

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

12.101.91

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 Meilibachbrücke

Dok.-Nr.
1168481_03_Statik_Meilichbachbrücke

<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

Meilibach-Brücke

Linie DfA 720, km 19.397

ISP-Nummer1168481

Autoren

Projektleiter SBB

Projektverfasser

Rinaldo Ryffel
Locher Ingenieure AG
Lars Ackermann
Raphael Thalmann
Ralf Ackermann

U239556

Datum

16.10.2025

Änderungsverzeichnis

Vers.	Datum	Änderung durch	Änderung
1.0	16.10.2025	trP	

Statische Überprüfung nach SIA 269/ff

INHALTSVE RZEICHNIS

Zusammenfassung	4
1. Allgemeines	5
1.1. Ausgangslage	5
1.2. Bauwerksbeschrieb	5
1.2.1. Stahlträger	6
1.3. Trasseeaufbau	7
1.4. Begehung	8
1.4.1. Verifizierung der Planangaben	8
1.4.2. Beurteilung äusserliche Einflüsse	8
1.5. Grundlagen	9
1.6. Abgrenzung & getroffene Annahmen	9
2. Modellbildung	10
3. Statische Beurteilung Brückenplatte	11
3.1. Einwirkungen	11
3.1.1. Ständige Einwirkungen	11
3.1.2. Veränderliche Einwirkungen	13
3.1.3. Lastausbreitung unter Schwellen	14
3.1.4. Ermüdungslasten	18
3.1.5. Aussergewöhnliche Lasten	19
3.2. Tragwerksanalyse und Nachweise	20
3.2.1. Schnittkräfte	20
3.2.2. Biegetragsicherheit Brückenplatte	21
3.2.3. Querkrafttragsicherheit Brückenplatte	22
3.2.4. Ermüdungssicherheit Brückenplatte	23
3.2.5. Überprüfung Betonwiderlager	24
4. Fazit	25
4.1. Querschnitt Brückenplatte	25
4.2. Beurteilung / weiteres Vorgehen	26
4.2.1. Erhaltende Massnahmen	26
Anhang	27
Anhang A – Skizze Meilibach-Brücke	28
Anhang B – Fotodokumentation Meilibach-Brücke	29
Anhang C – Statischer Auszug: Gleis 119, alte Gleislage	33
Anhang D – Statischer Auszug: Gleis 119, neue Gleislage	47

Abbildungsverzeichnis

Abbildung 1: Querschnitt Brückenteil Meilibach-Brücke (Gleise 119 und 219)	5
Abbildung 2: Detailschnitt der Brückenplatte (Gleis 219 mit Annahme: Gültigkeit auch für Gleis 119)	6
Abbildung 3: Auszug aus der Schottersondage Meilibach-Brücke	7
Abbildung 4: Skizze Schotterstärke	11
Abbildung 5: Aktualisiertes Lastmodell nach SIA 269-1	13
Abbildung 6: Lastausbreitung nach SIA 261, Figur 14c	14
Abbildung 7: Skizze Lastausbreitung unter einer Schwelle in Längsrichtung	14
Abbildung 8: Lastausbreitung von Q_i in Längsrichtung	15
Abbildung 9: Lastausbreitung unter einer Schwelle in Querrichtung	16
Abbildung 10: Figur 13 aus der SIA 261 (Abmessungen in Meter)	18
Abbildung 11: Entgleisungslastmodell 1 gemäss SIA 269-1, Figur 2	19
Abbildung 12: Entgleisungslastmodell 2 gemäss SIA 269-1, Figur 2	19
Abbildung 13: Annahme Auflagerbankbreite	24
Abbildung 14: Brückenunterseite, Blick Richtung Norden (Richtung See)	28
Abbildung 15: Übergang Stahlträger in Widerlager (Auflager nicht erkennbar)	29
Abbildung 16: Flanschbreite Stahlträger	29
Abbildung 17: Messung Flanschdicke	30
Abbildung 18: Spalt zwischen den Betonplatten	31

Tabellenverzeichnis

Tabelle 1: Erfüllungsgrade* aller Schnitte mit prozentualer Veränderung	4
Tabelle 2: weitere Erfüllungsgrade* mit Prozentualer Veränderung	4
Tabelle 3: Übersicht Anpassung Gleisführung	5
Tabelle 4: Dimensionen Träger Brückenplatte nach Julius Schoch & Co; Differdinger-Träger (1963)	6
Tabelle 5: Schnittkräfte Tragsicherheit und Entgleisungslastmodell 1*	20
Tabelle 6: Schnittkräfte Entgleisungslastmodell 2*	20
Tabelle 7: Nachweise Ermüdung Dauerfestigkeit	23
Tabelle 8: Massgebende Widerlagerreaktionen	24
Tabelle 9: Übersicht Tragsicherheitsnachweise Weiche 5	25
Tabelle 10: Übersicht Ermüdungsnachweise aller Gleislagen	25

ZUSAMMENFASSUNG

Im Rahmen dieses Studienauftrages wird der Einfluss der veränderten Lage des Gleises durch die Fahrbahnerneuerung auf die Tragsicherheit der bestehenden Meilibach-Brücke zwischen Horgen und Au untersucht. Es werden die heutigen Erfüllungsgrade des Bestandes berechnet und die Auswirkungen der Fahrbahnerneuerung auf die Tragsicherheit und die Ermüdung 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.

Für alle Nachweise wurde keine Verbundwirkung zwischen Stahlträgern und Beton berücksichtigt.

Die Auswirkungen der Fahrbahnerneuerung (Erhöhung Gleislage um 30 Millimeter) auf die Tragsicherheit des Bauwerks sind sehr gering.

Aufgrund der geringen Auswirkungen der Fahrbahnerneuerung und der robusten Bauteildimensionen wird empfohlen auf Verstärkungsmassnahmen zu verzichten. Zur Gewährleistung einer möglichst hohen Restlebensdauer empfiehlt der Verfasser Instandhaltungsmassnahmen gemäss Kapitel 4.2.1 durchzuführen.

Tabelle 1: Erfüllungsgrade* aller Schnitte mit prozentualer Veränderung

	Moment				Querkraft				Ermüdung	
	GZT		ELM 1		GZT		ELM 1		Dauerfestigkeit	
Gleis 119 Bestand	1.74		1.70		1.75		1.50		2.16	
Gleis 119 Neubau	1.75	+0.57%	1.69	-0.59%	1.76	+0.57%	1.49	-0.67%	2.18	+0.93%

Tabelle 2: weitere Erfüllungsgrade* mit Prozentualer Veränderung

	Moment [kNm/m]		Querkraft [kN/m]	
	ELM 2		ELM 2	
Gleis 119 Bestand	0.94		0.82	
Gleis 119 Neubau	0.94	+0.00%	0.82	+0.00%

* eine positive Veränderung beim Erfüllungsgrad bedeutet eine kleinere Schnittkraft bei der geplanten Fahrbahn gegenüber der aktuellen Fahrbahn

Die Nachweise für das Entgleisungslastmodell 2 gem. SIA 269/1 können nicht erbracht werden (EFG=0.94 / 0.82). Die Nachweisführung erfolgt generell unter Vernachlässigung der Verbundwirkung (nur Widerstände Stahlträger), was konservativ ist.

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

1. ALLGEMEINES

1.1. Ausgangslage

Im Rahmen der Fahrbahnerneuerung 2027 [2] wird die Lage des Gleis 119 angepasst. Locher Ingenieure AG wurde beauftragt, die Brückenplatte der Meilibach-Brücke unter Gleis 119 (Gleisangabe aus Gleisprojektplan) statisch zu überprüfen, die Auswirkungen der Fahrbahnerneuerung aufzuzeigen und allfällige Massnahmen zu empfehlen.

Tabelle 3: Übersicht Anpassung Gleisführung

	Betroffenes Bauwerk	Hebung	Schiebung	Schwellenwechsel	Gleiswechsel
Gleis 119	Meilibach-Brücke	+30 mm	Keine	Keine	Keine

1.2. Bauwerksbeschreibung

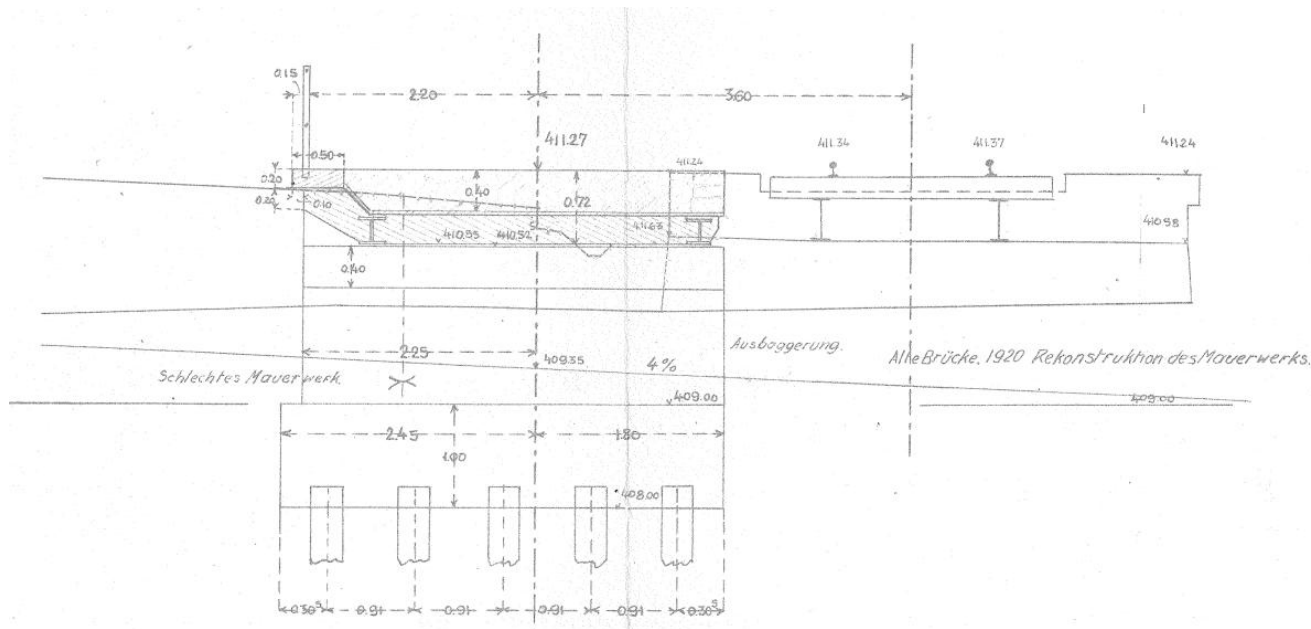


Abbildung 1: Querschnitt Brückenteil Meilibach-Brücke (Gleise 119 und 219)

Die im Jahr 1925 erbaute Brücke liegt auf der Linie 720 Zürich–Ziegelbrücke zwischen Horgen und Au ZH. Als Einfeldträger mit einer Spannweite von 4.35 m überspannt die Brückenplatte über eine Gesamtbreite von 8.52 m den Meilibach. Die Brücke besteht aus zwei baugleichen Teilen, welche statisch voneinander getrennt sind. Gleis 119 verläuft auf dem seeseitigen Brückenteil und weist eine Breite von ca. 4.26 m auf. Die Brückenplatte ist als WiB-Konstruktion (Walzträger in Beton) ausgeführt worden. Je 7 Differdinger No. 26 Stahlträger pro Brückenteil mit einer effektiven Länge von 4.70 m wurden als Tragkonstruktion in einem regelmässigen Abstand von 0.53 m angebracht und mit Stahlbeton eingefasst. Die grössere effektive Länge der Stahlträger, im Vergleich mit der statischen Spannweite der Brücke, ermöglicht eine sichere Lastenleitung in die Auflager und die darunterliegenden Widerlagerwände. Wie die Widerlager ausgebildet sind, ist aufgrund der Plangrundlagen und der Begehung nicht bekannt.

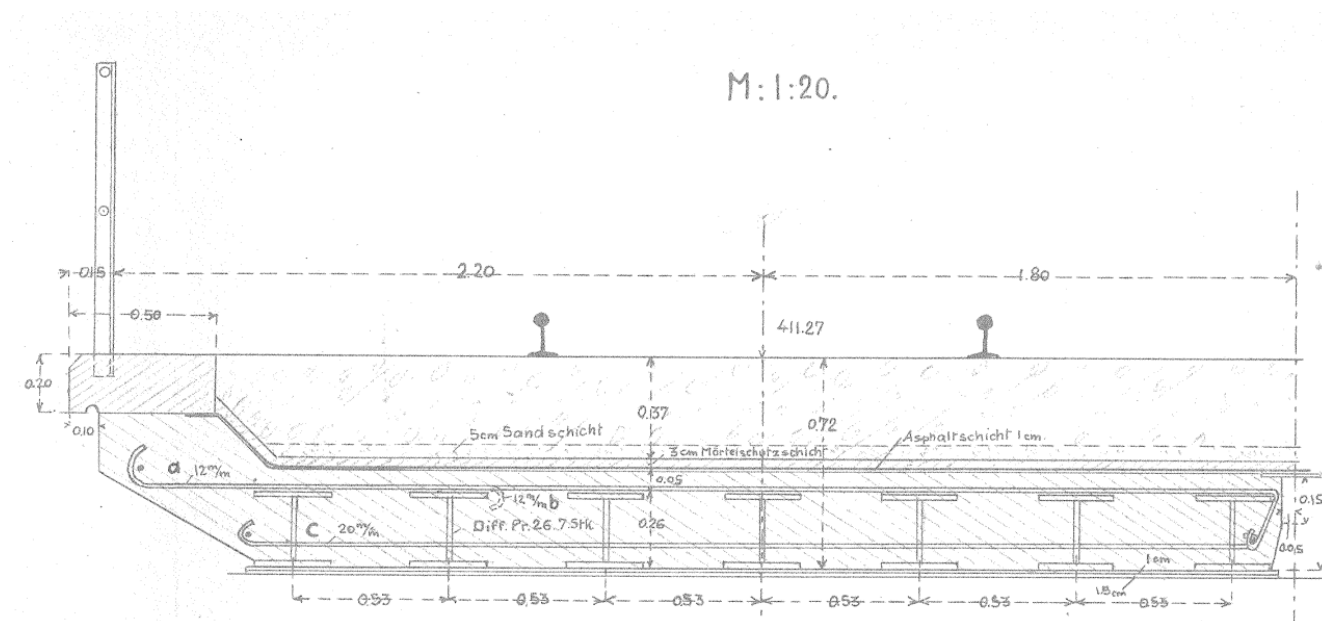


Abbildung 2: Detailschnitt der Brückenplatte (Gleis 219 mit Annahme: Gültigkeit auch für Gleis 119)

Die Brückenplatte hat durchgehend eine Plattenstärke von 0.31 m. Zur Abdichtung des Betons gegen Wasser- & Schmutzeintritt wurde die Brückenplatte mit einer 1 cm starken Asphaltisolierung und einer 3 cm dicken Zementmörtelschutzschicht überdeckt.

Die Brückenplatte wird auf den Widerlagerwänden gelagert.

1.2.1. Stahlträger

Aufgrund des Baujahres (1925) kann davon ausgegangen werden, dass die Stahlprofile aus Flussstahl gefertigt sind. Es wurden Stahlträger Typ «I DIL Nr. 26» verbaut (siehe Ausschnitt Archivpläne in Abbildung 2: Detailschnitt der Brückenplatte). Die Querschnittseigenschaften der Träger sind in nachfolgender Tabelle zusammengefasst (Angaben gemäss Julius Schoch & Co, Zürich; Differdinger-Träger (1963)):

Tabelle 4: Dimensionen Träger Brückenplatte nach Julius Schoch & Co; Differdinger-Träger (1963)

Höhe	Breite	Flanschstärke	Stegstärke	Radius	Querschnitt	Gewicht	Trägheitsmoment	Widerstandsmoment
h	b	t	d	r	F	G	J _x	W _x
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[cm ²]	[kg/m]	[cm ⁴]	[cm ³]
260	260	17.5	7.5	24	112.8	88.6	14'682	1130

Plausibilisierung Stahlprofil

Die Dimensionen des unteren Flansches wurden vor Ort plausibilisiert. Die Breite des Flansches von 26 cm konnte bestätigt werden. Die Flanschstärke konnte nicht eindeutig bestimmt werden, da der Flansch zwar frei lag, aber die Unterschiede der verschiedenen Profile sich voneinander leicht unterschieden. Zur absoluten Sicherheit über die Profildimensionen müsste eine Sondage durchgeführt werden, beispielsweise ein Freispitzen des Unterflansches. Für die Berechnungen wird grundsätzlich vom konservativsten Fall ausgegangen (Stegstärke massgebend).

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.

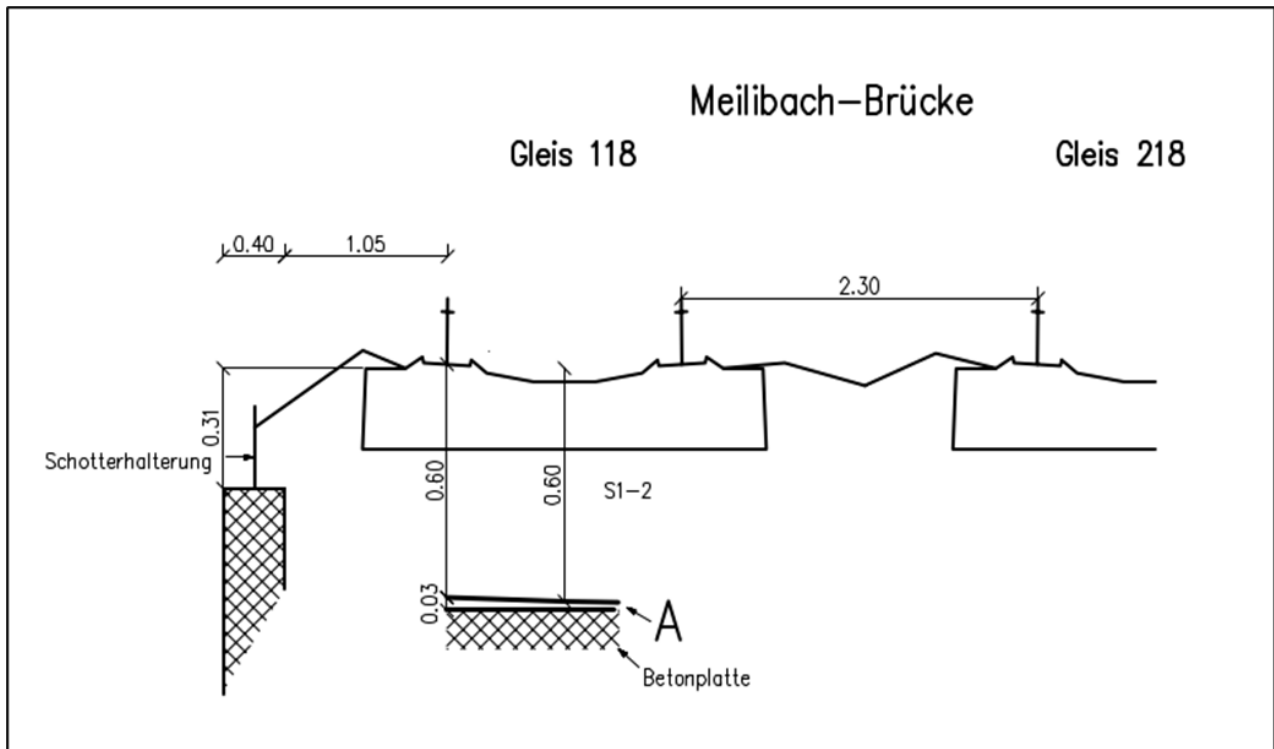


Abbildung 3: Auszug aus der Schottersondage Meilibach-Brücke

1.4. Begehung

Die fotografische Dokumentation der Begehung ist in Anhang B – Fotodokumentation Meilibach-Brücke abgelegt.

1.4.1. Verifizierung der Planangaben

Mittels einer Begehung wurden die Planangaben der Archivpläne plausibilisiert. Die Masse der Unterführung wurden aufgenommen und stimmen mit den Plangrundlagen überein. Zur Verifikation der Annahme des Stahlprofils wurde die Flanschbreite und -dicke des verwendeten Stahlträgers ausgemessen. Die dokumentierte Flanschbreite von 26 cm passte mit der Messung überein.

Der Messwert der Flanschdicke ergab eine ungefähre Dicke d_{Mess} von 17 – 19 mm. Es gibt aber keine dokumentierte Flanschdicke als Vergleichswert.

Aufgrund dieser fehlenden Angabe wird für die statischen Berechnungen die Flanschdicke d von 17.5 mm angesetzt. Das entspricht einem DIL26-Profil (Profile mit dünnem Steg) nach Julius Schoch & Co. Differdinger-Träger (1963).

1.4.2. Beurteilung äusserliche Einflüsse

Nebst der Massüberprüfung wurde die Unterseite der Brückenplatte visuell auf anthropogene und umwelttechnische Einflüsse untersucht. Die Brückenunterseite weist praktisch keine visuellen Schäden auf. Die Betonverfüllung zwischen den Stahlträgern auf der Seite unter Gleis 219 hat keinen schönen Abschluss erfahren. Obwohl beide Teile der Brücke ungefähr zur gleichen Zeit erstellt wurden, sieht der Abschluss unter Gleis 119 viel besser aus.

Relevante Umwelteinflüsse konnten bei der Begehung keine festgestellt werden. Zum Teil hat es lokale Rostbildungen. Grundsätzlich sind aber keine offensichtlichen grosse Mängel wie Wassereintritte oder ähnliche an der Brückenunterseite erkennbar. Weiter gab es vereinzelte kleine Rissbilder im Beton in Querrichtung zur Brücke.

1.5. Grundlagen

Projektbezogene Grundlagen

- [1] Bestandespläne Meilibach-Brücke
- [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] SIA 260 (2013) Grundlagen der Projektierung von Tragwerken
- [5] SIA 261 (2020) Einwirkungen auf Tragwerke
- [6] SIA 261/1 (2020) Ergänzende Festlegungen
- [7] SIA 263 (2013) Stahlbau
- [8] SIA 269 (2011) Grundlagen der Erhaltung von Tragwerken
- [9] SIA 269/1 (2011) Erhaltung von Tragwerken - Einwirkungen
- [10] SIA 269/2 (2011) Erhaltung von Tragwerken - Betonbau
- [11] SIA 269/3 (2011) Erhaltung von Tragwerken - Stahlbau

SBB-Regelungen, Weisungen und Merkblätter

- [12] PAIngB Version 3.2
- [13] FAQ Bemessung Bahnbrücke mit einbetonierten Stahlträgern
- [14] RTE 22040

1.6. Abgrenzung & getroffene Annahmen

In der vorliegenden Überprüfung wird lediglich die Brückenplatte für den alten und neuen Oberbau (Schiene, Schwellen, Schotterstärke) analysiert. Die Widerlager und Pfahlfundationen sind nicht Teil dieser Überprüfung.

Verbundwirkung

Während der Begehung wurden vereinzelte Rissbilder entdeckt. Gemäss PAIngB Anhang B2.I, Seite 239, wird bei einer Bahnbrücke mit einbetonierten Stahlträgern ohne Querbewehrung die Verbundwirkung nicht angenommen. Die Querbewehrung ist auf den Bestandesplänen sichtbar, konnte jedoch bei der Begehung nicht verifiziert werden. Gemäss der SBB-Weisung wird die Verbundwirkung vollkommen vernachlässigt. Der Lastabtrag erfolgt vollständig über die Stahlträger. Dies ist eine konservative Annahme für die Überprüfung der Brückenplatte.

Baustoffkennwerte

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

- Baustahl (gemäss SIA 269/3 und SIA 263)
 - Differdinger Träger DIL, Profile mit dünnem Steg, Baujahr 1925; Werkstoff: Flusstahl
 - $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$ SIA 269/3, Tab. 2
 - $E_k = 210 \text{ kN/mm}^2$ SIA 269/3, Tab. 2

2. MODELLBILDUNG

Für die Untersuchung der Tragsicherheit wird für die Brückenplatte ein Balkenmodell (1 Meter Streifen in Gleisachse) mit einer gelenkigen Lagerung (einfacher Balken) mit Statik-9 modelliert. Die Eigenlast der Brückenplatte wird inklusive Asphaltisolierung gerechnet. Somit ergibt sich eine konstante Stärke der Brückenplatte von 32 cm. Die 3 cm starke Mörtelschutzschicht wird als Auflast modelliert. Der Meterschnitt beinhaltet 2 Stahlträger, mit welchen die Nachweise geführt werden (Berechnung der Widerstände).

Für die Berechnungen werden die Bahnlasten berücksichtigt. Weitere Angaben zu den berücksichtigten Einwirkungen sind im Kapitel 3.1 Einwirkungen erläutert.

3. STATISCHE BEURTEILUNG BRÜCKENPLATTE

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. Für das Stahlträgergewicht werden zwei Stahlprofile pro Meter Unterführung angesetzt:

$$g_{k,DIL \text{ Nr.26}} = 2 \cdot G_{DIL \text{ Nr.26}} \cdot g = 2 \text{ St/m} \cdot 88.6 \text{ kg/m} \cdot 9.81 \text{ m/s}^2 = \mathbf{1.74 \text{ kN/m}^2}$$

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.

$$g_{\text{Schotter,alt,k}} = (h_{\text{Schotter,alt}} + h_{\text{Schwelle,alt}}) \cdot \gamma_{\text{Schotter}} = 0.60 \text{ m} \cdot 18 \text{ kN/m}^3 = \mathbf{10.8 \text{ kN/m}^2}$$

$$g_{\text{Schotter,neu,k}} = (h_{\text{Schotter,neu}} + h_{\text{Schwelle,neu}}) \cdot \gamma_{\text{Schotter}} = 0.63 \text{ m} \cdot 18 \text{ kN/m}^3 = \mathbf{11.34 \text{ kN/m}^2}$$

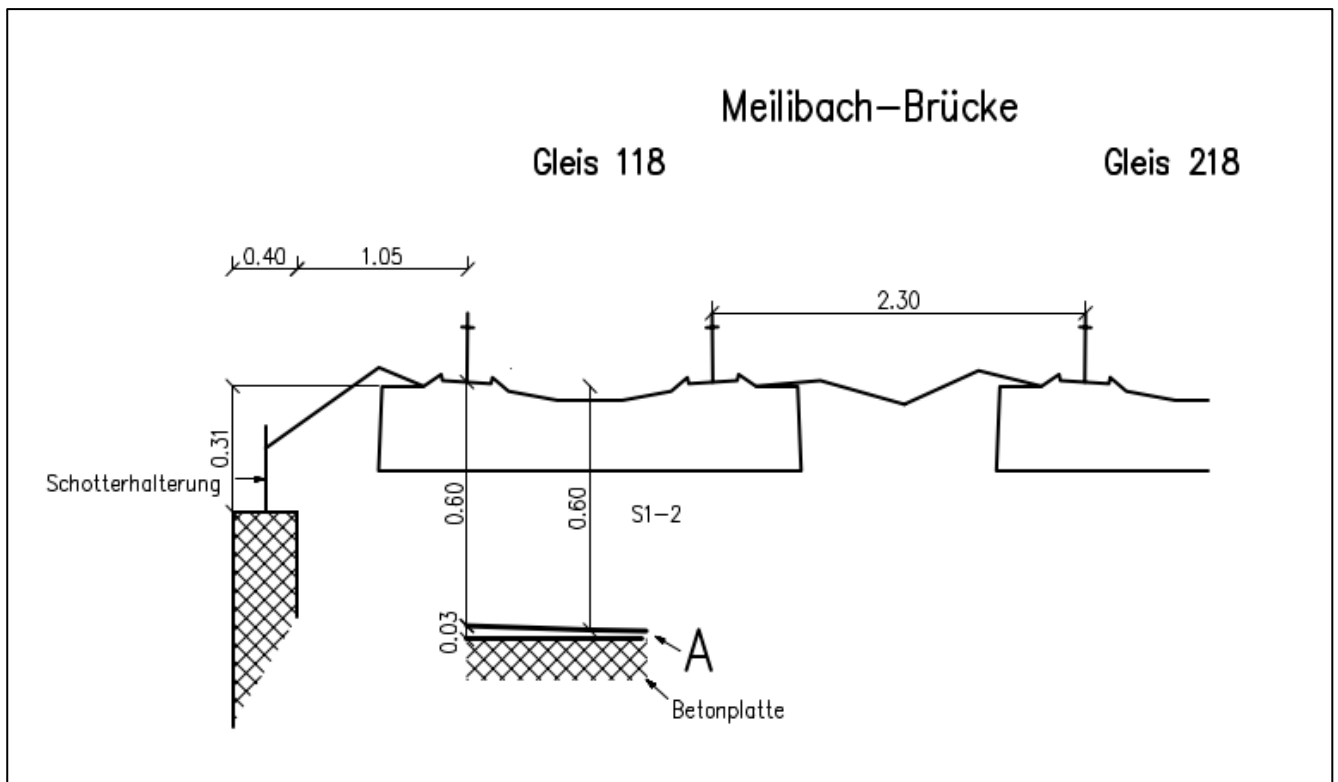


Abbildung 4: Skizze Schotterstärke

Auflast Schwelle

Für die Schwelle aus Beton wird im Vergleich mit dem Schottergewicht das Gewicht der Schwelle massgebend, da das Raumgewicht des Betons von 24 kN/m³ grösser ist als das von Schotter mit 18 kN/m³. RTE 22040 6.4.5.1 (Monoblockbetonschwelle Typ B91 Gewicht inkl. Befestigung):

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

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

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

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 Mörtelschutzschicht beträgt eine Stärke von 3 cm, was mit einem Raumgewicht von 22 kN/m³ (konservativ aus SIA 261, Tab. 28) eine Flächenlast ergibt von:

$$g_{\text{k,Mörtel}} = d_{\text{Mörtel}} \cdot \gamma_{\text{Mörtel}} = 0.03 \text{ m} \cdot 22 \text{ kN/m}^3 = \mathbf{0.66 \text{ kN/m}^2}$$

3.1.2. Veränderliche Einwirkungen

Alle veränderlichen Bahnlasten sind nach SIA 269/1, 11.2 zu aktualisieren.

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	1,5	1,8	4,65	1,8 1,5
		11,25			

Abbildung 5: 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 $l_{\Phi} = 4.35$ 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. $\Phi_{vmax=105,GZT} = 1.52$.

Horizontallasten

Die Horizontallasten sind für die Nachweise der Brückenplatte nicht relevant, da diese Kräfte in Längs- oder Querrichtung zur Brückenplatte wirken. Dementsprechend werden diese Lasten hier nicht aufgeführt.

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 Brücke verteilt. Daran ändert sich auch im Zuge der Schienenhebung nichts.

Die Auflast des Schotter wird in Querrichtung der Linienführung als konstant angenommen. Im Schotter wird eine Ausbreitung von 4:1 berücksichtigt (gem. SIA 261, Figur 14c).

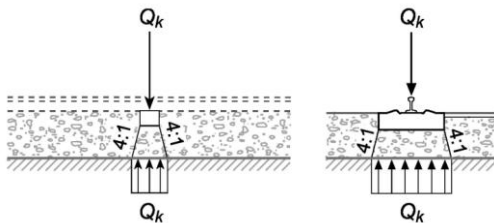


Abbildung 6: Lastausbreitung nach SIA 261, Figur 14c

In der Brückenplatte sowie in der Mörtelschicht wird eine Ausbreitung von 1:1 berücksichtigt. In der Brückenplatte wird die Ausbreitung bis Mitte ($0,5 \cdot d$) der Brückenplatte gemacht. Die Brückenplatte weist einen gleichmässigen Querschnitt auf. Für einen konstanten Lastabtrag wird bei der Lastausbreitung mit einer Brückenplattenstärke d von 32 cm gerechnet.

Lastausbreitung in Längsrichtung

Lastausbreitung unter einer Schwelle:

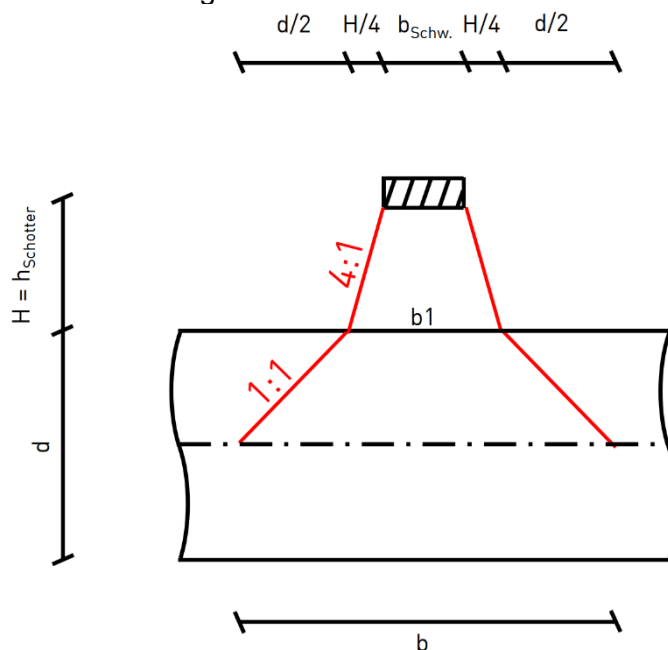


Abbildung 7: Skizze Lastausbreitung unter einer Schwelle in Längsrichtung

$$b1_{alt} = b_{Schwelle,alt} + 2 \cdot \frac{h_{Schotter,alt}}{4} + 2 \cdot h_{Mörtel} = 30 \text{ cm} + 2 \cdot \frac{40 \text{ cm}}{4} + 2 \cdot 3 \text{ cm} = 56 \text{ cm}$$

$$b_{alt} = b1_{alt} + 2 \cdot \frac{d}{2} = 56 \text{ cm} + 2 \cdot \frac{32 \text{ cm}}{2} = 88 \text{ cm}$$

$$b1_{neu} = b_{Schwelle,neu} + 2 \cdot \frac{h_{Schotter,neu}}{4} + 2 \cdot h_{Mörtel} = 30 \text{ cm} + 2 \cdot \frac{43 \text{ cm}}{4} + 2 \cdot 3 \text{ cm} = 57.5 \text{ cm}$$

$$b_{neu} = b_{1neu} + 2 \cdot \frac{d}{2} = 57.5 \text{ cm} + 2 \cdot \frac{32 \text{ cm}}{2} = 89.5 \text{ cm}$$

Die Achslasten in Längsrichtung aus dem Lastmodell werden gemäss SIA 261, Figur 14a auf je 3 Schwellen mit Schwellenabstand $s_{Schwelle}$ von 0.6 m verteilt. Dabei erhält die mittlere Schwelle die Hälfte der Last und die beiden Äusseren je ein Viertel (siehe Abbildung 8). Aus diesen Annahmen entsteht eine totale Lastausbreitung $l_{alt/neu}$ in Längsrichtung:

$$l_{alt} = 5 \cdot s_{Schwelle} + b_{alt} = 5 \cdot 0.6 \text{ m} + 0.88 \text{ m} = \mathbf{3.88 \text{ m}}$$

$$l_{neu} = 5 \cdot s_{Schwelle} + b_{neu} = 5 \cdot 0.6 \text{ m} + 0.895 \text{ m} = \mathbf{3.895 \text{ m}}$$

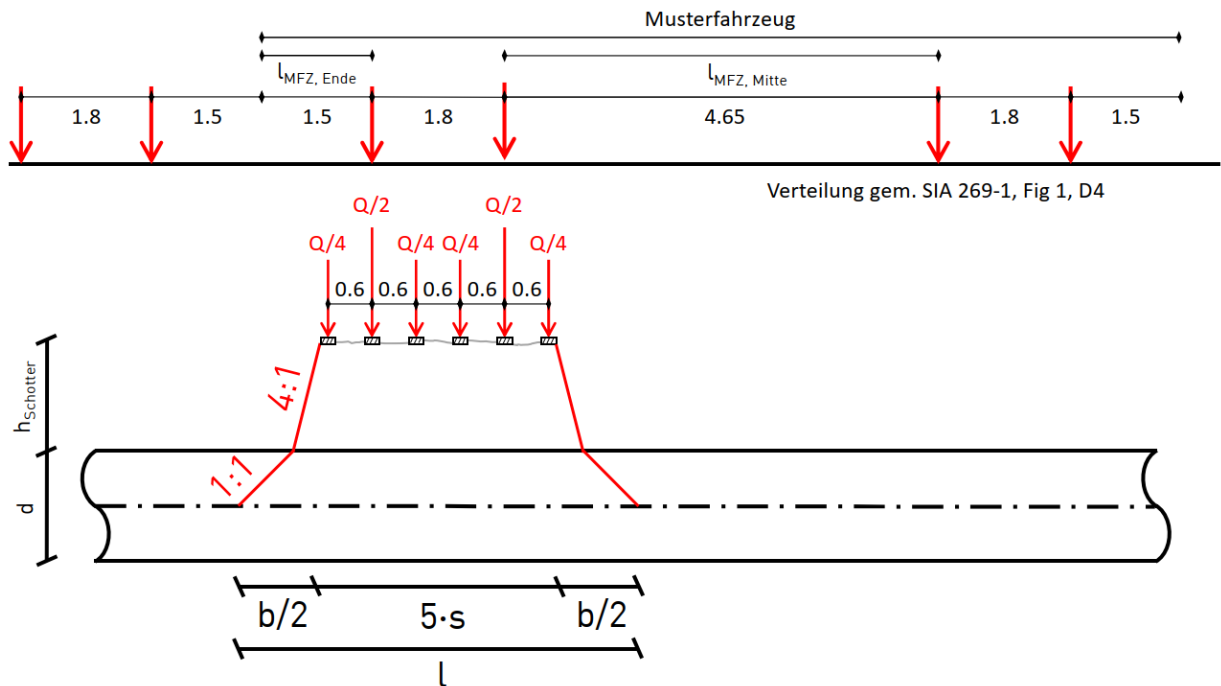


Abbildung 8: Lastausbreitung von Q_i in Längsrichtung

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

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

$$l_{alt,überl,L} = 2 \cdot s_{Schwelle} + b_{alt} = 2 \cdot 0.6 \text{ m} + 0.88 \text{ m} = 2.08 \text{ m}$$

$$l_{alt,überl,L} \leq 2 \cdot l_{min,MFZ} \rightarrow 2.08 \text{ m} \leq 3 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{i. O., \text{ keine Lastüberlagerung}}$$

$$l_{neu,überl,L} = 2 \cdot s_{Schwelle} + b_{neu} = 2 \cdot 0.6 \text{ m} + 0.895 \text{ m} = 2.095 \text{ m}$$

$$l_{neu,überl,L} \leq 2 \cdot l_{min,MFZ} \rightarrow 2.095 \text{ m} \leq 3 \text{ m} \Rightarrow \mathbf{i. O., \text{ keine Lastüberlagerung}}$$

Lastausbreitung in Querrichtung

$$B1_{alt} = l_{Schwelle} + 2 \cdot \frac{h_{Schotter,alt}}{4} + 2 * h_{Mörtel} = 2.60 \text{ m} + 2 \cdot \frac{0.4 \text{ m}}{4} + 2 * 0.03 \text{ m} = 2.86 \text{ m}$$

$$B_{alt} = B1_{alt} + 2 \cdot \frac{d}{2} = 2.86 \text{ m} + 2 \cdot \frac{0.32 \text{ m}}{2} = \mathbf{3.18 \text{ m}}$$

$$B1_{neu} = l_{Schwelle} + 2 \cdot \frac{h_{Schotter,neu}}{4} + 2 * h_{Mörtel} = 2.60 \text{ m} + 2 \cdot \frac{0.43 \text{ m}}{4} + 2 * 0.03 \text{ m} = 2.875 \text{ m}$$

$$B_{neu} = B1_{neu} + 2 \cdot \frac{d}{2} = 2.875 \text{ m} + 2 \cdot \frac{0.32 \text{ m}}{2} = \mathbf{3.195 \text{ m}}$$

Zur Kontrolle einer allfälligen Lastüberlagerung wird die Lastausbreitung mit dem Gleisabstand s_{Gleis} überprüft:

$$s_{Gleis} = s_{Gleislinienabstand} - l_{Schwelle} = 3.60 \text{ m} - 2.60 \text{ m} = \mathbf{1.0 \text{ m}}$$

$$B_{überl.} = \frac{B_{alt} - l_{Schwelle}}{2} = \frac{3.18 \text{ m} - 2.60 \text{ m}}{2} = 0.29 \text{ m}$$

$$s_{Gleis} = 1.0 \text{ m} \geq 0.29 \text{ m} = B_{überl.} \text{ i. O keine Überlagerung}$$

Zusätzlich sind die beiden Betonplatten mit einem Spalt getrennt (in Anhang B zu sehen). Die Überlagerung der Lasten müsste also eigentlich schon in der Schotter-schicht passieren, dass ein Einfluss in der anderen Betonplatte zu spüren wäre.

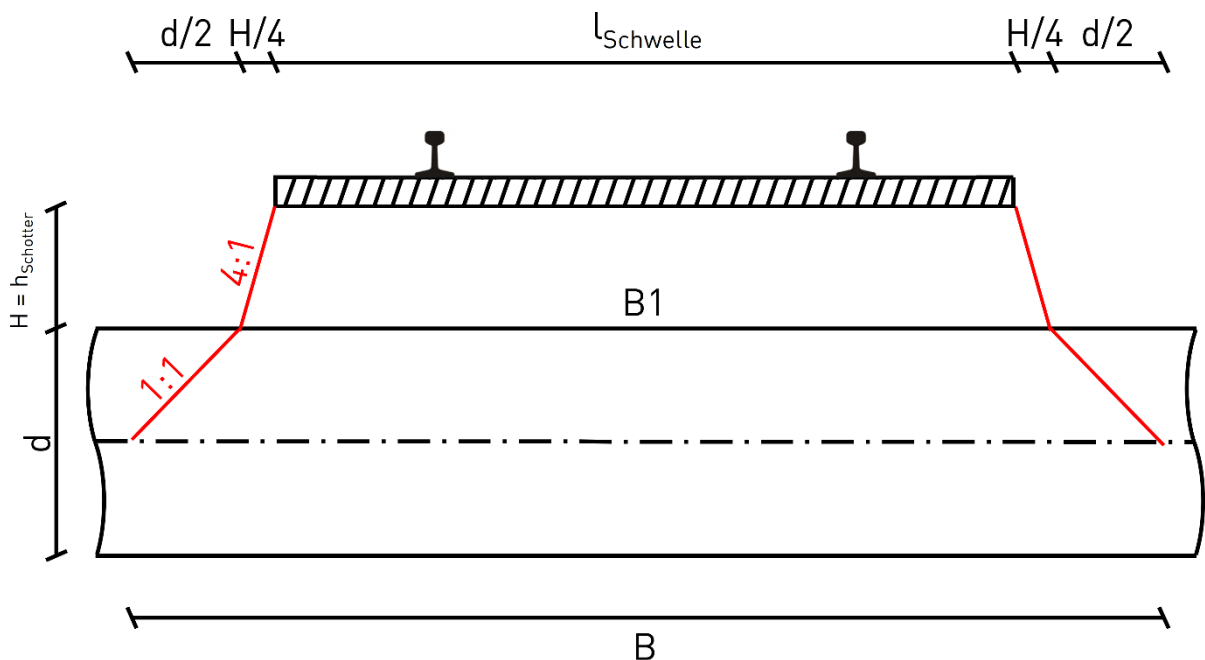


Abbildung 9: Lastausbreitung unter einer Schwelle in Querrichtung

Lastausbreitungsfläche unter den Schwellen

$$A_{alt} = B_{alt} * l_{alt} = 12.34 \text{ m}^2$$

$$A_{neu} = B_{neu} * l_{neu} = 12.44 \text{ m}^2$$

Lastausbreitung auf Brückenplatte unter Schwellen

$$q_{act,alt,k} = \frac{2 * Q_{act,k}}{A_{alt}} = \frac{2 * 225 \text{ kN}}{12.34 \text{ m}^2} = 36.47 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{act,neu,k} = \frac{2 * Q_{act,k}}{A_{neu}} = 36.17 \text{ kN/m}^2$$

3.1.4. Ermüdungslasten

Dauerfestigkeit

Für den Nachweis der Dauerfestigkeit darf nach SIA 269/1 mit dem Lastmodell D4 (SIA 269/1, Figur 1) mit 10% Erhöhung (SIA 269/1, Abschnitt 11.2.1.2) gerechnet werden. Der dyn. Beiwert Φ (SIA 269/1, Tabelle 4 (GZT4)) wird aus dem Anhang A der SIA 269/1 bestimmt. Mit $l_\Phi = 4.35$ Meter ergibt dies folgenden Wert: ca. $\Phi_{vmax=105,Erm.} = 1.26$.

Für den Nachweis der Dauerfestigkeit werden gemäss SIA 261, 11.4.2.1 nur die veränderlichen Lasten 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.

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

Betriebsfestigkeit

Für den Nachweis der Betriebsfestigkeit nach SIA 269/1 muss das Lastmodell LM1 aus der SIA 261, Figur 13, angesetzt werden.

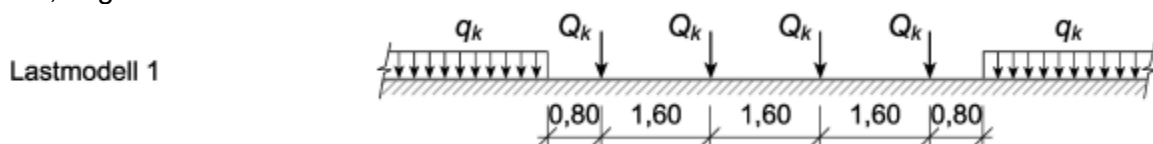


Abbildung 10: Figur 13 aus der SIA 261 (Abmessungen in Meter)

Die charakteristischen Bahnlasten entsprechen $Q_{LM1,k} = 250 \text{ kN}$ und $q_{LM1,k} = 80 \text{ kN/m}$ gem. SIA261, Tab.13. Die Lastausbreitung unter den Schwellen wird analog zum Kapitel 3.1.3 angesetzt. Somit ergeben sich für die Betriebsfestigkeit die folgenden Flächenlasten:

$$\begin{aligned} A_{Bfest,alt} &= B_{alt} \cdot l_{LM1} = 3.18 \text{ m} \cdot 1.60 \text{ m} = 5.088 \text{ m}^2 \\ &\rightarrow q_{Bfest,alt,k} = \frac{Q_{LM1,k}}{A_{Bfest,alt}} = 49.14 \text{ kN/m}^2; \\ A_{Bfest,neu} &= B_{neu} \cdot l_{LM1} = 3.195 \text{ m} \cdot 1.60 \text{ m} = 5.112 \text{ m}^2 \\ &\rightarrow q_{Bfest,neu,k} = \frac{Q_{LM1,k}}{A_{Bfest,neu}} = 48.9 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Der dynamische Beiwert Φ ist ebenfalls nach SIA 261, 11.3.1.1 zu berechnen. Mit der massgebenden Länge $l_\Phi = 4.35$ Meter wird der Beiwert wie folgt berechnet:

$$\Phi_{Betr.fstk.} = \frac{1.44}{\sqrt{l_\Phi - 0.2}} + 0.82 = 1.66$$

3.1.5. 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.

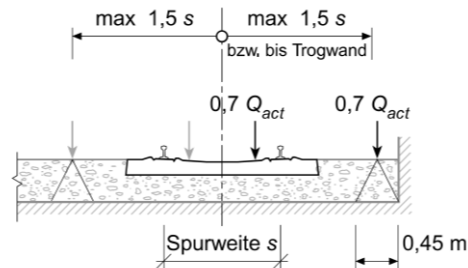


Abbildung 11: Entgleisungslastmodell 1 gemäss SIA 269-1, Figur 2

Entgleisungslastmodell 2

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

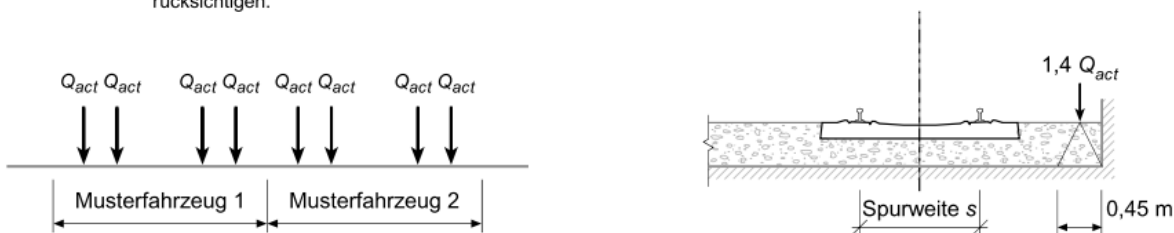


Abbildung 12: Entgleisungslastmodell 2 gemäss SIA 269-1, Figur 2

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.

Für die Entgleisungslastmodelle wird eine massgebende Anordnung für das Moment und die Querkraft eingeführt. 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. Schnittkräfte

Die Schnittkräfte sind den Statikauszügen im Anhang zu entnehmen.

Tabelle 5: Schnittkräfte Tragsicherheit und Entgleisungslastmodell 1*

	Moment [kNm/m]				Querkraft [kN/m]			
	GZT Typ 2		ELM 1		GZT Typ 2		ELM 1	
Gleis 119 Bestand	276.1		283.5		253.9		297.5	
Gleis 119 Neubau	275.9	-0.07%	284.8	+0.46%	253.7	-0.08%	298.7	+0.40%

Tabelle 6: Schnittkräfte Entgleisungslastmodell 2*

	Moment [kNm/m]		Querkraft [kN/m]	
	ELM 2		ELM 2	
Gleis 119 Bestand	511.9		543.7	
Gleis 119 Neubau	513.1	+0.23%	544.9	+0.22%

* eine negative Veränderung bei den Schnittkräften bedeutet eine verringerte Einwirkung bei der geplanten Fahrbahn gegenüber der aktuellen Fahrbahn. Diese wirkt sich positiv auf die Tragfähigkeit aus.

3.2.2. Biegetragsicherheit Brückenplatte

Biegewiderstand Brückenplatte

Der Biegewiderstand ist derselbe für alle Lastfälle der Weichen und Gleise. Pro Laufmeter befinden sich zwei Differdinger DIL Nr. 26 Träger aus Flusstahl in der Brückenplatte.

$$m_{Rk} = n \cdot f_{yk} \cdot W_x \cdot \bar{b} = 2/m \cdot 235 \text{ N/mm}^2 \cdot 1130 \text{ cm}^3 \cdot 1 \text{ m/m}' = 531.1 \text{ kNm/m}' \quad \text{J. Schoch \& Co, 1963}$$

$$\gamma_{M,act} = \gamma_M \cdot k_{\gamma M} \quad \text{SIA 269/3 (9)}$$

$$\text{Flusstahl: } k_{\gamma M} = 1.05 \quad (1922) \quad \text{SIA 269/3 Tab. 7}$$

$$\gamma_M = \gamma_{M1} = 1.05 \quad (\text{Festigkeitsnachweis}) \quad \text{SIA 263 4.1.3}$$

$$m_{Rd,act} = \frac{m_{Rk}}{\gamma_{M,act}} = \frac{531.1 \text{ kNm/m}'}{1.05 \cdot 1.05} = \underline{\underline{481.7 \text{ kNm/m}'}}$$

Biegenachweise Brückenplatte

Der Biegenachweis ist mit folgender Formel erfüllt: $n_{i,M} = \frac{m_{Rd,act,i}}{m_{Ed,act,i}} \geq 1$ (SIA 269, 5.2.1.2)

- Bestand
 - GZT Typ 2: $n_{alt,GZT,M} = \frac{481.7 \text{ kNm/m}'}{276.1 \text{ kNm/m}'} = \underline{\underline{1.74}} \quad \text{i.O.}$
 - ELM 1 (GZT Typ 2 Aussergewöhnlich): $n_{alt,ELM1,M} = \frac{481.7 \text{ kNm/m}'}{283.5 \text{ kNm/m}'} = \underline{\underline{1.70}} \quad \text{i.O.}$
 - ELM 2 (GZT Typ 2 Aussergewöhnlich): $n_{alt,ELM2,M} = \frac{481.7 \text{ kNm/m}'}{511.9 \text{ kNm/m}'} = \underline{\underline{0.94}} \quad \text{nicht i.O.}$
- Neubau
 - GZT Typ 2: $n_{neu,GZT,M} = \frac{481.7 \text{ kNm/m}'}{275.9 \text{ kNm/m}'} = \underline{\underline{1.75}} \quad \text{i.O.}$
 - ELM 1 (GZT Typ 2 Aussergewöhnlich): $n_{neu,ELM1,M} = \frac{481.7 \text{ kNm/m}'}{284.8 \text{ kNm/m}'} = \underline{\underline{1.69}} \quad \text{i.O.}$
 - ELM 2 (GZT Typ 2 Aussergewöhnlich): $n_{neu,ELM2,M} = \frac{481.7 \text{ kNm/m}'}{513.1 \text{ kNm/m}'} = \underline{\underline{0.94}} \quad \text{nicht i.O.}$

3.2.3. Querkrafttragsicherheit Brückenplatte

Querkraftwiderstand Brückenplatte

Der Querkraftwiderstand ist derselbe für alle Lastfälle der Weichen und Gleise. Pro Laufmeter befinden sich zwei Differdinger DIL Nr. 26 Träger aus Flussstahl in der Brückenplatte.

Überprüfung Stegslankheit:

SIA 269/3, 5.3.3.1

$$t_w = d = 7.5 \text{ mm}$$

Julius Schoch & Co, 1963

$$\frac{b}{t_w} = \frac{b}{d} = \frac{260 \text{ mm}}{7.5 \text{ mm}} = 34.67 \leq \sqrt{\frac{4 \cdot E_k}{f_{yk}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 210'000 \text{ N/mm}^2}{235 \text{ N/mm}^2}} = 59.78 \rightarrow i. O.; \quad V_{Rd,act} \text{ gemäss SIA 269/3, 5.3.3.2}$$

$$\tau_{yk} = 135 \text{ N/mm}^2$$

SIA 263, Tab. 1

$$A_w = (h - t_f) \cdot t_w = (h - t) \cdot d = (260 \text{ mm} - 17.5 \text{ mm}) \cdot 7.5 \text{ mm} = 1818.75 \text{ mm}^2$$

SIA 269/3, 5.3.3.2

$$\gamma_{M,act} = \gamma_M \cdot k_{\gamma M}$$

SIA 269/3 (9)

$$\text{Flussstahl: } k_{\gamma M} = 1.05$$

(1922)

SIA 269/3 Tab. 7

$$\gamma_M = \gamma_{M1} = 1.05$$

(Festigkeitsnachweis)

SIA 263 4.1.3

$$v_{Rd,act} = n \cdot \frac{\tau_{yk} \cdot A_w}{\gamma_{M1,act}} \cdot \bar{b} = 2/m \cdot \frac{135 \text{ N/mm}^2 \cdot 1818.75 \text{ mm}^2}{1.05 \cdot 1.05} \cdot 1 \text{ m/m}' = \underline{\underline{445.4 \text{ kN/m}'}}$$

SIA 269/3 (13)

Querkraftnachweise Brückenplatte

Der Biegenachweis ist mit folgender Formel erfüllt: $n_{i,V} = \frac{v_{Rd,i}}{v_{Ed,i}} \geq 1$

- Bestand

GZT Typ 2:

$$n_{alt,GZT,V} = \frac{445.4 \text{ kN/m}'}{253.9 \text{ kN/m}'} = \underline{\underline{1.75}} \quad i.O.$$

ELM 1 (GZT Typ 2 Aussergewöhnlich):

$$n_{alt,ELM1,V} = \frac{445.4 \text{ kN/m}'}{297.5 \text{ kN/m}'} = \underline{\underline{1.50}} \quad i.O.$$

ELM 2 (GZT Typ 2 Aussergewöhnlich):

$$n_{alt,ELM2,V} = \frac{445.4 \text{ kN/m}'}{543.7 \text{ kN/m}'} = \underline{\underline{0.82}} \quad \text{nicht i.O.}$$

- Neubau

GZT Typ 2:

$$n_{neu,GZT,V} = \frac{445.4 \text{ kN/m}'}{253.7 \text{ kN/m}'} = \underline{\underline{1.76}} \quad i.O.$$

ELM 1 (GZT Typ 2 Aussergewöhnlich):

$$n_{neu,ELM1,V} = \frac{445.4 \text{ kN/m}'}{298.7 \text{ kN/m}'} = \underline{\underline{1.49}} \quad i.O.$$

ELM 2 (GZT Typ 2 Aussergewöhnlich):

$$n_{neu,ELM2,V} = \frac{445.4 \text{ kN/m}'}{544.9 \text{ kN/m}'} = \underline{\underline{0.82}} \quad \text{nicht i.O.}$$

3.2.4. Ermüdungssicherheit Brückenplatte

Dauerfestigkeit

Für die Überprüfung der Ermüdungssicherheit wird der Nachweis der Dauerfestigkeit gemäss SIA 263 geführt. Der Ermüdungsnachweis gilt als erfüllt, wenn die äquivalente Spannungsdifferenz $\Delta\sigma_{E2}$ kleiner als der Bemessungswert $\Delta\sigma_c$ der massgebenden Kerbgruppe ist: $\Delta\sigma_{E2} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf,act}}$

$$\Delta\sigma_c = 160 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_{Mf,act} = 1$$

$$\frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf,act}} = \frac{160 \text{ N/mm}^2}{1.00} = 160 \text{ N/mm}^2$$

SIA 263, Tab. 21, gewalzte oder gepresste Profile

SIA 269/3, Tab. 11, insp. Kstr.det. o. Erm. & Bed. Schad.folge

SIA 263, 4.7.4.2

Für die Berechnung der ermüdungsrelevanten Spannung $\Delta\sigma(Q_{fat})$ werden nur die variablen Bahnlasten in Rechnung gestellt. Mit den daraus resultierenden Momenten (Grenzwertspezifikation Ermüdung) wird eine Querschnittsanalyse gemacht. Um die äquivalenten Spannungsdifferenz $\Delta\sigma_{E2}$ zu erhalten werden die Spannungen $\Delta\sigma(Q_{fat})$ mit dem globalen Schadensäquivalenzfaktor λ multipliziert.

$$q_{fat,i} = q_{act,i,k}$$

$$l = 4.35 \text{ m}$$

$$M_{y,Ed,i} = M_{max,Einfeldträger} = \frac{\Phi_{i,Erm} \cdot q_{fat,i} \cdot l^2}{8}$$

$$n = 2$$

$$\Delta\sigma(Q_{fat})_i = \frac{M_{y,Ed,i}}{n} \cdot \frac{h}{I_x} \cdot \frac{h}{2}$$

$$\lambda = \lambda_{max} \text{ für Dauerfestigkeit} = 1.4$$

$$\Delta\sigma_{E2,i} = \lambda \cdot \Delta\sigma(Q_{fat})_i$$

gemäss Kapitel 3.1.4, Dauerfestigkeit

Spannweite der Brückenplatte

SZS C4 (2006), S.170

Anzahl Stahlträger pro Laufmeter, Annahme gleichmässige Kraftverteilung

SIA 263, Tab. 21, gewalzte oder gepresste Profile

SIA 261, Anhang G 3.5

SIA 263, 4.7.4.3

$$\text{Erfüllungsgrad EFG} = \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf,act} \cdot \Delta\sigma_{E2,i}}$$

Tabelle 7: Nachweise Ermüdung Dauerfestigkeit

	q_{fat}	$\Phi_{i,Erm.}$	$M_{y,Ed}$	h	I_x	$\Delta\sigma_{E2}$	$\frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf,act}}$	EFG
	[kN/m ²]	-	[kNm/m]	[cm]	[cm ⁴]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	-
Gleis 119 Bestand	36.47	1.26	119.6 ¹⁾	26	14'682	74.1	160	2.16
Gleis 119 Neubau	36.17	1.26	118.6 ²⁾	26	14'682	73.5	160	2.18

i.O.

i.O.

Der Nachweis der Dauerfestigkeit ist erbracht. Somit ist der Ermüdungsnachweis der Betriebsfestigkeit nicht zu untersuchen.

3.2.5. Überprüfung Betonwiderlager

Da die Überprüfung der Widerlager und Foundation nicht Teil dieses Berichtes ist, wird im Folgenden lediglich eine grobe Abschätzung der Betonspannungen im Auflagerbereich gemacht, um ein Gefühl für den Einfluss der Fahrbahnerneuerung auf diese zu erhalten.

Es wird davon ausgegangen, dass für die unbewehrten Schwergewichtswiderlagern der gleiche Beton, normaler Beton PC 300kg/m³, wie bei der Brückenplatte verwendet wurde.

Tabelle 8: Massgebende Widerlagerreaktionen

Gleis 119	Bestand ¹⁾	Neubau ²⁾	Veränderung*
GZT [kN/m]	253.9	253.7	-0.08%
ELM 2 [kN/m]	543.7	544.9	+0.22%

* Eine positive Veränderung der Einwirkung wirkt sich negativ auf die Widerlagertragsicherheit aus.

Wie auch bei den restlichen Schnittgrössen ist der Einfluss der FbE auch auf die Widerlager minimal und wird als unkritisch beurteilt. Es liegt keine Veränderung zur heutigen Situation vor.

Nachweis Betonspannung

$$F_{max,WL} = 544.9 \frac{kN}{m} = 544.9 N/mm$$

$$b_{WL} = 500 mm$$

$$\sigma_{WL} = \frac{544.9 N/mm}{500 mm} = 1.09 N/mm^2 < f_{cd} = 18.3 N/mm^2$$

Anhang D

Annahme Auflagerbankbreite

i.O.

Die Betondruckspannungen unter dem Steinblock liegen deutlich unter der angenommenen Betondruckfestigkeit. Auch die Einwirkungen des Entgleisungslastmodell 2 können aufgenommen werden.

Ansicht R.d.B.

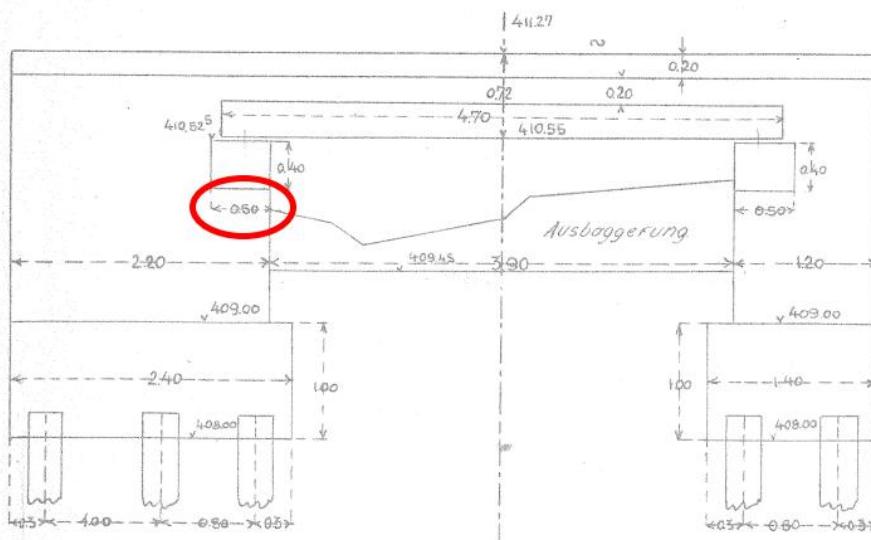


Abbildung 13: Annahme Auflagerbankbreite

4. FAZIT

Die Tragsicherheit und die Dauerfestigkeit (Ermüdung) der Brückenplatte können im Bestand und bei der neuen geplanten Gleislage nach der Fahrbahnerneuerung nachgewiesen werden. Die Schnittkräfte erhöhen sich leicht um max. 0.46% wie unten ersichtlich ist.

4.1. Querschnitt Brückenplatte

Die Biegetragsicherheit und die Querkrafttragsicherheit ist bei allen Nachweisquerschnitten und somit für die gesamte Brückenplatte gewährleistet.

Einzig für das Entgleisungslastmodell 2 gem. SIA 269/1 können der Biege- und Querkraftnachweis nicht erbracht werden (EFG=0.94 / 0.82). Die Nachweisführung erfolgt generell unter Vernachlässigung der Verbundwirkung (nur Widerstände Stahlträger), was konservativ ist.

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

Tabelle 9: Übersicht Tragsicherheitsnachweise Weiche 5

Tragsicherheit		Widerstand	Bestand		Neubau		Prozentuale Differenz*	
		R_d	E_d	EFG	E_d	EFG	E_d	EFG
Gleis 119	GZT M [kNm/m]	481.7	276.1	1.74	275.9	1.75	-0.07%	+0.57%
	ELM 1 M [kNm/m]		283.5	1.70	284.8	1.69	+0.46%	-0.59%
	ELM 2 M [kNm/m]		511.9	0.94	513.1	0.94	+0.23%	+0.00%
	GZT V [kN/m]	445.4	253.9	1.75	253.7	1.76	-0.08%	+0.57%
	ELM 1 V [kN/m]		297.5	1.50	298.7	1.49	+0.40%	-0.67%
	ELM 2 V [kN/m]		543.7	0.82	544.9	0.82	+0.22%	+0.00%

Die Ermüdungssicherheit ist sowohl für die bestehende Gleislage als auch die Neue mit dem Nachweis der Dauerfestigkeit erfüllt.

Tabelle 10: Übersicht Ermüdungsnachweise aller Gleislagen

Ermüdung	Widerstand	Beiwert	Bestand		Neubau		Prozentuale Differenz*	
	$\frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf.act}}$	$\Phi_{i,Erm.}$	$\Delta\sigma_{E2}$	EFG	$\Delta\sigma_{E2}$	EFG	$\Delta\sigma_{E2}$	EFG
	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[-]	[N/mm ²]	[-]
Gleis 119	160	1.26	119.6	2.16	118.6	2.18	-0.84%	+0.93%

* eine negative Veränderung der Einwirkungen bedeutet eine positive Veränderung beim Erfüllungsgrad. Diese Veränderung wirkt sich positiv auf die Tragfähigkeit aus.

4.2. Beurteilung / weiteres Vorgehen

Mit den statischen Berechnungen konnte gezeigt werden, dass die geplante Fahrbahnerneuerung geringe Auswirkung auf die Brücke hat, und die Meilibach-Brücke für die damalige Zeit robust dimensioniert wurde. Die Ermüdungstragsicherheit gemäss SIA 269 kann mit dem Dauerfestigkeitsnachweis nachgewiesen werden.

Einzig für das Entgleisungslastmodell 2 gem. SIA 269/1 können der Biege- und Querkraftnachweis nicht erbracht werden ($EFG=0.94 / 0.82$). Die Nachweisführung erfolgt generell unter Vernachlässigung der Verbundwirkung (nur Widerstände Stahlträger), was konservativ ist.

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

Nach Rücksprache mit der SBB kann die nicht-Erfüllung der Nachweise für ELM 2 im Bestand aufgrund der niedrigen Eintrittswahrscheinlichkeit akzeptiert werden.

4.2.1. Erhaltende Massnahmen

Zur Gewährleistung einer möglichst hohen Restlebensdauer der Unterführung werden Instandsetzungsmassnahmen empfohlen.

- **Abdichtungsersatz:**

Trotz des Alters der bestehenden Brücke hat die örtliche Begehung keine grossen Anzeichen für eine stark-beschädigte Abdichtung ergeben (keine Feuchtstellen, minimale Rostbildungen und wenig Aussinterungen). Somit besteht aktuell keine Dringlichkeit für einen Abdichtungsersatz. Es wird empfohlen, während der FbE die Schutzschicht sorgfältig freizulegen und anschliessend visuell zu beurteilen, ob Massnahmen zum Abdichtungserhalt / Abdichtungsersatz erforderlich sind.

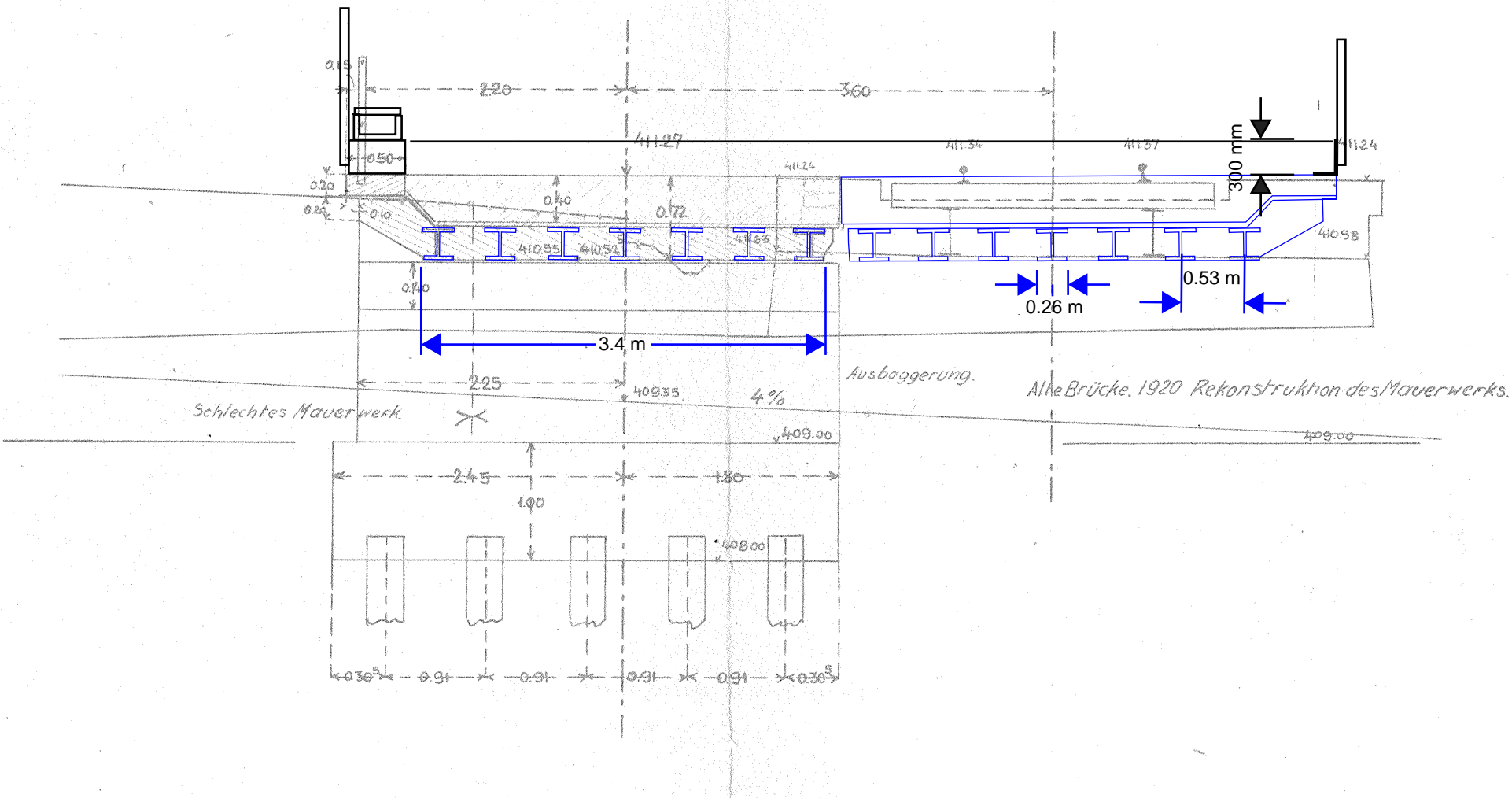
- **Neuer Korrosionsschutz Stahlträger**

Die örtliche Begehung der bestehenden Brücke hat keine Anzeichen für den Bedarf einer Erneuerung des Korrosionsschutzes ergeben. Es wird empfohlen die Stahlträger weiterhin im Hauptinspektionsintervall zu prüfen und gegebenenfalls Massnahmen zu ergreifen. Die Erneuerung des Korrosionsschutzes der Trägerflansche kann unabhängig von der FbE gemacht werden. Solange die Zugänglichkeit von unterhalb der Brücke besteht, können die Stahlträger mit neuem Korrosionsschutz versehen werden.

ANHANG

- Anhang A – Skizze Meilibach-Brücke
- Anhang B – Fotodokumentation Meilibach-Brücke
- Anhang C – Statischer Auszug: Gleis 119, alte Gleislage
- Anhang D – Statischer Auszug: Gleis 119, neue Gleislage

Masstab 1:50



M:1:50.

Anhang B – Fotodokumentation Meilibach-Brücke



Abbildung 14: Brückenunterseite, Blick Richtung Norden (Richtung See)



Abbildung 15: Übergang Stahlträger in Widerlager (Auflager nicht erkennbar)



Abbildung 16: Flanschbreite Stahlträger



Abbildung 17: Messung Flanschdicke

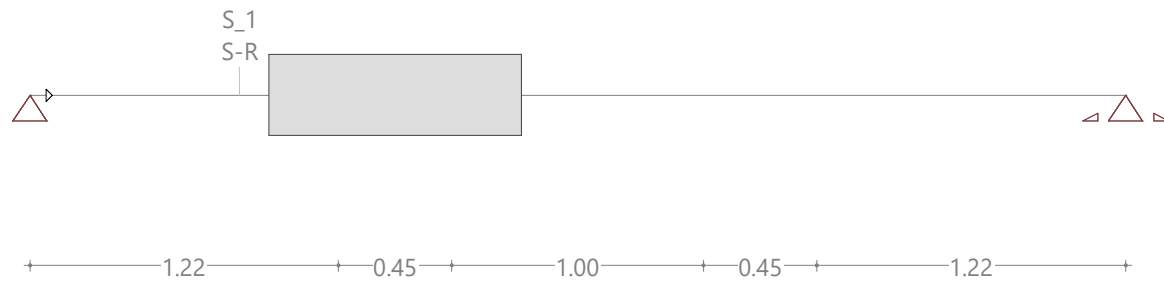


Abbildung 18: Spalt zwischen den Betonplatten

Anhang C – Statischer Auszug: Gleis 119, alte Gleislage

Struktur

Mstb. 1 :30.0



STRUKTUR 2D

KNOTENDATEN

Id	Koordinaten		DX [kN/m]	Lagerung DZ [kN/m]	RY [kNm]	Spezielles
	X [m]	Z [m]				
K_1	0	0	B	B		
K_2	4.35	0		B		

B : blockiert

STABDATEN

Id	Querschnitt Name>Variante	Anfang	Ende	Länge [m]	Status	Spezielles
S_1	S-R	K_1	K_2	4.35		

Stückliste für Stäbe mit Grundbaustoff C

QsName / (QsName2)	Fläche [m²]	Umfang [m]	Länge [m]	Anz.	Ltot [m]	Oberfläche [m²]	Masse [t]
S-R	0.3200	2.64	4.35	1	4.35	11.48	3.48
Total						11.48	3.48

Querschnitte: Geometrie

Name	Variante	Baustoffe	Typ	Abmessungen [m]
S-R		C	S-R	B=1.00, H=0.32 y _L =-0.50, y _R =0.50, z _B =-0.16, z _T =0.16

Baustoffe : s. Tabelle 'Baustoffe'

Querschnitte: Querschnittssteifigkeiten

Name	Variante	β	EA _x GA _z [kN]	EJ _y [kNm²]	e _z [m]	Masse QS Zusatzmasse [t/m]	Baustoffe
S-R		0	10272000.00 3829318.02	87654.40	0	0.80	C

β : Winkel zw. y-Achse des Stabes und erster Hauptachse des Querschnitts

e_z : Distanz Schwerpunkt-Achspunkt

Baustoffe : s. Tabelle 'Baustoffe'

Querschnitte: Querschnittswerte

Querschnitt		Baustoffe E _{ref} G _{ref}	Ideelle Querschnittswerte					
Name	Variante		A _{x,id} = EA _x /E _{ref} [m²]	J _{y,id} = EJ _y /E _{ref} [m⁴]	J _{z,id} = EJ _z /E _{ref} [m⁴]	J _{x,id} = GJ _x /G _{ref} [m⁴]	A _{y,id} = GA _y /G _{ref} [m²]	A _{z,id} = GA _z /G _{ref} [m²]
S-R		C	0.3200	0.002731	0.026667	0.008723	0.2667	0.2667

Baustoffe : s. Tabelle 'Baustoffe'

Nr.:

Baustoffe

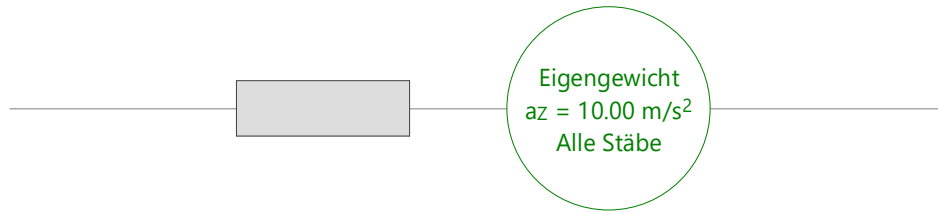
ID	Typ	Bauteil	E [kN/mm ²]	G [kN/mm ²]	v	ρ [t/m ³]	α [‰]	Klasse
C	Beton	(allgemein)	32	14	0.17	2.5	0.010	C25/30

Baustoffklasse Beton

ID	Klasse	$-\eta_{fc}f_{ck}$ [N/mm ²]	E_{cm} [kN/mm ²]	f_{ctm} [N/mm ²]	τ_{cd} [N/mm ²]	$f_{ck,cubg}$ [N/mm ²]
C	C25/30	-25.0	32	2.6	1.0	30.0

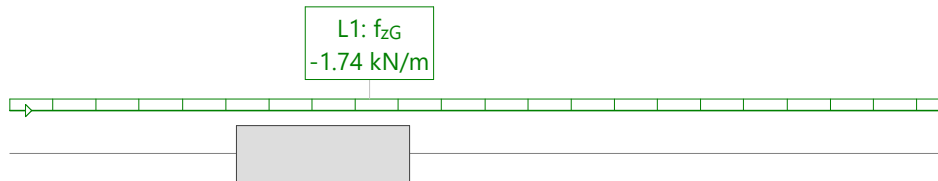
Belastung EG: Betonplatte

Mstb. 1 :35.0



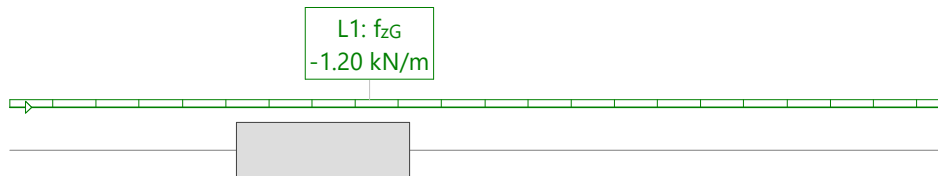
Belastung EG2: I DIL Träger

Mstb. 1 :35.0



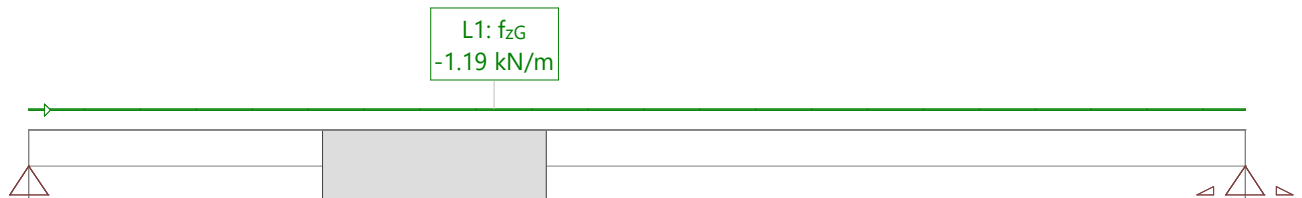
Belastung A1: Schiene

Mstb. 1 :35.0



Belastung A2: Schwelle

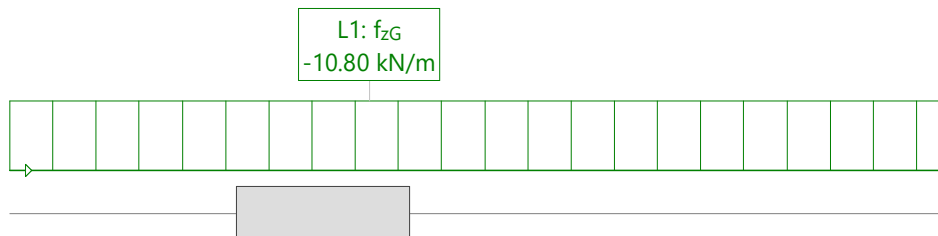
Mstb. 1 :27.0



1.23 0.45 1.00 0.45 1.23

Belastung A3: Schotter

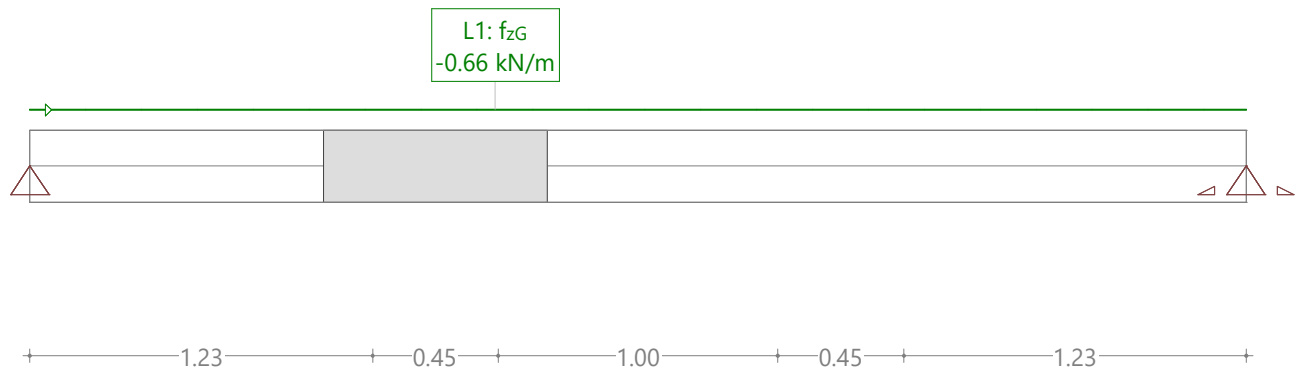
Mstb. 1 :35.0



Nr.:

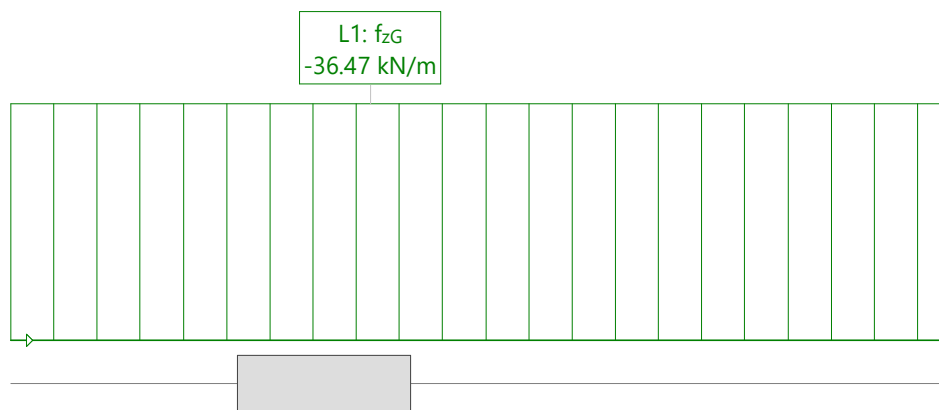
Belastung A4: Mörtelschicht

Mstb. 1 :27.0



Belastung Q1: Bahnverkehrslast

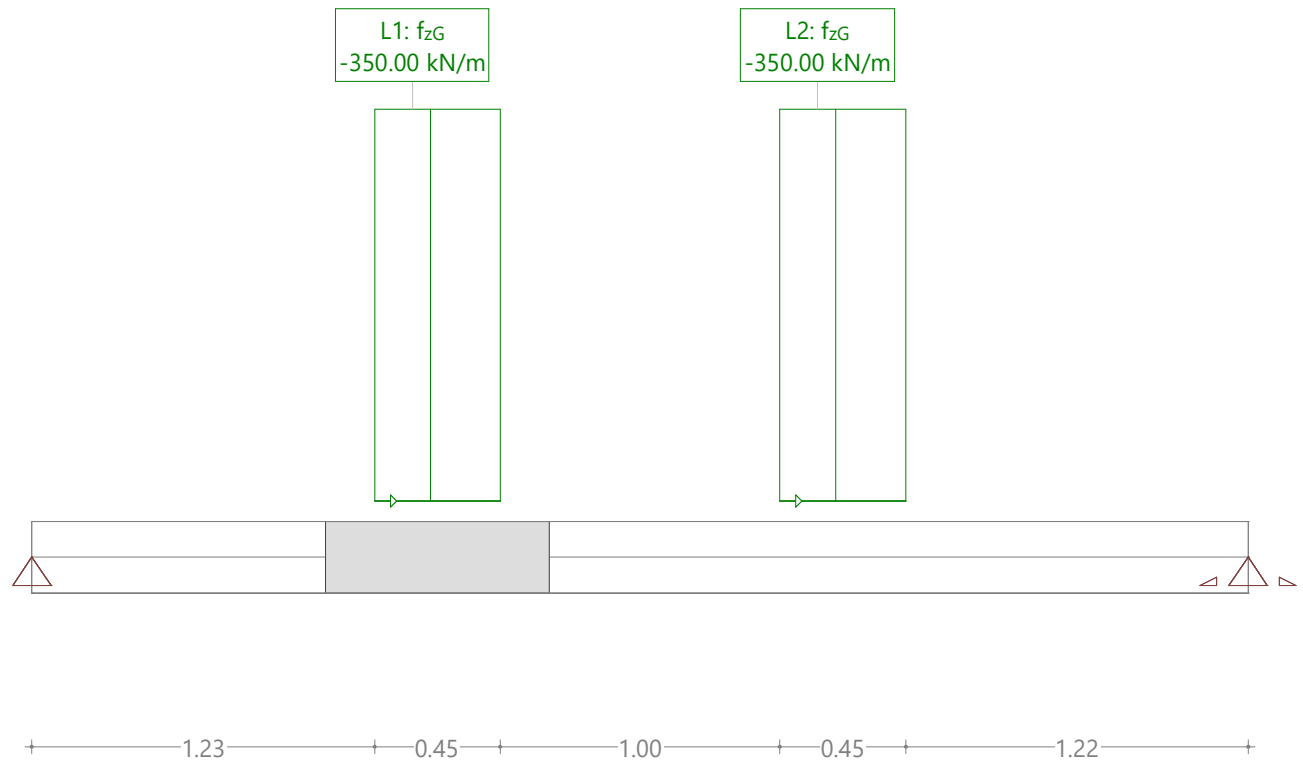
Mstb. 1 :35.0



Nr.:

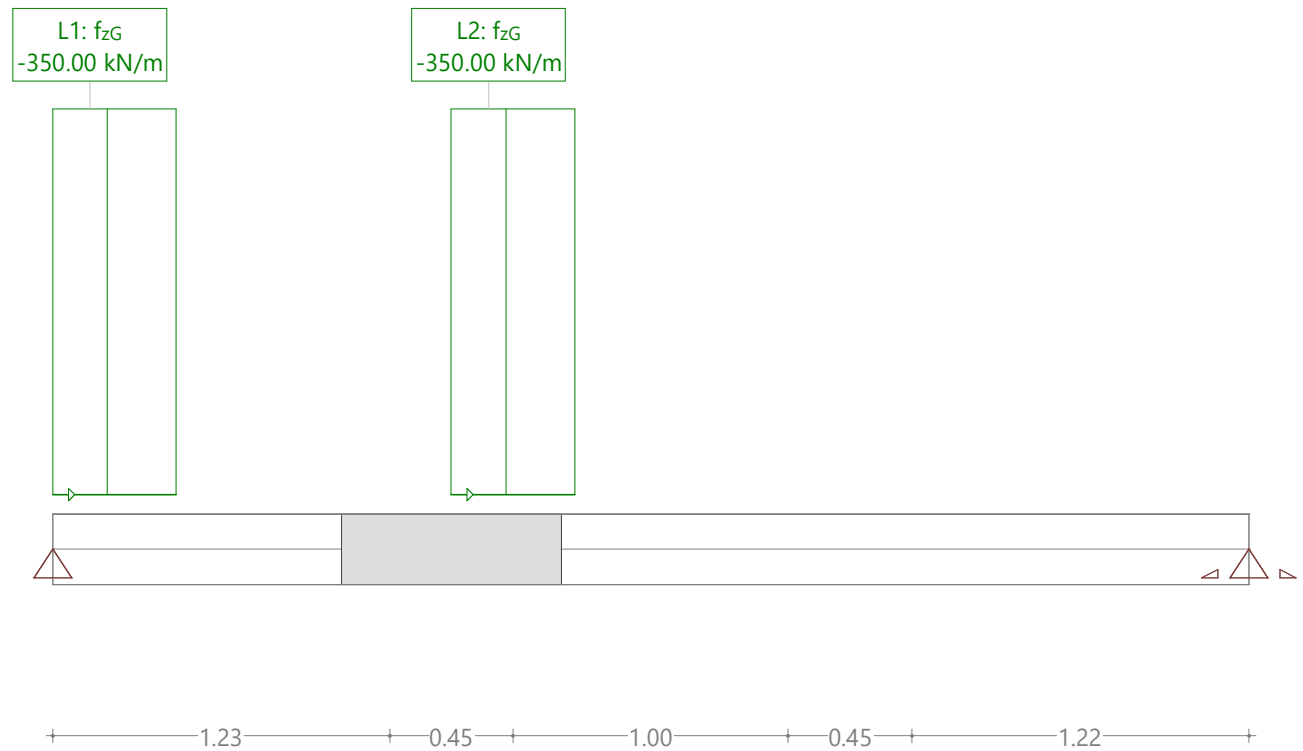
Belastung ELM: Entgleisunglastmodell 1 Moment

Mstb. 1 :27.0



Belastung ELQ: Entgleisunglastmodell 1 Querkraft

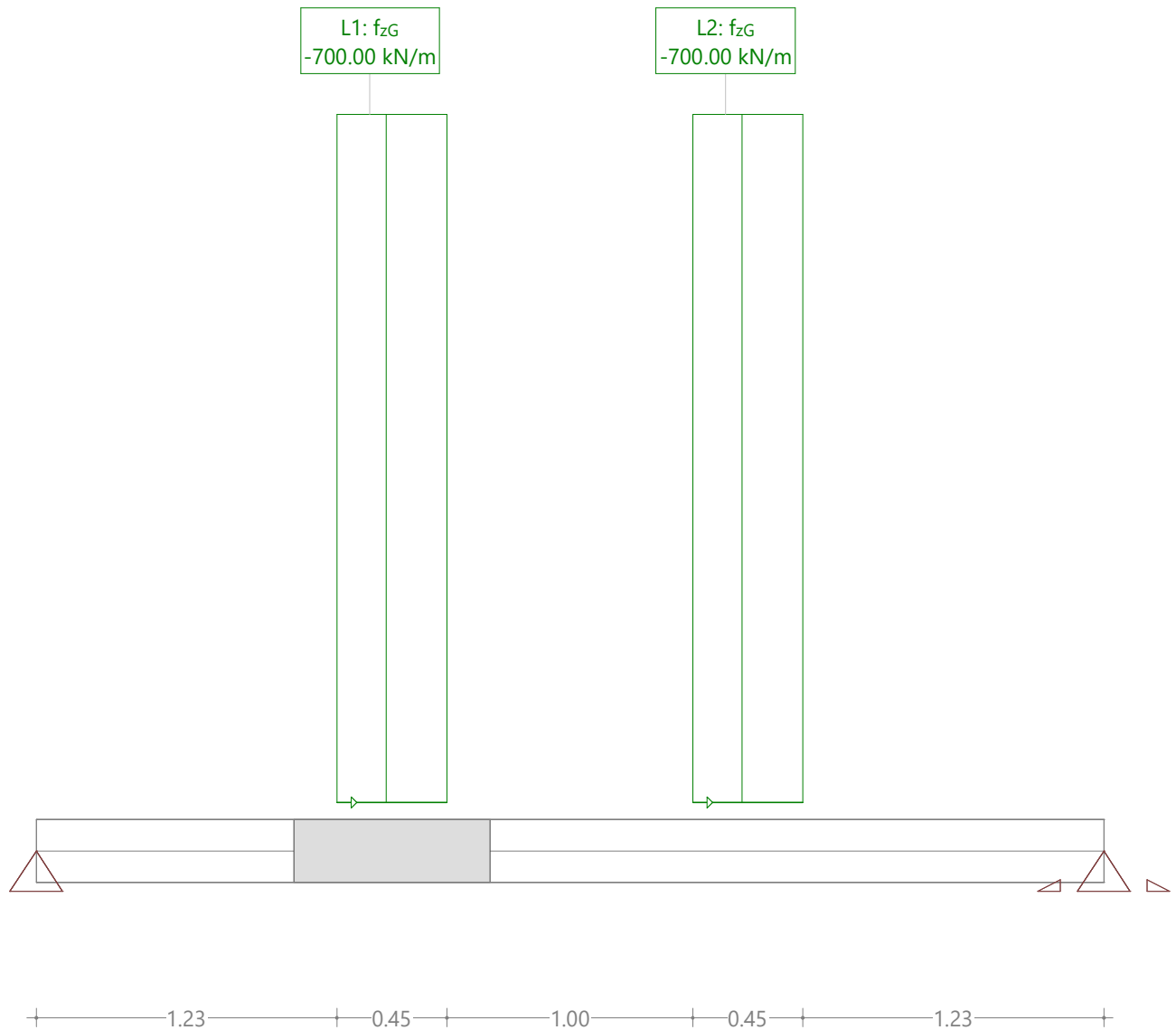
Mstb. 1 :27.5



Nr.:

Belastung ELM2: Entgleisungslastmodell 2 Moment

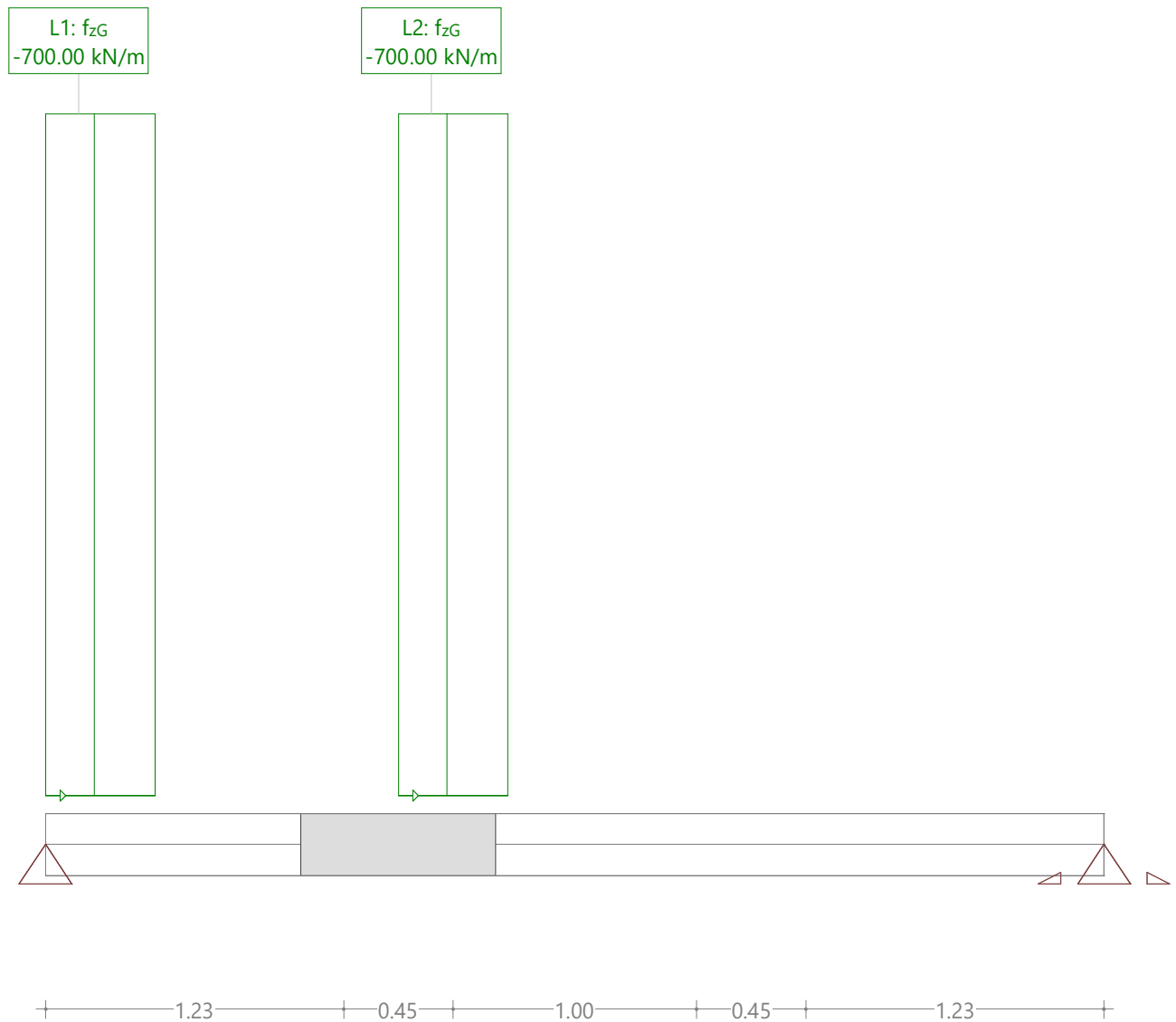
Mstb. 1 :27.8



Nr.:

Belastung ELQ2: Entgleisunglastmodell 2 Querkraft

Mstb. 1 :28.1



Nr.:

Grenzwertspezifikation: Tragsicherheit

Beschreibung

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

Einwirkungskombinationen

Nr	Einwirkung Name	Fak	1	2	Einwirkungskombinationen
1	Eigenlast	1	1.2	0.9	
2	Auflasten	1	1.2	0.9	
3	Lastmodell 1	1.52	1.45	1.45	

Fak : alle Kombinationswerte werden mit diesem Faktor multipliziert

Belastungsüberlagerungen der Einwirkungen

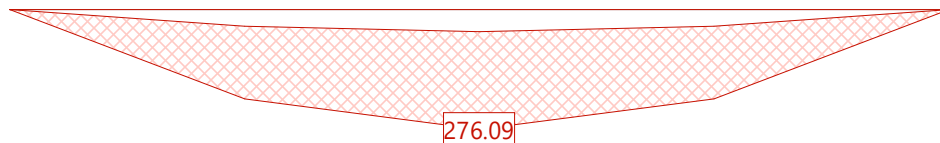
zu Grenzwertspezifikation Tragsicherheit

Einwirkung	Alt	additiv	exklusiv	Belastung	Faktor	Komb.
Eigenlast		ständig		EG Betonplatte	1.000	
		ständig		EG2 I DIL Träger	1.000	
Auflasten		ständig		A1 Schiene	1.000	
		ständig		A2 Schwelle	1.000	
		ständig		A3 Schotter	1.000	
		ständig		A4 Mörtelschicht	1.000	
Lastmodell 1		wo massgebend		Q1 Bahnverkehrslast	1.100	C3_1

Alt : Alternative Überlagerung

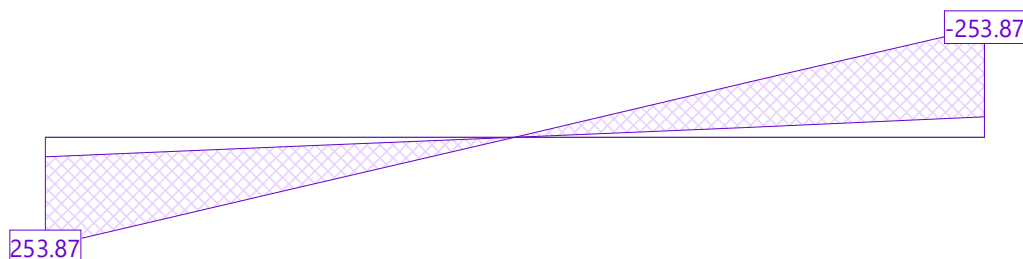
Schnittkraftgrenzwerte M_y [kNm] für: Tragsicherheit

Mstb. 1 :35.0



Schnittkraftgrenzwerte V_z [kN] für: Tragsicherheit

Mstb. 1 :35.0



Grenzwertspezifikation: Dauerfestigkeit

Beschreibung

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

Einwirkungskombinationen

Nr	Einwirkung Name	Fak	1	Einwirkungskombinationen
1	Lastmodell 1	1.26	1	

Fak : alle Kombinationswerte werden mit diesem Faktor multipliziert

Belastungsüberlagerungen der Einwirkungen

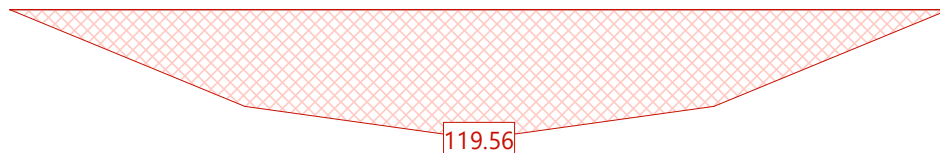
zu Grenzwertspezifikation Dauerfestigkeit

Einwirkung	Alt	additiv	exklusiv	Belastung	Faktor	Komb.
Lastmodell 1		wo massgebend		Q1 Bahnverkehrslast	1.100	C3_1

Alt : Alternative Überlagerung

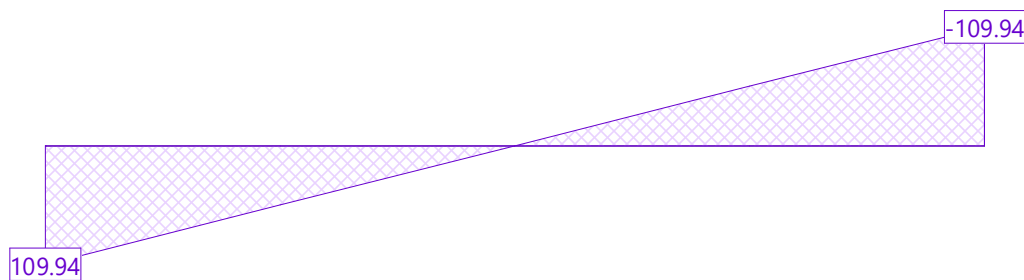
Schnittkraftgrenzwerte M_y [kNm] für: Dauerfestigkeit

Mstb. 1 :35.0



Schnittkraftgrenzwerte V_z [kN] für: Dauerfestigkeit

Mstb. 1 :35.0



Grenzwertspezifikation: Moment-Entgleisung

Beschreibung

Aussergewöhnliche Bemessungssituation: Tragsicherheit Grenzzustand Typ 2 (1B)

Einwirkungskombinationen

Nr	Einwirkung Name	Fak	1	Einwirkungskombinationen
1	Eigenlast	1	1	
2	Auflasten	1	1	
3	aussergewöhnlich	1	1	

Fak : alle Kombinationswerte werden mit diesem Faktor multipliziert

Belastungsüberlagerungen der Einwirkungen

zu Grenzwertspezifikation Moment-Entgleisung

Einwirkung	Alt	additiv	exklusiv	Belastung	Faktor	Komb.
Eigenlast		ständig		EG Betonplatte	1.000	
		ständig		EG2 I DIL Träger	1.000	
Auflasten		ständig		A1 Schiene	1.000	
		ständig		A2 Schwelle	1.000	
		ständig		A3 Schotter	1.000	
		ständig		A4 Mörtelschicht	1.000	
aussergewöhnlich	wo massgebend		entwede	ELM Entgleisunglastmodell 1 Moment	1.000	
			oder	ELQ Entgleisunglastmodell 1 Querkra	1.000	

Alt : Alternative Überlagerung

Grenzwertspezifikation: Querkraft-Entgleisung

Beschreibung

Aussergewöhnliche Bemessungssituation: Tragsicherheit Grenzzustand Typ 2 (1B)

Einwirkungskombinationen

Nr	Einwirkung Name	Fak	1	Einwirkungskombinationen
1	Eigenlast	1	1	
2	Auflasten	1	1	
3	aussergewöhnlich	1	1	

Fak : alle Kombinationswerte werden mit diesem Faktor multipliziert

Belastungsüberlagerungen der Einwirkungen

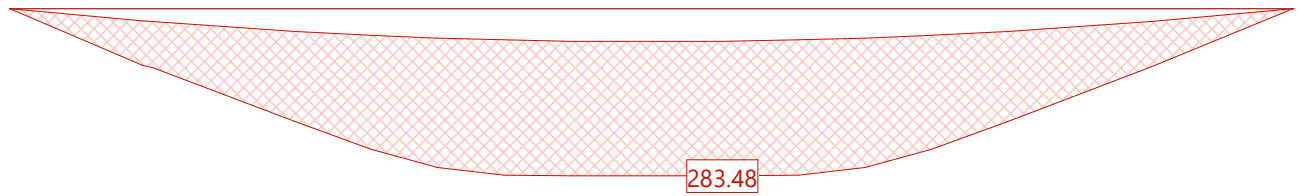
zu Grenzwertspezifikation Querkraft-Entgleisung

Einwirkung	Alt	additiv	exklusiv	Belastung	Faktor	Komb.
Eigenlast		ständig		EG Betonplatte	1.000	
		ständig		EG2 I DIL Träger	1.000	
Auflasten		ständig		A1 Schiene	1.000	
		ständig		A2 Schwelle	1.000	
		ständig		A3 Schotter	1.000	
		ständig		A4 Mörtelschicht	1.000	
aussergewöhnlich	wo massgebend		entwede	ELQ Entgleisunglastmodell 1 Querkra	1.000	
			oder	ELM Entgleisunglastmodell 1 Moment	1.000	

Alt : Alternative Überlagerung

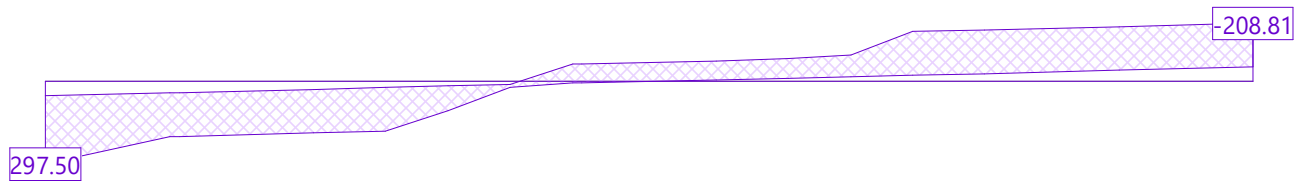
Schnittkraftgrenzwerte M_y [kNm] für: Moment-Entgleisung

Mstb. 1 :25.6



Schnittkraftgrenzwerte V_z [kN] für: Moment-Entgleisung

Mstb. 1 :27.2



Grenzwertspezifikation: Moment-Entgleisung2

Beschreibung

Aussergewöhnliche Bemessungssituation: Tragsicherheit Grenzzustand Typ 2 (1B)

Einwirkungskombinationen

Nr	Einwirkung Name	Fak	1	Einwirkungskombinationen
1	Eigenlast	1	1	
2	Auflasten	1	1	
3	aussergewöhnlich	1	1	

Fak : alle Kombinationswerte werden mit diesem Faktor multipliziert

Belastungsüberlagerungen der Einwirkungen

zu Grenzwertspezifikation Moment-Entgleisung2

Einwirkung	Alt	additiv	exklusiv	Belastung	Faktor	Komb.
Eigenlast		ständig		EG Betonplatte	1.000	
		ständig		EG2 I DIL Träger	1.000	
Auflasten		ständig		A1 Schiene	1.000	
		ständig		A2 Schwelle	1.000	
		ständig		A3 Schotter	1.000	
		ständig		A4 Mörtelschicht	1.000	
aussergewöhnlich	wo massgebend		entwede	ELM2 Entgleisunglastmodell 2 Moment	1.000	
			oder	ELQ2 Entgleisunglastmodell 2 Querkr	1.000	

Alt : Alternative Überlagerung

Grenzwertspezifikation: Querkraft-Entgleisung2

Beschreibung

Aussergewöhnliche Bemessungssituation: Tragsicherheit Grenzzustand Typ 2 (1B)

Einwirkungskombinationen

Nr	Einwirkung Name	Fak	1	Einwirkungskombinationen
1	Eigenlast	1	1	
2	Auflasten	1	1	
3	aussergewöhnlich	1	1	

Fak : alle Kombinationswerte werden mit diesem Faktor multipliziert

Belastungsüberlagerungen der Einwirkungen

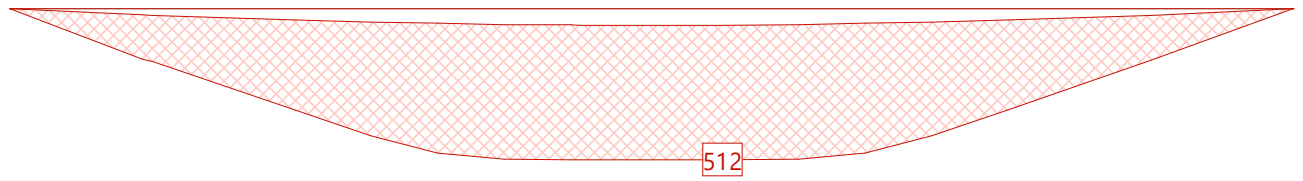
zu Grenzwertspezifikation Querkraft-Entgleisung2

Einwirkung	Alt	additiv	exklusiv	Belastung	Faktor	Komb.
Eigenlast		ständig		EG Betonplatte	1.000	
		ständig		EG2 I DIL Träger	1.000	
Auflasten		ständig		A1 Schiene	1.000	
		ständig		A2 Schwelle	1.000	
		ständig		A3 Schotter	1.000	
		ständig		A4 Mörtelschicht	1.000	
aussergewöhnlich	wo massgebend		entwede	ELM2 Entgleisunglastmodell 2 Moment	1.000	
			oder	ELQ2 Entgleisunglastmodell 2 Querkr	1.000	

Alt : Alternative Überlagerung

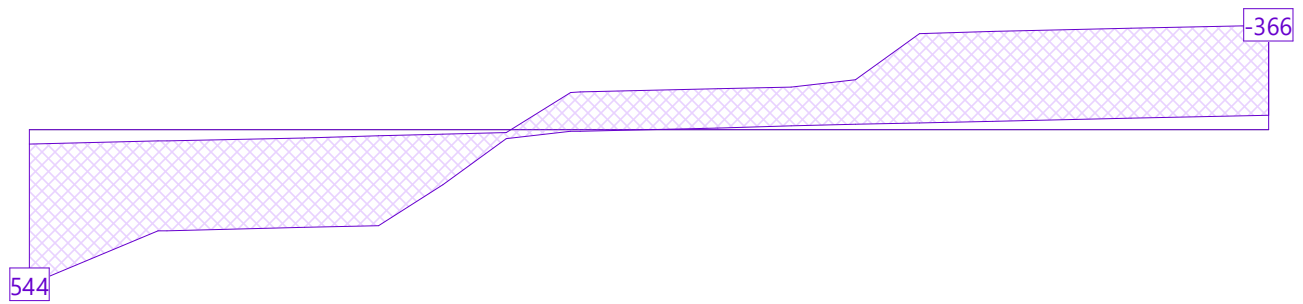
Schnittkraftgrenzwerte M_y [kNm] für: Moment-Entgleisung2

Mstb. 1 :25.6



Schnittkraftgrenzwerte V_z [kN] für: Querkraft-Entgleisung2

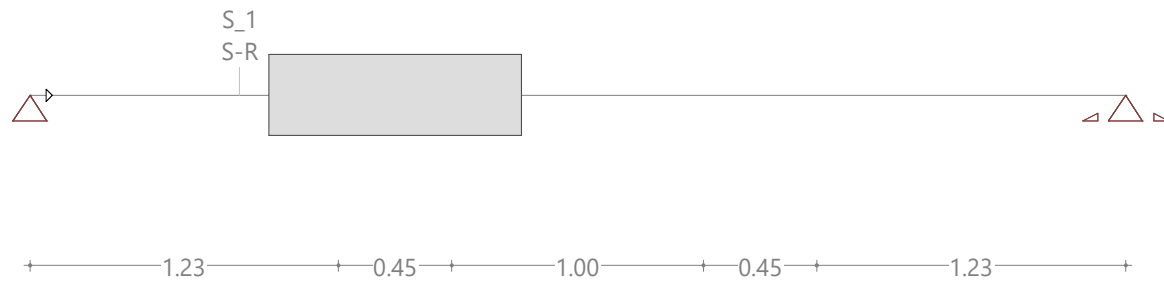
Mstb. 1 :26.5



Anhang D – Statischer Auszug: Gleis 119, neue Gleislage

Struktur

Mstb. 1 :30.0



STRUKTUR 2D

KNOTENDATEN

Id	Koordinaten		DX [kN/m]	Lagerung DZ [kN/m]	RY [kNm]	Spezielles
	X [m]	Z [m]				
K_1	0	0	B	B		
K_2	4.35	0		B		

B : blockiert

STABDATEN

Id	Querschnitt Name>Variante	Anfang	Ende	Länge [m]	Status	Spezielles
S_1	S-R	K_1	K_2	4.35		

Stückliste für Stäbe mit Grundbaustoff C

QsName / (QsName2)	Fläche [m²]	Umfang [m]	Länge [m]	Anz.	Ltot [m]	Oberfläche [m²]	Masse [t]
S-R	0.3200	2.64	4.35	1	4.35	11.48	3.48
Total						11.48	3.48

Querschnitte: Geometrie

Name	Variante	Baustoffe	Typ	Abmessungen [m]
S-R		C	S-R	B=1.00, H=0.32 y _T =-0.50, y _R =0.50, z _B =-0.16, z _T =0.16

Baustoffe : s. Tabelle 'Baustoffe'

Querschnitte: Querschnittssteifigkeiten

Name	Variante	β	EA _x GA _z [kN]	EJ _y [kNm²]	e _z [m]	Masse QS Zusatzmasse [t/m]	Baustoffe
S-R		0	10272000.00 3829318.02	87654.40	0	0.80	C

β : Winkel zw. y-Achse des Stabes und erster Hauptachse des Querschnitts

e_z : Distanz Schwerpunkt-Achspunkt

Baustoffe : s. Tabelle 'Baustoffe'

Querschnitte: Querschnittswerte

Querschnitt		Baustoffe E _{ref} G _{ref}	Ideelle Querschnittswerte					
Name	Variante		A _{x,id} = EA _x /E _{ref} [m²]	J _{y,id} = EJ _y /E _{ref} [m⁴]	J _{z,id} = EJ _z /E _{ref} [m⁴]	J _{x,id} = GJ _x /G _{ref} [m⁴]	A _{y,id} = GA _y /G _{ref} [m²]	A _{z,id} = GA _z /G _{ref} [m²]
S-R		C	0.3200	0.002731	0.026667	0.008723	0.2667	0.2667

Baustoffe : s. Tabelle 'Baustoffe'

Nr.:

Baustoffe

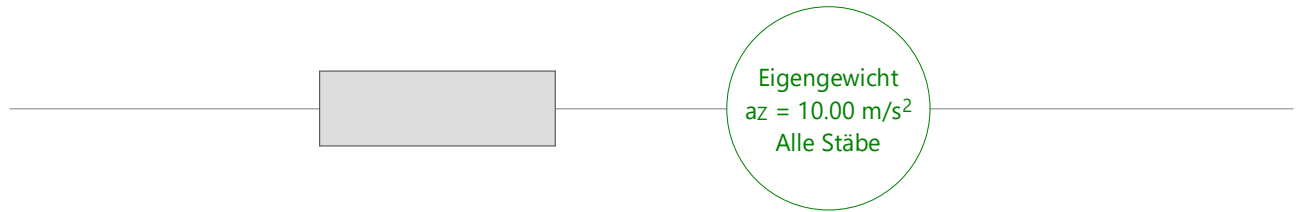
ID	Typ	Bauteil	E [kN/mm ²]	G [kN/mm ²]	v	ρ [t/m ³]	α [‰]	Klasse
C	Beton	(allgemein)	32	14	0.17	2.5	0.010	C25/30

Baustoffklasse Beton

ID	Klasse	$-\eta_{fc}f_{ck}$ [N/mm ²]	E_{cm} [kN/mm ²]	f_{ctm} [N/mm ²]	τ_{cd} [N/mm ²]	$f_{ck,cubg}$ [N/mm ²]
C	C25/30	-25.0	32	2.6	1.0	30.0

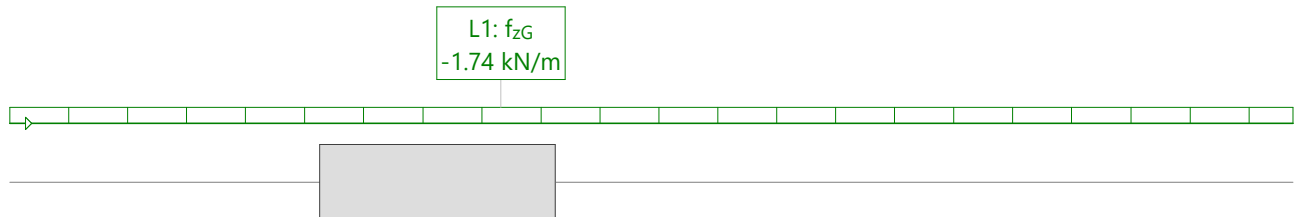
Belastung EG: Betonplatte

Mstb. 1 :25.6



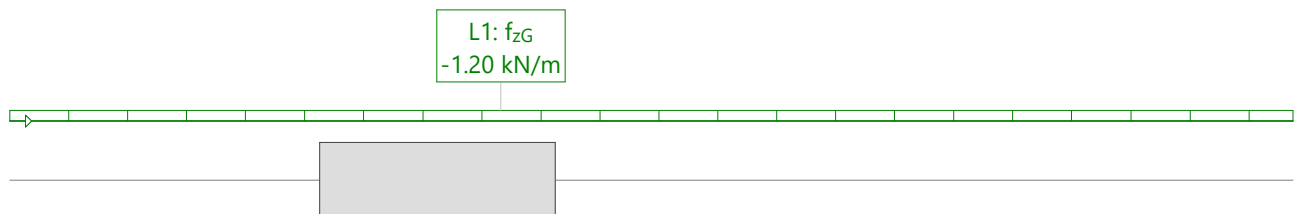
Belastung EG2: I DIL Träger

Mstb. 1 :25.6



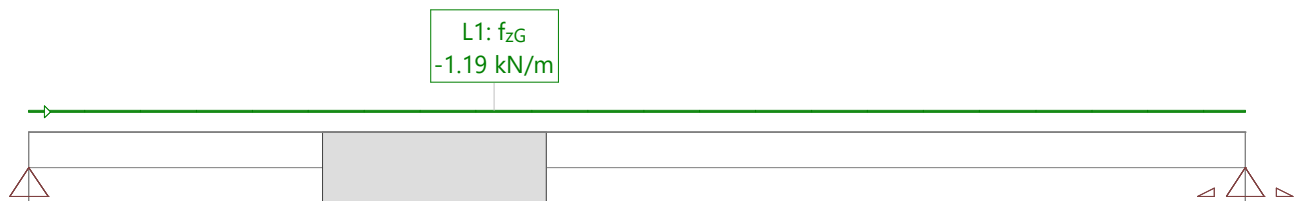
Belastung A1: Schiene

Mstb. 1 :25.6



Belastung A2: Schwelle

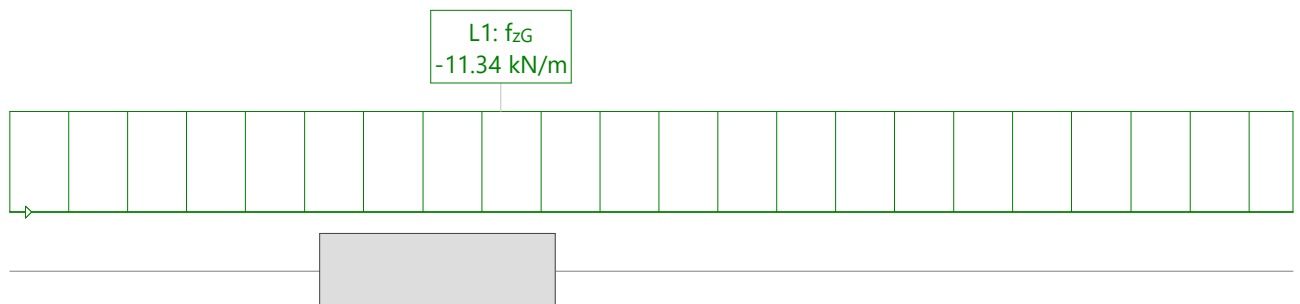
Mstb. 1 :27.0



1.22 0.45 1.00 0.45 1.23

Belastung A3: Schotter

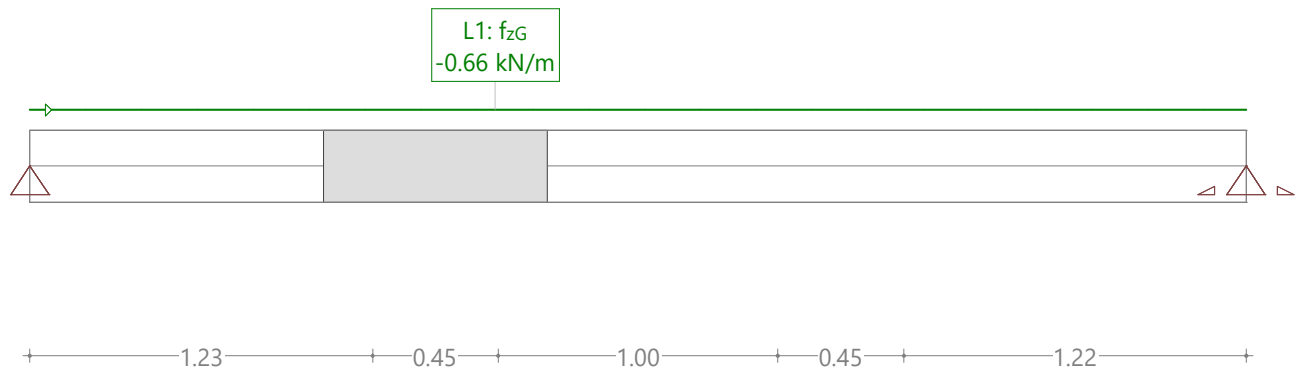
Mstb. 1 :25.6



Nr.:

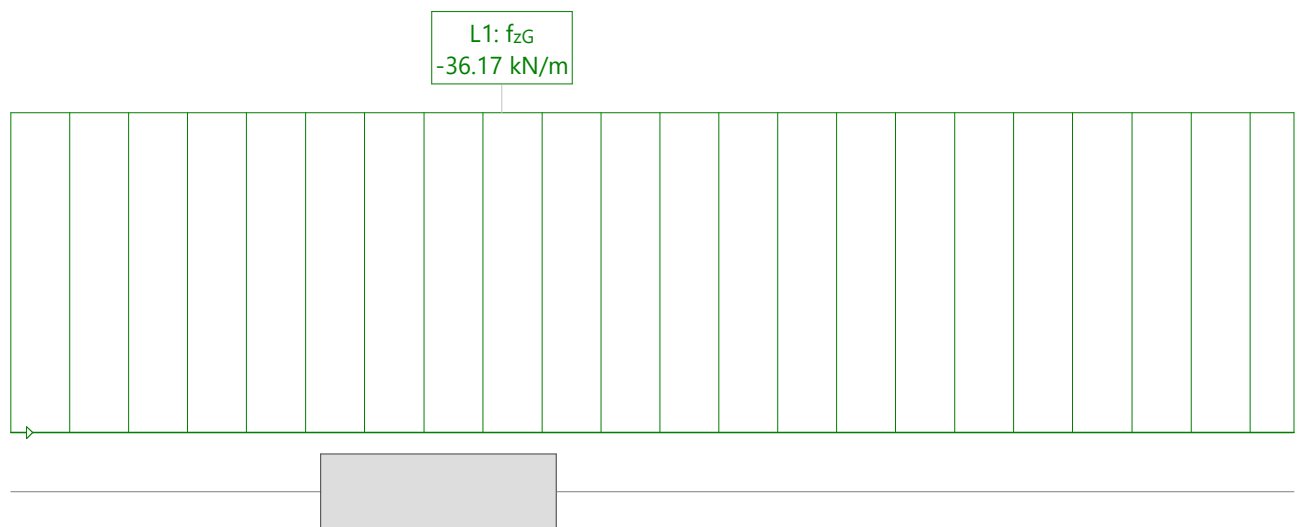
Belastung A4: Mörtelschicht

Mstb. 1 :27.0



Belastung Q1: Bahnverkehrslast

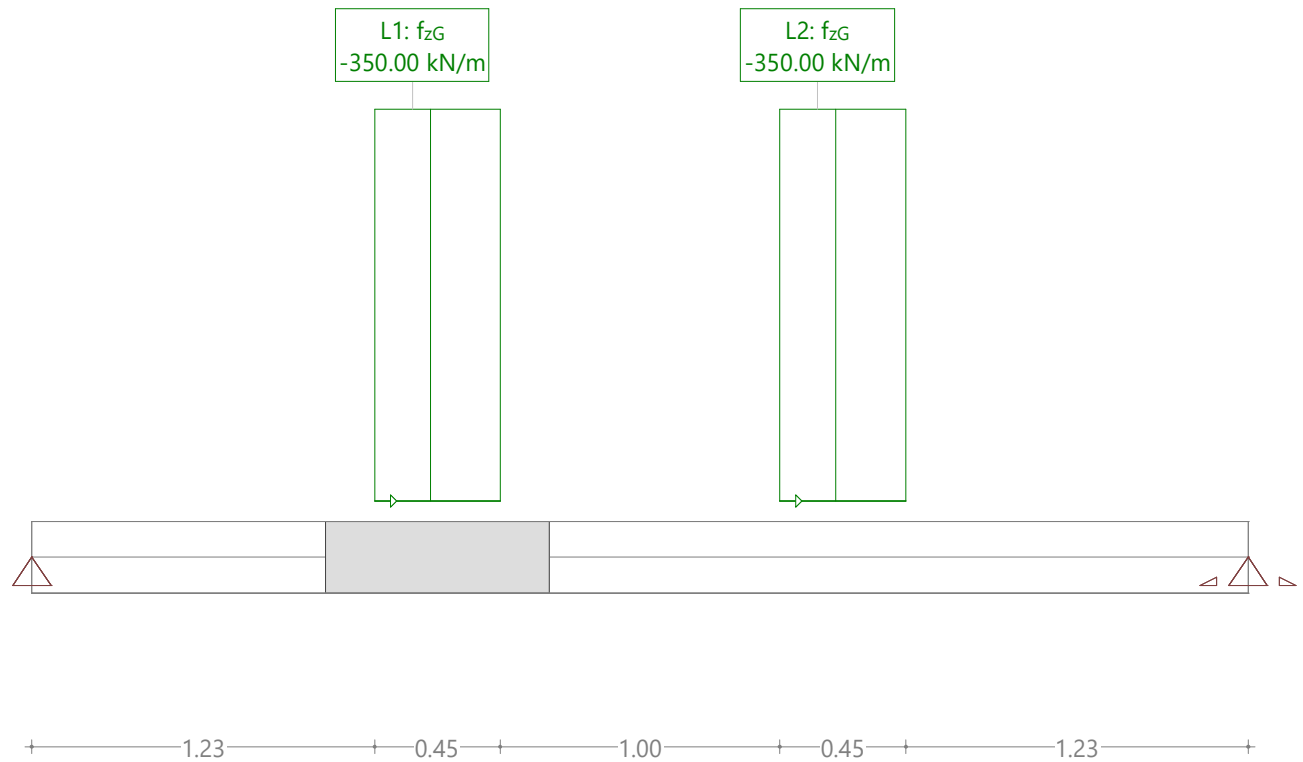
Mstb. 1 :25.6



Nr.:

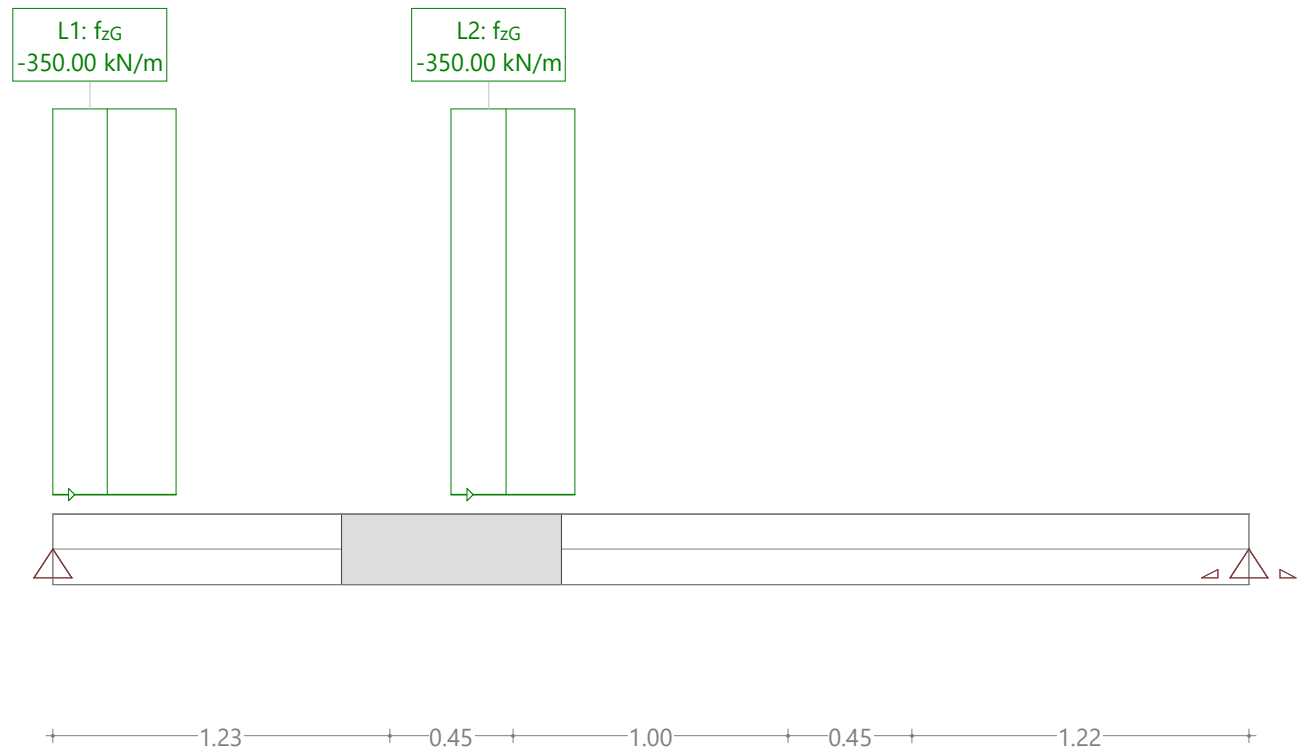
Belastung ELM: Entgleisunglastmodell 1 Moment

Mstb. 1 :27.0



Belastung ELQ: Entgleisunglastmodell 1 Querkraft

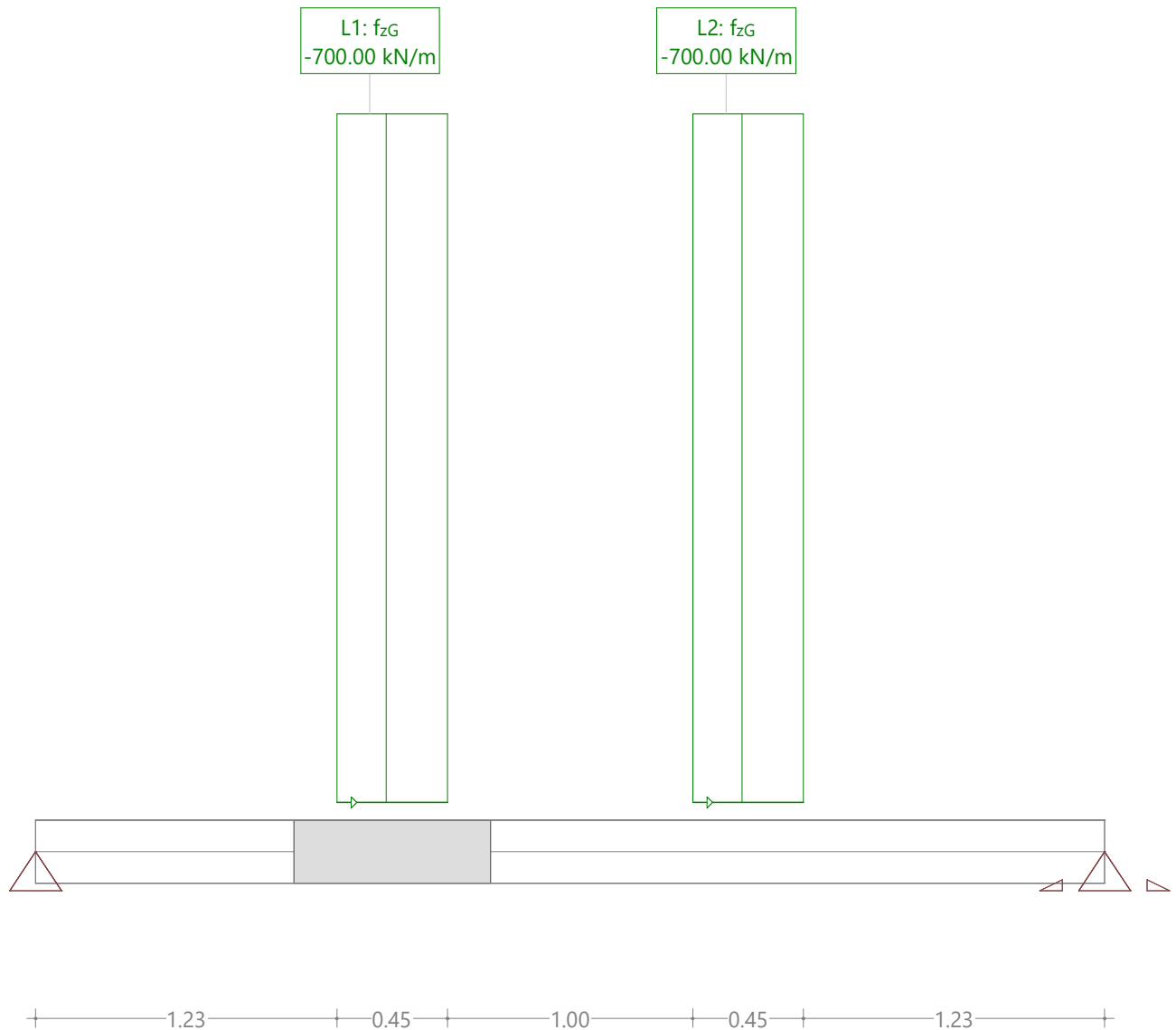
Mstb. 1 :27.5



Nr.:

Belastung ELM2: Entgleisunglastmodell 2 Moment

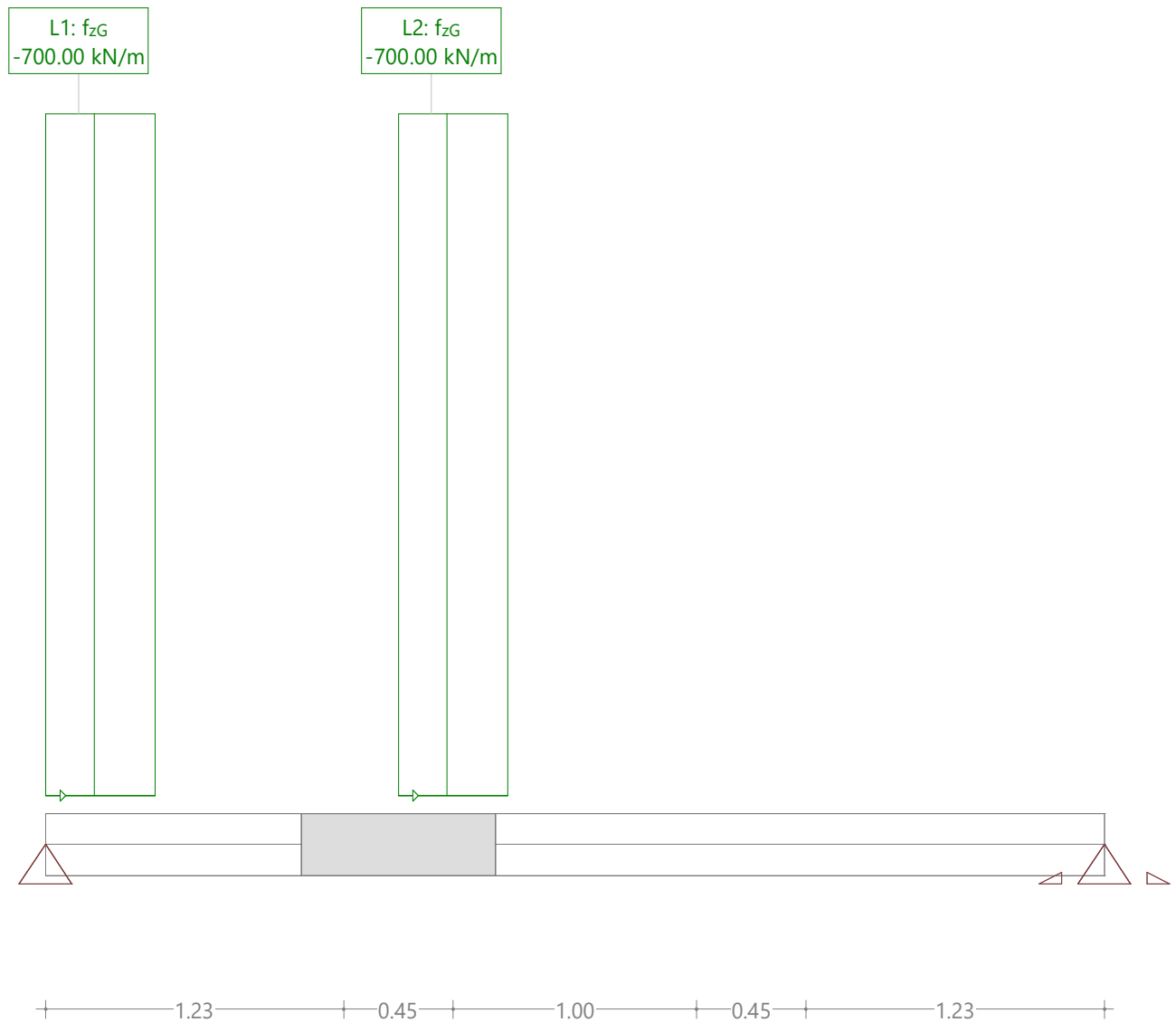
Mstb. 1 : 27.8



Nr.:

Belastung ELQ2: Entgleisunglastmodell 2 Querkraft

Mstb. 1 :28.1



Nr.:

Grenzwertspezifikation: Tragsicherheit

Beschreibung

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

Einwirkungskombinationen

Nr	Einwirkung Name	Fak	1	2	Einwirkungskombinationen
1	Eigenlast	1	1.2	0.9	
2	Auflasten	1	1.2	0.9	
3	Lastmodell 1	1.52	1.45	1.45	

Fak : alle Kombinationswerte werden mit diesem Faktor multipliziert

Belastungsüberlagerungen der Einwirkungen

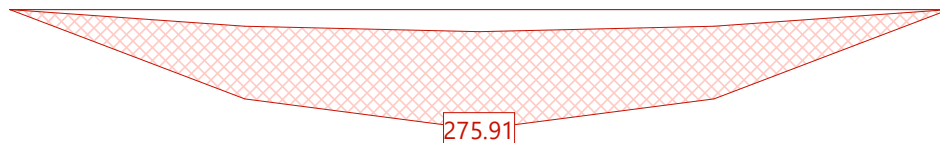
zu Grenzwertspezifikation Tragsicherheit

Einwirkung	Alt	additiv	exklusiv	Belastung	Faktor	Komb.
Eigenlast		ständig		EG Betonplatte	1.000	
		ständig		EG2 I DIL Träger	1.000	
Auflasten		ständig		A1 Schiene	1.000	
		ständig		A2 Schwelle	1.000	
		ständig		A3 Schotter	1.000	
		ständig		A4 Mörtelschicht	1.000	
Lastmodell 1		wo massgebend		Q1 Bahnverkehrslast	1.100	C3_1

Alt : Alternative Überlagerung

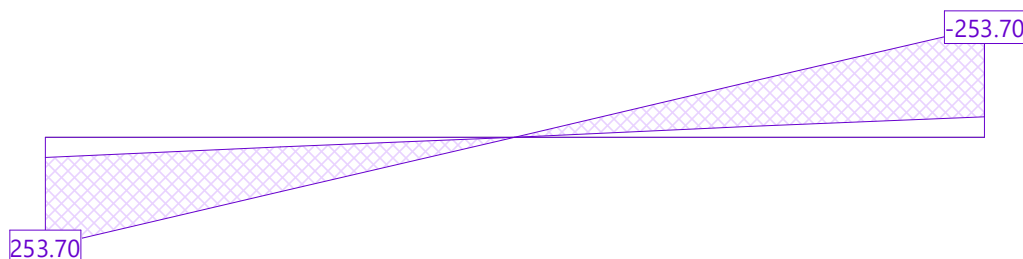
Schnittkraftgrenzwerte M_y [kNm] für: Tragsicherheit

Mstb. 1 :35.0



Schnittkraftgrenzwerte V_z [kN] für: Tragsicherheit

Mstb. 1 :35.0



Grenzwertspezifikation: Dauerfestigkeit

Beschreibung

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

Einwirkungskombinationen

Nr	Einwirkung Name	Fak	1	Einwirkungskombinationen
1	Lastmodell 1	1.26	1	

Fak : alle Kombinationswerte werden mit diesem Faktor multipliziert

Belastungsüberlagerungen der Einwirkungen

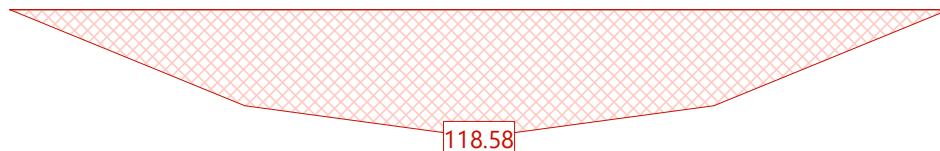
zu Grenzwertspezifikation Dauerfestigkeit

Einwirkung	Alt	additiv	exklusiv	Belastung	Faktor	Komb.
Lastmodell 1		wo massgebend		Q1 Bahnverkehrslast	1.100	C3_1

Alt : Alternative Überlagerung

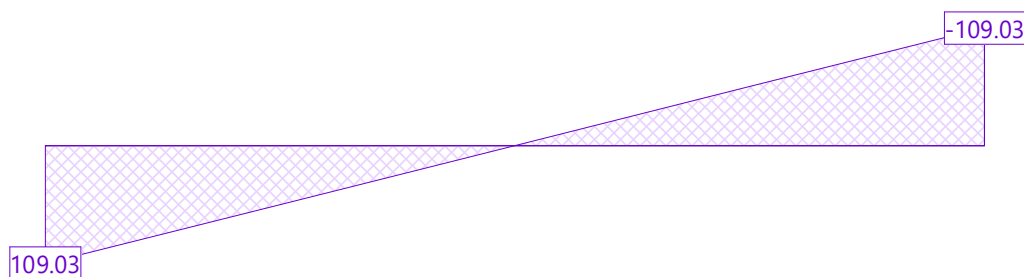
Schnittkraftgrenzwerte M_y [kNm] für: Dauerfestigkeit

Mstb. 1 :35.0



Schnittkraftgrenzwerte V_z [kN] für: Dauerfestigkeit

Mstb. 1 :35.0



Nr.:

Grenzwertspezifikation: Moment-Entgleisung

Beschreibung

Aussergewöhnliche Bemessungssituation: Tragsicherheit Grenzzustand Typ 2 (1B)

Einwirkungskombinationen

Nr	Einwirkung Name	Fak	1	Einwirkungskombinationen
1	Eigenlast	1	1	
2	Auflasten	1	1	
3	aussergewöhnlich	1	1	

Fak : alle Kombinationswerte werden mit diesem Faktor multipliziert

Belastungsüberlagerungen der Einwirkungen

zu Grenzwertspezifikation Moment-Entgleisung

Einwirkung	Alt	additiv	exklusiv	Belastung	Faktor	Komb.
Eigenlast		ständig		EG Betonplatte	1.000	
		ständig		EG2 I DIL Träger	1.000	
Auflasten		ständig		A1 Schiene	1.000	
		ständig		A2 Schwelle	1.000	
		ständig		A3 Schotter	1.000	
		ständig		A4 Mörtelschicht	1.000	
aussergewöhnlich	wo massgebend		entwede	ELM Entgleisunglastmodell 1 Moment	1.000	
			oder	ELQ Entgleisunglastmodell 1 Querkra	1.000	

Alt : Alternative Überlagerung

Grenzwertspezifikation: Querkraft-Entgleisung

Beschreibung

Aussergewöhnliche Bemessungssituation: Tragsicherheit Grenzzustand Typ 2 (1B)

Einwirkungskombinationen

Nr	Einwirkung Name	Fak	1	Einwirkungskombinationen
1	Eigenlast	1	1	
2	Auflasten	1	1	
3	aussergewöhnlich	1	1	

Fak : alle Kombinationswerte werden mit diesem Faktor multipliziert

Belastungsüberlagerungen der Einwirkungen

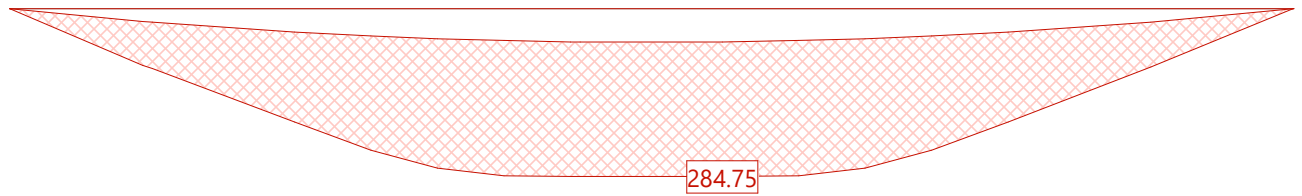
zu Grenzwertspezifikation Querkraft-Entgleisung

Einwirkung	Alt	additiv	exklusiv	Belastung	Faktor	Komb.
Eigenlast		ständig		EG Betonplatte	1.000	
		ständig		EG2 I DIL Träger	1.000	
Auflasten		ständig		A1 Schiene	1.000	
		ständig		A2 Schwelle	1.000	
		ständig		A3 Schotter	1.000	
		ständig		A4 Mörtelschicht	1.000	
aussergewöhnlich	wo massgebend		entwede	ELQ Entgleisunglastmodell 1 Querkra	1.000	
			oder	ELM Entgleisunglastmodell 1 Moment	1.000	

Alt : Alternative Überlagerung

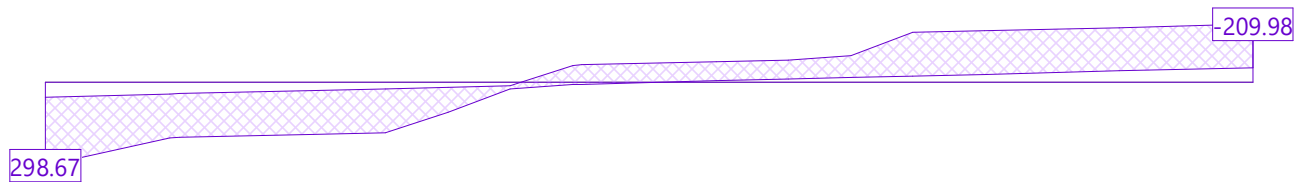
Schnittkraftgrenzwerte M_y [kNm] für: Moment-Entgleisung

Mstb. 1 :25.6



Schnittkraftgrenzwerte V_z [kN] für: Moment-Entgleisung

Mstb. 1 :27.2



Grenzwertspezifikation: Moment-Entgleisung2

Beschreibung

Aussergewöhnliche Bemessungssituation: Tragsicherheit Grenzzustand Typ 2 (1B)

Einwirkungskombinationen

Nr	Einwirkung Name	Fak	1	Einwirkungskombinationen
1	Eigenlast	1	1	
2	Auflasten	1	1	
3	aussergewöhnlich	1	1	

Fak : alle Kombinationswerte werden mit diesem Faktor multipliziert

Belastungsüberlagerungen der Einwirkungen

zu Grenzwertspezifikation Moment-Entgleisung2

Einwirkung	Alt	additiv	exklusiv	Belastung	Faktor	Komb.
Eigenlast		ständig		EG Betonplatte	1.000	
		ständig		EG2 I DIL Träger	1.000	
Auflasten		ständig		A1 Schiene	1.000	
		ständig		A2 Schwelle	1.000	
		ständig		A3 Schotter	1.000	
		ständig		A4 Mörtelschicht	1.000	
aussergewöhnlich	wo massgebend		entwede	ELM2 Entgleisunglastmodell 2 Moment	1.000	
			oder	ELQ2 Entgleisunglastmodell 2 Querkr	1.000	

Alt : Alternative Überlagerung

Grenzwertspezifikation: Querkraft-Entgleisung2

Beschreibung

Aussergewöhnliche Bemessungssituation: Tragsicherheit Grenzzustand Typ 2 (1B)

Einwirkungskombinationen

Nr	Einwirkung Name	Fak	1	Einwirkungskombinationen
1	Eigenlast	1	1	
2	Auflasten	1	1	
3	aussergewöhnlich	1	1	

Fak : alle Kombinationswerte werden mit diesem Faktor multipliziert

Belastungsüberlagerungen der Einwirkungen

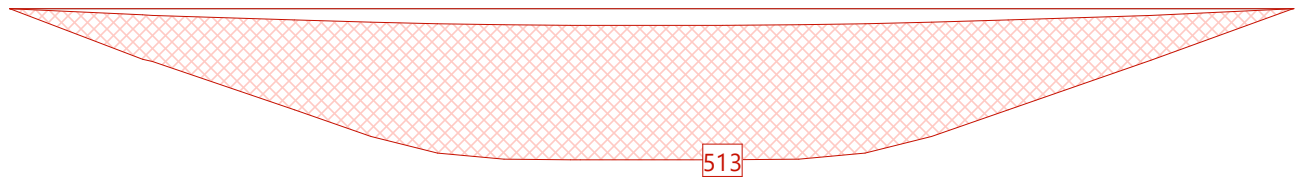
zu Grenzwertspezifikation Querkraft-Entgleisung2

Einwirkung	Alt	additiv	exklusiv	Belastung	Faktor	Komb.
Eigenlast		ständig		EG Betonplatte	1.000	
		ständig		EG2 I DIL Träger	1.000	
Auflasten		ständig		A1 Schiene	1.000	
		ständig		A2 Schwelle	1.000	
		ständig		A3 Schotter	1.000	
		ständig		A4 Mörtelschicht	1.000	
aussergewöhnlich	wo massgebend		entwede	ELM2 Entgleisunglastmodell 2 Moment	1.000	
			oder	ELQ2 Entgleisunglastmodell 2 Querkr	1.000	

Alt : Alternative Überlagerung

Schnittkraftgrenzwerte M_y [kNm] für: Moment-Entgleisung2

Mstb. 1 :25.6



Schnittkraftgrenzwerte V_z [kN] für: Querkraft-Entgleisung2

Mstb. 1 :26.5

