ cm}^4$	
Flächenträgheitsmoment z	$I_z = (HB^3 - hb^3) / 12 = 37'133 \text{ cm}^4$	

Querschnittswiderstände:

Normalkraft	$N_{Rd} = f_y \cdot A / \gamma_{M1} = 23.5 \text{ kN/cm}^2 \cdot 177 \text{ cm}^2 / 1.05 = 3'961 \text{ kN}$
Querkraft	$V_{Rd} = \tau_y \cdot A_v / \gamma_{M1} = 13.6 \text{ kN/cm}^2 \cdot 66 \text{ cm}^2 / 1.05 = 853 \text{ kN}$
Moment y-Achse	$M_{y,Rd} = f_y \cdot W_y / \gamma_{M1} = 23.5 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1'304 \text{ cm}^3 / 1.05 = 291.8 \text{ kNm}$
Moment z-Achse	$M_{z,Rd} = f_y \cdot W_z / \gamma_{M1} = 23.5 \text{ kN/cm}^2 \cdot 1'857 \text{ cm}^3 / 1.05 = 415.6 \text{ kNm}$

Einachsige Biegung und Querkraft gemäss SIA 263 5.1.5:

Prüfung	$V_{Ed} \leq 0.5 \cdot V_{Rd}$	
	$97.1 \text{ kN} \leq 426.5 \text{ kN}$	→ ok

Der Biegeanteil des Stegs muss nicht reduziert werden.

Nachweis	$M_{y,Ed} / M_{y,Rd} = 0.86 \leq 1.0$	→ ok
----------	---------------------------------------	------

Stabilitätsnachweise

Kippen von Biegeträgern gemäss SIA 263 4.5.2:

Der geschlossene Kastenträger ist nicht kippgefährdet. Auf den Nachweis wird daher verzichtet.

Beulen von scheibenförmigen Elementen infolge Schubspannungen gemäss SIA 263 4.5.4:

Einwirkung					
max. Querkraft	$V_{Ed} = V_{bl} =$	97.1	kN		
Geometrie					
Höhe Steg (ohne Gurte)	$h_w = b =$	190.0	mm		
Blechstärke Steg	$t_w =$	15.0	mm		
Stegfeldlänge	$a =$	4.30	m		
Material					
Elastizitätsmodul	$E =$	210'000	N/mm ²		
Streckgrenze	$f_y =$	235	N/mm ²		
Abminderungsbeiwert	$\gamma_{M1} =$	1.05	-		
Beiwerte					
Seitenverhältnis	$\alpha =$	22.63	-	$k_\tau = 4,0 + 5,34/\alpha^2$ für $\alpha \leq 1$	
Beulwert	$k_\tau =$	5.35	-	$k_\tau = 5,34 + 4,0/\alpha^2$ für $\alpha > 1$	
				α : Seitenverhältnis a/b	

Spannungen			
Flie遥schubspannung	$\tau_y =$	135.7 N/mm ²	$\tau_y = f_y / \sqrt{3}$
kritische Schubspannung	$\tau_{cr} =$	6'299.6 N/mm ²	
τ_{cr} kritische Schubspannung, $\tau_{cr} = k_\tau \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \approx k_\tau 0,9 E \left(\frac{t}{b}\right)^2$			
Nachweis Querkraftwiderstand Stegfeld			
Widerstand	$V_{Rd} =$	368.3 kN	
$V_{Rd} = \frac{0,9 \sqrt{\tau_{cr} \tau_y} b t}{\gamma_{M1}} \leq \frac{\tau_y b t}{\gamma_{M1}}$			
	$\eta =$	0.264	ok

4.2.3. Plausibilitätskontrolle Stütze

Schnittkräfte – aus dem Modell

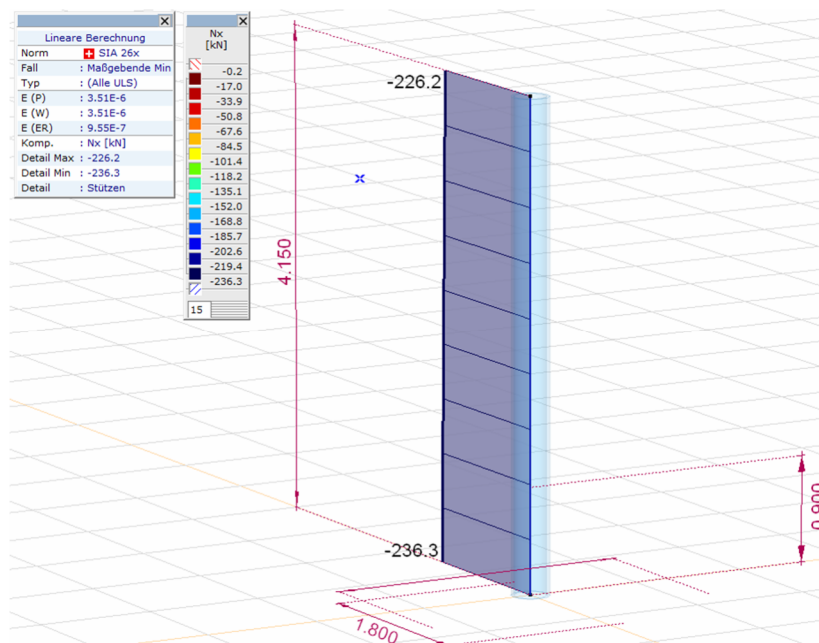


Abbildung 29: Programmausgabe: Maximale Schnittkraft N_x [kN] in der Stütze

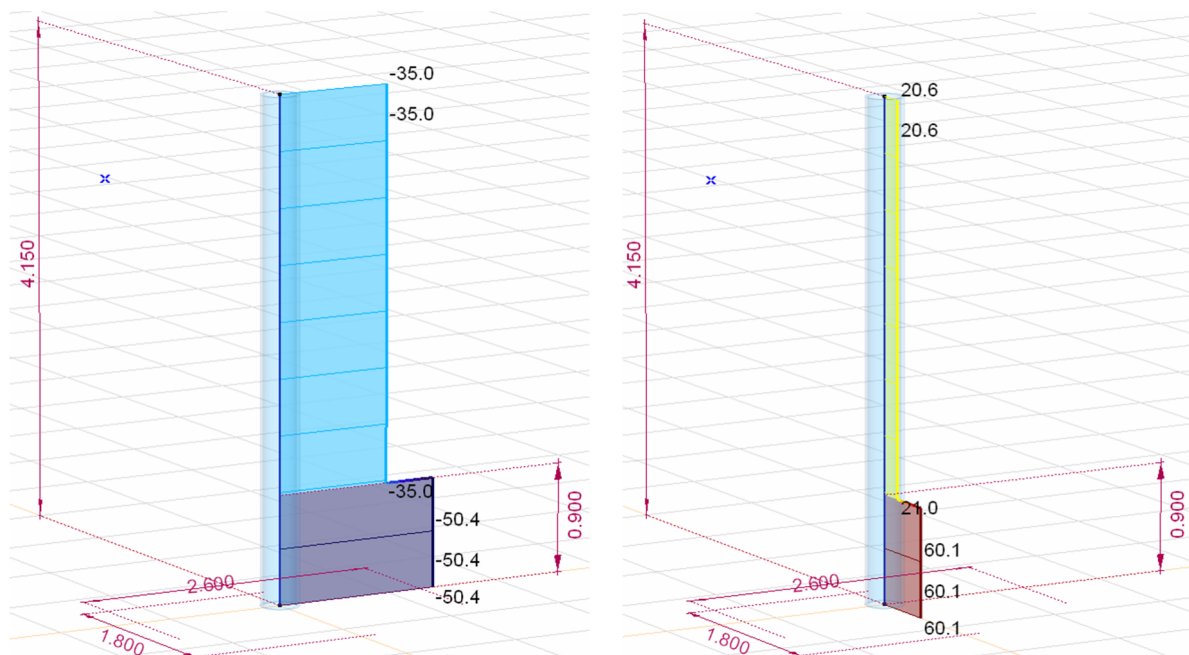


Abbildung 30: Programmausgabe: Maximale Schnittkraft V_y [kN] und V_z [kN] in der Stütze

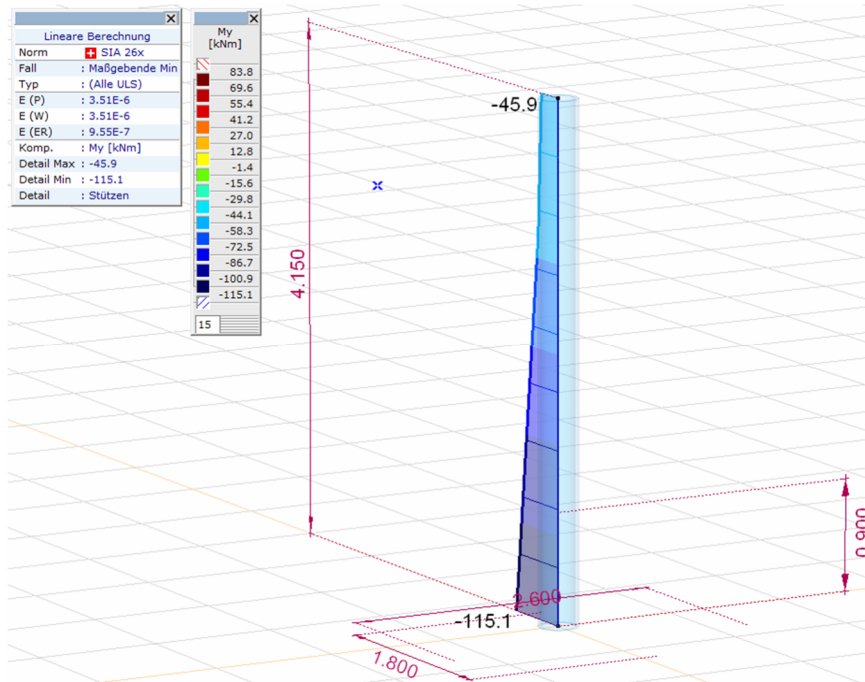


Abbildung 31: Programmausgabe: Maximale Schnittkraft M_y [kNm] in der Stütze

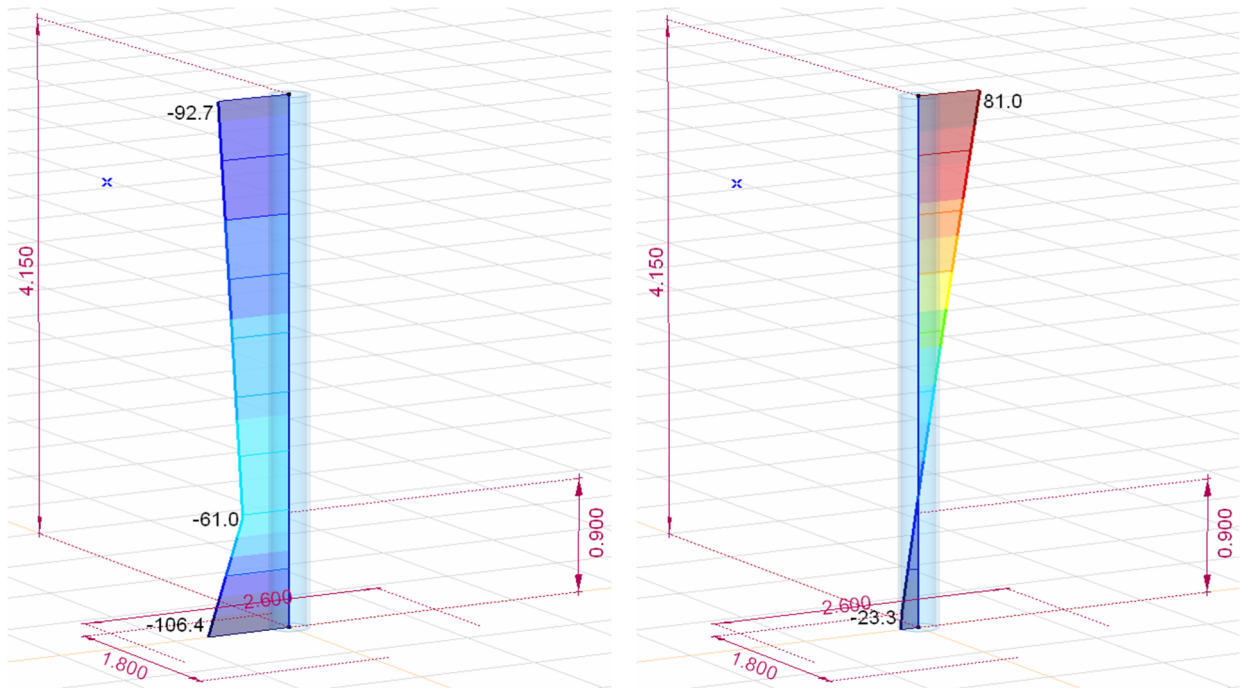


Abbildung 32: Programmausgabe: Maximale Schnittkraft M_z [kNm] in der Stütze

Schnittkräfte – Handrechnung

Normalkraft

$$N_x = 2 \cdot V_{z,HT} + 2 \cdot V_{z,NT,3} = 231.4 \text{ kN} \rightarrow \text{ok}$$

Querkraft

einseitig eingespannter Träger, Anpralllast $h = 90 \text{ cm}$, $F = 60 \text{ kN}$

$$\alpha = a / L = 3.25 \text{ m} / 4.15 \text{ m} = 0.78$$

$$V_y = 0.5 \cdot (3 - \alpha^2) \cdot \alpha \cdot F = 56.0 \text{ kN} \rightarrow \text{ok}$$

Moment

$$M_y = 1.35 \cdot 4.3 \text{ kN} \cdot 2.55 \text{ m} + 1.50 \cdot 12.4 \text{ kN} \cdot 4.15 \text{ m} + 0.85 \cdot 6.5 \text{ kN/m} \cdot (2.55 \text{ m})^2 / 2$$

$$M_y = 110.0 \text{ kNm} \rightarrow \text{ok}$$

Querschnittsnachweise

Querschnittswerte:

Aussendurchmesser	$D = 323.9 \text{ mm}$
Blechstärke	$t = 25 \text{ mm}$
Querschnittsfläche	$A = 235 \text{ cm}^2$
Wirksame Schubfläche	$A_v = 2 \cdot A / \pi = 149.6 \text{ cm}^2$
El. Widerstandsmoment	$W_{el} = 1'630 \text{ cm}^3$
Pl. Widerstandsmoment	$W_{pl} = 2'239 \text{ cm}^3$
Flächenträgheitsmoment	$I = 26'400 \text{ cm}^4$

Querschnittswiderstände:

Normalkraft	$N_{Rd} = f_y \cdot A / \gamma_{M1} = 23.5 \text{ kN/cm}^2 \cdot 235 \text{ cm}^2 / 1.05 = 5'260 \text{ kN}$
Querkraft	$V_{Rd} = T_y \cdot A_v / \gamma_{M1} = 13.6 \text{ kN/cm}^2 \cdot 149.6 \text{ cm}^2 / 1.05 = 1'938 \text{ kN}$
Moment	$M_{Rd} = f_y \cdot W_{pl} / \gamma_{M1} = 23.5 \text{ kN/cm}^2 \cdot 2'239 \text{ cm}^3 / 1.05 = 501.1 \text{ kNm}$

Interaktion von Biegung, Normalkraft und Querkraft gemäss SIA 263 5.1.7:

Prüfung	$V_{Ed} \leq 0.5 \cdot V_{Rd}$	
	$60.1 \text{ kN} \leq 969 \text{ kN}$	→ ok

Der volle Biegeanteil kann angesetzt werden.

Nachweis	$N_{Ed} / N_{Rd} + M_{y,Ed} / M_{y,Rd} + M_{z,Ed} / M_{z,Rd} \leq 1.0$
----------	--

Schnittgrössen für die Kombination $E_d = 1.35 \cdot g_k + 1.50 \cdot w_k + 0.85 \cdot s_k$

$N_{Ed} = 200 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = 115 \text{ kNm}$	$M_{z,Ed} = 69 \text{ kNm}$
$\eta = 0.41 \leq 1.0$		→ ok

Schnittgrössen für die Kombination $E_d = g_k + a_k$

(Kombination mit Anprall in Y-Richtung am Stützenfuss liefert massgebende Schnittgrössen)

$N_{Ed} = 163 \text{ kN}$	$M_{y,Ed} = 11 \text{ kNm}$	$M_{z,Ed} = 110 \text{ kNm}$
$\eta_{\max} = 0.27 \leq 1.0$		→ ok

Stabilitätsnachweise

Stabilität von Einzelstäben mit Druck und zweiachsiger Biegung gemäss SIA 263 5.1.10:

Auf sicherer Seite liegend wird bei der Bemessung ein Knicklängenbeiwert von $\beta = 2.0$ für die Kragstütze angenommen, auch wenn davon ausgegangen werden kann, dass der Stützenkopf durch den Anschluss an die Bestandskonstruktion gehalten ist.

Einwirkungen				
max. Normalkraft	$N_{x,Ed} =$	163.0 kN		
max. Moment y	$\max M_{y,Ed} =$	11.0 kNm		
max. Moment z	$\max M_{z,Ed} =$	110.0 kNm		
min. Moment y	$\min M_{y,Ed} =$	9.0 kNm		
min. Moment z	$\min M_{z,Ed} =$	68.0 kNm		
Statisches System				
Kragarmlänge	$L =$	4.15 m		

Material					
Elastizitätsmodul	E =	210'000	N/mm ²		
Schubmodul	G =	81'000	N/mm ²		
Streckgrenze	f _y =	235	N/mm ²		
Abminderungsbeiwert	γ _{M1} =	1.05	-		
Querschnittswerte					
Aussendurchmesser	D =	323.90	mm		
Blechstärke	t =	25.00	mm		
Elastisches Widerstandsmoment	W _{el} =	1'630.0	cm ³		
Plastisches Widerstandsmoment	W _{pl} =	2'239.0	cm ³		
Flächenträgheitsmoment	I =	26'400.0	cm ⁴		
Querschnittsfläche	A =	235.0	cm ²		
Trägheitsradius	i =	10.6	cm		
Beiwerte Knicken					
Imperfektionsbeiwert	α _K =	0.21	-	Knicklinie a	
Knicklänge	L _K =	8.30	m	β = 2.0	
Schlankheit	λ _K = $\frac{L_K}{i}$	78.30	-		
Euler'sche Knickspannung	σ _{cr,K} =	33.80	kN/cm ²		
$\sigma_{cr,K} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_K^2}$					
Bezogene Schlankheit	λ̄ _K =	0.83	-		
$\bar{\lambda}_K = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,K}}}$					
Beiwert	φ _K =	0.91	-		
$\Phi_K = 0,5 [1 + \alpha_K (\bar{\lambda}_K - 0,2) + \bar{\lambda}_K^2]$					
Abminderungsfaktor	χ _K =	0.776	-		
$\chi_K = \frac{1}{\Phi_K + \sqrt{\Phi_K^2 - \bar{\lambda}_K^2}} \leq 1,0$					
Tragwiderstand Knicken	N _{K,Rd} =	4'081	kN		
$N_{K,Rd} = \frac{\chi_K f_y A}{\gamma_{M1}}$					
Beiwert Momentenverteilung	ω _y =	0.93	-		
Beiwert Momentenverteilung	ω _z =	0.85	-		
$\omega = 0,6 + 0,4 (M_{Ed,min} / M_{Ed,max}) \geq 0,4$					
Euler'sche Knicklast	N _{cr} =	7'943	kN		
$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_K^2}$					
Querschnittswiderstand Biegung	M _{z,Rd} =	501.1	kNm		
Beiwerte Kippen					
Imperfektionsbeiwert	α _D =	0.49	-		
Momentenverhältnis	ψ =	0.82	-		
Beiwert	η =	1.09	-		
$\eta = 1,75 - 1,05 \psi + 0,3 \psi^2$					

Kipplänge	$L_D =$	4.15 m		
Torsionskonstante	$K =$	1.00 -	(Annahme)	
Saint-Venantscher Anteil der ideellen Kippspannung				
$\sigma_{Dv} = \eta \frac{\pi}{L_D W_{el,y}} \sqrt{GK EI_z}$	$\sigma_{Dv} =$	10.74 kN/cm ²		
reduzierte Kipplänge	$L_K =$	3.97 m		
$L_K = \frac{L_D}{\sqrt{\eta}}$				
Schlankheit	$\lambda_K = \frac{L_K}{i}$			
	$\lambda_K =$	37.47 -		
Wölbanteil der ideellen Kippspannung				
$\sigma_{Dw} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_K^2}$	$\sigma_{Dw} =$	147.62 kN/cm ²		
Ideelle Kippspannung	$\sigma_{cr,D} =$	148.01 kN/cm ²		
$\sigma_{cr,D} = \sqrt{\sigma_{Dv}^2 + \sigma_{Dw}^2}$				
Bezogene Schlankheit	$\bar{\lambda}_D =$	0.47 -		
QSK 1-2: $\bar{\lambda}_D = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,D}}} \sqrt{\frac{W_{pl}}{W_{el}}}$				
Beiwert	$\Phi_D =$	0.63 -		
$\Phi_D = 0,5 [1 + \alpha_D (\bar{\lambda}_D - 0,4) + \bar{\lambda}_D^2]$				
Abminderungsfaktor Kippen	$\chi_D =$	0.960 -		
$\chi_D = \frac{1}{\Phi_D + \sqrt{\Phi_D^2 - \bar{\lambda}_D^2}} \leq 1,0$				
Bemessungswert des Kippwiderstands				
$M_{D,Rd} = \frac{\chi_D W f_y}{\gamma_{M1}}$	$M_{D,Rd} =$	481 kNm		
Nachweis				
$\frac{N_{Ed}}{N_{K,Rd}} + \frac{\omega_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \cdot \frac{M_{y,Ed}}{M_{D,Rd}} + \frac{\omega_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \cdot \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1,0$				
	$\eta =$	0.251	ok	

4.2.4. Anschlüsse

Anschluss der Nebenträger an den Hauptträger

Anschluss umlaufende Kehlnaht

Schnittkräfte $V_z = 24.0$ kN $M_y = 30.6$ kNm

Für den Nachweis der Schweissnähte an den Gurten und am Steg der Nebenträger wird davon ausgegangen, dass die Nähte am Steg die Querkkräfte aufnehmen und die Nähte am Obergurt die aus dem Moment resultierende Zugkraft ableiten.

Konstruktive Regeln gemäss SIA 263 6.3.6:

$a_{\min} = 4$ mm für $t_{\max} = 13...17$ mm

$a_{\min} = 5$ mm für $t_{\max} = 18...25$ mm

$$a_{\max} = 0.7 \cdot t_{\min}$$

Stegnähte

Schweisnahtdicke $a_{\min} = 4 \text{ mm}$ $a_{\max} = 0.7 \cdot 9.5 \text{ mm} = 6.7 \text{ mm}$ $\rightarrow a_w = 4 \text{ mm}$

Schweisnahtlänge $L = d = 152 \text{ mm}$

Resultierende Stegnähte $F_{Ed,S} = 24 \text{ kN}$

Nachweis im Wurzelquerschnitt

$$F_{Rd,S} = a \cdot \Delta L \cdot f_w / \gamma_{M2}$$

$$F_{Rd,S} = 2 \cdot 4 \text{ mm} \cdot 152 \text{ mm} \cdot 0.6 \cdot 510 \text{ N/mm}^2 / 1.25$$

$$F_{Rd,S} = 297.7 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{ok}$$

Nachweis im Schenkelquerschnitt

$$F_{Rd,S} = s_{\min} \cdot \Delta L \cdot f_s / \gamma_{M2}$$

$$F_{Rd,S} = 2 \cdot 5.66 \text{ mm} \cdot 152 \text{ mm} \cdot 0.8 \cdot 235 \text{ N/mm}^2 / 1.25$$

$$F_{Rd,S} = 258.6 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{ok}$$

Gurtnähte

Schweisnahtdicke $a_{\min} = 4 \text{ mm}$ $a_{\max} = 0.7 \cdot 15 \text{ mm} = 10.5 \text{ mm}$ $\rightarrow a_w = 6 \text{ mm}$

Schweisnahtlänge $L = 220 \text{ mm} - 9.5 \text{ mm} - 2 \cdot 18 \text{ mm} = 174.5 \text{ mm}$

(Schweisnaht auch im Bereich der Ausrundung)

Hebelarm der Kraft $h = 220 \text{ mm} - 16 \text{ mm} - 16 \text{ mm} / 2 - 8 \text{ mm} / 2 = 192 \text{ mm}$

Resultierende Gurte $F_{Ed,G} = 30.6 \text{ kNm} / 19.2 \text{ cm} = 159.4 \text{ kN}$

Nachweis im Wurzelquerschnitt

$$F_{Rd,G} = a \cdot \Delta L \cdot f_w / \gamma_{M2}$$

$$F_{Rd,G} = 6 \text{ mm} \cdot 174.5 \text{ mm} \cdot 0.6 \cdot 510 \text{ N/mm}^2 / 1.25$$

$$F_{Rd,G} = 256.3 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{ok}$$

Nachweis im Schenkelquerschnitt

$$F_{Rd,G} = s_{\min} \cdot \Delta L \cdot f_s / \gamma_{M2}$$

$$F_{Rd,G} = 8.5 \text{ mm} \cdot 174.5 \text{ mm} \cdot 0.8 \cdot 235 \text{ N/mm}^2 / 1.25$$

$$F_{Rd,G} = 223.1 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{ok}$$

Anschluss zwischen Hauptträger und Stütze

Schweisnahtanschluss zwischen Stütze und Stirnplatte

Anschluss durchgeschweisste HV-Naht $\rightarrow$ ohne rechnerischen Nachweis

Schweisnahtanschluss zwischen Kastenprofil und Anschlussplatte

Anschluss Kehlnaht

Schnittkräfte $V_y = 35.0 \text{ kN}$ $V_z = 20.6 \text{ kN}$

$$M_y = 45.9 \text{ kNm} \quad M_z = 81.0 \text{ kNm}$$

Für den Nachweis der Schweisnähte zwischen dem Kastenträger und dem angeschweissten Anschlussblech wird davon ausgegangen, dass die Naht in Längsrichtung des Hauptträgers die Querkraft V_y und die sich aus dem Moment M_y ergebende Zugkraft überträgt. Die in Querrichtung des Kastenträgers verlaufende Last überträgt die Querkraft V_z und die Zugkraft aus dem Moment M_z .

Konstruktive Regeln gemäss SIA 263 6.3.6:

$$a_{\min} = 4 \text{ mm} \quad \text{für } t_{\max} = 13 \dots 17 \text{ mm}$$

$$a_{\min} = 5 \text{ mm} \quad \text{für } t_{\max} = 18 \dots 25 \text{ mm}$$

$$a_{\max} = 0.7 \cdot t_{\min} = 0.7 \cdot 15 \text{ mm} = 10.5 \text{ mm}$$

Schweisnahtdicke $a_w = 6 \text{ mm}$

Naht 1 - in Querrichtung des Längsträgers

Schweisnahtlänge $L = 400 \text{ mm}$

Hebelarm der Kraft $h_1 = 300 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} \text{Resultierende} \quad F_{Ed,1} &= \sqrt{(V_z^2 + (M_z / h_1)^2)} \\ F_{Ed,1} &= \sqrt{((20.6 \text{ kN})^2 + (81.0 \text{ kNm} / 0.3 \text{ m})^2)} \\ F_{Ed,1} &= 270.8 \text{ kN} \end{aligned}$$

Nachweis im Wurzelquerschnitt

$$\begin{aligned} F_{Rd,1} &= a \cdot \Delta L \cdot f_w / \gamma_{M2} \\ F_{Rd,1} &= 6 \text{ mm} \cdot 400 \text{ mm} \cdot 0.6 \cdot 510 \text{ N/mm}^2 / 1.25 \\ F_{Rd,1} &= 587.5 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{ok} \end{aligned}$$

Nachweis im Schenkelquerschnitt

$$\begin{aligned} F_{Rd,1} &= s_{\min} \cdot \Delta L \cdot f_s / \gamma_{M2} \\ F_{Rd,1} &= 8.5 \text{ mm} \cdot 400 \text{ mm} \cdot 0.8 \cdot 235 \text{ N/mm}^2 / 1.25 \\ F_{Rd,1} &= 511.4 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{ok} \end{aligned}$$

Naht 2 – in Längsrichtung des Längsträgers

Schweisnahtlänge $L = 600 \text{ mm} - 220 \text{ mm} = 380 \text{ mm}$

Hebelarm der Kraft $h_1 = 200 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} \text{Resultierende} \quad F_{Ed,2} &= \sqrt{(V_y^2 + (M_y / h_2)^2)} \\ F_{Ed,2} &= \sqrt{((35.0 \text{ kN})^2 + (45.9 \text{ kNm} / 0.2 \text{ m})^2)} \\ F_{Ed,2} &= 232.2 \text{ kN} \end{aligned}$$

Nachweis im Wurzelquerschnitt

$$\begin{aligned} F_{Rd,2} &= a \cdot \Delta L \cdot f_w / \gamma_{M2} \\ F_{Rd,2} &= 6 \text{ mm} \cdot 380 \text{ mm} \cdot 0.6 \cdot 510 \text{ N/mm}^2 / 1.25 \\ F_{Rd,2} &= 558.1 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{ok} \end{aligned}$$

Nachweis im Schenkelquerschnitt

$$\begin{aligned} F_{Rd,2} &= s_{\min} \cdot \Delta L \cdot f_s / \gamma_{M2} \\ F_{Rd,2} &= 8.5 \text{ mm} \cdot 380 \text{ mm} \cdot 0.8 \cdot 235 \text{ N/mm}^2 / 1.25 \\ F_{Rd,2} &= 485.8 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{ok} \end{aligned}$$

Schraubennachweis für die Schrauben zwischen den Anschlussblechen

Anschluss Schraubanschluss mit 4 Schrauben M20 8.8

Für den Nachweis der Schrauben auf Zugbeanspruchung wird davon ausgegangen, dass gleichzeitig Momente in y- und in z-Richtung auftreten, die in einer Ecke überlagert werden.

Diese Schraube ist die höchstbelastete Schraube und wird für die entsprechende Zugkraft bemessen.

Schnittkräfte $M_y = 45.9 \text{ kNm}$

$M_z = 81.0 \text{ kNm}$

Hebelarm der Kraft

$$h_y = h_z = 500 \text{ mm} / 2 + 323.9 \text{ mm} / 2 - 25 \text{ mm} / 2 = 399.5 \text{ mm}$$

Resultierende

$$F_{Ed,y} = M_y / h_y = 114.9 \text{ kN}$$

$$F_{Ed,z} = M_z / h_z = 202.8 \text{ kN}$$

Zugkraft für eine Schraube $F_{t,Ed} = 0.5 \cdot F_{Ed,y} + 0.5 \cdot F_{Ed,z} = 158.9 \text{ kN}$

Spannungsquerschnittsfläche der Schraube

$$A_s = \pi \cdot d_s^2 / 4 = \pi \cdot (20 \text{ mm})^2 / 4 = 314.2 \text{ mm}^2$$

Tragfähigkeit einer Schraube auf Zug

$$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{M2}$$

$$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot 800 \text{ N/mm}^2 \cdot 314.2 \text{ mm}^2 / 1.25$$

$$F_{t,Rd} = 181.0 \text{ kN} \quad \rightarrow \text{ok}$$

Weitere konstruktive Festlegungen

Der Kastenträger erhält zur Aussteifung konstruktive vertikale Rippen $t = 15 \text{ mm}$ im Abstand von 22 cm , die im Werk in das Profil geschweisst werden.

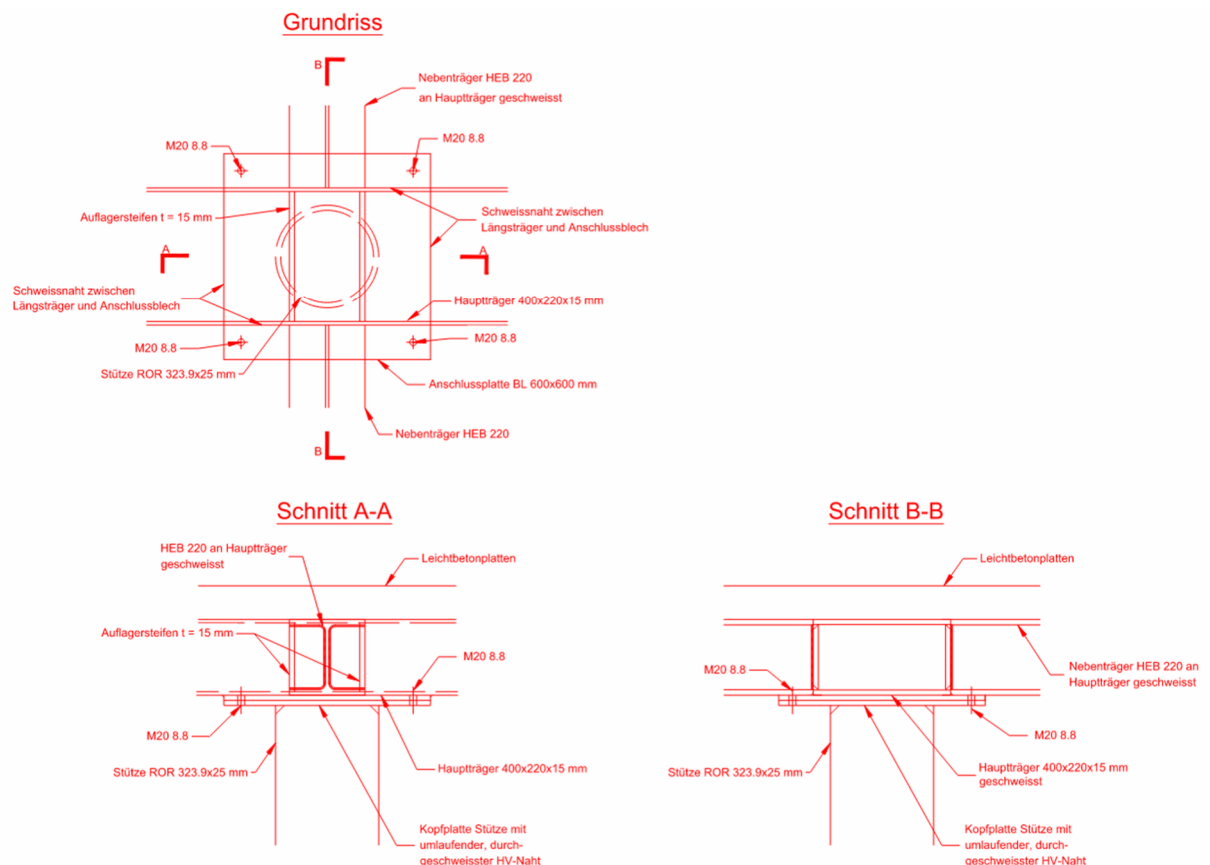


Abbildung 33: Detailschnitte Stahlanschluss Stütze und Querträger an Längsträger

Anschluss des neuen Hauptträgers an die bestehende Konstruktion

Anschluss geschraubte Verbindung

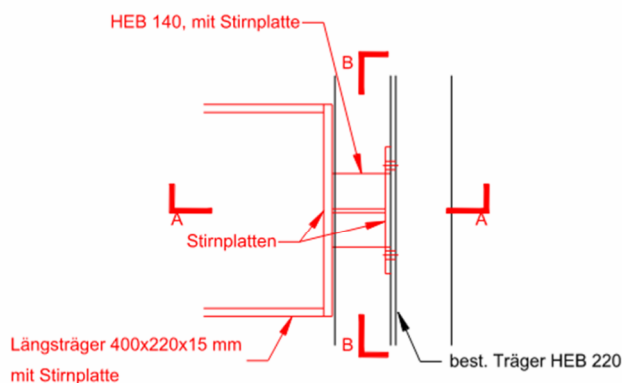
K	min. max.	Rx [kN]	Ry [kN]	Rz [kN]	Rr [kN]	αR	Massgebende Kombination
Rx	min	-8.5	-38.0	-16.9	42.4	-2.299	[EiG Konstruktion+EiG Auflast] (ER1 -)
	max	8.6	-38.3	-17.0	42.8	-2.300	[EiG Konstruktion+EiG Auflast] (ER1 +) (0.6*NL Perron+0.7*Erdaufplast Perron)
Ry	min	8.6	-38.3	-17.0	42.8	-2.300	[EiG Konstruktion+EiG Auflast] (ER1 -) (0.6*NL Perron+0.7*Erdaufplast Perron)
	max	0	9.9	27.0	28.7	0.366	[EiG Konstruktion+EiG Auflast] (Fahrzeuganprall-Y)
Rz	min	8.6	-38.3	-17.0	42.8	-2.300	[EiG Konstruktion+EiG Auflast] (ER1 -) (0.6*NL Perron+0.7*Erdaufplast Perron)
	max	0	9.9	27.0	28.7	0.366	[EiG Konstruktion+EiG Auflast] (Fahrzeuganprall-Y)

Tabelle 12: Programmausgabe: massgebende Schnittgrössen für das Anschlussdetail

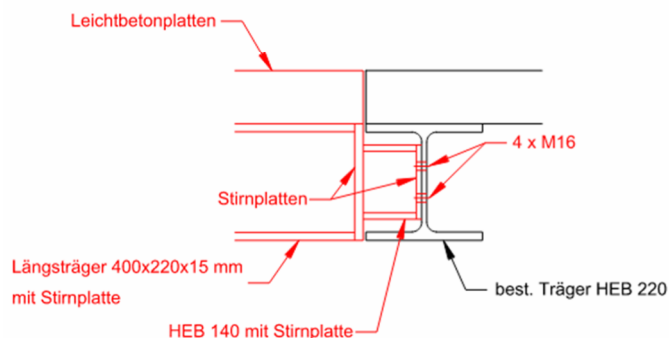
Schraubennachweis für 4 Schrauben M16 4.6 auf Abscheren

$$F_{v,Rd} = 38.6 \text{ kN pro Schraube} \rightarrow \text{ok}$$

Grundriss



Schnitt A-A



Schnitt B-B

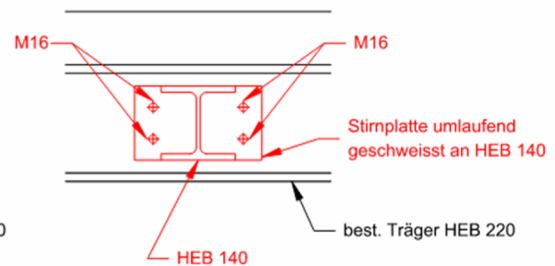


Abbildung 34: Detailschnitte Stahlanschluss zwischen Neubau und Bestand

Überprüfung Randträger Bestand

In diesem Abschnitt wird mit einem Lastvergleich nachgewiesen, dass die neuen Schnittkräfte im bestehenden Randträger die Schnittkräfte in den vorhandenen Mittelträgern nicht übersteigen. Die Träger des Perrondachs wurden alle als DIPP 22 (entspricht HEB 220) ausgeführt (vgl. Architekturplan ausgeführtes Bauwerk vom 11.04.2014).

Profil HEB 220

Spannweite $L = 5.07 \text{ m}$

Statisches System Kragarm

Lasten:

Eigenlast $g_{k1} = 0.715 \text{ kN/m}$

Auflast $g_{k2} = 2.20 \text{ kN/m}^2$

Nutzlast $q_{k1} = 0.40 \text{ kN/m}^2$

Schneelast $s_k = 0.76 \text{ kN/m}^2$

ODER $Q_{k1} = 1.0 \text{ kN}$

Mittelträger (Nachweis Typ 2):

Lasteinzugsbreite $L_{EB} = 1.50 \text{ m}$

Kombination $E_d = 1.35 \cdot (g_{k1} + g_{k2}) + 1.50 \cdot q_{k1} + 0.85 \cdot s_k$
 $p_{Ed} = 7.8 \text{ kN/m}$

Moment $M_{Ed,max} = p_{Ed} \cdot L^2 / 2 = \mathbf{100.2 \text{ kNm}}$

ODER Einzellast $p_{Ed} = 6.9 \text{ kN/m}$ $P_{Ed} = 1.5 \text{ kN}$

Moment $M_{Ed,max} = p_{Ed} \cdot L^2 / 2 + P_{Ed} \cdot L = 96.3 \text{ kNm}$ → nicht massgebend

Randträger (Nachweis Typ 2):

Lasteinzugsbreite $L_{EB} = 1.50 \text{ m} / 2 = 0.75 \text{ m}$

Kombination $E_d = 1.35 \cdot (g_{k1} + g_{k2}) + 1.50 \cdot q_{k1} + 0.85 \cdot s_k$
 $p_{Ed} = 3.9 \text{ kN/m}$

Einzellast aus HT $F_{Ed} = 11.2 \text{ kN}$

Moment $M_{Ed,max} = p_{Ed} \cdot L^2 / 2 + F_{Ed} \cdot L / 2 = 78.5 \text{ kNm}$ → nicht massgebend

ODER Einzellast $p_{Ed} = 3.4 \text{ kN/m}$ $P_{Ed} = 1.5 \text{ kN}$ $F_{Ed} = 11.2 \text{ kN}$

Moment $M_{Ed,max} = p_{Ed} \cdot L^2 / 2 + P_{Ed} \cdot L + F_{Ed} \cdot L / 2 = \mathbf{79.7 \text{ kNm}}$

ODER Erdbeben $p_{Ed} = 2.2 \text{ kN/m}$ $F_{Ed} = 17.0 \text{ kN}$

Moment $M_{Ed,max} = p_{Ed} \cdot L^2 / 2 + F_{Ed} \cdot L / 2 = 71.4 \text{ kNm}$ → nicht massgebend

→ Das maximale Moment infolge des neuen Lasteintrags im Randträger überschreitet nicht das maximale Moment (Bestand) in den Mittelträgern. Der Randträger kann somit auch mit den Lasten aus dem Anschluss des neuen Perron-Zwischendachs als tragfähig angesehen werden.

Im Rahmen der Bauausführung muss durch eine punktuelle Sondage die Eignung der Unterkonstruktion bzw. der Befestigung des Bestandsträgers an der bestehenden Wand nachgewiesen werden.

Anschluss des Stützenfusses an das Fundament

Die Bemessung für dieses Anschlussdetail erfolgt im statischen Bericht für das Fundament.

4.3. Nachweis der Tragsicherheit Grenzzustand Typ 3

Die Nachweise für den Grenzzustand Typ 3 (Baugrundnachweise) sind für die Stahlkonstruktion nicht relevant und werden nur für die Gründungsbauteile geführt.

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:

$$E_d \leq C_d$$

Der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit wird für die Stahlkonstruktion gemäss SIA 260 4.4.4 für die andauernde und vorübergehende Bemessungssituation geführt. Es werden die maximalen Durchbiegungen für die folgenden Lastfälle ermittelt:

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

Einwirkung	Seltene Lastfälle	Häufige Lastfälle		Quasi-ständige Lastfälle
Ständige Einwirkung - Eigengewicht Stahl - Auflasten (Dachaufbau)	Bemessungswert	Bemessungswert		Bemessungswert
Veränderliche Einwirkung - Nutzlast auf dem Dach - Wind - Schnee - Nutzlast auf dem Perron	$\Psi_{0,1} = 0$ $\Psi_{0,2} = 0.60$ $\Psi_{0,3} = 0.85^*$ $\Psi_{0,4} = 0.40$	$\Psi_{1,1} = 0$ $\Psi_{1,2} = 0.50$ $\Psi_{1,3} = 0.39^*$ $\Psi_{1,4} = 0.40$	$\Psi_{2,1} = 0$ $\Psi_{2,2} = 0$ $\Psi_{2,3} = 0^*$ $\Psi_{2,4} = 0$	$\Psi_{2,1} = 0$ $\Psi_{2,2} = 0$ $\Psi_{2,3} = 0^*$ $\Psi_{2,4} = 0$
*Ermittlung Reduktionsbeiwert Schneelast: $\Psi_0 = 1 - 60 / h_0$, $\Psi_1 = 1 - 250 / h_0$, $\Psi_2 = 1 - 1000 / h_0$ Bezugshöhe für Schneelast gemäss SIA 261, Anhang D: $h_0 = 410$ m				

Tabelle 13: Einwirkungen, Last- und Reduktionsbeiwerte für den Gebrauchstauglichkeitsnachweis

Die Grenzwerte für die Durchbiegung der Stahlkonstruktion werden gemäss SIA 260 Tabelle 3 und 4 wie in der nachfolgenden Tabelle aufgeführt festgelegt. Ein Kriterium für die Durchbiegung ist die Einhaltung eines Restgefälles der Querträger in Richtung Gleis 3. Das ursprüngliche Gefälle wird mit 1.8 % geplant (vgl. Architekturplan, Stand 26.03.2025), damit ergibt sich für die 2.55 m langen Nebenträger auf der Gebäudeseite eine maximale zulässige Durchbiegung von 45.7 mm am Kragarm-Ende.

Grenzzustand	Seltene Lastfälle	Häufige Lastfälle	Quasi-ständige Lastfälle
Durchbiegung der Träger gem. SIA 260 Tabelle 3	$w \leq L/500$	$w \leq L/350$	$w \leq L/300$
Beibehaltung Restgefälle	$w \leq 45.7$ mm	$w \leq 45.7$ mm	$w \leq 45.7$ mm
Horizontale Auslenkung der Stütze gem. SIA 260 Tabelle 4	$u \leq h/500$ ¹⁾	$u \leq H/300$	$u \leq h/250$ ¹⁾
¹⁾ infolge veränderlicher Einwirkungen			

Tabelle 14: Richtwerte für die Durchbiegung und die horizontale Auslenkung

L = Spannweite bzw. doppelte Auskragungslänge

$L = 2 \cdot 4.20$ m = 8.40 m

Die Verformungsberechnung wird zur Ermittlung der reinen Verformung der Stahlbauteile am dreidimensionalen System ohne Berücksichtigung der Foundation durchgeführt.

Es wird das am Dachrand geplante Stahlblech bei der Verformungsberechnung berücksichtigt.

Verformung für den Hauptträger

Der Hauptträger wird auf der Seite ohne Anschluss an den Bestand für die Durchbiegung aus dem Eigengewicht der Stahlkonstruktion sowie für 70 % der Durchbiegung aus der Auflast überhöht.

Überhöhung $\ddot{u}_{\text{gew}} = 9$ mm + $0.70 \cdot 19$ mm = 23 mm

Seltene LF $w_{\text{zul}} = 8.40$ m / 500 = 16.8 mm $w_{\text{vorh}} = 33 - 23$ mm = 10 mm → ok

Häufige LF $w_{\text{zul}} = 8.40$ m / 350 = 24.0 mm $w_{\text{vorh}} = 30 - 23$ mm = 7 mm → ok

Quasi ständige LF $w_{\text{zul}} = 8.40$ m / 300 = 28.0 mm $w_{\text{vorh}} = 28 - 23$ mm = 5 mm → ok

Differenzverformung für die Nebenträger

Seltene Lastfälle	$w_{zul} = 5.10 \text{ m} / 500 = 10.2 \text{ mm}$	$w_{vorh} = 8 \text{ mm} \rightarrow \text{ok}$
Häufige Lastfälle	$w_{zul} = 5.10 \text{ m} / 350 = 14.6 \text{ mm}$	$w_{vorh} = 6 \text{ mm} \rightarrow \text{ok}$
Quasi ständige Lastfälle	$w_{zul} = 5.10 \text{ m} / 300 = 17.0 \text{ mm}$	$w_{vorh} = 3 \text{ mm} \rightarrow \text{ok}$

Horizontale Auslenkung der Stütze

Seltene Lastfälle	$u_{zul} = 4.15 \text{ m} / 500 = 8.3 \text{ mm}$	$w_{vorh} = 7 \text{ mm} \rightarrow \text{ok}$
Häufige Lastfälle	$u_{zul} = 4.15 \text{ m} / 300 = 13.8 \text{ mm}$	$w_{vorh} = 5 \text{ mm} \rightarrow \text{ok}$
Quasi ständige Lastfälle	$u_{zul} = 4.15 \text{ m} / 250 = 16.6 \text{ mm}$	$w_{vorh} = 1 \text{ mm} \rightarrow \text{ok}$