



Erneuerung Waldenburgerbahn Los 6.1 : Haltestelle Hirschlang (exkl.) bis Haltestelle Winkelweg (inkl.)

Auflageprojekt

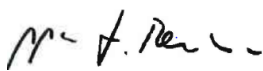
Statische Berechnung

Steg Veloroute ca. bei km 10.340
Wanderweg über die Vordere Frenke

Version 2.0 | 12. April 2019

Projektverfasser
IG Lampenstein

Bauherrschaft
BLT Baselland Transport AG



Lucas Rentsch



Thomas Müller



Reto Rotzler



Peter Baumann

Impressum

Auftragsnummer 9670

Auftraggeber BLT Baselland Transport AG

Datum 12. April 2019

Version 2.0

Autor(en) Ari Said

Freigabe Lucas Rentsch / David Häner

Verteiler

Datei K:\9000\9670_MTh_BLT_WBZU_Los6\P500_Projektierung\P540_Bau_und
Auflageprojekt\Statik\Steg_Hirschlang\Interne Berichte\SB_Steg_Hirschlang_20190412.mU.docx

Seitenanzahl 97

Copyright

Inhalt

Änderungsverzeichnis	v
1 Allgemein	1
1.1 Einleitung	1
1.2 Objektbeschreibung	1
1.3 Bestand der vorliegenden statischen Berechnung	1
1.4 Objektskizzen, Übersichtsplan	2
2 Baugrund- und Tragwerksmodell	4
2.1 Baugrundmodell	4
2.2 Grundwasser	4
2.3 Hinterfüllung	4
3 Baustoffe	5
4 Einwirkungen	5
4.1 Ständige Einwirkungen	5
4.1.1 Eigenlast	5
4.1.2 Auflast	5
4.1.3 Erddruck infolge Bodeneigenlast	5
4.2 Veränderliche Einwirkungen	9
4.2.1 Nicht motorisierter Verkehr	9
4.2.2 Erddruck infolge der veränderlichen Lasten	9
4.2.3 Temperatur	12
4.2.4 Wind	14
4.2.5 Abschränkungen	16
4.3 Aussergewöhnliche Einwirkungen	17
4.3.1 Erdbeben	17
4.3.2 Verkehrslast	18
5 Vorbemerkungen zur statischen Berechnung	19
5.1 Allgemein, statisches System	19
5.2 Lastkombinationen	20
5.3 Ablesung der Schnittkräfte und Lastkombinationen	23
5.3.1 Nachweis Gebrauchstauglichkeit	25
5.3.2 Schwingungen	25
6 Tragsicherheits- und Gebrauchstauglichkeitsnachweis	26
6.1 Tragsicherheitsnachweis Brückenplatte	26

6.1.1	Massgebende Schnittkräfte Brückenplatte	26
6.1.2	Erforderliche Bewehrung aus dem AxisVM	28
6.1.3	Bemessung Biegung und Querkraft	34
6.2	Gebrauchstauglichkeitsnachweis Brückenplatte	36
6.2.1	Begrenzung der Rissbreiten	36
6.2.2	Rissbreiten Quasi-ständige Lastfälle	38
6.2.3	Rissbreiten Häufiger Lastfall	43
6.2.4	Begrenzung der Durchbiegung	48
6.2.5	Gewählte Bewehrung für die Brückenplatte	57
6.3	Tragsicherheitsnachweis Widerlagerwände	58
6.3.1	Massgebende Schnittkräfte Widerlagerwände	58
6.3.2	Erforderliche Bewehrung aus dem AxisVM	61
6.3.3	Bemessung Biegung	63
6.3.4	Querkraftnachweis	67
6.3.5	Gewählte Bewehrung für die Widerlagerwände	70
6.4	Tragsicherheitsnachweis Fundament	71
6.4.1	Massgebende Schnittkräfte Fundament	71
6.4.2	Bemessung Biegung	73
6.4.3	Querkraftnachweis	74
6.4.4	Gewählte Bewehrung für die Fundamente	76
6.4.5	Schwingungen	76
6.5	Bewehrungsskizzen	77
7	Geotechnische Nachweise	80
7.1	Aufschwimmen	80
7.2	Grundbruch	80
7.2.1	Nachweis im Programm DC Fundament	81
8	Anhang	89
8.1	Anhang A – Ergänzung statische Berechnung – zusätzliche Auflast	89

Abbildung 1 Situation Velo- und Fussgängerweg Hirschlang bei ca. km 10.340.....	2
Abbildung 2 Skizze Schnitt 1-1 durch die Brückenachse. Siehe Abbildung 1	3
Abbildung 3 Skizze Schnitt 2-2 senkrecht zur Brückenachse. Siehe Abbildung 1.....	3
Abbildung 4 Ausschnitt aus Axis Modell	3
Abbildung 5 Erddruck infolge Bodeneigenlast	5
Abbildung 6 Lastfall Hochwasser bis UK Brückenplatte	6
Abbildung 7 Vergleich Lastfall Hochwasser Lastfall GWS unter UK Bodenplatte	7
Abbildung 8 Lastfall Hochwasser bis UK Brückenplatte mit Anteil Verdichtungsdruck.....	8
Abbildung 9 Lastmodelle 1	9
Abbildung 10 Einwirkung Normalspurbahnverkehr	10
Abbildung 11 Bahnverkehrslasten und Schlingerkraft	12
Abbildung 12 Temperaturänderung über den Querschnitt	12
Abbildung 13 Lastfall „oben kalt“ ist für die Bemessung der Brückenplatte massgebend.....	13
Abbildung 14 Lastfall „oben kalt“ ist für die Bemessung der Brückenplatte massgebend.....	13
Abbildung 15 Ersatzkräfte Erdbeben	18
Abbildung 16 Lastverteilung der Verkehrslast in der Platte (Plattenquerschnitt)	18
Abbildung 17 Massgebende Laststellungen des Fahrzeuges von 75 kN (Achslast 37.5 kN)	19
Abbildung 18 Statisches System Fussgängerbrücke	20
Abbildung 19 Lastgruppen der Einwirkungen, Ausschnitt aus Axis.....	21
Abbildung 20 Darstellung der Gesamteinwirkung	22
Abbildung 21 Abmessungen des Bauwerkes aus Axis Modell.....	23
Abbildung 22 Schnittkräfte, massgebend max. $mxBw$	23
Abbildung 23 Schnittkräfte, massgebend min. $mxBw$	24
Abbildung 24 Nachweisschnitte für die Biegung und Querkraft.	25
Abbildung 25 Schnittkräfte LK1 der Brückenplatte aus Diagramm-Axis Modell	26
Abbildung 26 Schnittkräfte LK2 der Brückenplatte aus Diagramm-Axis Modell	27
Abbildung 27 Erf.axo-Brückenplatte aus Axis.....	29
Abbildung 28 Erf. axu-Brückenplatte aus Axis.....	31
Abbildung 29 Erf. ayo-Brückenplatte aus Axis.....	32
Abbildung 30 Erf. ayu-Brückenplatte aus Axis.....	33
Abbildung 31 Massgebende Schnittkräfte $mxBw$ und $nxBw$ infolge quasi-ständiger Lastfall.....	38
Abbildung 32 $mxBw$ und $nxBw$ –max quasi-ständiger Lastfall	39
Abbildung 33 $mxBw$ und $nxBw$ –max Häufiger Lastfall.....	43
Abbildung 34 $mxBw$ und $nxBw$ –min Häufiger Lastfall.....	44
Abbildung 35 Durchbiegung im ungerissenen Zustand infolge quasi-ständiger Lastfälle	48
Abbildung 36 Durchbiegung im ungerissenen Zustand infolge Häufige Lastfälle	52
Abbildung 37 Durchbiegung im ungerissenen Zustand infolge des ständigen Anteils der Häufigen Lastfälle	53
Abbildung 38 Durchbiegung im ungerissenen Zustand infolge des veränderlichen Anteils der Häufigen Lastfälle	53
Abbildung 39 Massgebende max, $mxBw+$ und min, $mxBw$ Wandwiderlager	58
Abbildung 40 Massgebende min, vxz und max, vxz Wandwiderlager.....	59
Abbildung 41 Massgebende min, $nxBw$ Wandwiderlager	60
Abbildung 42 Erf. axo Wandwiderlager aus Axis	61
Abbildung 43 Erf. axu Wandwiderlager aus Axis	61
Abbildung 44 Erf. ayo, Wandwiderlager aus Axis	62
Abbildung 45 Erf. ayu, Wandwiderlager aus Axis	62
Abbildung 46 Massgebende Min, $mxBw$, Fundament.....	71
Abbildung 47 Massgebende Max, $mxBw$, Fundament.....	71
Abbildung 48 Massgebende Max, vxz , Fundament	71
Abbildung 49 Massgebende Min, vxz , Fundament	72
Abbildung 50 Massgebende Min, $nxBw$, Fundament.....	72
Abbildung 51 Massgebende Max, $nxBw$, Fundament.....	72
Abbildung 52 Grundriss Brückenplatte Längs- und Querbewehrung	77
Abbildung 53 Ansicht Wandwiderlager, Längs- und Querbewehrung in den Widerlagerwänden	78

Abbildung 54 Anschlusseisen, Längs- und Querbewehrung in den Fundamenten	79
Abbildung 55 Berücksichtigte Schnittkräfte im Programm DC	80

Tabelle 1 Massgebende Schnittkräfte	24
Tabelle 2 Lastkombinationen der massgebenden Schnittkräfte.....	24
Tabelle 3 Massgebende Schnittkräfte der Brückenplatte.....	28
Tabelle 4 Lastkombinationen der massgebenden Schnittkräfte.....	28
Tabelle 5 Erf. Bewehrung Brückenplatte aus Axis	28
Tabelle 6 Massgebende Schnittkräfte $m_x B_w$ und $n_x B_w^-$ infolge quasi-ständiger Lastfall	38
Tabelle 7 Lastkombination der massgebende Schnittkräfte infolge quasi-ständiger Lastfall	38
Tabelle 8 Massgebende Schnittkräfte $m_x B_w$ und $n_x B_w^+$ infolge quasi-ständiger Lastfall.....	39
Tabelle 9 Lastkombination der massgebende Schnittkräfte $m_x B_w$ und $n_x B_w^+$ infolge quasi-ständiger Lastfall.....	39
Tabelle 10 Massgebende Schnittkräfte Wandwiderlager	60
Tabelle 11 Lastkombination der massgebenden Schnitte.....	60
Tabelle 12 Massgebende Schnittkräfte des Fundamentes	73
Tabelle 13 Lastkombination der massgebenden Schnittkräfte des Fundamentes	73
Tabelle 14 Ausschnitt aus der SIA 260-Tabelle 10	76

Änderungsverzeichnis

REV.	ÄNDERUNG	URHEBER	DATUM	BEMERKUNG
1.0	Erstellung NV Stufe Bau- und Auflageprojekt	IGLS	26.10.2018	
	Bereinigung nach Prüfung PI	IGLS	27.02.2019	Ergänzung GA
2.0	Bereinigung nach Vernehmlassung BLT	IGLS	12.04.219	

1 Allgemein

1.1 Einleitung

Im Rahmen des Erneuerungsprojektes der BLT-Linie 19 „Waldenburgerbahn“ (WB) wird die Bahnstrecke von 750 mm Spurweite auf 1000 mm Spurweite ausgebaut und die Trassierung angepasst. Zwischen km 10.345 und km 11.580 verläuft das angepasste Bahntrasse entlang der Vorderen Frenke. Im Zuge der Erneuerung der WB wird die Vordere Frenke auf einen Hochwasserschutz (HWS) HQ100 ausgebaut.

Diese Massnahme sieht die Sicherung der Uferböschungen mit den neuen Stützmauern vor. Ausserdem wird die Vordere Frenke mit 4 neuen Velo- und Fussgängerstegen und einer Strassenbrücke überspannt.

Das vorliegende Dokument befasst sich mit der Bemessung des Velo- und Fussgängersteges Hirschlang ca. bei km 10.340 für die Stufe Auflage- und Bauprojekt.

1.2 Objektbeschreibung

Das geplante Bauwerk Rahmenkonstruktion wird ausgebildet wie in der Abbildung 1, Abbildung 2 und Abbildung 3 dargestellt. Diese Rahmenkonstruktion wird mittels Streifenfundamenten flachfundiert.

Die Unterkante der Foundation liegt ca. bei 458.14 m ü. M. und die Unterkante der Brückenplatte wurde im Projekt mit 463.00 m ü. M. festgelegt. Der Achsabstand zwischen den Stützmauern resp. Widerlagerwänden beträgt ca. 14.8 m.

Es ist eine setzungsfreie Hinterfüllung zur Verhinderung der Setzungen im Bereich der Rahmen vorgesehen.

1.3 Bestand der vorliegenden statischen Berechnung

Die vorliegende statische Berechnung gilt ausschliesslich für die Bemessung des Velo- und Fussgängersteges Hirschlang ca. bei km 10.340 im Endzustand.

Die statisch relevanten Bauzustände werden in der Ausführungsphase überprüft.

[illegible]

Abbildung 1 Situation Velo- und Fussgängerweg Hirschlang bei ca. km 10.340

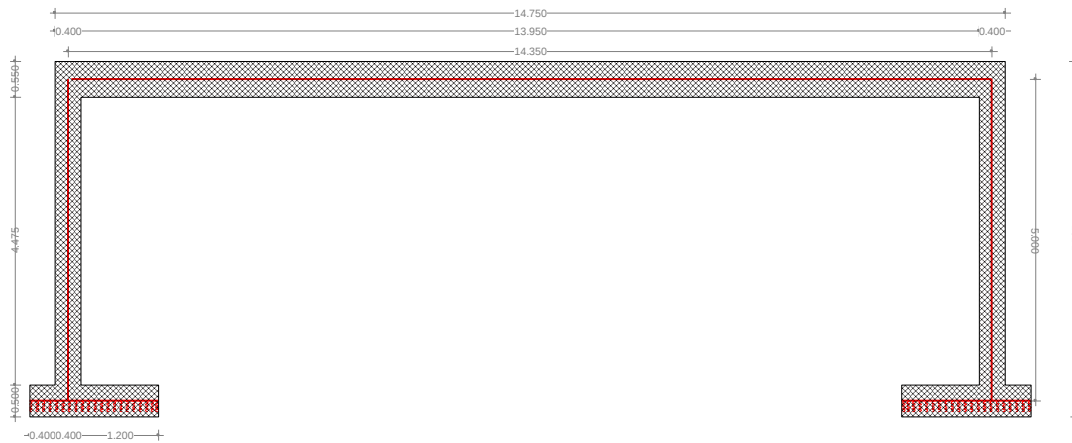


Abbildung 2 Skizze Schnitt 1-1 durch die Brückenachse. Siehe Abbildung 1

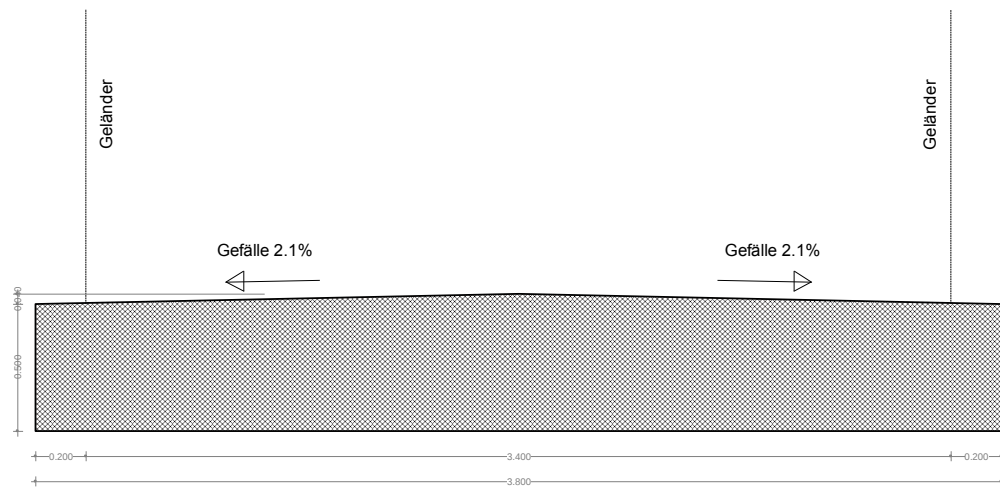


Abbildung 3 Skizze Schnitt 2-2 senkrecht zur Brückenachse. Siehe Abbildung 1

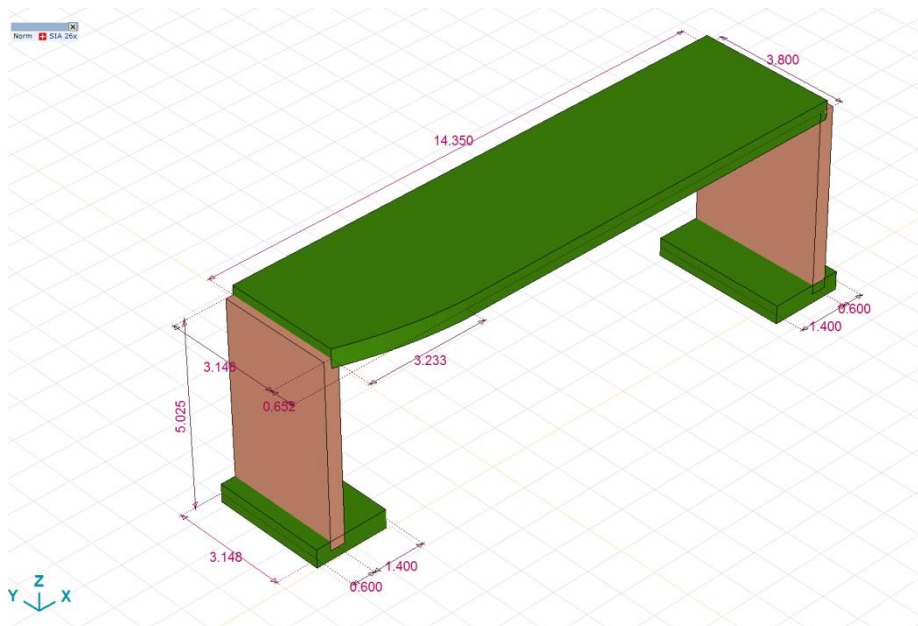


Abbildung 4 Ausschnitt aus Axis Modell

2 Baugrund- und Tragwerksmodell

2.1 Baugrundmodell

Mischschotter (mitteldicht): Kohäsion $c'_k = 0 \frac{kN}{m^2}$
Reibungswinkel $\varphi'_k = 34^\circ$
Raumgewicht $\gamma'_k = 21 \frac{kN}{m^3}$
Zusammendruckmodul $M_{Ek} = 40 \frac{MN}{m^2}$

Mischschotter (dicht): Kohäsion $c'_k = 2 \frac{kN}{m^2}$
Reibungswinkel $\varphi'_k = 36^\circ$
Raumgewicht $\gamma'_k = 21.5 \frac{kN}{m^3}$
Zusammendruckmodul $M_{Ek} = 75 \frac{MN}{m^2}$

Obere Süsswassermolasse:

Kohäsion $c'_k = 35 \frac{kN}{m^2}$
Reibungswinkel $\varphi'_k = 26^\circ$
Raumgewicht $\gamma'_k = 22 \frac{kN}{m^3}$
Zusammendruckmodul $M_{Ek} = 150 \frac{MN}{m^2}$
Mantelreibung $\tau_m = 212 \frac{kN}{m^2}$
Spitzenwiderstand $\sigma_s = 3.875 \frac{MN}{m^2}$

2.2 Grundwasser

Wasserdruck: $w_k = 10 \frac{kN}{m^2}$

Gemäss dem geologischen Bericht liegt der Grundwasserspiegel im Normalfall deutlich tiefer als die neue Bachsohle. Es ist davon auszugehen, dass der Grundwasserspiegel bis ca. 463 m ü. M. (HW₁₀₀) ansteigt. Aus diesem Grund werden in der statischen Berechnung die zwei massgebenden Grundwasserstände betrachtet:

- GWS liegt tiefer als UK Fundament
- GWS liegt ca. bei 463 m ü. M. (bei UK Brückenplatte)

2.3 Hinterfüllung

Angenommene Kennwerte für Hinterfüllung

Kohäsion $c'_k = 0 \frac{kN}{m^2}$
Reibungswinkel $\varphi'_k = 33^\circ$

3 Baustoffe

Brückenplatte, Widerlagerwände, Foundation:

Beton C30/37 NPK F, $c_{nom}=55$ mm

Bewehrung B500B

4 Einwirkungen

4.1 Ständige Einwirkungen

4.1.1 Eigenlast

Die Eigenlast der Konstruktion wird im Berechnungsprogramm automatisch ermittelt.

Raumlast Stahlbeton $\gamma_k=25$ kN/m³

4.1.2 Auflast

Geländer (Annahme) $g_k=1.6$ kN/m

4.1.3 Erddruck infolge Bodeneigenlast

Erddruckansatz Tragsicherheit, Gebrauchstauglichkeit: Erdruhedruck. In den folgenden Lastfällen werden massgebende Einwirkungs-Erddrücke infolge Bodeneigenlasten ermittelt.

– Lastfall GWS tiefer als UK Fundament:

- Verdichtungserddruck beträgt $e_{0k-verdichtung} = 25 \frac{kN}{m^2}$ wird

- Erdruhedruck

Tiefe unter GOK $e_{0k} = K_0 \cdot \gamma_{Boden} \cdot \Delta z$

Z0 = 0.000 m $e_{0k} = 0 \frac{kN}{m^2}$

Z1 = 0.275 m $e_{0k} = 0.455 \cdot 21 \frac{kN}{m^3} \cdot 0.275 m = 2.62 \frac{kN}{m^2}$

Z2 = 2.670 m $e_{0k} = 0.455 \cdot 21 \frac{kN}{m^3} \cdot 2.670 m = 25.52 \frac{kN}{m^2}$

Z3 = 5.025 m $e_{0k} = 0.455 \cdot 21 \frac{kN}{m^3} \cdot 5.025 m = 48.00 \frac{kN}{m^2}$

- Erdauflast auf dem Fundament

Aussen $G_{Ek} = 21 \frac{kN}{m^3} \cdot 5.05m = 106.05 \frac{kN}{m^2}$

Innen $G_{Ek} = 21 \frac{kN}{m^3} \cdot 1.02m = 21.42 \frac{kN}{m^2}$



Abbildung 5 Erddruck infolge Bodeneigenlast

- Lastfall Hochwasser bis UK Brückenplatte (ca. bei 463.00 m ü. M.)

Hochwasser im Bach nimmt schneller ab als ausserhalb des Bachbetts, daher wurde nur der massgebende Lastfall Wasserdruck aussen berücksichtigt.

- Erdruchedruck

$$e_{0k} = K_0 \cdot \gamma'_{Boden} \cdot \Delta z$$

$$e_{0k} = \gamma_W \cdot \Delta z$$

$$Z1 = 0.000 \text{ m} \quad e_{0k} = 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Z1 = 0.275 \text{ m} \quad e_{0k} = (0.455 \cdot 11 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0.275 \text{ m}) + (10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 0.275 \text{ m}) = 4.12 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Z2 = 1.670 \text{ m} \quad e_{0k} = (0.455 \cdot 11 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.670 \text{ m}) + (10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.670 \text{ m}) = 25.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Z3 = 5.025 \text{ m} \quad e_{0k} = (0.455 \cdot 11 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 5.025 \text{ m}) + (10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 5.025 \text{ m}) = 75.40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- Erdauflast auf dem Fundament

$$\text{Aussen} \quad G_{Ek} = 21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 5.05 \text{ m} = 106.05 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Innen} \quad G_{Ek} = 21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.02 \text{ m} = 21.42 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- Wasserauflast auf dem Fundament

$$G_{Ek} = 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 5.05 \text{ m} = 50.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- Auftriebskraft

Auftriebskraft wird für den Lastfall HWS liegt ca. bei UK Brückenplatte überprüft

$$w_k = 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 5.55 \text{ m} = 55.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

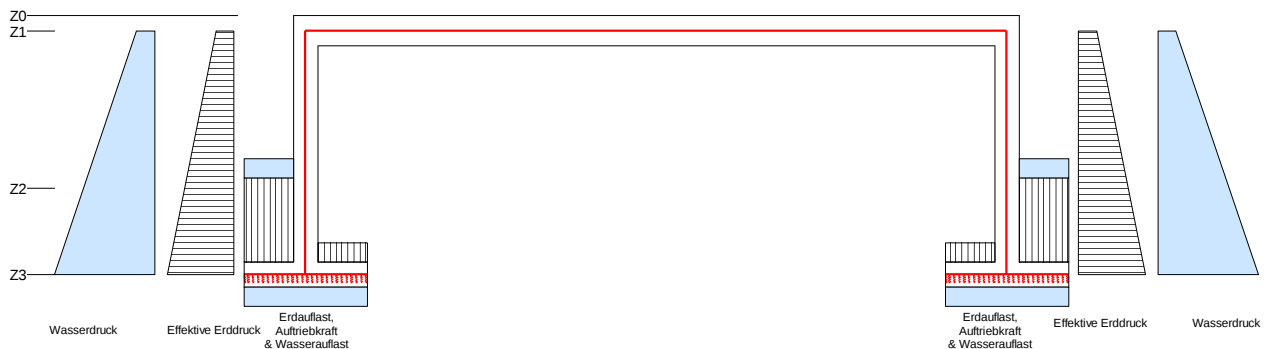


Abbildung 6 Lastfall Hochwasser bis UK Brückenplatte

- Lastfall Hochwasser bis UK Brückenplatte (ca. bei 463.00 m ü. M.) mit Anteil Verdichtungsdruck

Annahmen Erdruhedruck und Wasserdruck:

Im Lastfall Hochwasser ist ersichtlich, dass der effektive Erddruck und Wasserdruck ab Z2 grösser als 25 kN/m² sind, daher wird aus den zwei Lastfällen (Lastfall Hochwasser und Lastfall GWS unter Unterkante Bodenplatte) ein massgebender Lastfall erzeugt. Dieser Lastfall ist Hochwasser mit Verdichtungserddruck ergänzt. Verdichtungserddruck ersetzt den Erddruck und Wasserdruck bis Z2, ab Z2 wirkt der effektive Erddruck und Wasserdruck, die beiden Einwirkungen ab Z2 sind grösser als 25 kN/m². In der Abbildung 7 ist die grafische Darstellung des massgebenden Lastfalls ersichtlich. Für die weitere Berechnung wird der Lastfall Hochwasser mit Verdichtungsdruck berücksichtigt.

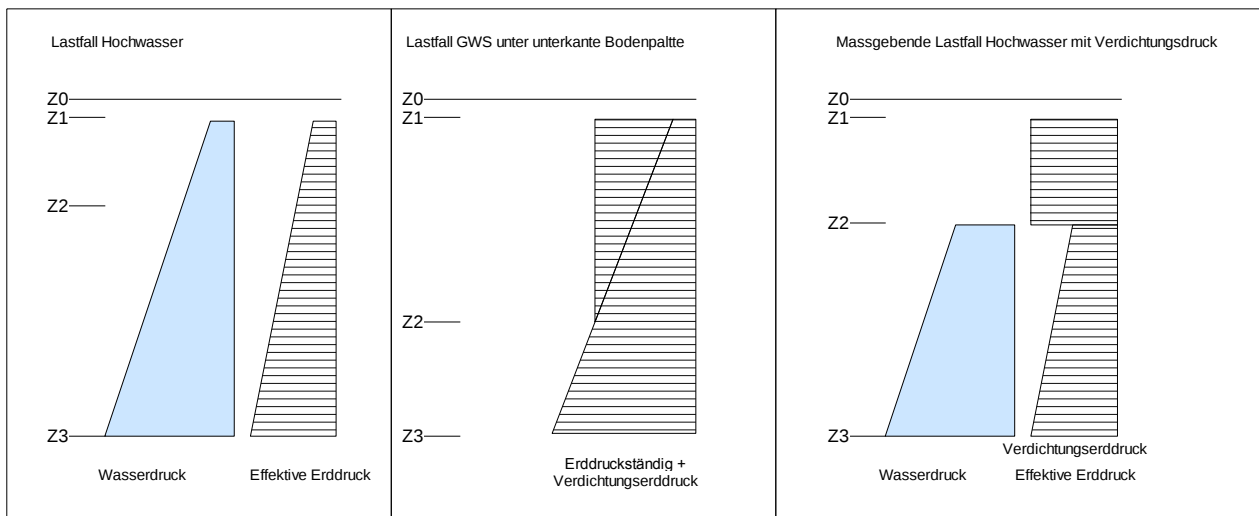


Abbildung 7 Vergleich Lastfall Hochwasser Lastfall GWS unter UK Bodenplatte

Für die weitere Berechnung wird Lastfall Hochwasser mit Verdichtungsdruck berücksichtigt

- Wasserdruck, Erdruhedruck und ein Anteil von Verdichtungsdruck

$$e_{0k} = K_0 \cdot \gamma'_{Boden} \cdot \Delta z$$

$$e_{0k} = \gamma_w \cdot \Delta z$$

$$Z0 = 0.000 \text{ m} \quad e_{0k} = 0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Z1 = 0.275 \text{ m} \quad e_{0k} = 25.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 25.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Z2 = 1.670 \text{ m} \quad e_{0k} = \left(0.455 \cdot 11 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.67 \text{ m}\right) + \left(10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.67 \text{ m}\right) = 25.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$Z3 = 5.025 \text{ m} \quad e_{0k} = \left(0.455 \cdot 11 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 5.025 \text{ m}\right) + \left(10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 5.025 \text{ m}\right) = 75.40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- Erdauflast auf dem Fundament

$$\text{Aussen} \quad G_{Ek} = 21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 5.05 \text{ m} = 106.05 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Innen} \quad G_{Ek} = 21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 1.02 \text{ m} = 21.42 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- Wasserauflast auf dem Fundament

$$G_{Ek} = 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \cdot 5.05 \text{ m} = 50.5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

▪ Auftriebskraft

Auftriebskraft wird für den Lastfall HWS liegt ca. bei UK Brückenplatte überprüft

$$w_k = 10 \frac{kN}{m^3} \cdot 5.55m = 55.50 \frac{kN}{m^2}$$

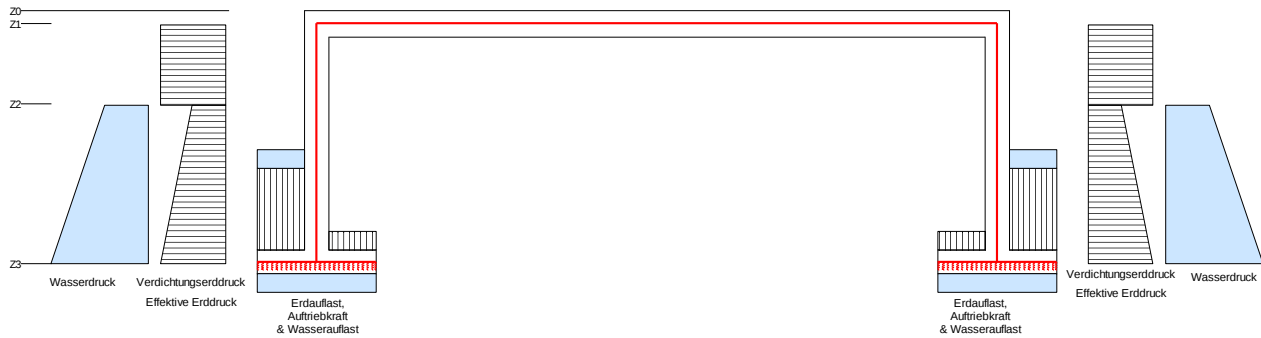


Abbildung 8 Lastfall Hochwasser bis UK Brückenplatte mit Anteil Verdichtungsdruck

4.2 Veränderliche Einwirkungen

4.2.1 Nicht motorisierter Verkehr

Lastmodell 1

- Vertikale Einwirkung $q_{Ek} = 4.0 \frac{kN}{m^2}$ SIA 261.9.2.6
- Horizontale Einwirkung $q_{Ek\ hor} = 10\% \cdot 4.0 \frac{kN}{m^2} = 0.40 \frac{kN}{m^2}$ SIA 261.9.2.6

Lastmodell 2¹

$$Q_{Ek} = 10.0\ kN$$

$$q_{Ek} = \frac{10.0\ kN}{0.60\ m \cdot 0.60\ m} = 27.80 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Nicht massgebend}$$

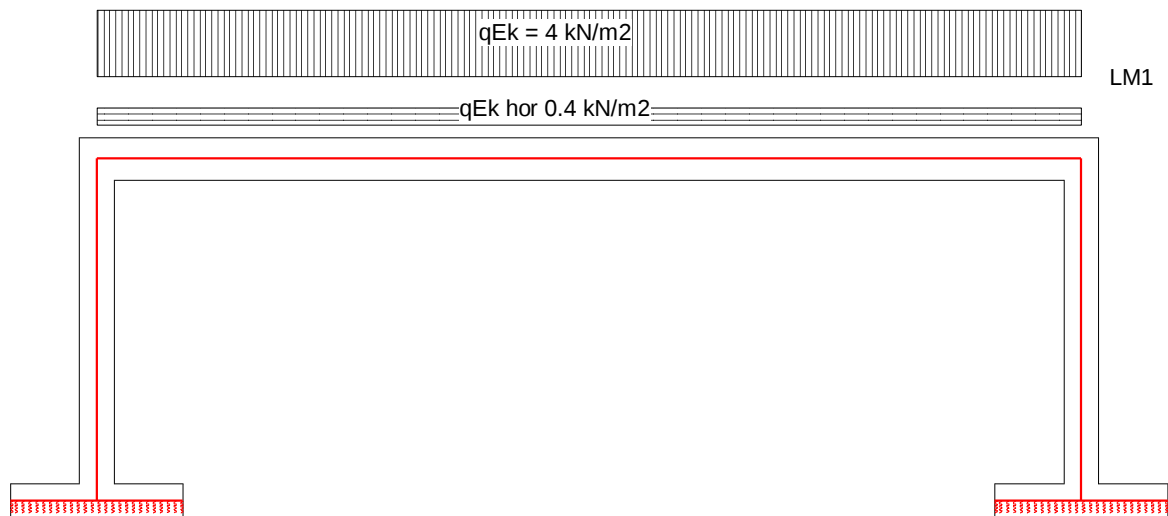


Abbildung 9 Lastmodelle 1

4.2.2 Erddruck infolge der veränderlichen Lasten

Die Einwirkungen aus dem Baugrund infolge Normalspurbahnverkehr (Bahnverkehrslasten und Schlingerkraft) sind grafisch in der Abbildung 10 und Abbildung 11 dargestellt

– Normalspurbahnverkehrslast²

$$Q_{Ek} = 250\ kN$$

$$a = 1.6\ m$$

$$\alpha = 1.33$$

$$\phi = 1.0$$

$$b = 3\ m$$

SIA 261 Ziff.11.2.14

SIA 261 Ziff.11.2.1

$$qk = \frac{Q_{Ek}}{a \cdot b} \cdot \phi \cdot \alpha = \frac{250\ kN}{1.6\ m \cdot 3\ m} \cdot 1 \cdot 1.33 = 69.2\ kN/m^2$$

$$Ka = 0.44$$

¹ Es wurde mit 27.80kN/m² überprüft. Es ist nicht massgebend gegenüber LM1, demzufolge wird in der statischen Berechnung nicht berücksichtigt.

² Auf der sicheren Seite liegend wurde in der Statik der Normalspurbahnverkehr berücksichtigt anstelle des Schmalspurbahnverkehrs.

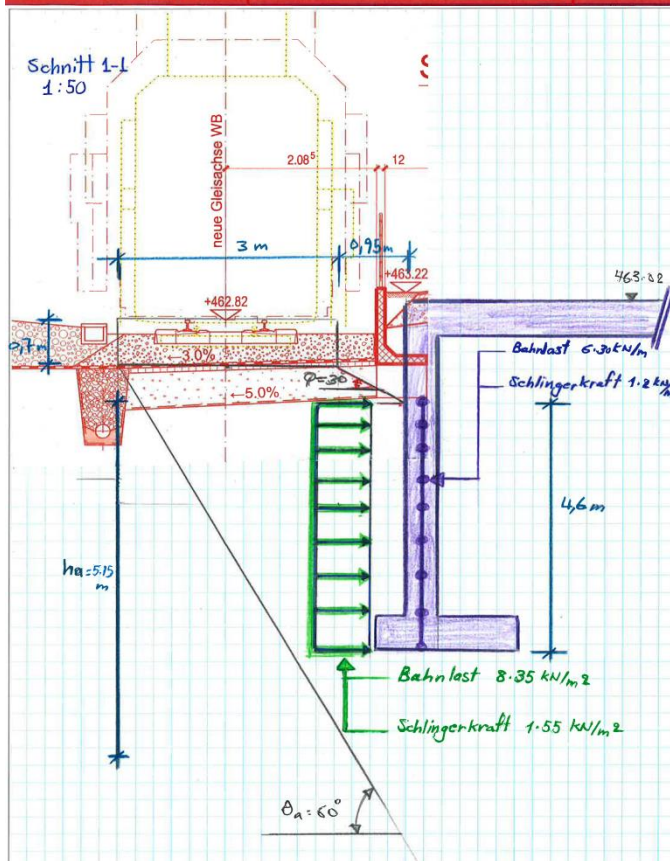


Abbildung 11 Bahnverkehrslasten und Schlingerkraft

4.2.3 Temperatur

Die Temperatureinwirkungen wurden gemäss SIA 261 Kapitel 7 und PB wie folgt berücksichtigt:

Brückenplatte

- Gleichmässige Temperaturänderungen Spannbeton: SIA 261 Fig. 7
 $\Delta T_{1k} = \pm 20^\circ\text{C}$

- Linearer Anteil der Temperaturänderung ($h \leq 1.0 \text{ m}$): SIA 261 Tab. 7
 oben warm $\Delta T_{2k} = +12^\circ\text{C}$
 oben kalt $\Delta T_{2k} = -4^\circ\text{C}$
 $T_1 = 10$

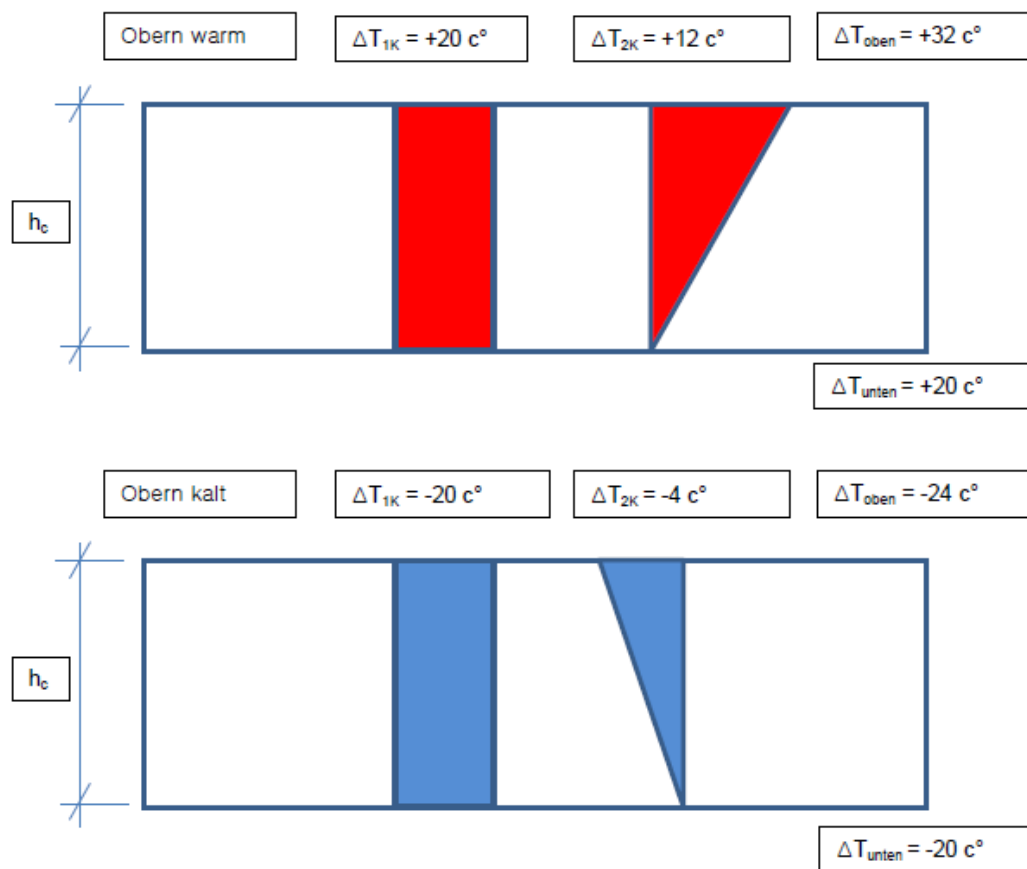


Abbildung 12 Temperaturänderung über den Querschnitt

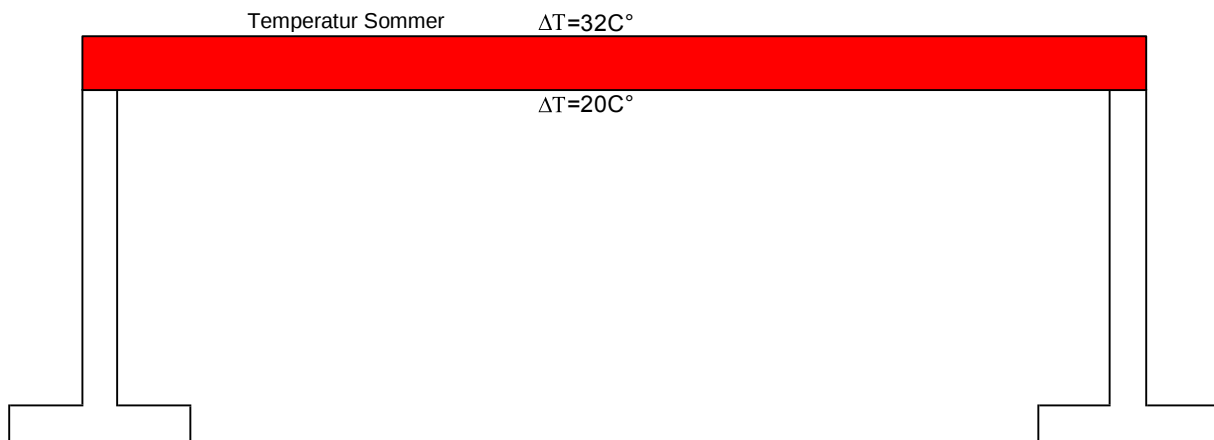


Abbildung 13 Lastfall „oben kalt“ ist für die Bemessung der Brückenplatte massgebend.

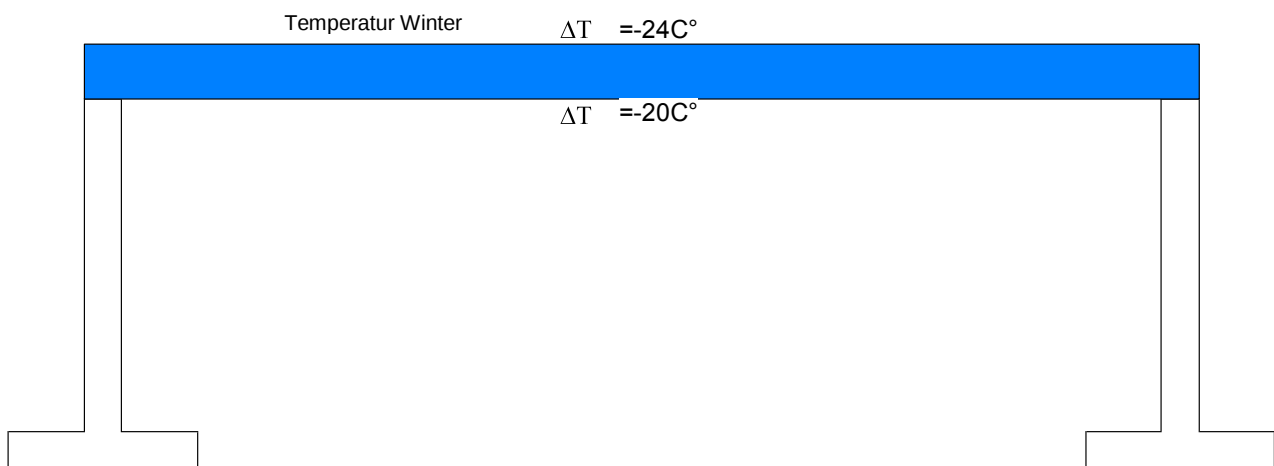


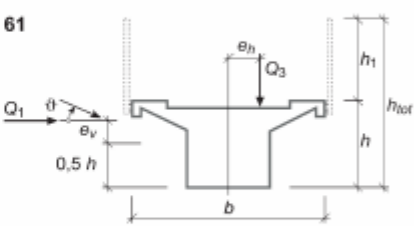
Abbildung 14 Lastfall „oben kalt“ ist für die Bemessung der Brückenplatte massgebend.

4.2.4 Wind

In der Berechnung wird nur Wind-Druck angesetzt.

$$q_{k1} \text{ Wind Druck} = 1.4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{k3} \text{ Wind Druck} = 0.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Einwirkung Wind	SIA 261 6.2
Staudruck	SIA 261 6.2.1
Der Staudruck: $q_p = c_h \cdot q_{p0}$	SIA 261 6.2.1.1
Geländekategorie: III	SIA 261 Tab. 4
Bauwerkshöhe ($z_{\min} = 5\text{m}$ für die Geländekategorien II, IIa und III, für die Geländekategorie IV $z_{\min} = 10\text{m}$):	
$z := 5\text{m}$	SIA 261 6.2.1.2
Gradienthöhe: $z_g := 450\text{m}$	SIA 261 Tab. 4
Exponent der Bodenrauigkeit: $\alpha_r := 0.23$	SIA 261 Tab. 4
der Profilbeiwert:	SIA 261 6.2.1.2
$c_h := 1.6 \left[\left(\frac{z}{z_g} \right)^{\alpha_r} + 0.375 \right]^2 = 1.6 \left[\left(\frac{5\text{-m}}{450\text{-m}} \right)^{0.23} + 0.375 \right]^2 = 0.853$	
der Referenzwert des Staudrucks	SIA 261 6.2.1.4 Anhang E
$q_{p0} := 1.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	
$q_p := c_h \cdot q_{p0} = 0.94 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	
Druckbeiwerte	SIA 261 Anhang C Tabelle 61
Höhe des Verkehrsbandes: $h_l := 0\text{m}$	
Bauwerksabmessungen: $h_a := 0.50\text{m}$ $b := 3.80\text{m}$	
Gesamthöhe: $h_{\text{tot}} := h_l + h = 0\text{-m} + 0.50\text{-m} = 0.5\text{m}$	
Spannweite: $l_s := 14.35\text{m}$	
Winkel der Querneigung: $\psi := 0^\circ$	
das geometrische Verhältnis:	
	
$\frac{h}{b} = \frac{0.50\text{-m}}{3.80\text{-m}} = 0.132$	-> Brückenquerschnitt aus der Tabelle 61
Windkräfte	SIA 261 6.2.3
Referenzflächen: $A_{\text{ref}_1} := l_s \cdot h_{\text{tot}} = l_s \cdot h_{\text{tot}} = 7.2\text{m}^2$	SIA 261 Anhang C
$A_{\text{ref}_3} := l_s \cdot b = l_s \cdot b = 54.53\text{m}^2$	

Ermittlung der Windkräfte anhand von Kraftbeiwerten:

Reduktionsfaktor: $c_{red} := 1.0$

Der dynamische Faktor: $c_d := 1.0$

Kraftbeiwerte: $c_{f1} := 1.45$ $c_{f3} := 0.32$

Windkräfte: $Q_{k1} := c_{red} \cdot c_d \cdot c_{f1} \cdot q_p \cdot A_{ref_1} = 9.8 \text{ kN}$

$Q_{k3} := c_{red} \cdot c_d \cdot c_{f3} \cdot q_p \cdot A_{ref_3} = 16.4 \text{ kN}$

Windkräfte als Flächenlast:

$$q_{k1} := c_{red} \cdot c_d \cdot c_{f1} \cdot q_p \cdot h = 0.7 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$q_{k3} := c_{red} \cdot c_d \cdot c_{f3} \cdot q_p = 0.3 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

SIA 261 6.3.1
 6.3.2
 6.3.3
 SIA 261 6.3.4
 6.3.5
 SIA 261 Anhang C
 SIA 261 6.2.3.2

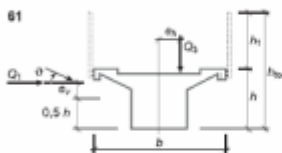


Tabelle 61: Beiwerte für Brücken, $c_{ref} = 1.0$, globale Kraftbeiwerte

		$h_1 : b = 0$				$h_1 : b = 0,15$			
		c_{f1}	c_{f3}	e_1/h	e_2/b	c_{f1}	c_{f3}	e_1/h	e_2/b
	α	$l-h_{ref}$	$l-b$	h	b	$l-h_{ref}$	$l-b$	h	b
$h : b = 0,110$	0°	1,45	0,32	-0,27	-0,09	0,92	0,02	0,09	0,00
	-6°	1,45	-0,34	1,41	-0,26	0,92	-0,45	0,73	-0,10
	-10°	1,55	-0,79	0,59	-0,20	1,12	-0,54	0,73	-0,10
$h : b = 0,282$	0°	1,65	-0,41	1,13	-0,19	1,00	-0,48	0,95	-0,18
	-6°	1,42	-0,61	0,92	-0,22	1,13	-0,38	1,00	-0,13
	-10°	1,38	-0,61	0,84	-0,20	1,24	-0,30	1,05	-0,10
$h : b = 0,510$	0°	1,72	-0,87	0,56	-0,04	1,32	-0,79	0,57	0,04
	-6°	1,73	-0,78	0,52	-0,01	1,42	-0,62	0,55	-0,02
	-10°	1,74	-0,59	0,47	0,00	1,52	-0,45	0,55	-0,01
$h : b = 0,110$	0°	1,55	0,14	-0,48	-0,09	1,19	-0,14	-0,01	0,02
	-6°	1,55	-0,46	1,28	-0,22	1,12	-0,44	0,73	-0,10
	-10°	1,55	-0,84	0,56	-0,18	1,31	-0,52	0,73	-0,10
$h : b = 0,305$ oder	0°	1,71	-0,61	0,93	-0,19	1,21	-0,62	0,85	-0,16
	-6°	1,51	-0,70	0,82	-0,20	1,28	-0,42	0,97	-0,13
	-10°	1,54	-0,67	0,81	-0,18	1,38	-0,29	1,05	-0,09
$h : b = 0,250$	0°	2,16	-0,72	0,87	-0,19	1,20	-0,66	0,82	-0,18
	-6°	1,88	-0,76	0,81	-0,21	1,28	-0,53	0,90	-0,16
	-10°	1,72	-0,70	0,81	-0,21	1,35	-0,37	1,04	-0,14

Für Brücken mit Fahrbahn ≤ 30 m über Boden: $\alpha = -8^\circ \pm$ Querneigung
 Für Brücken mit Fahrbahn > 30 m über Boden: $\alpha = -5^\circ \pm$ Querneigung
 Für Brücken in alpinen Tälern: $\alpha = -8^\circ \pm$ Querneigung

4.2.5 Abschränkungen

$q_k=3.0 \text{ kN/m}$

Siehe PB

Die Last soll auf der Höhe von 1.20 m angesetzt werden.

Das infolge dieser horizontalen Kraft erzeugte Moment beträgt:

$$m_{Ek} = 3.0 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1.20 \text{ m} = 3.60 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Diese Einwirkung ist für die globale Tragsicherheit der Brückenplatte nicht massgebend. Sie wird in der nächsten Projektphase für die Bemessung des Befestigungsmittels für das Geländer berücksichtigt.

4.3 Aussergewöhnliche Einwirkungen

4.3.1 Erdbeben

Die Einwirkung „Erdbeben“ wurde nur in massgebender Richtung berücksichtigt; d.h. in der gleichen Richtung wie Erddruck infolge Bahnverkehrslasten und Schlingerkraft

- Gefährdungszone Z2 SIA 261 16.2.1
Bodenbeschleunigung: $a_{gd} = 1.0 \frac{m}{s^2}$
- Bauwerksklasse II SIA 261 Tab. 25
Bedeutungswert: $\gamma_f = 1.0[-]$
(Verkehrswege mit erheblicher Bedeutung)
- Baugrundklasse D SIA 261 Tab.24
Parameter zur Bestimmung des elastischen Antwortspektrums:
 $S = 1.35 [-]$

In Anlehnung an SIA 267 7.5.2 wurde das Bauwerk mit dem Ersatzkraftverfahren bemessen.

- Bemessungswert der Erdbebeneinwirkung auf die Stützbauwerke:

Horizontale Kräfte $A_{h,d} = \gamma_f \cdot \frac{a_{gd}}{g \cdot q_a \cdot q_h} \cdot S \cdot G_k$

Vertikale Kräfte $A_{v,d} = 0.5 \cdot A_{h,d}$

siehe SIA 267 7.5.2.1

Die vertikalen Kräfte werden in der Bemessung nicht angesetzt.

- Verhaltensbeiwert:
 $q_a = 1.0 [-]$ SIA 267 Tab.2
- Beiwert für die Ausdehnung des Bruchkörpers:
 $q_h = 1.0 [-]$ SIA 267 Tab.3

– $\rightarrow A_{h,d} = 1.00 \cdot \frac{1.0 \frac{m}{s^2}}{9.81 \frac{m}{s^2} \cdot 1.0 \cdot 1.0} \cdot 1.35 \cdot G_k = 0.1376 \cdot G_k$

– **Ersatzkräfte**

- Widerlager Brückenplatte:

$$a_{h,d} = 0.1376 \cdot \left(\frac{0.54 \text{ m} + 0.50 \text{ m}}{2} \cdot 25 \frac{kN}{m^3} \right) = 0.1376 \cdot 10.5 \frac{kN}{m^2} = 1.78 \frac{kN}{m^2}$$

- Widerlagerwände:

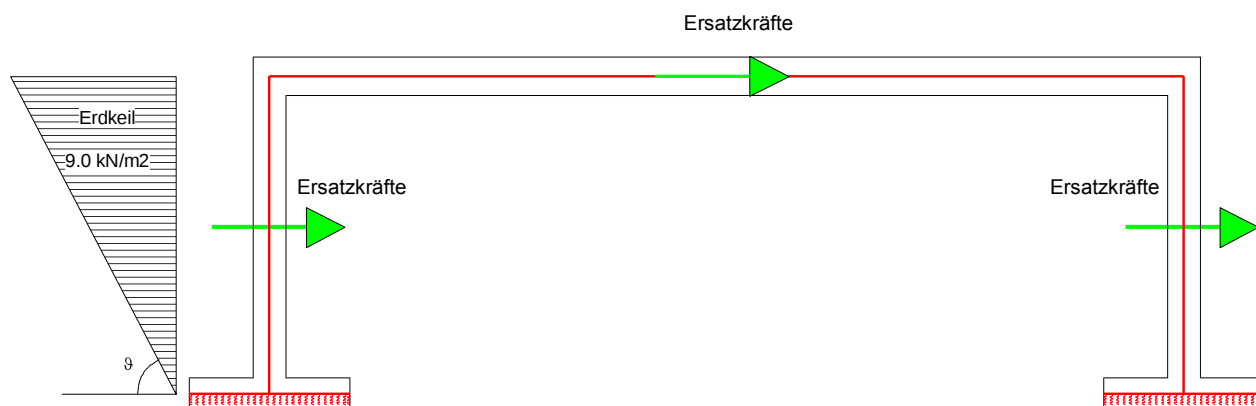
$$a_{h,d} = 0.1376 \cdot \left(0.40 \text{ m} \cdot 25 \frac{kN}{m^3} \right) = 0.1376 \cdot 10.0 \frac{kN}{m^2} = 1.372 \frac{kN}{m^2}$$

- Fundamente:

Werden vernachlässigt.

- Breite des Erdkeils: $b_k = h \cdot \tan(90^\circ - \vartheta_a) = 4.87 \text{ m} \cdot \tan(90^\circ - 57.8^\circ) = 3.16 \text{ m}$

$$a_{h,d} = 0.1376 \cdot \left(3.16 \text{ m} \cdot 21 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right) = 9.1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$



4.3.2 Verkehrslast

Achslast gemäss PB

$$Q_k = \frac{75 \text{ kN}}{2} = 37.5 \text{ kN}$$

Verteilung bis zur Systemlinie

$$q_k = \frac{37.5 \text{ kN}}{0.90 \text{ m} \cdot 0.89 \text{ m}} = 46.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

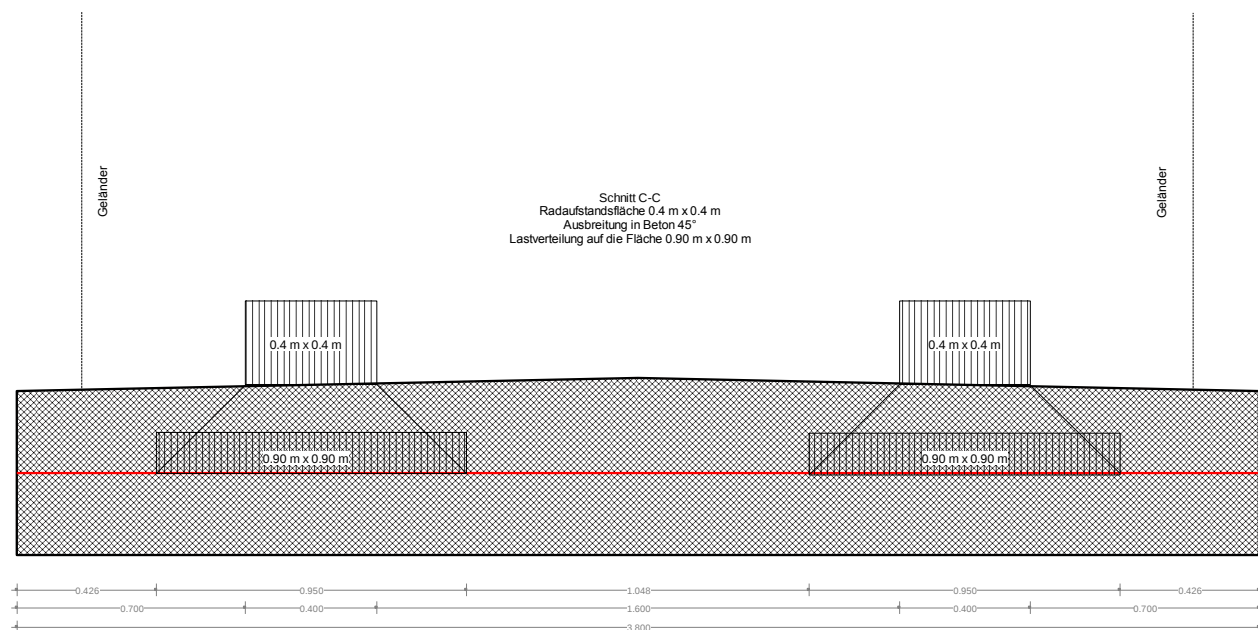


Abbildung 16 Lastverteilung der Verkehrslast in der Platte (Plattenquerschnitt)

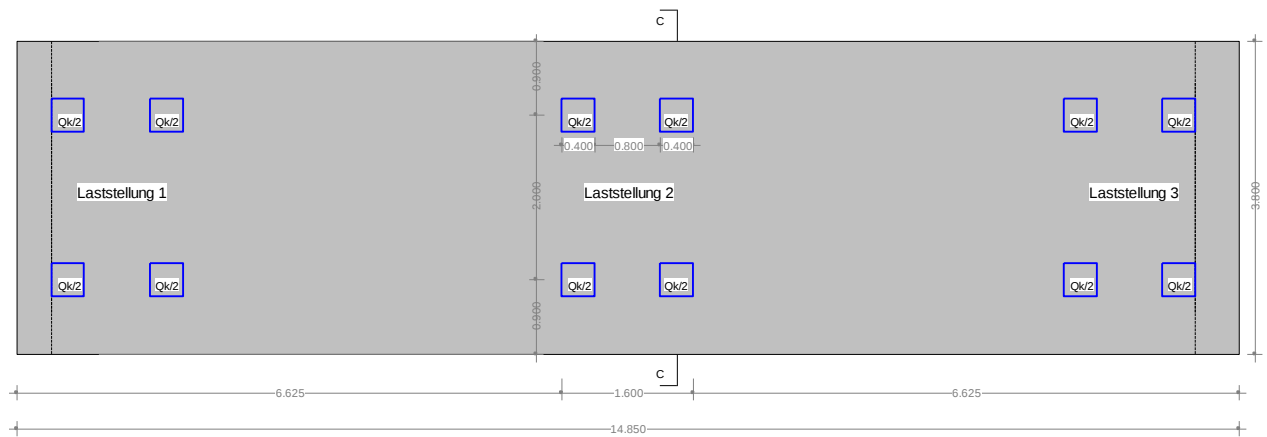


Abbildung 17 Massgebende Laststellungen des Fahrzeuges von 75 kN (Achslast 37.5 kN)

5 Vorbemerkungen zur statischen Berechnung

5.1 Allgemein, statisches System

Der Velo- und Fussgängersteg wird als ein elastisch gelagertes Mittellinienplattenmodell im Programm *AxisVM 14* mithilfe von Schalenelementen modelliert.

Die elastische Lagerung wird mittels Flächenlager modelliert.

Da die horizontale Verschiebung des ganzen Systems ausgeschlossen ist, wird das Flächenlager in horizontale Richtung als unverschieblich modelliert.

Die vertikale elastische Lagerung wird aus dem abgeschätzten Bettungsmodul³ des Bodens bestimmt.

$$k_{v,k} = 80 \frac{\text{MN}}{\text{m}^3}$$

Abschätzung für den
 dicht gelagerten Mischschotter.

$$R_{z,d} = \frac{k_{v,k}}{\gamma_M = 1.4} = \frac{80 \frac{\text{MN}}{\text{m}^3}}{1.4} = \frac{57000 \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{\text{m}^2}$$

³ Bodenmechanik und Grundbau, H-J. Lang, J. Huder, 9. Auflage, Springer Verlag, 2010. Das Bettungsmodul für Kies, fein mit Sand liegt zwischen 80-100 MN/m².

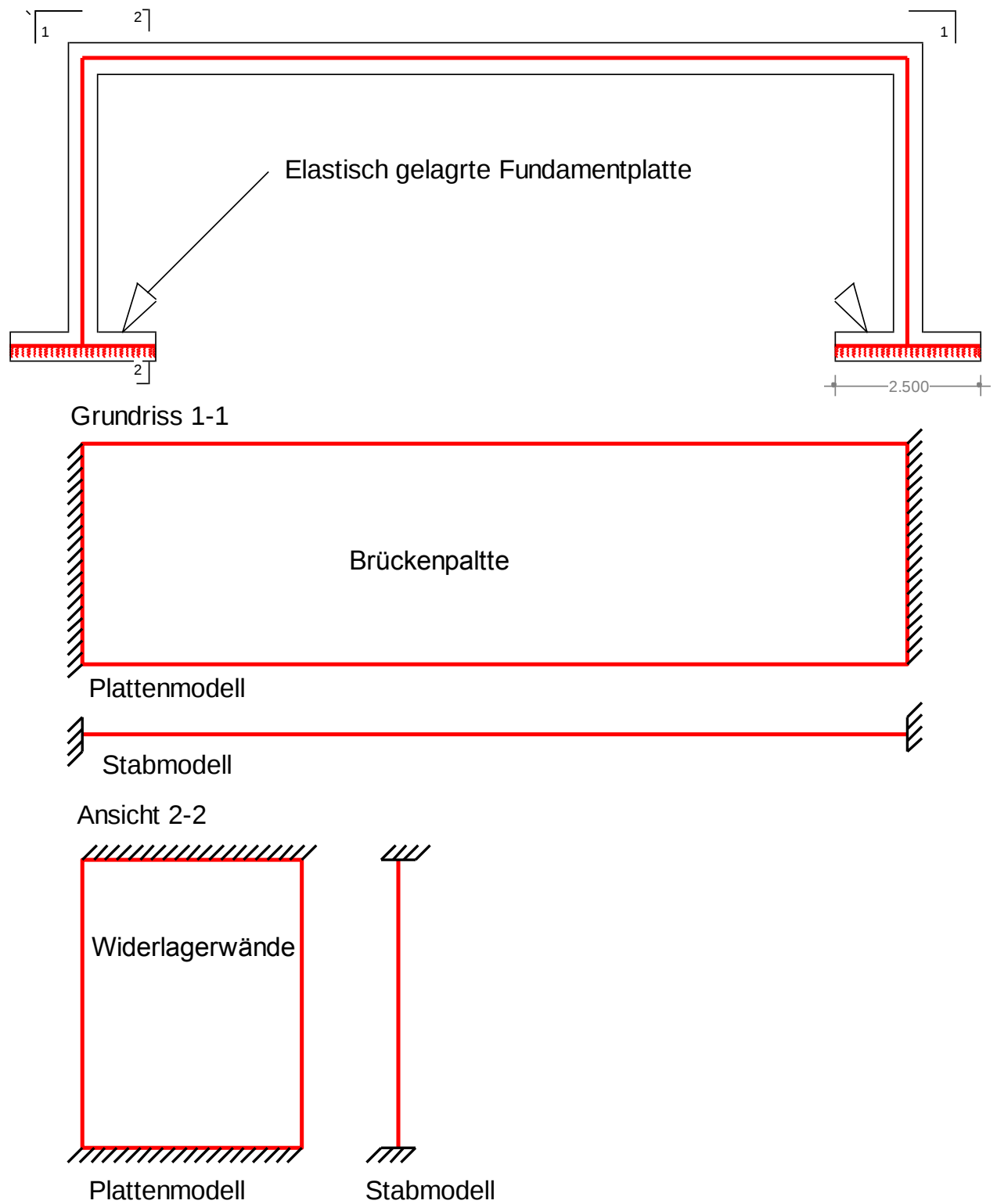


Abbildung 18 Statisches System Fussgängerbrücke

5.2 Lastkombinationen

Um einen Überblick über die Gesamteinwirkung zu gewinnen, sind alle Lasten in der Abbildung 20 dargestellt.

Die in der Projektbasis definierten Einwirkungskombinationen wurden mithilfe des Programm AxisVM ermittelt.

Die Einwirkungen sind in Lastgruppen eingeteilt (siehe Abbildung 19). Die massgebenden Schnittkräfte und Lastkombinationen für den jeweiligen Bauteil werden vom Programm ermittelt und tabellarisch dargestellt.

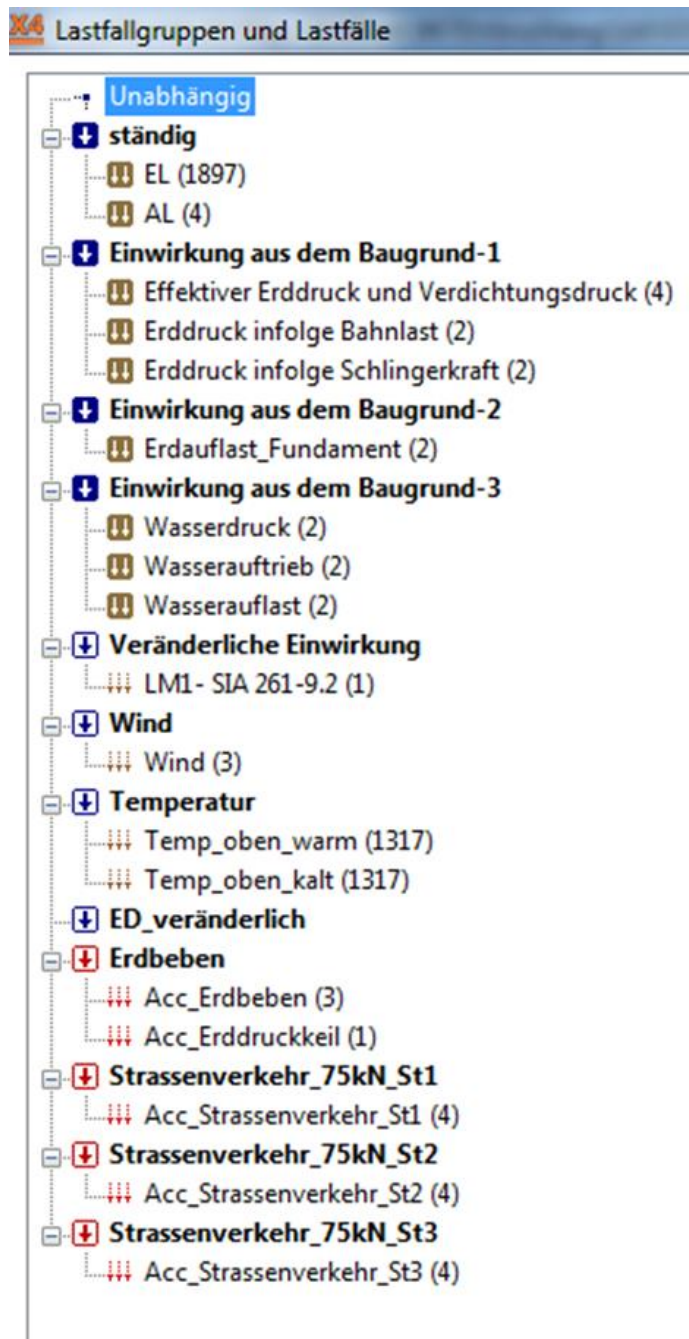


Abbildung 19 Lastgruppen der Einwirkungen, Ausschnitt aus Axis

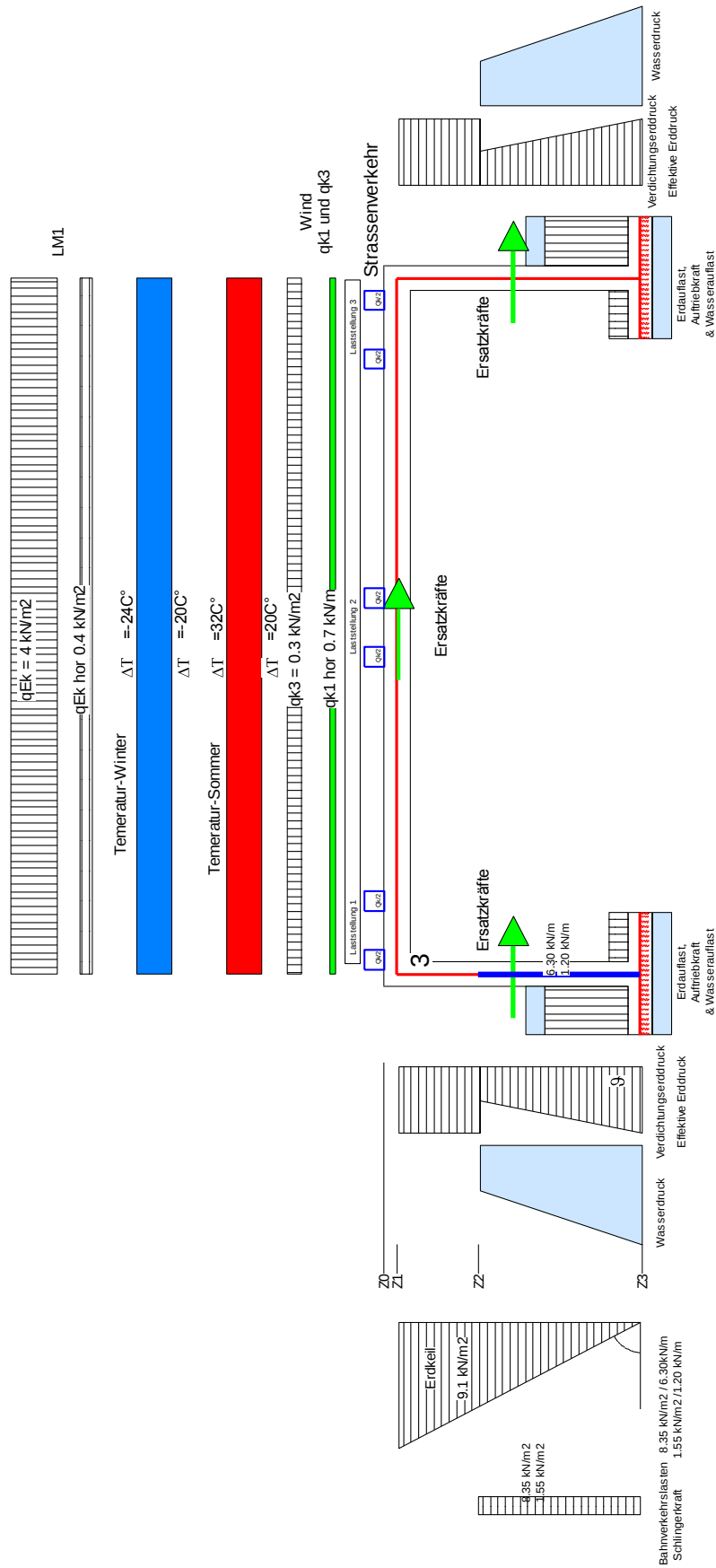


Abbildung 20 Darstellung der Gesamteinwirkung

5.3 Ablesung der Schnittkräfte und Lastkombinationen

In der Abbildung 21 sind die Abmessungen des Bauwerks dargestellt. Dieselbe isometrische Darstellung wird für die Darstellung der Schnittkräfte verwendet.

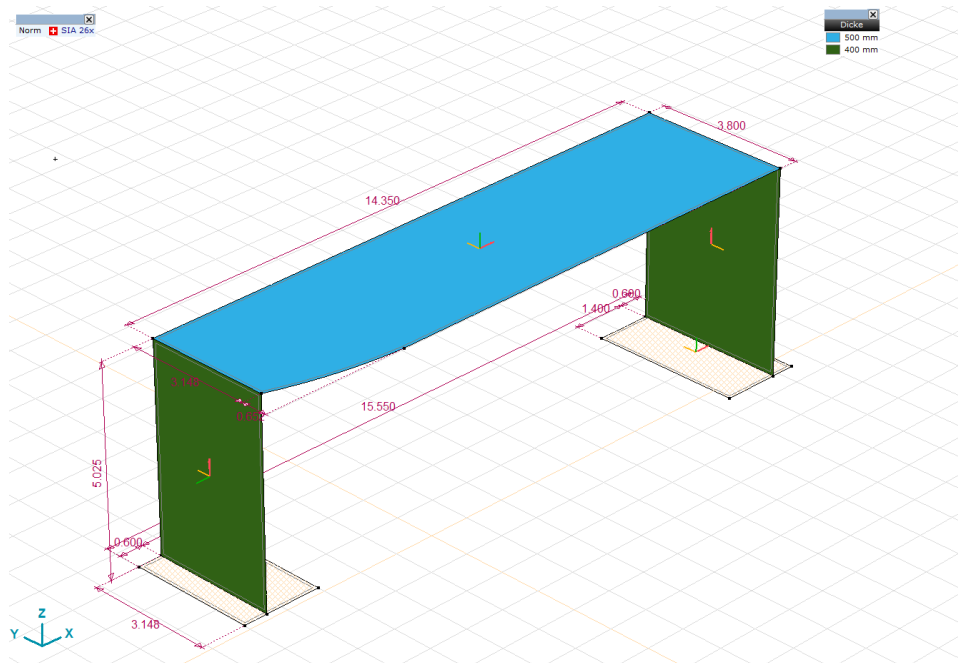


Abbildung 21 Abmessungen des Bauwerkes aus Axis Modell

Anhand der folgenden Abbildungen werden die massgebenden Schnittkräfte erläutert und definiert.

- Die erforderlichen Schnittkräfte werden aus den Diagrammen Abbildung 22 und Abbildung 23 abgelesen.

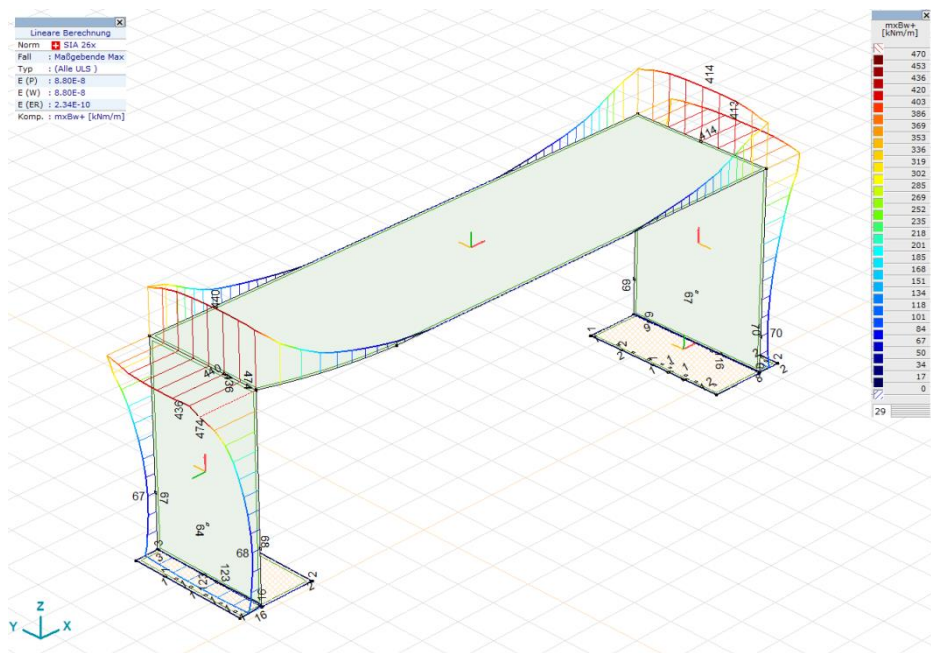


Abbildung 22 Schnittkräfte, massgebend max. mxBw

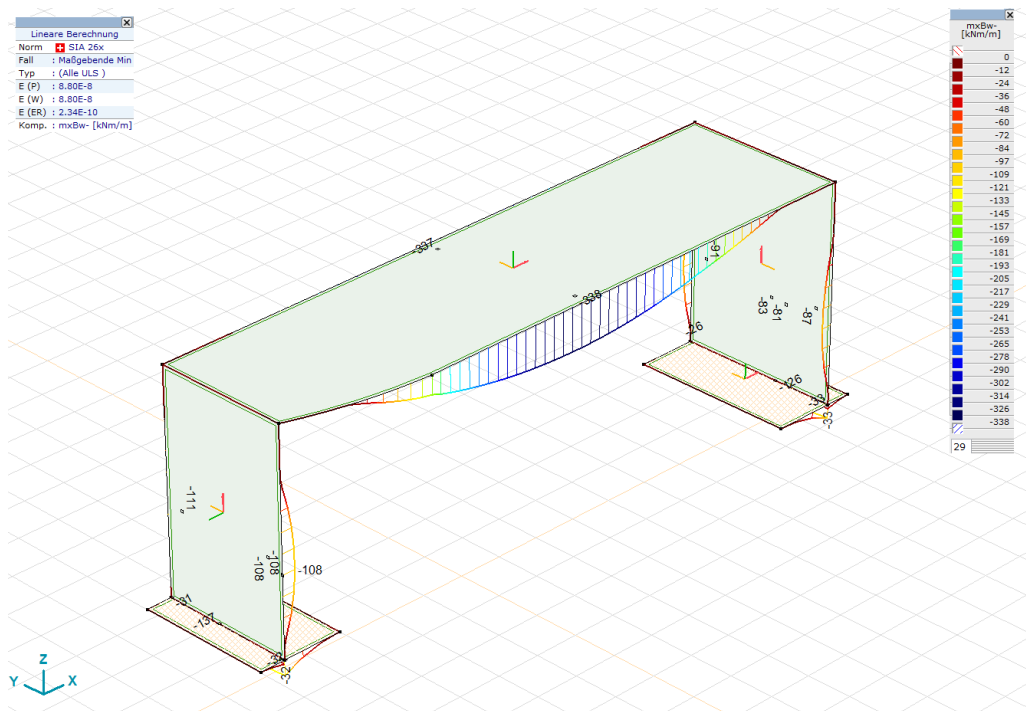


Abbildung 23 Schnittkräfte, massgebend min. mxBw

Die Lastkombinationen der massgebenden Schnittkräfte werden tabellarisch dargestellt:

LK	K	min. max.	vxz [kN/m]	nxBw [kN/m]	nyBw [kN/m]	mxBw+ [kNm/m]	mxBw- [kNm/m]	myBw+ [kNm/m]	myBw- [kNm/m]
	mxBw+	min	-243	341	3	0	-28	3	-3
1		max	-258	-467	920	440	0	89	0
	mxBw-	min	8	-99	-2	0	-338	4	-6
2		max	172	1033	2927	193	0	0	-35

Tabelle 1 Massgebende Schnittkräfte

Maßgebende Lastkombination											
EL	AL	Effektiver Erddruck und Verdichtungsdruck	ED_Bahnlaster ED_Schlingerkraft	Wasserauftrieb	Erdaufst. Fundament	Wasserdruck	Wasseraufst.	LM1	Wind	Temp_oben_kalt	Temp_oben_warm
0.8	0.8	1.35	0.7	1.2	0.8	1.2	1.2	-	-	-	1.5
1.35	1.35	1.35	1.35	1.2	0.8	1.2	1.2	1.5	0.6	0.6	-
1.35	1.35	0.7	0.7	0.9	1.35	0.9	0.9	1.5	0.6	-	0.6
1.35	1.36	0.7	0.7	0.9	1.35	0.9	0.9	-	-	-	1.5

Tabelle 2 Lastkombinationen der massgebenden Schnittkräfte

Mit den im Programm AxisVM X4 ermittelten Schnittkräften wird der Betonquerschnitt für die jeweiligen Bauteile im Programm Fagus-6 auf Biegung bemessen. Die Querkraftnachweise erfolgen separat von Hand.

Die theoretische Lage der Nachweisschnitte bei Einspannungen sind in der Abbildung 24 dargestellt. Zur Vereinfachung werden für das Bauwerk die Schnittkräfte direkt an den Einspannungsecken der Systemlinie eingelesen.

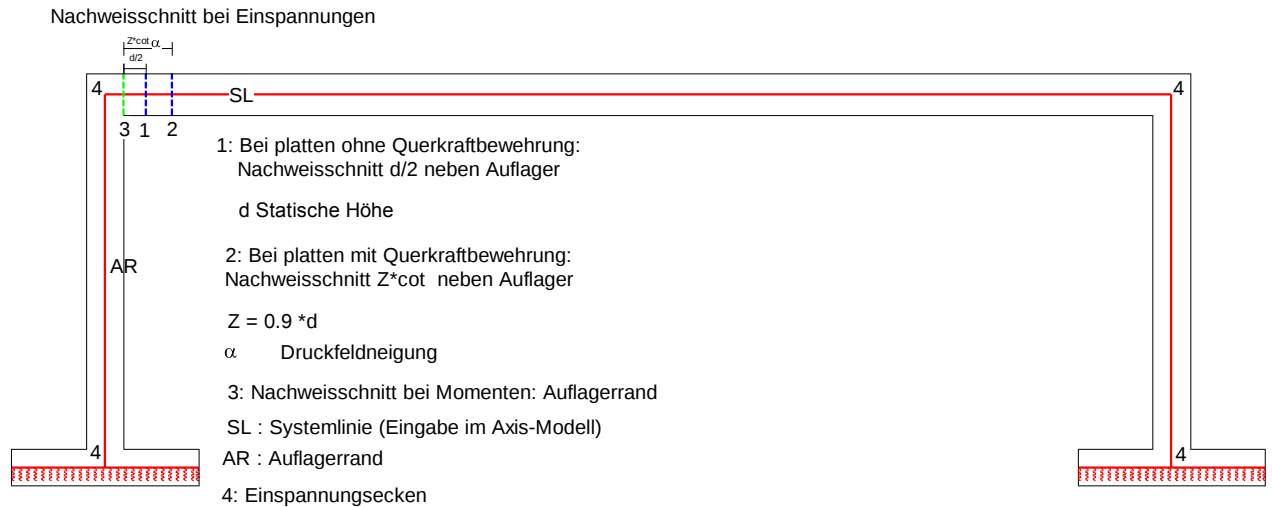


Abbildung 24 Nachweisschnitte für die Biegung und Querkraft.

5.3.1 Nachweis Gebrauchstauglichkeit

Die Gebrauchstauglichkeitsnachweise wurden für die Brückenplatte für die häufigen und quasi-ständigen Einwirkungen durchgeführt.

Die Auslenkung der Widerlagerwände wurde überprüft. Da für die Gesamtkonstruktion diese Auslenkungen nicht relevant sind, wurden sie in dieser statischen Berechnung nicht dokumentiert.

Kriechzahl

$$\text{Kriechzahl} \quad \varphi(t, t_0) = \varphi_{RH} \cdot \beta_{fc} \cdot \beta(t_0) \cdot \beta(t - t_0) \quad \text{SIA 262 3.1.2.6.2}$$

Beiwert zur Berücksichtigung des Einflusses der Betonfestigkeit auf die Kriechzahl:

$$\beta_{fc} = 2.7 [-] \quad \text{SIA 262 Tabelle 4}$$

Beiwert zur Berücksichtigung der relativen Luftfeuchtigkeit (für $RH = 60\%$):

$$\varphi_{RH} \approx 1.50 [-] \quad \text{SIA 262 Figur 2}$$

Beiwert zur Berücksichtigung des Betonalters bei Einwirkungsbeginn (nach 28 Tagen):

$$\beta(t_0) \approx 0.50 [-] \quad \text{SIA 262 Figur 2}$$

Beiwert zur Berücksichtigung der Lastdauer (mehr als 20 Jahre):

$$\beta(t - t_0) \approx 0.974 [-] \quad \text{SIA 262 Figur 2}$$

$$\text{Kriechzahl} \quad \varphi(t, t_0) = 2.7 \cdot 1.50 \cdot 0.50 \cdot 1.0 \approx 2.0$$

5.3.2 Schwingungen

Die Eigenschwingungen des FG-Steges wurden mit dem Programm AxisVM X4 mit dem auf Grund der reduzierten Steifigkeit überprüft. ($E_{\text{red}} = 0.8 E_{\text{Beton}}$).

6 Tragsicherheits- und Gebrauchstauglichkeitsnachweis

6.1 Tragsicherheitsnachweis Brückenplatte

6.1.1 Massgebende Schnittkräfte Brückenplatte

Ableitung der Schnittkräfte aus dem Diagramm-Axis Modell:

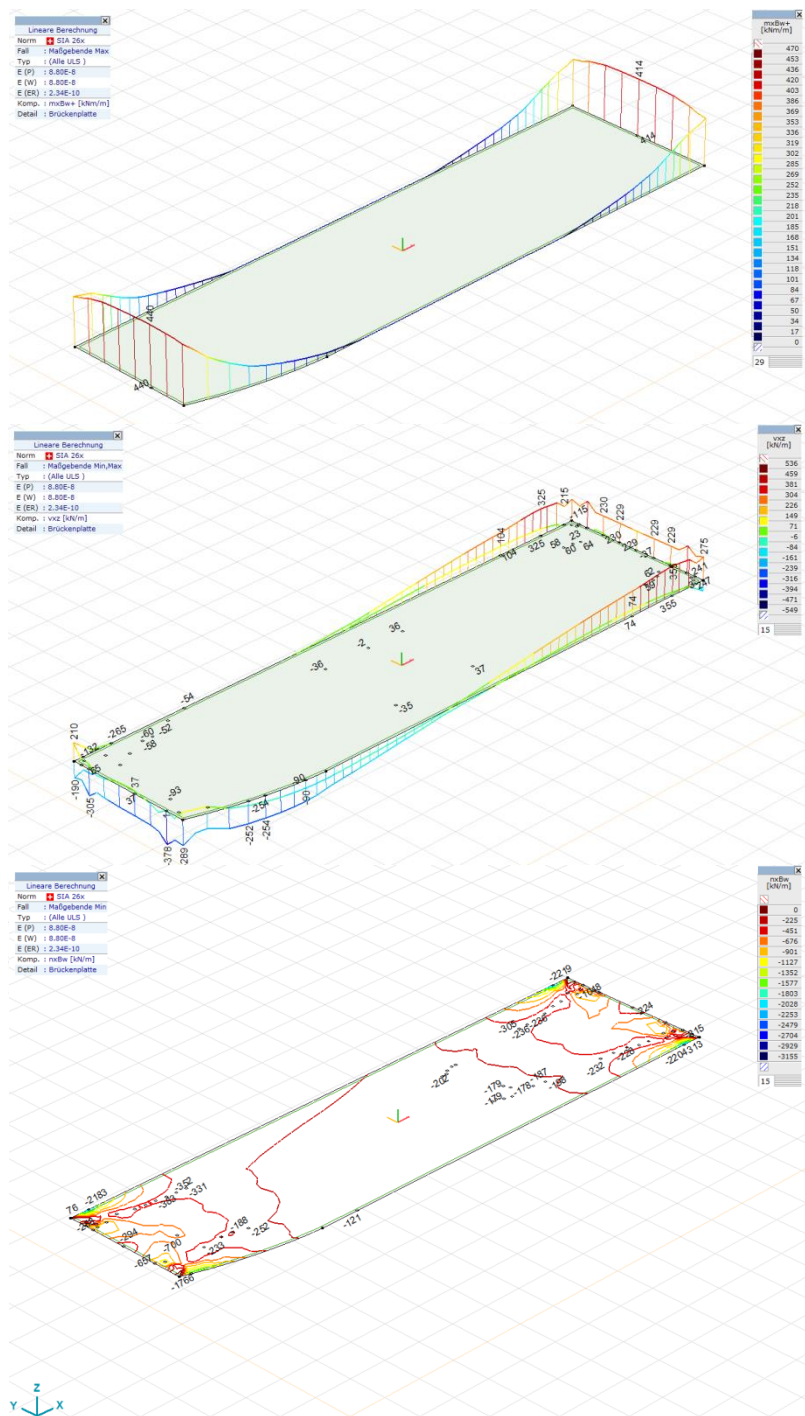


Abbildung 25 Schnittkräfte LK1 der Brückenplatte aus Diagramm-Axis Modell

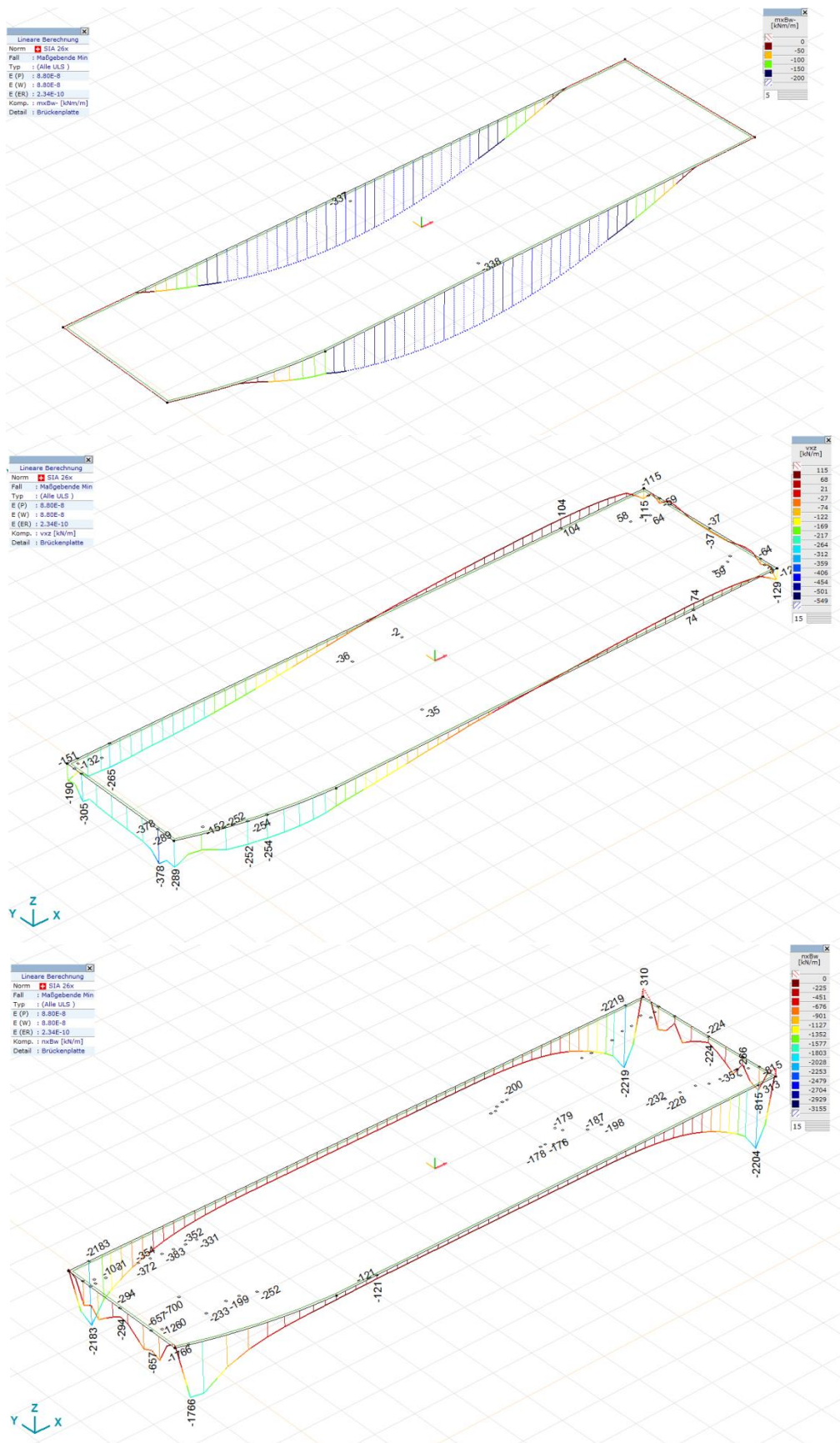


Abbildung 26 Schnittkräfte LK2 der Brückenplatte aus Diagram-Axis Modell

Die massgebende Schnittkräfte und dazugehörige Lastkombinationen sind in der Tabelle 3 und Tabelle 4 dargestellt.

LK	K	min. max.	vxz [kN/m]	nxBw [kN/m]	nyBw [kN/m]	mxBw+ [kNm/m]	mxBw- [kNm/m]	myBw+ [kNm/m]	myBw- [kNm/m]
	mxBw+	min	-243	341	3	0	-28	3	-3
1		max	-258	-467	920	440	0	89	0
2	mxBw-	min	8	-99	-2	0	-338	4	-6
		max	172	1033	2927	193	0	0	-35

Tabelle 3 Massgebende Schnittkräfte der Brückenplatte

Maßgebende Lastkombination											
EL	AL	Effektiver Erddruck und Verdichtungsdruck	ED_Bahnlasterk ED_Schlingerkraft	Wasserauftrieb	Erdaufblast_ Fundament	Wasserdruck	Wasseraufblast	LM1	Wind	Temp_oben_kalt	Temp_oben_warm
0.8	0.8	1.35	0.7	1.2	0.8	1.2	1.2	-	-	-	1.5
1.35	1.35	1.35	1.35	1.2	0.8	1.2	1.2	1.5	0.6	0.6	-
1.35	1.35	0.7	0.7	0.9	1.35	0.9	0.9	1.5	0.6	-	0.6
1.35	1.36	0.7	0.7	0.9	1.35	0.9	0.9	-	-	-	1.5

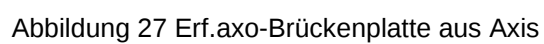
Tabelle 4 Lastkombinationen der massgebenden Schnittkräfte

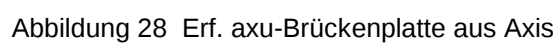
6.1.2 Erforderliche Bewehrung aus dem AxisVM

Die erforderliche Bewehrung aus beiden Lastkombinationen 1 und 2 sind in folgender Tabelle dargestellt.

axu [mm ² /m]	ayu [mm ² /m]	axo [mm ² /m]	ayo [mm ² /m]	Bemerkungen
1754	Feld - 639	2514	Feld - 639	
	Rand - 2556		Rand - 3334	

Tabelle 5 Erf. Bewehrung Brückenplatte aus Axis





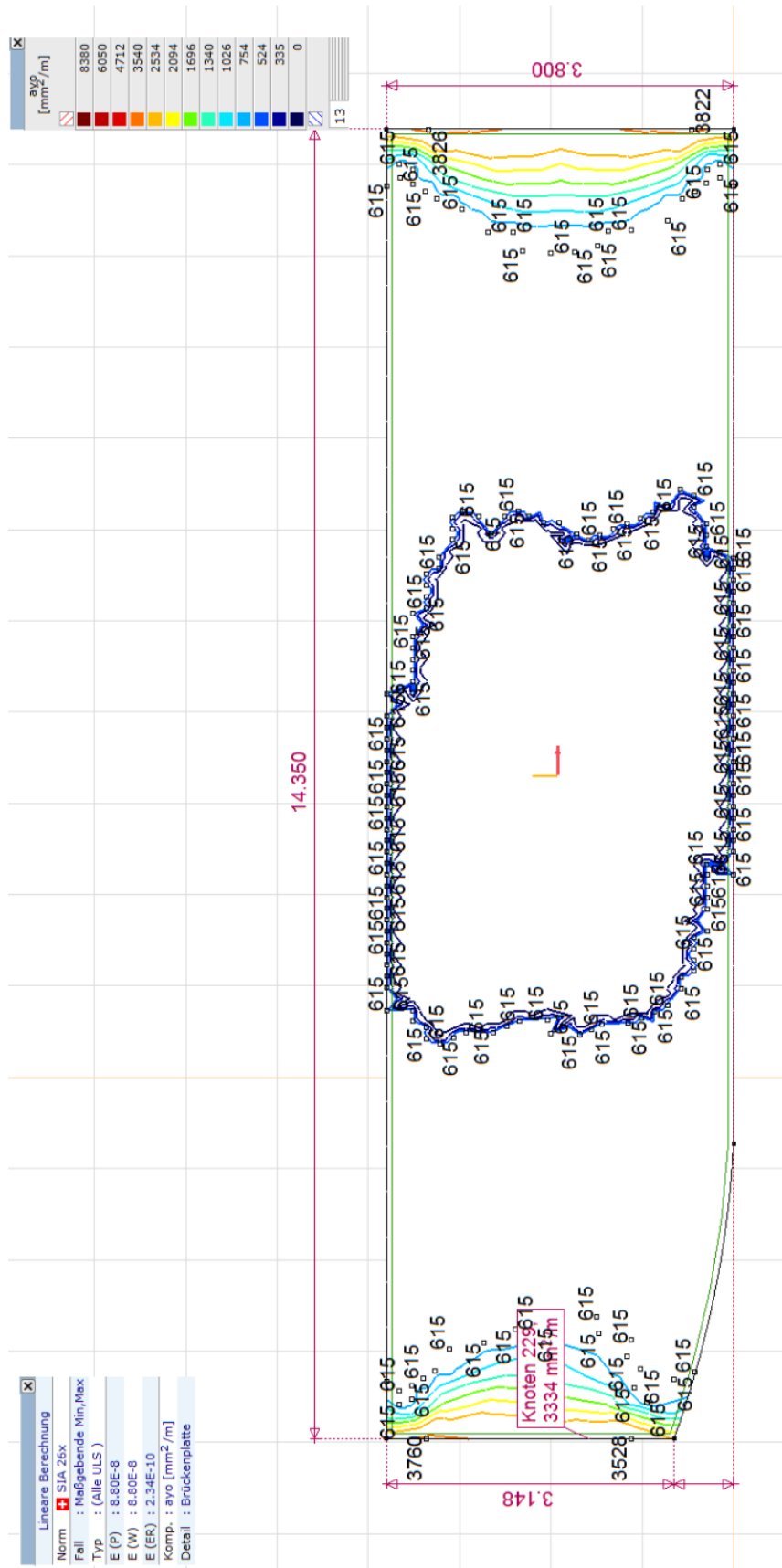


Abbildung 29 Erf. ayo-Brückenplatte aus Axis

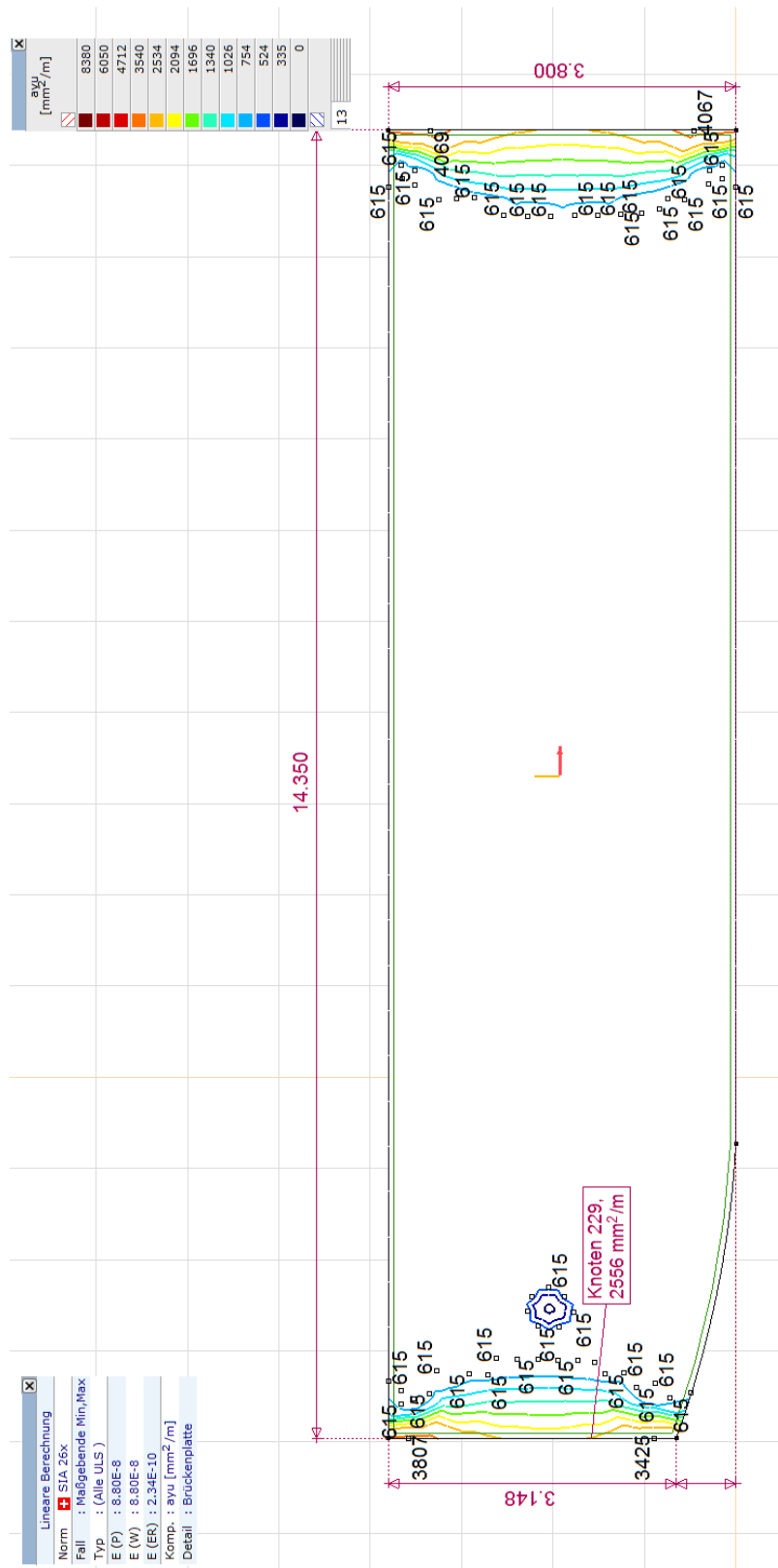


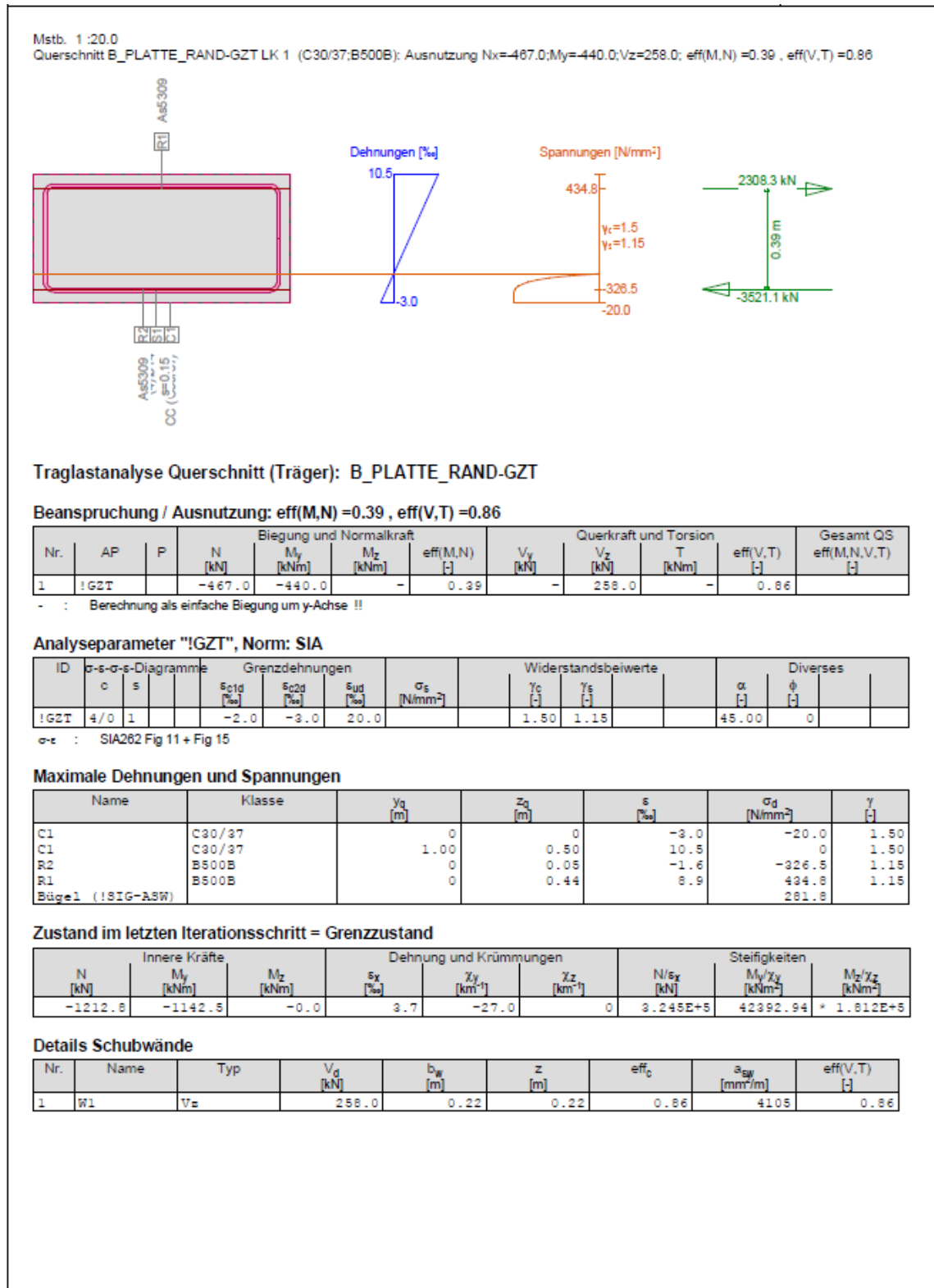
Abbildung 30 Erf. ayü-Brückenplatte aus Axis

6.1.3 Bemessung Biegung und Querkraft

Die Bemessung wurde im Programm Fagus-6 durchgeführt.

Für die gewählte Bewehrung (siehe Kap. 6.2.5 ergibt sich die folgende Ausnutzung:

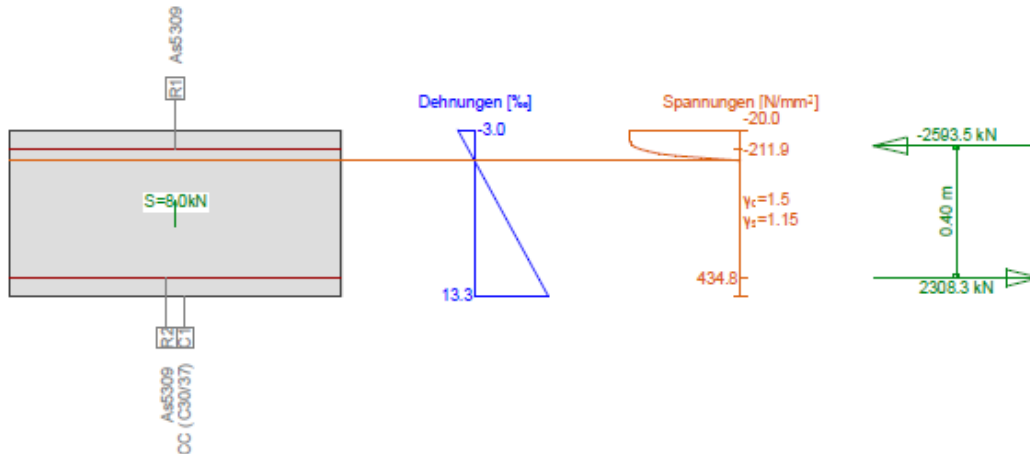
- Brückenplatte Rand LK 1 $n(M, N, V)=1.0$



- Brückenplatte Feld_Mitte LK 2 $n(M, N, V)=0.69$

Mstb. 1 :20.0

Querschnitt B_PLATTE_FELD_GZT-LK 2 (C30/37;B500B): Ausnutzung $N_x=-99.0; M_y=338.0; V_z=-8.0$; $\text{eff}(M,N)=0.35$, $\text{eff}(V,T)=0.03$



Traglastanalyse Querschnitt (Träger): B_PLATTE_FELD_GZT

Beanspruchung / Ausnutzung: $\text{eff}(M,N)=0.35$, $\text{eff}(V,T)=0.03$

Nr.	AP	P	Biegung und Normalkraft				Querkraft und Torsion			Gesamt QS $\text{eff}(M,N,V,T)$ [-]
			N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	$\text{eff}(M,N)$ [-]	V_y [kN]	V_z [kN]	T [kNm]	
1	!GZT		-99.0	338.0	0	0.35	0	-8.0	0	0.03

Analyseparameter "IGZT", Norm: SIA

ID	σ - ϵ -Diagramme			Grenzdehnungen			σ_s [N/mm²]	Widerstandsbeiwerte			Diverses		
	c	s		ϵ_{c1d} [‰]	ϵ_{c2d} [‰]	ϵ_{sd} [‰]		γ_c [-]	γ_s [-]	α [-]	ϕ [-]		
!GZT	4/0	1		-2.0	-3.0	20.0		1.50	1.15	45.00	0		

σ - ϵ : SIA262 Fig 11 + Fig 15

Maximale Dehnungen und Spannungen

Name	Klasse	y_d [m]	z_d [m]	s [‰]	σ_d [N/mm²]	γ [-]
C1	C30/37	1.00	0.50	-3.0	-20.0	1.50
C1	C30/37	0	0	13.3	0	1.50
R1	B500B	0	0.44	-1.0	-211.9	1.15
R2	B500B	0	0.06	11.5	434.8	1.15
Bügel (!SIG-ASW)					13.5	

Zustand im letzten Iterationsschritt = Grenzzustand

Innere Kräfte			Dehnung und Krümmungen			Steifigkeiten		
N [kN]	M_y [kNm]	M_z [kNm]	ϵ_x [‰]	$\chi_{y,z}$ [km⁻¹]	χ_z [km⁻¹]	N/ ϵ_x [kN]	M_y/χ_y [kNm²]	M_z/χ_z [kNm²]
-285.2	973.6	-0.0	5.2	32.6	0.0	55327.12	29845.77	55787.79

Details Schubwände

Nr.	Name	Typ	V_d [kN]	b_w [m]	z [m]	eff_c	a_{sw} [mm²/m]	$\text{eff}(V,T)$ [-]
1	W1	V_z	8.0	1.00	0.29	0.00	2052	0.03
1	W1	T (B)	T=0.0	$t_{eff}=0.06$		0.00		0.00
		Kombination				0.00		0.03

6.2 Gebrauchstauglichkeitsnachweis Brückenplatte

6.2.1 Begrenzung der Rissbreiten

Bewehrung B500B

- Erwartende Rissbewehrung in mm:

$$d_{L_oben} := 26\text{mm} \quad d_{L_unten} := 26\text{mm} \quad d_Q := 14\text{mm}$$

- Stababstand in mm:

$$s_{L_oben} := 100\text{mm} \quad s_{L_unten} := 100\text{mm}$$

$$d_L := \frac{d_{L_oben} + d_{L_unten}}{2} = 26\text{mm}$$

- Bemessungswert der Fließgrenze von Betonstahl:

$$f_{sd} := 435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

SIA 262 Tab. 5
 SIA 262 2.3.2.5

- Mittelwert des Elastizitätsmoduls von Betonstahl:

$$E_s := 205 \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}$$

SIA 262 3.2.2.4

Beton C30/37

SIA 2623.1.2.2.5

- Mittelwert der Betonzugfestigkeit:

$$f_{ctm} := 2.9 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- 95%-Fraktilewert der Betonzugfestigkeit

$$f_{ctk0.95} := 1.3 \cdot f_{ctm} = 1.3 \cdot 2.9 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- Bauteilstärke:

$$t_c := 500\text{mm}$$

- Bewehrungsüberdeckung:

$$c_{nom} := 55\text{mm}$$

- Statische Höhe

$$d := t_c - c_{nom} - \frac{d_L}{2} - d_Q = 500\text{mm} - 55\text{mm} - \frac{0.026\text{m}}{2} - 14\text{mm} = 418\text{mm}$$

Nachweis pro m'

$$b_c := 1.0$$

$$A_c := b_c \cdot d = 0.4 \frac{\text{m}^2}{\text{m}}$$

- Beiwert zur Berücksichtigung der Abmessungen des Bauteils:

$$k_t := \frac{1}{1 + 0.5 \cdot \frac{t_c}{3} \cdot \frac{1}{\text{m}}} = \frac{1}{1 + 0.5 \cdot \frac{500\text{mm}}{3} \cdot \frac{1}{\text{m}}} = 0.9$$

- Bemessungswert der Betondruckfestigkeit:

$$f_{ctd} := k_t \cdot f_{ctm} = 2.677 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{ctd_Zwangsbeanspruchung} := k_t \cdot f_{ctk0.95} = 3.5 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Begrenzen der Rissbreiten unter aufgezwungenen oder behinderten Verformungen

- nominelle Rissbreite: $w_{\text{nom}} := 0.5\text{mm}$ SIA 262-C1, Tabelle 17
- Zulässige Spannung zur Begrenzung der nominellen Rissbreite zum Zeitpunkt der Rissbildung:

$$\sigma_{s_adm_aufgez_Verform} := \sqrt{\frac{9 \cdot E_s \cdot f_{ctm} \cdot w_{\text{nom}}}{d_L}} = \sqrt{\frac{9 \cdot 205 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2} \cdot 2.9 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot 0.5 \cdot \text{mm}}{0.026 \cdot \text{m}}} = 320.8 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- erforderliche Mindestbewehrung:

$$a_{s_min_erf_aufgez_Verform} := \frac{f_{ctd_Zwangsbeanspruchung} \cdot A_c}{\sigma_{s_adm_aufgez_Verform}} = 4535 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

- Gewählte Mindestbewehrung (oben + unten):

$$a_{s_min_gewählt} := \frac{\pi \cdot d_{L_oben}^2}{4} \cdot \frac{1}{s_{L_oben}} + \frac{\pi \cdot d_{L_unten}^2}{4} \cdot \frac{1}{s_{L_unten}} = 10618.6 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$a_{s_min_gewählt} = 10619 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{Mindest_Bewehrung_Zwängungen} := \begin{cases} \text{"i.O"} & \text{if } 2 \cdot a_{s_min_erf_aufgez_Verform} \leq a_{s_min_gewählt} \\ \text{"nicht i.O"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Mindest_Bewehrung_Zwängungen} = \text{"i.O"}$$

6.2.2 Rissbreiten Quasi-ständige Lastfälle

6.2.2.1 Schnittkräfte der Quasi-ständigen Lastfälle

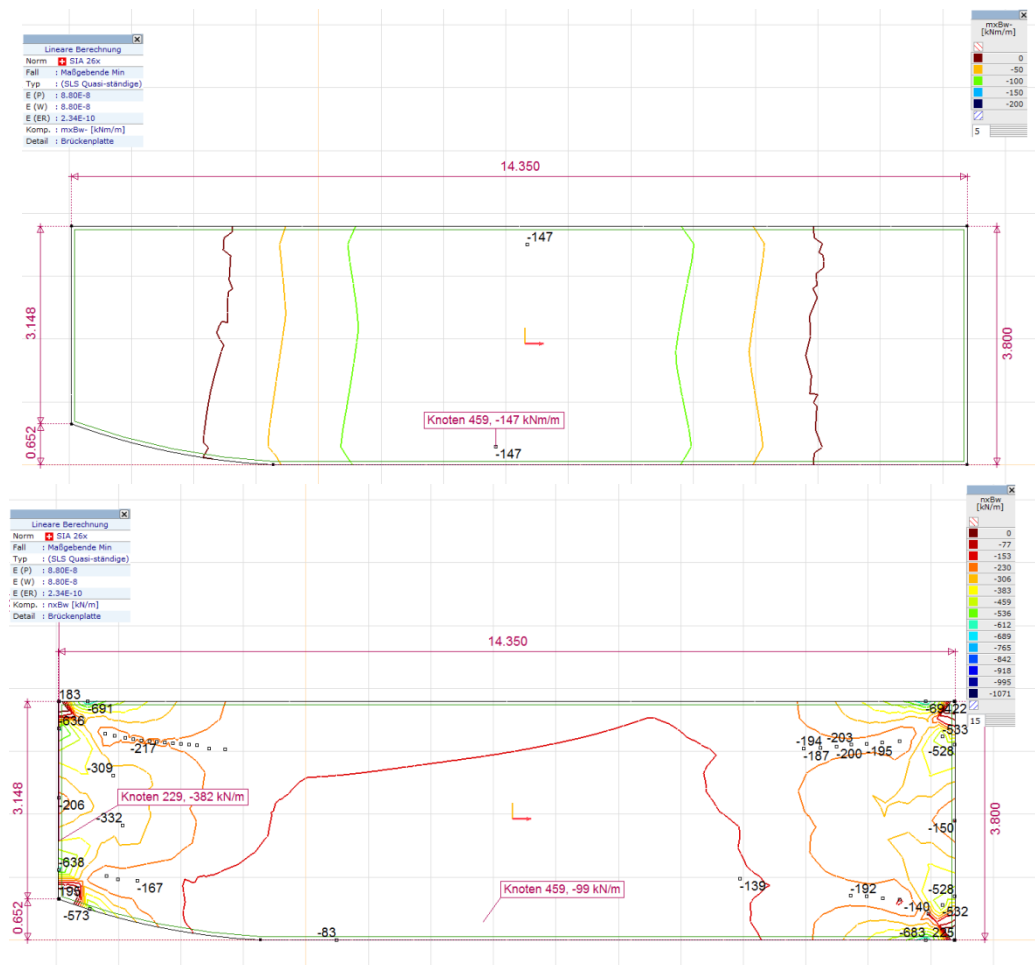


Abbildung 31 Massgebende Schnittkräfte $mxBw$ und $nxBw$ infolge quasi-ständiger Lastfall

Knoten	K	min. max.	v_{xz} [kN/m]	$nxBw$ [kN/m]	$nyBw$ [kN/m]	$mxBw+$ [kNm/m]	$mxBw-$ [kNm/m]	$myBw+$ [kNm/m]	$myBw-$ [kNm/m]
459	$mxBw+$	min	-5	-97	-1	0	-147	1	-2

Tabelle 6 Massgebende Schnittkräfte $mxBw$ und $nxBw-$ infolge quasi-ständiger Lastfall

Maßgebende Lastkombination											
EL	AL	Effektiver Erddruck und Verdichtungsdruck	ED_Bahnlást ED_Schlingerkraft	Wasserauftrieb	Erdaufblast Fundament	Wasserdruck	Wasseraufblast	LM1	Wind	Temp_oben_kalt	Temp_oben_warm
1	1	1	1	1	1	1	1	-	-	-	0.5

Tabelle 7 Lastkombination der massgebende Schnittkräfte infolge quasi-ständiger Lastfall

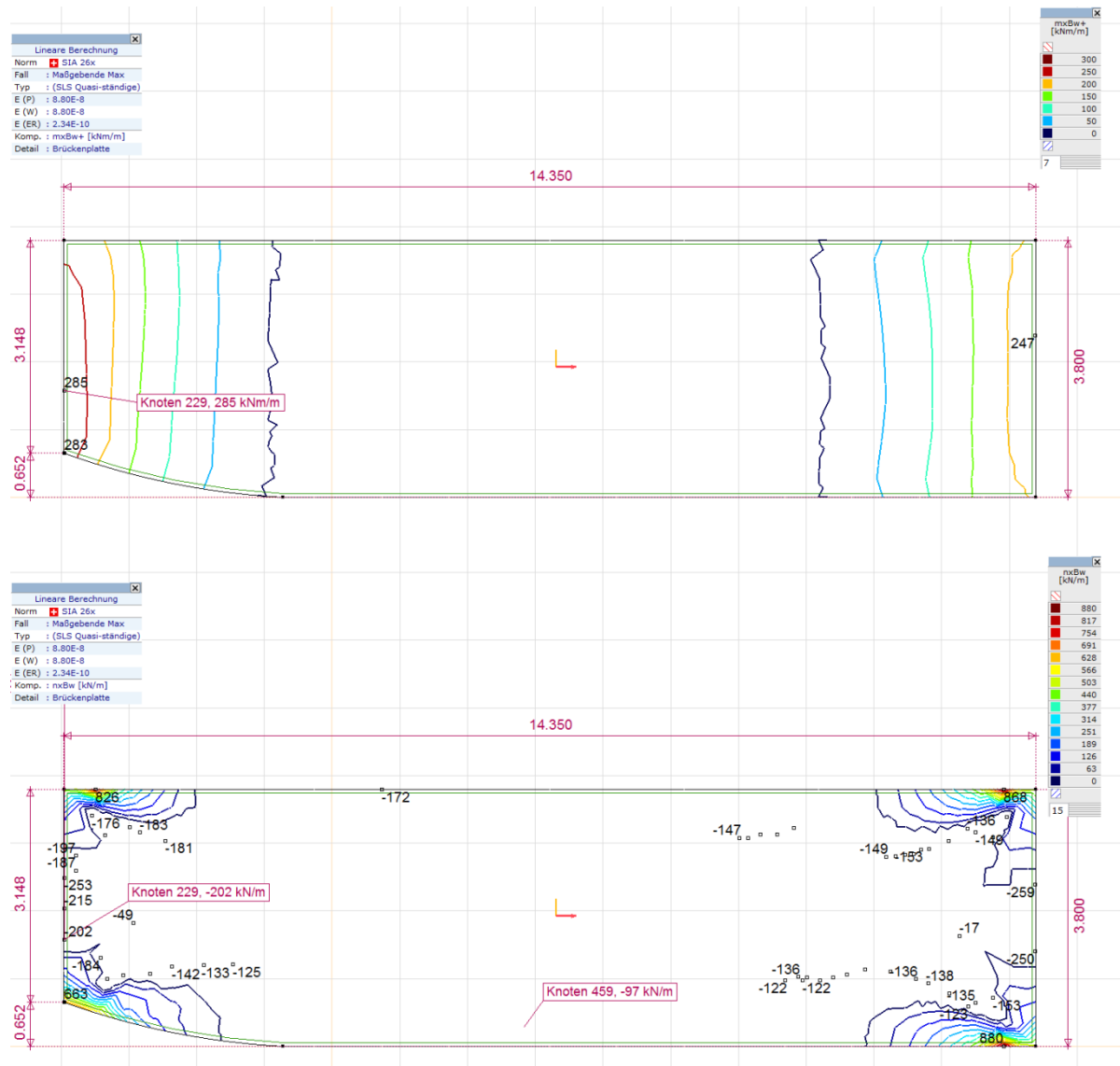


Abbildung 32 mxBw und nxBw –max quasi-ständiger Lastfall

Knoten	K	min. max.	vz [kN/m]	nxBw [kN/m]	nyBw [kN/m]	mxBw+ [kNm/m]	mxBw- [kNm/m]	myBw+ [kNm/m]	myBw- [kNm/m]
229		max	-155	-351	798	285	0	55	0

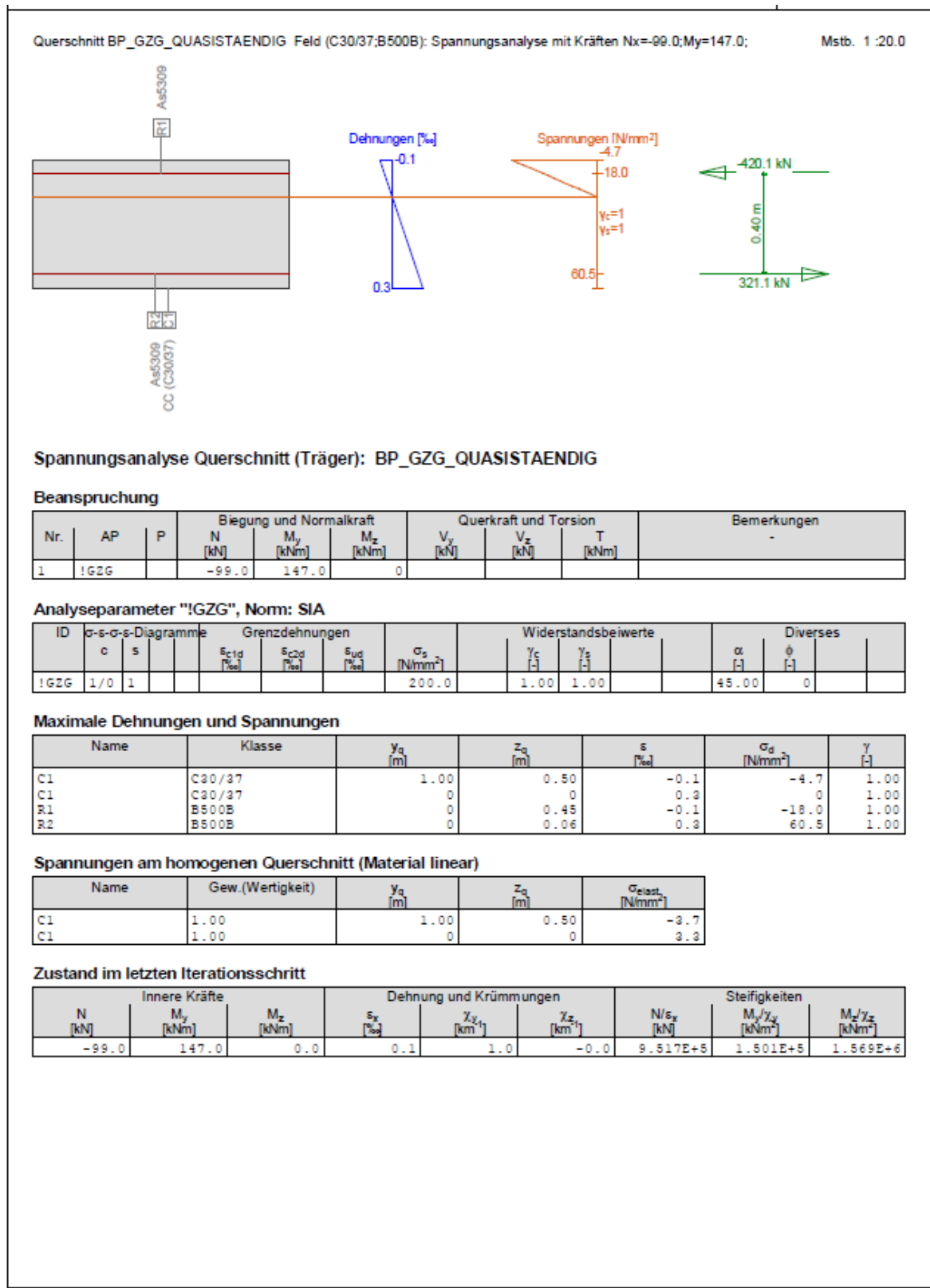
Tabelle 8 Massgebende Schnittkräfte mxBw und nxBw+ infolge quasi-ständiger Lastfall

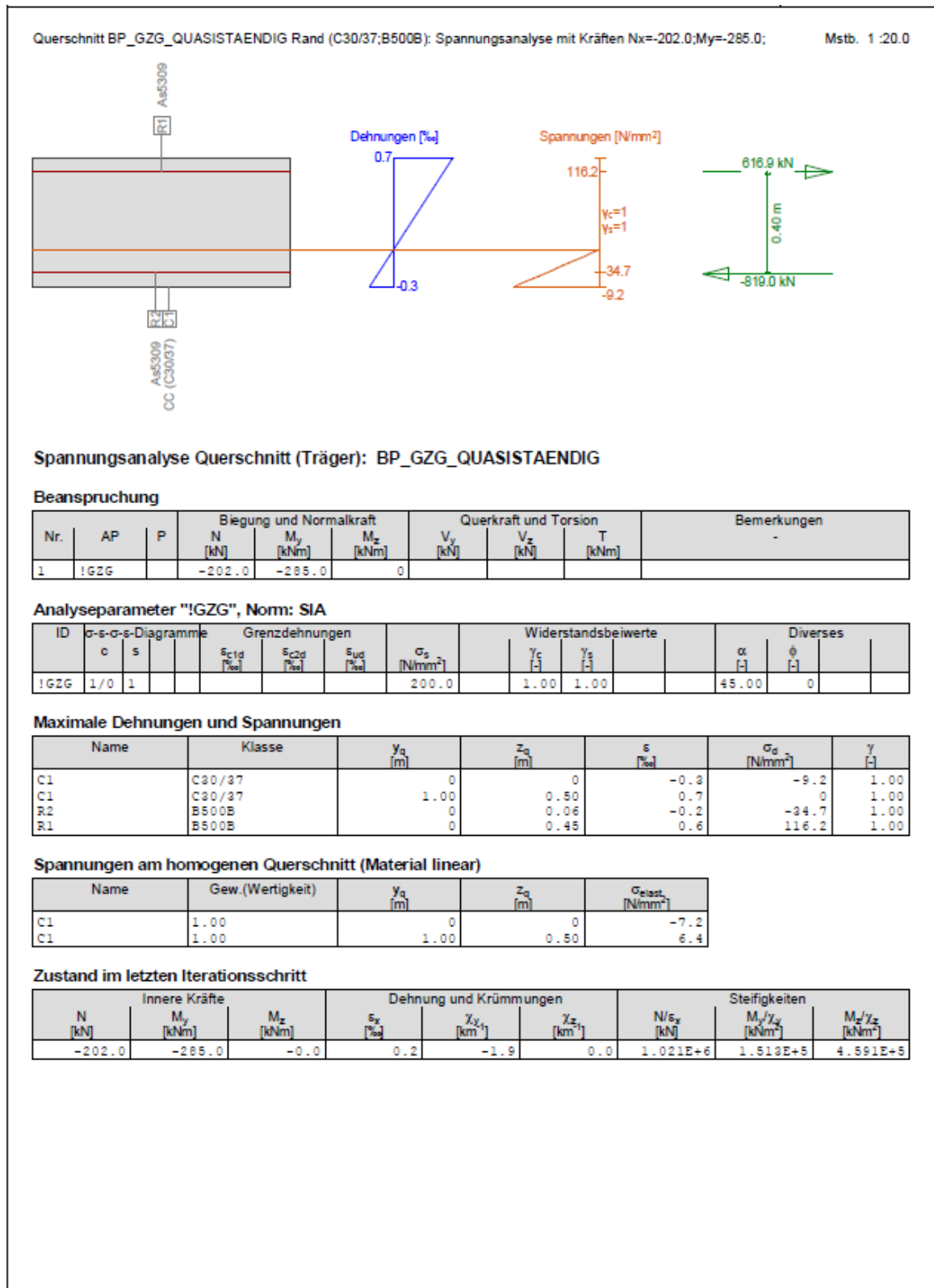
Maßgebende Lastkombination											
EL	AL	Effektiver Erddruck und Verdichtungsdruck	ED_Bahnlast ED_Schlingerkraft	Wasserauftrieb	Erdaufrost Fundament	Wasserdruck	Wasseraufrost	LM1	Wind	Temp_oben_kalt	Temp_oben_warm
1	1	1	1	1	1	1	1	-	-	0.5	-

Tabelle 9 Lastkombination der massgebende Schnittkräfte mxBw und nxBw+ infolge quasi-ständiger Lastfall

6.2.2.2 Spannungsanalyse der Quasi-ständigen Lastfälle

Die ermittelten Stahlspannungen werden in Kap. 6.2.2.3 berücksichtigt.





6.2.2.3 Begrenzen der Rissbreiten für Quasi-ständige Lastfälle

Begrenzen der Rissbreiten für Quasi-ständige Lastfälle

$G_k, P_k, \psi_{2i}, Q_{ki}, X_d, a_d \}$

- Biegebeanspruchung:

$$n_{Ed_quasi_ständig_Feld} := -99 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad m_{Ed_quasi_ständig_Feld} := -147 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$n_{Ed_quasi_ständig_Rand} := -202 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad m_{Ed_quasi_ständig_Rand} := 285 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

- vorhandene Spannung im Stahl infolge der Biegebeanspruchung:

$$\sigma_{s_quasi_ständig_Feld} := 60.5 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{s_quasi_ständig_Rand} := 116.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{s_quasi_ständig} := \max(|\sigma_{s_quasi_ständig_Feld}|, |\sigma_{s_quasi_ständig_Rand}|) = 116.2 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

- Zulässige Spannung zur Begrenzung der nominellen Rissbreite zum Zeitpunkt der Rissbildung:

$$\sigma_{s_adm_quasi_ständig} := \sqrt{\frac{9 \cdot E_s \cdot f_{ctm} \cdot w_{nom}}{d_L}} = 320.8 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\text{Nachweis_Spannung_quasi_ständig} := \begin{cases} \text{"i.O"} & \text{if } \sigma_{s_quasi_ständig} \leq \sigma_{s_adm_quasi_ständig} \\ \text{"nicht i.O"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Nachweis_Spannung_quasi_ständig} = \text{"i.O"}$$

6.2.3 Rissbreiten Häufiger Lastfall

6.2.3.1 Schnittkräfte der Häufigen Lastfälle

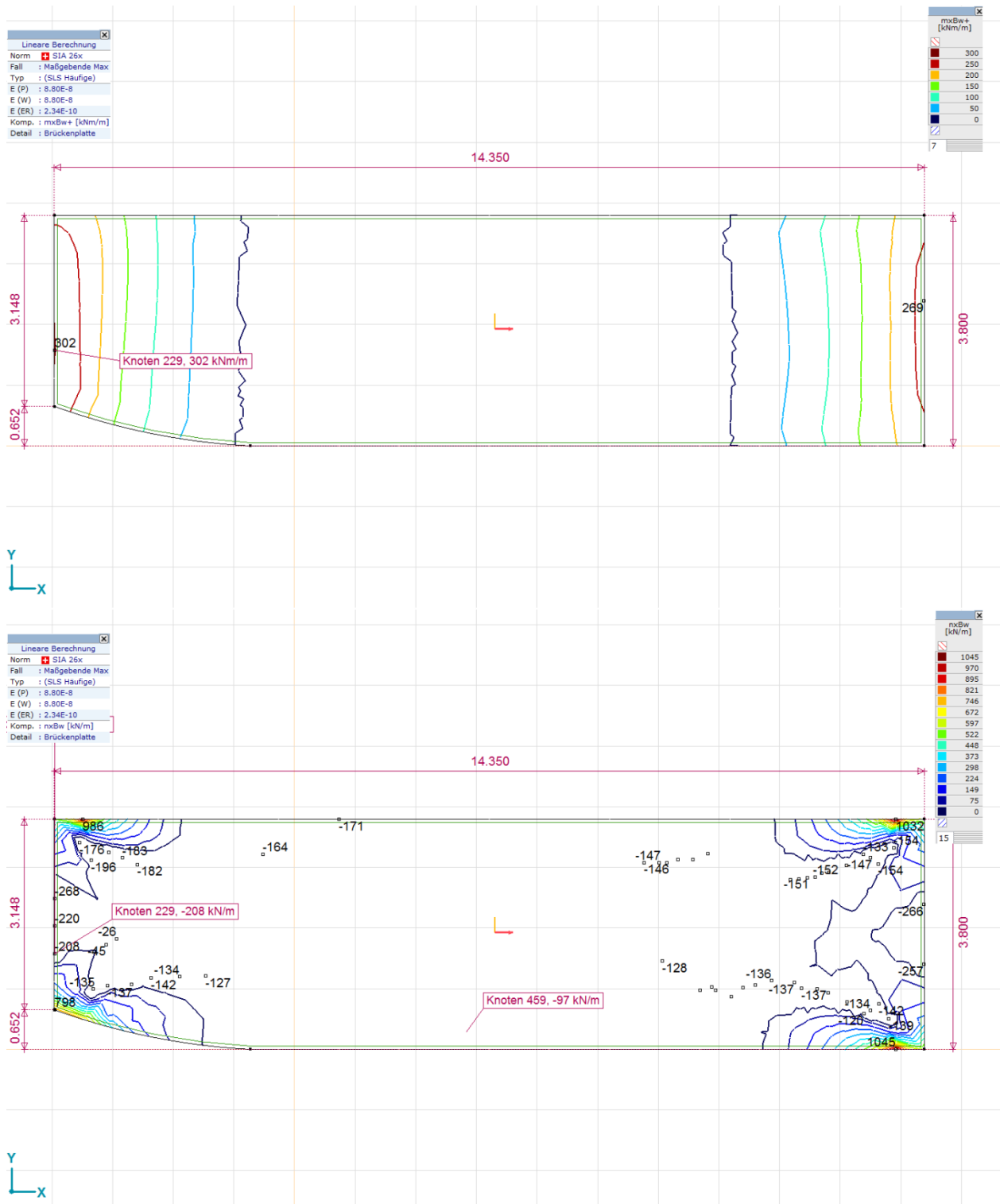


Abbildung 33 mxBw und nxBw –max Häufiger Lastfall

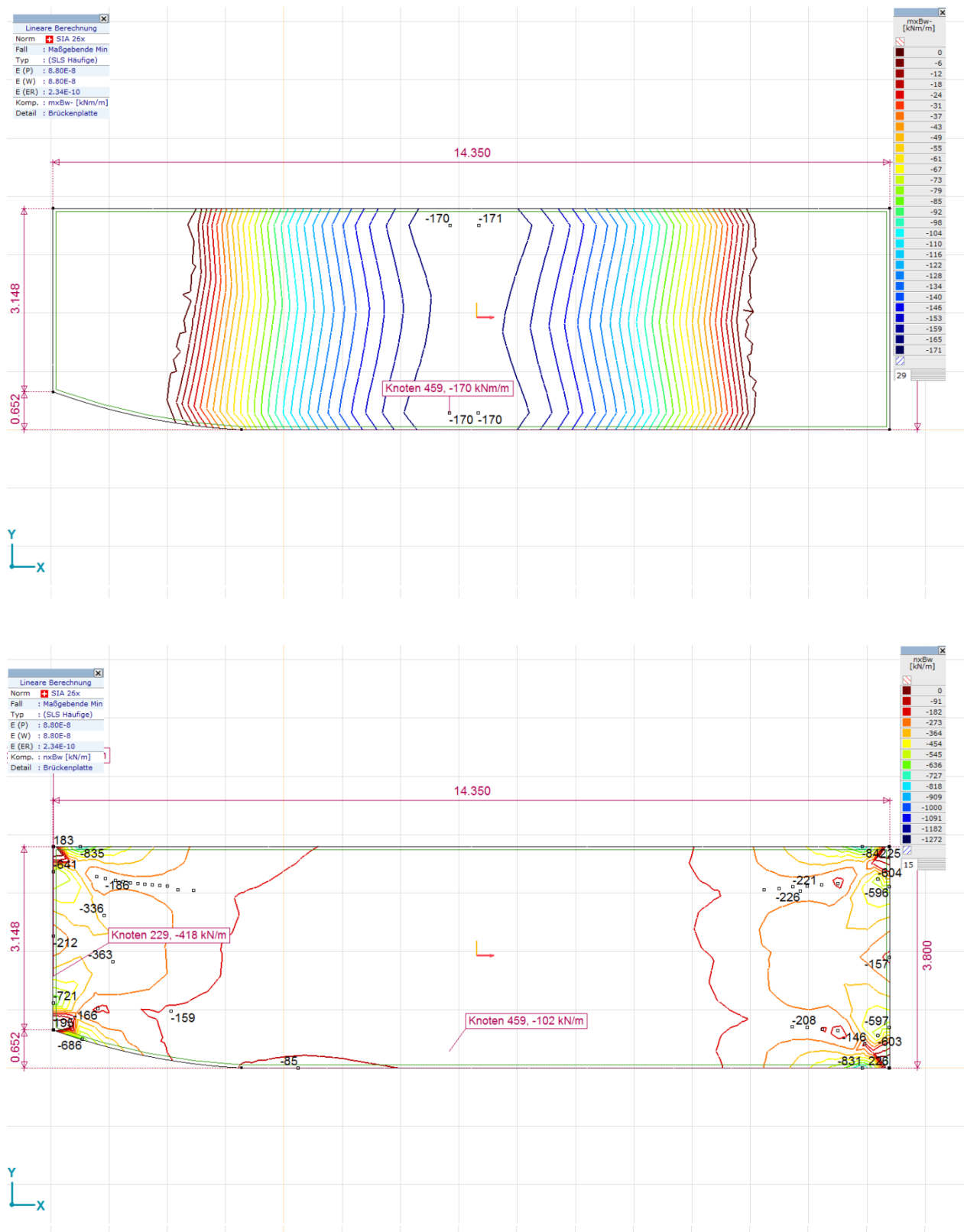
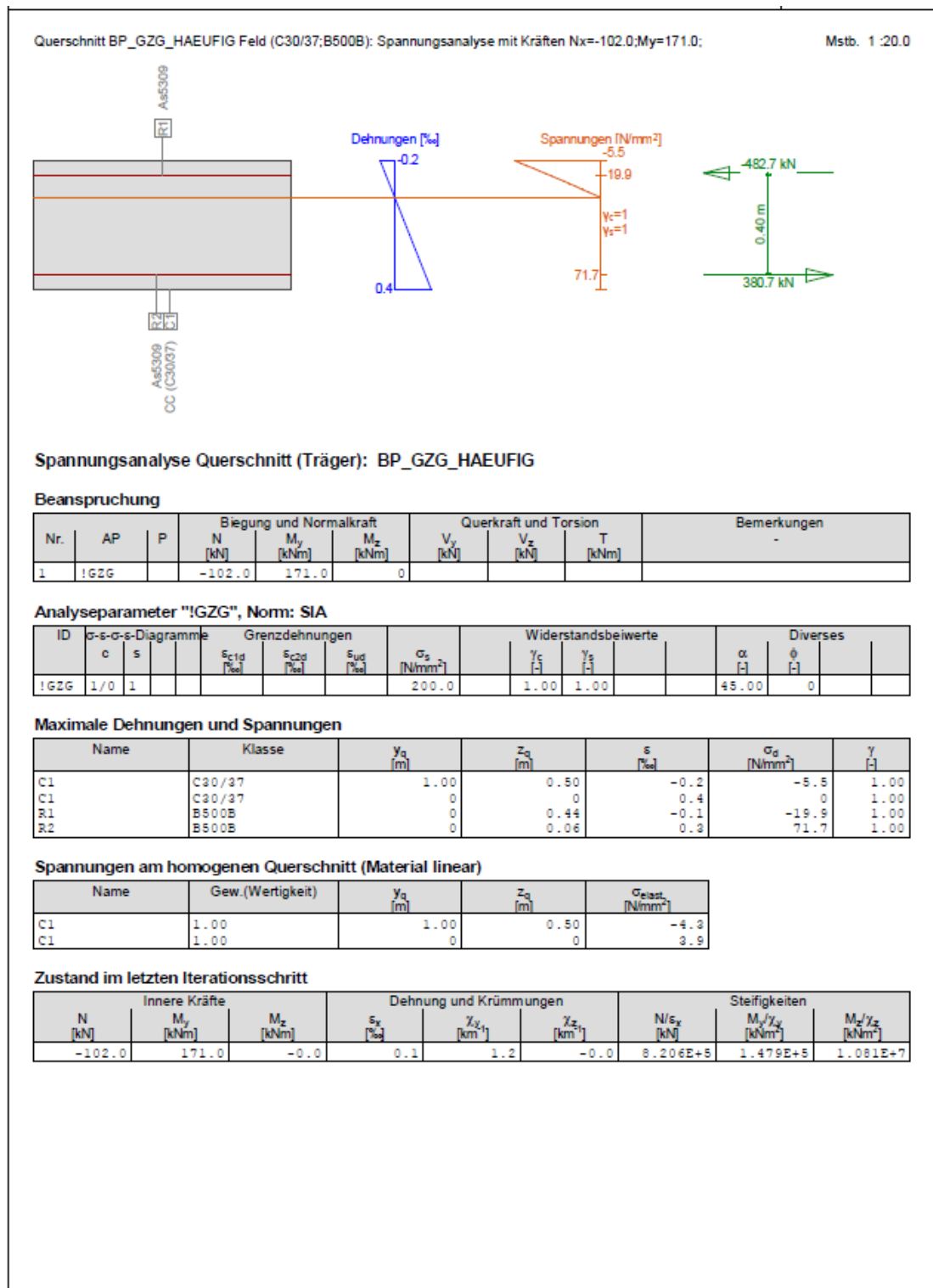
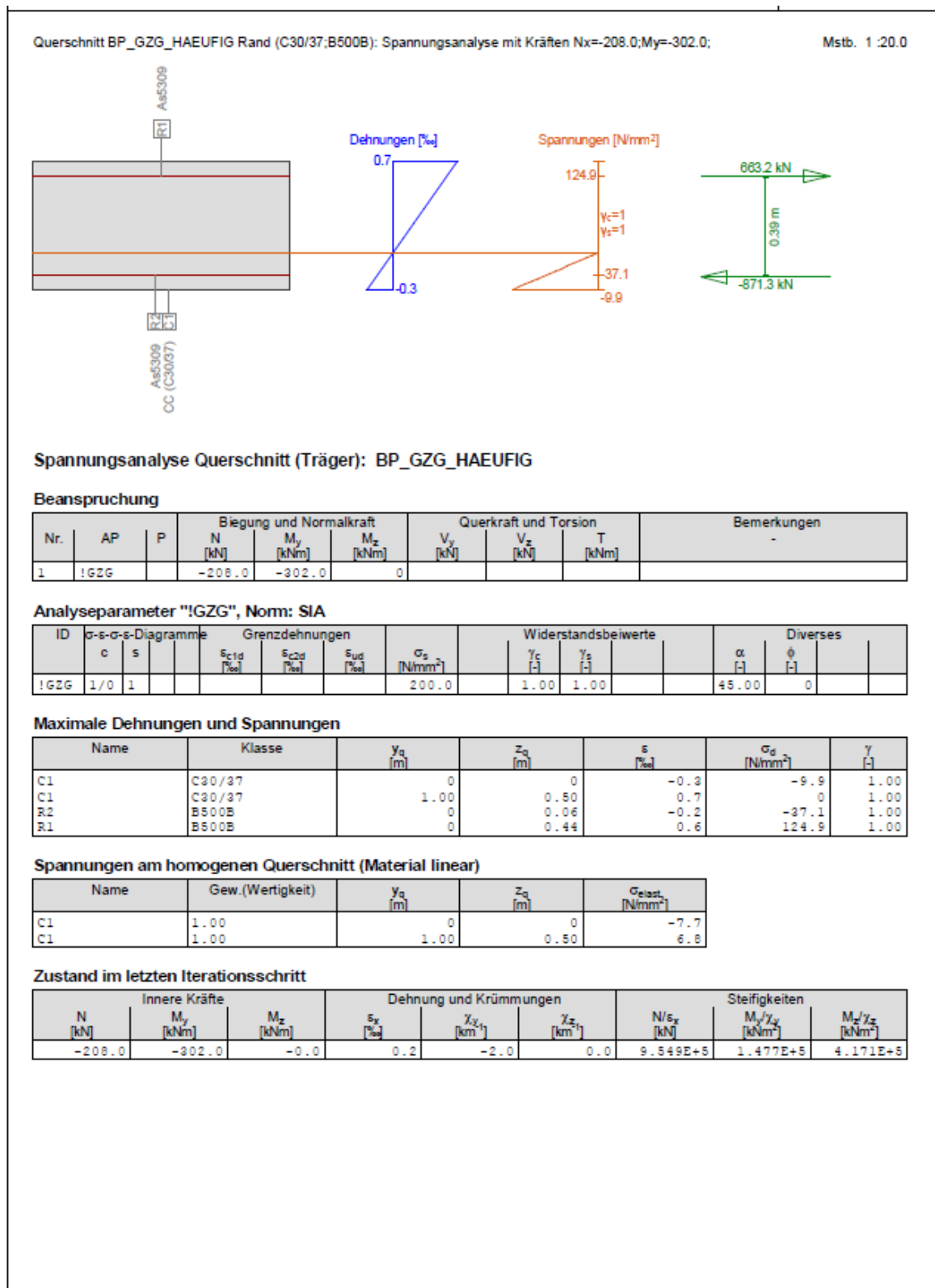


Abbildung 34 mxBw und nxBw –min Häufiger Lastfall

6.2.3.2 Spannungsanalyse Häufiger Lastfall

Die ermittelten Stahlspannungen werden in Kap. 6.2.3.3 berücksichtigt.





6.2.3.3 Begrenzen der Rissbreite für Häufige Lastfälle

Begrenzen der Rissbreiten häufige Lastfälle

$$G_k, P_k, \psi_{11} \cdot Q_{k1}, \psi_{2i} \cdot Q_{ki}, X_d, a_d \}$$

- Biegebeanspruchung:

$$n_{Ed_häufig_Feld} := -102 \frac{kN}{m} \quad m_{Ed_häufig_Feld} := 171 \frac{kN \cdot m}{m}$$

$$n_{Ed_häufig_Rand} := -208 \frac{kN}{m} \quad m_{Ed_häufig_Rand} := 302 \frac{kN \cdot m}{m}$$

- vorhandene Spannung im Stahl infolge der Biegebeanspruchung:

$$\sigma_{s_häufig_Feld} := 71.7 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{s_häufig_Rand} := 124.9 \frac{N}{mm^2}$$

$$\sigma_{s_häufig} := \max(|\sigma_{s_häufig_Feld}|, |\sigma_{s_häufig_Rand}|) = 124.9 \frac{N}{mm^2}$$

- Zulässige Spannung zur Begrenzung der nominellen Rissbreite zum Zeitpunkt der Rissbildung:

$$f_{sd} - 80 \frac{N}{mm^2} = 435 \frac{N}{mm^2} - 80 \frac{N}{mm^2} = 355 \frac{N}{mm^2}$$

$$\text{Nachweis_Spannung_häufig} := \begin{cases} \text{"i.O"} & \text{if } \sigma_{s_häufig} \leq f_{sd} - 80 \frac{N}{mm^2} \\ \text{"nicht i.O"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Nachweis_Spannung_häufig} = \text{"i.O"}$$

6.2.4 Begrenzung der Durchbiegung

6.2.4.1 Durchbiegung im ungerissenen Zustand infolge Quasi-ständiger Lastfälle

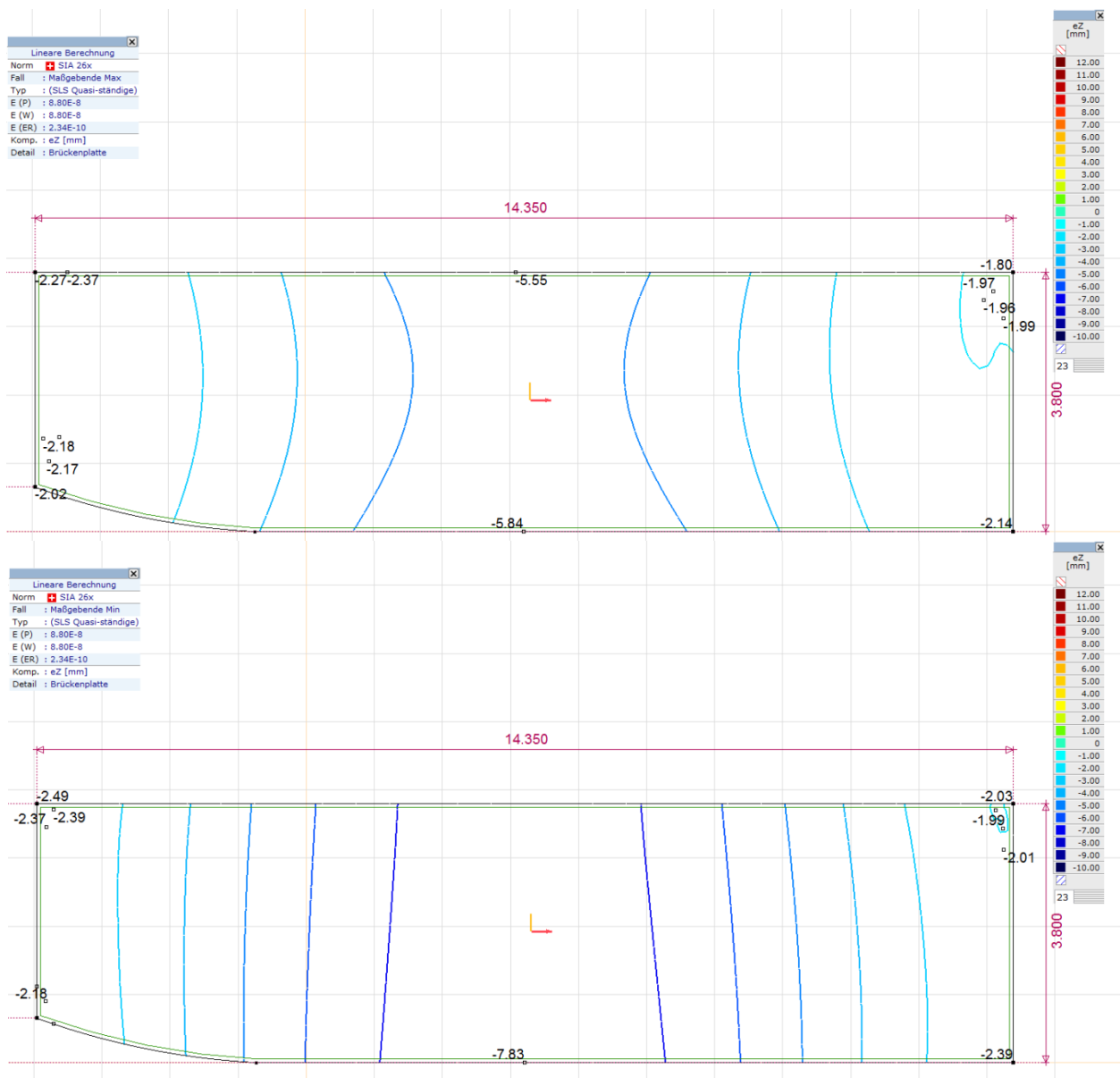


Abbildung 35 Durchbiegung im ungerissenen Zustand infolge quasi-ständiger Lastfälle

6.2.4.2 Durchbiegung im gerissenen Zustand infolge Quasi-ständiger Lastfälle

Gebrauchstauglichkeitsnachweis SIA 260 Tabelle 9

- Zulässige Verformungen

Spannweite: $l_w := 14.35\text{m}$

$$w_{\text{zul_quasi_ständig}} := \frac{1}{700} \quad w_{\text{zul_quasi_ständig}} = 20.5\text{-mm}$$

- Rissmoment $m_{\text{cr}} = W \cdot f_{\text{ctd}}$

Wandstärke: $t_w := 0.5\text{m}$

wirksame Breite (Nachweis pro 1m')

$$b := 1.0\text{m}$$

Faktor zur Berücksichtigung der Abmessungen:

$$k_t := \frac{1}{1 + 0.5 \cdot \frac{t}{3} \cdot \frac{1}{\text{m}}} = \frac{1}{1 + 0.5 \cdot \frac{0.5\text{-m}}{3} \cdot \frac{1}{\text{m}}} = 0.923$$

Charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit C30/37:

$$f_{\text{ctm}} := 2.90 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{SIA 262 Tab. 3}$$

Bemessungswert der Betondruckfestigkeit:

$$f_{\text{ctd}} := k_t \cdot f_{\text{ctm}} \quad f_{\text{ctd}} = 2.7 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Widerstandsmoment:

$$W := \frac{b \cdot t^2}{6} = \frac{1.0\text{-m} \cdot (0.5\text{-m})^2}{6} = 0.04167 \cdot \text{m}^3$$

$$m_{\text{cr}} := W \cdot f_{\text{ctd}} \quad m_{\text{cr}} = 111.5\text{-kN}\cdot\text{m}$$

Einwirkendes Moment: $m_{\text{Ed}} := 285\text{kN}\cdot\text{m}$

$$\text{Beton} := \begin{cases} \text{"gerissener_Zustand"} & \text{if } m_{\text{Ed}} \geq m_{\text{cr}} \\ \text{"ungerissener_Zustand"} & \text{if } m_{\text{Ed}} < m_{\text{cr}} \end{cases}$$

Beton = "gerissener_Zustand"

- Durchbiegung im ungerissenen Zustand infolge quasi-ständiger Lastfälle (Output des Programms AxisVM):

$$\{G_k, P_k, \psi_{2i}, Q_{ki}, X_d, a_d\} \quad w_c := 7.83\text{mm} - 2.18\text{mm} = 5.65\text{mm}$$
- Verformungen im ungerissenen Zustand infolge Kriechen: SIA 262 4.4.3.2.4

Kriechzahl: $\varphi := 2.0$

$$w_{c\varphi} := w_c \cdot (1 + \varphi) = 0.00565 \cdot \text{m} \cdot (1 + 2.0)$$

$$w_{c\varphi} = 16.95\text{mm}$$
- Verformungen im gerissenen Zustand mit Berücksichtigung des Kriechens SIA 262 4.4.3.2.5

$$w = \frac{1 - 20 \cdot \rho'}{10 \cdot \rho^{0.7}} \cdot (0.75 + 0.1 \cdot \varphi) \cdot \left(\frac{h}{d}\right)^3 \cdot w_c$$

$$h_w := t$$

Gewählte Bewehrung in der Zugzone:

$$a_{s_Zug} := 5309\text{mm}^2$$

Gewählte Bewehrung in der Druckzone:

$$a_{s_Druck} := 5309\text{mm}^2$$

Statische Höhe:

$$d := t - 55\text{mm} - 14\text{mm} - \frac{26\text{mm}}{2} = 418\text{mm}$$

geometrischer Bewehrungsgehalt der Zugzone:

$$\rho := \frac{a_{s_Zug}}{b \cdot d} = \frac{5309\text{mm}^2}{1.0\text{m} \cdot 0.418\text{m}} = 0.012701$$

geometrischer Bewehrungsgehalt der Druckzone:

$$\rho' := \frac{a_{s_Druck}}{b \cdot d} = \frac{5309\text{mm}^2}{1.0\text{m} \cdot 0.418\text{m}} = 0.012701$$

$$w := \frac{1 - 20 \cdot \rho'}{10 \cdot \rho^{0.7}} \cdot (0.75 + 0.1 \cdot \varphi) \cdot \left(\frac{h}{d}\right)^3 \cdot w_c = \frac{1 - 20 \cdot \rho'}{10 \cdot \rho^{0.7}} \cdot (0.75 + 0.1 \cdot 2.0) \cdot \left(\frac{0.5\text{m}}{0.418\text{m}}\right)^3 \cdot 0.00565\text{m}$$

$$w = 14.56\text{mm}$$

- Durchbiegung im gerissenen Zustand mit Berücksichtigung des Kriechens

SIA 262 4.4.3.2.6

$$w_{\text{erwartende_Verformungen}} := \frac{w + w_c}{2} = 10 \cdot \text{mm}$$

- Nachweis

$$\text{Verformungen} := \begin{cases} \text{"i.O."} & \text{if } w_{\text{erwartende_Verformungen}} \leq w_{\text{zul_quasi_ständig}} \\ \text{"zul. Wert ist überschritten"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Verformungen} = \text{"i.O."}$$

Literatur:

- Betonbau Bemessungsbeispiele zur Norm SIA 262, 2003 S. 38 - 39
- SIA 260, 2013

6.2.4.3 Durchbiegung im ungerissenen Zustand infolge Häufige Lastfälle

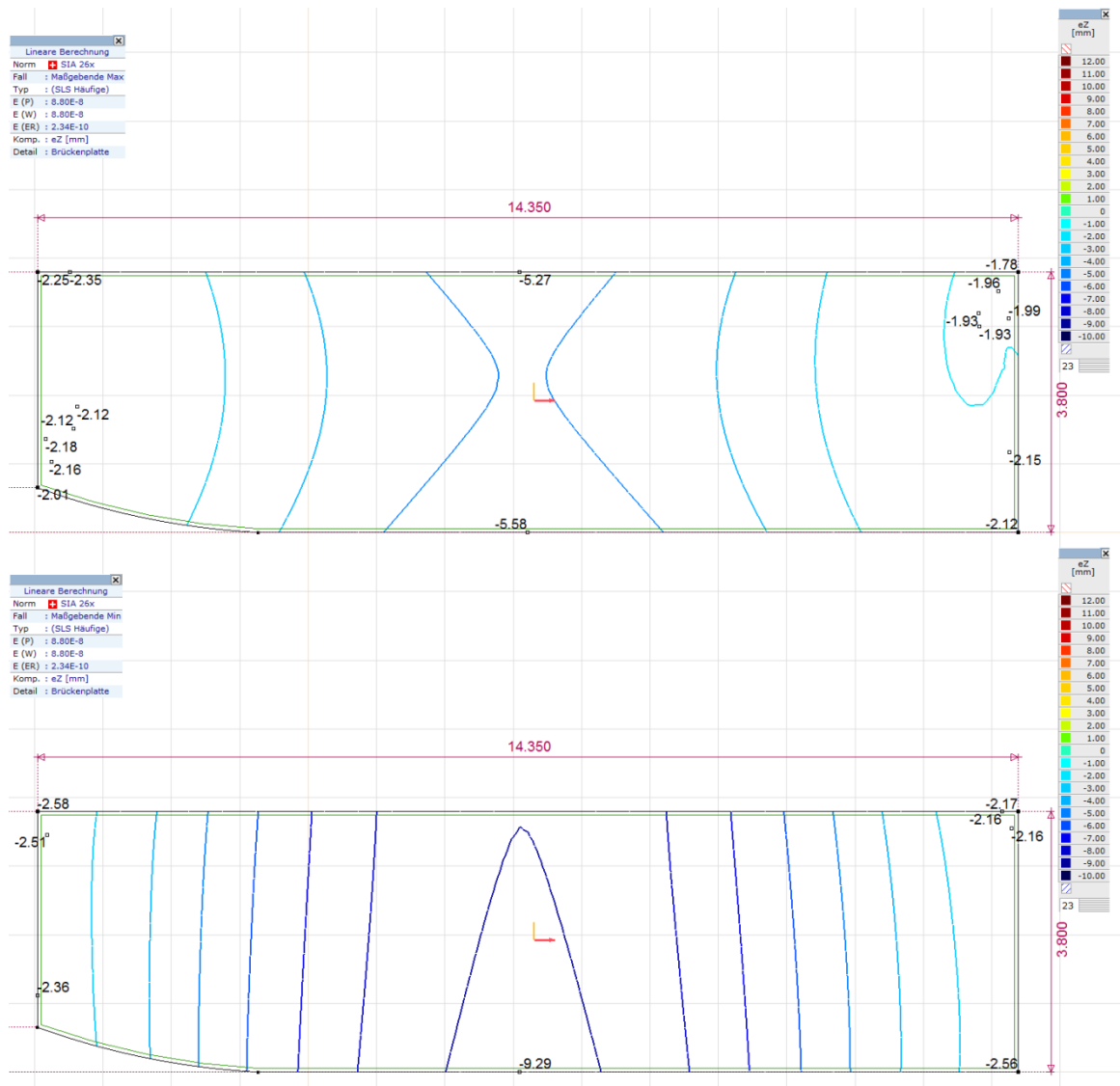


Abbildung 36 Durchbiegung im ungerissenen Zustand infolge Häufige Lastfälle

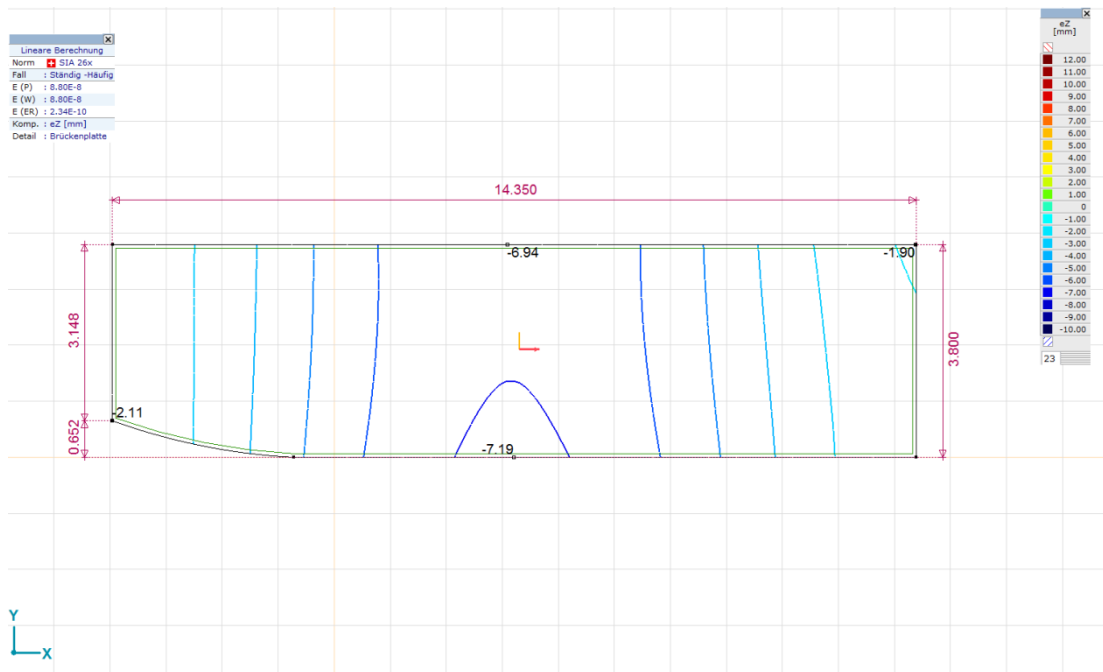


Abbildung 37 Durchbiegung im ungerissenen Zustand infolge des ständigen Anteils der Häufigen Lastfälle

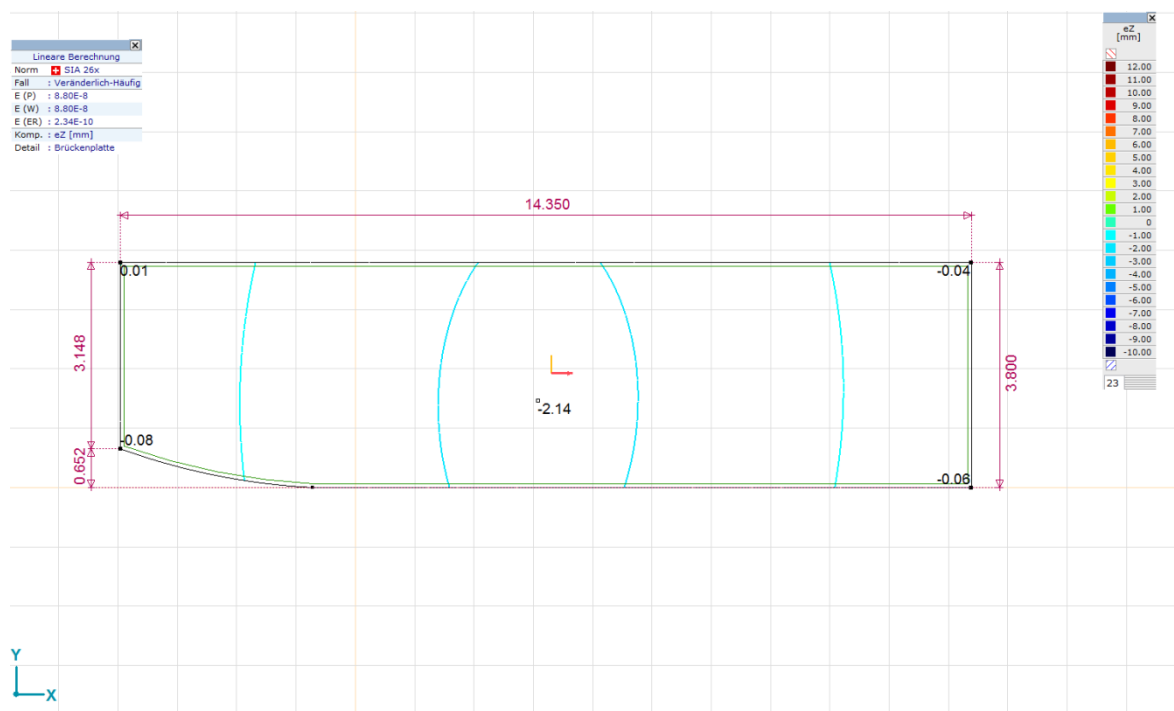


Abbildung 38 Durchbiegung im ungerissenen Zustand infolge des veränderlichen Anteils der Häufigen Lastfälle

6.2.4.4 Durchbiegung im gerissenen Zustand infolge Häufige Lastfälle

Gebrauchstauglichkeitsnachweis Tabelle 9

- Zulässige Verformungen

Spannweite: $l_w := 14.35\text{m}$

$$w_{\text{zul_häufig}} := \frac{1}{600}$$

$$w_{\text{zul_häufig}} = 23.92 \cdot \text{mm}$$

4) Durchbiegung nur infolge LM1
 inkl. $\psi_1 \cdot Q_{k_LM1}$

- Rissmoment $m_{cr} = W \cdot f_{ctd}$

Stärke: $t_w := 0.5\text{m}$

wirksame Breite (Nachweis pro 1m')

$$b := 1.0\text{m}$$

Faktor zur Berücksichtigung der Abmessungen:

$$k_t := \frac{1}{1 + 0.5 \cdot \frac{t}{3} \cdot \frac{1}{\text{m}}} = \frac{1}{1 + 0.5 \cdot \frac{0.5 \cdot \text{m}}{3} \cdot \frac{1}{\text{m}}} = 0.923$$

Charakteristischer Wert der Betondruckfestigkeit C30/37:

$$f_{ctm} := 2.90 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \text{SIA 262 Tab. 3}$$

Bemessungswert der Betondruckfestigkeit:

$$f_{ctd} := k_t \cdot f_{ctm} \quad f_{ctd} = 2.68 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Widerstandsmoment:

$$W_w := \frac{b \cdot t^2}{6} = \frac{1.0 \cdot \text{m} \cdot (0.5 \cdot \text{m})^2}{6} = 0.04167 \cdot \text{m}^3$$

$$m_{cr} := W \cdot f_{ctd} \quad m_{cr} = 111.5 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Einwirkendes Moment: $m_{Ed} := 350 \text{kN} \cdot \text{m}$

Beton := $\begin{cases} \text{"gerissener_Zustand"} & \text{if } m_{Ed} \geq m_{cr} \\ \text{"ungerissener_Zustand"} & \text{if } m_{Ed} < m_{cr} \end{cases}$

Beton = "gerissener_Zustand"

- Durchbiegung im ungerissenen Zustand infolge häufiger Lastfälle (Output des Programms AxisVM):
 $\{G_k, P_k, \psi_{11} \cdot Q_{k1}, \psi_{2i} \cdot Q_{ki}, X_d, a_d\}$ $w_c := 9.29\text{mm} - 2.36\text{mm}$
- Durchbiegung im ungerissenen Zustand infolge des veränderlichen Anteils der häufigen Lastfälle (Output des Programms AxisVM):
 $\{\psi_{11} \cdot Q_{k1}\}$ $w_{c_ver} := 2.4\text{mm}$
- Durchbiegung im ungerissenen Zustand infolge des ständigen Anteils der häufigen Lastfälle (Output des Programms AxisVM):
 $\{G_k, P_k, X_d, a_d\}$ $w_{c_st} := (7.19\text{mm} - 2.11\text{mm}) = 5.08\text{mm}$
- Verformungen im ungerissenen Zustand: SIA 262 4.4.3.2.4
 Kriechzahl: $\varphi := 2.0$
 $w_{c\varphi} := w_c \cdot (1 + \varphi) = (9.29\text{mm} - 2.36\text{mm}) \cdot (1 + 2.0)$
 $w_{c\varphi} = 20.79\text{mm}$
- Verformungen im gerissenen Zustand mit Berücksichtigung des Kriechens (Verformungen infolge der ständigen Einwirkungen) SIA 262 4.4.3.2.5

$$w_{st} = \frac{1 - 20 \cdot \rho'}{10 \cdot \rho^{0.7}} \cdot (0.75 + 0.1 \cdot \varphi) \cdot \left(\frac{h}{d}\right)^3 \cdot w_c$$
- Verformungen im gerissenen Zustand (Verformungen nur infolge der veränderlichen Einwirkungen)

$$w_{ver} = \frac{1 - 20 \cdot \rho'}{10 \cdot \rho^{0.7}} \cdot (0.75) \cdot \left(\frac{h}{d}\right)^3 \cdot w_c$$

$$\underline{\underline{h_{eff}}} := t$$
- Gewählte Bewehrung in der Zugzone:
 $a_{s_Zug} := 5309\text{mm}^2$
- Gewählte Bewehrung in der Druckzone:
 $a_{s_Druck} := 5309\text{mm}^2$
- Statische Höhe:
 $d := t - 55\text{mm} - 14\text{mm} - \frac{26\text{mm}}{2} = 418\text{mm}$

- geometrischer Bewehrungsgehalt der Zugzone:

$$\rho := \frac{a_{s_Zug}}{b \cdot d} = \frac{5309 \cdot \text{mm}^2}{1.0 \cdot \text{m} \cdot 0.418 \cdot \text{m}} = 0.012701$$

- geometrischer Bewehrungsgehalt der Druckzone:

$$\rho' := \frac{a_{s_Druck}}{b \cdot d} = \frac{5309 \cdot \text{mm}^2}{1.0 \cdot \text{m} \cdot 0.418 \cdot \text{m}} = 0.012701$$

- Verformungen

$$w_{st} := \frac{1 - 20 \cdot \rho'}{10 \cdot \rho^{0.7}} \cdot (0.75 + 0.1 \cdot \varphi) \cdot \left(\frac{h}{d}\right)^3 \cdot w_{c_st} = \frac{1 - 20 \cdot \rho'}{10 \cdot \rho^{0.7}} \cdot (0.75 + 0.1 \cdot 2.0) \cdot \left(\frac{0.5 \cdot \text{m}}{0.418 \cdot \text{m}}\right)^3 \cdot 0.00508 \cdot \text{m} = 13 \cdot \text{mm}$$

$$w_{ver} := \frac{1 - 20 \cdot \rho'}{10 \cdot \rho^{0.7}} \cdot (0.75) \cdot \left(\frac{h}{d}\right)^3 \cdot w_{c_ver} = \frac{1 - 20 \cdot \rho'}{10 \cdot \rho^{0.7}} \cdot 0.75 \cdot \left(\frac{t}{0.418 \cdot \text{m}}\right)^3 \cdot 2.4 \cdot \text{mm} = 5 \cdot \text{mm}$$

$$w := w_{st} + w_{ver} = 18 \cdot \text{mm}$$

- Gesamtdurchbiegung im gerissenen Zustand

SIA 262 4.4.3.2.6

$$w_{\text{erwartende_Verformungen}} := \frac{w + w_c}{2}$$

$$w_{\text{erwartende_Verformungen}} = 12 \cdot \text{mm}$$

- Nachweis der Durchbiegung nur infolge LM1:

$$\text{Verformungen} := \begin{cases} \text{"i.O."} & \text{if } w_{ver} \leq w_{zul_h\u00e4ufig} \\ \text{"zul. Wert ist \u00fcberschritten"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Verformungen} = \text{"i.O."}$$

Literatur:

- Betonbau Bemessungsbeispiele zur Norm SIA 262, 2003 S. 36 - 37
- SIA 260, 2013

6.2.5 Gewählte Bewehrung für die Brückenplatte

Querbewehrung $a_{s \text{ vorh oben}} = 1023 \text{ mm}^2/\text{m } \varnothing 14 \text{ s}=150$

$a_{s \text{ vorh unten}}=1023 \text{ mm}^2/\text{m } \varnothing 14 \text{ s}=150$

Querbewehrung im Bereich der Einspannung

$a_{s \text{ vorh oben}} = 1696 \text{ mm}^2/\text{m } \varnothing 18 \text{ s}=150$

$a_{s \text{ vorh unten}}=1696 \text{ mm}^2/\text{m } \varnothing 18 \text{ s}=150$

Längsbewehrung

$a_{s \text{ vorh oben}} = 5309 \text{ mm}^2/\text{m } \varnothing 26 \text{ s}=100$

$a_{s \text{ vorh unten}} = 5309 \text{ mm}^2/\text{m } \varnothing 26 \text{ s}=100$

Bügelbewehrung

$a_{sw} = 4092 \text{ mm}^2/\text{m } \varnothing 14 \text{ s}=150 \text{ (4-schnittig)}$

6.3 Tragsicherheitsnachweis Widerlagerwände

6.3.1 Massgebende Schnittkräfte Widerlagerwände

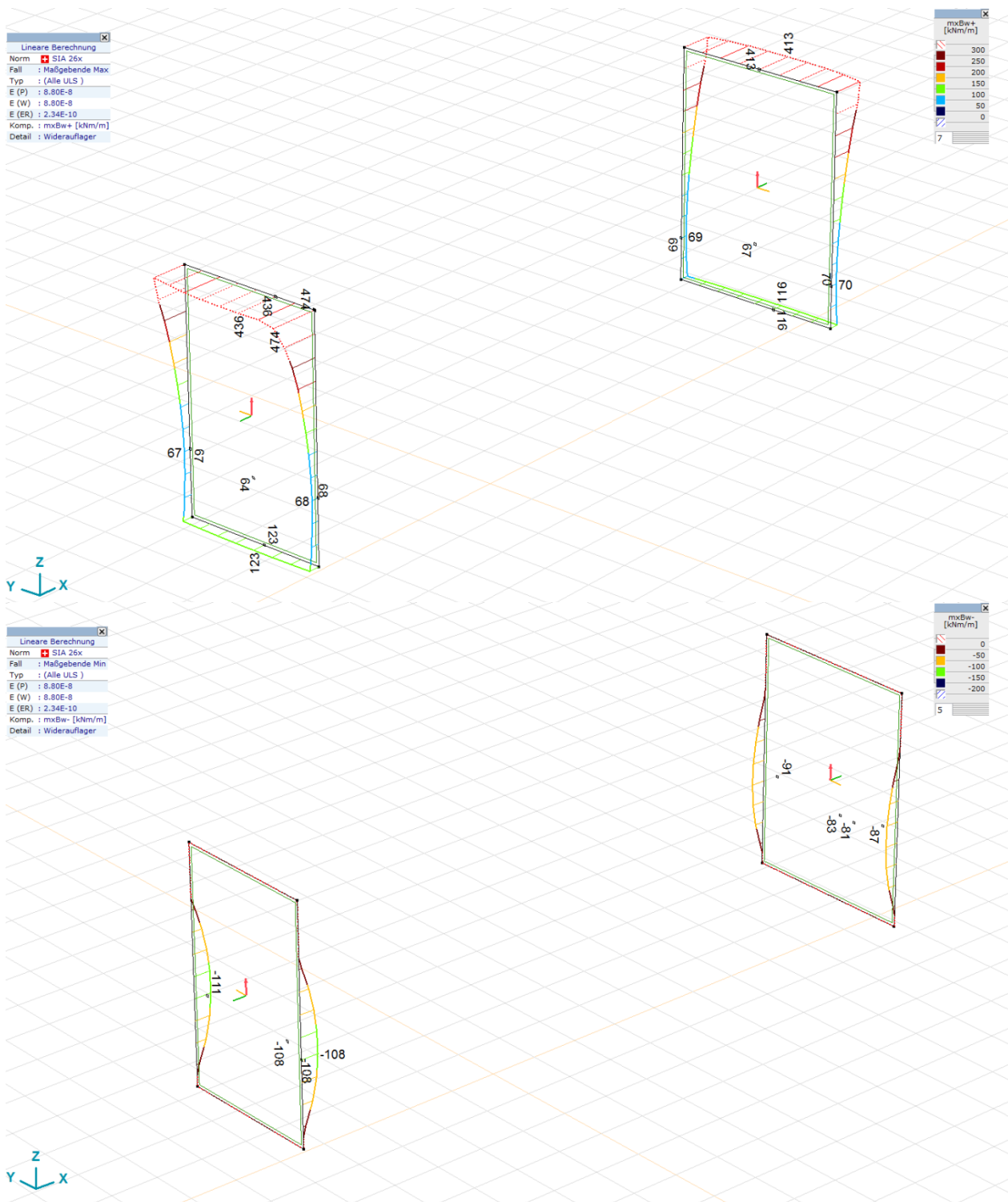
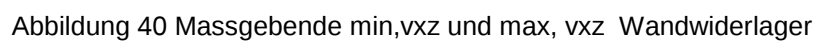


Abbildung 39 Massgebende max, m_{xw+} und min, m_{xw-} Wandwiderlager



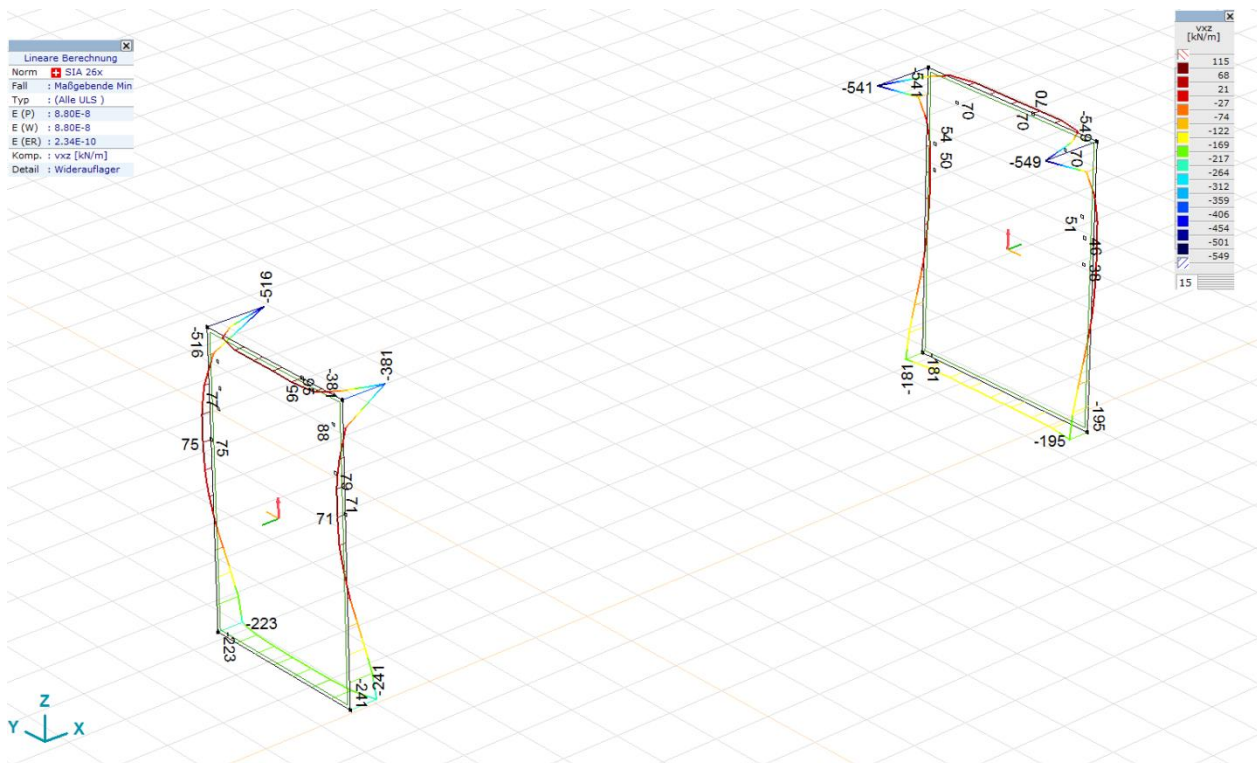


Abbildung 41 Massgebende min, nxBw Wandwiderlager

Die massgebende Schnittkräfte und dazugehörige Lastkombinationen sind in der Tabelle 3 Tabelle 10 und Tabelle 11 dargestellt.

LK		min. max.	vxz [kN/m]	nxBw [kN/m]	nyBw [kN/m]	mxBw+ [kNm/m]	mxBw- [kNm/m]	myBw+ [kNm/m]	myBw- [kNm/m]	Bemerkungen
1	mxBw+	max	-192	333	-1426	474	0	36	-15	Rand-Oben Lokal
2	mxBw+		282	-472	-1344	436	0	87	0	Rand-Oben
3	mxBw+	max	-140	-300	-70	123	0	24	0	Rand-Unten
4	mxBw-	max	4	-198	-59	0	-111	0	-9	Feld

Tabelle 10 Massgebende Schnittkräfte Wandwiderlager

Maßgebende Kombination											
EL	AL	Effektiver Erddruck und Verdichtungsdruck	ED_Bahnlast ED_Schlingerkraft	Wasserauftrieb	Erdauflast Fundament	Wasserdruck	Wasserauflast	LM1	Wind	Temp_oben_kalt	Temp_oben_warm
1.35	1.35	1.35	1.35	1.2	0.8	1.2	1.2	1.5	0.6	0.6	-
1.35	1.35	1.35	1.35	1.2	0.8	1.2	1.2	1.5	0.6	0.6	-
1.35	1.35	1.35	1.35	0.9	1.35	0.9	0.9	1.5	0.6	0.6	-
0.8	0.8	1.35	1.35	1.2	0.8	1.2	1.2	-	-	-	1.5

Tabelle 11 Lastkombination der massgebenden Schnitte

6.3.2 Erforderliche Bewehrung aus dem AxisVM

Für die grafische Darstellung wird nur das massgebende Wandwiderlager in der Abbildung 42, Abbildung 43, Abbildung 44 und Abbildung 45 dargestellt.

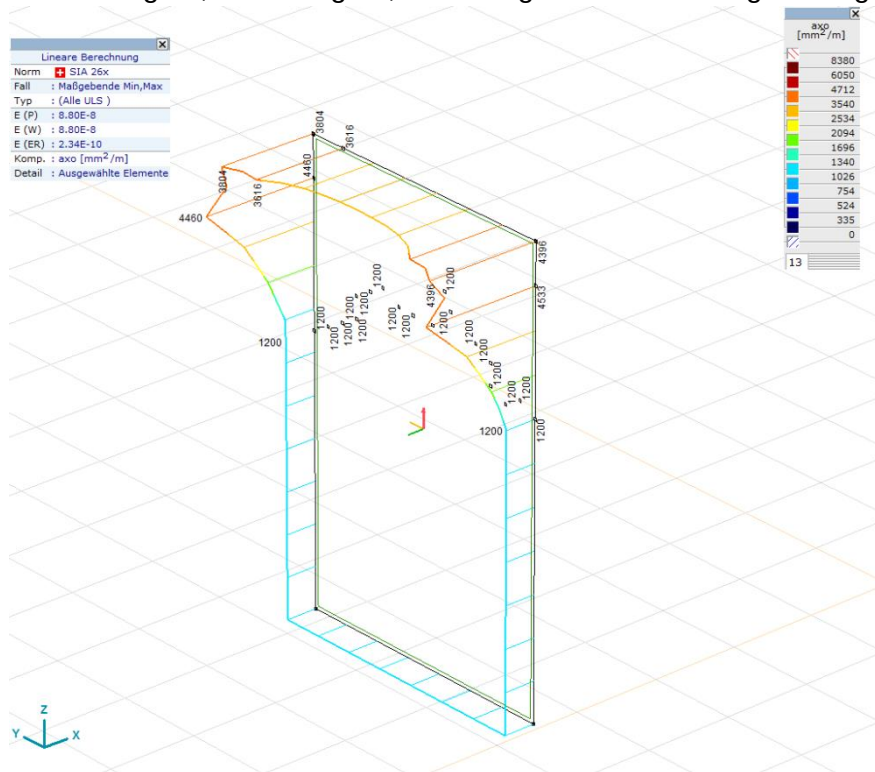


Abbildung 42 Erf. axo Wandwiderlager aus Axis

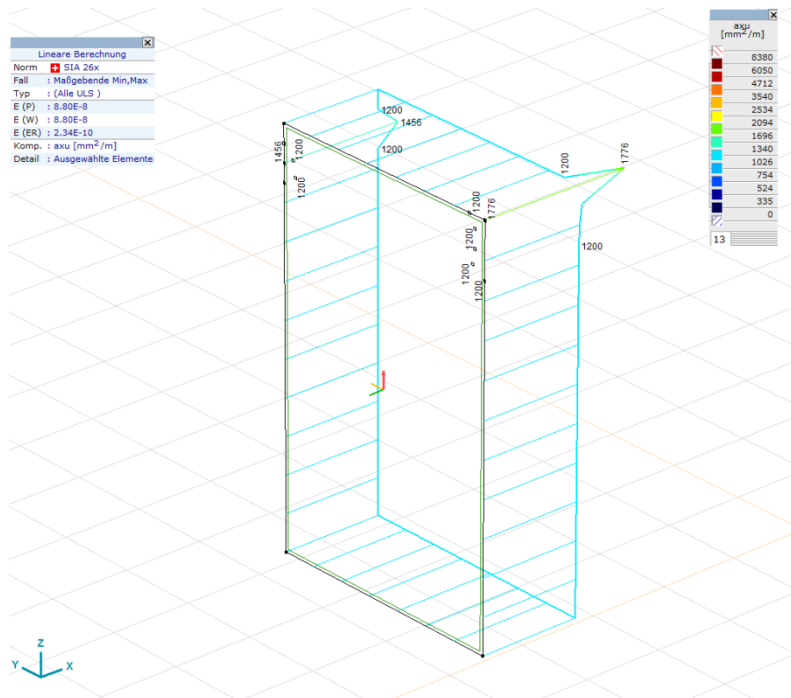


Abbildung 43 Erf. axu Wandwiderlager aus Axis

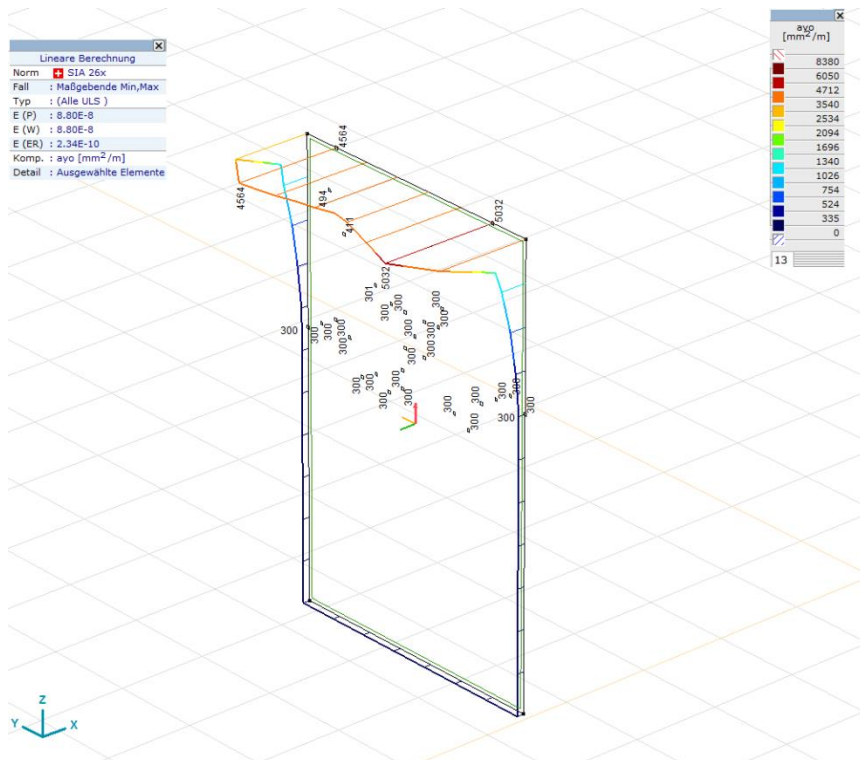


Abbildung 44 Erf. ayo, Wandwiderlager aus Axis

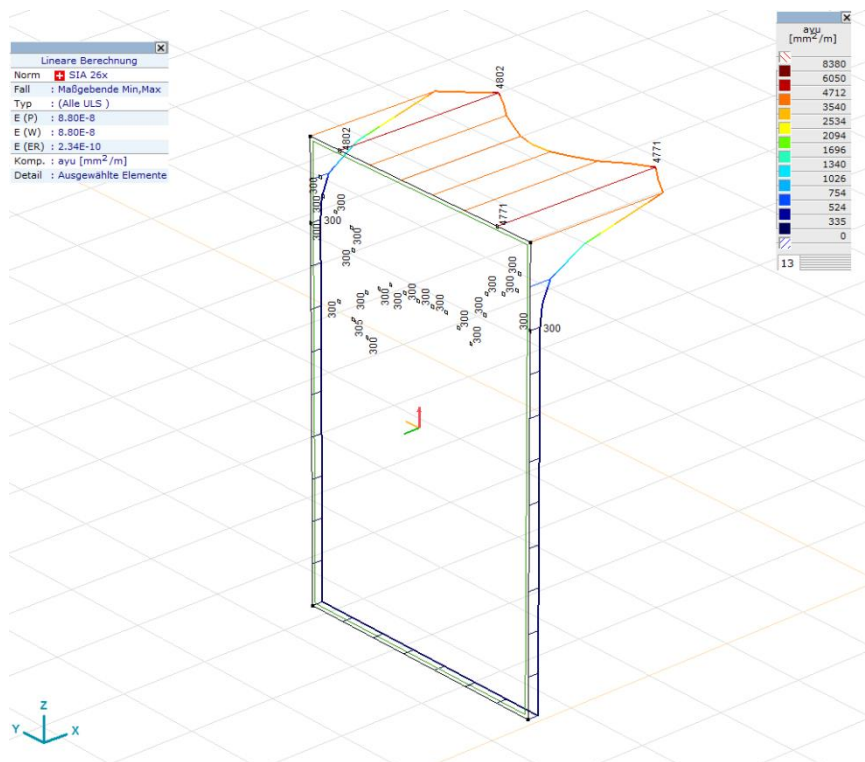


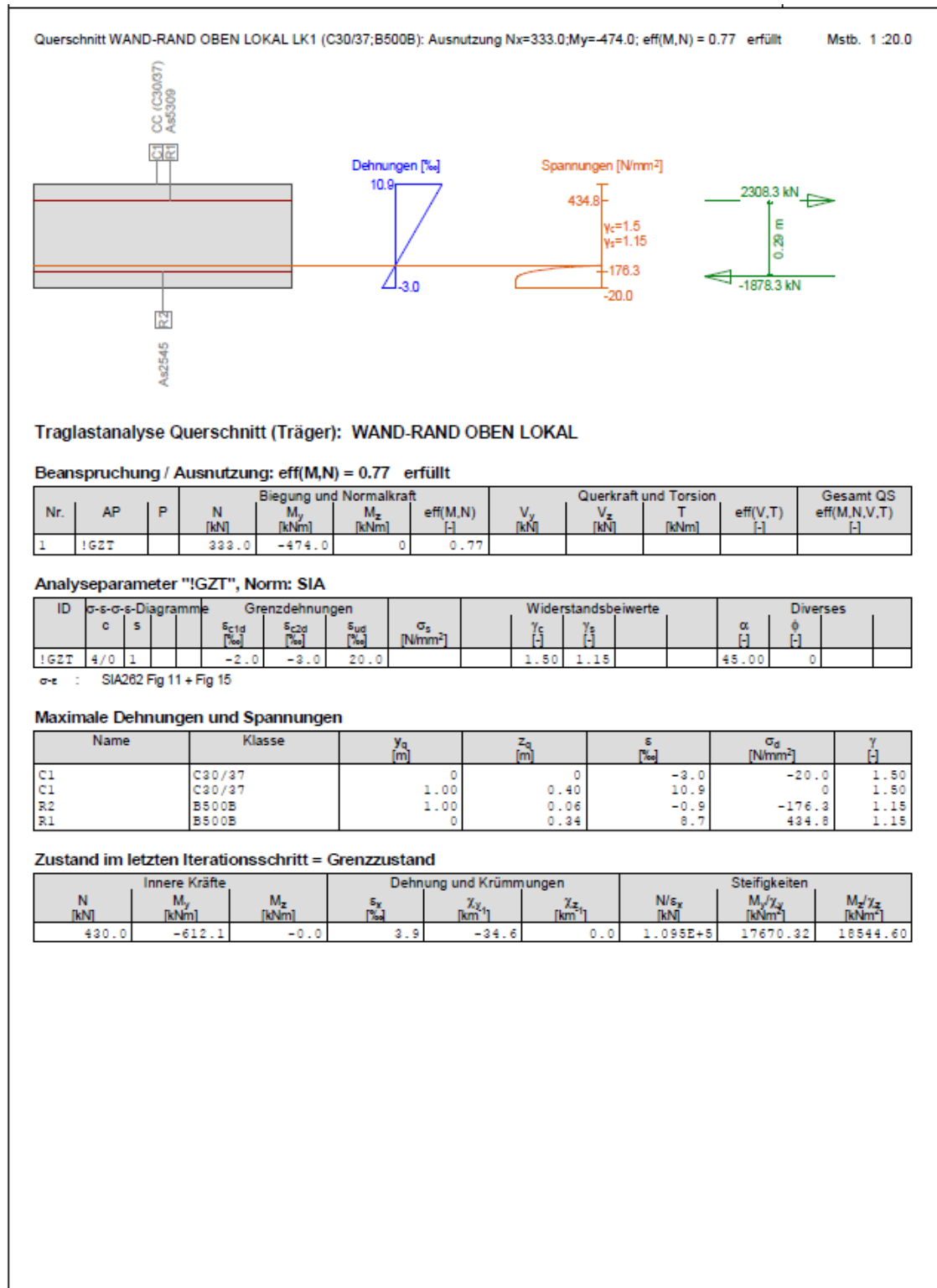
Abbildung 45 Erf. ayu, Wandwiderlager aus Axis

6.3.3 Bemessung Biegung

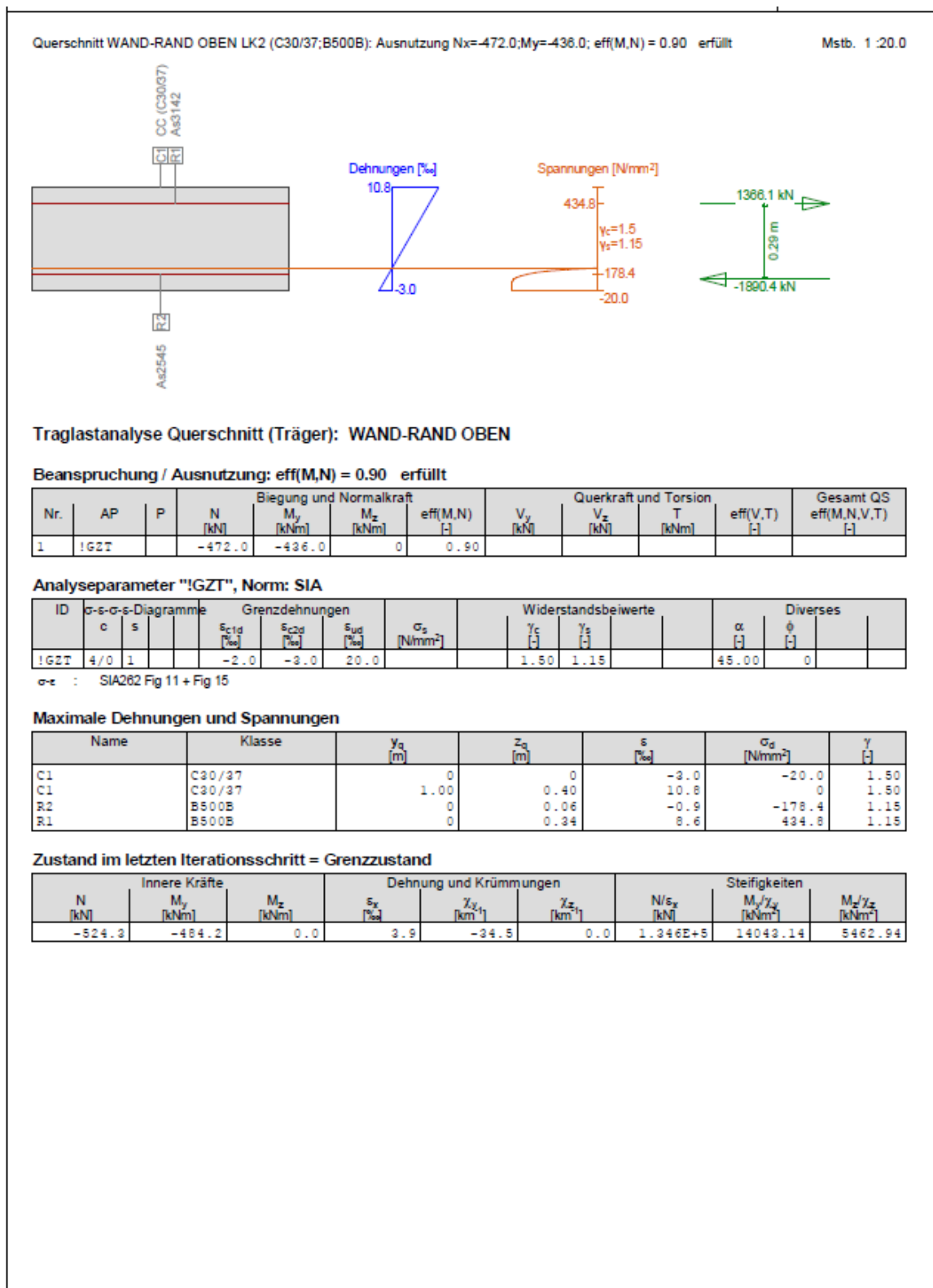
Die Bemessung wurde im Programm Fagus-6 durchgeführt.

Für die gewählte Bewehrung (siehe Kap. 6.3.5) ergibt sich die folgende Ausnutzung:

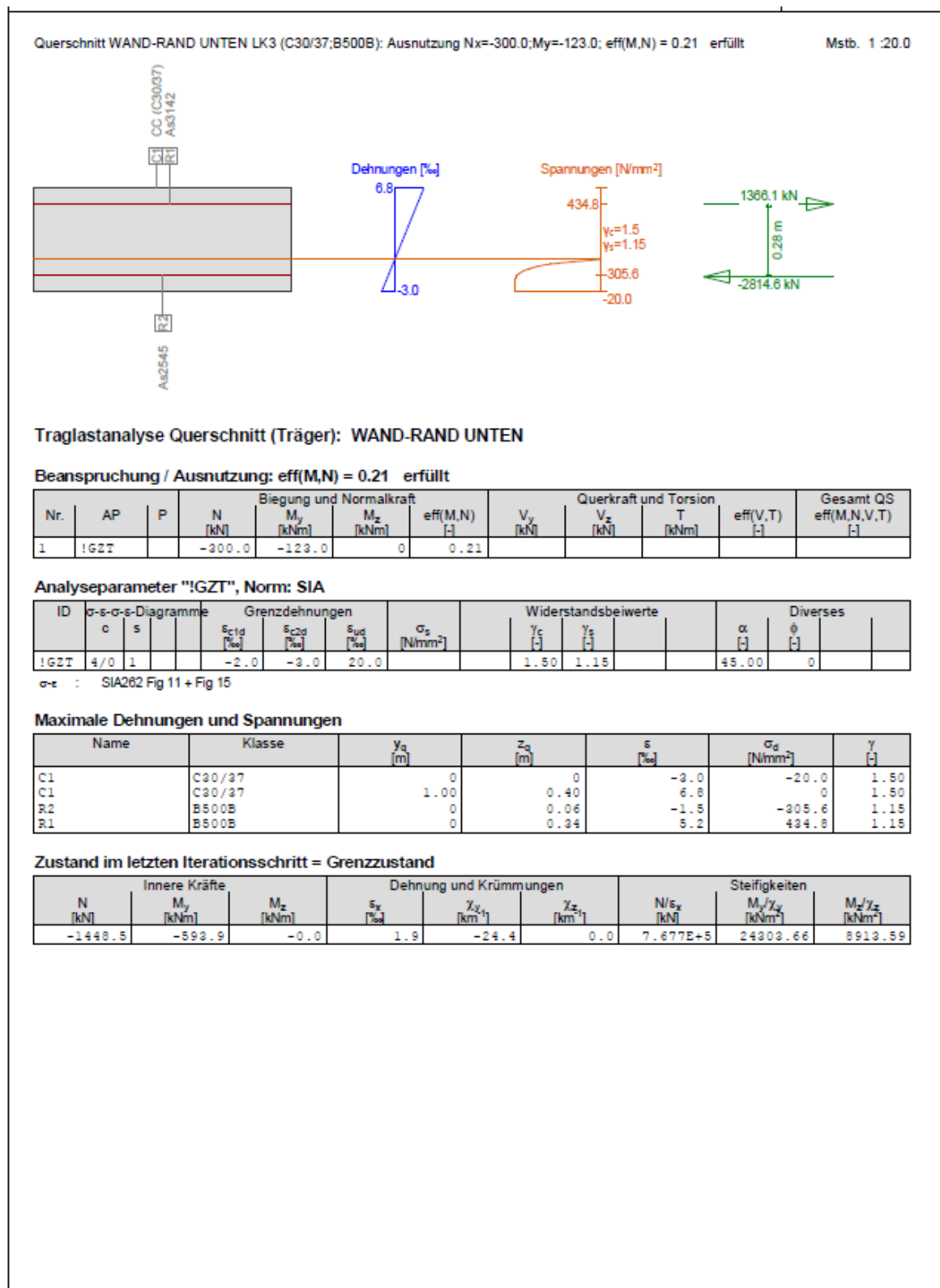
– LK 1



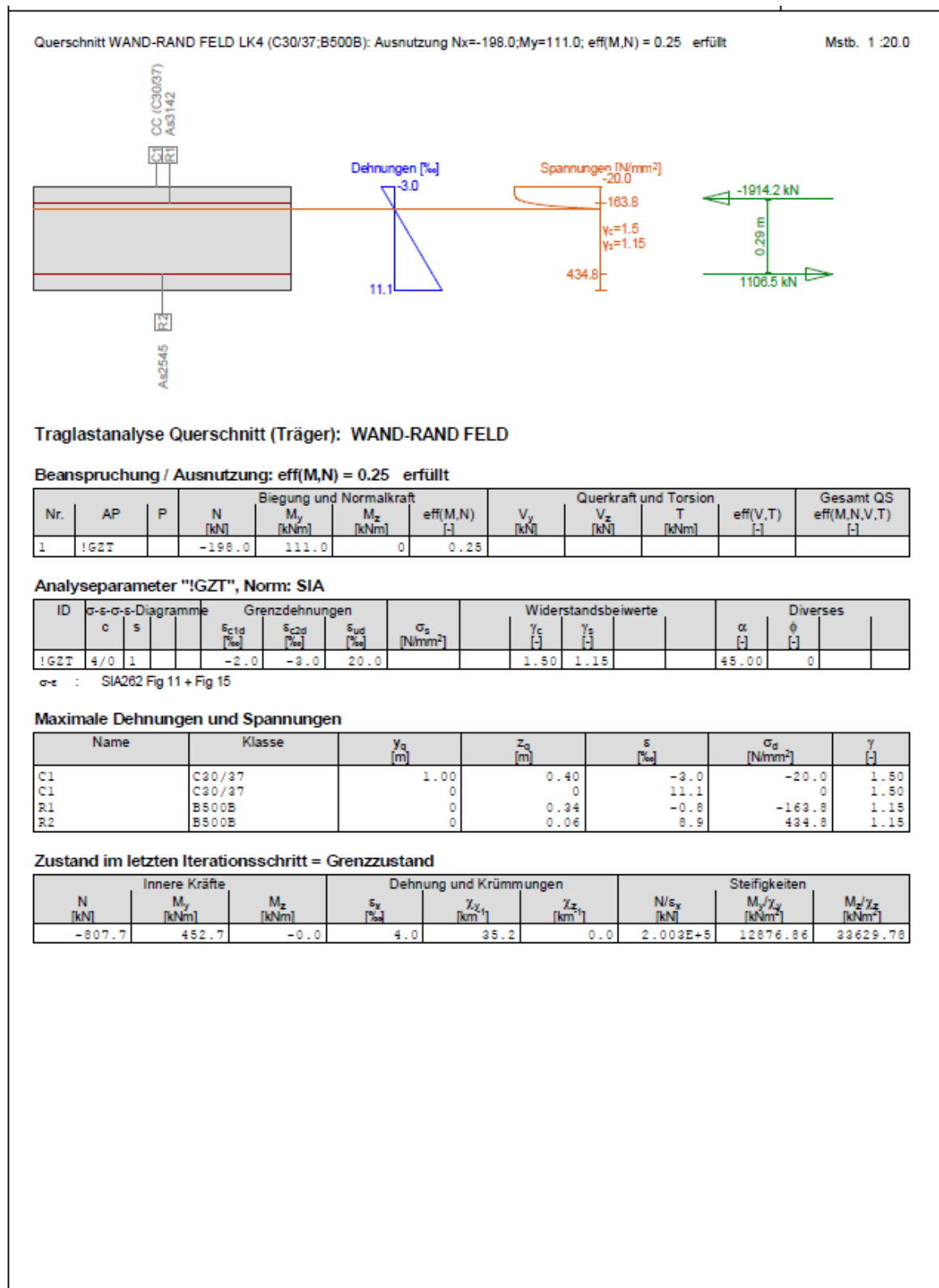
– LK 2



– LK 3



– LK 4



6.3.4 Querkraftnachweis

Querkraftnachweis für die Bauteile ohne Querkraftbewehrung

- Schnittkräfte pro Laufmeter (Output aus dem Programm AxisVM):

$$m_{Ed} := 436 \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}} \quad n_{Ed} := -472 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad v_{Ed} := 282 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{LK1 massgebend}$$

- Baustoffe:
 Beton: C30/37 XC4 (CH)

$$f_{cd} := 20 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \tau_{cd} := 1.1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{ctm} := 2.9 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad c_{nom} := 55 \text{ mm}$$

-Grosskorn der Gesteinkörnung in mm $D_{max} := 32$

Bewehrung B500B:

$$f_{sd} := 435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad E_s := 205 \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}$$

SIA 262 3.2.2.4

-Querbewehrung (Vertikal) :

$$d_Q := 20 \text{ mm} \quad s_Q := 100 \text{ mm}$$

-Längsbewehrung (Horizontal) :

$$d_L := 14 \text{ mm}$$

- Querschnittsgeometrie:

$$h_c := 0.4 \text{ m} \quad b_c := 1.0 \text{ m}$$

Bemessung pro Laufmeter

-Statische Höhe: $d_1 = c_{nom} + d_L + \frac{d_Q}{2} = 55 \cdot \text{mm} + 14 \cdot \text{mm} + \frac{20 \cdot \text{mm}}{2} = 79 \cdot \text{mm}$

$$d := h_c - d_1 = 0.4 \cdot \text{m} - 0.079 \cdot \text{m} = 0.321 \cdot \text{m}$$

-Innerer Hebelarm: $z := 0.9 \cdot d = 0.9 \cdot 0.321 \cdot \text{m} = 0.2889 \cdot \text{m}$

- Vorhandene Biegebewehrung:

$$a_{sQvor} := \frac{\frac{\pi \cdot d_Q^2}{4} \cdot \frac{1000 \text{ mm}}{s_Q}}{b_c} = \frac{\frac{\pi \cdot (20 \cdot \text{mm})^2}{4} \cdot \frac{1000 \cdot \text{mm}}{100 \cdot \text{mm}}}{1.0 \cdot \text{m}} = 3142 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

- Bemessungswert des Biegewiderstandes:

$$m_{Rd} := z \cdot f_{sd} \cdot a_{sQvor} = 0.2889 \cdot \text{m} \cdot 435 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot a_{sQvor} = 394.8 \cdot \frac{\text{kN} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

- Querkraftwiderstand: $v_{Rd} = k_d \cdot \tau_{cd} \cdot d_v$ SIA 261 4.3.3.1.3

-wirksame statische Höhe: $d_v := d$ $d_v = 0.321 \text{ m}$

-normale Dehnung der Zugbewehrung:

$$\varepsilon_v := \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \frac{m_{Ed}}{m_{Rd}} \quad \varepsilon_v = 0.00234$$

$$k_g := \frac{48}{16 + D_{\max}} \quad k_d := \frac{1}{1 + \varepsilon_v \cdot d \cdot m^{-1} \cdot 1000 \cdot k_g} \quad k_d = 0.571$$

$$v_{Rd} := k_d \cdot \tau_{cd} \cdot d_v \quad v_{Rd} = 201.5 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Nachweis} := \begin{cases} \text{"erfüllt"} & \text{if } \frac{v_{Ed}}{v_{Rd}} \leq 1 \\ \text{"Querkraftbewehrung erforderlich"} & \text{otherwise} \end{cases}$$

$$\text{Nachweis} = \text{"Querkraftbewehrung erforderlich"}$$

erforderliche vertikale Querkraftbewehrung

$$V_{Rd_s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{sd} \cdot \cot(\alpha) \quad a_{sw} = \frac{A_{sw}}{s} \quad \text{SIA 262 4.3.3.4.3}$$

Neigung der Betondruckstrebe: $\alpha := 45\text{Grad}$

$$a_{sw_erf} := \frac{V_{Ed}}{z \cdot f_{sd} \cdot \cot(\alpha)} \cdot b_c = \frac{282 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}}{0.2889 \cdot \text{m} \cdot 435 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot \cot(45 \cdot \text{Grad})} \cdot 1.0 \cdot \text{m} = 2244 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

gewählte Querkraftbewehrung:

Durchmesser $d_{\text{Bügel}} := 12\text{mm}$

Abstand zwischen den Bügel: $s_{\text{Bügel}} := 150\text{mm}$

Anzahl Schnitten in einem Meter $n := 4$

$$a_{sw_vor} := \frac{\frac{\pi \cdot d_{\text{Bügel}}^2}{4} \cdot \frac{b_c}{s_{\text{Bügel}}}}{b_c} \cdot n = \frac{\frac{\pi \cdot (12 \cdot \text{mm})^2}{4} \cdot \frac{1.0 \cdot \text{m}}{150 \cdot \text{mm}}}{1.0 \cdot \text{m}} \cdot 4 = 3016 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

Widerstand der vorhanden Querkraftbewehrung: SIA 262 4.3.3.4.3

$$V_{Rd_s} := a_{sw_vor} \cdot z \cdot f_{sd} \cdot \cot(\alpha) \quad V_{Rd_s} = 379 \cdot \text{kN}$$

Widerstand der Druckstrebe (vertikale Querkraftbewehrung): SIA 262 4.3.3.4.6

$k_c := 0.55$ SIA 262 4.2.1.7

$$V_{Rd_c} := z \cdot k_c \cdot f_{cd} \cdot \sin(\alpha) \cdot \cos(\alpha) \quad V_{Rd_c} = 1589 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

6.3.5 Gewählte Bewehrung für die Widerlagerwände

Längsbewehrung (Horizontal) $a_{s \text{ vorh aussen}} = 1026 \text{ mm}^2/\text{m } \varnothing 14 \text{ s}=150$

$a_{s \text{ vorh innen}} = 1026 \text{ mm}^2/\text{m } \varnothing 14 \text{ s}=150$

Längsbewehrung im Bereich der Einspannung

$a_{s \text{ vorh aussen}} = 1696 \text{ mm}^2/\text{m } \varnothing 18 \text{ s}=150$

$a_{s \text{ vorh innen}} = 1696 \text{ mm}^2/\text{m } \varnothing 18 \text{ s}=150$

Querbewehrung (Vertikale) $a_{s \text{ vorh aussen}} = 5309 \text{ mm}^2/\text{m } \varnothing 26 \text{ s}=100 \text{ (Lokal)}$

$a_{s \text{ vorh aussen}} = 3142 \text{ mm}^2/\text{m } \varnothing 20 \text{ s}=100$

Querbewehrung (Vertikale) $a_{s \text{ vorh innen}} = 2545 \text{ mm}^2/\text{m } \varnothing 20 \text{ s}=100$

Querkraftbewehrung _4 schnittige Bügel

$a_{s \text{ vorh -Bügel}} = 4 * 754 \text{ mm}^2/\text{m } \varnothing 12 \text{ s}=150$

6.4 Tragsicherheitsnachweis Fundament

6.4.1 Massgebende Schnittkräfte Fundament

Die massgebenden Schnittkräfte sind in den Abbildungen 45 bis 50 und den Tabellen 12 und 13 dargestellt.

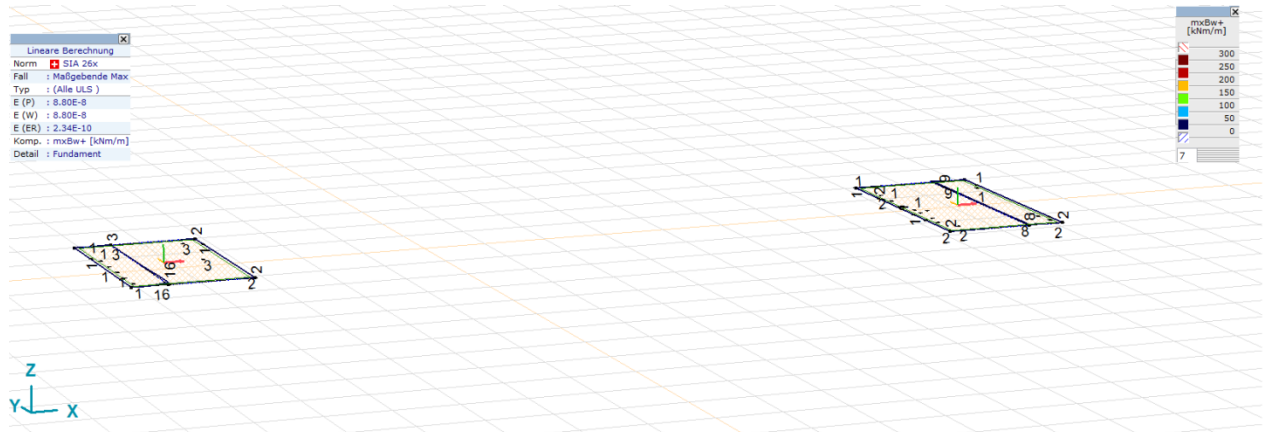


Abbildung 46 Massgebende Min, $mxBw$, Fundament

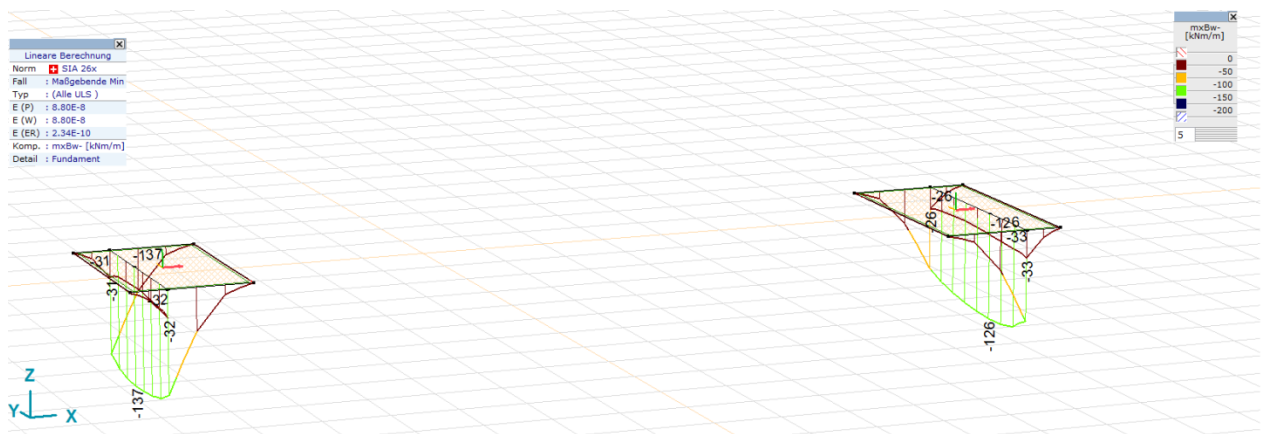


Abbildung 47 Massgebende Max, $mxBw$, Fundament

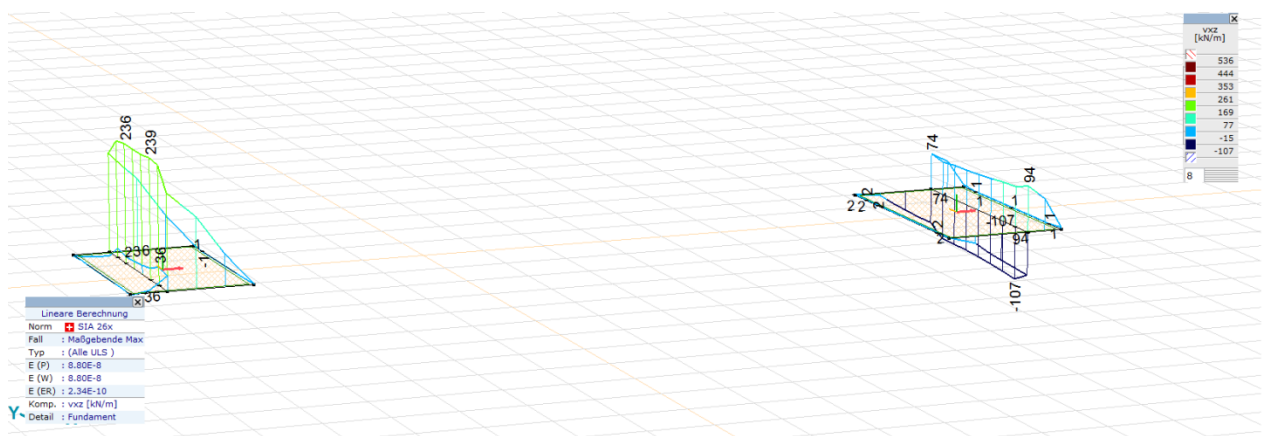


Abbildung 48 Massgebende Max, vxz , Fundament

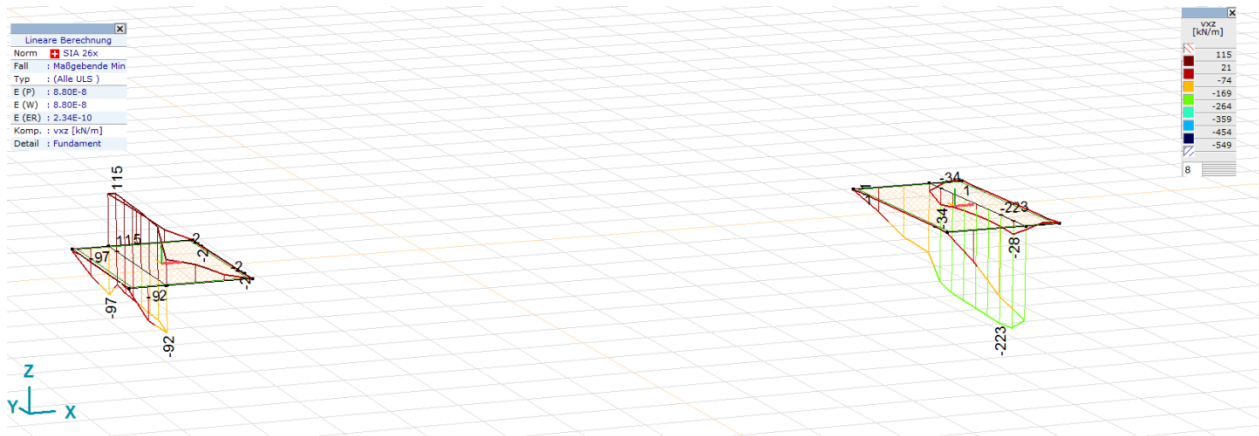


Abbildung 49 Massgebende Min, vxz, Fundament

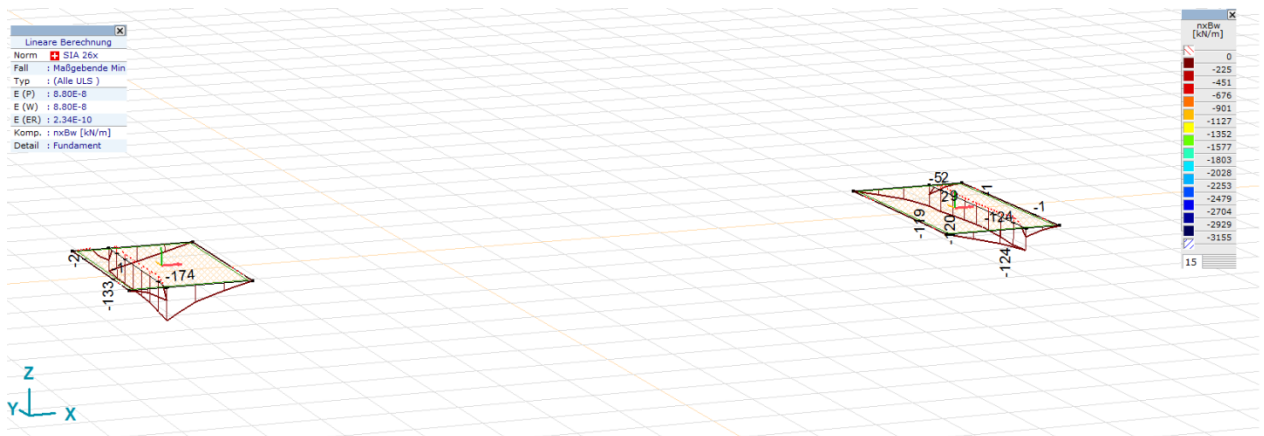


Abbildung 50 Massgebende Min, nxBw, Fundament

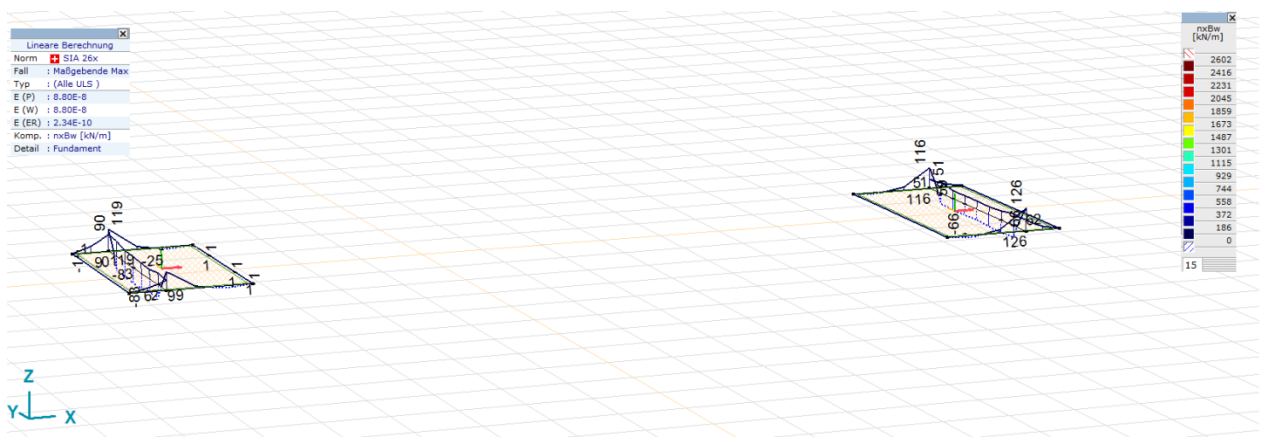


Abbildung 51 Massgebende Max, nxBw, Fundament

LK		min. max.	vxz [kN/m]	nxBw [kN/m]	nyBw [kN/m]	mxBw+ [kNm/m]	mxBw- [kNm/m]	myBw+ [kNm/m]	myBw- [kNm/m]	Bemerkungen
1	mxBw+	min	233	-118	-25	0	-137	0	-27	

Tabelle 12 Massgebende Schnittkräfte des Fundamentes

Maßgebende Kombination											
EL	AL	Effektiver Erddruck und Verdichtungsdruck	ED_Bahnlast ED_Schlingerkraft	Wasserauftrieb	Erdaufst. Fundament	Wasserdruck	Wasseraufst.	LM1	Wind	Temp_oben_kalt	Temp_oben_warm
1.35	1.35	1.35	1.35	0.9	1.35	0.9	0.9	1.5	0.6	0.6	-

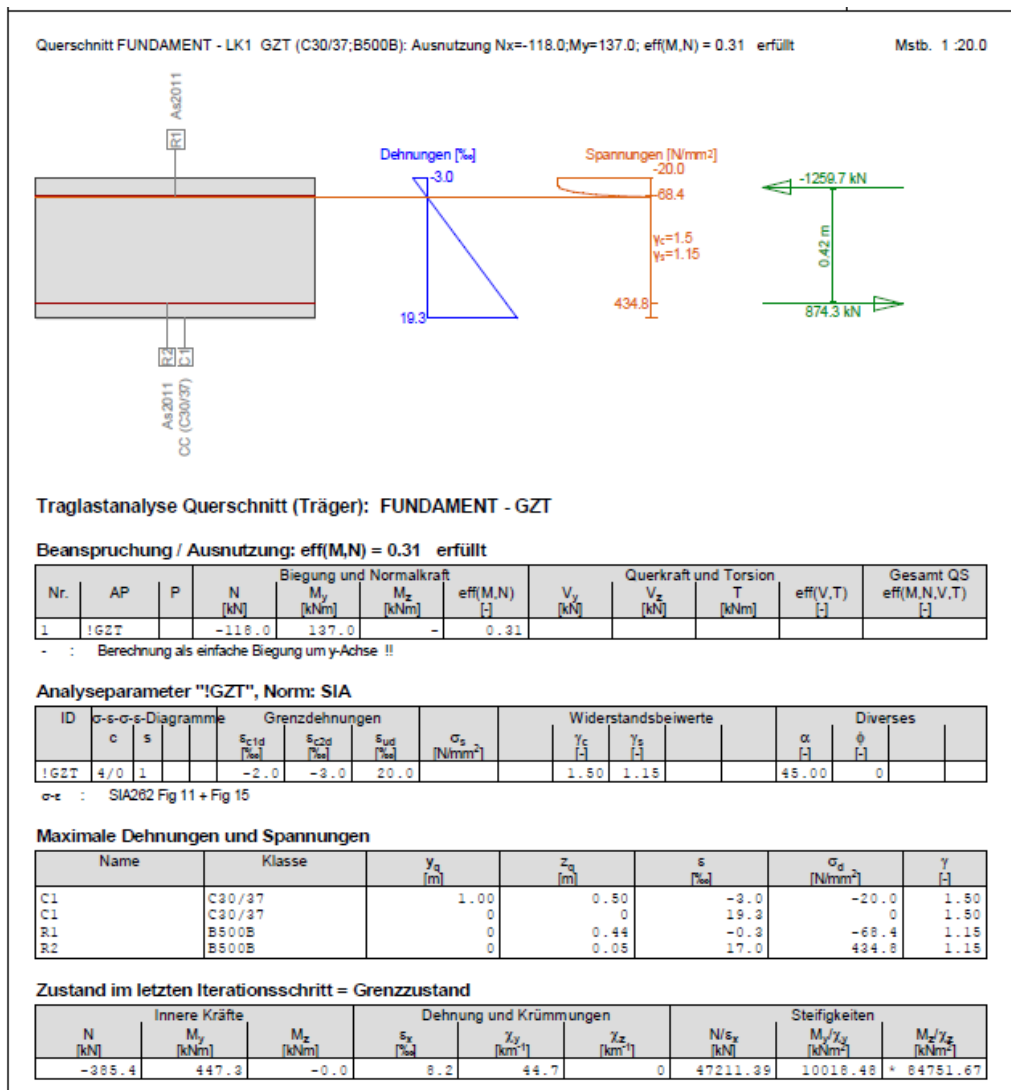
Tabelle 13 Lastkombination der massgebenden Schnittkräfte des Fundamentes

6.4.2 Bemessung Biegung

Die Bemessung wurde im Programm Fagus-6 durchgeführt.

Für die gewählte Bewehrung (siehe Kap. 6.4.4) ergibt sich die folgende Ausnutzung:

- LK1



6.4.3 Querkraftnachweis

Querkraftnachweis für die Bauteile ohne Querkraftbewehrung

- Schnittkräfte pro Laufmeter (Output aus dem Programm AxisVM):

$$m_{Ed} := 137 \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}} \quad n_{Ed} := -118 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad v_{Ed} := 236 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{LK1 massgebend}$$

- Baustoffe:
 Beton: C30/37 XC4 (CH)

$$f_{cd} := 20 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad \tau_{cd} := 1.1 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad f_{ctm} := 2.9 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad c_{nom} := 55\text{mm}$$

-Grosskorn der Gesteinkörnung in mm $D_{max} := 32$

Bewehrung B500B:

$$f_{sd} := 435 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \quad E_s := 205 \frac{\text{kN}}{\text{mm}^2}$$

SIA 262 3.2.2.4

-Querbewehrung :

$$d_Q := 16\text{mm} \quad s_Q := 100\text{mm}$$

-Längsbewehrung :

$$d_L := 14\text{mm}$$

- Querschnittsgeometrie:

$$h_c := 0.5\text{m} \quad b_c := 1.0\text{m}$$

Bemessung pro Laufmeter

-Statische Höhe: $d_1 = c_{nom} + d_L + \frac{d_Q}{2} = 55\cdot\text{mm} + 14\cdot\text{mm} + \frac{16\cdot\text{mm}}{2} = 77\cdot\text{mm}$

$$d := h_c - d_1 = 0.5\cdot\text{m} - 0.077\cdot\text{m} = 423\cdot\text{mm}$$

-Innerer Hebelarm: $z := 0.9\cdot d = 0.9\cdot 423\cdot\text{mm} = 380.7\cdot\text{mm}$

- Vorhandene Biegebewehrung:

$$a_{sQvor} := \frac{\frac{\pi \cdot d_Q^2}{4} \cdot \frac{1000\text{mm}}{s_Q}}{b_c} = \frac{\frac{\pi \cdot (16\cdot\text{mm})^2}{4} \cdot \frac{1000\cdot\text{mm}}{100\cdot\text{mm}}}{1.0\cdot\text{m}} = 2011 \cdot \frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$$

- Bemessungswert des Biegewiderstandes:

$$m_{Rd} := z \cdot f_{sd} \cdot a_{sQvor} = 0.3807\cdot\text{m} \cdot 435 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \cdot a_{sQvor} = 333 \cdot \frac{\text{kN}\cdot\text{m}}{\text{m}}$$

- Querkraftwiderstand: $v_{Rd} = k_d \cdot \tau_{cd} \cdot d_v$ SIA 261 4.3.3.1.3

-wirksame statische Höhe: $d_v := d$ $d_v = 0.423 \text{ m}$

-normale Dehnung der Zugbewehrung:

$$\varepsilon_v := \frac{f_{sd}}{E_s} \cdot \frac{m_{Ed}}{m_{Rd}} \quad \varepsilon_v = 0.00087$$

$$k_g := \frac{48}{16 + D_{\max}} \quad k_d := \frac{1}{1 + \varepsilon_v \cdot d \cdot m^{-1} \cdot 1000 \cdot k_g} \quad k_d = 0.73$$

$$v_{Rd} := k_d \cdot \tau_{cd} \cdot d_v$$

$$v_{Rd} = 339.8 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Nachweis := $\left| \begin{array}{ll} \text{"erfüllt"} & \text{if } \frac{v_{Ed}}{v_{Rd}} \leq 1 \\ \text{"Querkraftbewehrung erforderlich"} & \text{otherwise} \end{array} \right.$

Nachweis = "erfüllt"

6.4.4 Gewählte Bewehrung für die Fundamente

Längsbewehrung $a_{s \text{ vorh innen}} = 1026 \text{ mm}^2/\text{m } \varnothing 14 \text{ s}=150$

$a_{s \text{ vorh unten}} = 1026 \text{ mm}^2/\text{m } \varnothing 14 \text{ s}=150$

Querbewehrung $a_{s \text{ vorh innen}} = 2011 \text{ mm}^2/\text{m } \varnothing 16 \text{ s}=100$

$a_{s \text{ vorh aussen}} = 2011 \text{ mm}^2/\text{m } \varnothing 16 \text{ s}=100$

6.4.5 Schwingungen

Vertikale Schwingungen

	f [Hz]	T [s]	Fehler	ϵ_x	ϵ_y	ϵ_z
1	4.6	0.217	5.09E-10	0	0	0.511
2	9.28	0.108	4.94E-09	0	0	0.001
3	10.42	0.096	1.17E-08	0	0	0.002
4	12.94	0.077	6.08E-08	0	0	0.479
5	14.96	0.067	3.82E-07	0	0	0.002
6	16.39	0.061	3.96E-07	0	0	0

Vertikale Schwingung ist in Ordnung

SIA 260 Tabelle 10

Tabelle 10: Richtwerte für Eigenfrequenzen von Fuss- und Radwegbrücken

Grenzzustand	Eigenfrequenz [Hz]
Komfort – vertikale Schwingungen – horizontale Schwingungen (quer) – horizontale Schwingungen (längs)	$f > 4,5$ oder $f < 1,6$ $f > 1,3$ $f > 2,5$
Eigenfrequenzen abweichend von den angegebenen Richtwerten sind zugelassen, wenn eine genauere dynamische Berechnung unter Berücksichtigung der Dämpfung durchgeführt wird.	

Tabelle 14 Ausschnitt aus der SIA 260-Tabelle 10

6.5 Bewehrungsskizzen

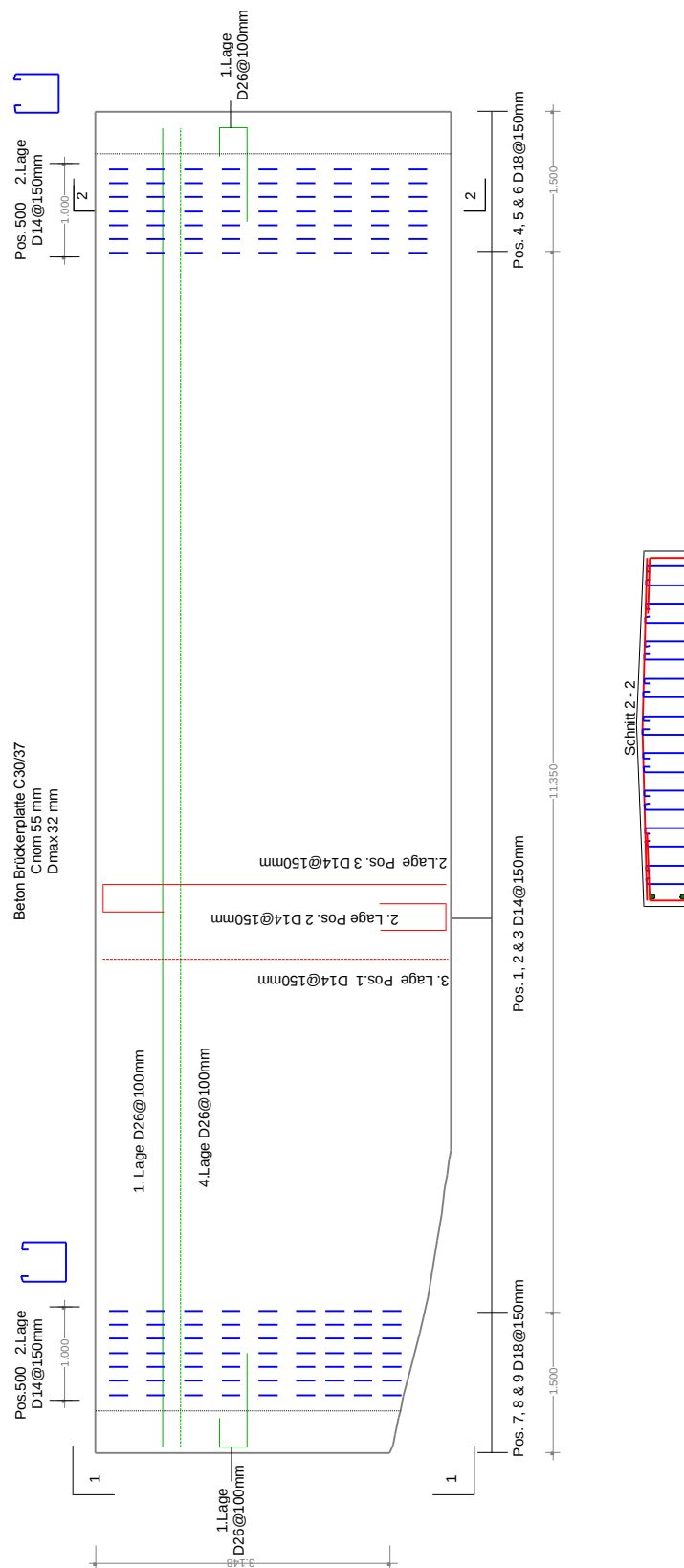


Abbildung 52 Grundriss Brückenplatte Längs- und Querbewehrung

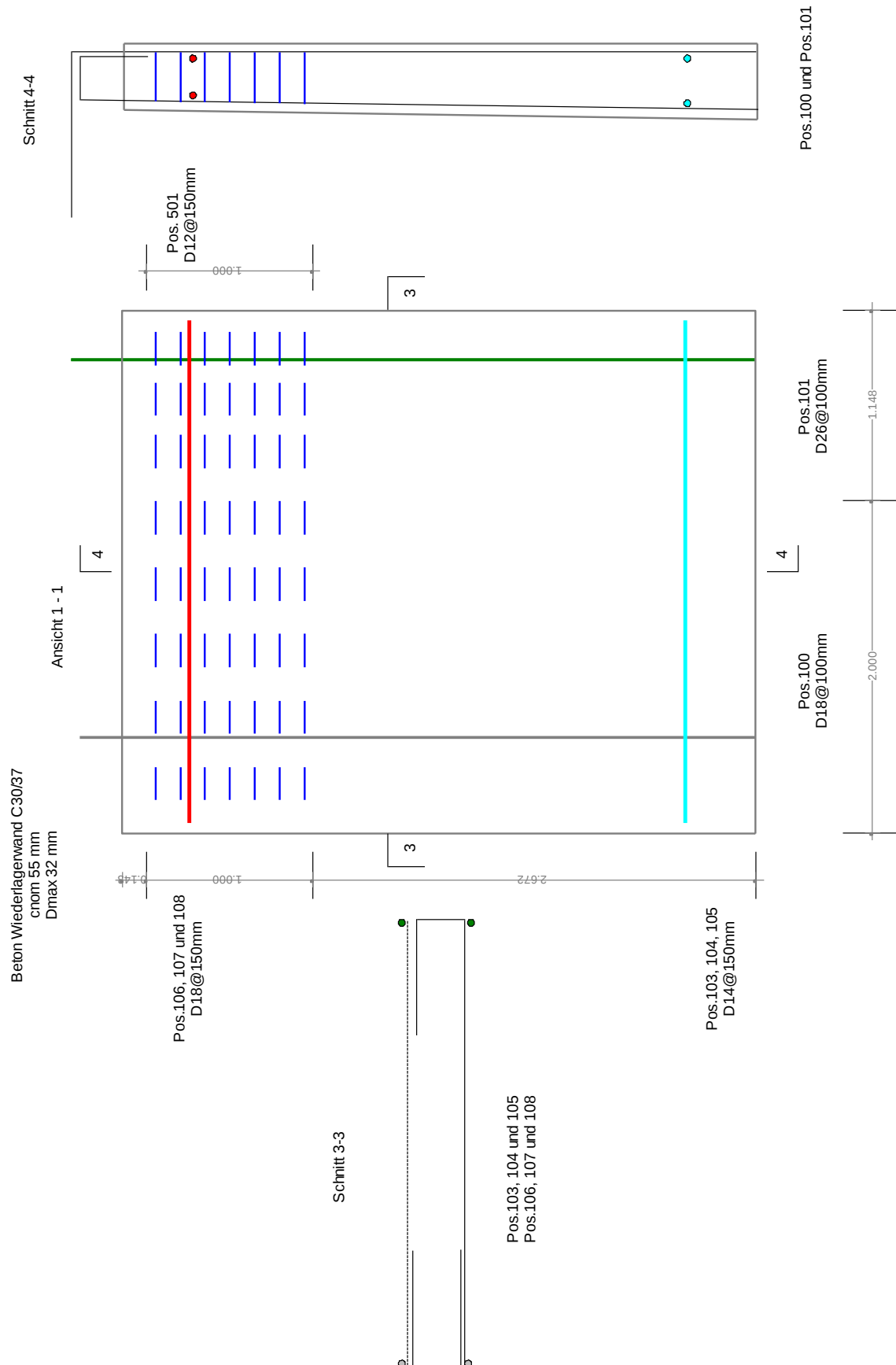


Abbildung 53 Ansicht Wandwiderlager, Längs- und Querbewehrung in den Widerlagerwänden

Beton Fundament C30/37
cnom 55 mm
Dmax 32 mm

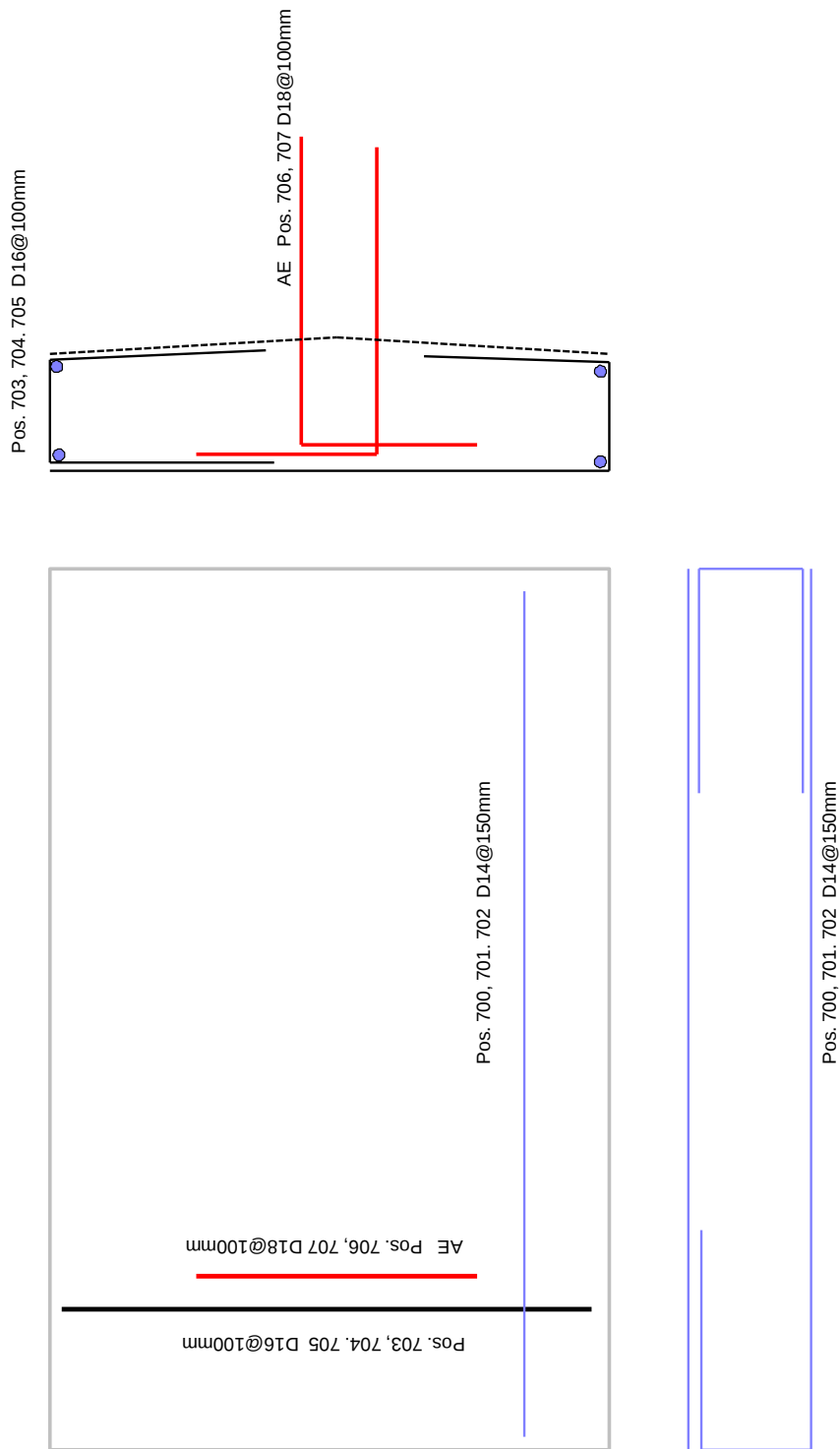


Abbildung 54 Anschlusseisen, Längs- und Querbewehrung in den Fundamenten

7 Geotechnische Nachweise

7.1 Aufschwimmen

Die Eigenlast der Konstruktion und die Erdauflast auf der Foundation sind gegenüber der Auftriebskraft gross. Aus diesem Grund ist das Aufschwimmen ausgeschlossen (siehe PB, Lastfall im GZT1).

7.2 Grundbruch

Der Grundbruchwiderstand für die Flachfoundation der Brücke wurde anhand der im Programm AxisVM ermittelten Reaktionen (siehe Abbildung 55) der Flächenlager mit dem Programm DC (siehe Kap. 7.2.1) überprüft.

Es wurde festgestellt, dass der Boden nicht genügend Grundbruchwiderstand für diese Fundamentabmessungen und auf der Brücke wirkende Lasten aufweist, wenn der Wasserspiegel ca. bei OK Bachsohle liegt.

Aus diesem Grund sollen die Brückenfundamente an die angrenzende Stützmauerfundamenten angeschlossen werden.

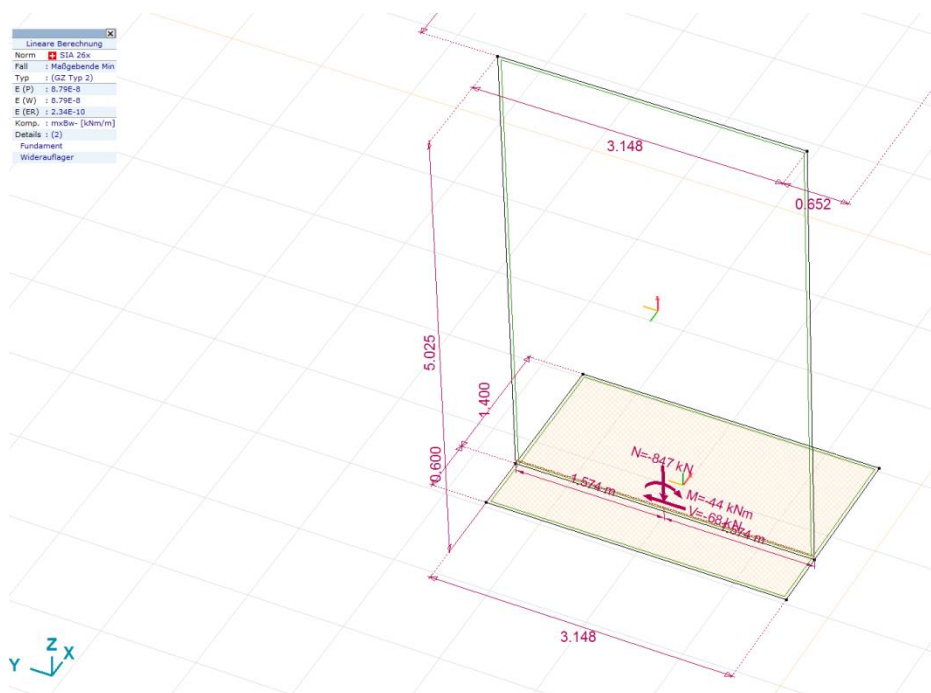
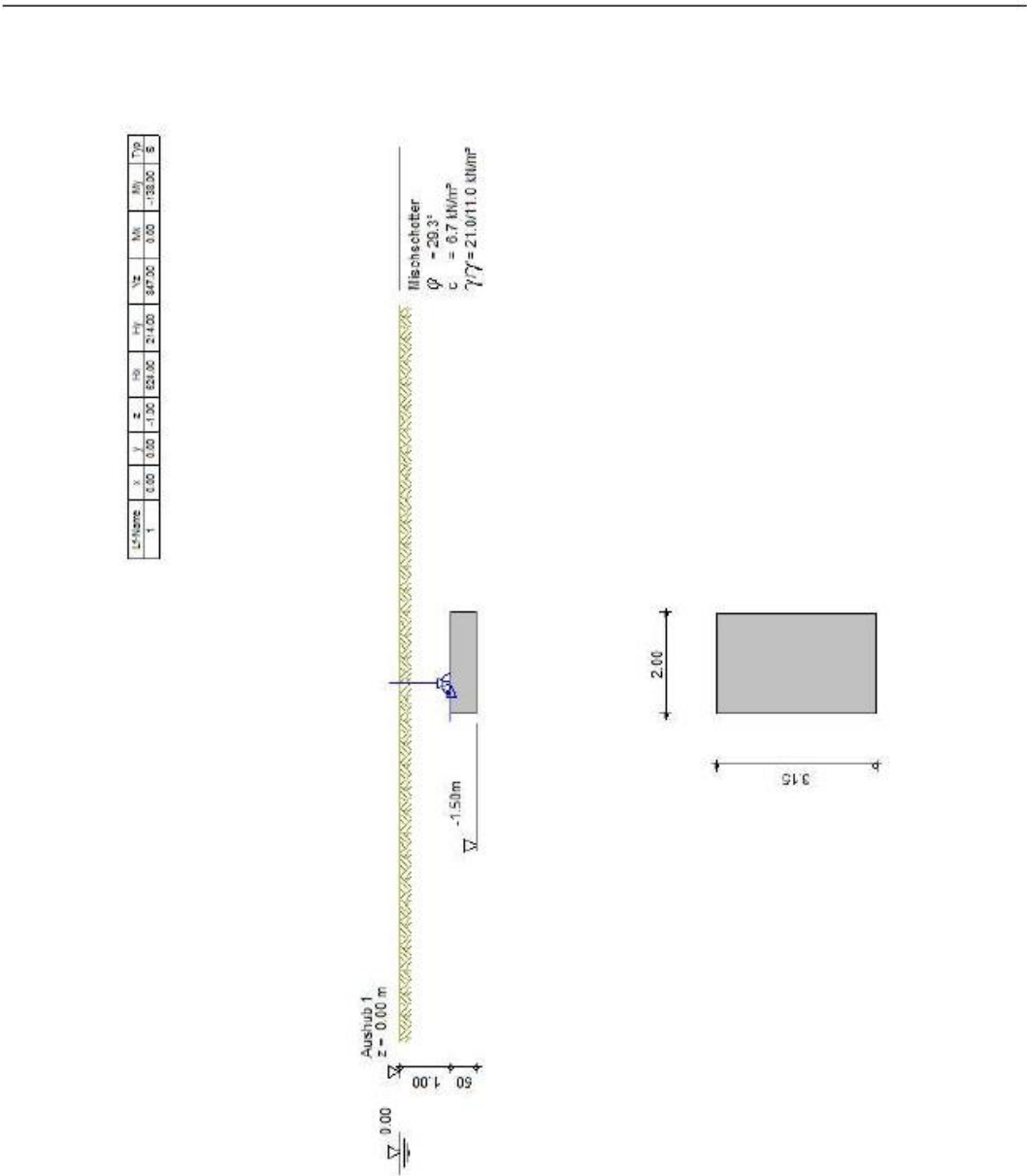


Abbildung 55 Berücksichtigte Schnittkräfte im Programm DC

7.2.1 Nachweis im Programm DC Fundament



Fundament-Berechnung nach SIA 267

Erddruck nach SIA 261

Berechnung nach GZ Typ 2

Fundamenttyp: Einzelfundament

Fundamentabmessungen

Breite b	:	2.00 m
Breite quer a	:	3.15 m
Unterkante	:	-1.50 m
Höhe h	:	0.50 m
Wichte γ	:	25.00 kN/m ³

Schichtdaten

		Mischschotte
		r
Schichthöhe Δh	[m]	100.00
Innere Reibung $\tan \varphi'$	[°]	29.30
Kohäsion c	[kN/m ²]	6.70
Wichte Boden γ	[kN/m ³]	21.00
Wichte unter Auftrieb γ'	[kN/m ³]	11.00
Steifemodul E_s	[MN/m ²]	53.57
zul. Bodenpressung	[kN/m ²]	300.00

Einzellasten

Lastfall	Kat.	V [kN]	H _x [kN]	H _y [kN]	M _x [kNm]	M _y [kNm]	x [m]	y [m]	z [m]	γ Grundbau	γ Bemess.	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Eigengew.	G	78.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.40	0.00	-1.50	1.35	1.35			
1	G	847.0	524.0	214.0	0.0	-138.0	0.00	0.00	-1.00	1.00	1.00			

Teilsicherheitsbeiwerte für GZ Typ 1

γ -	G,inf	G,sup	Q	Ea
	0.90	1.10	1.50	1.35

Teilsicherheitsbeiwerte für GZ Typ 2

γ -	G	Q	R	R,h	γ	φ	c	cu	Ea	E0g	Ep	G,inf
	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

γ -	Teilsicherheitsbeiwert für ...
G	ständige Lasten
Q	veränderliche Lasten
R	Partialfaktor Grundbruch
R,h	Gleitwiderstand
γ	Wichte
φ	Reibungsbeiwert $\tan \varphi$
c	Kohäsion c
cu	Kohäsion undränirt cu
Ea	Aktiver Erddruck
E0g	Ruhedruck
Ep	Passiver Erddruck
G,inf	günstige ständige Lasten
G,sup	ungünstige ständige Lasten
Q	ungünstige veränderliche Lasten

Lastfall-Kombinationen für Grundbaunachweise:

Komb.Nr.	Eigengew.	1
1	1.00	1.00
2	1.00	1.00
3	1.35	1.00
4	1.35	1.00

Lastfall-Kombinationen für Bemessung:

Komb.Nr.	Eigengew.	1
1	1.00	1.00
2	1.00	1.00
3	1.35	1.00
4	1.35	1.00

Ergebnisse:

Komb.Nr.	Sohl-normalsp. [kN/m ²]	max.Boden pressung [kN/m ²]	Gleiten T _d /R _d	Grundbr. N _d /R _d	max. Setzung [mm]	A _{s,x} unten [cm ²]	A _{s,y} unten [cm ²]	A _{s,x} oben [cm ²]	A _{s,y} oben [cm ²]
1	211.9	287.8	0.94	1.46	6.6	15.3	18.9	0.0	0.0
2	211.9	287.8	0.94	1.46	6.6	15.3	18.9	0.0	0.0
3	211.9	287.8	0.90	1.37	6.6	15.3	18.9	0.0	0.0
4	211.9	287.8	0.90	1.37	6.6	15.3	18.9	0.0	0.0

Maßgebend:

	Komb.Nr.	Sohl-normalsp. [kN/m ²]	max.Bode n pressung [kN/m ²]	Gleiten T _d /R _d	Grundbr. N _d /R _d	max. Setzung [mm]	A _{s,x} unten [cm ²]	A _{s,y} unten [cm ²]	A _{s,x} oben [cm ²]
A _{s,y} oben [cm ²]		211.9	287.8	0.94	1.46	6.6	15.3	18.9	0.0
0.0									

Nachweis gegen Kippen unter Gesamtlasten im GZ Typ 1

Schnittgrößen in der Sohlfuge

Maßgebende Lastfall-Kombination: Nr. 4

Belastung aus Eigengewicht: V_d = 70.8 kN

Belastung aus Auftrieb: V_d = 28.3 kN

Belastung aus Erdauflast: V_d = 62.3 kN, M_{y,d} = 0.0 kNm, M_{x,d} = 0.0 kNm

Gesamtlast:

N_d = 1036.5 kN, Q_{x,d} = 576.4 kN, M_{y,d} = -236.3 kNm, Q_{y,d} = 235.4 kN, M_{x,d} = -117.7 kNm

Ausmitte: e_{x,d} = 0.23 m, e_{y,d} = 0.11 m

Sohldruckkraft im Kern: $(e_x/b)^2 + (e_y/a)^2 = 0.014 \leq 0.111$ *** Nachweis erfüllt ***

Nachweis der max. Bodenpressung

Schnittgrößen in der Sohlfuge

Maßgebende Lastfall-Kombination: Nr. 4

Belastung aus Eigengewicht: V = 78.7 kN

Belastung aus Auftrieb: V = 31.5 kN

Belastung aus Erdauflast: V = 69.3 kN, M_y = 0.0 kNm, M_x = 0.0 kNm

Gesamtlast:

N = 963.5 kN, Q_x = 524.0 kN, M_y = -214.8 kNm, Q_y = 214.0 kN, M_x = -107.0 kNm

σ₁ = 223.0 kN/m², σ₂ = 18.3 kN/m², σ₃ = 287.8 kN/m², σ₄ = 83.1 kN/m²

Ersatzbreiten: b' = 1.55 m, a' = 2.93 m

Maßgebende Lastfall-Kombination: Nr. 1

Sohnormalspannung $\sigma_{0r,k} = 211.9 \text{ kN/m}^2 < \text{zulässige Bodenpressung} = 300.0 \text{ kN/m}^2$

*** Nachweis erfüllt ***

Nachweis der Gleitsicherheit im GZ Typ 2

Maßgebende Lastfall-Kombination: Nr. 1, maßgebende Richtung: +x/+y

	Charakteristisch	Bemessungswerte
Belastung T	= 566.0 kN	566.0 kN
Erdwiderstand E_{ph}	= 64.6 kN	64.6 kN
Belastung V	= 963.5 kN	963.5 kN
Reibungswinkel Sohle δ	= 29.30 °	29.30 °
Gleitwiderstand R_t	= 540.7 kN	540.7 kN
Nachweis: $T_d / (R_{t,d} + E_{p,d})$	= 0.94 < 1.0	

*** Nachweis erfüllt ***

Nachweis der Grundbruchsicherheit im GZ Typ 2

Maßgebende Lastfall-Kombination: Nr. 2, maßgebende Richtung: +x

Grundwasserstand $z_{GW} = 0.00 \text{ m}$

Belastung	Charakteristisch	Bemessungswerte
Auflast P	= 916.26 kN	916.26 kN
Eigengewicht G	= 78.70 kN	78.70 kN
Auftrieb A	= -31.48 kN	-31.48 kN
Gesamtlast V	= 963.48 kN	963.48 kN
Horizontallast H_x	= 524.00 kN	524.00 kN
Moment M_y	= -214.80 kNm	-214.80 kNm
Moment M_x	= -107.00 kNm	-107.00 kNm
Neigung der Resultierenden $\tan(\delta_s) = H/V$	= 0.54	
Abmessungen		
Einbindetiefe t	= 1.50 m	
Ersatzbreite b'	= 1.55 m	
Ersatzbreite quer a'	= 2.93 m	

Ergebnisse

Breite der Grundbruchfigur	=	2.06 m	
Tiefe der Grundbruchfigur	=	0.19 m	
Maßgebende Bodenkennwerte:			
γ oberhalb Gründungssohle	=	11.00 kN/m ³	11.00 kN/m ³
γ unterhalb Gründungssohle	=	11.00 kN/m ³	11.00 kN/m ³
Reibungswinkel ϕ	=	29.30 °	29.30 °
Kohäsion c	=	6.70 kN/m ²	6.70 kN/m ²
Tragfähigkeitsbeiwerte N_c, N_q, N_γ	=	28.52	17.00 16.17
Lastneigungsbeiwerte i_c, i_q, i_γ	=	0.15	0.20 0.08
Formbeiwerte s_c, s_q, s_γ	=	1.32	1.30 0.79
Tiefenbeiwerte d_c, d_q, d_γ	=	1.31	1.23 1.00
Grundbruchspannung p_d	=		144.76 kN/m ²
Bemessungswert Grundbruchwiderstand R_d	=		658.23 kN
Bemessungswert Beanspruchung N_d	=		963.48 kN
Nachweis: $N_d / R_d = 1.46 > 1.0$			***Nachweis nicht erfüllt***

Setzungsberechnung im GZ Gebrauchstauglichkeit

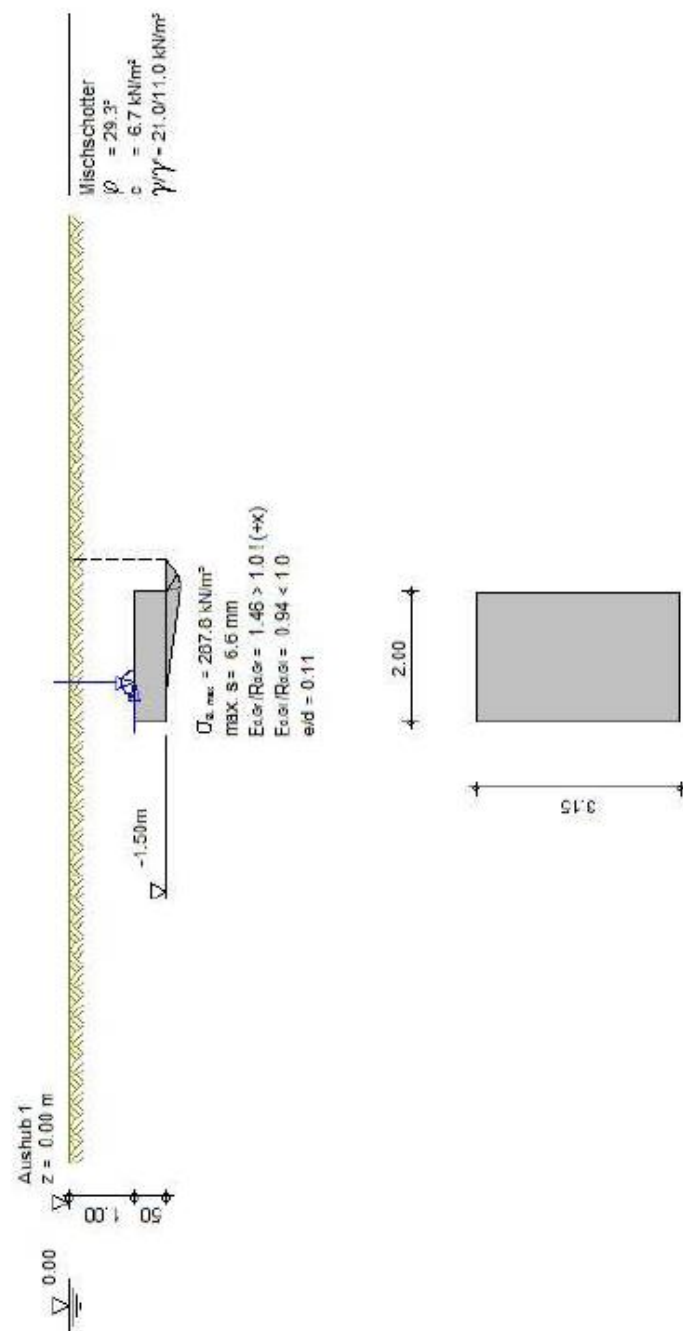
bezogen auf die Bodenpressungen an den kennzeichnenden Punkten:

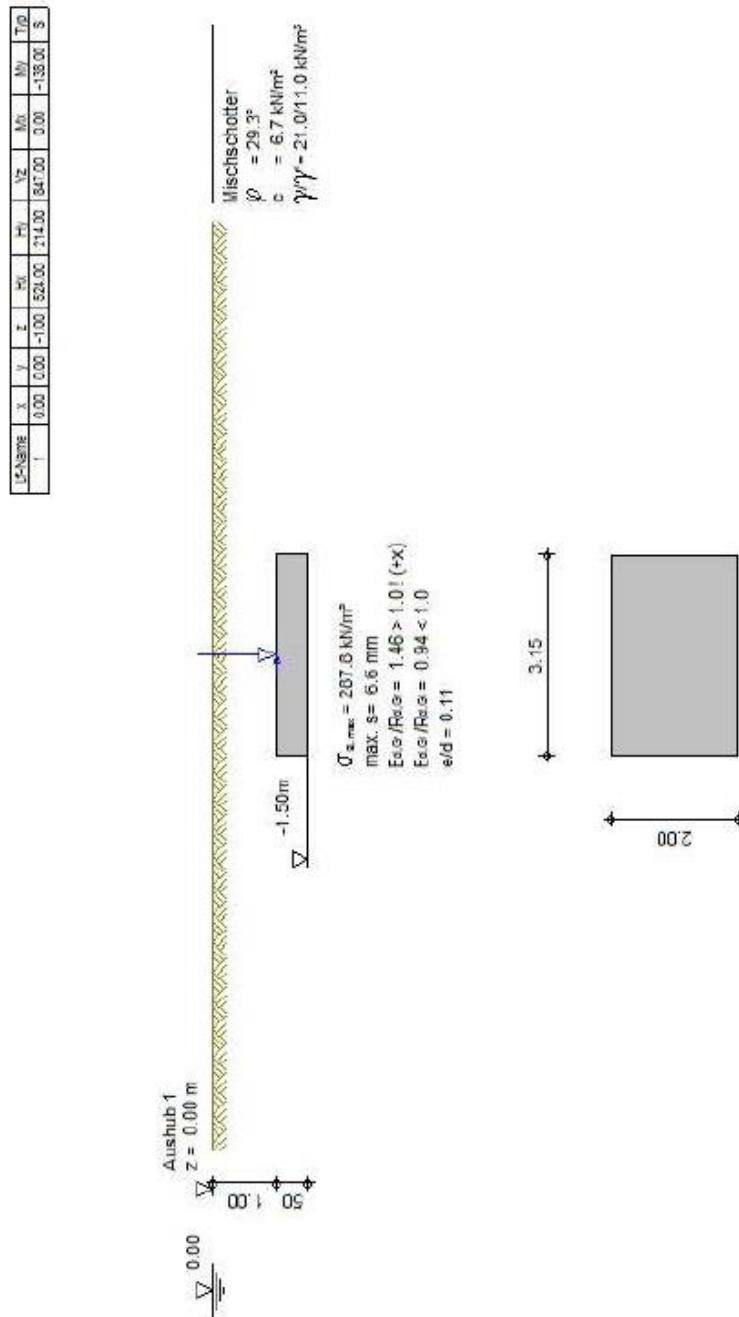
Maßgebende Lastfall-Kombination: Nr. 1

Setzung am Eckpunkt (-b/2;-a/2):	5.3 mm
Setzung am Eckpunkt (+b/2;-a/2):	6.6 mm
Setzung am Eckpunkt (-b/2;+a/2):	2.2 mm
Setzung am Eckpunkt (+b/2;+a/2):	3.4 mm

Maximale Setzung:	6.6 mm
Angesetzte Grenztiefe:	8.50 m

LS-Name	X	Y	Z	Hx	Hy	Vz	Mx	My	Tp
1	0.00	0.00	-1.00	524.00	214.00	847.00	0.00	-138.00	\$





Zusammenfassung

Folgende Nachweise sind nicht erfüllt:
 Die Grundbruchsicherheit ist nicht eingehalten.

8 Anhang

8.1 Anhang A – Ergänzung statische Berechnung – zusätzliche Auflast

Auftragsnummer / Projekt:

9670

AEGERTER & BOSSHARDT

Ingenieure und Planer

Objekt:

Fussgängerbrücke Hirschlang

Datum / Visum:

27.02.2019/ SAR

Seite:

Ausgangslage

- Kontrolle Statik Zusatzlast 7 cm GA bei gleichbleibender Brückenstärke 50 cm.
- Die Stärke der Widerlagerwände werden aus konstruktiven Gründen von 40cm auf 50cm erhöht.

Geometrie

Stärke Widerlagerwände neu = 50 cm

Einwirkung

Auflast

Die 7 cm GA wird als Ergänzung zu vorhandenen Auflast (0.5 kN/m^2) im Axis Modell berücksichtigt.

Auflast infolge 7 cm GA = $25 \text{ kN/m}^3 \times 0.07 \text{ m} = 1.75 \text{ kN/m}^2$

$AL = 0.5 \text{ kN/m}^2 + 1.75 \text{ kN/m}^2 = 2.25 \text{ kN/m}^2$

Tragsicherheit

Brückenplatte

$M_{Ed \text{ Feld}} = 329 \text{ kNm}$ (Vorher 338 kNm) Die Wand (neu 50 cm) steifer als vorher

$M_{Ed \text{ Rand}} = 524 \text{ kNm}$ (Vorher 440 kNm)

$A_{s \text{ eff}} = (M_{Ed} / (0.9 \cdot f_{sd} \cdot d)) = (524 \cdot 10^8 \text{ N.m} / (0.9 \cdot 435 \text{ N/mm}^2 \cdot 400 \text{ mm})) = 3350 \text{ mm}^2/\text{m}$

$A_{s \text{ vorh.}} = 5309 \text{ mm}^2$ i.O

$V_{Ed \text{ Rand}} = 294 \text{ kN/m}$ (Vorher 258 kN/m $\rightarrow$ Ausnutzung = 0.86)

$\text{Ausnutzung}_{\text{neu}} = ((294/258) \cdot 0.86) = 0.99$ i.O

Wand

$M_{Ed \text{ Feld}} = 111 \text{ kNm}$ (Vorher 111 kNm)

$M_{Ed \text{ Rand-oben}} = 524 \text{ kNm} / \text{Lokal } 622 \text{ kNm}$ (Vorher 436 kNm / Lokal 474 kNm)

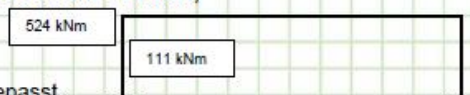
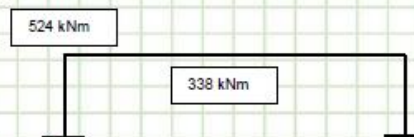
$A_{s \text{ eff}} = 3350 \text{ mm}^2/\text{m}$

Die vorhandene Bewehrungen in der Wand wird angepasst.

Neu D26@100 innen und aussen

$V_{Ed \text{ Rand}} = 305 \text{ kN/m}$ (Vorher 282 kN/m)

$V_{Rd_s} = a_{sw \text{ vorh.}} \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{sd} \cdot \cot(\alpha) = ((113 \text{ mm}^2 \cdot 4 \text{ schnittig}) / 150) \cdot 0.9 \cdot 418 \text{ mm} \cdot 435 \text{ N/mm}^2 \cdot 1 = 493 \text{ kN}$ i.O



Auftragsnummer / Projekt:

9670

AEGERTER & BOSSHARDT

Ingenieure und Planer

Objekt:

Fussgängerbrücke Hirschlang

Datum / Visum:

27.02.2019/ SAr

Seite:

Fundament

$M_{Ed\ Feld} = 160\text{ kNm} \rightarrow \text{Ausnutzung}_{neu} = 0.35\text{ (Fagus) (Vorher } 137\text{ kNm, Ausnutzung}=0.31)$

$V_{Ed} = 265\text{ kN/m} \leq V_{Rd} = 339\text{ kN/m}$ i. O

Geotechnische Nachweis

Das Fundament im DC Programm als Streifenfundament berücksichtigt wurde und die Widerlagerwände sind teilw. Einspannt berücksichtigt wurde.

Nachweis ist i.O

Gebrauchtauglichkeit

Begrenzung der Durchbiegung der Brückenplatte

Die neue effektive elastische Durchbiegung beträgt

- Infolge häufige Lastfall ca. 7mm

- Infolge Quasi ständige Lastfall ca. 5mm

Die Durchbiegung infolge zusätzlicher Belastung (1.75 kN/m^2 mehr Auflast) ist nicht grösser als vorher.

Grund: Die Stärke der Widerlagerwände ist von 40 cm auf 50 cm erhöht, dadurch ist die Stahlbetonrahmen steifer geworden.

Somit ist der Gebrauchtauglichkeitsnachweis erbracht.

Begrenzung der Rissbreite $W_{nom} = 0.5\text{ mm}$ Brückenplatte

- Quasi ständige Lastfall

$M_{Ed_quasi_ständig_Feld} = 173\text{ kNm} \rightarrow \sigma_s = 73\text{ N/mm}^2$ $\sigma_{adm} = 320\text{ N/mm}^2$ i.O

$M_{Ed_quasi_ständig_Rand} = 360\text{ kNm} \rightarrow \sigma_s = 152\text{ N/mm}^2$ $\sigma_{adm} = 320\text{ N/mm}^2$ i.O

- Häufige Lastfall

$M_{Ed_häufig_Feld} = 152\text{ kNm} \rightarrow \sigma_s = 63\text{ N/mm}^2$ $\sigma_{zul} = 435 - 80 = 355\text{ N/mm}^2$ i.O

$M_{Ed_häufig_Rand} = 340\text{ kNm} \rightarrow \sigma_s = 142\text{ N/mm}^2$ $\sigma_{zul} = 435 - 80 = 355\text{ N/mm}^2$ i.O

Hauptsitz: Hauptsitz: Hochstrasse 78 CH-4902 Basel Telefon 061 365 22 22 Telefax 061 361 07 94 basel@aebo.ch www.aebo.ch
 Zweigniederlassung: Niederlassung: Bahnhofstrasse 36 CH-4313 Möhlin Telefon 061 851 37 75 Telefax 061 851 38 71 moehlin@aebo.ch www.aebo.ch