

Linie: 720
Bezeichnung: ZH Langstrasse – Thalwil - Ziegelbrücke
Km: 1.213 – 57.146
Kanton(e): Zürich
Gemeinde(n): Horgen, Wädenswil
Projekt: **Fahrbahnerneuerung Horgen – Au ZH**
Gleise 94, 118, 119

12.102.91

ISP-Nr.: 1168481

Phase: **Auflageprojekt**

Datum: 20.03.2026

Unterschriften:

Bauherrenvertretung SBB

Projektverfasser

Abteilung: I-AEP-ENG-FB-ROT-PL2

Firma: Rubi Bahntechnik Schweiz AG

Name: Michael Hoffmann

Name: Kristine Diethelm



Statische Überprüfung Personenunterführung bei der Fähre

Dok.-Nr. 1168481_03_Statik_Pdu_Fähre

<u>Index:</u>	<u>Erstellt:</u>	<u>Geprüft:</u>	<u>Freigabe:</u>
---	20.03.26 kd	20.03.26 jb	20.03.26 mh
a			
b			
c			

Statische Überprüfung

PDu bei der Fähre
Linie DfA 720, km 17.385

Objekt Nr	1379b
ISP-Nummer	11684841
IPID	237254

Autoren
Projektleiter SBB *Jan-Ove Reindl*
Projektverfasser *Locher Ingenieure AG*
Ralf Ackermann,
Lars Ackermann

U248372

Datum 19.01.2026

Änderungsverzeichnis

Vers.	Datum	Änderung durch	Änderung
1.0			

Statische Überprüfung nach SIA 269/ff

INHALTSVERZEICHNIS

Kurzfassung	4
1. Allgemeines	5
1.1. Ausgangslage	5
1.2. Bauwerksbeschrieb	5
1.3. Trasseeaufbau	7
1.4. Begehung und Verifizierung der Planangaben	7
1.5. Grundlagen	7
1.6. Abgrenzung & getroffene Annahmen	8
2. Modellbildung	9
3. Statische Beurteilung Rahmenquerschnitt	10
3.1. Einwirkungen	10
3.1.1. Ständige Einwirkungen	10
3.1.2. Veränderliche Einwirkungen	12
3.1.3. Lastausbreitung unter Schwellen	13
3.1.4. Erddruck infolge Bahnlast	15
3.1.5. Ermüdungslasten	16
3.1.6. Aussergewöhnliche Lasten	17
3.2. Tragwerksanalyse und Nachweise	18
3.2.1. Grundlagen	18
3.2.2. Schnittkräfte	18
3.2.3. Tragwiderstände	19
3.2.4. Ermüdung	19
3.2.5. Resultate	20
4. Fazit	26
4.1. Zusammenfassung	26
4.2. Beurteilung / weiteres Vorgehen	26
Anhang	28
Anhang A – Fotodokumentation PU bei der Fährre Horgen	29
Anhang B – Statikauszüge alte Gleislage	33
Anhang C – Statikauszüge neue Gleislage	65
Anhang D – Berechnung Tragwiderstände	96
Anhang E – Prüfbericht tecnotest AG	101

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Querschnitt PU inkl. berücksichtigtem statischem Modell und verwendeten Nachweisschnitten (NWS)	5
Abbildung 2: Längsschnitt PU	6
Abbildung 3: Grundriss PU und Rampenanfang	6
Abbildung 4: Auszug aus der Schottersondage PU bei der Fährre	7
Abbildung 5: Skizze Schotterstärke	10
Abbildung 6: Aktualisiertes Lastmodell nach SIA 269-1	12
Abbildung 7: Lastausbreitung nach SIA 261, Figur 14c	13
Abbildung 8: Skizze Lastausbreitung unter einer Schwelle in Längsrichtung	13
Abbildung 9: Lastausbreitung von Q_i in Längsrichtung	14
Abbildung 10: Lastausbreitung unter einer Schwelle in Querrichtung	15
Abbildung 11: Entgleisungslastmodell 1 gemäss SIA 269-1, Figur 2	17
Abbildung 12: Entgleisungslastmodell 2 gemäss SIA 269-1, Figur 2	17
Abbildung 13: Zugangsrampe Süd	30
Abbildung 14: PU bei der Fährre Blick Richtung Norden	31
Abbildung 15: PU bei der Fährre Blick Richtung Süden	31
Abbildung 16: Zugangsrampe Nord	32
Abbildung 17: Bestehendes Gleistrasse Blick gegen Süden	32
Abbildung 18: Randbord Nord	33
Abbildung 19: Draufsicht Randbord Nord mit Geländer	33

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Übersicht Anpassung Gleisführung	5
Tabelle 2: Einteilung und Bewehrung PDu Querschnitt	18
Tabelle 3: Tragsicherheitswiderstände PU, alte Gleislage Stahl III	19
Tabelle 4: Tragsicherheitswiderstände PU, neue Gleislage Stahl III (m_{Rd} analog alte Gleishöhe)	19
Tabelle 5: Erfüllungsgrade Tragsicherheit PU	20
Tabelle 6: Erfüllungsgrade Tragsicherheit Querkraft PU mit erhöhten Betonkennwerten	21
Tabelle 7: Erfüllungsgrade Ermüdung PU	23
Tabelle 8: Erfüllungsgrade Ermüdung Querkraft mit erhöhten Betonkennwerten	24
Tabelle 9: Erfüllungsgrade Entgleisungslastmodell 1 PU	24
Tabelle 10: Erfüllungsgrade Entgleisungslastmodell 2 PU	25
Tabelle 11: Erfüllungsgrade Querkraft Entgleisungslastmodell 1+2 PU mit erhöhten Betonkennwerten	25

KURZFASSUNG

Im Rahmen dieses Studienauftrages wird der Einfluss der Fahrbahnerhöhung auf die Tragsicherheit der bestehenden Personenunterführung bei der Fähre auf der Linie 720 Winterthur – St. Gallen östlich des Bahnhofs Horgen direkt beim Landungssteg der Fähre Horgen-Meilen (km 17.385) untersucht. Es werden die heutigen Erfüllungsgrade und die Auswirkungen der Fahrbahnerhöhung auf die Tragsicherheit, die Ermüdung sowie den aussergewöhnlichen Lastfall Entgleisen aufgezeigt.

Die Tragsicherheitsnachweise können unter den getroffenen Annahmen gemäss den Erhaltungsnormen SIA 269 erfüllt werden. Die Ermüdungsnachweise können unter den getroffenen Annahmen der Dauerfestigkeit erfüllt werden. Das Entgleisungslastmodell 1 kann ebenfalls nachgewiesen werden. Das Entgleisungslastmodell 2 kann mit der gewählten Modellierung und den gemachten Annahmen nicht nachgewiesen werden.

Die Auswirkungen der Fahrbahnerneuerung (Erhöhung Gleislage um 8 cm) auf die Tragsicherheit des Bauwerks sind gering. Auf einige der Nachweise wirkt sich die Fahrbahnerhöhung sogar leicht positiv aus, da sich die Verteilung der Bahnlasten infolge der grösseren Schotterbettstärke verbessert.

Die Nachweise für das Entgleisungslastmodell 2 (seitlich balancierender Wagen) gem. SIA 269/1 können nicht erbracht werden.

Die Eintrittswahrscheinlichkeit eines Ereignisses gemäss Entgleisungslastmodell 2 wird aufgrund des mehrheitlich geraden Streckenabschnitts (grossen Kurvenradien) ohne Weichen im Bereich der PU, sowie der geringen Spannweite der Brücke als gering eingeschätzt. Die Tragsicherheit im Lastfall Entgleisen verschlechtert sich durch die geplante Fahrbahnerneuerung ebenfalls nicht.

Aufgrund der geringen Eintretenswahrscheinlichkeit dieses aussergewöhnlichen Lastfalls wird empfohlen auf Massnahmen zu verzichten und die rechnerisch nicht erfüllten Nachweise des Entgleisungslastmodells 2 des Bauwerkes zu akzeptieren.

Aufgrund der geringen Auswirkungen der Fahrbahnerneuerung und der robusten Bauteildimensionen wird empfohlen auf Verstärkungsmassnahmen zu verzichten

1. ALLGEMEINES

1.1. Ausgangslage

Im Rahmen der Fahrbahnerneuerung 2027 [2] wird die Lage des Gleis 119 angepasst und somit die Schotterhöhe über der bestehenden Pu bei der Fähre in Horgen erhöht.

Locher Ingenieure AG wurde beauftragt das Bauwerk statisch zu überprüfen und die Auswirkungen der Fahrbahnerneuerung aufzuzeigen.

Tabelle 1: Übersicht Anpassung Gleisführung

	Betroffenes Bauwerk	Hebung	Schiebung	Schwellenwechsel	Gleiswechsel
Gleis 94	PU bei der Fähre	+80 mm	Keine	Keine	Keine

1.2. Bauwerksbeschreibung

Die im Jahr 1972 erbaute Personenunterführung liegt auf der Linie 720 Winterthur – St. Gallen östlich des Bahnhofs Horgen direkt beim Landungssteg der Fähre Horgen-Meilen (km 17.385). Das gesamte Bauwerk ist in Stahlbeton ausgeführt und gliedert sich in eine Unterführung mit beidseitigen Zugangsbereichen je mit einer Rampe und Treppe.

Die Deckenplatte der Unterführung ist zweispurig ausgebaut und überspannt als geschlossener Rahmen eine Länge von 3.70 m. Die lichte Durchgangsbreite / Durchgangshöhe beträgt 3.0 m resp. 2.25 – 2.31 m. Die Deckenplatte ist 0.32 – 0.35 m stark, die Wände weisen eine Stärke von 0.35 m auf. Die Bodenplatte wurde mit einem Dachgefälle in PU-Längsrichtung ausgebildet. In der PU-Mitte weist sie eine maximale Dicke von 0.34 m auf, die minimale Dicke beträgt 0.28 m.

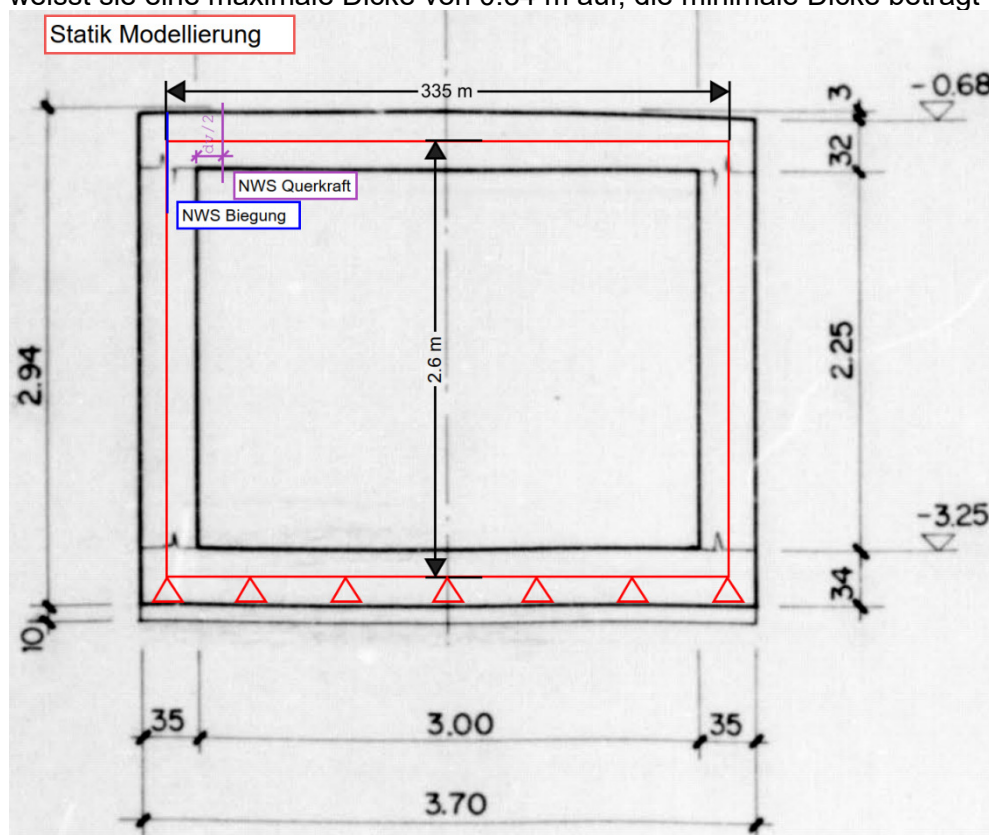


Abbildung 1: Querschnitt PU inkl. berücksichtigtem statischem Modell und verwendeten Nachweisschnitten (NWS)

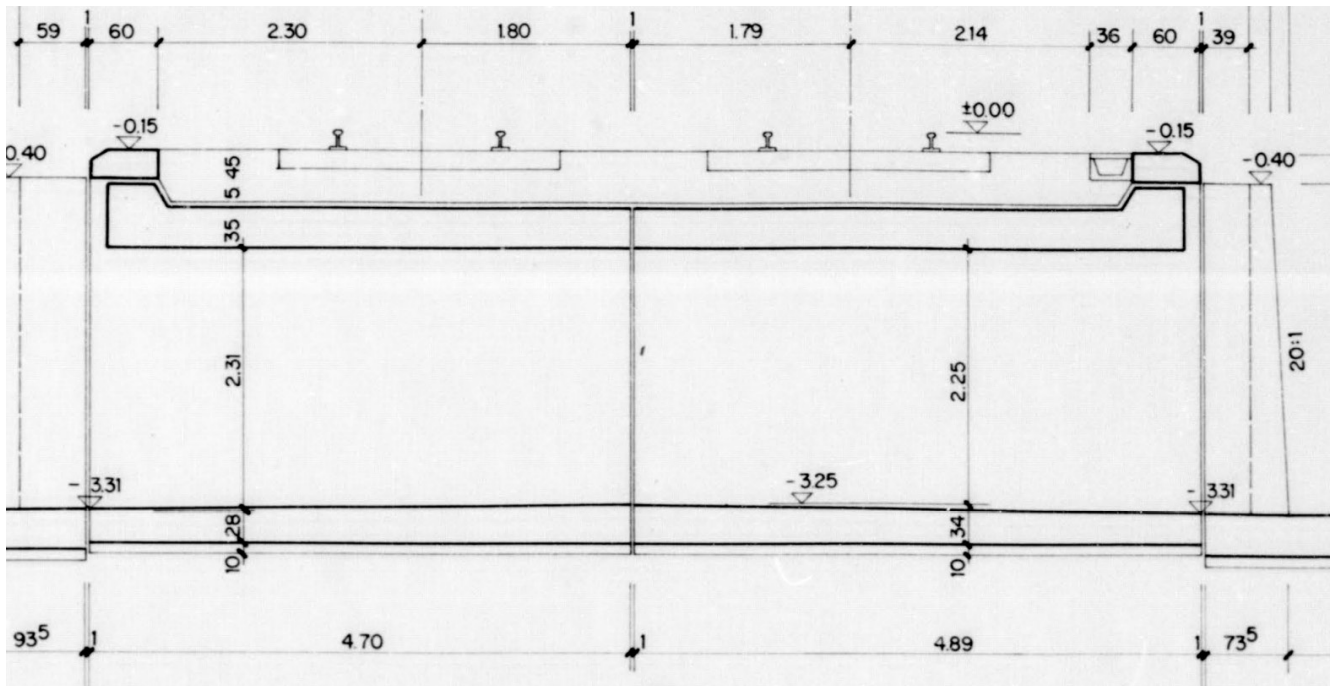


Abbildung 2: Längsschnitt PU

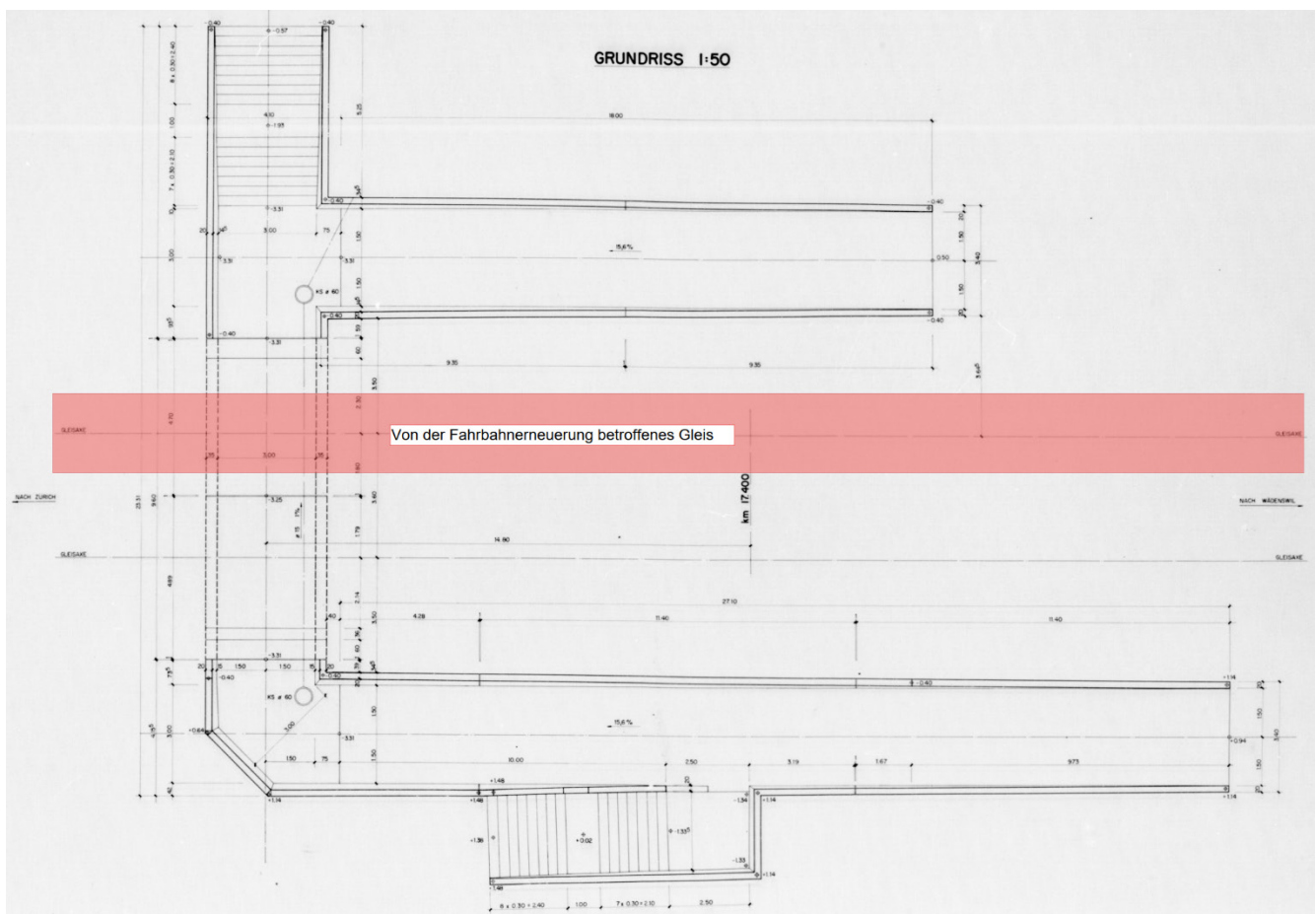


Abbildung 3: Grundriss PU und Rampenanfang

1.3. Trasseeaufbau

Es wurden geologische Untersuchungen im Schotterbett durchgeführt. Anhand diverser Höhenangaben können die Bestandespläne auf ihre Aktualität kontrolliert werden.

Im Bestand sind Profil 60 Schienen auf Monoblockbetonschwellen verbaut. Diese sind auch nach der Fahrbahnerneuerung vorgesehen.

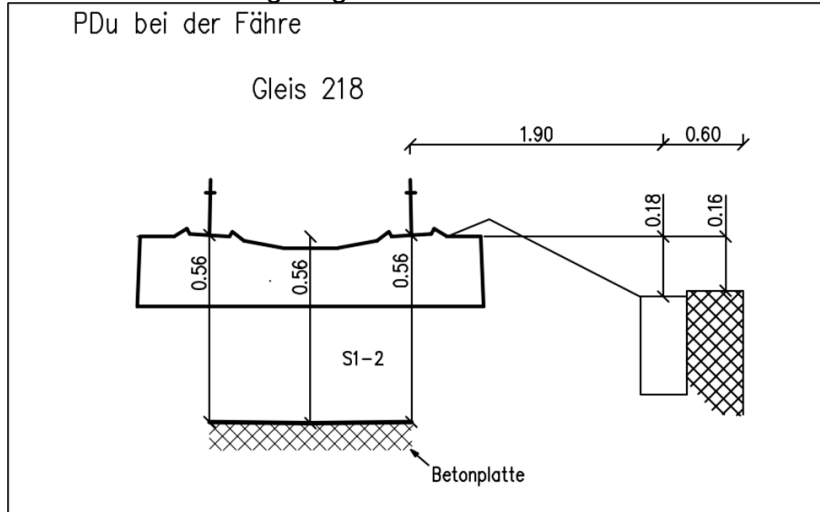


Abbildung 4: Auszug aus der Schottersondage PU bei der Fähre

1.4. Begehung und Verifizierung der Planangaben

Am 06.03.2025 fand eine Begehung des Bauwerkes statt, bei welcher der Zustand optisch begutachtet und die Hauptabmessungen verifiziert wurden. Weiter wurde mittels Ferrosan die Bewehrungsteilung der Plangrundlagen verifiziert.

Die fotografische Dokumentation der Begehung ist in Anhang B abgelegt.

Die Unterführung ist optisch in einem guten Zustand.

1.5. Grundlagen

Projektbezogene Grundlagen

- [1] Bestandespläne PU bei der Fähre
- [2] Gleisprojektplan, Fahrbahnerneuerung 2027, Gleis 94, Gleis 118, Gleis 119; 02.08.2024
- [3] Geotechnische Untersuchungen von Schotterbett und Unterbau; Bericht Nr. 2021-114 vom 07.12.2022

Normen

- [4] S SIA 260 (2013) Grundlagen der Projektierung von Tragwerken
- [5] SIA 261 (2020) Einwirkungen auf Tragwerke
- [6] SIA 261/1 (2020) Ergänzende Festlegungen
- [7] SIA 269 (2011) Grundlagen der Erhaltung von Tragwerken
- [8] SIA 269/1 (2011) Erhaltung von Tragwerken - Einwirkungen
- [9] SIA 269/2 (2011) Erhaltung von Tragwerken - Betonbau

SBB-Regelungen, Weisungen und Merkblätter

- [10] PAIngB Version 3.2
- [11] RTE 22040

1.6. Abgrenzung & getroffene Annahmen

In der vorliegenden Überprüfung wird lediglich die Situation des Unterführungsrahmens im Bereich unter Gleis 94 (das Gleis, bei welchem die Schottererhöhung realisiert wird) für die alte und neue Schotterstärke untersucht. Die Zugangsrampen sind nicht Teil dieser Überprüfung.

Baustoffkennwerte

Aufgrund unklarer Angaben der verwendeten Baustahlorte in den vorhandenen Grundlagen wurden anhand von Sichtfenstern der verbaute Bewehrungstyp bestimmt.

Weitere Materialprüfungen wurden nicht vorgenommen. Daher werden die Kennwerte über die Formeln und Tabellen aus der SIA 269-3 bestimmt.

2. MODELLBILDUNG

Für die Untersuchung der Tragsicherheit wird für die Unterführung ein Rahmenmodell (geschlossener Rahmen, 1 m Streifen in Gleisachse) mit einer elastischen Lagerung der Bodenplatte mit Statik-9 modelliert. Die PU wird auf 7 Federn mit einem Abstand von 0.55 m gelagert. Seitlich werden die ständigen Erddrücke und diese infolge Bahnlasten angesetzt.

Die Deckenstärke wird variabel von 0.32 m bis 0.35 m (Feldmitte) modelliert, die Wände konstant mit einer Stärke von 0.35 m und die Bodenplatte konservativ mit der minimalen Stärke von 0.28 m. Die Struktur des Modelles und die dazugehörigen Querschnitte sind im Anhang bei den Auszügen aus Statik-9 zu finden.

Die Höhe des Rahmens wird von Achse Decke zu Achse Bodenplatte modelliert und beträgt 2.58 m, die Breite 3.35 m.

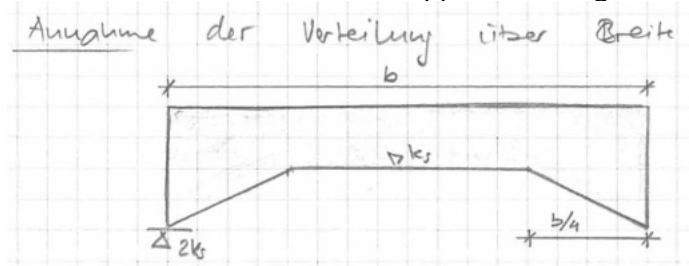
Für die Berechnungen werden sämtliche Bahnlasten inkl. daraus resultierender Erddrücke berücksichtigt. Weiter Angaben zu den berücksichtigten Einwirkungen sind im Kapitel 3 erläutert.

Es werden zwei Modelle erstellt, je eines mit den Lasten für die alte und neue Gleishöhe.

Im Zuge der statischen Überprüfung zeigte sich, dass die Eckmomente die Widerstände überschritten, im Feld jedoch noch deutliche Reserven vorhanden waren. Aus diesem Grund wurde entschieden, die Rahmenecken nicht mehr biegesteif, sondern mit einer Feder mit Rotationssteifigkeit von 500'000 kNm zu modellieren. Durch das Lösen der Einspannung wird der effektiv vorhandene Bewehrungsführung Rechnung getragen und ein Teil Belastung von den Rahmenecken ins Feld umgelagert, durch die aber immer noch sehr hohe Rotationssteifigkeit bleibt dennoch ein grosser Teil der Einspannungswirkung erhalten. Sowohl die Ecken der Decken- als auf der Bodenplatte wurden so angepasst. Mit diesem Modell wurden anschliessend alle Nachweise geführt.

Lagerung

Für die Lagerung der Bodenplatte wird angenommen, dass die Bodensteifigkeit entlang der Wände höher ist als in der Mitte. Aus Erfahrung anderer Projekte wird die Bodenplatte mit einer Bettung von 10'000 kN/m im Feld und der doppelten Steifigkeit am Rand modelliert.



Eine Sensitivitätsanalyse zeigte, dass insbesondere die massgebenden Eckmomente der Decken- und Bodenplatte nur schwach von der absoluten Steifigkeitswerten abhängig sind. Generell lässt sich jedoch sagen, dass je höher die Federsteifigkeit gewählt wurde, desto ausgeglichener sind die maximalen Feld- und Eckmomente.

3. STATISCHE BEURTEILUNG RAHMENQUERSCHNITT

3.1. Einwirkungen

Die Einwirkungen müssen gemäss SIA 269/1 aktualisiert werden. Dies hat gegenüber dem angenommenen Bauzustand vor allem Änderungen in den veränderlichen Lasten zur Folge.

Der Klassifizierungsbeiwert α wird gemäss PAIngB, Seite 35, für Überprüfungen von bestehenden Brücken als $\alpha = 1.0$ angenommen.

3.1.1. Ständige Einwirkungen

Eigengewicht

Das Betongewicht wird direkt in Statik-9 mit dem Raumgewicht $\gamma_{\text{Beton}} = 25 \text{ kN/m}^3$ berücksichtigt.

Auflast Schotter

Das Schotterraumgewicht entspricht $\gamma_{\text{Schotter}} = 18 \text{ kN/m}^3$ (gem. SIA 261, Tab. 30). Die Schotterhöhe wird bis Oberkante Schwelle angesetzt.

- **Gleis 94/118 (Schottererhöhung von 80 mm):**
(Handschlitz im Nachbarsgleis 218)

$$g_{\text{Schotter,alt,k}} = (h_{\text{Schotter,alt}} + h_{\text{Schwelle,alt}}) \cdot \gamma_{\text{Schotter}} = 0.56 \text{ m} \cdot 18 \text{ kN/m}^3 = \mathbf{10.08 \text{ kN/m}^2}$$

$$g_{\text{Schotter,neu,k}} = (h_{\text{Schotter,neu}} + h_{\text{Schwelle,neu}}) \cdot \gamma_{\text{Schotter}} = 0.64 \text{ m} \cdot 18 \text{ kN/m}^3 = \mathbf{11.52 \text{ kN/m}^2}$$

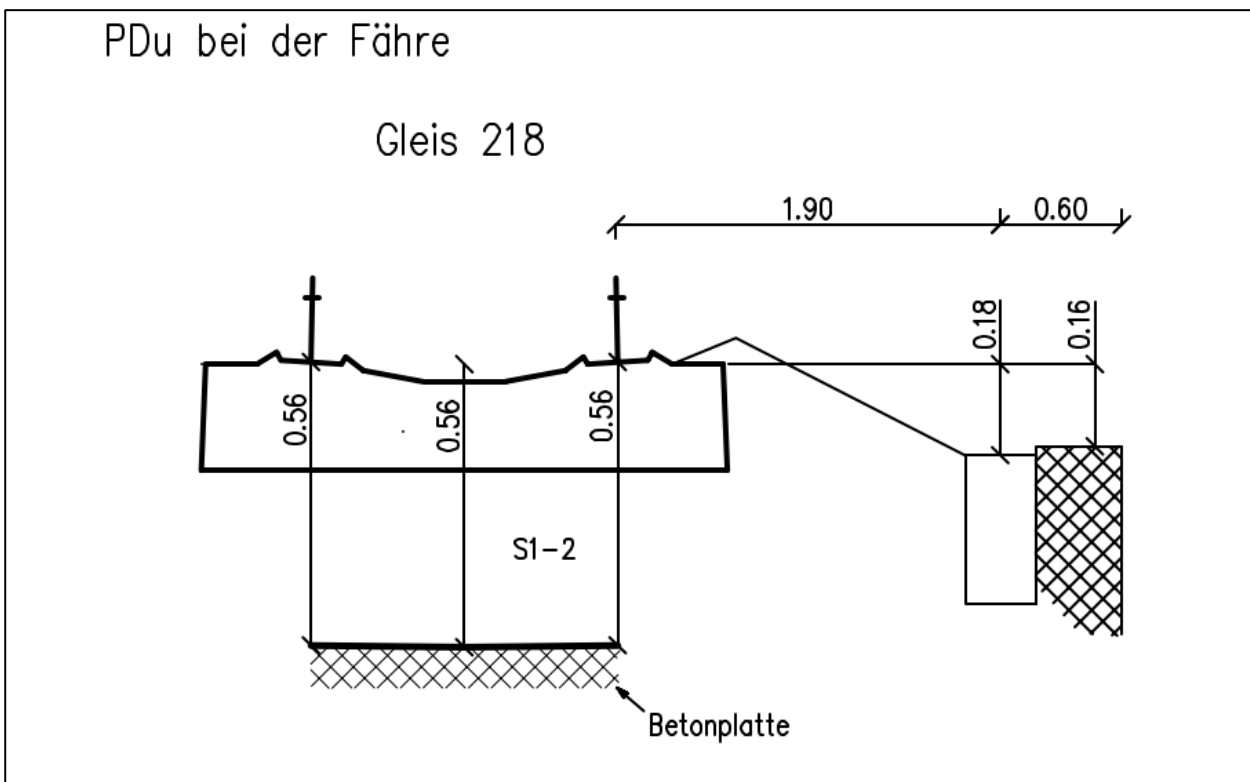


Abbildung 5: Skizze Schotterstärke

Auflast Schwelle

Für die Schwelle aus Beton wird im Vergleich mit dem Schottergewicht das Gewicht der Schwelle massgebend, da die Raumlast des Betons von 24 kN/m^3 grösser ist als diejenige von Schotter mit 18 kN/m^3 . RTE 22040 6.4.5.1 (Monoblockbetonschwelle Typ B91 Gewicht inkl. Befestigung):

$$G_{\text{Schwelle,neu,Zusatz,k}} = (\gamma_{\text{Beton}} - \gamma_{\text{Schotter}}) \cdot V_{\text{Beton}} = (\gamma_{\text{Beton}} - \gamma_{\text{Schotter}}) \cdot \frac{G_{\text{Schwelle,neu}} \cdot g}{\gamma_{\text{Beton}}}$$

$$= (24 \text{ kN/m}^3 - 18 \text{ kN/m}^3) \cdot \frac{286 \text{ kg} \cdot 10 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}}{24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}} = 0.715 \text{ kN}$$

Die Last der Schwellen wird noch durch den Schwellenabstand dividiert.

$$g_{\text{Schwelle,neu,Zusatz,k}} = G_{\text{Schwelle,neu,Zusatz,k}} \cdot \frac{b'}{s_{\text{Schwelle}}} = 0.715 \text{ kN} \cdot \frac{\frac{1\text{m}}{\text{m}}}{0.6\text{m}} = \mathbf{1.19 \text{ kN/m}}$$

Dies ergibt nebst dem Gewicht des Schotters eine zusätzliche Auflast von 1.19 kN/m durch die Betonschwelle.

Auflast Schiene

Der verbaute Schientyp 60E1 wird nicht geändert. Die Lasten pro Laufmeter ergeben sich zu:

$$g_{\text{Schiene,60E1,k}} = G_{\text{Schiene,60E1}} \cdot g = 60.34 \text{ kg/m} \cdot 10 \text{ m/s}^2 = \mathbf{0.6 \text{ kN/m}} \quad \text{RTE 22040, 6.2.1.1}$$

Konservativ wird die Auflast der Schienen zu $g_{\text{Schienen}} = 2 \cdot g_{\text{Schiene,60E1,k}} = 2 \cdot 0.6 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = \mathbf{1.20 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}$ angenommen.

Auflast Mörtelschicht

Die auf dem Querschnitt eingezeichnete Schutzmörtelschicht beträgt eine Stärke von 5 cm , was mit einem Raumgewicht von 22 kN/m^3 (konservativ aus SIA 261, Tab. 28) eine Flächenlast ergibt von:

$$g_{\text{k,Mörtel}} = d_{\text{Mörtel}} \cdot \gamma_{\text{Mörtel}} = 0.03 \text{ m} \cdot 22 \text{ kN/m}^3 = \mathbf{1.1 \text{ kN/m}^2}$$

Erddruck seitlich

Aufgrund fehlender Informationen werden für die Bodenkennwerte konservative Annahmen getroffen:

- Bodengewicht künstliche Auffüllung: $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
- Reibungswinkel $\varphi = 29^\circ$
- Keine Kohäsion $c = 0$
- Erddruckbeiwert: Erdruchedruck $K_0 = 0.5$
- Überdeckung auf Höhe Decke H_D und auf Höhe Bodenplatte H_B (jeweils Achse des Modells)

$$H_{D,\text{alt}} = 0.81 \text{ m} \quad H_{D,\text{neu}} = 0.89 \text{ m}$$

$$H_{B,\text{alt}} = 3.41 \text{ m} \quad H_{B,\text{neu}} = 3.49 \text{ m}$$

Aus den getroffenen Annahmen ergeben sich folgende dreiecksförmigen Erddruckverteilungen:

$$\underline{g_{3,D,\text{alt}} = 7.7 \text{ kN/m}^2}$$

$$\underline{g_{3,D,\text{neu}} = 8.4 \text{ kN/m}^2}$$

$$\underline{g_{3,B,\text{alt}} = 32.4 \text{ kN/m}^2}$$

$$\underline{g_{3,B,\text{neu}} = 33.1 \text{ kN/m}^2}$$

3.1.2. Veränderliche Einwirkungen

Alle veränderlichen Bahnlasten sind nach SIA 269/1, 11.2 zu aktualisieren. Es gilt Streckenklasse D4.

Vertikallasten

- Aktualisiertes Lastmodell**

Streckenklasse	Nominelle Achslast Q_{act} [kN]	Geometrische Eigenschaften der Musterfahrzeuge, Abmessungen in m Q_{act} Q_{act} Q_{act} Q_{act}
D4	225	

Abbildung 6: Aktualisiertes Lastmodell nach SIA 269-1

- Achslasterhöhung**

Zur Berücksichtigung von Achslastüberhöhungen infolge unsachgemässer Beladung wird eine Achslasterhöhung von 10% berücksichtigt (SIA 269/1, 11.2.1.2).

Dynamischer Beiwert

Der dynamische Beiwert Φ ist in Tabelle 3 der Anhang A SIA 269/1 interpolierbar. Die benötigte massgebende Länge $l_\Phi = 3.705$ Meter ist durch die Tabelle 15, Fall 1, SIA 261 gegeben. Aufgrund der erlaubten Geschwindigkeit im Gleisfeld von 105 km/h ergibt sich ein dynamischer Beiwert von ca. $\Phi_{vmax=105,GZT} = 1.525$.

Horizontallasten

- Anfahr- & Bremskräfte**

$$QB_{k,act} = 20l \leq 6000 \rightarrow 20 * 3.35 = 67 \text{ kN} \leq 6000 \text{ kN (nach SIA 269/1)}$$

$$QA_{k,act} = 33l = 110.6 \text{ kN} < 1000 \text{ kN (nach SIA 261)}$$

Die Anfahrkräfte werden massgebend.

Die Anfahrkräfte werden über die mitwirkende Breite verteilt (Berechnung siehe weiter unten):

$$q_{A,alt} = \frac{110.6}{3.2} = 34.6 \text{ kN/m'}$$

$$q_{A,neu} = \frac{110.6}{3.24} = 34.1 \text{ kN/m'}$$

- Schlänger- und Zentrifugalkräfte wirken in PU-Längsrichtung und sind daher für die Überprüfung des PU-Querschnittes nicht massgebend.

3.1.3. Lastausbreitung unter Schwellen

Die Lastverteilung wird nur in Längsrichtung der Linienführung berücksichtigt. In Querrichtung sind die Einwirkungen konstant über die gesamte Breite der Unterführung verteilt. Daran ändert sich auch im Zuge der Schienenhebung nichts.

Die Auflast des Schotter wird in Längsrichtung der Unterführung als konstant angenommen.

Im Schotter wird eine Ausbreitung von 4:1 berücksichtigt (gem. SIA 261, Figur 14c)

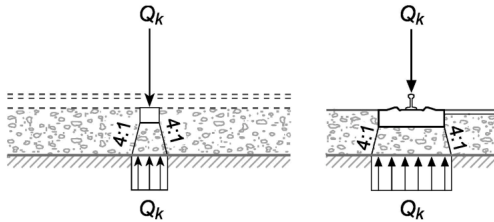


Abbildung 7: Lastausbreitung nach SIA 261, Figur 14c

In der Deckenplatte wie auch in der Mörtelschicht wird eine Ausbreitung von 1:1 bis in die Mitte ($0.5 \cdot d$) der Deckenplatte berücksichtigt.

Für die Berechnung der Lastausbreitung in der Deckenplatte wird konservativ eine gleichmässige Deckenstärke von 32 cm angesetzt.

Lastausbreitung in Längsrichtung

- **Gleis 94**

Lastausbreitung unter einer Schwelle:

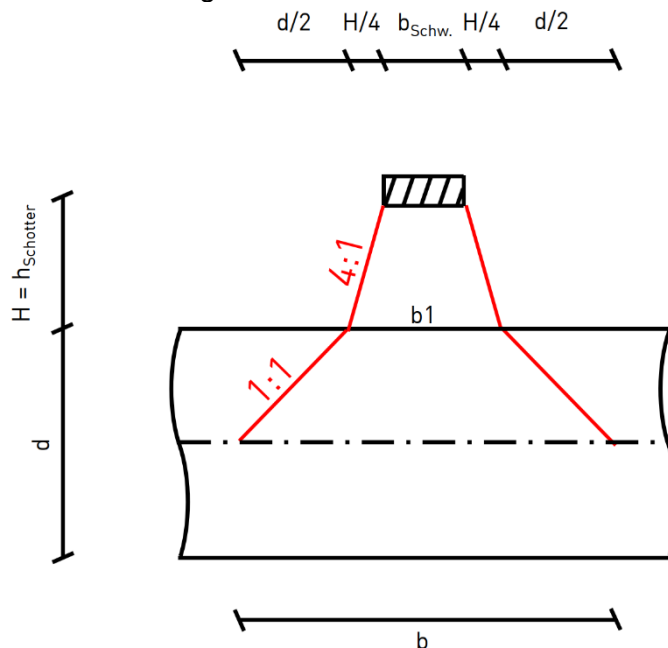


Abbildung 8: Skizze Lastausbreitung unter einer Schwelle in Längsrichtung

$$b1_{alt} = b_{Schwelle,alt} + 2 \cdot \frac{(h_{Schotter,alt} - h_{Schwelle})}{4} = 30 \text{ cm} + 2 \cdot \frac{(56 - 20) \text{ cm}}{4} = 48 \text{ cm}$$

$$b_{alt} = b1_{alt} + 2 \cdot \frac{d}{2} + d_{Mörtel} = 48 \text{ cm} + 2 \cdot \frac{32 \text{ cm}}{2} + 2 \cdot 5 = 90 \text{ cm}$$

$$b1_{neu} = b_{Schwelle,neu} + 2 \cdot \frac{(h_{Schotter,neu} - h_{Schwelle})}{4} = 30 \text{ cm} + 2 \cdot \frac{(64 - 20) \text{ cm}}{4} = 52 \text{ cm}$$

$$b_{neu} = b_{1neu} + 2 \cdot \frac{d}{2} + 2x d_{Mörtel} = 52 \text{ cm} + 2 \cdot \frac{32 \text{ cm}}{2} + 2x5 = 94 \text{ cm}$$

Die Achslasten in Längsrichtung aus dem Lastmodell werden gemäss SIA 261, Figur 14a auf je 3 Schwellen mit Schwellenabstand $s_{Schwelle}$ von 0.6 Meter verteilt. Dabei erhält die mittlere Schwelle die Hälfte der Last und die beiden Äusseren je ein Viertel (siehe Abbildung 9). Aus diesen Annahmen entsteht eine totale Lastausbreitung $l_{alt/neu}$ in Längsrichtung:

$$l_{alt} = 5 \cdot s_{Schwelle} + b_{alt} = 5 \cdot 0.6 \text{ m} + 0.9 \text{ m} = \mathbf{3.9 \text{ m}}$$

$$l_{neu} = 5 \cdot s_{Schwelle} + b_{neu} = 5 \cdot 0.6 \text{ m} + 0.94 \text{ m} = \mathbf{3.94 \text{ m}}$$

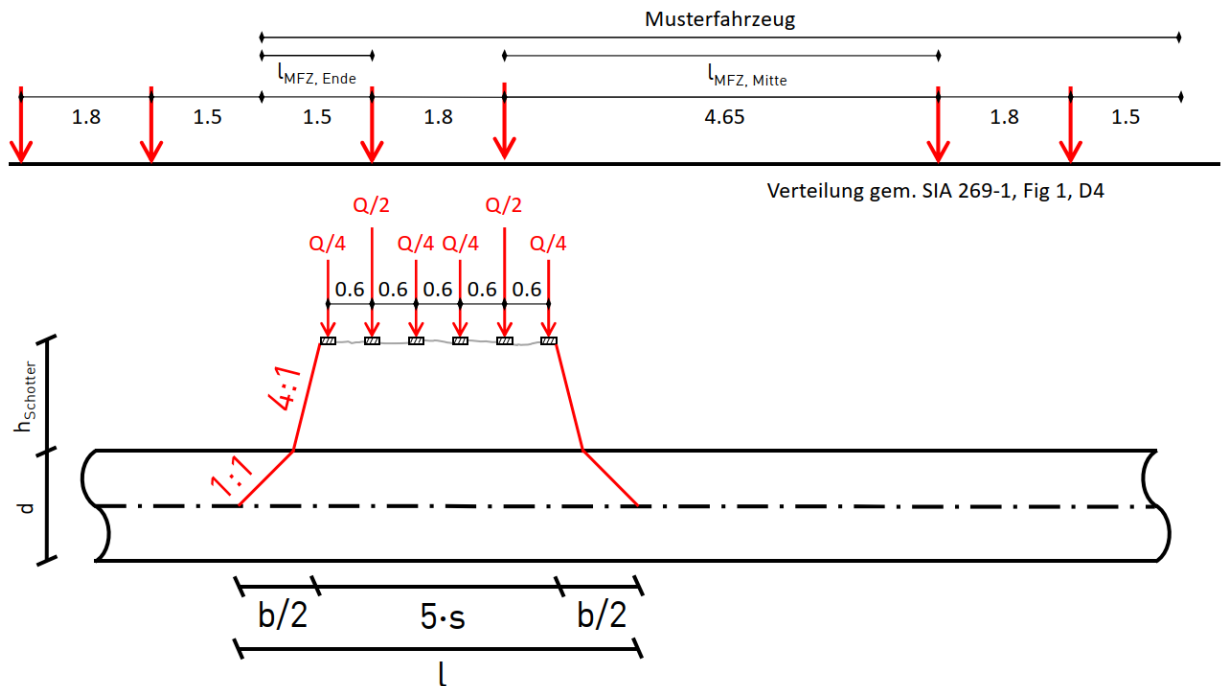


Abbildung 9: Lastausbreitung von Q_i in Längsrichtung

Zur Kontrolle einer möglichen Lastüberlagerung wird die Lastausbreitung bei Musterfahrzeugende und -mitte überprüft.

$$l_{min,MFZ} = \min\{l_{MFZ,Ende}; l_{MFZ,Mitte}\} = \min\{1.5 \text{ m}; 4.65 \text{ m}\} = \mathbf{1.5 \text{ m}}$$

$$l_{alt,überl.,L} = 2 \cdot s_{Schwelle} + b_{alt} = 2 \cdot 0.6 \text{ m} + 0.9 \text{ m} = 2.1 \text{ m}$$

$$l_{alt,überl.,L} \leq 2 \cdot l_{min,MFZ} \rightarrow 2.0 \text{ m} \leq 3 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{i. O., keine Lastüberlagerung}$$

$$l_{neu,überl.,L} = 2 \cdot s_{Schwelle} + b_{neu} = 2 \cdot 0.6 \text{ m} + 0.94 \text{ m} = 2.14 \text{ m}$$

$$l_{neu,überl.,L} \leq 2 \cdot l_{min,MFZ} \rightarrow 2.04 \text{ m} \leq 3 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{i. O., keine Lastüberlagerung}$$

Lastausbreitung in Querrichtung

- Gleis 94

$$B1_{alt} = l_{Schwelle} + 2 \cdot \frac{h_{Schotter,alt}}{4} = 2.60 \text{ m} + 2 \cdot \frac{0.36 \text{ m}}{4} = 2.78 \text{ m}$$

$$B_{alt} = B1_{alt} + 2 \cdot \frac{d}{2} + 2x d_{Mörtel} = 2.78 \text{ m} + 2 \cdot \frac{0.32 \text{ m}}{2} + 2x0.05 = 3.2 \text{ m}$$

$$B1_{neu} = l_{Schwelle} + 2 \cdot \frac{h_{Schotter,neu}}{4} = 2.60 \text{ m} + 2 \cdot \frac{0.44 \text{ m}}{4} = 2.82 \text{ m}$$

$$B_{neu} = B1_{neu} + 2 \cdot \frac{d}{2} + 2x d_{Mörtel} = 2.82 \text{ m} + 2 \cdot \frac{0.32 \text{ m}}{2} + 2x0.05 = 3.24 \text{ m}$$

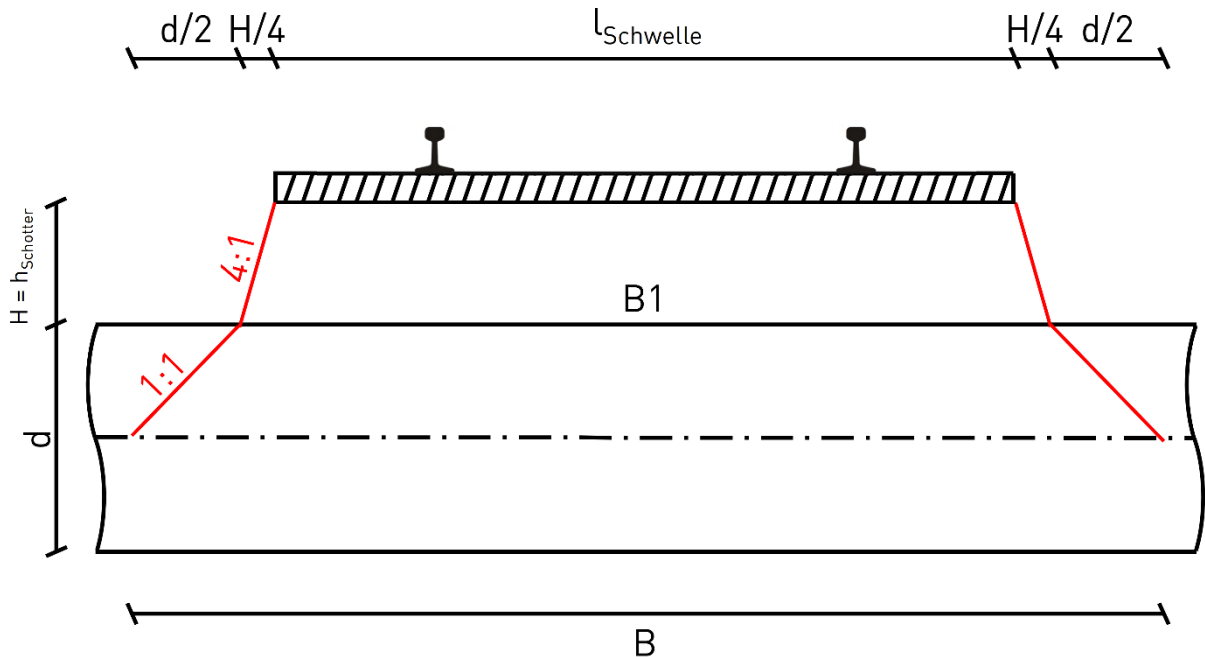


Abbildung 10: Lastausbreitung unter einer Schwelle in Querrichtung

Lastausbreitungsfläche unter den Schwellen

- Gleis 94

$$A_{alt} = B_{alt} \cdot l_{alt} = 12.48 \text{ m}^2; \quad A_{neu} = B_{neu} \cdot l_{neu} = 12.77 \text{ m}^2$$

Lastausbreitung auf Brückenplatte unter Schwellen

- Gleis 94

$$q_{act,alt,k} = \frac{2 \cdot Q_{act,k}}{A_{alt}} = \frac{2 \cdot 225 \text{ kN}}{12.48 \text{ m}^2} = 36.06 \text{ kN/m}^2;$$

$$q_{act,neu,k} = \frac{2 \cdot Q_{act,k}}{A_{neu}} = \frac{2 \cdot 225 \text{ kN}}{12.76 \text{ m}^2} = 35.24 \text{ kN/m}^2;$$

3.1.4. Erddruck infolge Bahnlast

Für die Berechnung des Erddruckes wird die Last 70 cm unterhalb SOK angesetzt (SIA 261, 11.2.1.5) und auf einer Breite von 3 m verteilt. Die Lastverteilung in Längsrichtung wird analog dem Vorgehen oben gemacht. Es resultieren:

$$l_{alt} = 1.8 + 2 \cdot \left(0.6 + \frac{0.81}{4}\right) = 3.4 \text{ m} \rightarrow A_{alt} = 3 \cdot 3.4 = 10.2 \text{ m}^2$$

$$l_{neu} = 1.8 + 2 \cdot \left(0.6 + \frac{0.89}{4}\right) = 3.45 \text{ m} \rightarrow A_{neu} = 3 \cdot 3.45 = 10.35 \text{ m}^2$$

44

Auf eine Ausbreitung der Last längs zur PU mit zunehmender Tiefe wird der Einfachheit halbe verzichtet. Dies ist eine konservative Annahme.

Resultierender Erddruck:

$$\sigma_{E,alt,k} = \frac{2 \cdot 225}{10.2} = 44.1 \rightarrow q_{E,alt,k} = \sigma_{E,alt,k} \cdot K_0 = 44.1 \cdot 0.5 = \mathbf{22.05 \frac{kN}{m^2}}$$
$$\sigma_{E,neu,k} = \frac{2 \cdot 225}{10.35} = 43.5 \rightarrow q_{E,neu,k} = \sigma_{E,neu,k} \cdot K_0 = 43.5 \cdot 0.5 = \mathbf{21.75 \frac{kN}{m^2}}$$

3.1.5. Ermüdungslasten

Dauerfestigkeit

Für den Nachweis der Dauerfestigkeit werden gemäss SIA 261, 11.4.2.1 nur die veränderlichen Bahnlaste auf charakteristischem Niveau nach Kapitel 3.1.2 und 3.1.3 angesetzt. Diese Lasten werden durch die Gleisbettung ebenfalls von Punkt- zu Flächenlasten umgerechnet.

$$q_{fat,i} = \frac{2 \cdot 1.1 \cdot Q_{act,k}}{A_i} = q_{act,i,k}$$

3.1.6. Aussergewöhnliche Lasten

Entgleisung

Die Entgleisungslastmodelle werden durch die SIA 269-1, 11.2.4.1 festgelegt.

Entgleisungslastmodell 1

In Längsrichtung ist eine unbeschränkte Anzahl Musterfahrzeuge mit den in Figur 1 dargestellten geometrischen Eigenschaften in ungünstigster Stellung wirkend zu berücksichtigen. Achslasten, die entlastend wirken, sind zu vernachlässigen.

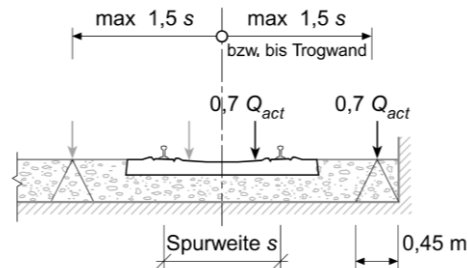


Abbildung 11: Entgleisungslastmodell 1 gemäss SIA 269-1, Figur 2

Entgleisungslastmodell 2

In Längsrichtung sind zwei Musterfahrzeuge mit den in Figur 1 dargestellten geometrischen Eigenschaften in ungünstigster Stellung wirkend zu berücksichtigen.

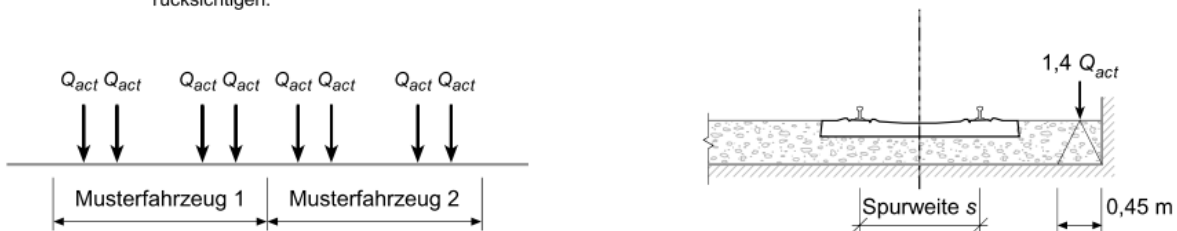


Abbildung 12: Entgleisungslastmodell 2 gemäss SIA 269-1, Figur 2

Die Lastverteilung im Schotter beträgt in beide Richtungen 0.45 m pro Last und wird in den Abständen nach dem aktualisierten Lastmodell D4 gemäss SIA 269-1 Figur 1 eingeführt. Für eine konservative Annahme im Falle der Entgleisung wird die Stärke der Brückenplatte d für die zusätzliche Lastverteilung in der Platte vernachlässigt. Der Achsabstand in Gleisrichtung beträgt 1.8 m.

Für die Entgleisungslastmodelle wird je eine massgebende Anordnung für das Moment und die Querkraft eingeführt. Für das Moment werden die Lasten so angeordnet, dass die äussere Last gerade noch auf dem Modell zu liegen kommt, für die Querkraft wird die äussere Last direkt neben dem Nachweisschnitt für die Querkraft ($d/2$ neben der Wandinnenseite) platziert. Die Lasten der Entgleisungslastmodelle entsprechen:

$$Q_{ELM1,act,k} = 0.7 * Q_{act,k} = 157.5 \text{ kN} \rightarrow q_{ELM1,act,k} = \frac{Q_{ELM1,act,k}}{0.45\text{m}} = 350 \text{ kN/m}$$

$$Q_{ELM2,act,k} = 1.4 * Q_{act,k} = 315 \text{ kN} \rightarrow q_{ELM2,act,k} = \frac{Q_{ELM2,act,k}}{0.45\text{m}} = 700 \text{ kN/m}$$

3.2. Tragwerksanalyse und Nachweise

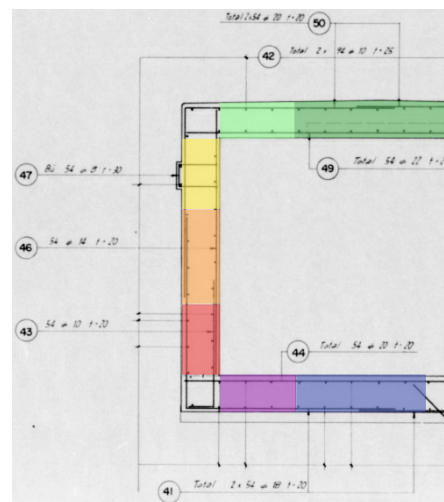
3.2.1. Grundlagen

Anhand der Bestandespläne wurden sieben Querschnitte für die Berechnungen definiert mit jeweiliger Betonstärke, innenliegender- und aussenliegender Bewehrung. Sämtliche Bewehrungslagen wurden in der Teilung $s = 20$ cm verlegt. Die Querschnitte wurden in der folgenden Tabelle zusammengefasst.

Tabelle 2: Einteilung und Bewehrung PDU Querschnitt

	Bezeichnung	Stärke [mm]	Ø aussen [mm]	Ø innen [mm]
	Decke Feld	350	-	22
	Rahmenecke oben Decke	320	20	-
	Rahmenecke oben Wand	350	20	-
	Wand Feld	350	18/20	14
	Rahmenecke unten Wand	350	18	-
	Rahmenecke unten Boden	340	18	-
	Boden Feld	340	-	20

Hauptbewehrung (Zugseite) fett.



Baustoffkennwerte

Es wurden keine Materialprüfungen für den Beton vorgenommen. Daher wird die Überprüfung über die Formeln und Tabellen aus der SIA 269-2 abgeschätzt. Das Bauwerk wurde gemäss Bestandesplänen im Jahr 1972 erstellt. In der Statik wurde eine Zulässige Spannung für den Beton von 120 kg/cm^2 angegeben, was in etwa einem BH250 gem. Normentabelle 7 entspricht.

Beton (gemäss SIA 269/2)

- $f_{cd,28} = 12.8 \text{ N/mm}^2$ SIA 269/2, Tab. 7
- $T_{cd} = 0.88 \text{ N/mm}^2$ SIA 269/2, Tab. 7

Der Betonstahl ist in der bestandesstatik mit einer zulässigen Spannung von 2400 kg/cm^2 angegeben. Dies entspricht gem. Tabelle 7 der SIA 269-2 einem Stahl I. Mit den Kennwerten des Stahl I konnten die nachweise nicht geführt werden. Da aus erfahrung anderer Überprüfungen bekannt war, dass für analoge Bauwerke in diesem Zeitraum mehrheitlich Stahl III verwendet wurde, wurden Sondagefenster zur ermittlung der Stahlsorte durchgeführt. Die Firmat tecnotest ag konnte anhand dieser die Bewehrungen der Stahlsorte des Typs III zuordnen.

Betonstahl (gemäss SIA 269/2)

- $f_{sd} = 390 \text{ N/mm}^2$ SIA 269/2, Tab. 7 (Stahl III)

3.2.2. Schnittkräfte

Die Schnittkräfte sind in den Statikauszügen im Anhang zu entnehmen.

3.2.3. Tragwiderstände

Mit den oben aufgeführten Angaben werden die Tragwiderstände der einzelnen Querschnitte berechnet.

Zur Berechnung der Querkraftwiderstände wird die effektive Momentenausnutzung verwendet. Die Schnittkräfte so wie die vollständigen Berechnungstabellen sind im Anhang zu finden. Die Tragwiderstände werden für die alte und neue Gleislage jeweils für Stahl III berechnet.

Alte Schienenlage

Tabelle 3: Tragsicherheitswiderstände PU, alte Gleislage Stahl III

Stahl III	Decke Feld	RE oben D	RE oben W	Wand Feld	RE unten W	RE unten B	Boden Feld
a_s [mm ² /m']	1901	1571	1571	770 (innen*)	1272	1571	1272
m_{Rd} [kNm/m']	208	157	175	90 (innen*)	145	170	140
V_{Rd} [kN/m']	211	171	190	211	184	188	194

* die stehende Bewehrung aussen ist analog der Rahmeneckbewehrung und weist daher einen deutlich höheren Widerstand auf

Neue Schienenlage

Durch die grössere Lastausbreitung infolge der höheren Schienenlage sinkt die Momentenausnutzung, wodurch die Querkrafttragfähigkeit minimal zunimmt.

Tabelle 4: Tragsicherheitswiderstände PU, neue Gleislage Stahl III (m_{Rd} analog alte Gleishöhe)

Stahl III	Decke Feld	RE oben D	RE oben W	Wand Feld	RE unten W	RE unten B	Boden Feld
V_{Rd} [kN/m']	211	172	191	214	185	189	194

3.2.4. Ermüdung

Für die Überprüfung der Ermüdungssicherheit wird der Nachweis der Dauerfestigkeit gemäss SIA 262 geführt. Der dynamische Faktor wird gem. 3.1.2 berücksichtigt.

Der Überprüfungswert der Ermüdungsfestigkeit wird gemäss SIA 269/2, Tabelle 2 wie folgt angenommen:

$$\Delta\sigma_{sd, fact, act} = 150 \text{ N/mm}^2$$

somit ergibt sich nach SIA 262 (86) für gerade Stäbe

$$\Delta\sigma_{sd, D} \cong 0.8 * \Delta\sigma_{sd, fact, act} = 0.8 * 150 = 120 \text{ N/mm}^2$$

und für gebogene Stäbe in den Rahmenecken nach SIA 262 (85)

$$\Delta\sigma_{sd, D} \cong 0.8 * \Delta\sigma_{sd, fact, act} * 0.74 = 0.8 * 150 * 0.74 = 88.8 \text{ N/mm}^2 \text{ für Biegerollendruckmesser D1}$$

$$\Delta\sigma_{sd, D} \cong 0.8 * \Delta\sigma_{sd, fact, act} * 0.56 = 0.8 * 150 * 0.56 = 67.2 \text{ N/mm}^2 \text{ für Biegerollendruckmesser D2}$$

Da aus den Plänen nicht eindeutig ersichtlich ist, ob die Eckbewehrung mit D1 oder D2 abgebogen wurden, wird nachfolgend versucht die Nachweise für den konservativen Fall mit D2 zu führen.

Für die Berechnung der ermüdungsrelevanten Spannung werden nur die variablen Bahnlasten auf der PU Decke (Erddrücke infolge Bahn wird nicht berücksichtigt) in Rechnung gestellt. Mit den daraus resultierenden Momenten (Grenzwertspezifikation Ermüdung) wird in FAGUS-9 pro Querschnitt eine Querschnittsanalyse gemacht um die resultierenden Ermüdungsspannungen $\Delta\sigma_{sa}(Qfat)$ zu erhalten. Die FAGUS-9-Auszüge sind im Anhang zu finden.

3.2.5. Resultate

Aus den Schnittkräften gem. Anhang und den oben berechneten Widerständen ergeben sich folgende Erfüllungsgrade. Die Erfüllungsgrade wurden jeweils für alle Kombinationen aus alter oder neuer Gleislage mit Stahl III berechnet und sind in der Tabelle unten zusammengestellt.

Tragsicherheit

Für die Biegenachweise in den Rahmenecken werden die maximalen Eckmomente verwendet. Ein Abmindern der Biegemomente auf den Nachweisschnitt in der Flucht der Wandinnenseite wird konservativ verzichtet.

Für die Querkraftnachweise wird die Schnittkraft im Nachweisschnitt $d_v/2$ vom Auflagerrand (ca. 17 cm von der Wandinnenseite entfernt) ermittelt, da bei einer ersten Abschätzung ersichtlich war, dass die Nachweise mit dem maximalen Querkraften in der Decke nicht erfüllt werden können.

Die verwendeten Nachweisschnitte für Biegung und Querkraft sind in Abbildung 1 dargestellt.

Tabelle 5: Erfüllungsgrade Tragsicherheit PU

PU Rahmen	Einheit	R_d	E_d		$n [-]$	
GZT Typ 2: Tragsicherheit						
Schnittkräfte und Widerstände						
Momente		M_{Rd}	M_{Ed}	M_{Ed}	Δ	n
		Stahl III	alt	neu	alt (III)	neu (III)
Lastfall Bahnlast: Feldmoment Decke	[kNm]	208	105	105	1.98	1.98
Lastfall Bahnlast: Rahmenecke oben Decke	[kNm]	157	136	134	1.15	1.17
Lastfall Bahnlast: Rahmenecke oben Wand	[kNm]	175	136	134	1.29	1.31
Lastfall Bahnlast: Feldmoment Wand	[kNm]	90	54	52	1.67	1.73
Lastfall Bahnlast: Rahmenecke unten Wand	[kNm]	145	121	120	1.20	1.21
Lastfall Bahnlast: Rahmenecke unten Boden	[kNm]	132	121	120	1.09	1.10
Lastfall Bahnlast: Feldmoment Boden	[kNm]	110	76	75	1.45	1.47
Querkraft		V_{Rd}	V_{Ed}	V_{Ed}		
Lastfall Bahnlast: Decke Rand (alte SOK)	[kN]	169	193		0.88	
Lastfall Bahnlast: Boden Rand (alte SOK)	[kN]	149	146		1.02	
Lastfall Bahnlast: Decke Rand (neue SOK)	[kN]	169		198		0.85
Lastfall Bahnlast: Boden Rand (neue SOK)	[kN]	149		146		1.02

Sämtliche Biegenachweise können sowohl für die alte als auch für die neue Gleislage erbracht werden.

Der Querkraftnachweis in der Decke können sowohl für die alte als auch die neue Gleislage mit der gem. Norm gewählten Schubfestigkeit $\tau_{cd} = 0.88 \text{ N/mm}^2$ nicht erbracht werden. Der Nachweis in der Bodenplatte kann sowohl für die alte als auch die neue Gleislage erbracht werden.

Berücksichtigung zeitliche Entwicklung der Druckfestigkeit gem. SIA 269/2

Unter Verwendung von Formel (1) aus SIA 269/2 könnte mit Verwendung von genügend Überprüfungswerten (z.B. Bohrkerne) die zeitliche Entwicklung der Druckfestigkeit berechnet werden. Im hier vorliegenden Fall liegen keine Überprüfungswerte vor, mit der Formel kann somit keine gültige Aussage über die aktuelle Druckfestigkeit gemacht werden, aber die Druckfestigkeitszunahme abgeschätzt werden.

$$f_{cm}(t) = f_{cm,28} * 0.41[(\log t) + 1] \quad t \text{ in Tagen}$$

Das Bauwerk wurde 1972 erstellt und ist somit ca. 19'000 Tage alt.

Der Verwendete Beton BH250 weist ein f_{ck} von 19.2 N/mm² auf (SIA 269/2, Tab 7). Nach SIA 261 gilt:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 19.2 + 8 = 27.2 \text{ N/mm}^2$$

Dieser Wert wird anstelle $f_{cm,28}$ in Formel (1) SIA 261 verwendet. Somit resultiert:

$$f_{cm}(19'000) = 27.2 * 0.41[(\log 19'000) + 1] = 58.9 \text{ N/mm}^2$$

Dies entspricht nach SIA 261, Tab 3 in etwa einem C50/60. Aus SIA 261, Tab 8 kann somit der hochgerechnete Wert für $\tau_{cd} = 1.40 \text{ N/mm}^2$ herausgelesen werden.

Wie oben erwähnt ist dies jedoch nur eine Abschätzung der Zunahme, welche nicht durch Überprüfungswerte belegt werden kann. Daher wurde die Querkraftnachweise neben der Verwendung eines C50/60 zusätzlich auch für einen C30/37 ($\tau_{cd} = 1.10 \text{ N/mm}^2$) noch geführt.

Tabelle 6: Erfüllungsgrade Tragsicherheit Querkraft PU mit erhöhten Betonkennwerten

PU Rahmen	Einheit	R _d	E _d	n [-]
GZT Typ 2: Tragsicherheit				
Schnittkräfte und Widerstände				
Querkraft		V_{Rd}	V_{Ed}	
Lastfall Bahnlast: Decke Rand (alte SOK)	[kN]	213	193	1.10
Lastfall Bahnlast: Boden Rand (alte SOK)	[kN]	189	146	1.29
Lastfall Bahnlast: Decke Rand (neue SOK)	[kN]	213	198	1.08
Lastfall Bahnlast: Boden Rand (neue SOK)	[kN]	189	146	1.29

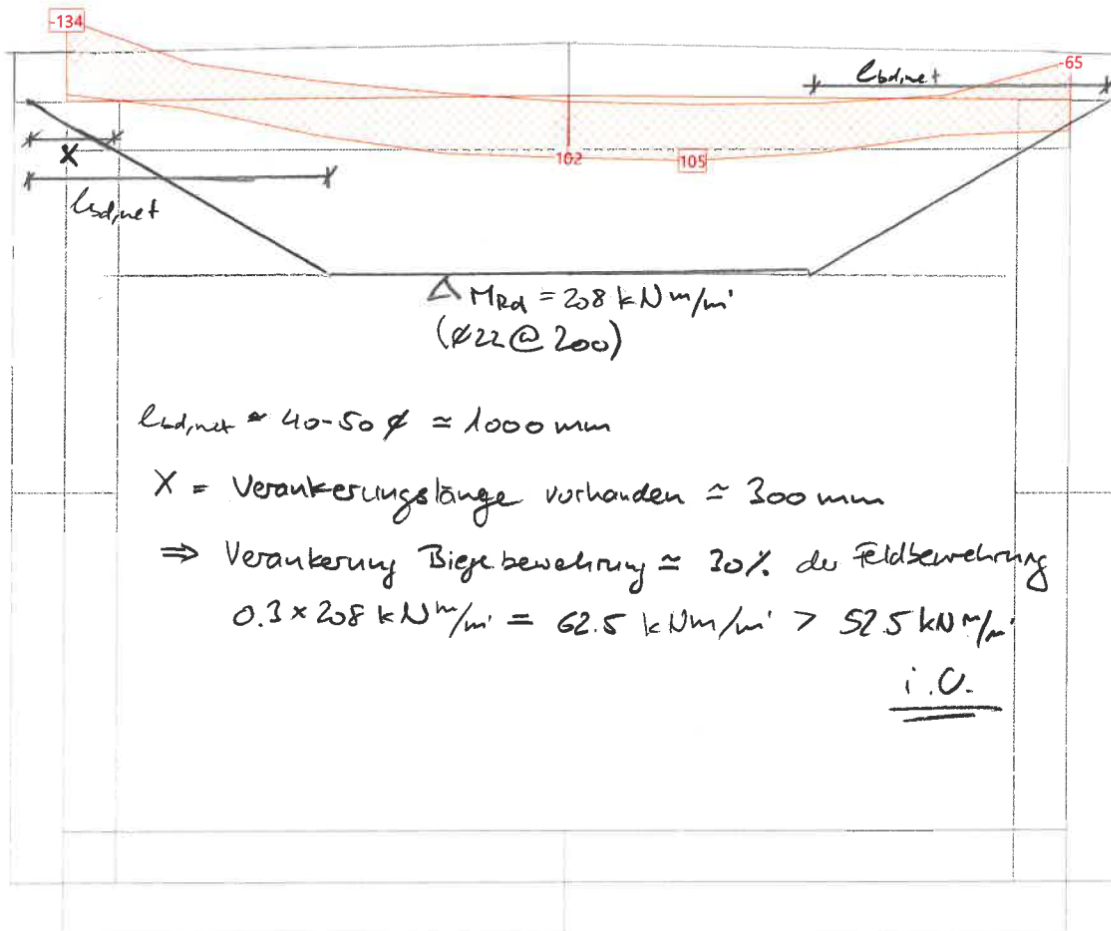
Es Zeigt sich, dass mit den Betonkennwerten eines C30/37 die vorher nicht Erfüllten Querkraftnachweise bereits erfüllt sind.

Verankerungslänge Feldbewehrung Decke

Die Feldbewehrung der Decke ist im Randbereich nicht zusätzlich aufgebogen. Aus diesem Grund wird die vorhanden Verankerungslänge gem. SIA 262, 5.5.3.3 überprüft. Gem. diesem Abschnitt sind mind. die Hälfte der an der Stelle maximaler Biegebeanspruchung erforderlicher Biegebewehrung bis über die Auflager zu führen und zu verankern.

In vorliegenden Fall sind die Eisen hinter dem Auflager nicht sauber verankert, aus diesem Grund wird für die Überprüfung die verankerungslänge auf die effektiv vorhandene Länge reduziert. Es zeigt sich, dass die ca. 30% der für eine Eisen mit Ø22 notwendigen Verankerungslänge (30 cm statt 100 cm) ausreichend sind, um das vorhandene Biegemoment an dieser Stelle aufnehmen zu können.

Schnittkraftgrenzwerte M_y [kNm] für: GZTaci, selektierte Stäbe



SA 262, 5.5.3.3

Bei Platten ohne Querkraftbewehrung ist in der Regel mindestens die Hälfte der an den Stellen maximaler Biegebeanspruchung erforderlichen Biegebewehrung bis über die Auflager zu führen und zu verankern.

- vorhandene Biegebewehrung Feld: Ø22 @ 200 $\rightarrow a_s = 1900 \text{ mm}^2/\text{m'}$
 $\rightarrow M_{ed} = 208 \text{ kNm/m'}$
- erforderliche Biegebewehrung für $M_{ed} = 105 \text{ kNm/m'}$: $\sim 50\%$ von a_s
 $\sim 22 @ 400 = a_{s, \text{erf}} = 950 \text{ mm}^2/\text{m'}$ $\rightarrow M_{ed, 50\%} = 105 \text{ kNm/m'}$
- Über Auflager zu führen & zu verankern 50% von $105 \text{ kNm/m'} = 52.5 \text{ kNm/m'}$

Ermüdung

Analog der Tragsicherheit werden auch bei der Ermüdung die maximalen Eckmomente in Rechnung gestellt und für die Querkraft die Werte am Nachweisschnitt $d_v/2$ vom Auflager rand verwendet. Es werden die Dauerfestigkeitsnachweise geführt.

Tabelle 7: Erfüllungsgrade Ermüdung PU

PU Rahmen	Einheit	R _d	E _d		n [-]			
GZT Typ 4: Ermüdung								
Schnittkräfte und Widerstände								
Momente			Δσ _{sd,D}	Δσ _{sd} (Q _{fat})	Δσ _{sd} (Q _{fat})	n	n	
				alt	neu	alt	neu	
Feld Decke Bewehrung (Ø22)	[N/mm ²]		120	96	95	1.25	1.27	
RE oben Decke Bewehrung (Ø20, D2)	[N/mm ²]		67	74	71	0.91	0.94	
RE oben Decke Bewehrung (Ø20, D2) (Nachweisschnitt)	[N/mm ²]		67	33	33	2.02	2.02	
RE oben Wand oben Bewehrung (Ø20, D2)	[N/mm ²]		67	67	64	1.01	1.04	
Feld Wand Bewehrung	[N/mm ²]		120	-	-	nicht massgebend		
RE unten Wand Bewehrung (Ø18, D2)	[N/mm ²]		67	61	58	1.11	1.16	
RE unten Boden Bewehrung (Ø18, D2)	[N/mm ²]		67	64	61	1.05	1.10	
Feld Boden Bewehrung (Ø20)	[N/mm ²]		120	98	95	1.22	1.26	
Querkraft			v _d _{min}	v _d _{max}	Ad1	Ad2	n ₁	n ₂
Decke d _v /2 von Wand entfernt (alte SOK)	[kN/m]		30	112	98	152	0.88	1.55
Boden d _v /2 von Wand entfernt (alte SOK)	[kN/m]		34	91	90	134	0.99	1.49
Decke d _v /2 von Wand entfernt (neue SOK)	[kN/m]		32	112	99	152	0.88	1.54
Boden d _v /2 von Wand entfernt (neue SOK)	[kN/m]		35	91	90	134	0.99	1.49
Ad1=0.5V _{Rd} +0.45 V _d _{min}								
Ad2=0.9V _{Rd}								
Ad3=0.5V _{Rd} - V _d _{min}								
n ₁ = Ad1/ v _d _{max} , n ₂ =Ad2/Ad1								

Im oberen Rahmeneck konnte mit dem maximalen Eckmoment der Deckenquerschnitt (massgebend da geringere Dicke als die Wand) der Nachweis nicht erfüllt werden. Führt man den Nachweis mit dem Moment im Nachweisschnitt an der Wandinnenseite (Reduziertes Moment) kann der Nachweis sowohl für die alte als auch die neue Gleislage erbracht werden. Die restlichen Biege nachweise können mit den maximalen Beigementen erbracht werden.

Wie bei den Tragsicherheitsnachweisen ist auch bei der Ermüdung die Querkraft problematisch. Sowohl für die alte als auch für die neue Gleislage könne nicht alle Nachweise erfüllt werden.

Berücksichtigung zeitliche Entwicklung der Druckfestigkeit gem. SIA 269/2

Analog der Tragsicherheit wurden auch die Ermüdungs-Querkraftnachweise mit den Betonkennwerten von C30/37 berechnet. Für den C30/37 sind wieder sämtliche Nachweise erfüllt.

Tabelle 8: Erfüllungsgrade Ermüdung Querkraft mit erhöhten Betonkennwerten

PU Rahmen	Einheit	R _d		E _d		n [-]	
GZT Typ 4: Ermüdung							
Schnittkräfte und Widerstände							
Querkraft		v _d _{min}	v _d _{max}	Ad1	Ad2	n ₁	n ₂
Decke d _v /2 von Wand entfernt (alte SOK)	[kN/m]	30	112	120	192	1.07	1.60
Boden d _v /2 von Wand entfernt (alte SOK)	[kN/m]	34	91	110	170	1.21	1.55
Decke d _v /2 von Wand entfernt (neue SOK)	[kN/m]	32	112	121	192	1.08	1.59
Boden d _v /2 von Wand entfernt (neue SOK)	[kN/m]	35	91	110	170	1.21	1.54
Ad1=0.5V _{Rd} +0.45 V _d _{min}							
Ad2=0.9V _{Rd}							
Ad3=0.5V _{Rd} - V _d _{min}							
n ₁ = Ad1/ v _d _{max} , n ₂ =Ad2/Ad1							

Entgleisung

Analog dem oberen Nachweisen werden auch bei der Entgleisung die maximalen Eckmomente in Rechnung gestellt und für die Querkraft die Werte am Nachweisschnitt $d_v/2$ vom Auflagerand verwendet. Folgend werden die Nachweise für die beiden Entgleisungslastmodelle 1 und 2 geführt.

Tabelle 9: Erfüllungsgrade Entgleisungslastmodell 1 PU

PU Rahmen	Einheit	R _d	E _d	n [-]		
Aussergewöhnlich: Entgleisen ELM1						
Schnittkräfte und Widerstände						
Momente		M _{Rd}	M _{Ed}	M _{Ed}	Δ	n
		Stahl III	alt	neu		alt (III) neu (III)
Lastfall Bahnlast: Feldmoment Decke	[kNm]	208	105	103		1.98 2.02
Lastfall Bahnlast: Rahmenecke oben Decke	[kNm]	157	65	66		2.42 2.38
Lastfall Bahnlast: Rahmenecke oben Wand	[kNm]	175	65	66		2.69 2.65
Lastfall Bahnlast: Feldmoment Wand	[kNm]	90	-	-		nicht massgebend
Lastfall Bahnlast: Rahmenecke unten Wand	[kNm]	145	53	54		2.74 2.69
Lastfall Bahnlast: Rahmenecke unten Boden	[kNm]	132	53	54		2.49 2.44
Lastfall Bahnlast: Feldmoment Boden	[kNm]	110	57	58		1.93 1.90
Querkraft		V _{Rd}	V _{Ed}	V _{Ed}		
Lastfall Bahnlast: Decke Rand (alte SOK)	[kN]	169	209		0.81	
Lastfall Bahnlast: Boden Rand (alte SOK)	[kN]	149	137		1.09	
Lastfall Bahnlast: Decke Rand (neue SOK)	[kN]	169		211		0.80
Lastfall Bahnlast: Boden Rand (neue SOK)	[kN]	149		139		1.07

Tabelle 10: Erfüllungsgrade Entgleisungslastmodell 2 PU

PU Rahmen	Einheit	R _d	E _d	n [-]		
Aussergewöhnlich: Entgleisen ELM2						
Schnittkräfte und Widerstände						
Momente		M _{Rd}	M _{Ed}	M _{Ed}	Δ	n
		Stahl III	alt	neu		alt (III) neu (III)
Lastfall Bahnlast: Feldmoment Decke	[kNm]	208	195	189		1.07 1.10
Lastfall Bahnlast: Rahmenecke oben Decke	[kNm]	157	116	117		1.35 1.34
Lastfall Bahnlast: Rahmenecke oben Wand	[kNm]	175	116	117		1.51 1.50
Lastfall Bahnlast: Feldmoment Wand	[kNm]	90	-	-		nicht massgebend
Lastfall Bahnlast: Rahmenecke unten Wand	[kNm]	145	91	91		1.59 1.59
Lastfall Bahnlast: Rahmenecke unten Boden	[kNm]	132	91	91		1.45 1.45
Lastfall Bahnlast: Feldmoment Boden	[kNm]	110	103	103		1.07 1.07
Querkraft		V _{Rd}	V _{Ed}	V _{Ed}		
Lastfall Bahnlast: Decke Rand (alte SOK)	[kN]	169	389			0.43
Lastfall Bahnlast: Boden Rand (alte SOK)	[kN]	149	241			0.62
Lastfall Bahnlast: Decke Rand (neue SOK)	[kN]	169		391		0.43
Lastfall Bahnlast: Boden Rand (neue SOK)	[kN]	149		243		0.61

Wie bei den Tragsicherheitsnachweisen und der Ermüdung ist auch bei der Entgleisung (sowohl EKM1 und ELM2) die Querkraft in der Decke wie auch in der Bodenplatte problematisch. Sowohl für die alte als auch für die neue Gleislage könne nicht alle Nachweise erfüllt werden.

Berücksichtigung zeitliche Entwicklung der Druckfestigkeit gem. SIA 269/2

Auch hier wird analog der Tragsicherheit und Ermüdung die Querkraftnachweise mit den Betonkennwerten von C30/37 berechnet. Für den C30/37 sind die Nachweise für ELM1 erfüllt. Für ELM2 können die Nachweise auch mit erhöhter Betondruckfestigkeit nicht erbracht werden.

Tabelle 11: Erfüllungsgrade Querkraft Entgleisungslastmodell 1+2 PU mit erhöhten Betonkennwerten

PU Rahmen	Einheit	R_d	E_d	n [-]
Aussergewöhnlich: Entgleisen ELM1				
Schnittkräfte und Widerstände				
Querkraft		V_{Rd}	V_{Ed}	V_{Ed}
Lastfall Bahnlast: Decke Rand (alte SOK)	[kN]	213	209	1.02
Lastfall Bahnlast: Boden Rand (alte SOK)	[kN]	189	137	1.38
Lastfall Bahnlast: Decke Rand (neue SOK)	[kN]	214		211
Lastfall Bahnlast: Boden Rand (neue SOK)	[kN]	189		139
Aussergewöhnlich: Entgleisen ELM2				
Schnittkräfte und Widerstände				
Querkraft		V_{Rd}	V_{Ed}	V_{Ed}
Lastfall Bahnlast: Decke Rand (alte SOK)	[kN]	213	389	0.55
Lastfall Bahnlast: Boden Rand (alte SOK)	[kN]	189	241	0.78
Lastfall Bahnlast: Decke Rand (neue SOK)	[kN]	214		391
Lastfall Bahnlast: Boden Rand (neue SOK)	[kN]	189		243

4. FAZIT

4.1. Zusammenfassung

Die Biegetragsicherheit ist bei allen Querschnitten mit hohen Erfüllungsgraden gewährleistet. Die Querkrafttragsicherheit ist mit dem Normwert gem. SIA 269/1 ohne Aktualisierung ($\tau_{cd}=0.88 \text{ N/mm}^2$) bei der Decke mit EFG=0.88 (alt) / 0.85 (neu) nicht erfüllt. Aus Erfahrungswerten von Bauteilen ähnlichen Alters, ist es wahrscheinlich durch Materialprüfungen mittels Bohrkernentnahme etc. Betonkennwerte von einem Beton C30/37 oder höher zu erhalten, sprich Werte von $\tau_{cd}>1.1 \text{ N/mm}^2$.

Unter Berücksichtigung der zeitlichen Entwicklung der Betondruckfestigkeit gemäss SIA 269/2, Formel (1) würde sogar ein Beton C50/60 resultieren. Die Nachweisführung wurde konservativerweise mit realistischen Betonkennwerten eines Betons C30/37 geführt und es können sämtliche Querkraftnachweise erfüllt werden. Auf der folgenden Seite ist ein Zusammenstellung sämtlicher Erfüllungsgrade zu finden.

Die Ermüdungsnachweise können unter den gleichen Annahmen ebenfalls erfüllt werden.

Einzig für das Entgleisungslastmodell 2 gem. SIA 269/1 können die Querkraftnachweise nicht erbracht werden (EFG=0.55 Decke / 0.78 BoPla, jeweils identisch alte und neue Gleislage).

Bei den Nachweisen lässt sich erkennen, dass die Erhöhung der Gleislage praktisch keinen – teilweise sogar einen leicht positiven Einfluss – auf die Tragsicherheit des Tragwerkes hat. Dies, weil durch die höhere Überdeckung über der Decke der PU die massgebenden Bahnlasten auf eine grössere Fläche ausgebreitet werden. Diese grössere Ausbreitung hält sich mit den höheren ständigen Lasten in etwa die Waage.

4.2. Beurteilung / weiteres Vorgehen

Mit den statischen Berechnungen konnte gezeigt werden, dass die PU grundsätzlich für das Baujahr robust dimensioniert wurde. Die massgebenden Querkraftnachweise können mit dem Schubwiderstand gem. Norm nicht erfüllt werden. Normalerweise kann jedoch bei bestehenden Bauwerken von einer deutlich höheren Druck- und Schubfestigkeit ausgegangen werden. Berücksichtigt man die theoretische zeitliche Zunahme der Betondruckfestigkeit gemäss SIA 269/2, so wären auch die kritischen Querkraftnachweise deutlich erfüllt.

Die nicht erfüllten Querkraftnachweise für das Entgleisungslastmodell 2 können aus Sicht des Projektverfassers aus folgenden Gründen akzeptiert werden:

- Die Eintrittswahrscheinlichkeit eines Entgleisungs-Ereignisses wird aufgrund des mehrheitlich geraden Streckenabschnitts (grosse Kurvenradien) ohne Weichen (grosser Abstand zur nächsten Weiche) im Bereich der PU als gering eingestuft.
- Infolge der geringen Spannweite der PU wird die Wahrscheinlichkeit, dass sich ein entgleister Zug gemäss Entgleisungslastmodell 2 auf der PU «verklemmt» ebenfalls als gering eingeschätzt.

Aufgrund der geringen Eintretenswahrscheinlichkeit dieses aussergewöhnlichen Lastfalls wird empfohlen auf Massnahmen zu verzichten und die rechnerisch nicht erfüllten Nachweise des Entgleisungslastmodells 2 des Bauwerkes zu akzeptieren.

Aus Sicht des Projektverfassers sind im Zuge der Fahrbahnerneuerung keine Massnahmen an der Personenunterführung notwendig. Bei der Begehung wurden keine Feuchtstellen oder andere Schädstellen an der Innenseite festgestellt, was auf eine Intakte Abdichtung schliessen lässt. Da im Zuge der FbE nur ein Gleis über der PU erneuert wird, würde dies zu einer halbseitigen Anpassung an der PU führen, was aufwändige Details/Stösse im Überlappungsbereich mit sich bringt.

Von Seiten Projektverfasser wird empfohlen, während der FbE die Schutzschicht der PU sorgfältig freizulegen und anschliessend visuell zu beurteilen, ob Massnahmen zum Abdichtungserhalt / Abdichtungersatz erforderlich sind.

Weiter sind in regelmässigen Abstand Inspektionen des Bauwerkes durchzuführen, um Veränderungen / Beschädigungen rechtzeitig zu erkennen.

PU Rahmen	Einheit	R _d	E _d	n [-]
GZT Typ 2: Tragsicherheit				
Schnittkräfte und Widerstände				
Momente		M _{Rd}	M _{Ed}	n
		Stahl III	alt neu	alt (III) neu (III)
Lastfall Bahnlast: Feldmoment Decke	[kNm]	208	105 105	1.98 1.98
Lastfall Bahnlast: Rahmenecke oben Decke	[kNm]	157	136 134	1.15 1.17
Lastfall Bahnlast: Rahmenecke oben Wand	[kNm]	175	136 134	1.29 1.31
Lastfall Bahnlast: Feldmoment Wand	[kNm]	90	54 52	1.67 1.73
Lastfall Bahnlast: Rahmenecke unten Wand	[kNm]	145	121 120	1.20 1.21
Lastfall Bahnlast: Rahmenecke unten Boden	[kNm]	132	121 120	1.09 1.10
Lastfall Bahnlast: Feldmoment Boden	[kNm]	110	76 75	1.45 1.47
Querkraft		V _{Rd}	V _{Ed}	
Lastfall Bahnlast: Decke Rand (alte SOK)	[kN]	213	193	1.10
Lastfall Bahnlast: Boden Rand (alte SOK)	[kN]	189	146	1.29
Lastfall Bahnlast: Decke Rand (neue SOK)	[kN]	213	198	1.08
Lastfall Bahnlast: Boden Rand (neue SOK)	[kN]	189	146	1.29
GZT Typ 4: Ermüdung				
Schnittkräfte und Widerstände				
Momente		Δσ _{sd,D}	Δσ _{sd} (Q _{fat})	n
			alt neu	alt neu
Feld Decke Bewehrung (Ø22)	[N/mm ²]	120	96 95	1.25 1.27
RE oben Decke Bewehrung (Ø20, D2) (Nachweisschnitt)	[N/mm ²]	67	33 33	2.02 2.02
RE oben Wand oben Bewehrung (Ø20, D2)	[N/mm ²]	67	67 64	1.01 1.04
Feld Wand Bewehrung	[N/mm ²]	120 -	-	nicht massgebend
RE unten Wand Bewehrung (Ø18, D2)	[N/mm ²]	67	61 58	1.11 1.16
RE unten Boden Bewehrung (Ø18, D2)	[N/mm ²]	67	64 61	1.05 1.10
Feld Boden Bewehrung (Ø20)	[N/mm ²]	120	98 95	1.22 1.26
Querkraft		I _{vd} min	I _{vd} max	n ₁ n ₂
Decke d _v /2 von Wand entfernt (alte SOK)	[kN/m]	30	112 120 192	1.07 1.60
Boden d _v /2 von Wand entfernt (alte SOK)	[kN/m]	34	91 110 170	1.21 1.55
Decke d _v /2 von Wand entfernt (neue SOK)	[kN/m]	32	112 121 192	1.08 1.59
Boden d _v /2 von Wand entfernt (neue SOK)	[kN/m]	35	91 110 170	1.21 1.54
Aussergewöhnlich: Entgleisen ELM1				
Schnittkräfte und Widerstände				
Momente		M _{Rd}	M _{Ed}	n
		Stahl III	alt neu	alt (III) neu (III)
Lastfall Bahnlast: Feldmoment Decke	[kNm]	208	105 103	1.98 2.02
Lastfall Bahnlast: Rahmenecke oben Decke	[kNm]	157	65 66	2.42 2.38
Lastfall Bahnlast: Rahmenecke oben Wand	[kNm]	175	65 66	2.69 2.65
Lastfall Bahnlast: Feldmoment Wand	[kNm]	90	-	nicht massgebend
Lastfall Bahnlast: Rahmenecke unten Wand	[kNm]	145	53 54	2.74 2.69
Lastfall Bahnlast: Rahmenecke unten Boden	[kNm]	132	53 54	2.49 2.44
Lastfall Bahnlast: Feldmoment Boden	[kNm]	110	57 58	1.93 1.90
Querkraft		V _{Rd}	V _{Ed}	
Lastfall Bahnlast: Decke Rand (alte SOK)	[kN]	213	209	1.02
Lastfall Bahnlast: Boden Rand (alte SOK)	[kN]	189	137	1.38
Lastfall Bahnlast: Decke Rand (neue SOK)	[kN]	214	211	1.01
Lastfall Bahnlast: Boden Rand (neue SOK)	[kN]	189	139	1.36
Aussergewöhnlich: Entgleisen ELM2				
Schnittkräfte und Widerstände				
Momente		M _{Rd}	M _{Ed}	n
		Stahl III	alt neu	alt (III) neu (III)
Lastfall Bahnlast: Feldmoment Decke	[kNm]	208	195 189	1.07 1.10
Lastfall Bahnlast: Rahmenecke oben Decke	[kNm]	157	116 117	1.35 1.34
Lastfall Bahnlast: Rahmenecke oben Wand	[kNm]	175	116 117	1.51 1.50
Lastfall Bahnlast: Feldmoment Wand	[kNm]	90	-	nicht massgebend
Lastfall Bahnlast: Rahmenecke unten Wand	[kNm]	145	91 91	1.59 1.59
Lastfall Bahnlast: Rahmenecke unten Boden	[kNm]	132	91 91	1.45 1.45
Lastfall Bahnlast: Feldmoment Boden	[kNm]	110	103 103	1.07 1.07
Querkraft		V _{Rd}	V _{Ed}	
Lastfall Bahnlast: Decke Rand (alte SOK)	[kN]	213	389	0.55
Lastfall Bahnlast: Boden Rand (alte SOK)	[kN]	189	241	0.78
Lastfall Bahnlast: Decke Rand (neue SOK)	[kN]	214	391	0.55
Lastfall Bahnlast: Boden Rand (neue SOK)	[kN]	189	243	0.78

ANHANG

- Anhang A – Fotodokumentation PU bei der Fähre Horgen
- Anhang B – Statikauszüge alte Gleislage
- Anhang C – Statikauszüge neue Gleislage
- Anhang D – Berechnung Tragwiderstände
- Anhang E – Prüfbericht tecnotest AG

Anhang A – Fotodokumentation PU bei der Fähre Horgen



Abbildung 13: Zugangsrampe Süd



Abbildung 14: PU bei der Fähre Blick Richtung Norden



Abbildung 15: PU bei der Fähre Blick Richtung Süden



Abbildung 16: Zugangsrampe Nord



Abbildung 17: Bestehendes Gleistrasse Blick gegen Süden



Abbildung 18: Randbord Nord



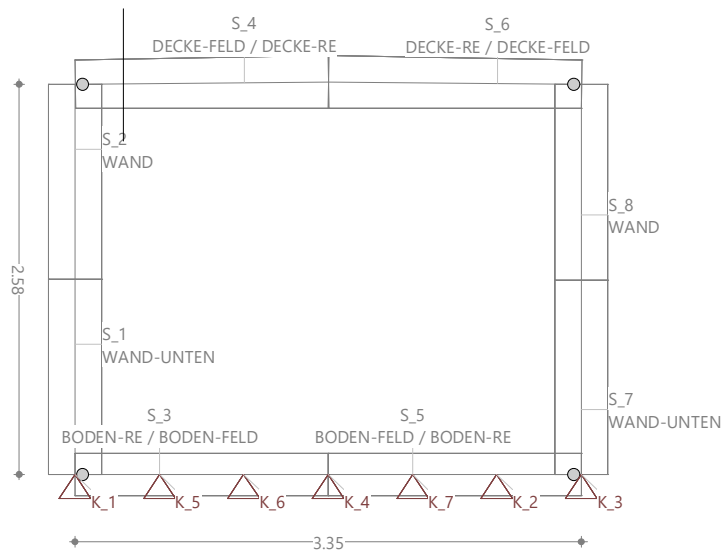
Abbildung 19: Draufsicht Randbord Nord mit Geländer

Anhang B – Statikauszüge alte Gleislage

Struktur

Mstb. 1 :50.0

Alt



STRUKTUR 2D

KNOTENDATEN

Id	Koordinaten		DX [kN/m]	Lagerung DZ [kN/m]	RY [kNm]	Spezielles
	X [m]	Z [m]				
K_1	0	0	B	20000.000		
K_2	2.79	0	B	15000.000		
K_3	3.35	0.00	B	20000.000		
K_4	1.68	0	B	10000.000		
K_5	0.56	0	B	15000.000		
K_6	1.12	0	B	10000.000		
K_7	2.23	0	B	10000.000		
!1	3.35	1.29				
!2	0.00	1.29				
!3	0.00	2.58				
!4	3.35	2.58				
!5	1.68	2.59				

B : blockiert

STABDATEN

Id	Querschnitt Name>Variante	Knoten		Länge [m]	Status	Spezielles
		Anfang	Ende			
S_1	WAND-UNTEN	!2	K_1	1.29		
S_2	WAND	!3	!2	1.29		
S_3	BODEN-RE BODEN-FELD	K_1	K_4	1.68		G
S_4	DECKE-FELD DECKE-RE	!5	!3	1.68		G
S_5	BODEN-FELD BODEN-RE	K_4	K_3	1.68		G
S_6	DECKE-RE DECKE-FELD	!4	!5	1.68		G
S_7	WAND-UNTEN	K_3	!1	1.29		
S_8	WAND	!1	!4	1.29		

G : Gelenke (kein Fachwerkstab) (s. Tabelle 'Stäbe mit Gelenken')

Stäbe mit Gelenken

Id (* = SL-Abschn.)	Gelenke	Dx [kN/m]	Federn _{Anfang} Dz [kN/m]	Ry [kNm]	Dx [kN/m]	Federn _{Ende} Dz [kN/m]	Ry [kNm]	
S_3	--E---			500000.000				
S_4	---E						500000.000	
S_5	---E						500000.000	
S_6	--E---			500000.000				

F / E / P : frei / elastisch gefedert / plastisch

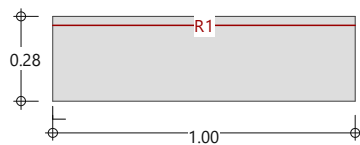
Querschnitte: Geometrie

Name	Variante	Baustoffe	Typ	Abmessungen [m]
BODEN-FELD		CC, R	Fagus	b=1.00, h=0.28 y _L =-0.50, y _R =0.50, z _B =-0.14, z _T =0.14
BODEN-RE		CC, R	Fagus	b=1.00, h=0.28 y _L =-0.50, y _R =0.50, z _B =-0.14, z _T =0.14
DECKE-FELD		CC, R	Fagus	b=1.00, h=0.35 y _L =-0.50, y _R =0.50, z _B =-0.18, z _T =0.18
DECKE-RE		CC, R	Fagus	b=1.00, h=0.32 y _L =-0.50, y _R =0.50, z _B =-0.16, z _T =0.16
WAND		C, R	Fagus	b=1.00, h=0.35 y _L =-0.50, y _R =0.50, z _B =-0.18, z _T =0.18
WAND-UNTEN		C, R	Fagus	b=1.00, h=0.35 y _L =-0.50, y _R =0.50, z _B =-0.18, z _T =0.18

Baustoffe : s. Tabelle 'Baustoffe'

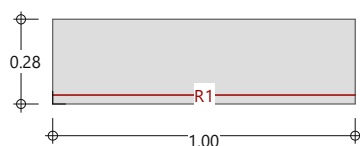
BODEN-FELD: CC(C30/37) R(B500B)

Mstb. 1 :25.0



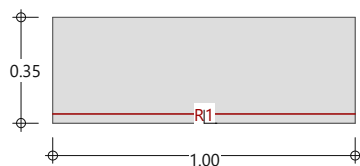
BODEN-RE: CC(C30/37) R(B500B)

Mstb. 1 :25.0



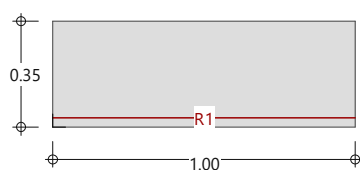
WAND: C(C25/30)

Mstb. 1 :25.0



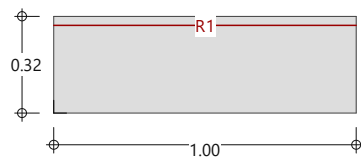
DECKE-FELD: CC(C30/37) R(B500B)

Mstb. 1 :25.0



DECKE-RE: CC(C30/37) R(B500B)

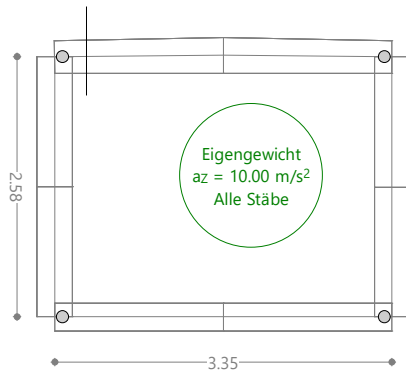
Mstb. 1 :25.0



Belastung EG: Eigengewicht

Mstb. 1 :75.0

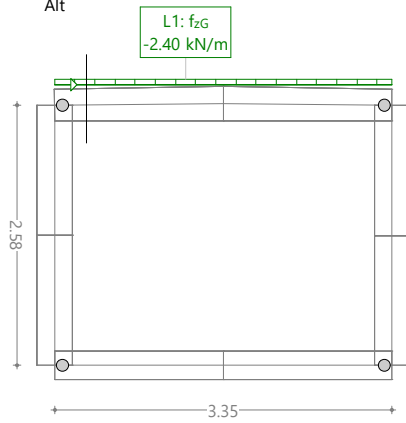
Alt



Belastung G1: Auflast Schiene + Schwelle

Mstb. 1 :75.0

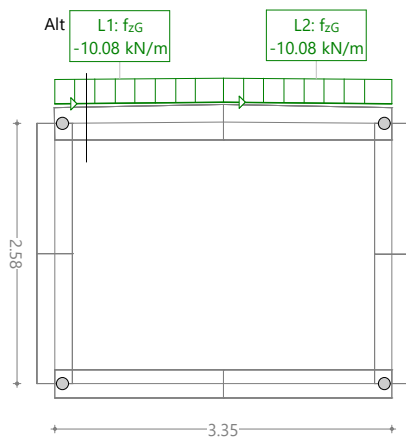
Alt



Belastung G2: Auflast Schotter

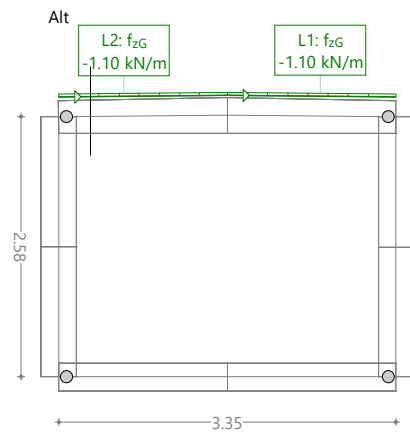
Mstb. 1 :75.0

Alt



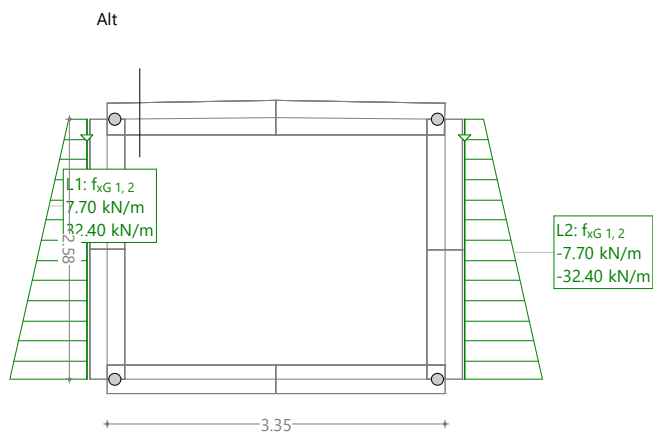
Belastung G3: Auflast Mörtelschicht

Mstb. 1 :75.0



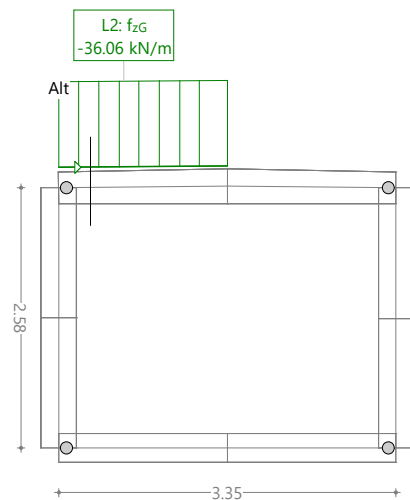
Belastung G4: Erddruck seitlich

Mstb. 1 :75.0



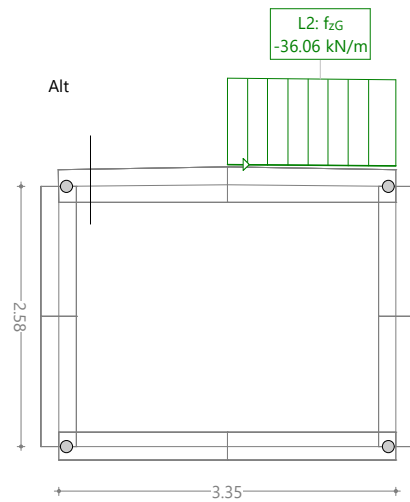
Belastung Q1: Bahnverkehrslasten li

Mstb. 1 :75.0



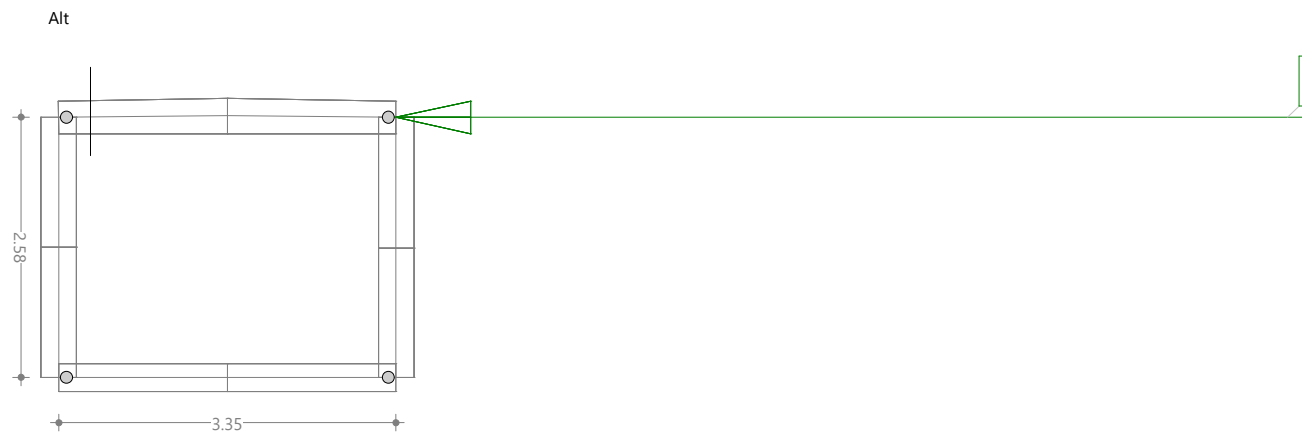
Belastung Q2: Bahnverkehrslasten re

Mstb. 1 :75.0



Belastung Q3: Anfahrkraft

Mstb. 1 :75.0 (-0.48,-0.53..12.27,3.69)



Belastung Q3: Anfahrkraft

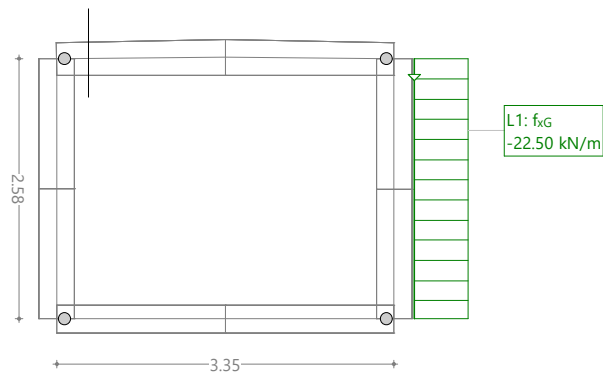
(12.27,-0.53..15.15,3.69)

P1: P_x
-34.60 kN

Belastung Q4: Bahn Erddruck re

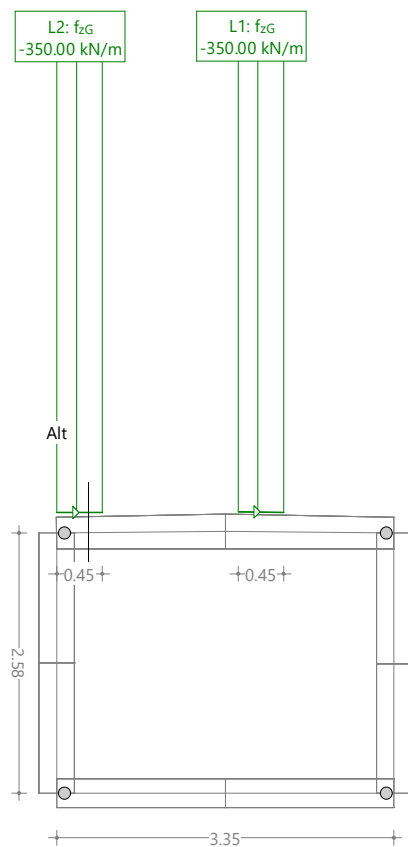
Mstb. 1 :75.0

Alt



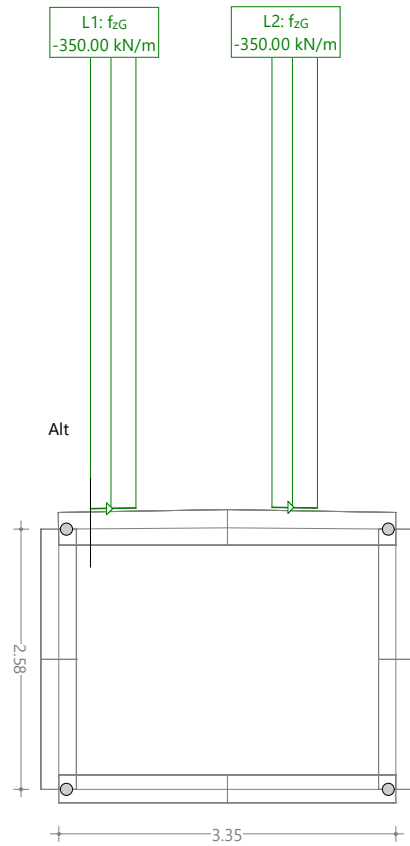
Belastung ELM-M: Entgleisen ELM M

Mstb. 1 :75.0



Belastung ELM-V: Entgleisen ELM V

Mstb. 1 :75.0



Grenzwertspezifikation: GZTacl

Beschreibung

Standard-Bemessungssituation: Tragsicherheit Grenzzustand Typ 2 (1B)

Einwirkungskombinationen

Nr	Einwirkung Name	Fak	1	2	3	Einwirkungskombinationen
1	Eigenlast	1	1.35	0.8	1.35	
2	Auflasten	1	1.35	0.8	1.35	
3	Erdauflast	1	1.35	0.8	1.35	
4	Erddruck ständig	1	1.35	0.7	0.7	
5	Nutzlast	1.1	1.45	1.45	1.45	

Fak : alle Kombinationswerte werden mit diesem Faktor multipliziert

Belastungsüberlagerungen der Einwirkungen

zu Grenzwertspezifikation GZTacl

Einwirkung	Alt	additiv	exklusiv	Belastung	Faktor	Komb.
Eigenlast		ständig		EG Eigengewicht	1.000	
Auflasten		ständig		G1 Auflast Schiene + Schwelle	1.000	
Erdauflast		ständig		G2 Auflast Schotter	1.000	
		ständig		G3 Auflast Mörtelschicht	1.000	
Erddruck ständig		ständig		G4 Erddruck seitlich	1.000	
Nutzlast		wo massgebend		Q1 Bahnverkehrslasten li	1.525	C2_1
		plus, wo massg.		Q2 Bahnverkehrslasten re	1.525	C2_2
		plus, wo massg.		Q3 Anfahrkraft	1.000	
		plus, wo massg.		Q4 Bahn Erddruck re	1.000	

Alt : Alternative Überlagerung

dyn Faktor

Grenzwertspezifikation: Ermüdung

Einwirkungskombinationen

Nr	Einwirkung Name	Fak	1	Einwirkungskombinationen
1	Nutzlast	1.1	1	

Fak : alle Kombinationswerte werden mit diesem Faktor multipliziert

Belastungsüberlagerungen der Einwirkungen

zu Grenzwertspezifikation Ermüdung

Einwirkung	Alt	additiv	exklusiv	Belastung	Faktor	Komb.
Nutzlast		wo massgebend		Q1 Bahnverkehrslasten li	1.525	C2_1
		plus, wo massg.		Q2 Bahnverkehrslasten re	1.525	C2_2

Alt : Alternative Überlagerung

Grenzwertspezifikation: ErmMax

Einwirkungskombinationen

Nr	Einwirkung Name	Fak	1	Einwirkungskombinationen
1	Eigenlast	1	1	
2	Auflasten	1	1	
3	Erdauflast	1	1	
4	Erddruck ständig	1	1	
5	Nutzlast	1.1	1	

Fak : alle Kombinationswerte werden mit diesem Faktor multipliziert

Belastungsüberlagerungen der Einwirkungen

zu Grenzwertspezifikation ErmMax

Einwirkung	Alt	additiv	exklusiv	Belastung	Faktor	Komb.
Eigenlast		ständig		EG Eigengewicht	1.000	
Auflasten		ständig		G1 Auflast Schiene + Schwelle	1.000	
Erdauflast		ständig		G2 Auflast Schotter	1.000	
		ständig		G3 Auflast Mörtelschicht	1.000	
Erddruck ständig		ständig		G4 Erddruck seitlich	1.000	
Nutzlast		wo massgebend		Q1 Bahnverkehrslasten li	1.525	C2_1
		plus, wo massg.		Q2 Bahnverkehrslasten re	1.525	C2_2

Alt : Alternative Überlagerung

Grenzwertspezifikation: ErmMin

Einwirkungskombinationen

Nr	Einwirkung Name	Fak	1	Einwirkungskombinationen
1	Eigenlast	1	1	
2	Auflasten	1	1	
3	Erdauflast	1	1	
4	Erddruck ständig	1	1	

Fak : alle Kombinationswerte werden mit diesem Faktor multipliziert

Belastungsüberlagerungen der Einwirkungen

zu Grenzwertspezifikation ErmMin

Einwirkung	Alt	additiv	exklusiv	Belastung	Faktor	Komb.
Eigenlast		ständig		EG Eigengewicht	1.000	
Auflasten		ständig		G1 Auflast Schiene + Schwelle	1.000	
Erdauflast		ständig		G2 Auflast Schotter	1.000	
		ständig		G3 Auflast Mörtelschicht	1.000	
Erddruck ständig		ständig		G4 Erddruck seitlich	1.000	

Alt : Alternative Überlagerung

Grenzwertspezifikation: Entgleisen-ELM1

Beschreibung

Aussergewöhnliche Bemessungssituation: Tragsicherheit Grenzzustand Typ 2 (1B)

Einwirkungskombinationen

Nr	Einwirkung Name	Fak	1	Einwirkungskombinationen
1	Eigenlast	1	1	
2	Auflasten	1	1	
3	Erdauflast	1	1	
4	Erddruck ständig	1	1	
5	Nutzlast	1	1	

Fak : alle Kombinationswerte werden mit diesem Faktor multipliziert

Belastungsüberlagerungen der Einwirkungen

zu Grenzwertspezifikation Entgleisen-ELM1

Einwirkung	Alt	additiv	exklusiv	Belastung	Faktor	Komb.
Eigenlast		ständig		EG Eigengewicht	1.000	
Auflasten		ständig		G1 Auflast Schiene + Schwelle	1.000	
Erdauflast		ständig		G2 Auflast Schotter	1.000	
		ständig		G3 Auflast Mörtelschicht	1.000	
Erddruck ständig		ständig		G4 Erddruck seitlich	1.000	
Nutzlast		wo massgebend	entwede	ELM-M Entgleisen ELM M	1.000	
			oder	ELM-V Entgleisen ELM V	1.000	

Alt : Alternative Überlagerung

Grenzwertspezifikation: Entgleisen-ELM2

Beschreibung

Aussergewöhnliche Bemessungssituation: Tragsicherheit Grenzzustand Typ 2 (1B)

Einwirkungskombinationen

Nr	Einwirkung Name	Fak	1	Einwirkungskombinationen
1	Eigenlast	1	1	
2	Auflasten	1	1	
3	Erdauflast	1	1	
4	Erddruck ständig	1	1	
5	Nutzlast	2	1	

Fak : alle Kombinationswerte werden mit diesem Faktor multipliziert

Belastungsüberlagerungen der Einwirkungen

zu Grenzwertspezifikation Entgleisen-ELM2

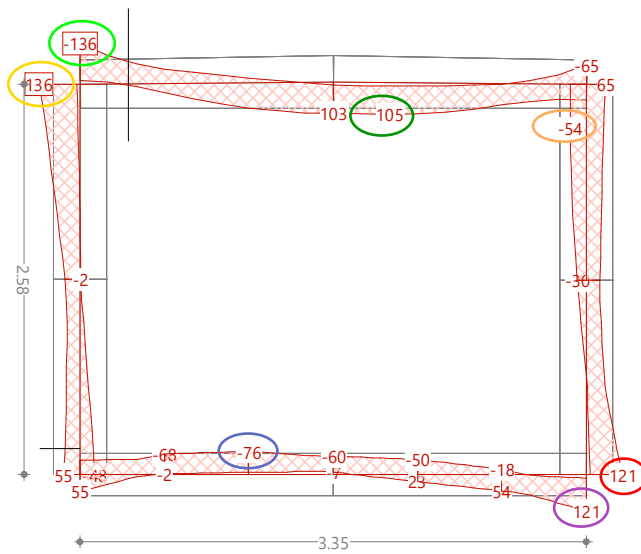
Einwirkung	Alt	additiv	exklusiv	Belastung	Faktor	Komb.
Eigenlast		ständig		EG Eigengewicht	1.000	
Auflasten		ständig		G1 Auflast Schiene + Schwelle	1.000	
Erdauflast		ständig		G2 Auflast Schotter	1.000	
		ständig		G3 Auflast Mörtelschicht	1.000	
Erddruck ständig		ständig		G4 Erddruck seitlich	1.000	
Nutzlast		wo massgebend	entwede	ELM-M Entgleisen ELM M	1.000	
			oder	ELM-V Entgleisen ELM V	1.000	

Alt : Alternative Überlagerung

Schnittkraftgrenzwerte M_y [kNm] für: GZTacl

Mstb. 1 :50.0

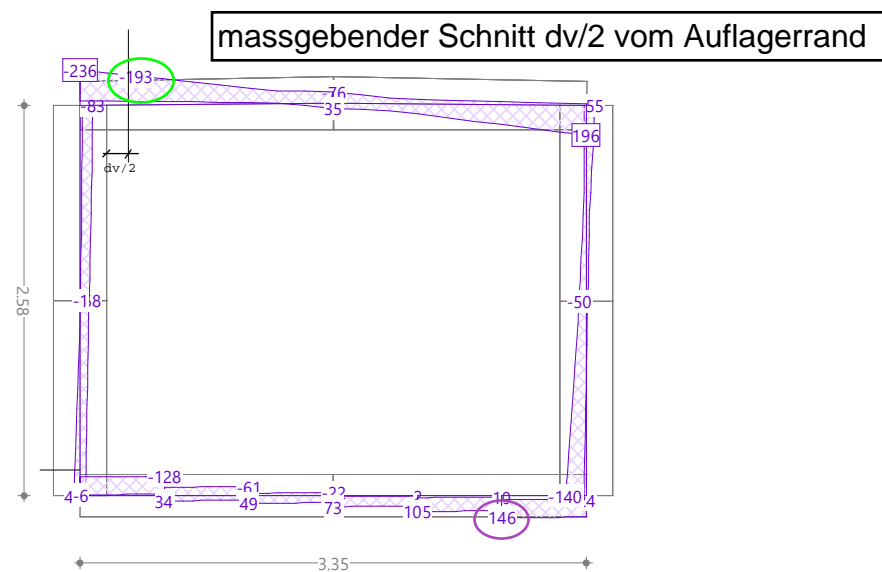
Alt



Schnittkraftgrenzwerte V_z [kN] für: GZTacl

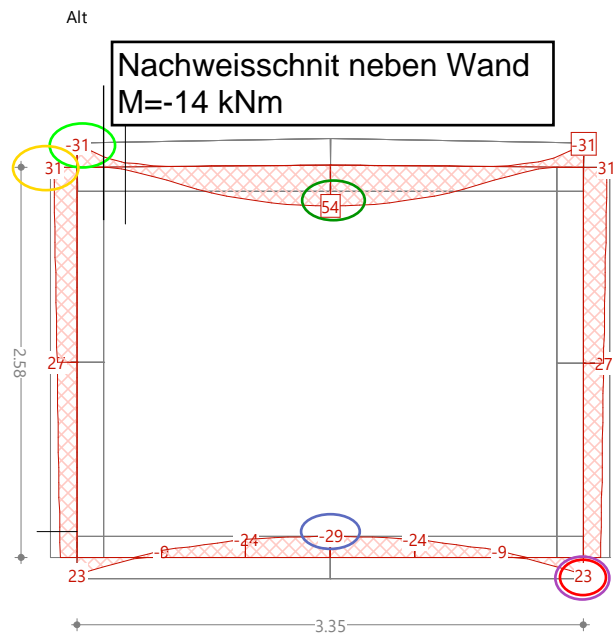
Mstb. 1 :50.0

Alt



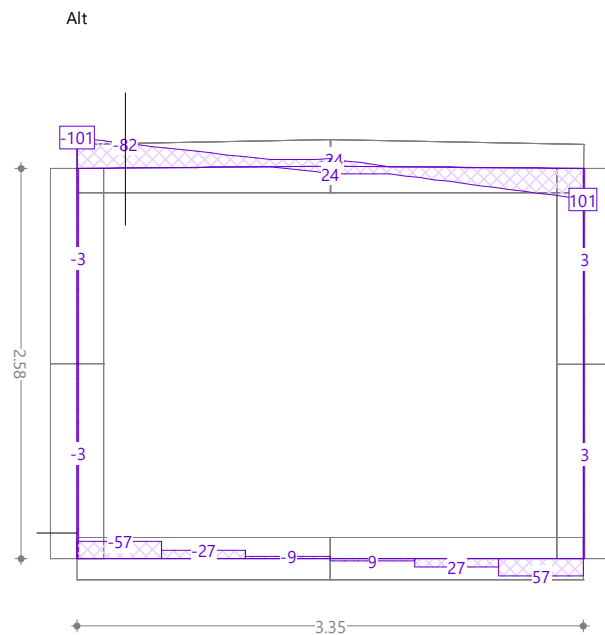
Schnittkraftgrenzwerte M_y [kNm] für: Ermüdung

Mstb. 1 :50.0



Schnittkraftgrenzwerte V_z [kN] für: Ermüdung

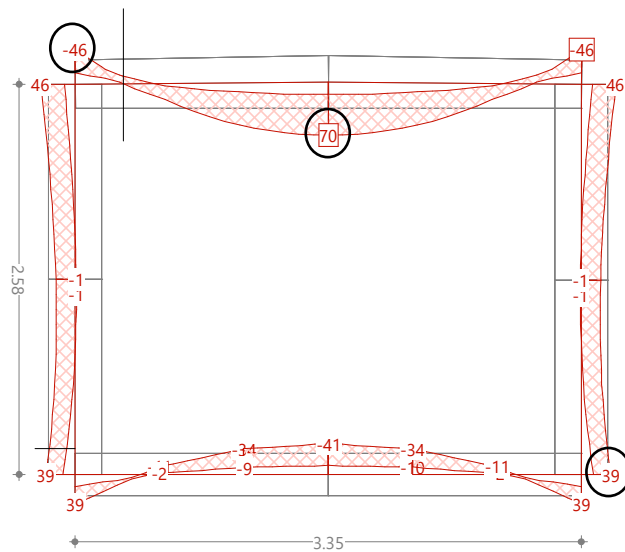
Mstb. 1 :50.0



Schnittkraftgrenzwerte M_y [kNm] für: ErmMax

Mstb. 1 :50.0

Alt

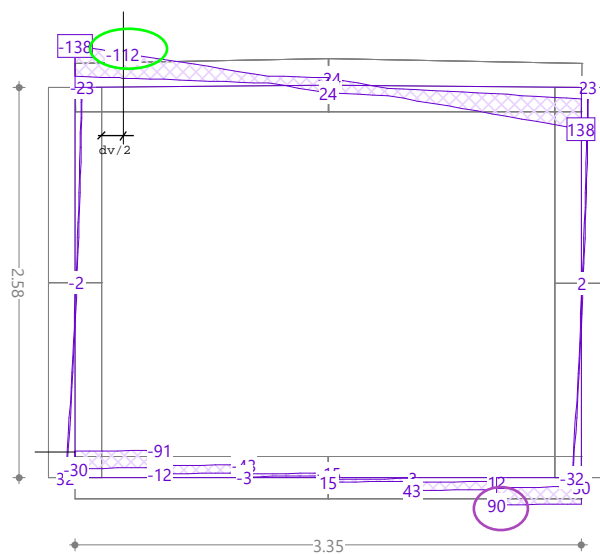


Überprüfung:
ErmMax-ErmMin = Ermüdung
70-16=54 i.O.
46-15=31 i.O.
39-16=23 i.O.

Schnittkraftgrenzwerte V_z [kN] für: ErmMax

Mstb. 1 :50.0

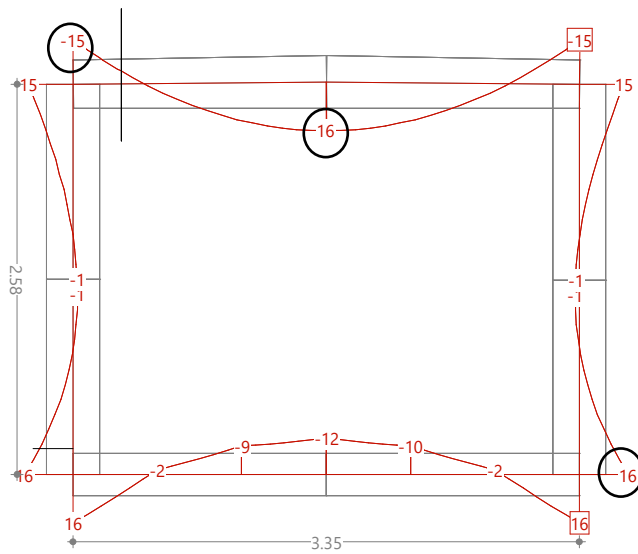
Alt



Schnittkraftgrenzwerte M_y [kNm] für: ErmMin

Mstb. 1 :50.0

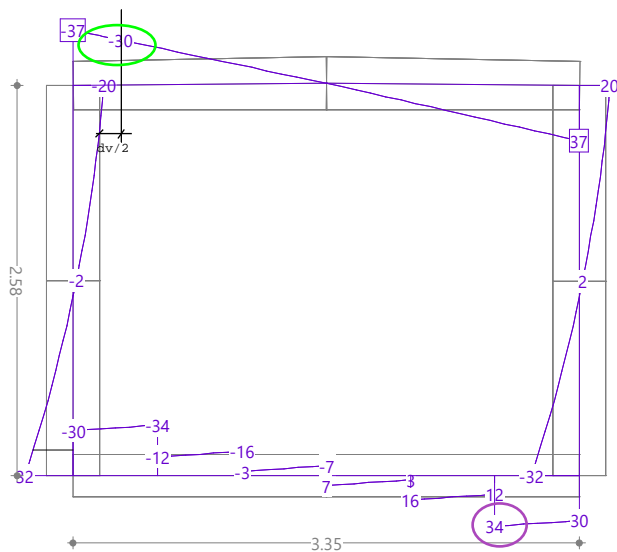
Alt



Schnittkraftgrenzwerte V_z [kN] für: ErmMin

Mstb. 1 :50.0

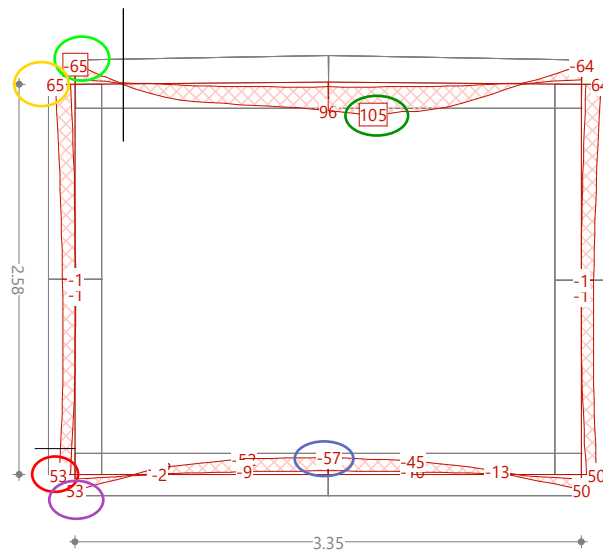
Alt



Schnittkraftgrenzwerte M_y [kNm] für: Entgleisen-ELM1

Mstb. 1 :50.0

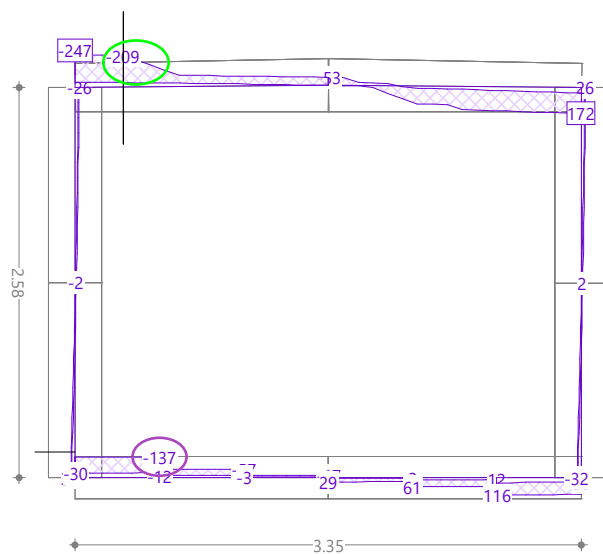
Alt



Schnittkraftgrenzwerte V_z [kN] für: Entgleisen-ELM1

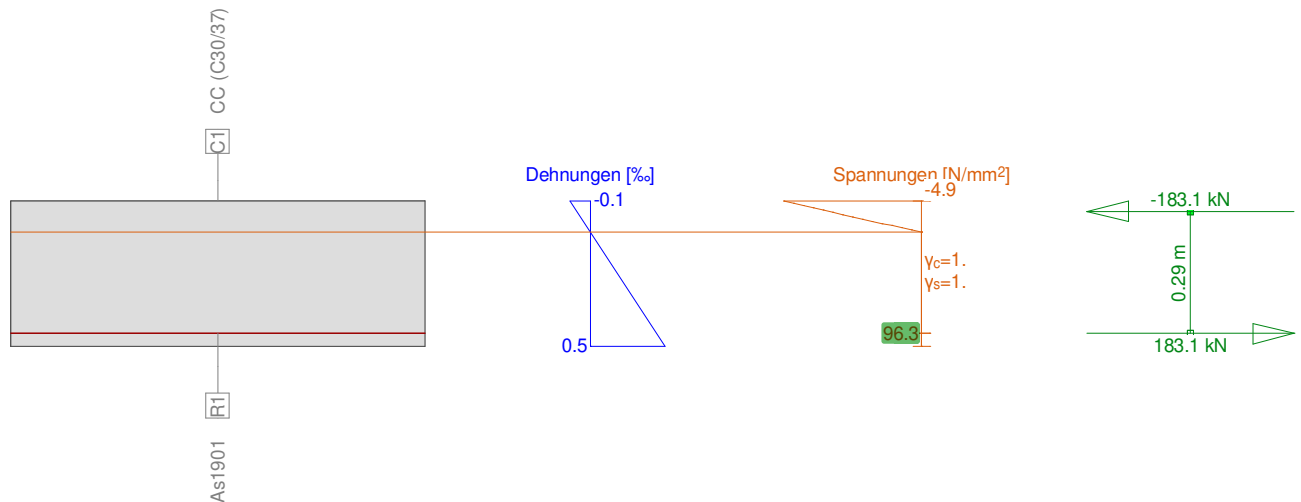
Mstb. 1 :50.0

Alt



Querschnitt **DECKE-FELD** (C30/37;B500B): Spannungsanalyse mit Kräften $M_y=54.0$;

Mstab. 1 :18.3



Spannungsanalyse Querschnitt (Träger): DECKE-FELD

Beanspruchung

Nr.	AP	P	Biegung und Normalkraft			Querkraft und Torsion			Bemerkungen
			N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	
1	!GZG		0	54.0	0				

Analyseparameter !GZG Norm: SIA

ID	σ - ϵ -Diagramm				Grenzdehnungen			σ_s [N/mm²]	Widerstandsbeiwerte				Diverses			
	c	s		M	ϵ_{c1d} [‰]	ϵ_{c2d} [‰]	ϵ_{ud} [‰]		γ_c [-]	γ_s [-]		γ_M [-]	α [-]	ϕ [-]		
!GZG	1/0	1		1				200.	1.	1.		1.	45.	0.		

Maximale Dehnungen und Spannungen

Name	Klasse	y_q [m]	z_q [m]	ϵ [‰]	σ_d [N/mm²]	γ [-]
C1	C30/37	1.	0.35	-0.1	-4.9	1.00
C1	C30/37	0.	0.	0.5	0.	1.00
R1	B500B	1.	0.03	0.5	96.3	1.00

Spannungen am homogenen Querschnitt (Material linear)

Name	Gew.(Wertigkeit)	y_q [m]	z_q [m]	σ_{elas} [N/mm²]
C1	1.	1.	0.35	-2.6
C1	1.	0.	0.	2.6

Zustand im letzten Iterationsschritt

Innere Kräfte			Dehnung und Krümmungen			Steifigkeiten		
N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	ϵ_x [‰]	χ_y [km⁻¹]	χ_z [km⁻¹]	N/ ϵ_x [kN]	M_y/χ_y [kNm²]	M_z/χ_z [kNm²]
0.	54.	0.	0.2	1.9	0.0	38.72	28116.48	148189.6

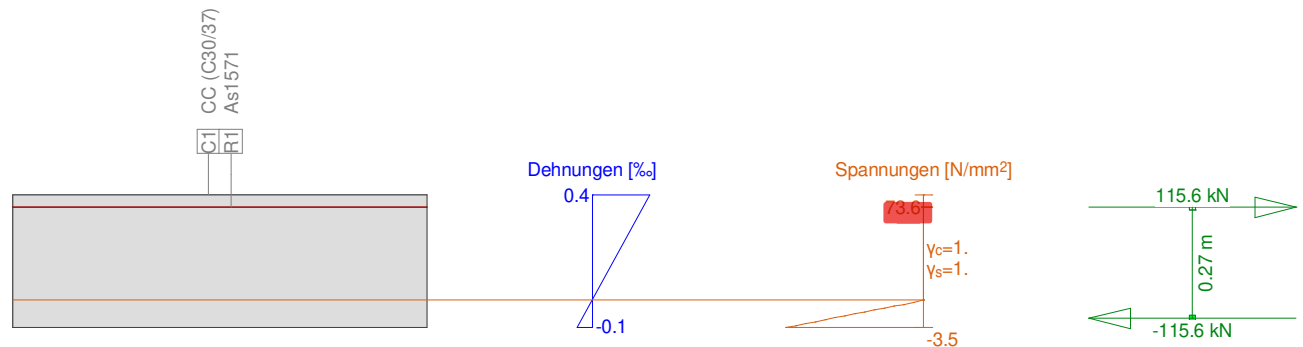
Rissberechnung

Text	Wert	Text	Wert
Grundlagen	EN 1992-1-1 7.3		
Querschnitt			
h	0.35 m	Betondruckzone (ungerissen)	0.18 m
d	0.32 m	h-d	0.03 m
Betondeckung c	0. m	$h_{c,eff}$	0.06 m
$A_{c,eff}$ (Zugzone)	58333 mm²	= Min[2.5 (h-d); (h-x)/3; h/2]	
Beton		Weitere Parameter	
E_c	34 kN/mm²	Dauer der Lasteinwirkung k_t	0.4
α_e (E_s/E_c)	0.	Verbundeigenschaften k_1	0.8
Kriechzahl ϕ	0.	Dehnungsverteilung k_2	0.5
f_{ctm}	2.9 N/mm²	k_3	3.4

Text	Wert	Text	Wert
$f_{ct,eff}$	0. N/mm ²	k4	0.425
Bewehrung		Ergebnisse	
E_s	205 kN/mm ²	Moment	54. kNm
A_s (in Zugzone)	0 mm ²	Stahlspannung σ_s	96.3 N/mm ²
Durchmesser \varnothing_{eq}	10 mm	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	0. o/o
ρ_{eff}	0. o/o	Rissabstand $s_{r,max}$	0. m
		Rissbreite w_k	0. mm

Querschnitt **DECKE-RE** (C30/37;B500B): Spannungsanalyse mit Kräften $M_y = -31.0$;

Mstab. 1 :18.3



Spannungsanalyse Querschnitt (Träger): **DECKE-RE**

Die zul. Spannung von 67 N/mm² ist überschritten, Nachweis am Nachweisschnitt wird weiter unten geführt

Beanspruchung

Nr.	AP	P	Biegung und Normalkraft			Querkraft und Torsion			Bemerkungen
			N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	
1	!GZG		0	-31.0	0				

Analyseparameter **!GZG** Norm: SIA

ID	σ - ϵ -Diagramm				Grenzdehnungen			σ_s [N/mm ²]	Widerstandsbeiwerte				Diverses		
	c	s		M	ϵ_{c1d} [‰]	ϵ_{c2d} [‰]	ϵ_{ud} [‰]		γ_c [-]	γ_s [-]		γ_M [-]	α [-]	ϕ [-]	
!GZG	1/0	1		1				200.	1.	1.		1.	45.	0.	

Maximale Dehnungen und Spannungen

Name	Klasse	y_q [m]	z_q [m]	ϵ [‰]	σ_d [N/mm ²]	γ [-]
C1	C30/37	0.	0.	-0.1	-3.5	1.00
C1	C30/37	1.	0.32	0.4	0.	1.00
R1	B500B	0.	0.29	0.4	73.6	1.00

Spannungen am homogenen Querschnitt (Material linear)

Name	Gew.(Wertigkeit)	y_q [m]	z_q [m]	σ_{elas} [N/mm ²]
C1	1.	0.	0.	-1.8
C1	1.	1.	0.32	1.8

Zustand im letzten Iterationsschritt

Innere Kräfte			Dehnung und Krümmungen			Steifigkeiten		
N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	ϵ_x [‰]	χ_y [km ⁻¹]	χ_z [km ⁻¹]	N/ ϵ_x [kN]	M_y/χ_y [kNm ²]	M_z/χ_z [kNm ²]
0.	-31.	0.	0.2	-1.6	-0.0	52.37	19378.7	406433.47

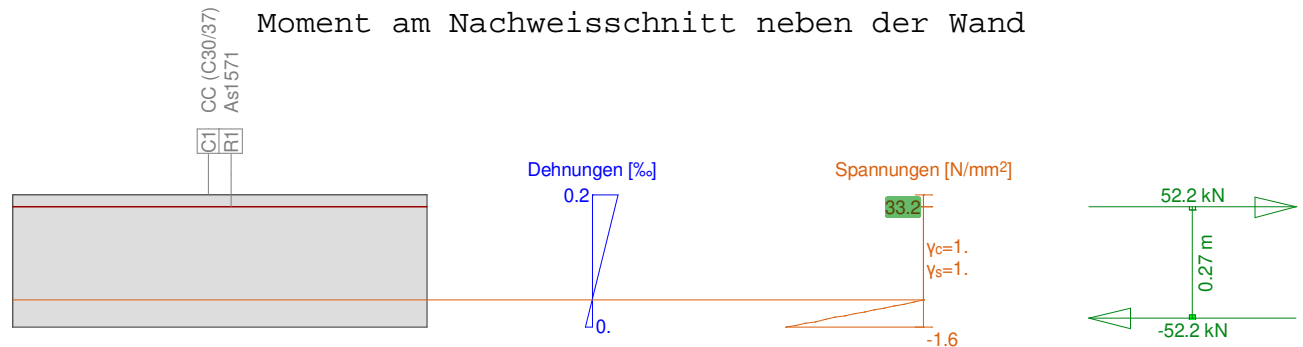
Rissberechnung

Text	Wert	Text	Wert
Grundlagen	EN 1992-1-1 7.3		
Querschnitt			
h	0.32 m	Betondruckzone (ungerissen)	0.16 m
d	0.29 m	h-d	0.03 m
Betondeckung c	0. m	$h_{c,eff}$	0.05 m
$A_{c,eff}$ (Zugzone)	53333 mm ²	$= \text{Min}[2.5 (h-d); (h-x)/3; h/2]$	
Beton		Weitere Parameter	
E_c	34 kN/mm ²	Dauer der Lasteinwirkung k_t	0.4
α_e (E_s/E_c)	0.	Verbundeigenschaften k_l	0.8
Kriechzahl ϕ	0.	Dehnungsverteilung k_2	0.5
f_{ctm}	2.9 N/mm ²	k_3	3.4
$f_{ct,eff}$	0. N/mm ²	k_4	0.425
Bewehrung		Ergebnisse	
E_s	205 kN/mm ²	Moment	-31. kNm
A_s (in Zugzone)	0 mm ²	Stahlspannung σ_s	73.6 N/mm ²
Durchmesser ϕ_{eq}	10 mm	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	0. o/oo

Text	Wert	Text	Wert
ρ_{eff}	0. o/o	Rissabstand $s_{r,max}$ Rissbreite w_k	0. m 0. mm

Querschnitt **DECKE-RE** (C30/37;B500B): Spannungsanalyse mit Kräften $M_y = -14.0$;

Mstab. 1 :18.3



Spannungsanalyse Querschnitt (Träger): DECKE-RE

Beanspruchung

Nr.	AP	P	Biegung und Normalkraft			Querkraft und Torsion			Bemerkungen
			N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	
1	!GZG		0	-14.0	0				

Analyseparameter !GZG Norm: SIA

ID	σ - ϵ -Diagramm			Grenzdehnungen			σ_s [N/mm²]	Widerstandsbeiwerte			γ_M [-]	α [-]	Diverses	
	c	s	M	ϵ_{c1d} [‰]	ϵ_{c2d} [‰]	ϵ_{ud} [‰]		γ_c [-]	γ_s [-]				ϕ [-]	
!GZG	1/0	1	1				200.	1.	1.		1.	45.	0.	

Maximale Dehnungen und Spannungen

Name	Klasse	y_q [m]	z_q [m]	ϵ [‰]	σ_d [N/mm²]	γ [-]
C1	C30/37	1.	0.	0.	-1.6	1.00
C1	C30/37	0.	0.32	0.2	0.	1.00
R1	B500B	0.	0.29	0.2	33.2	1.00

Spannungen am homogenen Querschnitt (Material linear)

Name	Gew.(Wertigkeit)	y_q [m]	z_q [m]	σ_{elas} [N/mm²]
C1	1.	1.	0.	-0.8
C1	1.	0.	0.32	0.8

Zustand im letzten Iterationsschritt

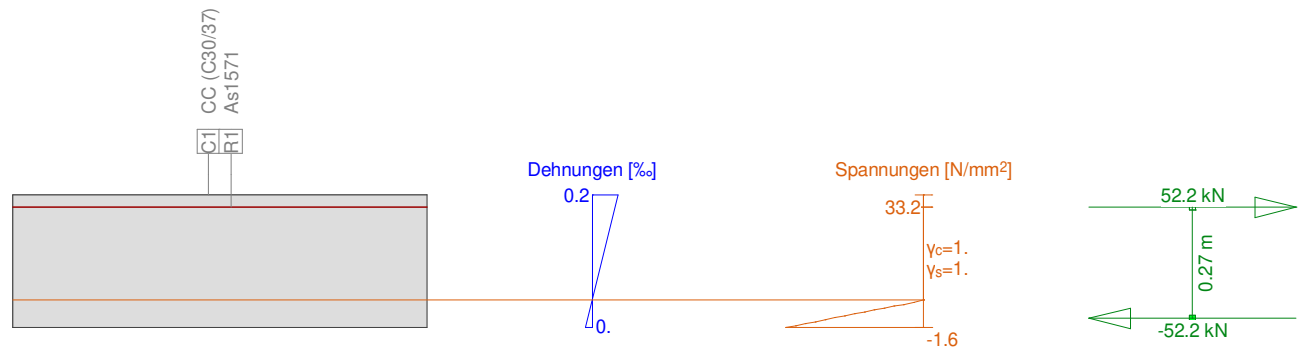
Innere Kräfte			Dehnung und Krümmungen			Steifigkeiten		
N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	ϵ_x [‰]	χ_y [km⁻¹]	χ_z [km⁻¹]	N/ ϵ_x [kN]	M_y/χ_y [kNm²]	M_z/χ_z [kNm²]
0.	-14.	0.	0.1	-0.7	0.0	52.37	19378.7	185159.6

Rissberechnung

Text	Wert	Text	Wert
Grundlagen	EN 1992-1-1 7.3		
Querschnitt			
h	0.32 m	Betondruckzone (ungerissen)	0.16 m
d	0.29 m	h-d	0.03 m
Betondeckung c	0. m	$h_{c,eff}$	0.05 m
$A_{c,eff}$ (Zugzone)	53333 mm²	= Min[2.5 (h-d); (h-x)/3; h/2]	
Beton		Weitere Parameter	
E_c	34 kN/mm²	Dauer der Lasteinwirkung k_t	0.4
α_e (E_s/E_c)	0.	Verbundeigenschaften k_l	0.8
Kriechzahl ϕ	0.	Dehnungsverteilung k_2	0.5

Querschnitt DECKE-RE (C30/37;B500B): Spannungsanalyse mit Kräften $M_y = -14.0$;

Mstb. 1 :18.3



Spannungsanalyse Querschnitt (Träger): DECKE-RE

Beanspruchung

Nr.	AP	P	Biegung und Normalkraft			Querkraft und Torsion			Bemerkungen
			N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	
1	!GZG		0	-14.0	0				

Analyseparameter !GZG Norm: SIA

ID	σ - ϵ -Diagramm				Grenzdehnungen			σ_s [N/mm²]	Widerstandsbeiwerte				Diverses		
	c	s		M	ϵ_{c1d} [‰]	ϵ_{c2d} [‰]	ϵ_{ud} [‰]		γ_c [-]	γ_s [-]	γ_m [-]	α [-]	ϕ [-]		
!GZG	1/0	1		1				200.	1.	1.	1.	45.	0.		

Maximale Dehnungen und Spannungen

Name	Klasse	y_q [m]	z_q [m]	ϵ [‰]	σ_d [N/mm²]	γ [-]
C1	C30/37	1.	0.	0.	-1.6	1.00
C1	C30/37	0.	0.32	0.2	0.	1.00
R1	B500B	0.	0.29	0.2	33.2	1.00

Spannungen am homogenen Querschnitt (Material linear)

Name	Gew.(Wertigkeit)	y_q [m]	z_q [m]	σ_{elas} [N/mm²]
C1	1.	1.	0.	-0.8
C1	1.	0.	0.32	0.8

Zustand im letzten Iterationsschritt

Innere Kräfte			Dehnung und Krümmungen			Steifigkeiten		
N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	ϵ_x [‰]	χ_y [km⁻¹]	χ_z [km⁻¹]	N/ ϵ_x [kN]	M_y/χ_y [kNm²]	M_z/χ_z [kNm²]
0.	-14.	0.	0.1	-0.7	0.0	52.37	19378.7	185159.6

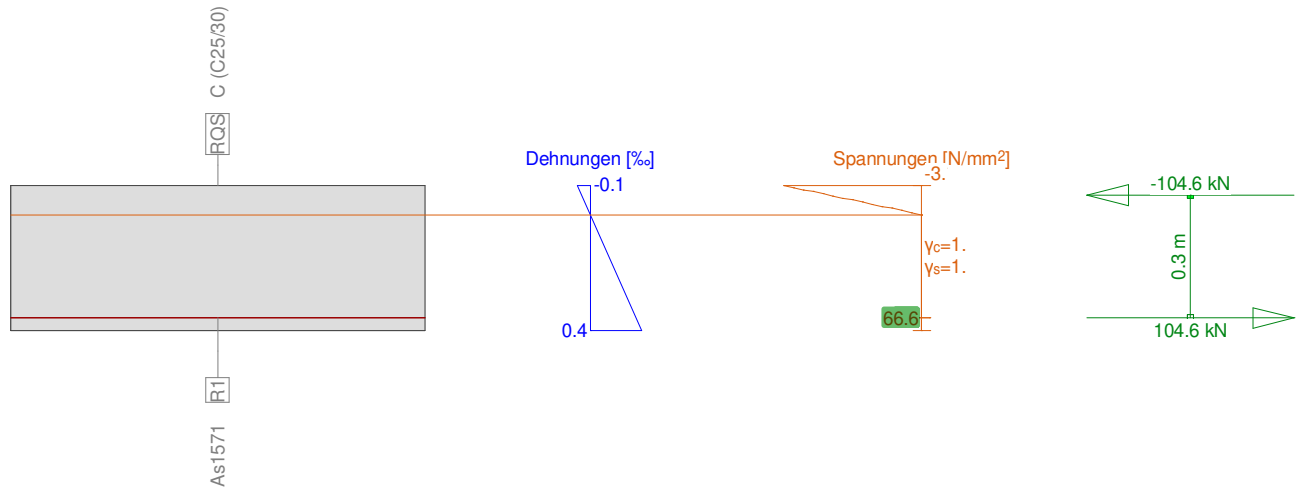
Rissberechnung

Text	Wert	Text	Wert
Grundlagen	EN 1992-1-1 7.3		
Querschnitt			
h	0.32 m	Betondruckzone (ungerissen)	0.16 m
d	0.29 m	h-d	0.03 m
Betondeckung c	0. m	$h_{c,eff}$	0.05 m
$A_{c,eff}$ (Zugzone)	53333 mm²	$= \text{Min}[2.5 (h-d); (h-x)/3; h/2]$	
Beton		Weitere Parameter	
E_c	34 kN/mm²	Dauer der Lasteinwirkung k_t	0.4
α_e (E_s/E_c)	0.	Verbundeigenschaften k_l	0.8
Kriechzahl ϕ	0.	Dehnungsverteilung k_2	0.5
f_{ctm}	2.9 N/mm²	k_3	3.4
$f_{ct,eff}$	0. N/mm²	k_4	0.425
Bewehrung		Ergebnisse	
E_s	205 kN/mm²	Moment	-14. kNm
A_s (in Zugzone)	0 mm²	Stahlspannung σ_s	33.2 N/mm²
Durchmesser ϕ_{eq}	10 mm	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	0. o/oo

Text	Wert	Text	Wert
p_{eff}	0. o/o	Rissabstand $s_{r,max}$ Rissbreite w_k	0. m 0. mm

Querschnitt **WAND (C25/30;B500B)**: Spannungsanalyse mit Kräften $M_y=31.0$;

Mstab. 1 :18.3



Spannungsanalyse Querschnitt (Träger): WAND

Beanspruchung

Nr.	AP	P	Biegung und Normalkraft			Querkraft und Torsion			Bemerkungen
			N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	
1	!GZG		0	31.0	0				

Analyseparameter !GZG Norm: SIA

ID	σ - ϵ -Diagramm				Grenzdehnungen			σ_s [N/mm²]	Widerstandsbeiwerte				Diverses		
	c	s		M	ϵ_{c1d} [‰]	ϵ_{c2d} [‰]	ϵ_{ud} [‰]		γ_c [-]	γ_s [-]	γ_M [-]	α [-]	ϕ [-]		
!GZG	1/0	1		1				200.	1.	1.	1.	45.	0.		

Maximale Dehnungen und Spannungen

Name	Klasse	y_q [m]	z_q [m]	ϵ [‰]	σ_d [N/mm²]	γ [-]
RQS	C25/30	0.5	0.35	-0.1	-3.	1.00
RQS	C25/30	-0.5	0.	0.4	0.	1.00
R1	B500B	-0.5	0.03	0.3	66.6	1.00

Spannungen am homogenen Querschnitt (Material linear)

Name	Gew.(Wertigkeit)	y_q [m]	z_q [m]	σ_{elas} [N/mm²]
RQS	1.	0.5	0.35	-1.5
RQS	1.	-0.5	0.	1.5

Zustand im letzten Iterationsschritt

Innere Kräfte			Dehnung und Krümmungen			Steifigkeiten		
N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	ϵ_x [‰]	χ_y [km⁻¹]	χ_z [km⁻¹]	N/ ϵ_x [kN]	M_y/χ_y [kNm²]	M_z/χ_z [kNm²]
0.	31.	0.	0.1	1.3	0.0	60.1	23796.82	125593.94

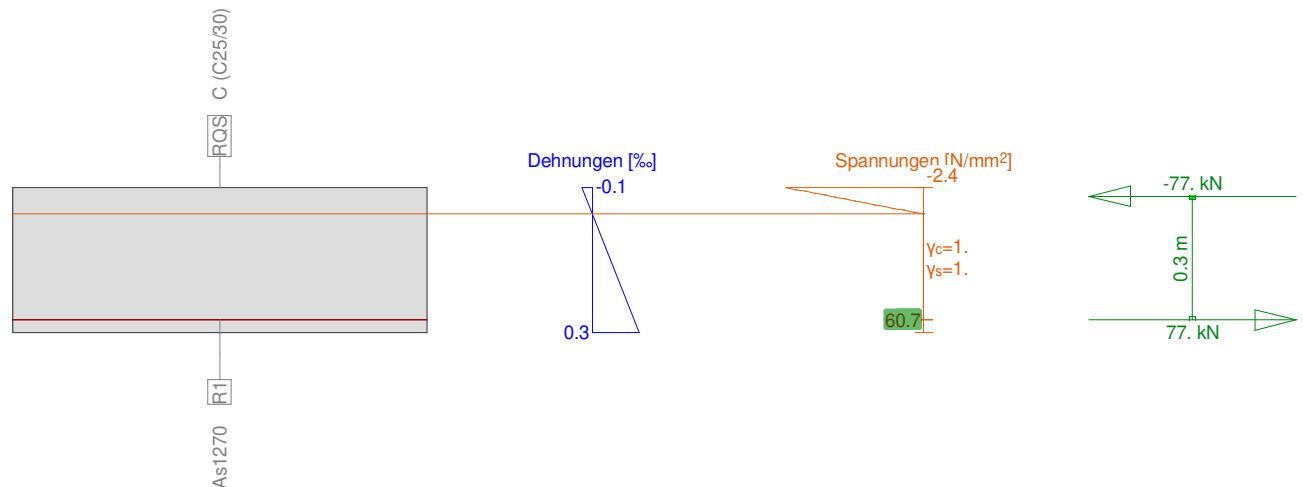
Rissberechnung

Text	Wert	Text	Wert
Grundlagen	EN 1992-1-1 7.3		
Querschnitt			
h	0.35 m	Betondruckzone (ungerissen)	0.18 m
d	0.32 m	h-d	0.03 m
Betondeckung c	0. m	$h_{c,eff}$	0.06 m
$A_{c,eff}$ (Zugzone)	58333 mm²	= Min[2.5 (h-d); (h-x)/3; h/2]	
Beton		Weitere Parameter	
E_c	32 kN/mm²	Dauer der Lasteinwirkung k_t	0.4
α_e (E_s/E_c)	0.	Verbundeigenschaften k_1	0.8
Kriechzahl ϕ	0.	Dehnungsverteilung k_2	0.5
f_{ctm}	2.6 N/mm²	k_3	3.4
$f_{ct,eff}$	0. N/mm²	k_4	0.425

Text	Wert	Text	Wert
Bewehrung		Ergebnisse	
E_s	205 kN/mm ²	Moment	31. kNm
A_s (in Zugzone)	0 mm ²	Stahlspannung σ_s	66.6 N/mm ²
Durchmesser \varnothing_{eq}	10 mm	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	0. o/o
ρ_{eff}	0. o/o	Rissabstand $s_{r,max}$	0. m
		Rissbreite w_k	0. mm

Querschnitt **WAND-UNTEN** (C25/30;B500B): Spannungsanalyse mit Kräften $M_y=23.0$;

Mstab. 1 :18.3



Spannungsanalyse Querschnitt (Träger): WAND-UNTEN

Beanspruchung

Nr.	AP	P	Biegung und Normalkraft			Querkraft und Torsion			Bemerkungen
			N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	
1	!GZG		0	23.0	0				

Analyseparameter !GZG Norm: SIA

ID	σ - ϵ -Diagramm				Grenzdehnungen			σ_s [N/mm²]	Widerstandsbeiwerte				Diverses		
	c	s	M		ϵ_{c1d} [‰]	ϵ_{c2d} [‰]	ϵ_{ud} [‰]		γ_c [-]	γ_s [-]	γ_M [-]	α [-]	ϕ [-]		
!GZG	1/0	1	1					200.	1.	1.	1.	45.	0.		

Maximale Dehnungen und Spannungen

Name	Klasse	y_q [m]	z_q [m]	ϵ [‰]	σ_d [N/mm²]	γ [-]
RQS	C25/30	0.5	0.35	-0.1	-2.4	1.00
RQS	C25/30	-0.5	0.	0.3	0.	1.00
R1	B500B	0.5	0.03	0.3	60.7	1.00

Spannungen am homogenen Querschnitt (Material linear)

Name	Gew.(Wertigkeit)	y_q [m]	z_q [m]	σ_{elas} [N/mm²]
RQS	1.	0.5	0.35	-1.1
RQS	1.	-0.5	0.	1.1

Zustand im letzten Iterationsschritt

Innere Kräfte			Dehnung und Krümmungen			Steifigkeiten		
N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	ϵ_x [‰]	χ_y [km⁻¹]	χ_z [km⁻¹]	N/ ϵ_x [kN]	M_y/χ_y [kNm²]	M_z/χ_z [kNm²]
0.	23.	0.	0.1	1.2	0.0	117.84	19866.2	335082.18

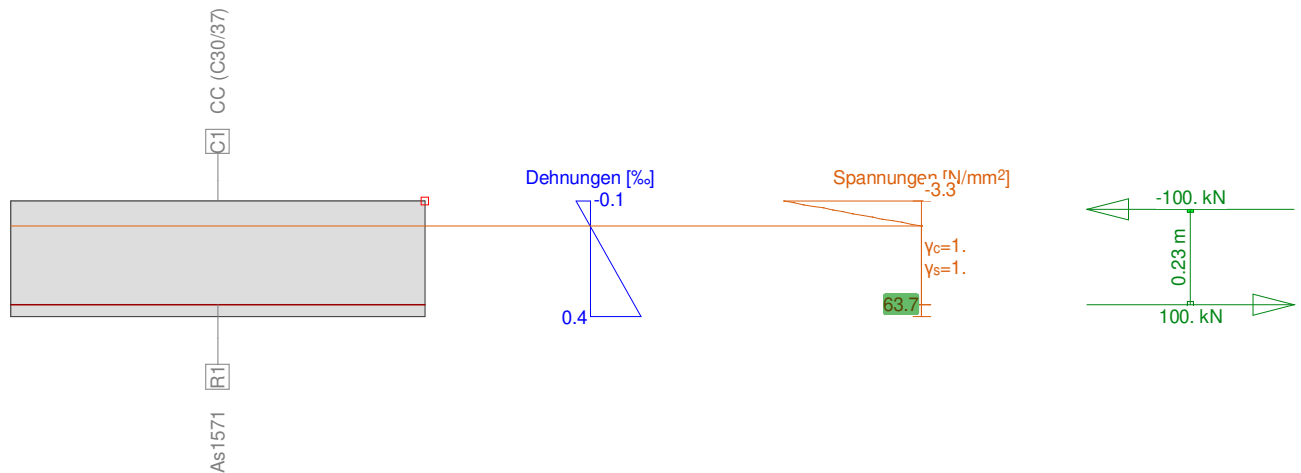
Rissberechnung

Text	Wert	Text	Wert
Grundlagen	EN 1992-1-1 7.3		
Querschnitt			
h	0.35 m	Betondruckzone (ungerissen)	0.18 m
d	0.32 m	h-d	0.03 m
Betondeckung c	0. m	$h_{c,eff}$	0.06 m
$A_{c,eff}$ (Zugzone)	58333 mm²	= Min[2.5 (h-d); (h-x)/3; h/2]	
Beton		Weitere Parameter	
E_c	32 kN/mm²	Dauer der Lasteinwirkung k_t	0.4
α_e (E_s/E_c)	0.	Verbundeigenschaften k_1	0.8
Kriechzahl ϕ	0.	Dehnungsverteilung k_2	0.5
f_{ctm}	2.6 N/mm²	k_3	3.4
$f_{ct,eff}$	0. N/mm²	k_4	0.425

Text	Wert	Text	Wert
Bewehrung		Ergebnisse	
E_s	205 kN/mm ²	Moment	23. kNm
A_s (in Zugzone)	0 mm ²	Stahlspannung σ_s	60.7 N/mm ²
Durchmesser \varnothing_{eq}	10 mm	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	0. o/o
ρ_{eff}	0. o/o	Rissabstand $s_{r,max}$	0. m
		Rissbreite w_k	0. mm

Querschnitt **BODEN-RE** (C30/37;B500B): Spannungsanalyse mit Kräften $M_y=23.0$;

Mstb. 1 :18.3



Spannungsanalyse Querschnitt (Träger): BODEN-RE

Beanspruchung

Nr.	AP	P	Biegung und Normalkraft			Querkraft und Torsion			Bemerkungen
			N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	
1	!GZG		0	23.0	0				

Analyseparameter !GZG Norm: SIA

ID	σ-ε-Diagramm				Grenzdehnungen			σ_s [N/mm²]	Widerstandsbeiwerte				Diverses			
	c	s		M	ϵ_{c1d} [‰]	ϵ_{c2d} [‰]	ϵ_{ud} [‰]		γ_c [-]	γ_s [-]	γ_M [-]	α [-]	ϕ [-]			
!GZG	1/0	1		1				200.	1.	1.	1.	45.	0.			

Maximale Dehnungen und Spannungen

Name	Klasse	y_q [m]	z_q [m]	ϵ [‰]	σ_d [N/mm²]	γ [-]
C1	C30/37	1.	0.28	-0.1	-3.3	1.00
C1	C30/37	0.	0.	0.4	0.	1.00
R1	B500B	0.	0.03	0.3	63.7	1.00

Spannungen am homogenen Querschnitt (Material linear)

Name	Gew.(Wertigkeit)	y_q [m]	z_q [m]	σ_{elas} [N/mm²]
C1	1.	1.	0.28	-1.8
C1	1.	0.	0.	1.8

Zustand im letzten Iterationsschritt

Innere Kräfte			Dehnung und Krümmungen			Steifigkeiten		
N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	ϵ_x [‰]	χ_y [km⁻¹]	χ_z [km⁻¹]	N/ ϵ_x [kN]	M_y/χ_y [kNm²]	M_z/χ_z [kNm²]
0.	23.	0.	0.1	1.6	0.0	32.09	14045.05	89851.03

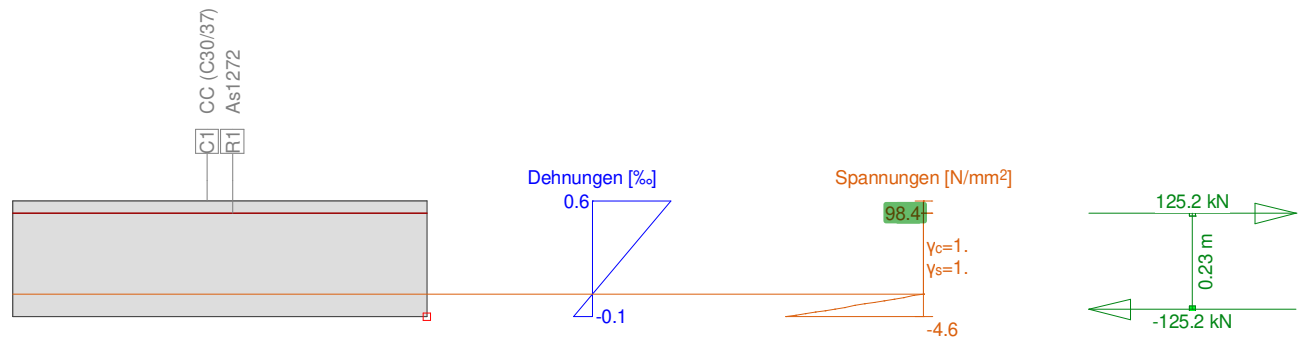
Rissberechnung

Text	Wert	Text	Wert
Grundlagen	EN 1992-1-1 7.3		
Querschnitt			
h	0.28 m	Betondruckzone (ungerissen)	0.14 m
d	0.25 m	h-d	0.03 m
Betondeckung c	0. m	$h_{c,eff}$	0.05 m
$A_{c,eff}$ (Zugzone)	46667 mm²	= Min[2.5 (h-d); (h-x)/3; h/2]	
Beton		Weitere Parameter	
E_c	34 kN/mm²	Dauer der Lasteinwirkung k_t	0.4
α_e (E_s/E_c)	0.	Verbundeigenschaften k_1	0.8
Kriechzahl ϕ	0.	Dehnungsverteilung k_2	0.5
f_{ctm}	2.9 N/mm²	k_3	3.4
$f_{ct,eff}$	0. N/mm²	k_4	0.425

Text	Wert	Text	Wert
Bewehrung		Ergebnisse	
E_s	205 kN/mm ²	Moment	23. kNm
A_s (in Zugzone)	0 mm ²	Stahlspannung σ_s	63.7 N/mm ²
Durchmesser \varnothing_{eq}	10 mm	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	0. o/o
ρ_{eff}	0. o/o	Rissabstand $s_{r,max}$	0. m
		Rissbreite w_k	0. mm

Querschnitt **BODEN-FELD** (C30/37;B500B): Spannungsanalyse mit Kräften $M_y = -29.0$;

Mstab. 1 :18.3



Spannungsanalyse Querschnitt (Träger): BODEN-FELD

Beanspruchung

Nr.	AP	P	Biegung und Normalkraft			Querkraft und Torsion			Bemerkungen
			N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	
1	!GZG		0	-29.0	0				

Analyseparameter !GZG Norm: SIA

ID	σ - ϵ -Diagramm				Grenzdehnungen			σ_s [N/mm²]	Widerstandsbeiwerte				Diverses			
	c	s		M	ϵ_{c1d} [‰]	ϵ_{c2d} [‰]	ϵ_{td} [‰]		γ_c [-]	γ_s [-]	γ_M [-]	α [-]	ϕ [-]			
!GZG	1/0	1		1				200.	1.	1.	1.	45.	0.			

Maximale Dehnungen und Spannungen

Name	Klasse	y_q [m]	z_q [m]	ϵ [‰]	σ_d [N/mm²]	γ [-]
C1	C30/37	1.	0.06	-0.1	-4.6	1.00
C1	C30/37	0.	0.34	0.6	0.	1.00
R1	B500B	1.	0.31	0.5	98.4	1.00

Spannungen am homogenen Querschnitt (Material linear)

Name	Gew.(Wertigkeit)	y_q [m]	z_q [m]	σ_{elas} [N/mm²]
C1	1.	1.	0.06	-2.2
C1	1.	0.	0.34	2.2

Zustand im letzten Iterationsschritt

Innere Kräfte			Dehnung und Krümmungen			Steifigkeiten		
N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	ϵ_x [‰]	χ_y [km⁻¹]	χ_z [km⁻¹]	N/ ϵ_x [kN]	M_y/χ_y [kNm]	M_z/χ_z [kNm]
0.	-29.	0.	0.2	-2.5	0.0	64.37	11778.55	191718.19

Rissberechnung

Text	Wert	Text	Wert
Grundlagen	EN 1992-1-1 7.3		
Querschnitt			
h	0.28 m	Betondruckzone (ungerissen)	0.14 m
d	0.25 m	h-d	0.03 m
Betondeckung c	0. m	$h_{c,eff}$	0.05 m
$A_{c,eff}$ (Zugzone)	46667 mm²	= Min[2.5 (h-d); (h-x)/3; h/2]	
Beton		Weitere Parameter	
E_c	34 kN/mm²	Dauer der Lasteinwirkung k_t	0.4
α_e (E_s/E_c)	0.	Verbundeigenschaften k_1	0.8
Kriechzahl ϕ	0.	Dehnungsverteilung k_2	0.5
f_{ctm}	2.9 N/mm²	k_3	3.4
$f_{ct,eff}$	0. N/mm²	k_4	0.425
Bewehrung		Ergebnisse	
E_s	205 kN/mm²	Moment	-29. kNm
A_s (in Zugzone)	0 mm²	Stahlspannung σ_s	98.4 N/mm²
Durchmesser ϕ_{eq}	10 mm	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	0. o/o
ρ_{eff}	0. o/o	Rissabstand $s_{r,max}$	0. m



PU bei der Fähre
PU Schnitt - alte SOK

Locher Ingenieure AG, 8022 Zürich

acl

Seite 64/105

15.12.2025

Statik-9 - Rel. 251 (1)

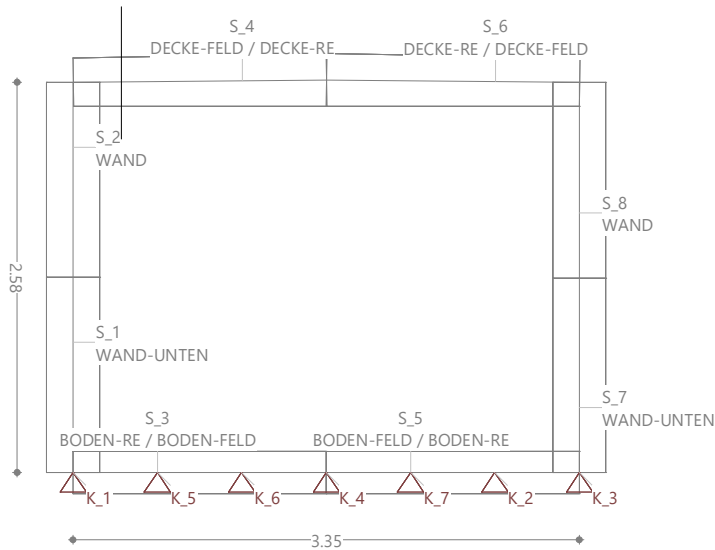
Text	Wert	Text	Wert
		Rissbreite w_k	0. mm

Anhang C – Statikauszüge neu Gleislage

Struktur

Mstb. 1 :50.0

Neu



STRUKTUR 2D

KNOTENDATEN

Id	Koordinaten		DX	Lagerung	RY	Spezielles
	X [m]	Z [m]	[kN/m]	DZ [kN/m]	[kNm]	
K_1	0	0	B	20000.000		
K_2	2.79	0	B	15000.000		
K_3	3.35	0.00	B	20000.000		
K_4	1.68	0	B	10000.000		
K_5	0.56	0	B	15000.000		
K_6	1.12	0	B	10000.000		
K_7	2.23	0	B	10000.000		
!1	3.35	1.29				
!2	0.00	1.29				
!3	0.00	2.58				
!4	3.35	2.58				
!5	1.68	2.59				

B : blockiert

Stäbe mit Gelenken

Id (* = SL-Abschn.)	Gelenke	Dx	Federn Dz	Ry	Dx	Federn Dz	Ry	
		[kN/m]	[kN/m]	[kNm]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm]	
S_3	--E ---			500000.000				
S_4	--- --E						500000.000	
S_5	--- --E						500000.000	
S_6	--E ---			500000.000				

F / E / P : frei / elastisch gefedert / plastisch

Querschnitte: Geometrie

Name	Variante	Baustoffe	Typ	Abmessungen [m]
BODEN-FELD		CC, R	Fagus	b=1.00, h=0.28 y _L =-0.50, y _R =0.50, z _B =-0.14, z _T =0.14
BODEN-RE		CC, R	Fagus	b=1.00, h=0.28 y _L =-0.50, y _R =0.50, z _B =-0.14, z _T =0.14
DECKE-FELD		CC, R	Fagus	b=1.00, h=0.35 y _L =-0.50, y _R =0.50, z _B =-0.18, z _T =0.18
DECKE-RE		CC, R	Fagus	b=1.00, h=0.32 y _L =-0.50, y _R =0.50, z _B =-0.16, z _T =0.16
WAND		C, R	Fagus	b=1.00, h=0.35

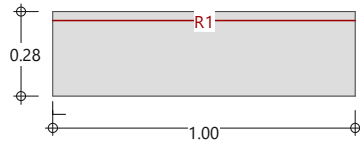
Nr.:

Name	Variante	Baustoffe	Typ	Abmessungen [m]
WAND-UNTEN		C, R	Fagus	$y_L = -0.50, y_R = 0.50, z_B = -0.18, z_T = 0.18$ $b = 1.00, h = 0.35$ $y_L = -0.50, y_R = 0.50, z_B = -0.18, z_T = 0.18$

Baustoffe : s. Tabelle 'Baustoffe'

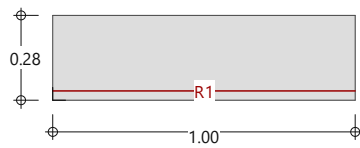
BODEN-FELD: CC(C30/37) R(B500B)

Mstb. 1 :25.0



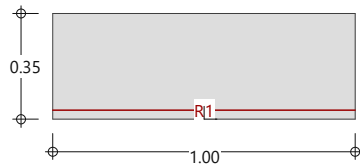
BODEN-RE: CC(C30/37) R(B500B)

Mstb. 1 :25.0



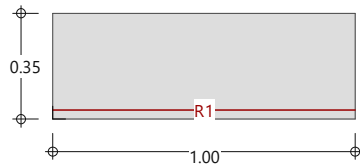
WAND: C(C25/30)

Mstb. 1 :25.0



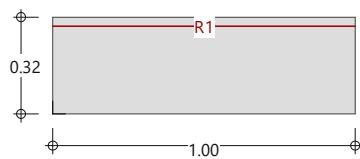
DECKE-FELD: CC(C30/37) R(B500B)

Mstb. 1 :25.0



DECKE-RE: CC(C30/37) R(B500B)

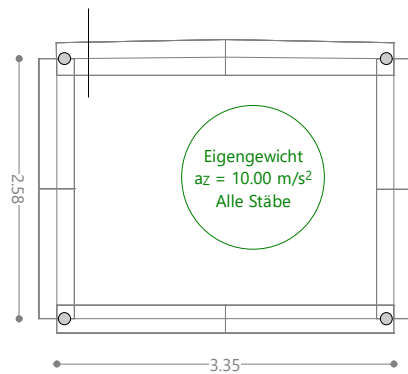
Mstb. 1 :25.0



Belastung EG: Eigengewicht

Mstb. 1 :75.0

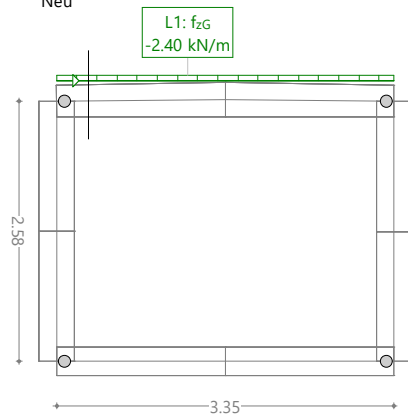
Neu



Belastung G1: Auflast Schiene + Schwelle

Mstb. 1 :75.0

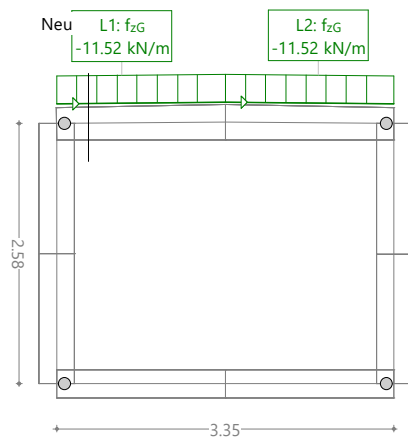
Neu



Belastung G2: Auflast Schotter

Mstb. 1 :75.0

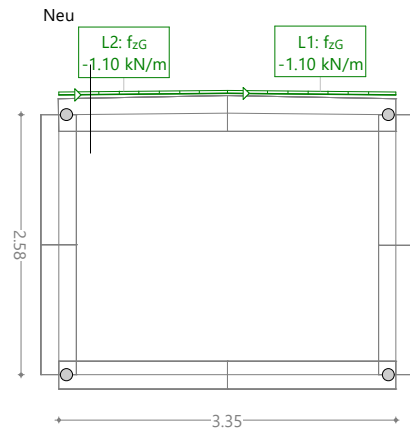
Neu



Nr.:

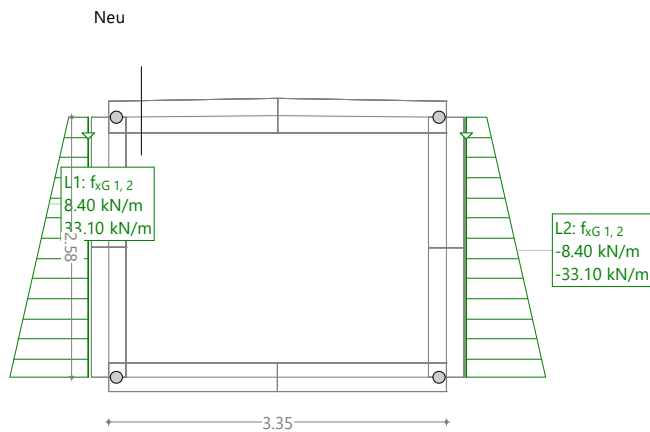
Belastung G3: Auflast Mörtelschicht

Mstb. 1 :75.0



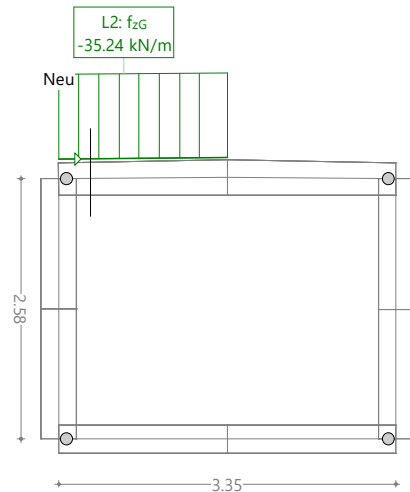
Belastung G4: Erddruck seitlich

Mstb. 1 :75.0



Belastung Q1: Bahnverkehrslasten li

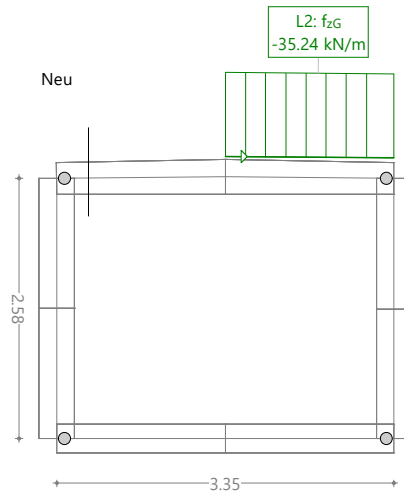
Mstb. 1 :75.0



Nr.:

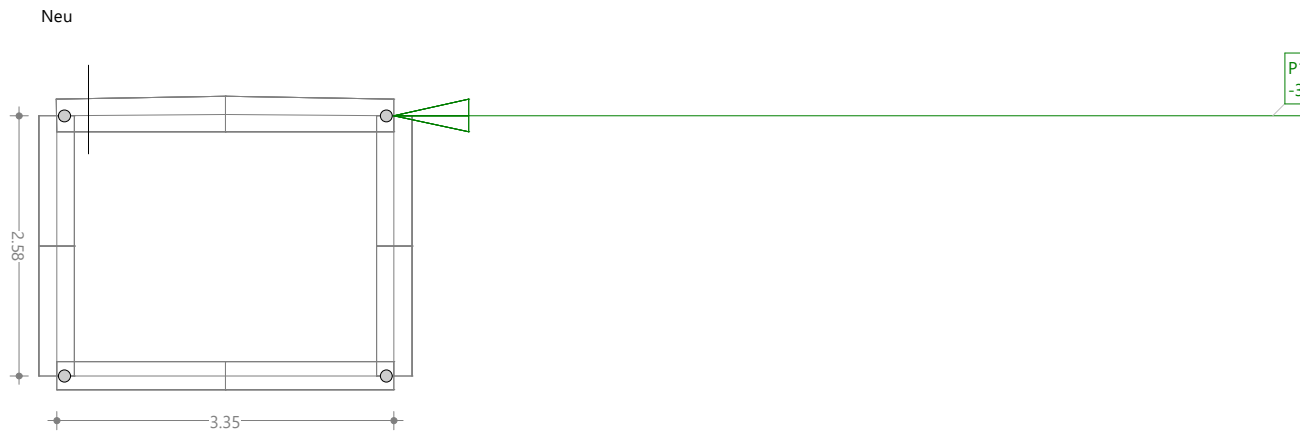
Belastung Q2: Bahnverkehrslasten re

Mstb. 1 :75.0



Belastung Q3: Anfahrkraft

Mstb. 1 :75.0 (-0.48,-0.56..12.27,3.69)



Belastung Q3: Anfahrkraft

(12.27,-0.56..14.98,3.69)

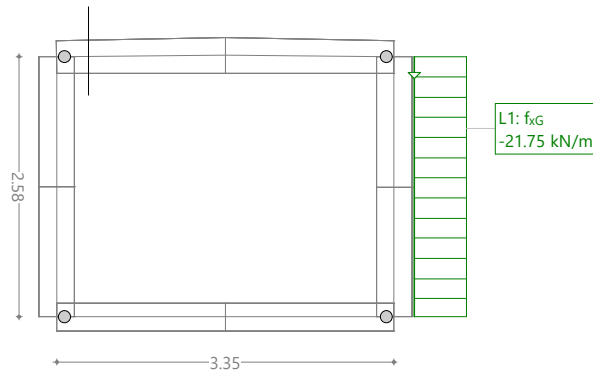
P1: P_x
-34.10 kN

Nr.:

Belastung Q4: Bahn Erddruck re

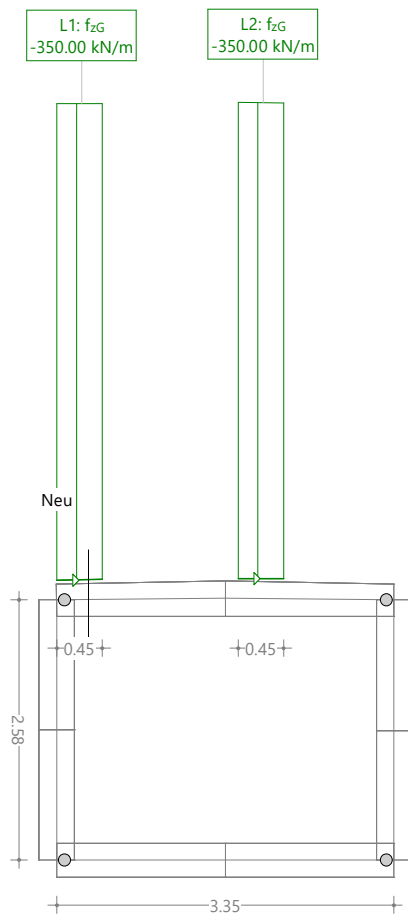
Mstb. 1 :75.0

Neu



Belastung ELM-M: Entgleisen ELM M

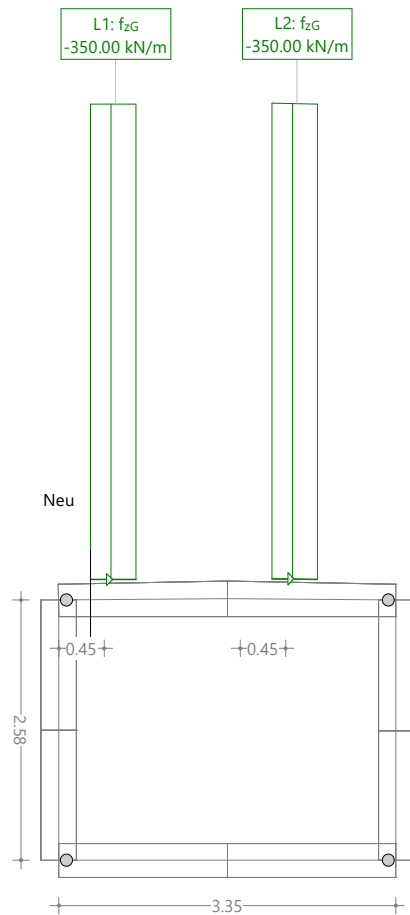
Mstb. 1 :75.0



Nr.:

Belastung ELM-V: Entgleisen ELM V

Mstb. 1 :75.0



Nr.:

Grenzwertspezifikation: GZTacl

Beschreibung

Standard-Bemessungssituation: Tragsicherheit Grenzzustand Typ 2 (1B)

Einwirkungskombinationen

Nr	Einwirkung Name	Fak	1	2	3	Einwirkungskombinationen
1	Eigenlast	1	1.35	0.8	1.35	
2	Auflasten	1	1.35	0.8	1.35	
3	Erdauflast	1	1.35	0.8	1.35	
4	Erddruck ständig	1	1.35	0.7	0.7	
5	Nutzlast	1.1	1.45	1.45	1.45	

Fak : alle Kombinationswerte werden mit diesem Faktor multipliziert

Belastungsüberlagerungen der Einwirkungen

zu Grenzwertspezifikation GZTacl

Einwirkung	Alt	additiv	exklusiv	Belastung	Faktor	Komb.
Eigenlast		ständig		EG Eigengewicht	1.000	
Auflasten		ständig		G1 Auflast Schiene + Schwelle	1.000	
Erdauflast		ständig		G2 Auflast Schotter	1.000	
		ständig		G3 Auflast Mörtelschicht	1.000	
Erddruck ständig		ständig		G4 Erddruck seitlich	1.000	
Nutzlast		wo massgebend		Q1 Bahnverkehrslasten li	1.525	C2_1
		plus, wo massg.		Q2 Bahnverkehrslasten re	1.525	C2_2
		plus, wo massg.		Q3 Anfahrkraft	1.000	
		plus, wo massg.		Q4 Bahn Erddruck re	1.000	

Alt : Alternative Überlagerung

dyn Faktor

Grenzwertspezifikation: Ermüdung

Einwirkungskombinationen

Nr	Einwirkung Name	Fak	1	Einwirkungskombinationen
1	Nutzlast	1.1	1	

Fak : alle Kombinationswerte werden mit diesem Faktor multipliziert

Belastungsüberlagerungen der Einwirkungen

zu Grenzwertspezifikation Ermüdung

Einwirkung	Alt	additiv	exklusiv	Belastung	Faktor	Komb.
Nutzlast		wo massgebend		Q1 Bahnverkehrslasten li	1.525	C2_1
		plus, wo massg.		Q2 Bahnverkehrslasten re	1.525	C2_2

Alt : Alternative Überlagerung

Grenzwertspezifikation: ErmMax

Einwirkungskombinationen

Nr	Einwirkung Name	Fak	1	Einwirkungskombinationen
1	Eigenlast	1	1	
2	Auflasten	1	1	
3	Erdauflast	1	1	
4	Erddruck ständig	1	1	
5	Nutzlast	1.1	1	

Fak : alle Kombinationswerte werden mit diesem Faktor multipliziert

Nr.:

Belastungsüberlagerungen der Einwirkungen

zu Grenzwertspezifikation ErmMax

Einwirkung	Alt	additiv	exklusiv	Belastung	Faktor	Komb.
Eigenlast		ständig		EG Eigengewicht	1.000	
Auflasten		ständig		G1 Auflast Schiene + Schwelle	1.000	
Erdauflast		ständig		G2 Auflast Schotter	1.000	
		ständig		G3 Auflast Mörtelschicht	1.000	
Erddruck ständig		ständig		G4 Erddruck seitlich	1.000	
Nutzlast		wo massgebend		Q1 Bahnverkehrslasten li	1.525	C2_1
		plus, wo massg.		Q2 Bahnverkehrslasten re	1.525	C2_2

Alt : Alternative Überlagerung

Grenzwertspezifikation: ErmMin

Einwirkungskombinationen

Nr	Einwirkung Name	Fak	1	Einwirkungskombinationen
1	Eigenlast	1	1	
2	Auflasten	1	1	
3	Erdauflast	1	1	
4	Erddruck ständig	1	1	

Fak : alle Kombinationswerte werden mit diesem Faktor multipliziert

Belastungsüberlagerungen der Einwirkungen

zu Grenzwertspezifikation ErmMin

Einwirkung	Alt	additiv	exklusiv	Belastung	Faktor	Komb.
Eigenlast		ständig		EG Eigengewicht	1.000	
Auflasten		ständig		G1 Auflast Schiene + Schwelle	1.000	
Erdauflast		ständig		G2 Auflast Schotter	1.000	
		ständig		G3 Auflast Mörtelschicht	1.000	
Erddruck ständig		ständig		G4 Erddruck seitlich	1.000	

Alt : Alternative Überlagerung

Grenzwertspezifikation: Entgleisen-ELM1

Beschreibung

Aussergewöhnliche Bemessungssituation: Tragsicherheit Grenzzustand Typ 2 (1B)

Einwirkungskombinationen

Nr	Einwirkung Name	Fak	1	Einwirkungskombinationen
1	Eigenlast	1	1	
2	Auflasten	1	1	
3	Erdauflast	1	1	
4	Erddruck ständig	1	1	
5	Nutzlast	1	1	

Fak : alle Kombinationswerte werden mit diesem Faktor multipliziert

Belastungsüberlagerungen der Einwirkungen

zu Grenzwertspezifikation Entgleisen-ELM1

Einwirkung	Alt	additiv	exklusiv	Belastung	Faktor	Komb.
Eigenlast		ständig		EG Eigengewicht	1.000	
Auflasten		ständig		G1 Auflast Schiene + Schwelle	1.000	
Erdauflast		ständig		G2 Auflast Schotter	1.000	
		ständig		G3 Auflast Mörtelschicht	1.000	
Erddruck ständig		ständig		G4 Erddruck seitlich	1.000	
Nutzlast		wo massgebend	entwede	ELM-M Entgleisen ELM M	1.000	
			oder	ELM-V Entgleisen ELM V	1.000	

Alt : Alternative Überlagerung

Nr.:

Grenzwertspezifikation: Entgleisen-ELM2

Beschreibung

Aussergewöhnliche Bemessungssituation: Tragsicherheit Grenzzustand Typ 2 (1B)

Einwirkungskombinationen

Nr	Einwirkung Name	Fak	1	Einwirkungskombinationen
1	Eigenlast	1	1	
2	Auflasten	1	1	
3	Erdauflast	1	1	
4	Erddruck ständig	1	1	
5	Nutzlast	2	1	

Fak : alle Kombinationswerte werden mit diesem Faktor multipliziert

Belastungsüberlagerungen der Einwirkungen

zu Grenzwertspezifikation Entgleisen-ELM2

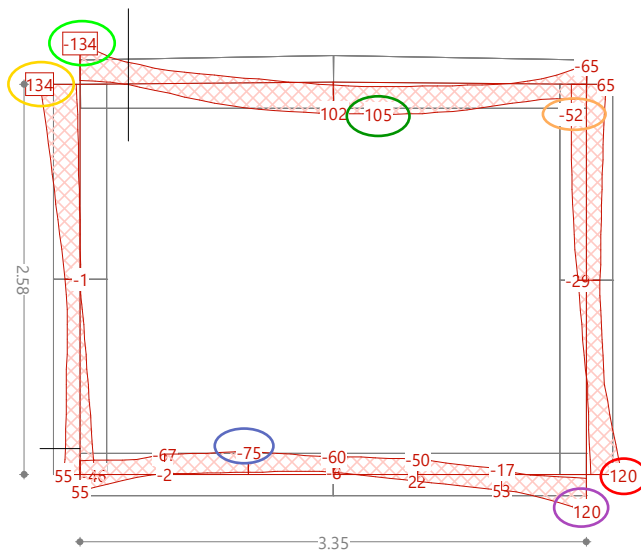
Einwirkung	Alt	additiv	exklusiv	Belastung	Faktor	Komb.
Eigenlast		ständig		EG Eigengewicht	1.000	
Auflasten		ständig		G1 Auflast Schiene + Schwelle	1.000	
Erdauflast		ständig		G2 Auflast Schotter	1.000	
		ständig		G3 Auflast Mörtelschicht	1.000	
Erddruck ständig		ständig		G4 Erddruck seitlich	1.000	
Nutzlast		wo massgebend	entwede	ELM-M Entgleisen ELM M	1.000	
			oder	ELM-V Entgleisen ELM V	1.000	

Alt : Alternative Überlagerung

Schnittkraftgrenzwerte M_y [kNm] für: GZTacl

Mstb. 1 :50.0

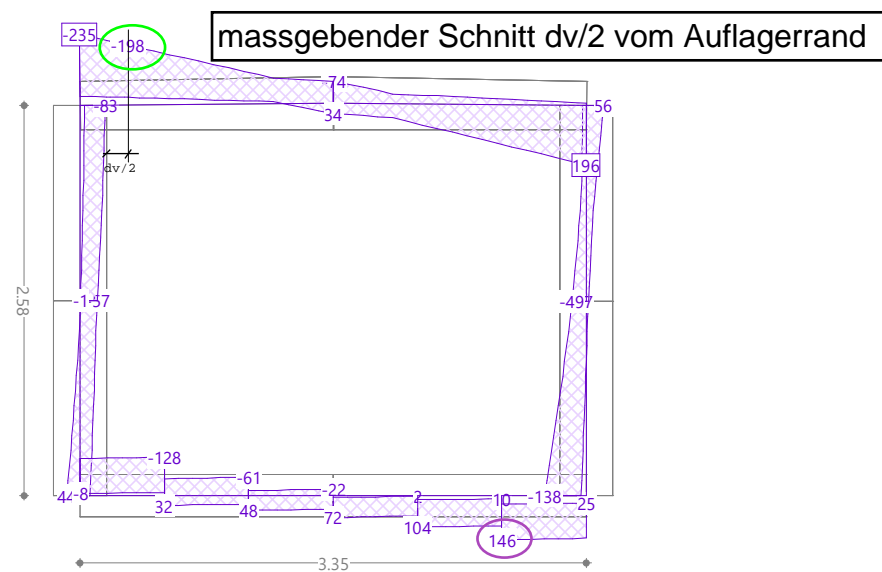
Neu



Schnittkraftgrenzwerte V_z [kN] für: GZTacl

Mstb. 1 :50.0

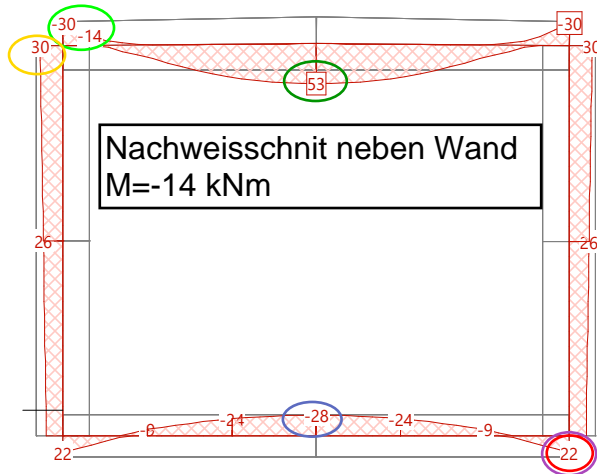
Neu



Nr.:

Schnittkraftgrenzwerte M_y [kNm] für: Ermüdung

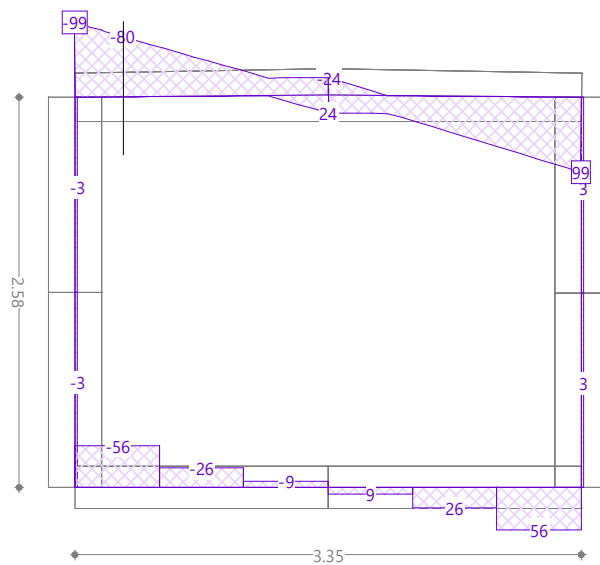
Mstb. 1 :50.0



Schnittkraftgrenzwerte V_z [kN] für: Ermüdung

Mstb. 1 :50.0

Neu

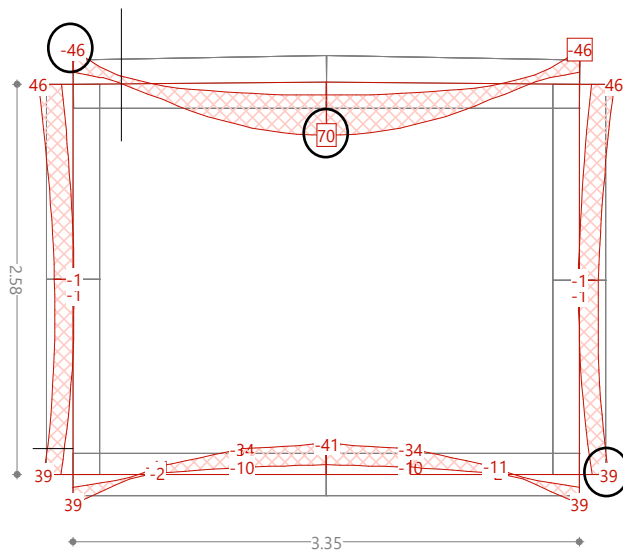


Nr.:

Schnittkraftgrenzwerte M_y [kNm] für: ErmMax

Mstb. 1 :50.0

Neu

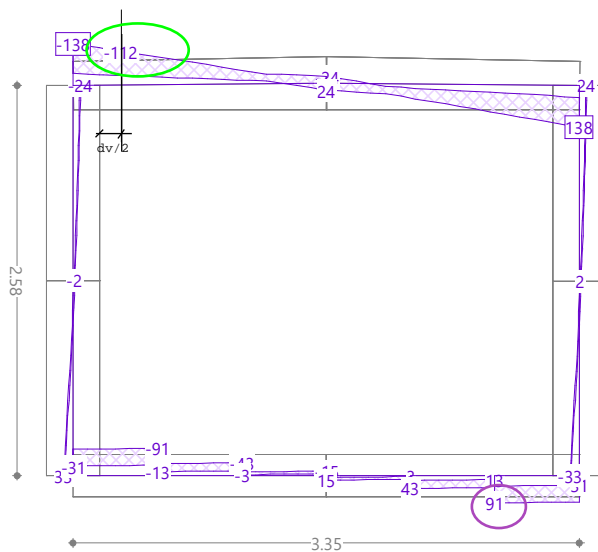


Überprüfung:
ErmMax-ErmMin = Ermüdung
70-17=53 i.O.
46-16=30 i.O.
39-17=22 i.O.

Schnittkraftgrenzwerte V_z [kN] für: ErmMax

Mstb. 1 :50.0

Neu

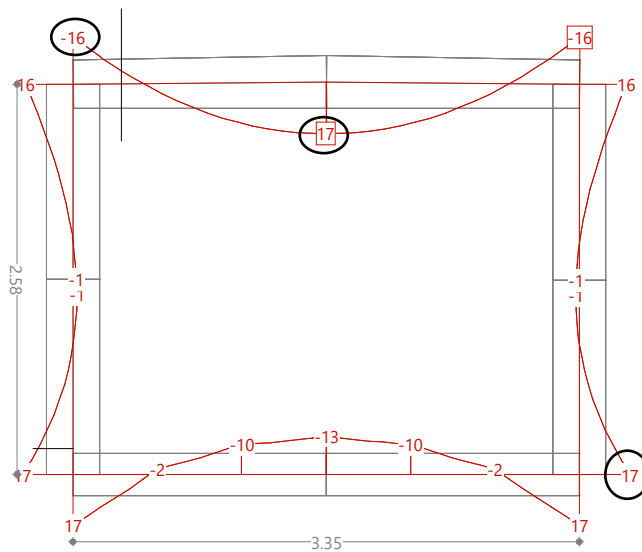


Nr.:

Schnittkraftgrenzwerte M_y [kNm] für: ErmMin

Mstb. 1 :50.0

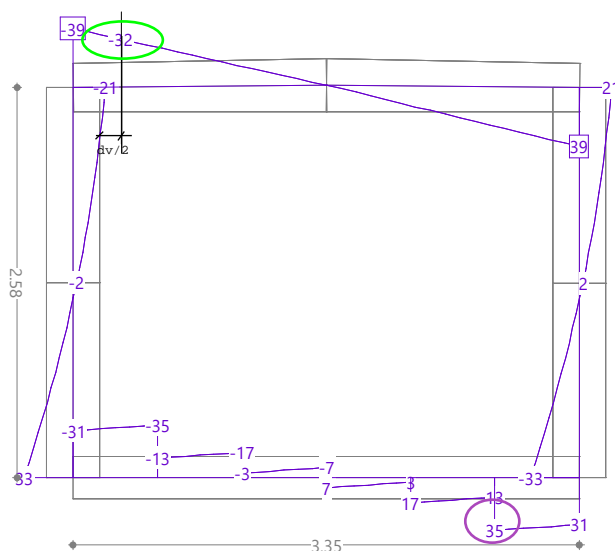
Neu



Schnittkraftgrenzwerte V_z [kN] für: ErmMin

Mstb. 1 :50.0

Neu

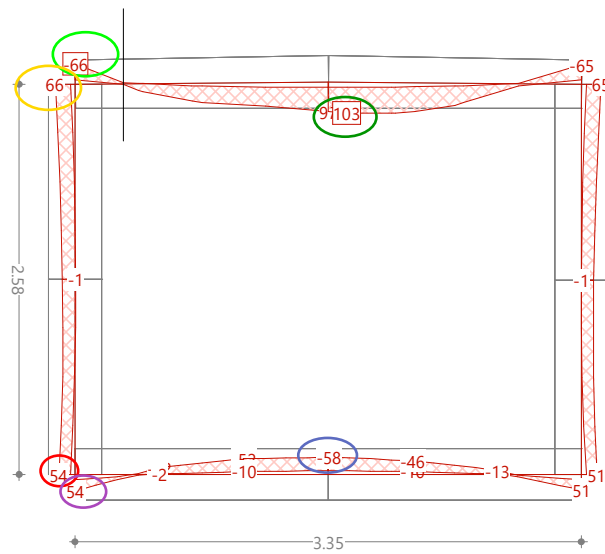


Nr.:

Schnittkraftgrenzwerte M_y [kNm] für: Entgleisen-ELM1

Mstb. 1 :50.0

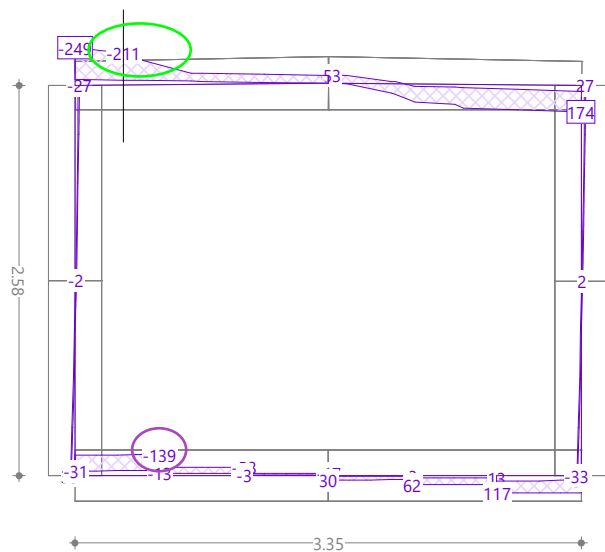
Neu



Schnittkraftgrenzwerte V_z [kN] für: Entgleisen-ELM1

Mstb. 1 :50.0

Neu

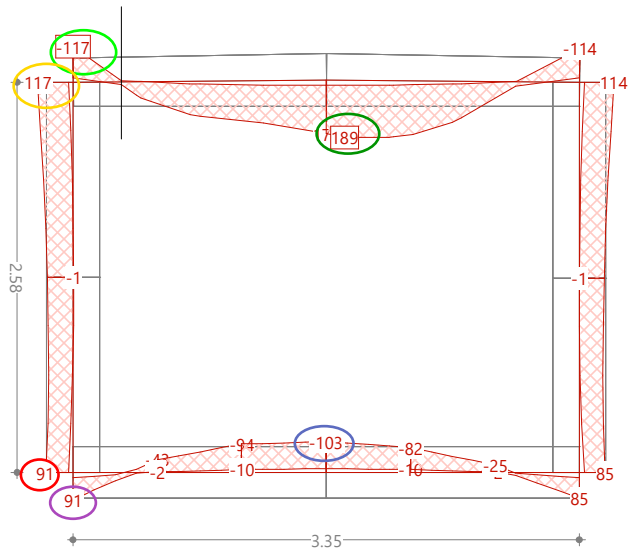


Nr.:

Schnittkraftgrenzwerte M_y [kNm] für: Entgleisen-ELM2

Mstb. 1 :50.0

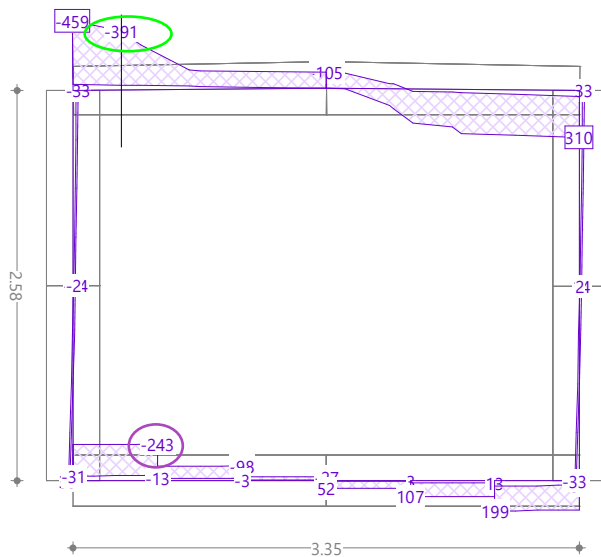
Neu



Schnittkraftgrenzwerte V_z [kN] für: Entgleisen-ELM2

Mstb. 1 :50.0

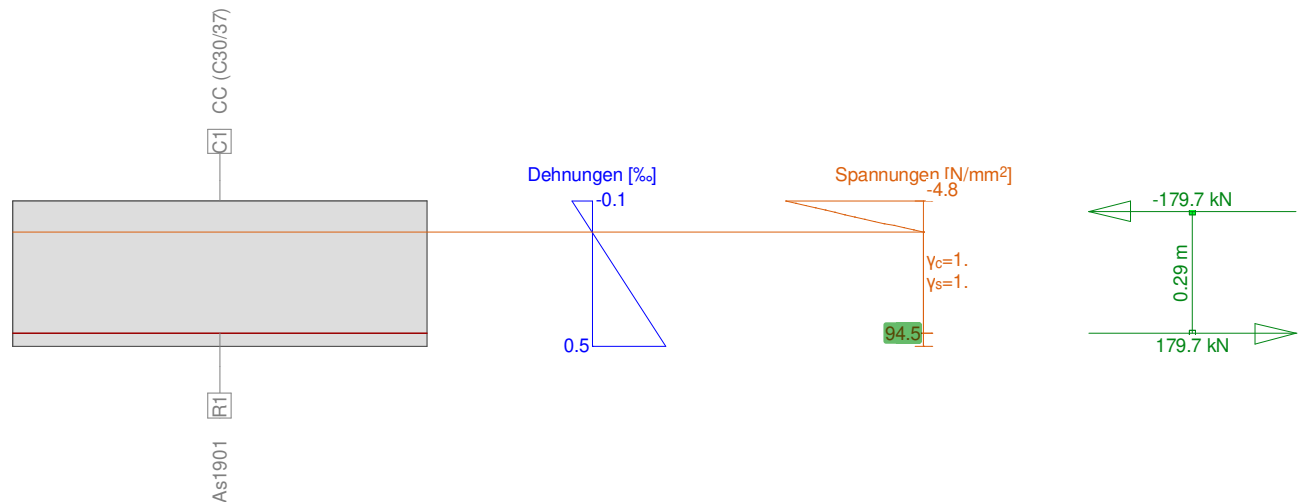
Neu



Nr.:

Querschnitt **DECKE-FELD** (C30/37;B500B): Spannungsanalyse mit Kräften $M_y=53.0$;

Mstab. 1 :18.3



Spannungsanalyse Querschnitt (Träger): DECKE-FELD

Beanspruchung

Nr.	AP	P	Biegung und Normalkraft			Querkraft und Torsion			Bemerkungen
			N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	
1	!GZG		0	53.0	0				

Analyseparameter !GZG Norm: SIA

ID	σ - ϵ -Diagramm				Grenzdehnungen			σ_s [N/mm²]	Widerstandsbeiwerte				Diverses			
	c	s		M	ϵ_{c1d} [‰]	ϵ_{c2d} [‰]	ϵ_{ud} [‰]		γ_c [-]	γ_s [-]		γ_M [-]	α [-]	ϕ [-]		
!GZG	1/0	1		1				200.	1.	1.		1.	45.	0.		

Maximale Dehnungen und Spannungen

Name	Klasse	y_q [m]	z_q [m]	ϵ [‰]	σ_d [N/mm²]	γ [-]
C1	C30/37	1.	0.35	-0.1	-4.8	1.00
C1	C30/37	0.	0.	0.5	0.	1.00
R1	B500B	0.	0.03	0.5	94.5	1.00

Spannungen am homogenen Querschnitt (Material linear)

Name	Gew.(Wertigkeit)	y_q [m]	z_q [m]	σ_{elas} [N/mm²]
C1	1.	1.	0.35	-2.6
C1	1.	0.	0.	2.6

Zustand im letzten Iterationsschritt

Innere Kräfte			Dehnung und Krümmungen			Steifigkeiten		
N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	ϵ_x [‰]	χ_y [km⁻¹]	χ_z [km⁻¹]	N/ ϵ_x [kN]	M_y/χ_y [kNm²]	M_z/χ_z [kNm²]
0.	53.	0.	0.2	1.9	0.0	38.72	28116.48	1204518.98

Rissberechnung

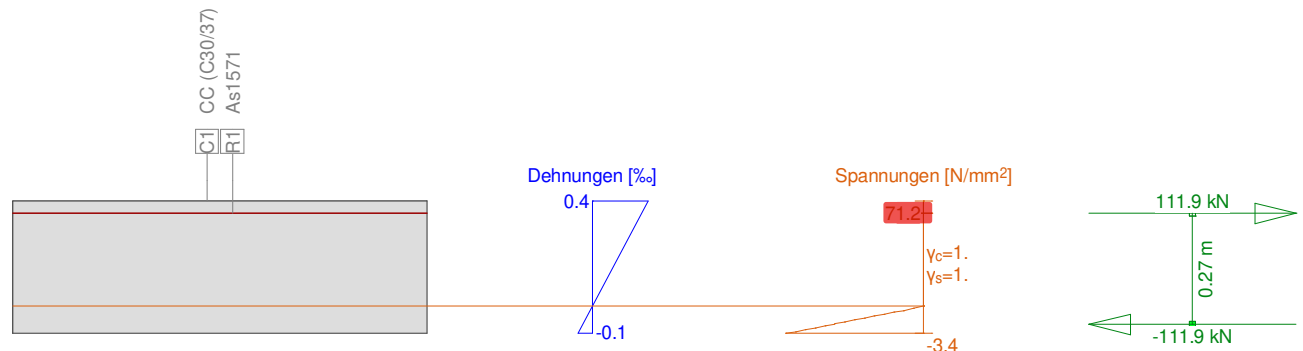
Text	Wert	Text	Wert
Grundlagen	EN 1992-1-1 7.3		
Querschnitt			
h	0.35 m	Betondruckzone (ungerissen)	0.18 m
d	0.32 m	h-d	0.03 m
Betondeckung c	0. m	$h_{c,eff}$	0.06 m
$A_{c,eff}$ (Zugzone)	58333 mm²	= Min[2.5 (h-d); (h-x)/3; h/2]	
Beton		Weitere Parameter	
E_c	34 kN/mm²	Dauer der Lasteinwirkung k_t	0.4
α_e (E_s/E_c)	0.	Verbundeigenschaften k_l	0.8

Nr.:

Text	Wert	Text	Wert
Kriechzahl ϕ	0.	Dehnungsverteilung k2	0.5
f_{ctm}	2.9 N/mm ²	k3	3.4
$f_{ct,eff}$	0. N/mm ²	k4	0.425
Bewehrung		Ergebnisse	
E_s	205 kN/mm ²	Moment	53. kNm
A_s (in Zugzone)	0 mm ²	Stahlspannung σ_s	94.5 N/mm ²
Durchmesser \varnothing_{eq}	10 mm	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	0. o/o
ρ_{eff}	0. o/o	Rissabstand $s_{r,max}$	0. m
		Rissbreite w_k	0. mm

Querschnitt **DECKE-RE** (C30/37;B500B): Spannungsanalyse mit Kräften $M_y = -30.0$;

Mstab. 1 :18.3



Spannungsanalyse Querschnitt (Träger): DECKE-RE

Die zul. Spannung von 67 N/mm² ist überschritten, Nachweis am Nachweisschnitt wird weiter unten geführt

Beanspruchung

Nr.	AP	P	Biegung und Normalkraft			Querkraft und Torsion			Bemerkungen
			N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	
1	!GZG		0	-30.0	0				

Analyseparameter !GZG Norm: SIA

ID	σ - ϵ -Diagramm				Grenzdehnungen			σ_s	Widerstandsbeiwerte				Diverses		
	c	s		M	ϵ_{c1d} [‰]	ϵ_{c2d} [‰]	ϵ_{td} [‰]	[N/mm ²]	γ_c [-]	γ_s [-]	γ_m [-]	α [-]	ϕ [-]		
!GZG	1/0	1		1				200.	1.	1.	1.	45.	0.		

Maximale Dehnungen und Spannungen

Name	Klasse	y_q [m]	z_q [m]	ϵ [‰]	σ_d [N/mm ²]	γ [-]
C1	C30/37	0.	0.	-0.1	-3.4	1.00
C1	C30/37	1.	0.32	0.4	0.	1.00
R1	B500B	0.	0.29	0.3	71.2	1.00

Spannungen am homogenen Querschnitt (Material linear)

Name	Gew.(Wertigkeit)	y_q [m]	z_q [m]	σ_{elas} [N/mm ²]
C1	1.	0.	0.	-1.8
C1	1.	1.	0.32	1.8

Zustand im letzten Iterationsschritt

Innere Kräfte			Dehnung und Krümmungen			Steifigkeiten		
N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	ϵ_x [‰]	χ_y [km ⁻¹]	χ_z [km ⁻¹]	N/ ϵ_x [kN]	M_y/χ_y [kNm ²]	M_z/χ_z [kNm ²]
0.	-30.	0.	0.1	-1.5	-0.0	52.37	19378.7	413252.83

Rissberechnung

Text	Wert	Text	Wert
Grundlagen	EN 1992-1-1 7.3		
Querschnitt			
h	0.32 m	Betondruckzone (ungerissen)	0.16 m
d	0.29 m	h-d	0.03 m
Betondeckung c	0. m	$h_{c,eff}$	0.05 m
$A_{c,eff}$ (Zugzone)	53333 mm ²	$= \text{Min}[2.5 (h-d); (h-x)/3; h/2]$	
Beton		Weitere Parameter	
E_c	34 kN/mm ²	Dauer der Lasteinwirkung k_t	0.4
α_e (E_s/E_c)	0.	Verbundeigenschaften k_1	0.8
Kriechzahl ϕ	0.	Dehnungsverteilung k_2	0.5
f_{ctm}	2.9 N/mm ²	k_3	3.4
$f_{ct,eff}$	0. N/mm ²	k_4	0.425
Bewehrung		Ergebnisse	
E_s	205 kN/mm ²	Moment	-30. kNm
A_s (in Zugzone)	0 mm ²	Stahlspannung σ_s	71.2 N/mm ²

Nr.:



PU bei der Fähre
PU Schnitt - neue SOK

Locher Ingenieure AG, 8022 Zürich

acl

Seite 85/105

15.12.2025

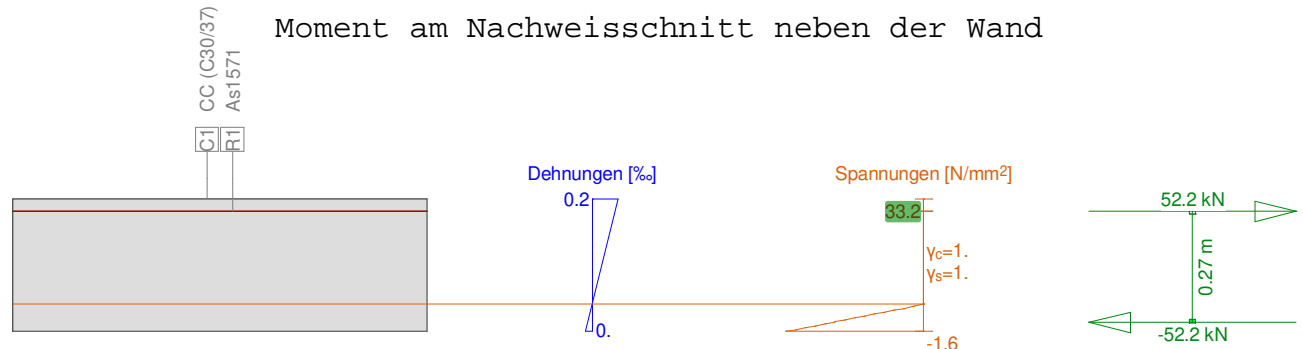
Statik-9 - Rel. 251 (1)

Text	Wert	Text	Wert
Durchmesser \varnothing_{eq}	10 mm	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	0. o/o
ρ_{eff}	0. o/o	Rissabstand $s_{r,max}$	0. m
		Rissbreite w_k	0. mm

Nr.:

Querschnitt **DECKE-RE** (C30/37;B500B): Spannungsanalyse mit Kräften $M_y = -14.0$;

Mstab. 1 :18.3



Spannungsanalyse Querschnitt (Träger): DECKE-RE

Beanspruchung

Nr.	AP	P	Biegung und Normalkraft			Querkraft und Torsion			Bemerkungen
			N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	
1	!GZG		0	-14.0	0				

Analyseparameter !GZG Norm: SIA

ID	σ - ϵ -Diagramm				Grenzdehnungen			σ_s [N/mm²]	Widerstandsbeiwerte				Diverses		
	c	s		M	ϵ_{c1d} [‰]	ϵ_{c2d} [‰]	ϵ_{ud} [‰]		γ_c [-]	γ_s [-]		γ_M [-]	α [-]	ϕ [-]	
!GZG	1/0	1		1				200.	1.	1.		1.	45.	0.	

Maximale Dehnungen und Spannungen

Name	Klasse	y_q [m]	z_q [m]	ϵ [‰]	σ_d [N/mm²]	γ [-]
C1	C30/37	1.	0.	0.	-1.6	1.00
C1	C30/37	0.	0.32	0.2	0.	1.00
R1	B500B	0.	0.29	0.2	33.2	1.00

Spannungen am homogenen Querschnitt (Material linear)

Name	Gew.(Wertigkeit)	y_q [m]	z_q [m]	σ_{elas} [N/mm²]
C1	1.	1.	0.	-0.8
C1	1.	0.	0.32	0.8

Zustand im letzten Iterationsschritt

Innere Kräfte			Dehnung und Krümmungen			Steifigkeiten		
N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	ϵ_x [‰]	χ_y [km⁻¹]	χ_z [km⁻¹]	N/ ϵ_x [kN]	M_y/χ_y [kNm²]	M_z/χ_z [kNm²]
0.	-14.	0.	0.1	-0.7	0.0	52.37	19378.7	185159.6

Rissberechnung

Text	Wert	Text	Wert
Grundlagen	EN 1992-1-1 7.3		
Querschnitt			
h	0.32 m	Betondruckzone (ungerissen)	0.16 m
d	0.29 m	h-d	0.03 m
Betondeckung c	0. m	$h_{c,eff}$	0.05 m
$A_{c,eff}$ (Zugzone)	53333 mm²	$= \text{Min}[2.5 (h-d); (h-x)/3; h/2]$	
Beton		Weitere Parameter	
E_c	34 kN/mm²	Dauer der Lastenwirkung k_t	0.4
α_e (E_s/E_c)	0.	Verbundeigenschaften k_1	0.8
Kriechzahl ϕ	0.	Dehnungsverteilung k_2	0.5
f_{ctm}	2.9 N/mm²	k_3	3.4
$f_{ct,eff}$	0. N/mm²	k_4	0.425
Bewehrung		Ergebnisse	
E_s	205 kN/mm²	Moment	-14. kNm
A_s (in Zugzone)	0 mm²	Stahlspannung σ_s	33.2 N/mm²

Nr.:



PU bei der Fähre
PU Schnitt - neue SOK

Locher Ingenieure AG, 8022 Zürich

acl

Seite 87/105

15.12.2025

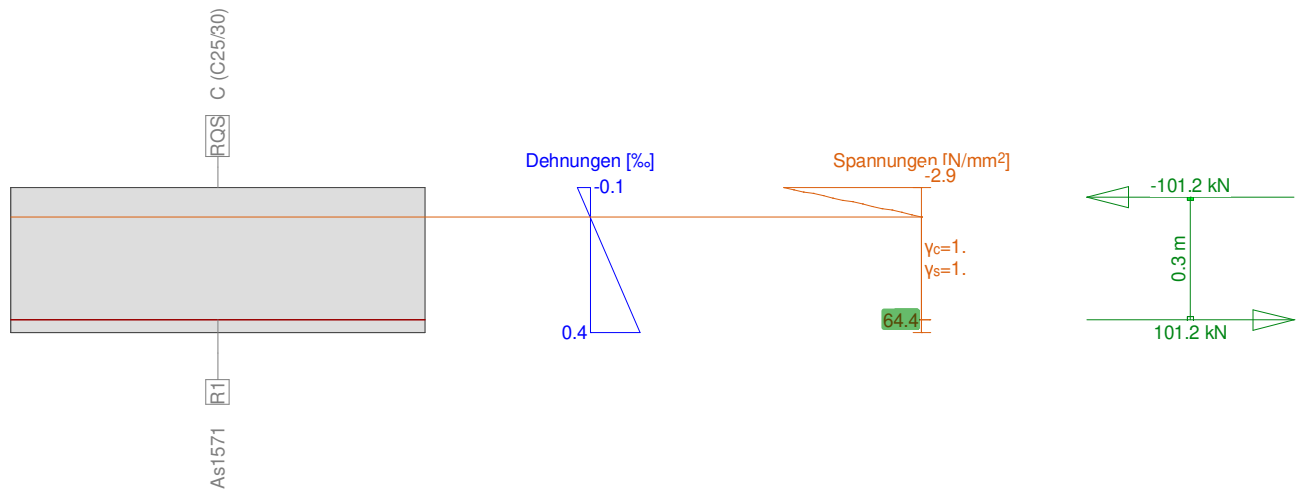
Statik-9 - Rel. 251 (1)

Text	Wert	Text	Wert
Durchmesser \varnothing_{eq}	10 mm	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	0. o/o
p_{eff}	0. o/o	Rissabstand $s_{r,max}$	0. m
		Rissbreite w_k	0. mm

Nr.:

Querschnitt **WAND** (C25/30;B500B): Spannungsanalyse mit Kräften $M_y=30.0$;

Mstab. 1 :18.3



Spannungsanalyse Querschnitt (Träger): WAND

Beanspruchung

Nr.	AP	P	Biegung und Normalkraft			Querkraft und Torsion			Bemerkungen
			N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	
1	!GZG		0	30.0	0				

Analyseparameter !GZG Norm: SIA

ID	σ - ϵ -Diagramm				Grenzdehnungen			σ_s [N/mm²]	Widerstandsbeiwerte				Diverses		
	c	s		M	ϵ_{c1d} [‰]	ϵ_{c2d} [‰]	ϵ_{ud} [‰]		γ_c [-]	γ_s [-]	γ_M [-]	α [-]	ϕ [-]		
!GZG	1/0	1		1				200.	1.	1.	1.	45.	0.		

Maximale Dehnungen und Spannungen

Name	Klasse	y_q [m]	z_q [m]	ϵ [‰]	σ_d [N/mm²]	γ [-]
RQS	C25/30	0.5	0.35	-0.1	-2.9	1.00
RQS	C25/30	-0.5	0.	0.4	0.	1.00
R1	B500B	-0.5	0.03	0.3	64.4	1.00

Spannungen am homogenen Querschnitt (Material linear)

Name	Gew.(Wertigkeit)	y_q [m]	z_q [m]	σ_{elas} [N/mm²]
RQS	1.	0.5	0.35	-1.5
RQS	1.	-0.5	0.	1.5

Zustand im letzten Iterationsschritt

Innere Kräfte			Dehnung und Krümmungen			Steifigkeiten		
N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	ϵ_x [‰]	χ_y [km⁻¹]	χ_z [km⁻¹]	N/ ϵ_x [kN]	M_y/χ_y [kNm²]	M_z/χ_z [kNm²]
0.	30.	0.	0.1	1.3	0.0	60.1	23796.82	80835.67

Rissberechnung

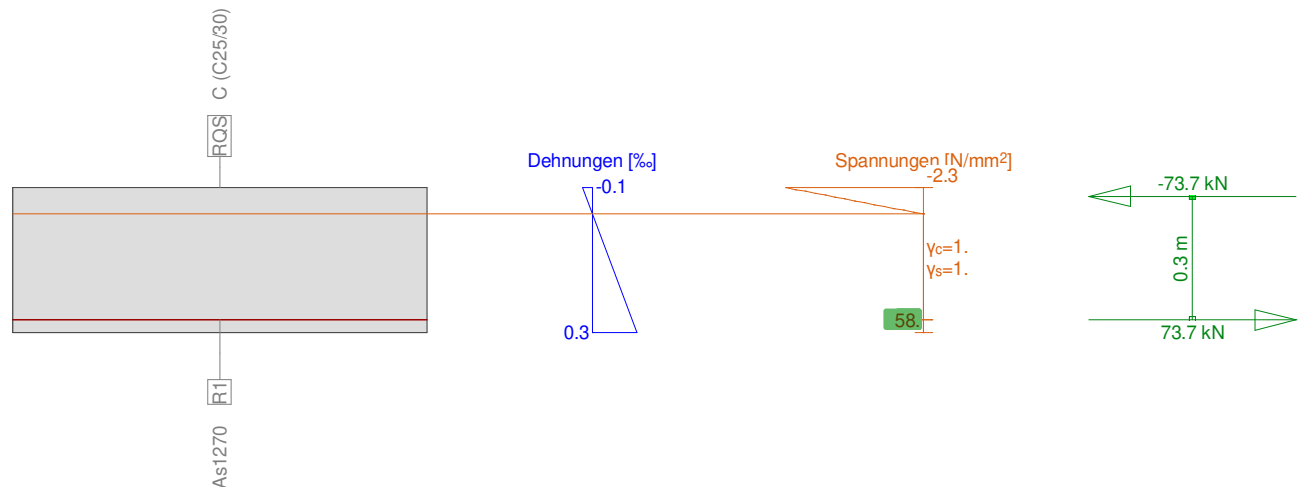
Text	Wert	Text	Wert
Grundlagen	EN 1992-1-1 7.3		
Querschnitt			
h	0.35 m	Betondruckzone (ungerissen)	0.18 m
d	0.32 m	h-d	0.03 m
Betondeckung c	0. m	$h_{c,eff}$	0.06 m
$A_{c,eff}$ (Zugzone)	58333 mm²	= Min[2.5 (h-d); (h-x)/3; h/2]	
Beton		Weitere Parameter	
E_c	32 kN/mm²	Dauer der Lasteinwirkung k_t	0.4
α_e (E_s/E_c)	0.	Verbundeigenschaften k_l	0.8
Kriechzahl ϕ	0.	Dehnungsverteilung k_2	0.5

Nr.:

Text	Wert	Text	Wert
f_{ctm}	2.6 N/mm ²	k3	3.4
$f_{ct,eff}$	0. N/mm ²	k4	0.425
Bewehrung		Ergebnisse	
E_s	205 kN/mm ²	Moment	30. kNm
A_s (in Zugzone)	0 mm ²	Stahlspannung σ_s	64.4 N/mm ²
Durchmesser \varnothing_{eq}	10 mm	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	0. o/o
ρ_{eff}	0. o/o	Rissabstand $s_{r,max}$	0. m
		Rissbreite w_k	0. mm

Querschnitt **WAND-UNTEN** (C25/30;B500B): Spannungsanalyse mit Kräften $M_y=22.0$;

Mstb. 1 :18.3



Spannungsanalyse Querschnitt (Träger): WAND-UNTEN

Beanspruchung

Nr.	AP	P	Biegung und Normalkraft			Querkraft und Torsion			Bemerkungen
			N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	
1	!GZG		0	22.0	0				

Analyseparameter !GZG Norm: SIA

ID	σ - ϵ -Diagramm				Grenzdehnungen			σ_s [N/mm²]	Widerstandsbeiwerte				Diverses		
	c	s	M		ϵ_{c1d} [‰]	ϵ_{c2d} [‰]	ϵ_{ud} [‰]		γ_c [-]	γ_s [-]	γ_M [-]	α [-]	ϕ [-]		
!GZG	1/0	1	1					200.	1.	1.	1.	45.	0.		

Maximale Dehnungen und Spannungen

Name	Klasse	y_q [m]	z_q [m]	ϵ [‰]	σ_d [N/mm²]	γ [-]
RQS	C25/30	0.5	0.35	-0.1	-2.3	1.00
RQS	C25/30	-0.5	0.	0.3	0.	1.00
R1	B500B	0.5	0.03	0.3	58.	1.00

Spannungen am homogenen Querschnitt (Material linear)

Name	Gew.(Wertigkeit)	y_q [m]	z_q [m]	σ_{elas} [N/mm²]
RQS	1.	0.5	0.35	-1.1
RQS	1.	-0.5	0.	1.1

Zustand im letzten Iterationsschritt

Innere Kräfte			Dehnung und Krümmungen			Steifigkeiten		
N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	ϵ_x [‰]	χ_y [km⁻¹]	χ_z [km⁻¹]	N/ ϵ_x [kN]	M_y/χ_y [kNm²]	M_z/χ_z [kNm²]
0.	22.	0.	0.1	1.1	0.0	117.84	19866.2	122909.6

Rissberechnung

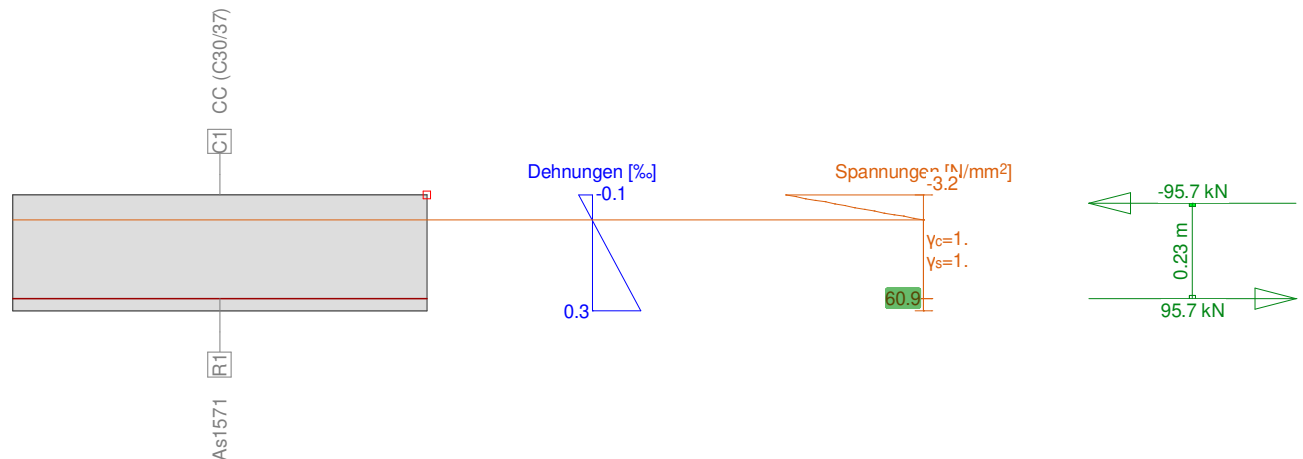
Text	Wert	Text	Wert
Grundlagen	EN 1992-1-1 7.3		
Querschnitt			
h	0.35 m	Betondruckzone (ungerissen)	0.18 m
d	0.32 m	h-d	0.03 m
Betondeckung c	0. m	$h_{c,eff}$	0.06 m
$A_{c,eff}$ (Zugzone)	58333 mm²	= Min[2.5 (h-d); (h-x)/3; h/2]	
Beton		Weitere Parameter	
E_c	32 kN/mm²	Dauer der Lasteinwirkung k_t	0.4
α_e (E_s/E_c)	0.	Verbundeigenschaften k_l	0.8
Kriechzahl ϕ	0.	Dehnungsverteilung k_2	0.5

Nr.:

Text	Wert	Text	Wert
f_{ctm}	2.6 N/mm ²	k3	3.4
$f_{ct,eff}$	0. N/mm ²	k4	0.425
Bewehrung		Ergebnisse	
E_s	205 kN/mm ²	Moment	22. kNm
A_s (in Zugzone)	0 mm ²	Stahlspannung σ_s	58. N/mm ²
Durchmesser \varnothing_{eq}	10 mm	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	0. o/o
ρ_{eff}	0. o/o	Rissabstand $s_{r,max}$	0. m
		Rissbreite w_k	0. mm

Querschnitt **BODEN-RE** (C30/37;B500B): Spannungsanalyse mit Kräften $M_y=22.0$;

Mstab. 1 :18.3



Spannungsanalyse Querschnitt (Träger): BODEN-RE

Beanspruchung

Nr.	AP	P	Biegung und Normalkraft			Querkraft und Torsion			Bemerkungen
			N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	
1	!GZG		0	22.0	0				

Analyseparameter !GZG Norm: SIA

ID	σ - ϵ -Diagramm				Grenzdehnungen			σ_s [N/mm²]	Widerstandsbeiwerte				Diverses		
	c	s		M	ϵ_{c1d} [‰]	ϵ_{c2d} [‰]	ϵ_{ud} [‰]		γ_c [-]	γ_s [-]	γ_M [-]	α [-]	ϕ [-]		
!GZG	1/0	1		1				200.	1.	1.	1.	45.	0.		

Maximale Dehnungen und Spannungen

Name	Klasse	y_q [m]	z_q [m]	ϵ [‰]	σ_d [N/mm²]	γ [-]
C1	C30/37	0.	0.28	-0.1	-3.2	1.00
C1	C30/37	1.	0.	0.3	0.	1.00
R1	B500B	0.	0.03	0.3	60.9	1.00

Spannungen am homogenen Querschnitt (Material linear)

Name	Gew.(Wertigkeit)	y_q [m]	z_q [m]	σ_{elas} [N/mm²]
C1	1.	0.	0.28	-1.7
C1	1.	1.	0.	1.7

Zustand im letzten Iterationsschritt

Innere Kräfte			Dehnung und Krümmungen			Steifigkeiten		
N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	ϵ_x [‰]	χ_y [km⁻¹]	χ_z [km⁻¹]	N/ ϵ_x [kN]	M_y/χ_y [kNm²]	M_z/χ_z [kNm²]
0.	22.	0.	0.1	1.6	-0.0	32.09	14045.05	311297.66

Rissberechnung

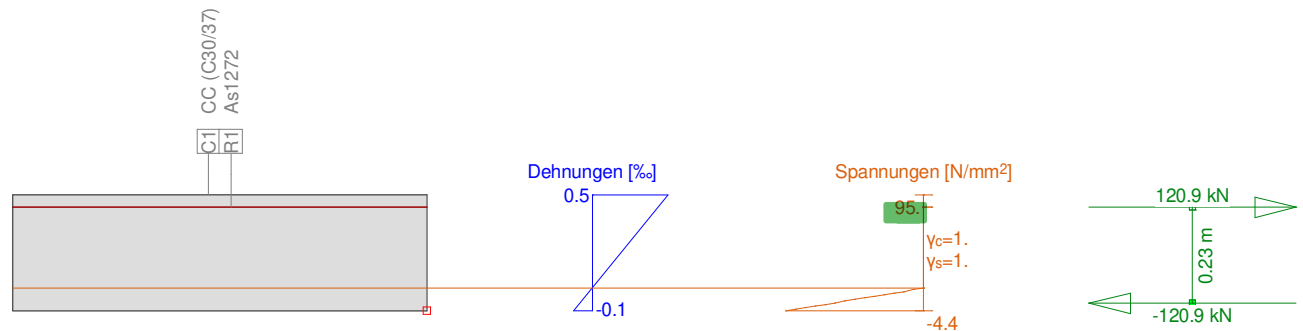
Text	Wert	Text	Wert
Grundlagen	EN 1992-1-1 7.3		
Querschnitt			
h	0.28 m	Betondruckzone (ungerissen)	0.14 m
d	0.25 m	h-d	0.03 m
Betondeckung c	0. m	$h_{c,eff}$	0.05 m
$A_{c,eff}$ (Zugzone)	46667 mm²	= Min[2.5 (h-d); (h-x)/3; h/2]	
Beton		Weitere Parameter	
E_c	34 kN/mm²	Dauer der Lasteinwirkung k_t	0.4
α_e (E_s/E_c)	0.	Verbundeigenschaften k_l	0.8
Kriechzahl ϕ	0.	Dehnungsverteilung k_2	0.5
f_{ctm}	2.9 N/mm²	k_3	3.4

Nr.:

Text	Wert	Text	Wert
$f_{ct,eff}$	0. N/mm ²	k4	0.425
Bewehrung		Ergebnisse	
E_s	205 kN/mm ²	Moment	22. kNm
A_s (in Zugzone)	0 mm ²	Stahlspannung σ_s	60.9 N/mm ²
Durchmesser \varnothing_{eq}	10 mm	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$	0. o/o
ρ_{eff}	0. o/o	Rissabstand $s_{r,max}$	0. m
		Rissbreite w_k	0. mm

Querschnitt **BODEN-FELD** (C30/37;B500B): Spannungsanalyse mit Kräften $M_y = -28.0$;

Mstab. 1 :18.3



Spannungsanalyse Querschnitt (Träger): BODEN-FELD

Beanspruchung

Nr.	AP	P	Biegung und Normalkraft			Querkraft und Torsion			Bemerkungen
			N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	
1	!GZG		0	-28.0	0				

Analyseparameter !GZG Norm: SIA

ID	σ - ϵ -Diagramm			Grenzdehnungen			σ_s	Widerstandsbeiwerte				Diverses		
	c	s	M	ϵ_{c1d} [‰]	ϵ_{c2d} [‰]	ϵ_{ud} [‰]	[N/mm²]	γ_c [-]	γ_s [-]	γ_M [-]	α [-]	ϕ [-]		
!GZG	1/0	1	1				200.	1.	1.	1.	45.	0.		

Maximale Dehnungen und Spannungen

Name	Klasse	y_q [m]	z_q [m]	ϵ [‰]	σ_d [N/mm²]	γ [-]
C1	C30/37	0.	0.06	-0.1	-4.4	1.00
C1	C30/37	1.	0.34	0.5	0.	1.00
R1	B500B	0.	0.31	0.5	95.	1.00

Spannungen am homogenen Querschnitt (Material linear)

Name	Gew.(Wertigkeit)	y_q [m]	z_q [m]	σ_{elas} [N/mm²]
C1	1.	0.	0.06	-2.1
C1	1.	1.	0.34	2.1

Zustand im letzten Iterationsschritt

Innere Kräfte			Dehnung und Krümmungen			Steifigkeiten		
N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	ϵ_x [‰]	χ_y [km⁻¹]	χ_z [km⁻¹]	N/ ϵ_x [kN]	M_y/χ_y [kNm²]	M_z/χ_z [kNm²]
0.	-28.	0.	0.2	-2.4	-0.0	64.37	11778.55	519537.25

Rissberechnung

Text	Wert	Text	Wert
Grundlagen Querschnitt	EN 1992-1-1 7.3		
h	0.28 m	Betondruckzone (ungerissen)	0.14 m
d	0.25 m	h-d	0.03 m
Betondeckung c	0. m	$h_{c,eff}$	0.05 m
$A_{c,eff}$ (Zugzone)	46667 mm²	= Min[2.5 (h-d); (h-x)/3; h/2]	
Beton		Weitere Parameter	
E_c	34 kN/mm²	Dauer der Lasteinwirkung k_t	0.4
α_e (E_s/E_c)	0.	Verbundeigenschaften k_l	0.8
Kriechzahl ϕ	0.	Dehnungsverteilung k_2	0.5
f_{ctm}	2.9 N/mm²	k_3	3.4
$f_{ct,eff}$	0. N/mm²	k_4	0.425
Bewehrung		Ergebnisse	
E_s	205 kN/mm²	Moment	-28. kNm
A_s (in Zugzone)	0 mm²	Stahlspannung σ_s	95. N/mm²

Nr.:

Anhang D – Berechnung Tragwiderstände

Berechnung Tragischerheitswiderst ne

mit Berücksichtigung m_d/m_{rd}

Alte Gleislage

mit AK

Materialkennwerte		
Beton		
f _{cd}	12.80	N/mm ²
t _{cd}	0.88	N/mm ²
Betonstahl		
f _{sd}	390	N/mm ²
E _s	205000	N/mm ²

Stahl III		Feld Decke	RE Decke-Wand (D)	RE Decke-Wand (W)	Feld Wand	RE Boden-Wand (W)	RE Boden-Wand (B)	Feld Boden
h	mm	350	320	350	350	350	280	280
∅	mm	22	20	20	14	18	20	18
s	mm	200	200	200	200	200	200	200
a _s	mm ² /m'	1901	1571	1571	770	1272	1571	1272
c _{nom}	mm	30	30	30	30	30	30	30
d	mm	309	280	310	313	311	240	241
f _{sd}	N/mm ²	390	390	390	390	390	390	390
f _{cd}	N/mm ²	12.80	12.80	12.80	12.80	12.80	12.80	12.80
m _{Rd}	kNm/m'	208	157	175	90	145	132	110
m _{Ed}	kNm/m'	105	136	136	54	121	121	76
m _{Ed} / m _{rd}		0.51	0.87	0.78	0.60	0.84	0.91	0.69
E _s	N/mm ²	205000	205000	205000	205000	205000	205000	205000
τ _{cd}	N/mm ²	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88
ε _v	-	0.0010	0.0016	0.0015	0.0011	0.0016	0.0017	0.0013
D _{max}	mm	32	32	32	32	32	32	32
k _g	-	1	1	1	1	1	1	1
k _d	-	0.771	0.684	0.686	0.738	0.669	0.706	0.759
v _{Rd}	kN/m'	210	169	187	203	183	149	161
v _{Ed}	kN/m'	76	193	83	50	140	146	73
v _{Ed} / v _{rd}	-	0.36	1.15	0.44	0.25	0.76	0.98	0.45

Berechnung Tragischerheitswiderst nemit Berücksichtigung m_d/m_{rd}

Alte Gleislage

Materialkennwerte		
Beton		
f_{cd}	20.00	N/mm ²
t_{cd}	1.1	N/mm ²
Betonstahl		
f_{sd}	390	N/mm ²
E_s	205000	N/mm ²

Stahl III		Feld Decke	RE Decke-Wand (D)	RE Decke-Wand (W)	Feld Wand	RE Boden-Wand (W)	RE Boden-Wand (B)	Feld Boden
h	mm	350	320	350	350	350	280	280
\varnothing	mm	22	20	20	14	18	20	18
s	mm	200	200	200	200	200	200	200
a_s	mm ² /m'	1901	1571	1571	770	1272	1571	1272
c_{nom}	mm	30	30	30	30	30	30	30
d	mm	309	280	310	313	311	240	241
f_{sd}	N/mm ²	390	390	390	390	390	390	390
f_{cd}	N/mm ²	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00
m_{Rd}	kNm/m'	215	162	181	92	148	138	113
m_{Ed}	kNm/m'	105	136	136	54	121	121	76
m_{Ed} / m_{rd}		0.49	0.84	0.75	0.59	0.82	0.88	0.67
E_s	N/mm ²	205000	205000	205000	205000	205000	205000	205000
τ_{cd}	N/mm ²	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
ε_v	-	0.0009	0.0016	0.0014	0.0011	0.0016	0.0017	0.0013
D_{max}	mm	32	32	32	32	32	32	32
k_g	-	1	1	1	1	1	1	1
k_d	-	0.777	0.691	0.692	0.740	0.674	0.714	0.765
v_{Rd}	kN/m'	264	213	236	255	231	188	203
v_{Ed}	kN/m'	76	193	83	50	140	146	73
v_{Ed} / v_{rd}	-	0.29	0.91	0.35	0.20	0.61	0.78	0.36

Berechnung Tragischerheitswiderst ne

mit Berücksichtigung m_d/m_{rd}
Neue Gleislage

Materialkennwerte		
Beton		
fcd	12.80	N/mm ²
tcd	0.88	N/mm ²
Betonstahl		
fsd	390	N/mm ²
Es	205000	N/mm ²

Stahl III		Feld Decke	RE Decke-Wand (D)	RE Decke-Wand (W)	Feld Wand	RE Boden-Wand (W)	RE Boden-Wand (B)	Feld Boden
h	mm	350	320	350	350	350	280	280
�	mm	22	20	20	14	18	20	18
s	mm	200	200	200	200	200	200	200
a _s	mm ² /m'	1901	1571	1571	770	1272	1571	1272
c _{nom}	mm	30	30	30	30	30	30	30
d	mm	309	280	310	313	311	240	241
f _{sd}	N/mm ²	390	390	390	390	390	390	390
f _{cd}	N/mm ²	12.80	12.80	12.80	12.80	12.80	12.80	12.80
m _{Rd}	kNm/m'	208	157	175	90	145	132	110
m _{Ed}	kNm/m'	105	136	136	52	120	120	75
m _{Ed} / m _{rd}		0.51	0.87	0.78	0.57	0.83	0.91	0.68
E _s	N/mm ²	205000	205000	205000	205000	205000	205000	205000
� _{cd}	N/mm ²	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88	0.88
� _v	-	0.0010	0.0016	0.0015	0.0011	0.0016	0.0017	0.0013
D _{max}	mm	32	32	32	32	32	32	32
k _g	-	1	1	1	1	1	1	1
k _d	-	0.771	0.684	0.686	0.745	0.671	0.707	0.762
v _{Rd}	kN/m'	210	169	187	205	184	149	162
v _{Ed}	kN/m'	74	198	83	57	138	146	72
v _{Ed} / v _{rd}	-	0.35	1.17	0.44	0.28	0.75	0.98	0.45

Berechnung Tragischerheitswiderständemit Berücksichtigung m_d/m_{rd}

Neue Gleislage

Materialkennwerte		
Beton		
f_{cd}	20.00	N/mm ²
t_{cd}	1.1	N/mm ²
Betonstahl		
f_{sd}	390	N/mm ²
E_s	205000	N/mm ²

Stahl III		Feld Decke	RE Decke-Wand (D)	RE Decke-Wand (W)	Feld Wand	RE Boden-Wand (W)	RE Boden-Wand (B)	Feld Boden
h	mm	350	320	350	350	350	280	280
\varnothing	mm	22	20	20	14	18	20	18
s	mm	200	200	200	200	200	200	200
a_s	mm ² /m'	1901	1571	1571	770	1272	1571	1272
c_{nom}	mm	30	30	30	30	30	30	30
d	mm	309	280	310	313	311	240	241
f_{sd}	N/mm ²	390	390	390	390	390	390	390
f_{cd}	N/mm ²	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00
m_{Rd}	kNm/m'	215	162	181	92	148	138	113
m_{Ed}	kNm/m'	105	136	136	52	120	120	75
m_{Ed} / m_{rd}		0.49	0.84	0.75	0.57	0.81	0.87	0.66
E_s	N/mm ²	205000	205000	205000	205000	205000	205000	205000
τ_{cd}	N/mm ²	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
ε_v	-	0.0009	0.0016	0.0014	0.0011	0.0015	0.0017	0.0013
D_{max}	mm	32	32	32	32	32	32	32
k_g	-	1	1	1	1	1	1	1
k_d	-	0.777	0.691	0.692	0.748	0.676	0.715	0.767
V_{Rd}	kN/m'	264	213	236	257	231	189	203
V_{Ed}	kN/m'	74	198	83	57	138	146	72
V_{Ed} / V_{Rd}	-	0.28	0.93	0.35	0.22	0.60	0.77	0.35

Anhang E – Prüfbericht tecnotest AG

Prüfbericht

P25-0814-01



Auftraggeber	Schweizerische Bundesbahnen SBB Infrastruktur Projektmanagement 8048 Zürich
Auftrag erteilt durch	Locher Ingenieure AG 8022 Zürich
Bauwerk/Bauteil	PDu bei der Fähre, Linie 720 km 17.385, Horgen Rampenwände
Gegenstand/Zweck	Materialtechnologische Zustandsuntersuchungen

Auftrags-, Prüfungs- und Probedaten

Auftragserteilung	23.09.2025 durch Herrn Ryffel, Schweizerische Bundesbahnen SBB, Infrastruktur Projektmanagement
Unterlagen/Angaben	Grundriss Personenunterführung (Mst. 1:50), dat. 25.06.1971, Plan-Nr. 831-74
Einsätze	29.09.2025 durch R. Müller, A. Ebnöther, Tecnotest AG
Prüfverfahren	Korrosionsgrad M403 (akkr. Pr.) Karbonatisierungstiefe M404 (akkr. Pr.)
Bemerkungen	Keine

Inhalt		Seite
Beurteilungen		2
Plangrundlagen		3
Bauwerksuntersuchungen		4

Sachbearbeiter Roman Schmid

Leiter Prüfstelle Aldo Rancati

Berichtsdatum 08.10.2025

Der Bericht enthält 4 Seiten. Alle Ergebnisse beziehen sich ausschliesslich auf die im Bericht erwähnten Proben oder Prüfstellen (falls zuge stellt: wie erhalten). Informationen zur Messunsicherheit sind auf Anfrage erhältlich. Ohne schriftliche Genehmigung der Tecnotest AG darf der vorliegende Bericht nicht auszugsweise veröffentlicht werden.

Schweizerische Bundesbahnen SBB, Infrastruktur
PDU bei der Fähre, Linie 720 km 17.385, Horgen

Prüfbericht P25-0814-01
Seite 2 von 4

BEURTEILUNGEN

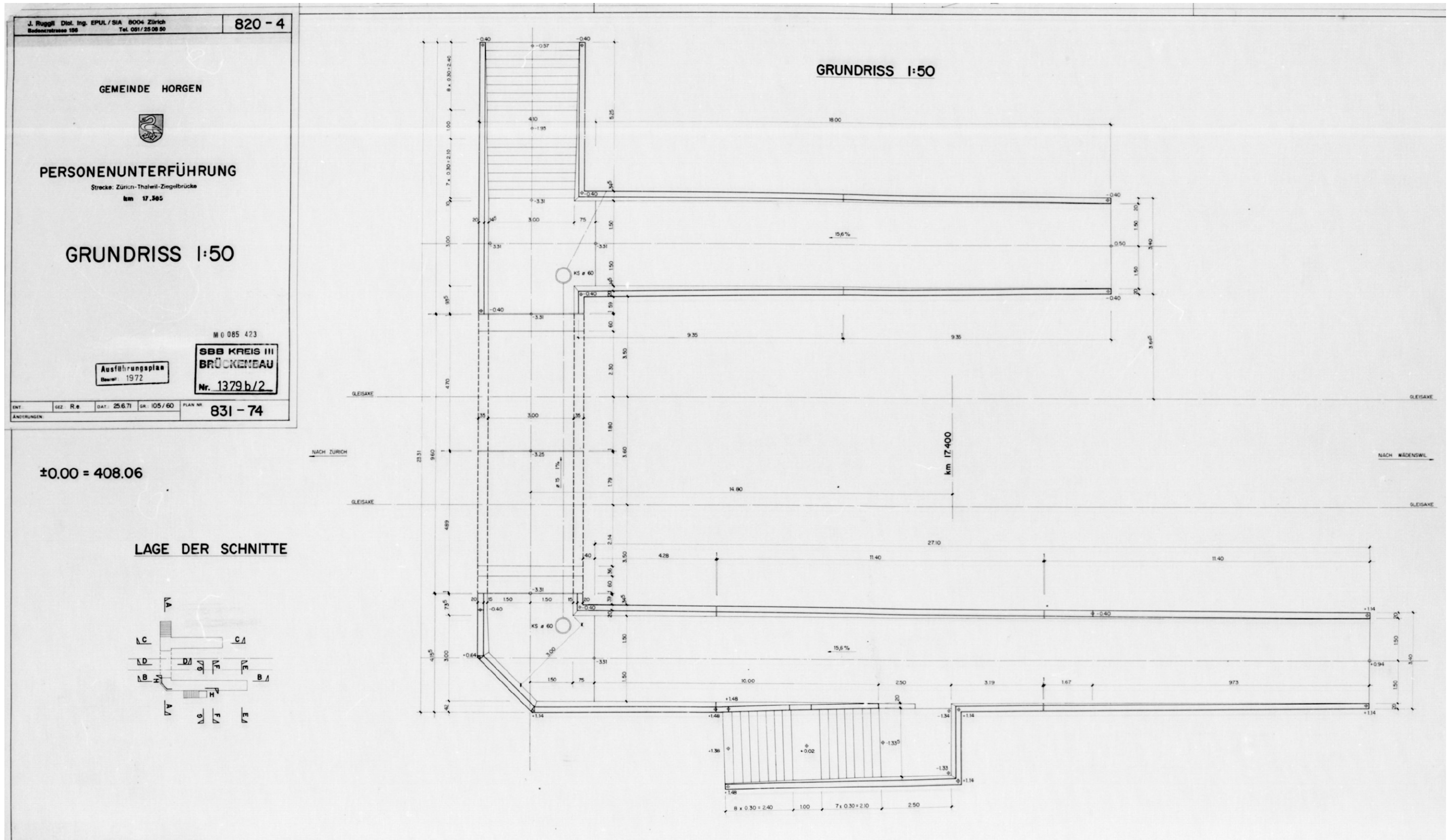
Korrosionsgefährdung der Bewehrungen

Es wurden insgesamt 2 Sondierstellen bei den Rampenwänden geöffnet. Visuell konnten bei beiden Sondierstellen keine Auffälligkeiten (Abplatzungen, Risse) festgestellt werden.

Die Karbonatisierungstiefen des Konstruktionsbetons betrugen im Mittel zwischen 3 und 5 mm bei einem Maximalwert von 15 mm. Die Bewehrungen verlaufen nicht im karbonatisierten Beton, da die stichprobenartig bestimmte Betondeckung der freigelegten Bewehrungen 25 und 29 mm betrugen. Es besteht keine Gefahr für relevante Karbonatisierungskorrosion der Bewehrungen. Dies war ebenfalls anhand der Bewehrungen sichtbar, welche maximal geringe Korrosion aufwiesen.

Stahltyp

Gemäss dem Rippenbild der freigelegten Bewehrungen wurde bei den Rampenwänden ein Box-Ultra-Stahl, ein Baro-Stahl oder ein ähnliches Konkurrenzprodukt des Typs III verwendet.



Bauwerksuntersuchungen

Bauteil: Personenunterführung, Rampenwände
Prüfdatum: 29. September 2025
Hinweis: Alle Längenangaben in [m] oder [mm]

Schweizerische Bundesbahnen SBB, Infrastruktur
PDU bei der Fähre, Linie 720 km 17.385, Horgen

Prüfbericht P25-0814-01
Seite 4 von 4

Legende:

→ □ Sondierstellen:

So1 und So2

Sondier- stelle	Nr.	Betondeckung der Bewehrung	Karbonatisie- rungstiefe ¹⁾	Durchmes- ser Bew.	Korrosions- grad Bew.	Bemerkungen
Rampenwände						
So1	1	29 mm	5/15 mm	10 mm	1	
So2	1	25 mm	3/5 mm	10 mm	0	

¹⁾Mittelwert/Maximalwert

