

Tiefbauamt Stadt Bern
Bundesgasse 38
3001 Bern

Bern, 23. Dezember 2020

4001.163 Kornhausbrücke Erdbebenüberprüfung Stufe 2
Beilage 2 – Stellungnahme zu der Beurteilung der Erdbebensicherheit (ACS Partner)

Sehr geehrte Frau Sattler, Liebe Ipek

Gemäss Besprechung vom 10.11.2010 zwischen Tiefbauamt des Kantons Bern und ingenta ag, nehmen wir auf Kapitel 6 «Beurteilung der Erdbebensicherheit, 30.10.2020» aus dem ACS Bericht wie folgt Stellung:

Die Stellungnahme betrifft die abschliessenden Bemerkungen des Berichtes gemäss nachfolgendem Auszug aus dem Prüfbericht ACS (Beilage 1).

6 Stellungnahme zur Überprüfung
6.1 Berechnungsmodell, Berechnungsmethode

Aus dem Bericht geht nicht hervor, welche Eigenschwingformen berücksichtigt wurden und ob die Normanforderung, dass die Summe der berücksichtigten modalen Massen min. 90 % der Gesamtmasse entspricht, eingehalten ist.

Die Trennung von Brückenüberbau und Pfeiler in den Berechnungsmodellen ist nicht zulässig. Insbesondere bei den kleinen Bögen ist die Erdbebenanregung durch deren Lagerung auf ca. halber Pfeilerhöhe anders, als wenn die Bogenkämpfer direkt im Baugrund fundiert wären. Ebenso dürfen die Pfeiler nicht für sich alleine, ohne Berücksichtigung der Einwirkungen aus den Überbauten, betrachtet werden.

Stellungnahme ingenta ag:

Die Vorgaben des Prüfberichtes wird mit einem neuen Tragwerksmodell berücksichtigt. Das heisst, der Perimeter des neuen Tragwerksmodells umfasst gemäss Abbildung 1 und 2 alle wesentlichen Bauteile der Kornhausbrücke zusammen, welche übergreifend für die Abtragung der horizontalen Kräfte bis in den Baugrund zu untersuchen gilt.

ingenta ag
ingenieure + planer | eth sia usic
Laubeggstrasse 70 | CH-3006 Bern
T 031 340 30 40
info@ingenta.ch | www.ingenta.ch

projekte realisieren

Für die Formulierung des neuen Tragwerksmodell und die Berechnung der Schnittkräfte, wird das Statik-Programm AxisVM X5, Version 3h, der Firma ingWare AG in Erlenbach ZH eingesetzt.

< Kornhausplatz

Kursaal >

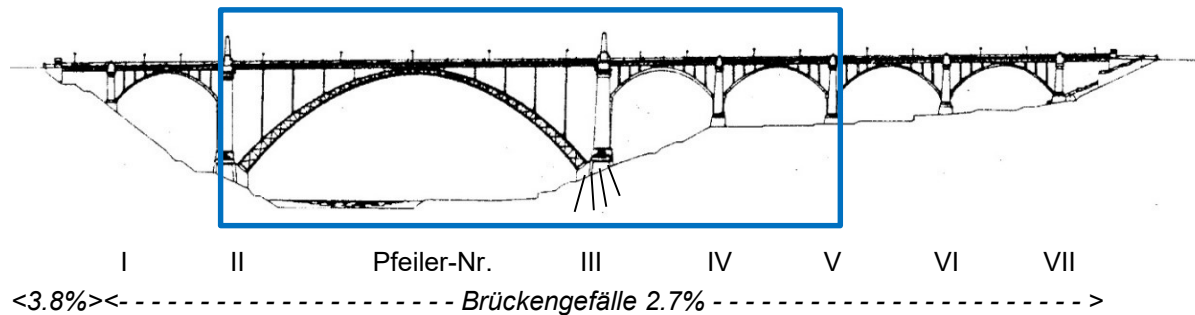


Abbildung 1: Ansicht Kornhausbrücke mit Tragwerksmodellperimeter «blaues Rechteck»

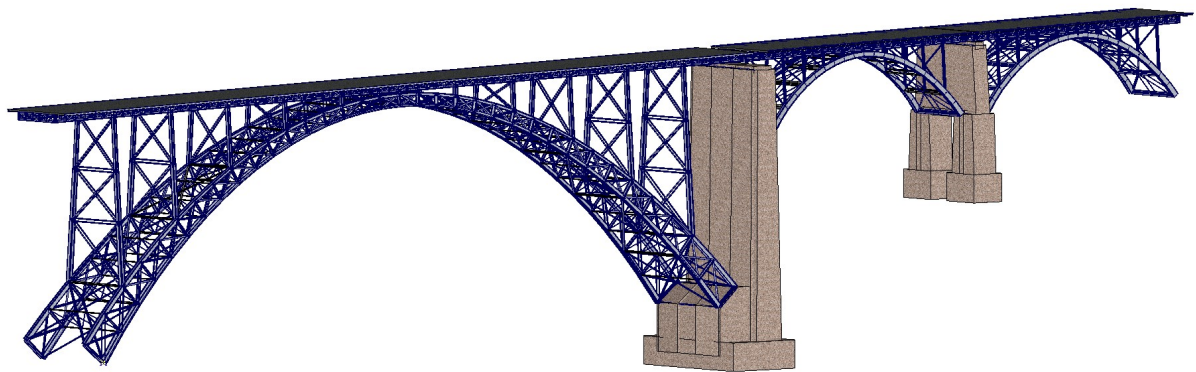


Abbildung 2: Ansicht Perimeter-Gesamttragwerksmodell Kornhausbrücke aus Statik-Programm

Die massgebenden Schnittgrößen und Verschiebungen aus den betrachteten Schwingungsformen, die wesentlich zum globalen Schwingungsverhalten beitragen, sind berücksichtigt. Die Summe der effektiven modalen Masse der berücksichtigten Schwingungsformen erreicht 90% der totalen Masse des Tragwerks. Somit ist die Vorgabe zur Anwendung des Antwortspektrenverfahrens nach SIA 261 eingehalten. Die betrachteten Schwingungsformen (Anzahl der berechneten Schwingungsformen = 600 Stück) und die angeregten Massenprozent sind den folgenden zwei Statik-Programm-Auszügen (es sind nur Teile der Schwingungsformtabelle dargestellt; Tabelle 1 = 1 bis 79 und Tabelle 2 = 555 bis 600) zu entnehmen.

Massenanteil der Eigenformen (I.) [ständige]

	f [Hz]	T [s]	Fehler	ε_X	ε_Y	ε_Z	ε_{XX}	ε_{YY}	ε_{ZZ}	$\Sigma_i \varepsilon_X$	$\Sigma_i \varepsilon_Y$	$\Sigma_i \varepsilon_Z$	$\Sigma_i \varepsilon_{XX}$	$\Sigma_i \varepsilon_{YY}$	$\Sigma_i \varepsilon_{ZZ}$	Aktiv
1	1.33	0.751	7.07E-6	0	0.114	0	0.185	0	0.333	0	0.114	0	0.185	0	0.333	✓
2	1.58	0.634	9.90E-7	0.339	0	0	0	0.225	0	0.339	0.114	0	0.185	0.225	0.333	✓
3	1.64	0.611	1.06E-7	0	0	0	0	0	0							—
4	1.67	0.599	1.99E-6	0.016	0	0	0	0.067	0	0.355	0.114	0	0.185	0.292	0.333	✓
5	1.70	0.589	1.54E-7	0	0	0	0	0	0							—
6	1.73	0.578	1.07E-7	0	0	0	0	0	0							—
7	1.80	0.556	4.37E-8	0	0	0	0	0	0							—
8	1.85	0.540	8.67E-8	0	0	0	0	0	0							—
9	1.89	0.530	9.89E-8	0	0	0	0	0	0							—
10	1.91	0.524	7.53E-8	0	0	0	0	0	0							—
11	1.95	0.514	8.05E-8	0	0	0	0	0	0							—
12	1.97	0.509	6.73E-8	0	0	0	0	0	0							—
13	2.00	0.501	7.79E-8	0	0	0	0	0	0							—
14	2.03	0.493	5.44E-8	0	0	0	0	0	0							—
15	2.06	0.486	5.60E-8	0	0	0	0	0	0							—
16	2.09	0.477	7.99E-8	0	0	0	0	0	0							—
17	2.12	0.472	5.50E-8	0	0	0	0	0	0							—
18	2.14	0.467	6.08E-9	0	0	0	0	0	0							—
19	2.14	0.467	1.01E-8	0	0	0	0	0	0							—
20	2.14	0.467	7.88E-9	0	0	0	0	0	0							—
21	2.14	0.467	6.48E-9	0	0	0	0	0	0							—
22	2.14	0.467	2.59E-9	0	0	0	0	0	0							—
23	2.14	0.467	2.42E-9	0	0	0	0	0	0							—
24	2.14	0.467	1.26E-9	0	0	0	0	0	0							—
25	2.14	0.467	1.57E-9	0	0	0	0	0	0							—
26	2.14	0.467	1.04E-9	0	0	0	0	0	0							—
27	2.14	0.467	1.15E-9	0	0	0	0	0	0							—
28	2.14	0.467	7.76E-10	0	0	0	0	0	0							—
29	2.15	0.466	3.39E-7	0	0	0	0	0.001	0							—
30	2.18	0.459	4.73E-8	0	0	0	0	0	0							—
31	2.18	0.459	1.02E-7	0	0	0	0	0	0							—
32	2.24	0.446	7.10E-8	0	0	0	0	0	0							—
33	2.31	0.434	5.53E-8	0	0	0	0	0	0							—
34	2.32	0.431	5.65E-8	0	0	0	0	0	0							—
35	2.34	0.428	4.12E-7	0.094	0	0	0	0.174	0	0.448	0.114	0	0.185	0.466	0.333	✓
36	2.39	0.419	6.40E-8	0	0	0	0	0	0							—
37	2.41	0.416	5.27E-8	0	0	0	0	0	0							—
38	2.47	0.406	1.66E-8	0	0	0	0	0	0							—
39	2.47	0.406	1.02E-8	0	0	0	0	0	0							—
40	2.47	0.405	5.19E-8	0	0	0	0	0	0							—
41	2.48	0.403	4.52E-8	0	0	0	0	0	0							—
42	2.54	0.394	4.78E-8	0	0	0	0	0	0							—
43	2.56	0.391	3.80E-8	0	0	0	0	0	0							—
44	2.61	0.383	1.33E-6	0	0.113	0	0.061	0	0.079	0.448	0.226	0	0.246	0.466	0.412	✓
45	2.62	0.381	2.78E-8	0	0	0	0	0	0							—
46	2.63	0.381	4.67E-8	0	0	0	0	0	0							—
47	2.67	0.374	2.69E-8	0	0	0	0	0	0							—
48	2.69	0.372	2.81E-8	0	0	0	0	0	0							—
49	2.70	0.370	1.88E-8	0	0	0	0	0	0							—
50	2.71	0.368	1.34E-8	0	0	0	0	0	0							—
51	2.72	0.368	6.16E-8	0	0.001	0	0.001	0	0.001							—
52	2.72	0.368	2.51E-8	0	0	0	0	0	0							—
53	2.72	0.367	3.71E-8	0	0	0	0	0	0							—
54	2.72	0.367	3.53E-8	0	0	0	0	0	0							—
55	2.73	0.367	6.33E-8	0	0	0	0	0.001	0							—
56	2.74	0.365	4.97E-8	0	0	0	0	0	0							—
57	2.75	0.364	5.66E-8	0	0	0	0	0	0							—
58	2.82	0.355	1.77E-8	0	0	0	0	0	0							—
59	2.82	0.355	3.56E-8	0	0	0	0	0	0							—
60	2.84	0.352	2.65E-8	0	0	0	0	0	0							—
61	2.85	0.351	2.48E-8	0	0	0	0	0	0							—
62	2.85	0.350	2.84E-8	0	0	0	0	0	0							—
63	2.87	0.349	2.66E-8	0	0	0	0	0	0							—
64	2.87	0.348	3.21E-8	0	0	0	0	0	0							—
65	2.89	0.345	2.60E-8	0	0	0	0	0	0							—
66	2.97	0.337	2.07E-8	0	0	0	0	0	0							—
67	2.99	0.334	2.14E-8	0	0	0	0	0	0							—
68	3.00	0.333	8.11E-7	0.005	0	0	0	0.006	0	0.454	0.226	0	0.246	0.472	0.412	✓
69	3.00	0.333	3.51E-8	0	0	0	0	0	0							—
70	3.01	0.332	2.09E-8	0	0	0	0	0	0							—
71	3.12	0.321	8.26E-7	0	0.128	0	0.099	0	0	0.454	0.355	0	0.345	0.472	0.412	✓
72	3.18	0.315	6.06E-7	0	0	0	0	0.017	0							—
73	3.56	0.281	3.86E-7	0	0.006	0	0.075	0	0.190	0.454	0.360	0	0.420	0.472	0.602	✓
74	3.93	0.255	3.05E-7	0	0.062	0	0.008	0	0	0.454	0.422	0	0.429	0.472	0.602	✓
75	4.51	0.222	2.30E-7	0	0	0	0.003	0	0.003							—
76	4.63	0.216	4.67E-9	0	0	0	0	0	0							—
77	4.63	0.216	3.80E-9	0	0	0	0	0	0							—
78	4.63	0.216	2.79E-8	0	0	0	0	0	0							—
79	4.63	0.216	4.32E-8	0	0	0	0	0	0							—

Abbildung 3: Tabelle 1 = Massenanteil der Eigenformen 1 bis 79 aus Statik-Programm

Massenanteil der Eigenformen (I.) [ständige]

	f [Hz]	T [s]	Fehler	ϵ_X	ϵ_Y	ϵ_Z	ϵ_{XX}	ϵ_{YY}	ϵ_{ZZ}	$\Sigma_i \epsilon_X$	$\Sigma_i \epsilon_Y$	$\Sigma_i \epsilon_Z$	$\Sigma_i \epsilon_{XX}$	$\Sigma_i \epsilon_{YY}$	$\Sigma_i \epsilon_{ZZ}$	Aktiv
555	42.19	0.024	7.73E-5	0	0	0	0	0	0							—
556	42.27	0.024	1.35E-5	0	0	0	0	0	0							—
557	42.48	0.024	9.89E-5	0	0	0	0	0	0							—
558	42.59	0.023	1.28E-4	0	0	0	0	0.001	0							—
559	42.78	0.023	2.15E-3	0	0	0	0	0	0							—
560	42.78	0.023	2.09E-3	0	0	0	0	0	0							—
561	42.89	0.023	9.22E-5	0.002	0	0	0	0.003	0	0.894	0.910	0	0.883	0.849	0.827	✓
562	43.00	0.023	1.32E-3	0	0	0	0	0	0							—
563	43.03	0.023	1.98E-3	0	0	0	0	0	0							—
564	43.08	0.023	4.14E-4	0.002	0	0	0	0.003	0	0.896	0.910	0	0.883	0.852	0.827	✓
565	43.21	0.023	3.54E-4	0	0	0	0	0	0							—
566	43.49	0.023	2.76E-4	0	0	0	0	0	0							—
567	43.63	0.023	4.62E-4	0	0	0	0	0	0							—
568	43.82	0.023	5.42E-3	0	0	0	0	0	0							—
569	43.88	0.023	1.17E-3	0.004	0	0	0	0.006	0	0.900	0.910	0	0.883	0.858	0.827	✓
570	44.00	0.023	2.47E-3	0	0	0	0	0	0							—
571	44.11	0.023	3.57E-3	0.001	0	0	0	0	0							—
572	44.19	0.023	2.10E-3	0	0.001	0	0.002	0	0.001							—
573	44.44	0.023	1.46E-3	0	0	0	0	0	0							—
574	44.68	0.022	1.10E-3	0	0	0	0	0	0							—
575	44.93	0.022	2.06E-3	0	0	0	0	0	0							—
576	44.95	0.022	2.85E-3	0.019	0	0	0	0.001	0	0.919	0.910	0	0.883	0.859	0.827	✓
577	44.97	0.022	1.83E-3	0	0	0	0	0	0							—
578	45.07	0.022	1.64E-2	0	0	0	0	0	0							—
579	45.08	0.022	2.27E-2	0	0	0	0	0	0							—
580	45.21	0.022	1.02E-2	0	0	0	0	0	0							—
581	45.22	0.022	2.18E-3	0	0	0	0	0	0							—
582	45.26	0.022	1.34E-2	0	0	0	0	0	0							—
583	45.31	0.022	1.02E-2	0	0	0	0	0	0							—
584	45.35	0.022	1.79E-2	0	0	0	0	0	0							—
585	45.38	0.022	8.81E-3	0.001	0	0	0	0	0							—
586	45.43	0.022	2.26E-2	0	0	0	0	0	0							—
587	45.48	0.022	2.76E-2	0	0	0	0	0	0							—
588	45.63	0.022	8.75E-3	0	0	0	0	0	0							—
589	45.66	0.022	6.33E-3	0	0	0	0	0	0							—
590	45.70	0.022	1.93E-2	0	0	0	0	0	0							—
591	45.89	0.022	4.24E-3	0	0.003	0	0.003	0	0	0.919	0.912	0	0.886	0.859	0.827	✓
592	45.91	0.022	1.53E-2	0.001	0.001	0	0	0.001	0							—
593	46.09	0.022	7.21E-3	0.023	0.002	0	0.004	0.037	0	0.942	0.915	0	0.890	0.896	0.827	✓
594	46.16	0.022	1.06E-2	0.001	0.023	0	0.041	0.002	0	0.944	0.938	0	0.930	0.898	0.827	✓
595	46.28	0.022	7.52E-3	0	0.001	0	0.001	0	0							—
596	46.47	0.022	1.24E-2	0	0	0	0	0	0							—
597	46.55	0.021	1.21E-2	0	0	0	0	0	0							—
598	46.64	0.021	5.25E-3	0	0	0	0	0	0							—
599	46.70	0.021	7.70E-3	0	0	0	0	0	0							—
600	46.74	0.021	1.07E-2	0	0	0	0	0	0							—
57/600				0.944	0.938	0	0.930	0.898	0.827							—

f: Eigenfrequenz; T: Periodenzeit; Fehler: Der Fehler der Berechnung; ϵ_X : Massenanteil der Schwingungsform in X Richtung; ϵ_Y : Massenanteil der Schwingungsform in Y Richtung; ϵ_Z : Massenanteil der Schwingungsform in Z Richtung; ϵ_{XX} : Modaler Massenanteilsfaktor über die X-Achse; ϵ_{YY} : Modaler Massenanteilsfaktor über die Y-Achse; ϵ_{ZZ} : Modaler Massenanteilsfaktor über die Z-Achse; $\Sigma_i \epsilon_X$: Massenanteil der Schwingungsform in X Richtung; $\Sigma_i \epsilon_Y$: Massenanteil der Schwingungsform in Y Richtung; $\Sigma_i \epsilon_Z$: Massenanteil der Schwingungsform in Z Richtung; $\Sigma_i \epsilon_{XX}$: Modaler Massenanteilsfaktor über die X-Achse; $\Sigma_i \epsilon_{YY}$: Modaler Massenanteilsfaktor über die Y-Achse; $\Sigma_i \epsilon_{ZZ}$: Modaler Massenanteilsfaktor über die Z-Achse; Aktiv: Um Erdbelastungen zu generieren müssen zuerst Eigenformen mit der Funktion Eigenschwingung berechnet werden;

Abbildung 4: Tabelle 2 = Massenanteil der Eigenformen 555 bis 600 aus Statik-Programm

6.2 Einwirkungen

Die gewählten Parameter sind grundsätzlich korrekt und entsprechen der neusten Ausgabe von SIA 261 von 2020. Wir vermuten jedoch, dass zumindest die Fundamente der Hauptbrücke in besserem Baugrund liegen als BGK E, was eine etwas geringere Erdbebeneinwirkung ergeben würde.

Stellungnahme ingenta ag:

Wir haben uns entschieden, die Baugrundklasse C als Kompromiss aus den kartierten BGK B und E zu wählen und nehmen die höheren Spektralwerte bei höheren Perioden > 0.3s in Kauf.

6.3 Auswirkungen

Für die Erdbebenüberprüfung beschränkt sich der Verfasser auf die Berechnung der maximalen Spannungen infolge der Erdbebeneinwirkung für sämtliche Brückenstahlteile.

Stellungnahme ingenta ag:

Keine Bemerkungen, siehe Kapitel 6.4 Widerstände.

6.4 Widerstände

Die Überprüfung der Tragwiderstände der Stahlkonstruktion erfolgt einzig über den Vergleich der berechneten Spannungen mit der Fließspannung. Dabei wird aber der Bemessungswert von Fließgrenze und Zugfestigkeit zu hoch angesetzt. Gemäss SIA 269/3 betragen diese:

$$f_{yk} = 220 \text{ N/mm}^2 \text{ (nicht } 240 \text{ N/mm}^2) \quad f_u = 335 \text{ N/mm}^2 \text{ (nicht } 360 \text{ N/mm}^2)$$

Zudem muss der Korrekturbeiwert von $k_{\gamma M} = 1.05$ auch bei γ_{M2} für die Verbindungen berücksichtigt werden.

Eine Überprüfung der Verbindungen und der Stabilität (Knicken) wird nicht durchgeführt. Da dies bei alten Stahlkonstruktionen, die aus in Relation zur Bauwerksgrösse filigranen Profilen zusammengesetzt sind, häufig massgebend ist, sind diese Nachweise ebenfalls zu führen.

Ebenso fehlen die geotechnischen Nachweise zur Fundation

Stellungnahme ingenta ag:

Die angenommenen Rechenwerte der Fließgrenze basieren auf den Grundlagen der Projektbasis [G4] bzw. der Richtlinie für die Beurteilung von genieteten Eisenbahnbrücken, SBB Weisung I-AM 08/02, SBB CFF FFS, Schweizerische Bundesbahn, Baudirektion, Bern, 2002. Die Abweichungen der SIA-Norm 269/3 sind zulässig, wenn sie durch Theorie oder Versuche ausreichend begründet werden oder wenn neue Entwicklungen und Erkenntnisse dies rechtfertigen wie beispielsweise die SBB Weisung I-AM 08/02. Daher wird die Abweichung zur SIA-Norm 269/3 mit der Weisung I-AM 08/02 begründet.

Tiefbauamt / Bernmobil	Kornhausbrücke	Projektbasis
3. Baustoffe		
3.1 Vorhandene Materialien		
Flussstahl (eingebaut 1895-98):	Gemessene Festigkeiten / Werte:	
- ETH 1896 (mehrere Dutzende von Proben)	$f_y = 270 - 300 \text{ N/mm}^2$	
	$f_u = 380 - 430 \text{ N/mm}^2$	
	$\lambda_{(SD)} = 22 - 30 \%$	
- EMPA 1969 (2 Proben)	$f_y = 323 \text{ N/mm}^2$	
	$f_u = 433 \text{ N/mm}^2$	
	$\lambda_{(SD)} = 32 \%$	
- EMPA 1969 (2 brauchbare Proben)	$\Delta\sigma = 177 \text{ N/mm}^2$ bei $2,91 \times 10^6$ Lastwechsel	
Ermüdung	(→ entspricht gerade Kerbgr. 160 gem. SIA 263)	
	$\Delta\sigma = 201 \text{ N/mm}^2$ bei $0,97 \times 10^6$ Lastwechsel	
	(→ ist oberhalb Kerbgruppe 160 gem. SIA 263)	
- Chemische Analyse (ETH 1896):	C $\approx 0,10 \%$	
	Mn $\approx 0,26 \%$	
	P $\approx 0,06 \%$	
- Kerbschlagversuche (EMPA 1969):	bei 20° C : 283 J	
	bei 0° C : 22 J	
	bei -20° C : keine Versuche	
Angenommene Rechenwerte gemäss SBB-Richtlinie I-AM 08/02:		
Flussstahl:	Fließgrenze	$f_y = 240 \text{ N/mm}^2$
(eingebaut)	Zugfestigkeit	$f_u = 360 \text{ N/mm}^2$
1895 - 98)	Schub-Grenzspannung	$\tau_y = 140 \text{ N/mm}^2$ ($f_y / \sqrt{3}$)
	Lochleibung	$\sigma_R = 480 \text{ N/mm}^2$
genietet:	Ermüdungsfestigkeit	$\Delta\sigma_C = 80 \text{ N/mm}^2$ (Angabe des Experten)
	Dauerfestigkeit	$\Delta\sigma_D = 59 \text{ N/mm}^2$
geschraubt:	Ermüdungsfestigkeit	$\Delta\sigma_C$ und $\Delta\sigma_D$ entsprechend den Kerbgruppen
(mit gebohrten Löchern)		der Norm SIA 263
Nietmaterial:	Zugfestigkeit	$f_u = 360 \text{ N/mm}^2$
	Schub-Grenzspannung	$\tau_{RB} = 210 \text{ N/mm}^2$ ($0,6 \cdot f_u$)
Bei vorgespannten Verschraubungen mit SHV 10.9 und ausgebohrten Löchern kann allenfalls mit einer Erhöhung von $\Delta\sigma_C$ bis auf max. 112 N/mm ² gerechnet werden, abhängig von der Gesamtblechstärke und der Anzahl Bleche bzw. Farbschichten. Die vorhandene Vorspannung ist jedoch am Bauwerk zu überprüfen.		
3.2. Neue Materialien (eingebaut 1997)		
Baustahl:	FeE 235C und FeE 355D	entspricht heute S235J0 und S355J2
Ermüdungsfestigkeit	bezüglich Schub (Ergänzung der SIA-Norm 263):	$\Delta\tau_C = 80 \text{ N/mm}^2$
Schrauben:	SHV 10.9	
Beton:	B 40/30, CEM I 42,5 FT	entspricht heute C30/37 XF4
Bewehrung:	S 500	entspricht heute B500B
- Tragsicherheit	$f_{sd} = 435 \text{ N/mm}^2$	
- Ermüdung	nach Angabe von Prof. E. Brühwiler EPFL beträgt die Dauerfestigkeit $\Delta\sigma_{sd,D} = 150 \text{ N/mm}^2$ und der Widerstandsbeiwert beträgt $\gamma_{M2} = 1.1$	

Abbildung 5: Baustoff-Auszug aus Projektbasis [G4]

In den allermeisten Fällen genügt es zu zeigen, dass der maximale Bemessungswert die spezielle definierte «Grenzspannung» nicht überschreitet: (Auszug aus dem technischen Bericht, Anhang D auf der Seite 31)

$$\begin{aligned}\sigma_{Ed,brutto} \{N_{Ed}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed}\} &\leq \eta \cdot f_y / \gamma_{M1} && \text{(am Brutto-Querschnitt)} \\ \sigma_{Ed,netto} \{N_{Ed}, M_{y,Ed}, M_{z,Ed}\} &\leq \eta \cdot 0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2} && \text{(am Netto-Querschnitt)}\end{aligned}$$

$\eta = 0,75$; siehe in den projektspezifischen Grundlagen [G5] - Tabellen 3.1 ff
«Querschnittswerte $\eta = \text{netto} / \text{brutto}$ » dieser Wert ist als sehr ungünstig zu betrachten.

Für Flusstahl:

$$\begin{aligned}\text{max. Spannung am Brutto-QS } \sigma_{brutto} &= \text{Werte in N/mm}^2 < \eta \cdot f_y / \gamma_{M1} = 0,75 \cdot 240 / 1,10 = \mathbf{164 \text{ N/mm}^2} \\ \text{max. Spannung am Netto-QS } \sigma_{netto} &= \text{Werte in N/mm}^2 < \eta \cdot 0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2} = 0,75 \cdot 0,9 \cdot 360 / 1,25 = 194 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

Für Baustahl (S235):

$$\begin{aligned}\text{max. Spannung am Brutto-QS } \sigma_{brutto} &= \text{Werte in N/mm}^2 < \eta \cdot f_y / \gamma_{M1} = 0,75 \cdot 235 / 1,05 = 168 \text{ N/mm}^2 \\ \text{max. Spannung am Netto-QS } \sigma_{netto} &= \text{Werte in N/mm}^2 < \eta \cdot 0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2} = 0,75 \cdot 0,9 \cdot 360 / 1,25 = 194 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

Für Baustahl (S335):

$$\begin{aligned}\text{max. Spannung am Brutto-QS } \sigma_{brutto} &= \text{Werte in N/mm}^2 < \eta \cdot f_y / \gamma_{M1} = 0,75 \cdot 355 / 1,05 = 254 \text{ N/mm}^2 \\ \text{max. Spannung am Netto-QS } \sigma_{netto} &= \text{Werte in N/mm}^2 < \eta \cdot 0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2} = 0,75 \cdot 0,9 \cdot 510 / 1,25 = 275 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

Die erforderlichen Stabilitätsnachweise mit den Schnittkräften aus dem neuen Tragwerksmodell konnten unter Einbezug der Exzentrizitäten aus der Fachwerkebene gemäss Projektbasis [G4] in einem Tabellenkalkulationsprogramm erbracht werden.

Zuerst wurde für alle vorkommenden Querschnitte die massgebende Knicklast $N_{k,Rd}$ (für zentrisches und exzentrisches Knicken) berechnet, und zwar mit den Brutto-QS-Werten und in Form von einer Tabelle (gemäss Seite 13) dargestellt.

Mit den Schnittkräften N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ und $M_{z,Ed}$ konnte der Nachweis der Stabilität der einzelnen Stäbe mit der Formel 50 (Stabilität von Einzelstäben mit Druck und zweiachsiger Biegung) und der Formel 54 (Biegung und Normalkraft) gemäss SIA-Norm 263 überall erbracht werden.

Die Tragsicherheit der Verbindungen wurde abgesehen von den Anschlüssen im Bogenscheitel nicht nachgewiesen. Es wird davon ausgegangen, dass die Verbindungen von Stäben mit einer maximalen Spannung, die 50% der Fließgrenze nicht überschreitet, genügend dimensioniert sind.

Die Tragwerksmodell-Foundation wurde unten im Pfeiler III und IV als Flächenlager angenommen. Die Foundation erfährt infolge Erdbeben kaum Beanspruchungen (verglichen mit den Verkehrslasten), dennoch wird mit einer Prüfung die geotechnischen Nachweise der Foundation behandelt und untersucht.

Die detaillierten Resultate sind im Folgenden ab Seite 17 dargestellt.

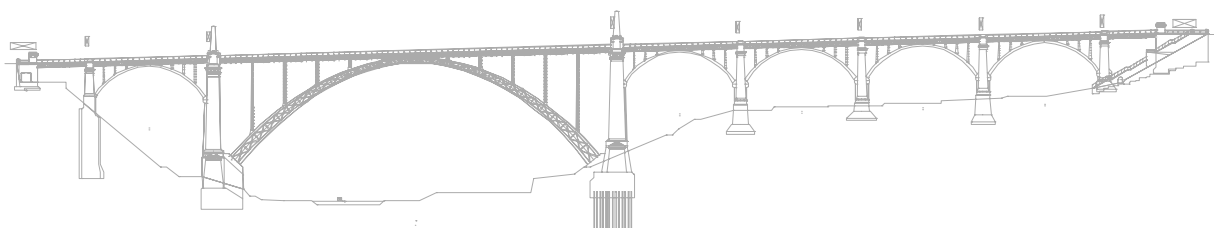
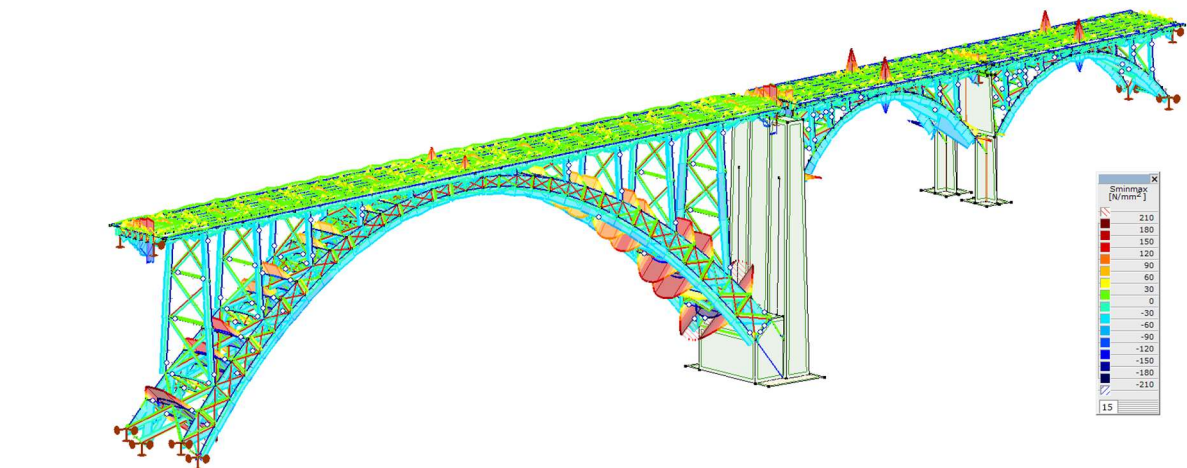


Abbildung 6: Ansicht Kornhausbrücke mit Foundation aus den Grundlagenpläne [Anhang B]

Einige detaillierte Resultat-Auszüge sind in den folgenden Abbildungen dargestellt:

Gesamtübersicht: (Von-Mises-Vergleichsspannung)

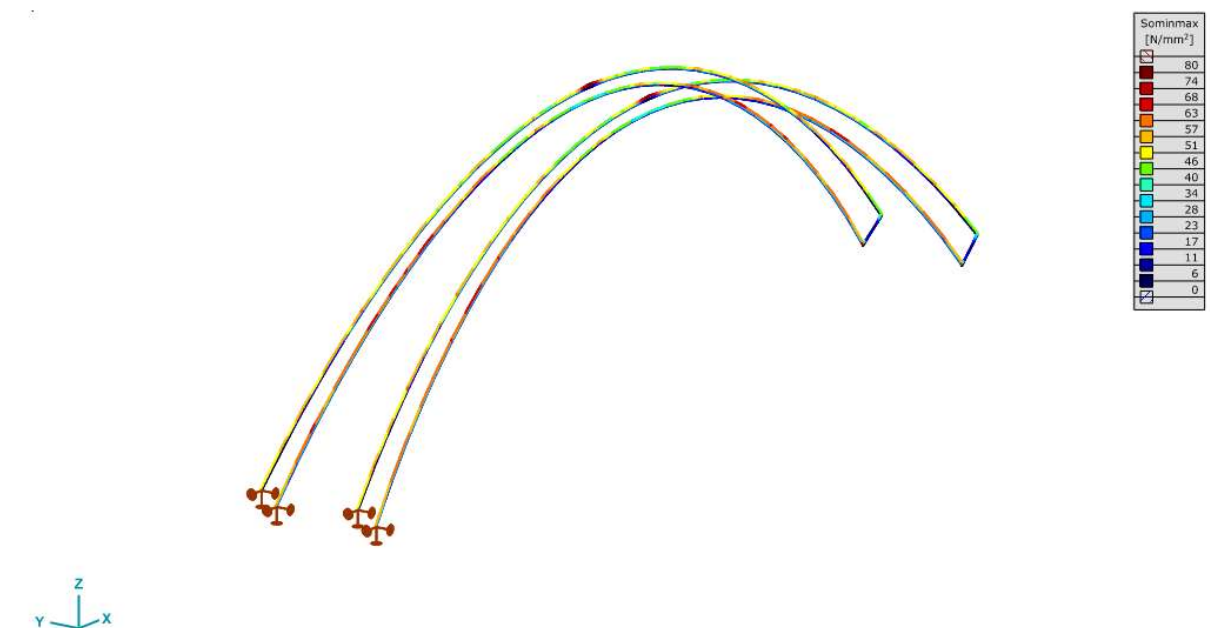


Die grossen berechneten Spannungen mit Überschreitung der Fließgrenze in den Bogenquerverbänden entstehen wegen der nicht modellierten Zwischenhalterung durch die Bogenwindverbände. Diese Spannungen treten in Realität nicht auf.

Die Spannungsüberschreitungen im Scheitelpunkt entstehen wegen der idealisierten Modellierung des gusseisernen Verbindungsteils als Kragarm.

Die nachfolgenden Berechnungen zeigen, dass die Brücke unter Erdbebeneinwirkung nachgewiesen ist.

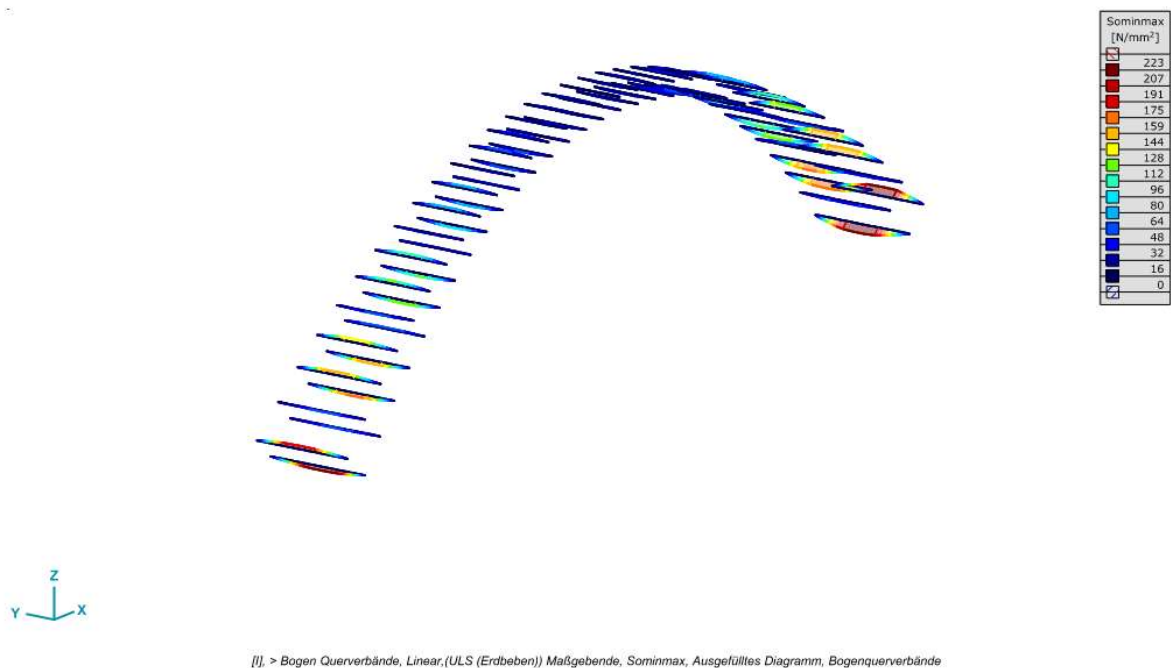
Grosser Bogen, Stäbe im Unterbau:



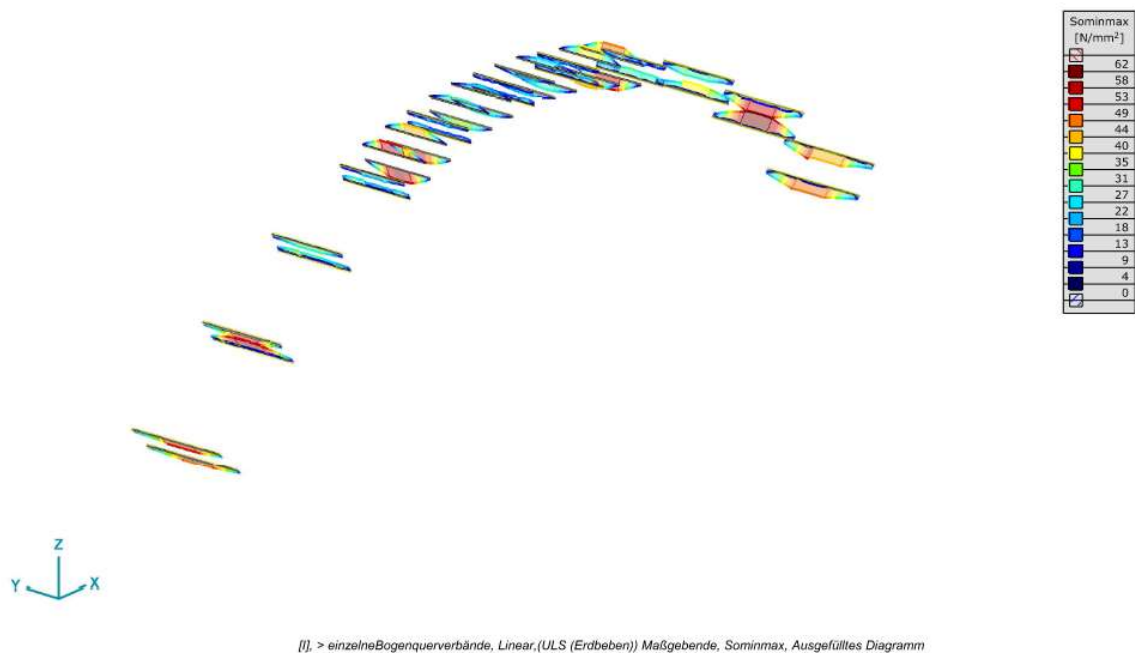
[1], > Detail 5, Linear, (ULS (Erdbeben)) Maßgebende, Sominmax, Ausgefülltes Diagramm, Unterbau ohne Querverbände und Stützen

Grosser Bogen, Stäbe im Unterbau:

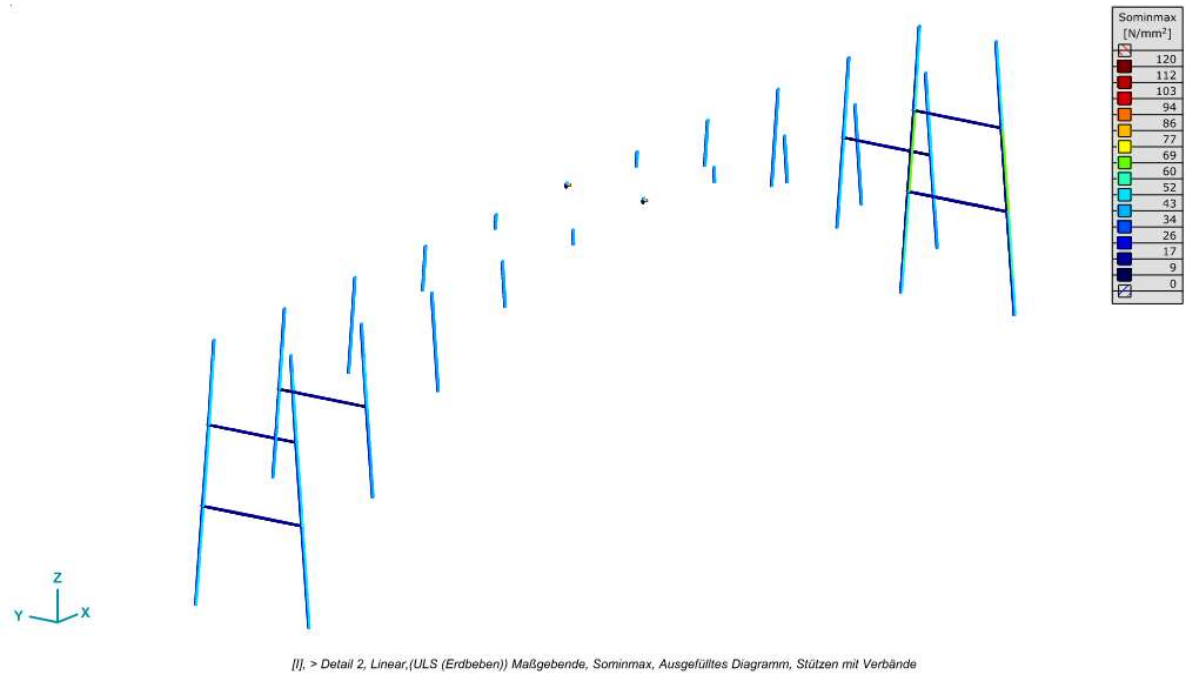
Max. Spannungen der Bogenquerverbänden mit und ohne modellierten Zwischenhalterung durch die Bogenwindverbände.



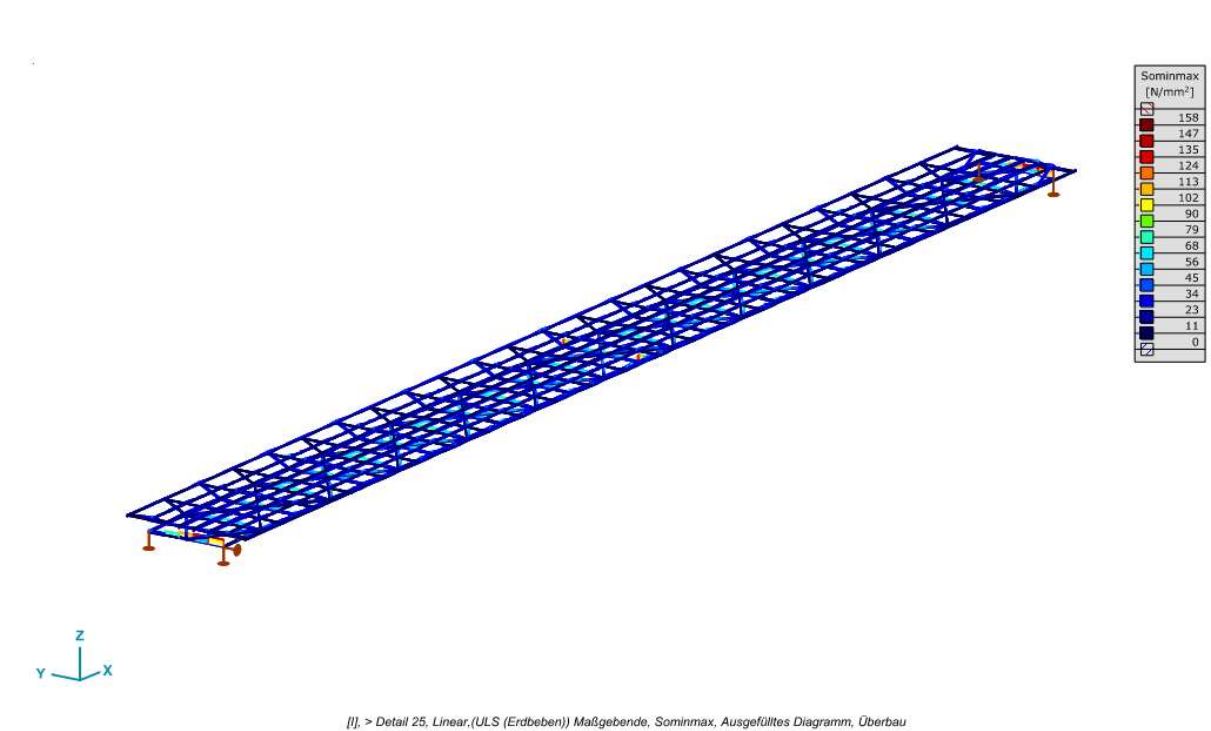
Max. Spannungen der Bogenquerverbänden mit modellierten Zwischenhalterung durch die Bogenwindverbände.



Grosser Bogen, Stäbe im Unterbau:

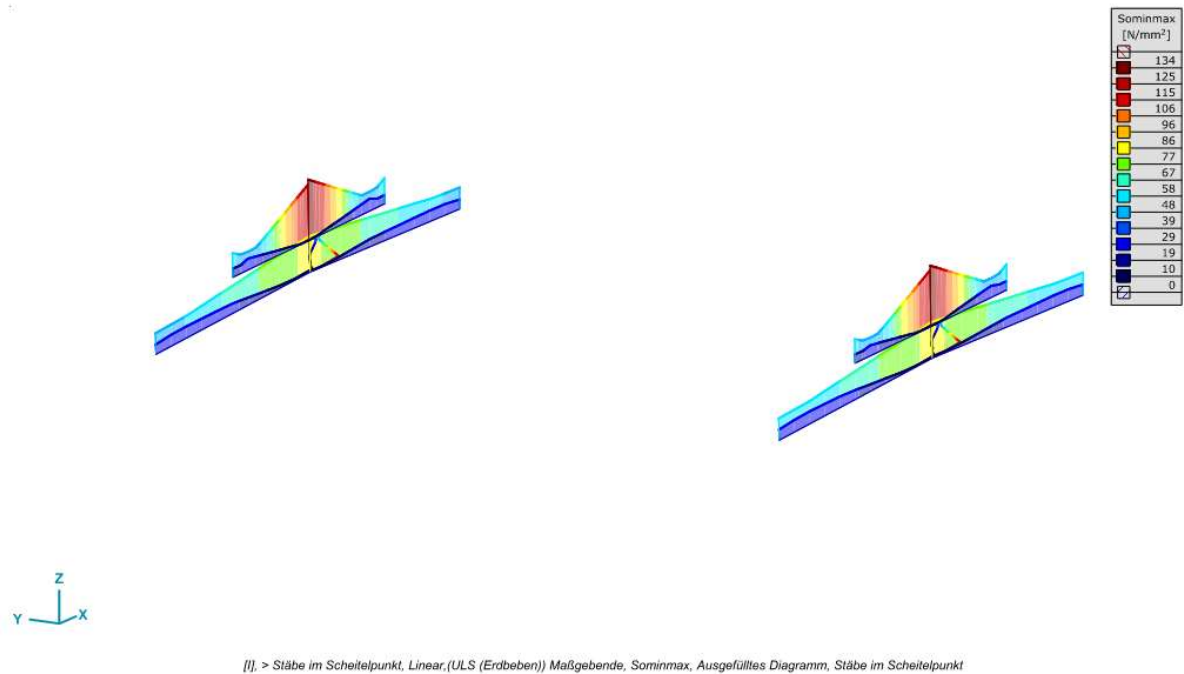


Grosser Bogen, Stäbe im Überbau:

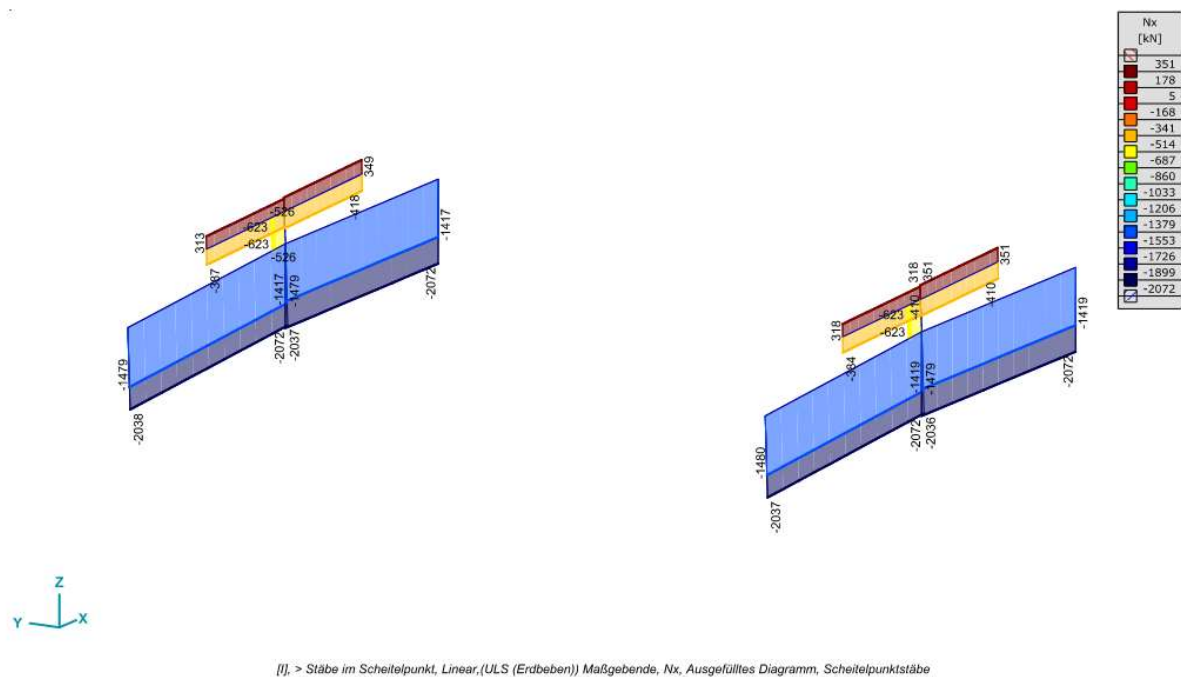


Grosser Bogen, Stäbe im Scheitelpunkt:

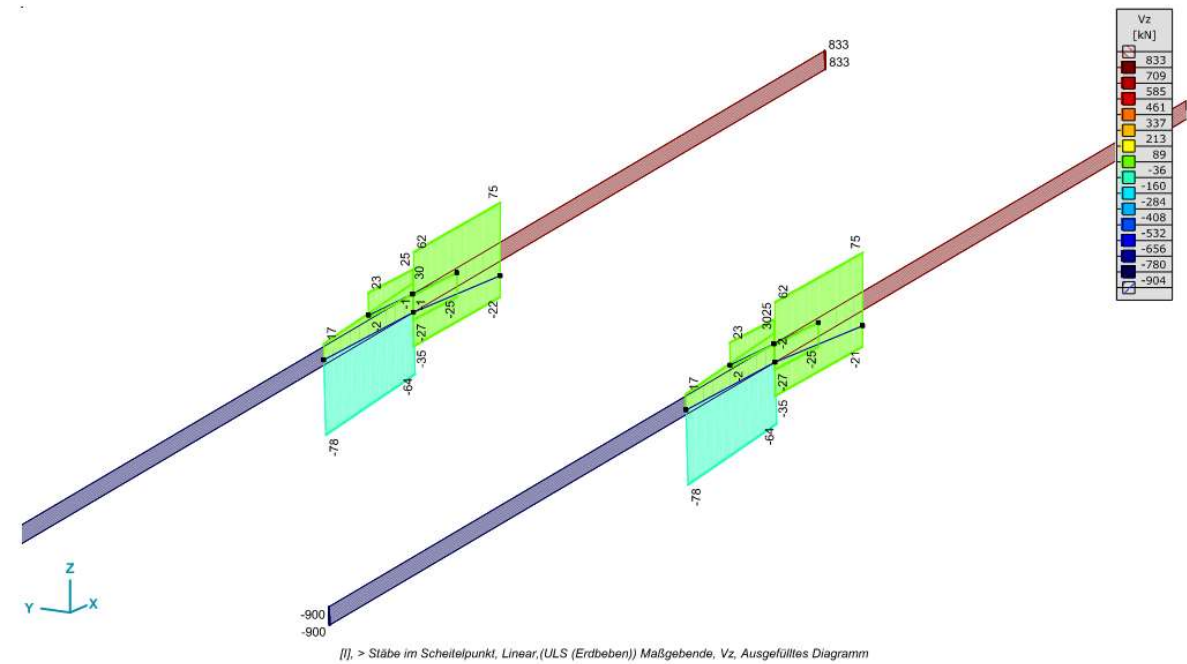
Im Modell ist im Scheitelpunkt ein biegesteifer Stab eingegeben, welcher die höheren Spannungen erzeugt (für den Nachweis irrelevant). In der Realität werden die Einwirkungen über ein Stahlgusslager vom Überbau (HLT) in den Unterbau (Bogen) abgetragen.



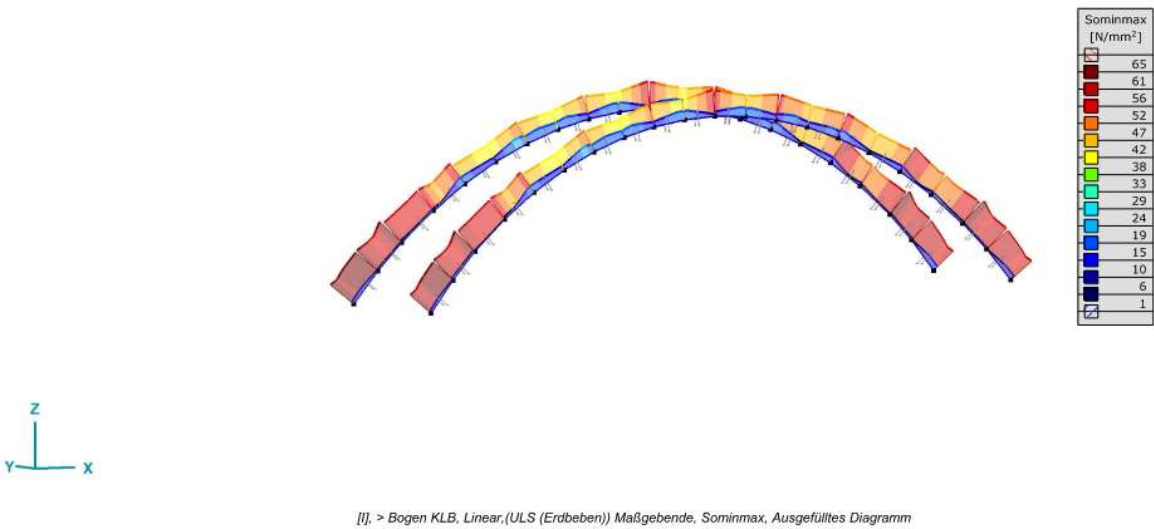
Nachweis der Kraftübertragung im Scheitelpunkt: (Stab-Normalkräfte)



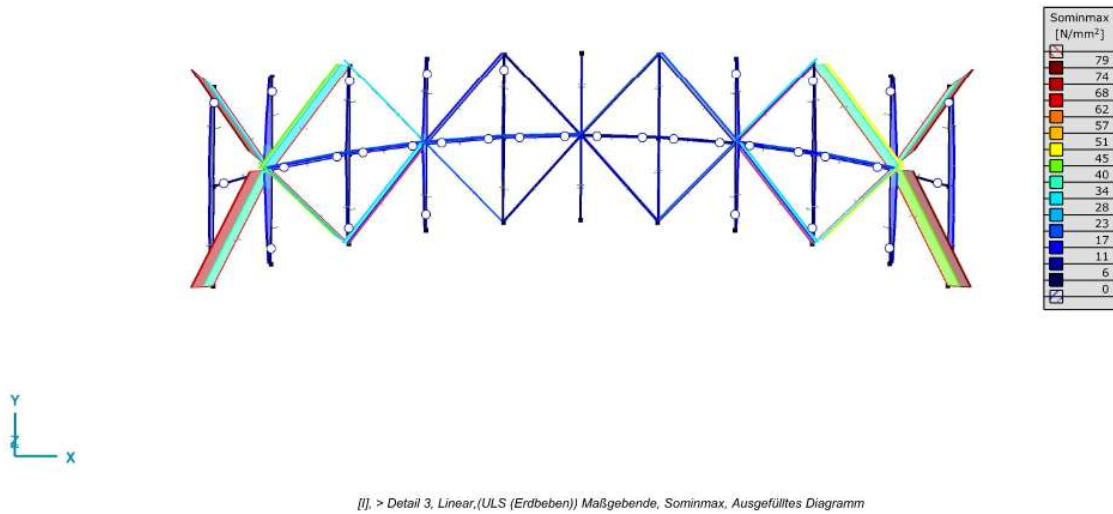
Nachweis der Kraftübertragung im Scheitelpunkt:
(Stab-Querkräfte)



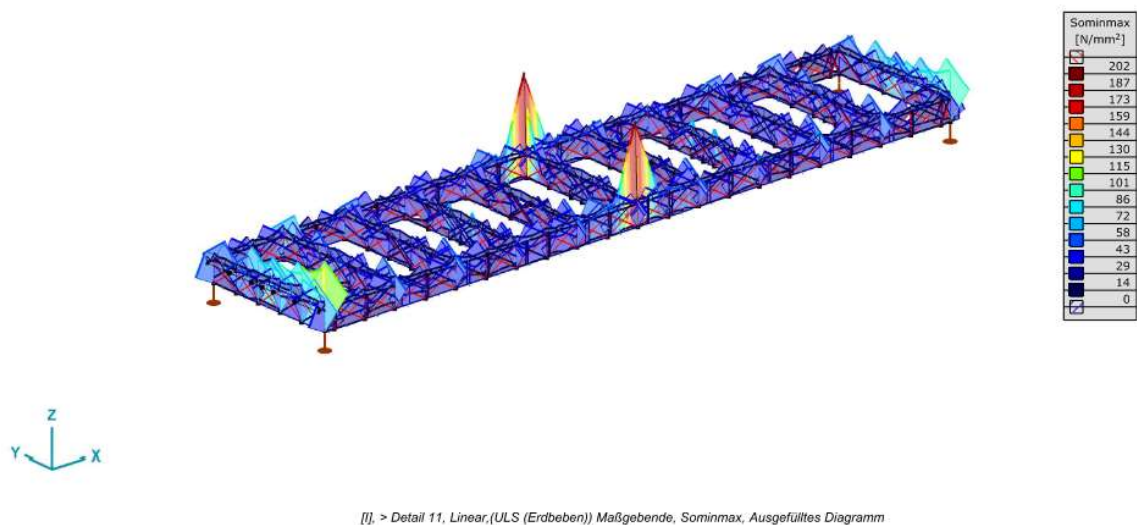
Kleiner Bogen, Stäbe im Unterbau:



Kleiner Bogen, Stäbe im Unterbau:



Kleiner Bogen, Stäbe im Überbau (Alle):



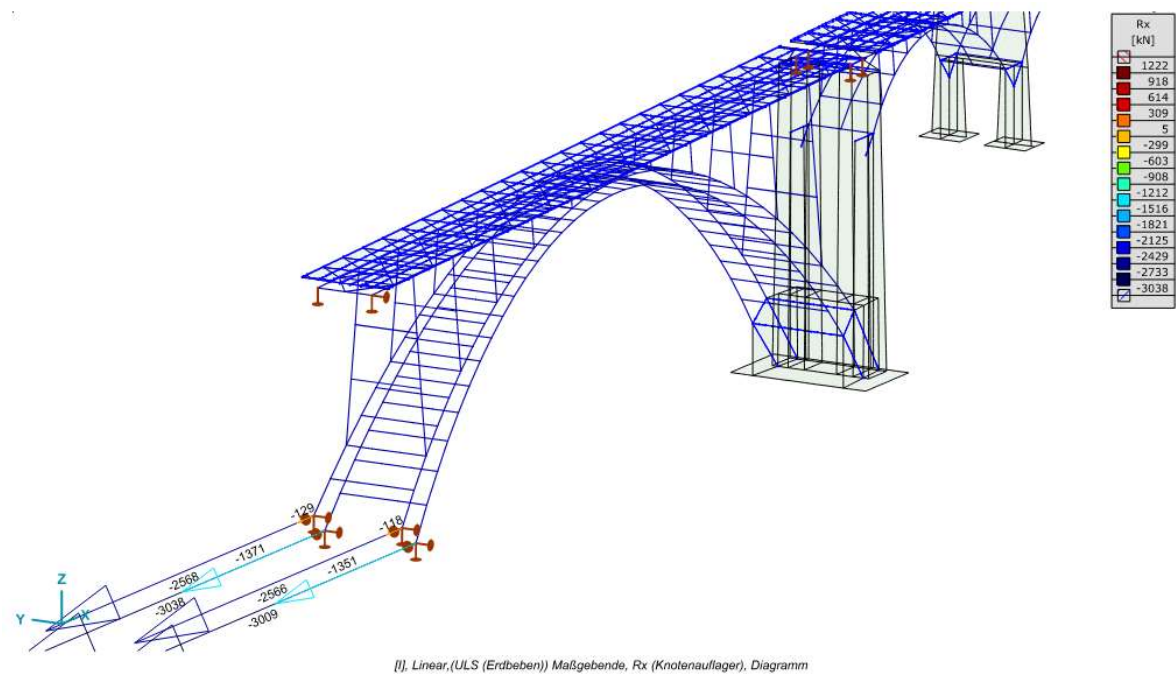
Stäbe im Scheitelpunkt:

Im Modell ist im Scheitelpunkt ein biegesteifer Stab eingeben, welcher die hohen Spannungen erzeugt. In der Realität werden die Einwirkungen über ein Stahlgusslager vom Überbau (HLT) in den Unterbau (Bogen) abgetragen.

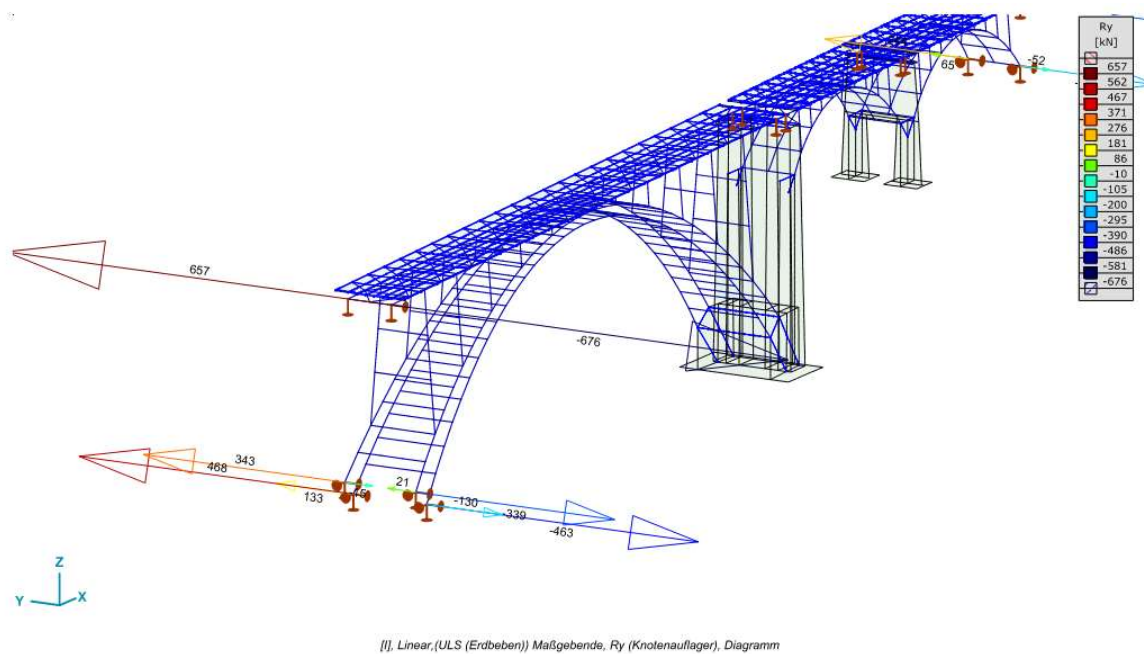
Stabilitätsnachweis (Auszug von 10 Stäben) Überprüfung mit Tabellenkalkulationsprogramm erfolgt:

Nachweise Tragfähigkeit Erdbenen Großer Bogen										Schnittgrößen Auszug										Stabilität von Einzelstäben mit Druck und zweiachsiger Biegung (SIA 263)										Traglastmomente										Passivität SIA 263																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																							
Schnittgrößen mittels 3D-Strukturanalyse in ABAQUS/Explicit										Schnittgrößen										Schnittgrößen										Schnittgrößen										Schnittgrößen																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																							
Stab	Querschnitt	K	Extr.	N	N ₁	N ₂	V ₁	V ₂	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	M ₅	M ₆	M ₇	M ₈	M ₉	M ₁₀	N ₁	N ₂	N ₃	N ₄	N ₅	N ₆	N ₇	N ₈	N ₉	N ₁₀	N ₁₁	N ₁₂	N ₁₃	N ₁₄	N ₁₅	N ₁₆	N ₁₇	N ₁₈	N ₁₉	N ₂₀	N ₂₁	N ₂₂	N ₂₃	N ₂₄	N ₂₅	N ₂₆	N ₂₇	N ₂₈	N ₂₉	N ₃₀	N ₃₁	N ₃₂	N ₃₃	N ₃₄	N ₃₅	N ₃₆	N ₃₇	N ₃₈	N ₃₉	N ₄₀	N ₄₁	N ₄₂	N ₄₃	N ₄₄	N ₄₅	N ₄₆	N ₄₇	N ₄₈	N ₄₉	N ₅₀	N ₅₁	N ₅₂	N ₅₃	N ₅₄	N ₅₅	N ₅₆	N ₅₇	N ₅₈	N ₅₉	N ₆₀	N ₆₁	N ₆₂	N ₆₃	N ₆₄	N ₆₅	N ₆₆	N ₆₇	N ₆₈	N ₆₉	N ₇₀	N ₇₁	N ₇₂	N ₇₃	N ₇₄	N ₇₅	N ₇₆	N ₇₇	N ₇₈	N ₇₉	N ₈₀	N ₈₁	N ₈₂	N ₈₃	N ₈₄	N ₈₅	N ₈₆	N ₈₇	N ₈₈	N ₈₉	N ₉₀	N ₉₁	N ₉₂	N ₉₃	N ₉₄	N ₉₅	N ₉₆	N ₉₇	N ₉₈	N ₉₉	N ₁₀₀	N ₁₀₁	N ₁₀₂	N ₁₀₃	N ₁₀₄	N ₁₀₅	N ₁₀₆	N ₁₀₇	N ₁₀₈	N ₁₀₉	N ₁₁₀	N ₁₁₁	N ₁₁₂	N ₁₁₃	N ₁₁₄	N ₁₁₅	N ₁₁₆	N ₁₁₇	N ₁₁₈	N ₁₁₉	N ₁₂₀	N ₁₂₁	N ₁₂₂	N ₁₂₃	N ₁₂₄	N ₁₂₅	N ₁₂₆	N ₁₂₇	N ₁₂₈	N ₁₂₉	N ₁₃₀	N ₁₃₁	N ₁₃₂	N ₁₃₃	N ₁₃₄	N ₁₃₅	N ₁₃₆	N ₁₃₇	N ₁₃₈	N ₁₃₉	N ₁₄₀	N ₁₄₁	N ₁₄₂	N ₁₄₃	N ₁₄₄	N ₁₄₅	N ₁₄₆	N ₁₄₇	N ₁₄₈	N ₁₄₉	N ₁₅₀	N ₁₅₁	N ₁₅₂	N ₁₅₃	N ₁₅₄	N ₁₅₅	N ₁₅₆	N ₁₅₇	N ₁₅₈	N ₁₅₉	N ₁₆₀	N ₁₆₁	N ₁₆₂	N ₁₆₃	N ₁₆₄	N ₁₆₅	N ₁₆₆	N ₁₆₇	N ₁₆₈	N ₁₆₉	N ₁₇₀	N ₁₇₁	N ₁₇₂	N ₁₇₃	N ₁₇₄	N ₁₇₅	N ₁₇₆	N ₁₇₇	N ₁₇₈	N ₁₇₉	N ₁₈₀	N ₁₈₁	N ₁₈₂	N ₁₈₃	N ₁₈₄	N ₁₈₅	N ₁₈₆	N ₁₈₇	N ₁₈₈	N ₁₈₉	N ₁₉₀	N ₁₉₁	N ₁₉₂	N ₁₉₃	N ₁₉₄	N ₁₉₅	N ₁₉₆	N ₁₉₇	N ₁₉₈	N ₁₉₉	N ₂₀₀	N ₂₀₁	N ₂₀₂	N ₂₀₃	N ₂₀₄	N ₂₀₅	N ₂₀₆	N ₂₀₇	N ₂₀₈	N ₂₀₉	N ₂₁₀	N ₂₁₁	N ₂₁₂	N ₂₁₃	N ₂₁₄	N ₂₁₅	N ₂₁₆	N ₂₁₇	N ₂₁₈	N ₂₁₉	N ₂₂₀	N ₂₂₁	N ₂₂₂	N ₂₂₃	N ₂₂₄	N ₂₂₅	N ₂₂₆	N ₂₂₇	N ₂₂₈	N ₂₂₉	N ₂₃₀	N ₂₃₁	N ₂₃₂	N ₂₃₃	N ₂₃₄	N ₂₃₅	N ₂₃₆	N ₂₃₇	N ₂₃₈	N ₂₃₉	N ₂₄₀	N ₂₄₁	N ₂₄₂	N ₂₄₃	N ₂₄₄	N ₂₄₅	N ₂₄₆	N ₂₄₇	N ₂₄₈	N ₂₄₉	N ₂₅₀	N ₂₅₁	N ₂₅₂	N ₂₅₃	N ₂₅₄	N ₂₅₅	N ₂₅₆	N ₂₅₇	N ₂₅₈	N ₂₅₉	N ₂₆₀	N ₂₆₁	N ₂₆₂	N ₂₆₃	N ₂₆₄	N ₂₆₅	N ₂₆₆	N ₂₆₇	N ₂₆₈	N ₂₆₉	N ₂₇₀	N ₂₇₁	N ₂₇₂	N ₂₇₃	N ₂₇₄	N ₂₇₅	N ₂₇₆	N ₂₇₇	N ₂₇₈	N ₂₇₉	N ₂₈₀	N ₂₈₁	N ₂₈₂	N ₂₈₃	N ₂₈₄	N ₂₈₅	N ₂₈₆	N ₂₈₇	N ₂₈₈	N ₂₈₉	N ₂₉₀	N ₂₉₁	N ₂₉₂	N ₂₉₃	N ₂₉₄	N ₂₉₅	N ₂₉₆	N ₂₉₇	N ₂₉₈	N ₂₉₉	N ₃₀₀	N ₃₀₁	N ₃₀₂	N ₃₀₃	N ₃₀₄	N ₃₀₅	N ₃₀₆	N ₃₀₇	N ₃₀₈	N ₃₀₉	N ₃₁₀	N ₃₁₁	N ₃₁₂	N ₃₁₃	N ₃₁₄	N ₃₁₅	N ₃₁₆	N ₃₁₇	N ₃₁₈	N ₃₁₉	N ₃₂₀	N ₃₂₁	N ₃₂₂	N ₃₂₃	N ₃₂₄	N ₃₂₅	N ₃₂₆	N ₃₂₇	N ₃₂₈	N ₃₂₉	N ₃₃₀	N ₃₃₁	N ₃₃₂	N ₃₃₃	N ₃₃₄	N ₃₃₅	N ₃₃₆	N ₃₃₇	N ₃₃₈	N ₃₃₉	N ₃₄₀	N ₃₄₁	N ₃₄₂	N ₃₄₃	N ₃₄₄	N ₃₄₅	N ₃₄₆	N ₃₄₇	N ₃₄₈	N ₃₄₉	N ₃₅₀	N ₃₅₁	N ₃₅₂	N ₃₅₃	N ₃₅₄	N ₃₅₅	N ₃₅₆	N ₃₅₇	N ₃₅₈	N ₃₅₉	N ₃₆₀	N ₃₆₁	N ₃₆₂	N ₃₆₃	N ₃₆₄	N ₃₆₅	N ₃₆₆	N ₃₆₇	N ₃₆₈	N ₃₆₉	N ₃₇₀	N ₃₇₁	N ₃₇₂	N ₃₇₃	N ₃₇₄	N ₃₇₅	N ₃₇₆	N ₃₇₇	N ₃₇₈	N ₃₇₉	N ₃₈₀	N ₃₈₁	N ₃₈₂	N ₃₈₃	N ₃₈₄	N ₃₈₅	N ₃₈₆	N ₃₈₇	N ₃₈₈	N ₃₈₉	N ₃₉₀	N ₃₉₁	N ₃₉₂	N ₃₉₃	N ₃₉₄	N ₃₉₅	N ₃₉₆	N ₃₉₇	N ₃₉₈	N ₃₉₉	N ₄₀₀	N ₄₀₁	N ₄₀₂	N ₄₀₃	N ₄₀₄	N ₄₀₅	N ₄₀₆	N ₄₀₇	N ₄₀₈	N ₄₀₉	N ₄₁₀	N ₄₁₁	N ₄₁₂	N ₄₁₃	N ₄₁₄	N ₄₁₅	N ₄₁₆	N ₄₁₇	N ₄₁₈	N ₄₁₉	N ₄₂₀	N ₄₂₁	N ₄₂₂	N ₄₂₃	N ₄₂₄	N ₄₂₅	N ₄₂₆	N ₄₂₇	N ₄₂₈	N ₄₂₉	N ₄₃₀	N ₄₃₁	N ₄₃₂	N ₄₃₃	N ₄₃₄	N ₄₃₅	N ₄₃₆	N ₄₃₇	N ₄₃₈	N ₄₃₉	N ₄₄₀	N ₄₄₁	N ₄₄₂	N ₄₄₃	N ₄₄₄	N ₄₄₅	N ₄₄₆	N ₄₄₇	N ₄₄₈	N ₄₄₉	N ₄₅₀	N ₄₅₁	N ₄₅₂	N ₄₅₃	N ₄₅₄	N ₄₅₅	N ₄₅₆	N ₄₅₇	N ₄₅₈	N ₄₅₉	N ₄₆₀	N ₄₆₁	N ₄₆₂	N ₄₆₃	N ₄₆₄	N ₄₆₅	N ₄₆₆	N ₄₆₇	N ₄₆₈	N ₄₆₉	N ₄₇₀	N ₄₇₁	N ₄₇₂	N ₄₇₃	N ₄₇₄	N ₄₇₅	N ₄₇₆	N ₄₇₇	N ₄₇₈	N ₄₇₉	N ₄₈₀	N ₄₈₁	N ₄₈₂	N ₄₈₃	N ₄₈₄	N ₄₈₅	N ₄₈₆	N ₄₈₇	N ₄₈₈	N ₄₈₉	N ₄₉₀	N ₄₉₁	N ₄₉₂	N ₄₉₃	N ₄₉₄	N ₄₉₅	N ₄₉₆	N ₄₉₇	N ₄₉₈	N ₄₉₉	N ₅₀₀	N ₅₀₁	N ₅₀₂	N ₅₀₃	N ₅₀₄	N ₅₀₅	N ₅₀₆	N ₅₀₇	N ₅₀₈	N ₅₀₉	N ₅₁₀	N ₅₁₁	N ₅₁₂	N ₅₁₃	N ₅₁₄	N ₅₁₅	N ₅₁₆	N ₅₁₇	N ₅₁₈	N ₅₁₉	N ₅₂₀	N ₅₂₁	N ₅₂₂	N ₅₂₃	N ₅₂₄	N ₅₂₅	N ₅₂₆	N ₅₂₇	N ₅₂₈	N ₅₂₉	N ₅₃₀	N ₅₃₁	N ₅₃₂	N ₅₃₃	N ₅₃₄	N ₅₃₅	N ₅₃₆	N ₅₃₇	N ₅₃₈	N ₅₃₉	N ₅₄₀	N ₅₄₁	N ₅₄₂	N ₅₄₃	N ₅₄₄	N ₅₄₅	N ₅₄₆	N ₅₄₇	N ₅₄₈	N ₅₄₉	N ₅₅₀	N ₅₅₁	N ₅₅₂	N ₅₅₃	N ₅₅₄	N ₅₅₅	N ₅₅₆	N ₅₅₇	N ₅₅₈	N ₅₅₉	N ₅₆₀	N ₅₆₁	N ₅₆₂	N ₅₆₃	N ₅₆₄	N ₅₆₅	N ₅₆₆	N ₅₆₇	N ₅₆₈	N ₅₆₉	N ₅₇₀	N ₅₇₁	N ₅₇₂	N ₅₇₃	N ₅₇₄	N ₅₇₅	N ₅₇₆	N ₅₇₇	N ₅₇₈	N ₅₇₉	N ₅₈₀	N ₅₈₁	N ₅₈₂	N ₅₈₃	N ₅₈₄	N ₅₈₅	N ₅₈₆	N ₅₈₇	N ₅₈₈	N ₅₈₉	N ₅₉₀	N ₅₉₁	N ₅₉₂	N ₅₉₃	N ₅₉₄	N ₅₉₅	N ₅₉₆	N ₅₉₇	N ₅₉₈	N ₅₉₉	N ₆₀₀	N ₆₀₁	N ₆₀₂	N ₆₀₃	N ₆₀₄	N ₆₀₅	N ₆₀₆	N ₆₀₇	N ₆₀₈	N ₆₀₉	N ₆₁₀	N ₆₁₁	N ₆₁₂	N ₆₁₃	N ₆₁₄	N ₆₁₅	N ₆₁₆	N ₆₁₇	N ₆₁₈	N ₆₁₉	N ₆₂₀	N ₆₂₁	N ₆₂₂	N ₆₂₃	N ₆₂₄	N ₆₂₅	N ₆₂₆	N ₆₂₇	N ₆₂₈	N ₆₂₉	N ₆₃₀	N ₆₃₁	N ₆₃₂	N ₆₃₃	N ₆₃₄	N ₆₃₅	N ₆₃₆	N ₆₃₇	N ₆₃₈	N ₆₃₉	N ₆₄₀	N ₆₄₁	N ₆₄₂	N ₆₄₃	N ₆₄₄	N ₆₄₅	N ₆₄₆	N ₆₄₇	N ₆₄₈	N ₆₄₉	N ₆₅₀	N ₆₅₁	N ₆₅₂	N ₆₅₃	N ₆₅₄	N ₆₅₅	N ₆₅₆	N ₆₅₇	N ₆₅₈	N ₆₅₉	N ₆₆₀	N ₆₆₁	N ₆₆₂	N ₆₆₃	N ₆₆₄	N ₆₆₅	N ₆₆₆	N ₆₆₇	N ₆₆₈	N ₆₆₉	N ₆₇₀	N ₆₇₁	N ₆₇₂	N ₆₇₃	N ₆₇₄	N ₆₇₅	N ₆₇₆	N ₆₇₇	N ₆₇₈	N ₆₇₉	N ₆₈₀	N ₆₈₁	N ₆₈₂	N ₆₈₃	N ₆₈₄	N ₆₈₅	N ₆₈₆	N ₆₈₇	N ₆₈₈	N ₆₈₉	N ₆₉₀	N ₆₉₁	N ₆₉₂	N ₆₉₃	N ₆₉₄	N ₆₉₅	N ₆₉₆	N ₆₉₇	N ₆₉₈	N ₆₉₉	N ₇₀₀	N ₇₀₁	N ₇₀₂	N ₇₀₃	N ₇₀₄	N ₇₀₅	N ₇₀₆	N ₇₀₇	N ₇₀₈	N ₇₀₉	N ₇₁₀	N ₇₁₁	N ₇₁₂	N ₇₁₃	N ₇₁₄	N ₇₁₅	N ₇₁₆	N ₇₁₇	N ₇₁₈	N ₇₁₉	N ₇₂₀	N ₇₂₁	N ₇₂₂	N ₇₂₃	N ₇₂₄	N ₇₂₅	N ₇₂₆	N ₇₂₇	N ₇₂₈	N ₇₂₉	N ₇₃₀	N ₇₃₁	N ₇₃₂	N ₇₃₃	N ₇₃₄	N ₇₃₅	N ₇₃₆	N ₇₃₇	N ₇₃₈	N ₇₃₉	N ₇₄₀	N ₇₄₁	N ₇₄₂	N ₇₄₃	N ₇₄₄	N ₇₄₅	N ₇₄₆	N ₇₄₇	N ₇₄₈	N ₇₄₉	N ₇₅₀	N ₇₅₁	N ₇₅₂	N ₇₅₃	N ₇₅₄	N ₇₅₅	N ₇₅₆	N ₇₅₇	N ₇₅₈	N ₇₅₉	N ₇₆₀	N ₇₆₁	N ₇₆₂	N ₇₆₃	N ₇₆₄	N ₇₆₅	N ₇₆₆	N ₇₆₇	N ₇₆₈	N ₇₆₉	N ₇₇₀	N ₇₇₁	N ₇₇₂	N ₇₇₃	N ₇₇₄	N ₇₇₅	N ₇₇₆	N ₇₇₇	N ₇₇₈	N ₇₇₉	N ₇₈₀	N ₇₈₁	N ₇₈₂	N ₇₈₃	N ₇₈₄	N ₇₈₅	N ₇₈₆	N ₇₈₇	N ₇₈₈	N ₇₈₉	N ₇₉₀	N ₇₉₁	N ₇₉₂	N ₇₉₃	N ₇₉₄	N ₇₉₅	N ₇₉₆	N ₇₉₇	N ₇₉₈	N ₇₉₉	N ₈₀₀	N ₈₀₁	N ₈₀₂	N ₈₀₃	N ₈₀₄	N ₈₀₅	N ₈₀₆	N ₈₀₇	N ₈₀₈	N ₈₀₉	N ₈₁₀	N ₈₁₁	N ₈₁₂	N ₈₁₃	N ₈₁₄	N ₈₁₅	N ₈₁₆	N ₈₁₇	N ₈₁₈	N ₈₁₉	N ₈₂₀	N ₈₂₁	N ₈₂₂	N ₈₂₃	N ₈₂₄	N ₈₂₅	N ₈₂₆	N ₈₂₇	N ₈₂₈	N ₈₂₉	N ₈₃₀	N ₈₃₁	N ₈₃₂	N ₈₃₃	N ₈₃₄	N ₈₃₅	N ₈₃₆	N ₈₃₇	N ₈₃₈	N ₈₃₉	N ₈₄₀	N ₈₄₁	N ₈₄₂	N ₈₄₃	N ₈₄₄	N ₈₄₅	N ₈₄₆	N ₈₄₇	N ₈₄₈	N ₈₄₉	N ₈₅₀	N ₈₅₁	N ₈₅₂	N ₈₅₃	N ₈₅₄	N ₈₅₅	N ₈₅₆	N ₈₅₇	N ₈₅₈	N ₈₅₉	N ₈₆₀	N ₈₆

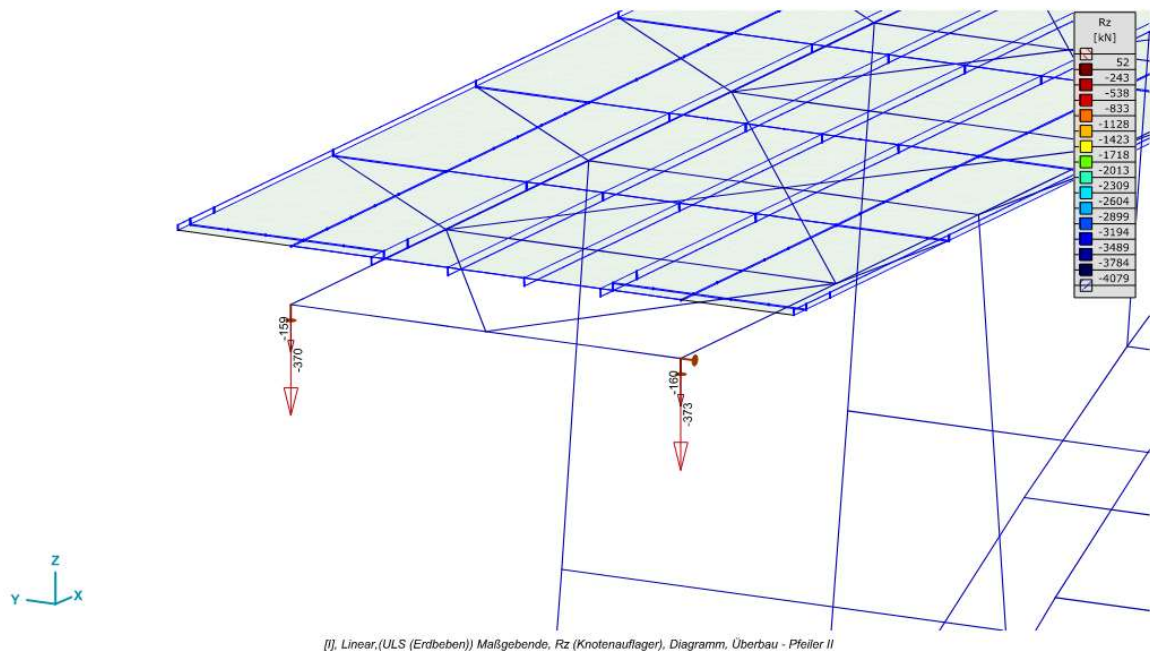
Lagerkräfte in x-Richtung (Pfeiler II):



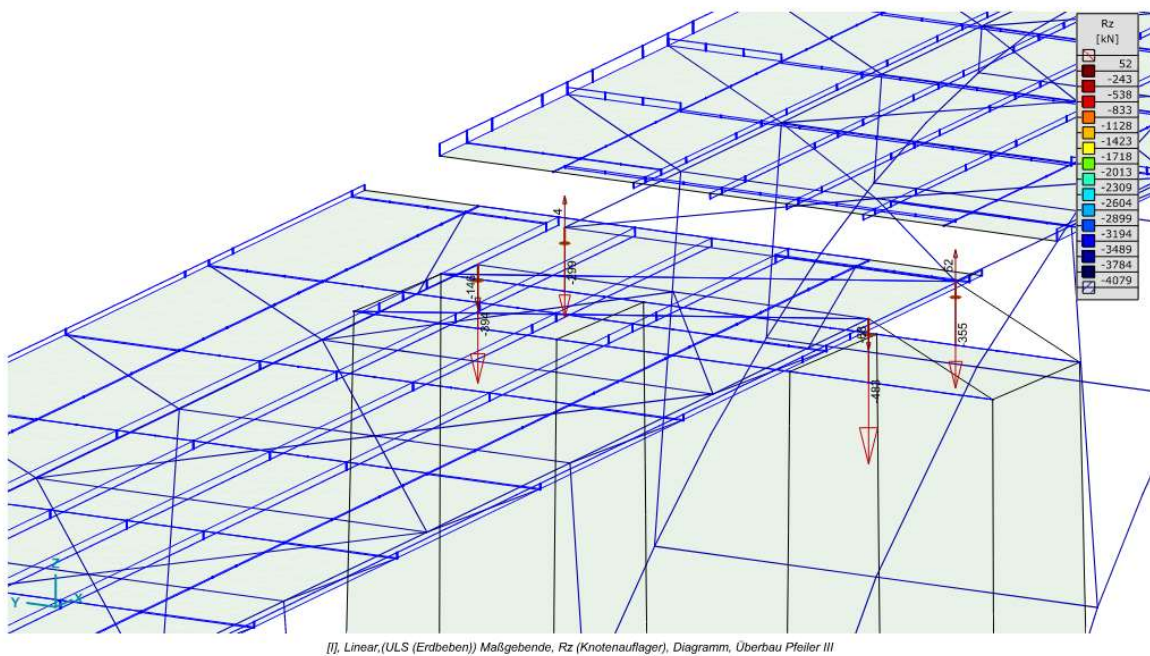
Lagerkräfte in y-Richtung (Pfeiler II + V):



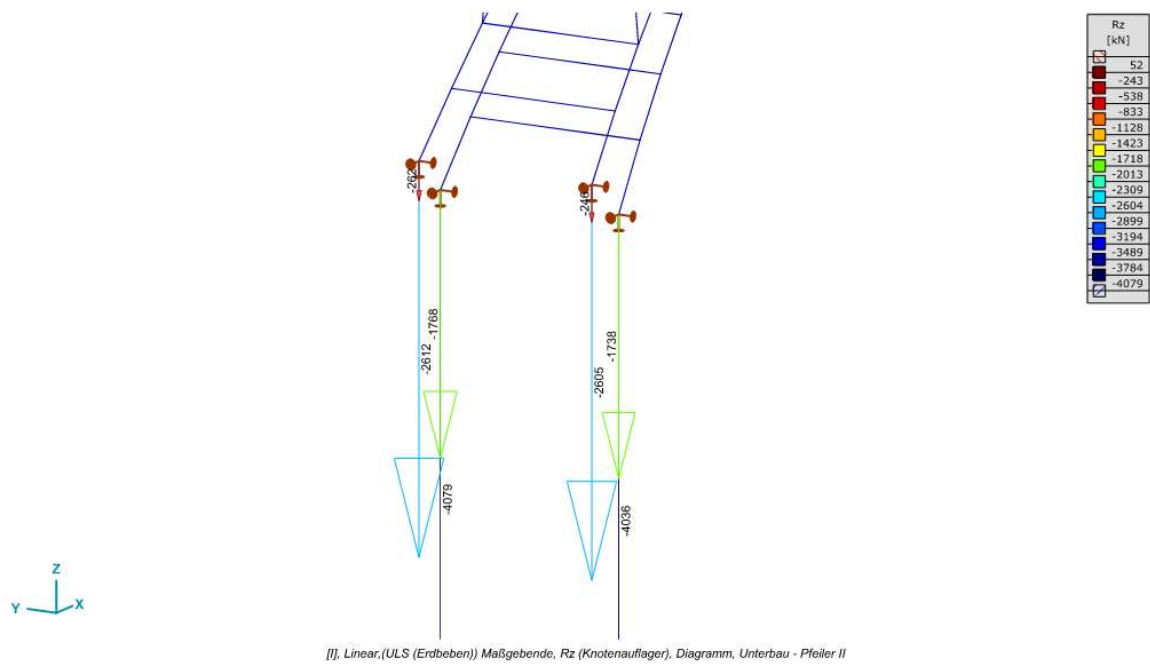
Lagerkräfte in z-Richtung (Pfeiler II – Überbau):



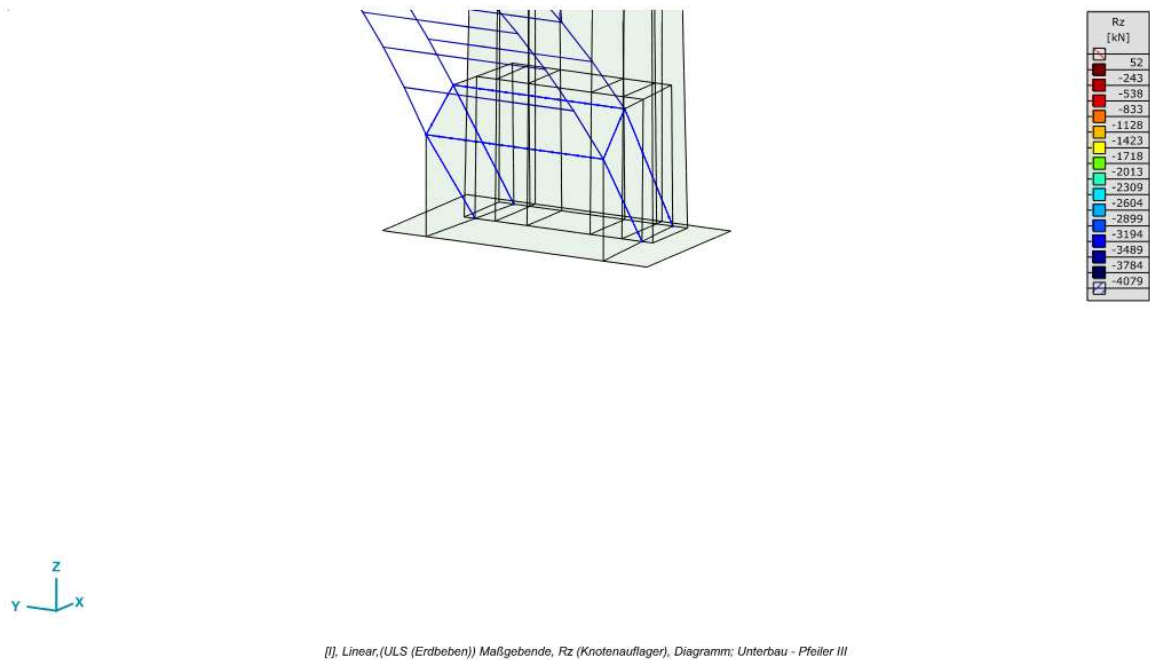
Lagerkräfte in z-Richtung (Pfeiler III – Überbau):



Lagerkräfte in z-Richtung (Pfeiler II – Unterbaubau):



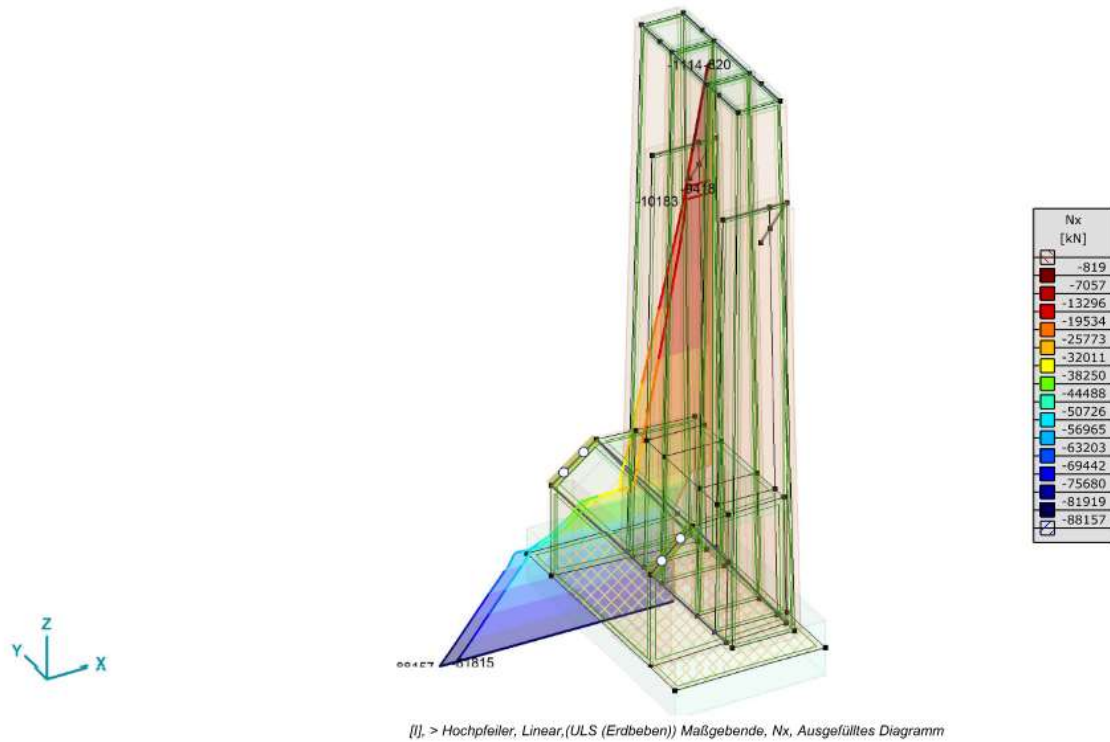
Lagerkräfte in z-Richtung (Pfeiler III – Unterbaubau):



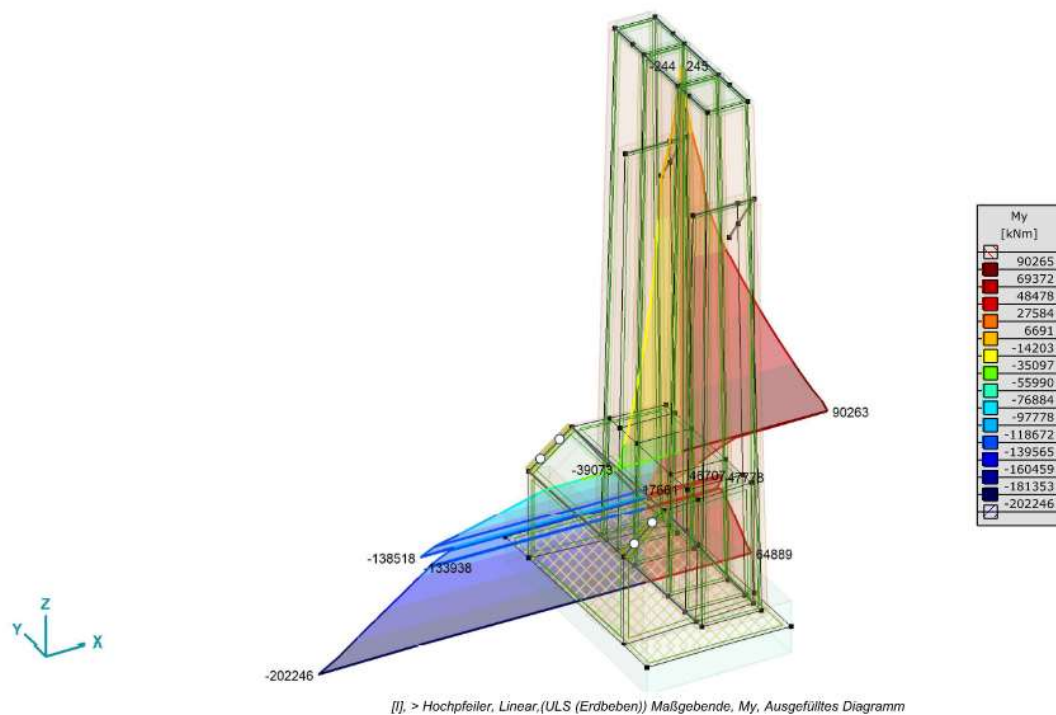
Zusammenfassung und Nachweise der Resultatauszüge des Hochpfeilers

Die resultierenden Schnittkräften beziehen sich auf den Schwerpunkt der Sohlenfläche.

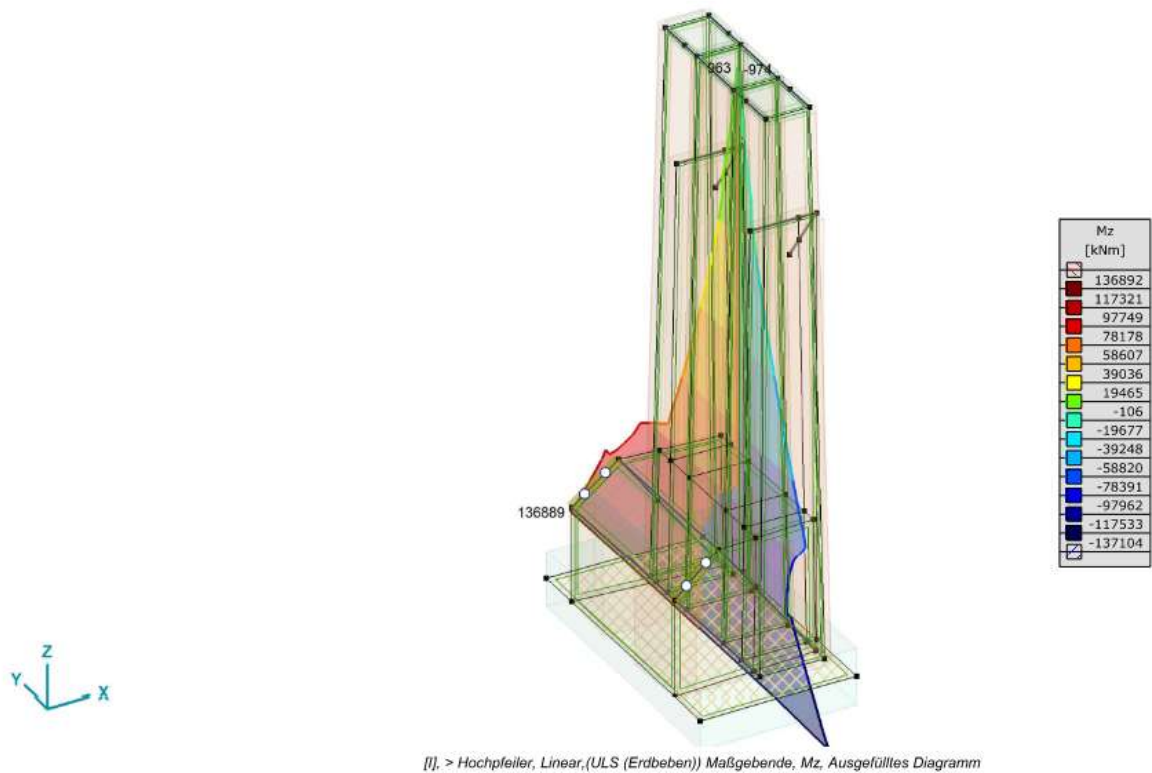
Massgebende. Normalkraft (Hochpfeiler «Pfeiler III»):



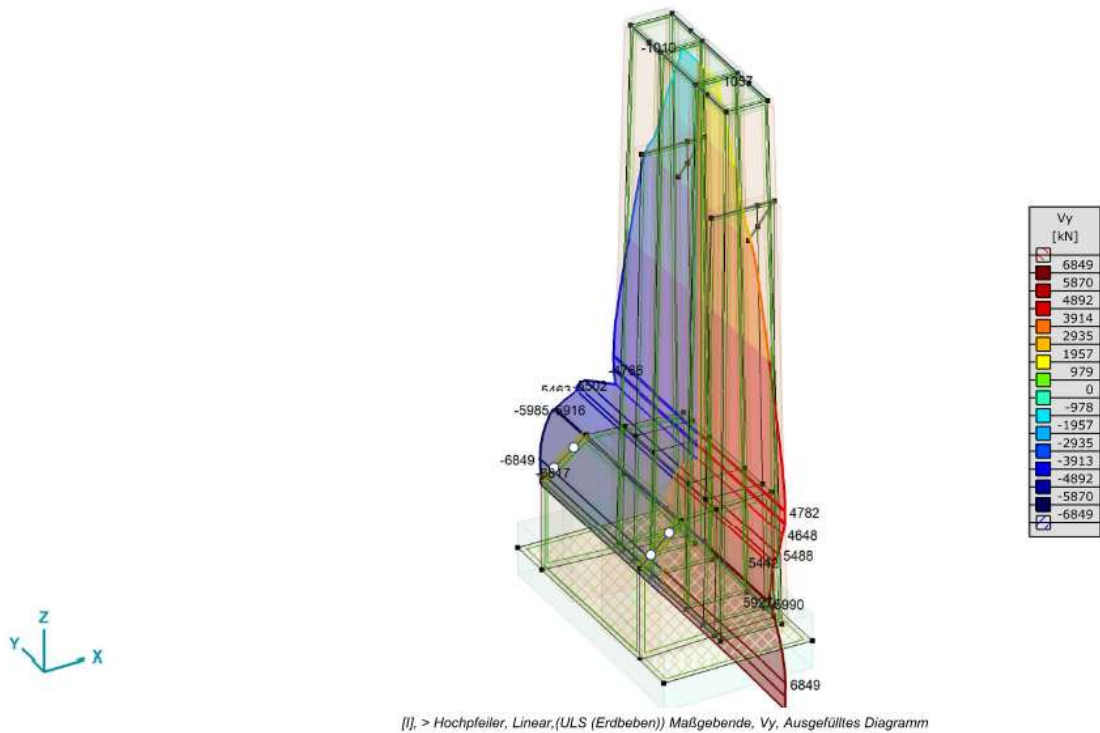
Massgebende. M_y (Hochpfeiler «Pfeiler III»):



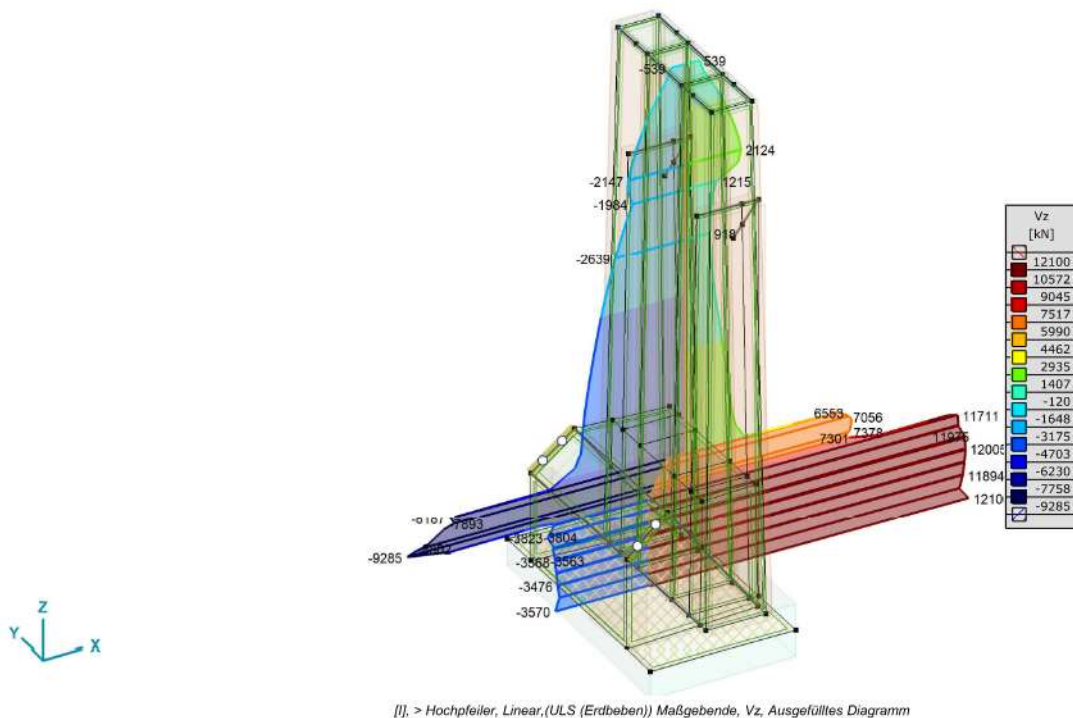
Massgebende. Mz (Hochpfeiler «Pfeiler III»):



Massgebende. Vy (Hochpfeiler «Pfeiler III»):



Massgebende. Vz (Hochpfeiler «Pfeiler III»):



Die Beschreibung der Sohlen-Pfeilerabmessungen und -formen gehen aus den Grundlagenpläne [Anhang B] hervor.

Massgebende Exzentrizität der Normalkraft.

Nachweis Pfeilerstandssicherheit (Kippen, Hochpfeiler)

Exzentrizität $e_{x/y} = \frac{M}{N}$

x-Richtung $e_x = \frac{202'246}{81'815} = 2,47 \text{ m}$

Nachweis: $e_x = 2,47 \text{ m} > 1,87 \text{ m} = \frac{11,20}{6} = \frac{b_x}{6}$

y-Richtung $e_y = \frac{137'104}{81'815} = 1,68 \text{ m}$

Nachweis: $e_y = 1,68 < 3,33 \text{ m} = \frac{20,00}{6} = \frac{b_y}{6}$

Die Exzentrizität der Normalkraft bleibt teils im zulässigen Bereich von $e_{x/y} = b / 6$. Der Pfeilerquerschnitt bleibt daher teils ungerissen. Der Nachweis und die Sicherheit gegen Kippen gilt trotzdem als nachgewiesen, weil die resultierende Fundamentlast gemäss der Norm SIA 267 die zweifache Kernweite nicht überschreitet (klaffende Fuge bis höchstens zur Fundamentachse).

Nachweise: $e_{x/y} \leq b / 3$, klaffende Fuge bis höchstens zur Fundamentachse

$$e_x = 2.47 \text{ m} < 3.73 \text{ m} = 11.20 \text{ m} / 3 \quad \boxed{\text{o.k.}}$$

$$e_y = 1.68 \text{ m} < 6.67 \text{ m} = 20.00 \text{ m} / 3 \quad \boxed{\text{o.k.}}$$

Nachweis Gleitsicherheit

Nachweis $E_{T,d} \leq R_{T,d}$ (passiven Erdwiderstand $R_{E,d}$ an der vorhandenen Fundamentenstirnseite wird vernachlässigt)

Hochpfeiler:

$$E_{T,d} = \sqrt{12'100^2 + 6'849^2} = \underline{13'904 \text{ kN}}$$

$$R_{T,d} = \frac{1}{\gamma_g} \cdot E_{N,d} \cdot (\tan \delta_d)$$

$$E_{N,d} = \gamma_F \cdot G_{N,d} = 0,8 \cdot 81'815 = 65'452 \text{ kN}$$

$\delta_k = \varphi_k$ (Annahme, bei rauher Fundamentensohle mit Bruch im Boden, Reibungswinkel $\varphi'_k = 30^\circ$)

$$\delta_d = \arctan \left(\frac{\tan \delta'_k}{\gamma_{\varphi}} \right) = \arctan \left(\frac{\tan 30^\circ}{1,2} \right) = 25,7^\circ$$

$$R_{T,d} = \frac{1}{1,0} \cdot 65'452 \cdot \tan(25,7^\circ) = \underline{31'490 \text{ kN}}$$

Nachweis: $E_{T,d} = 13'904 \text{ kN} < 31'490 \text{ kN} = R_{T,d}$

also Gleitsicherheit i.O.

Nachweis Grundbruch

$$\text{Nachweis } E_{N,d} \leq R_{N,d}$$

Hochpfeiler:

$$\delta_d = \arctan\left(\frac{\tan 30^\circ}{1,2}\right) = 25,7^\circ$$

$$R_{N,d} = \sigma_f \cdot \bar{b}$$

$$\bar{b} = b - 2 \cdot e = 11,20 - 2 \cdot 2,47 = 6,26 \text{ m}$$

(reduzierte Breite einsetzen, weil Last nicht in der Mitte angreift)

$$\bar{l} = l - 2 \cdot e = 20,00 - 2 \cdot 1,67 = 16,64 \text{ m}$$

Berechnung Grundbruchwiderst. (mit Randbedingungen)

$$\sigma_f = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b'_c + (\gamma \cdot t + q) \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b'_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot b \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b'_\gamma$$

Für $c = 0 \Rightarrow N_c, s_c, d_c, i_c, g_c, b'_c$ sind nicht nötig.

Tragfähigkeitsfaktoren N

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi_d} \cdot \tan^2\left(45^\circ + \frac{1}{2} \cdot \varphi_d\right) = 11,47$$

$$N_\gamma = 1,8 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\varphi_d) = 9,07$$

Formfaktoren s

$$s_q = 1 + \frac{11,20}{20,00} \cdot \tan \varphi_d = 0,56$$

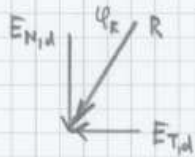
$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot \frac{11,20}{20} = 0,78$$

Tiefenfaktoren d ($t = 8.45 \text{ m}$, $\bar{b} = 6.26 \text{ m}$)

$$d_q = 1 + 0.035 \cdot \tan \varphi_d \cdot (1 - \sin \varphi_d)^2 \cdot \arctan \frac{t}{\bar{b}} = 1.289$$

$$d_{\gamma} = 1$$

Lastneigungsfaktoren i (gemäss Lang-Huder, S. 151)



$$\varphi_R = \arctan \left(\frac{E_{T,d}}{E_{N,d}} \right) = \arctan \left(\frac{13904}{65452} \right) = 11.99^\circ$$

$$i_q = (10 - 11.99) : (0.63 - x) = (11.99 - 15) : (x - 0.49) = 0.574$$

$$(z=0) \quad i_{\gamma} = (10 - 11.99) : (0.52 - x) = (11.99 - 15) : (x - 0.35) = 0.452$$

Geländeneigungsfaktoren g ($\beta = 0$) $g_q = g_{\gamma} = 1.0$

Fundamentneigungsfaktoren \bar{b} ($z=0$) $\bar{b}_q = \bar{b}_{\gamma} = 1.0$

Nachweis Grundbruchsicherheit: ($\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$)

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_p &= 0 + (20 \cdot 8.45) \cdot 11.47 \cdot 0.56 \cdot 1.289 \cdot 0.574 + \\ &\quad 0.5 \cdot 20 \cdot 6.26 \cdot 3.07 \cdot 0.78 \cdot 1 \cdot 0.452 = 1'003 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$R_{N,d} = \bar{\sigma}_p \cdot \bar{b} = 1'003 \cdot 6.26 = 6'280 \cdot 16.6t = 104'532 \text{ kN}$$

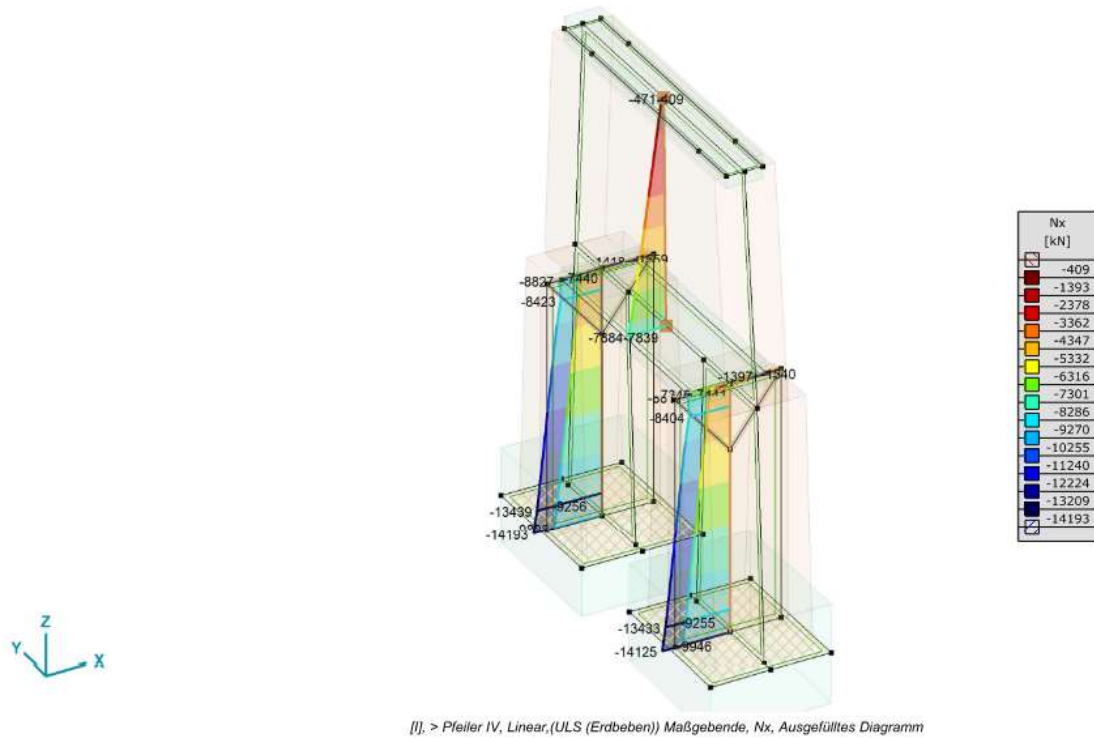
Nachweis $E_{N,d} = 88'157 \text{ kN} < 104'532 \text{ kN} = R_{N,d}$

also Grundbruchsicherheit (i.O.)

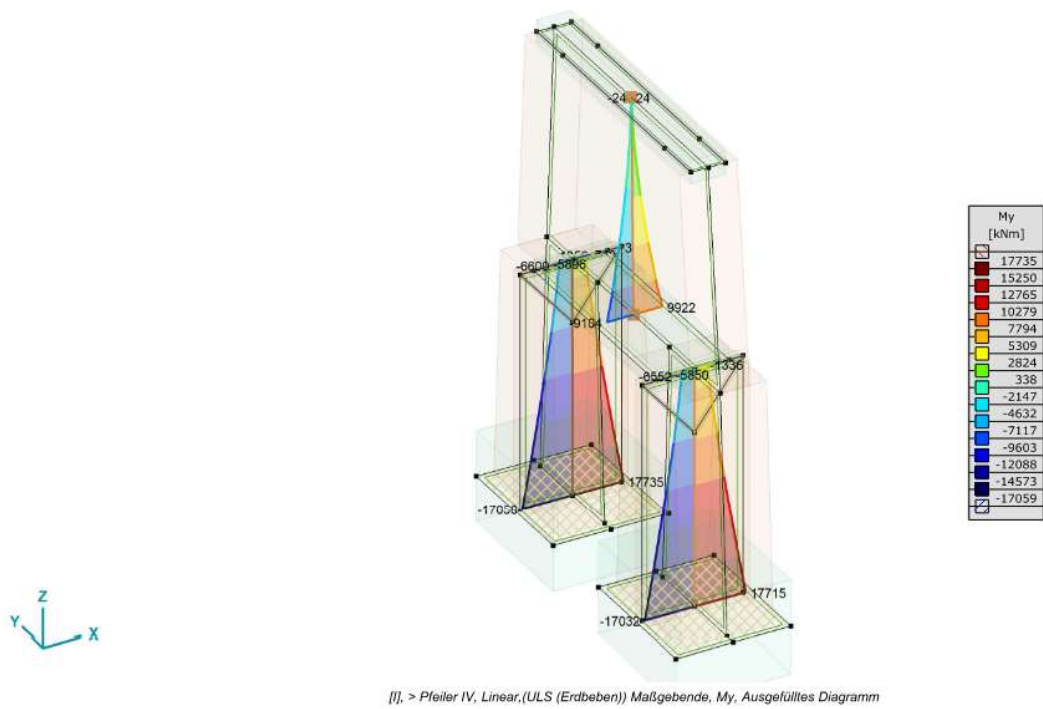
Zusammenfassung und Nachweise der Resultatauszüge des kleinen Pfeilers

Die resultierenden Schnittkräften beziehen sich auf den Schwerpunkt der Sohlenfläche.

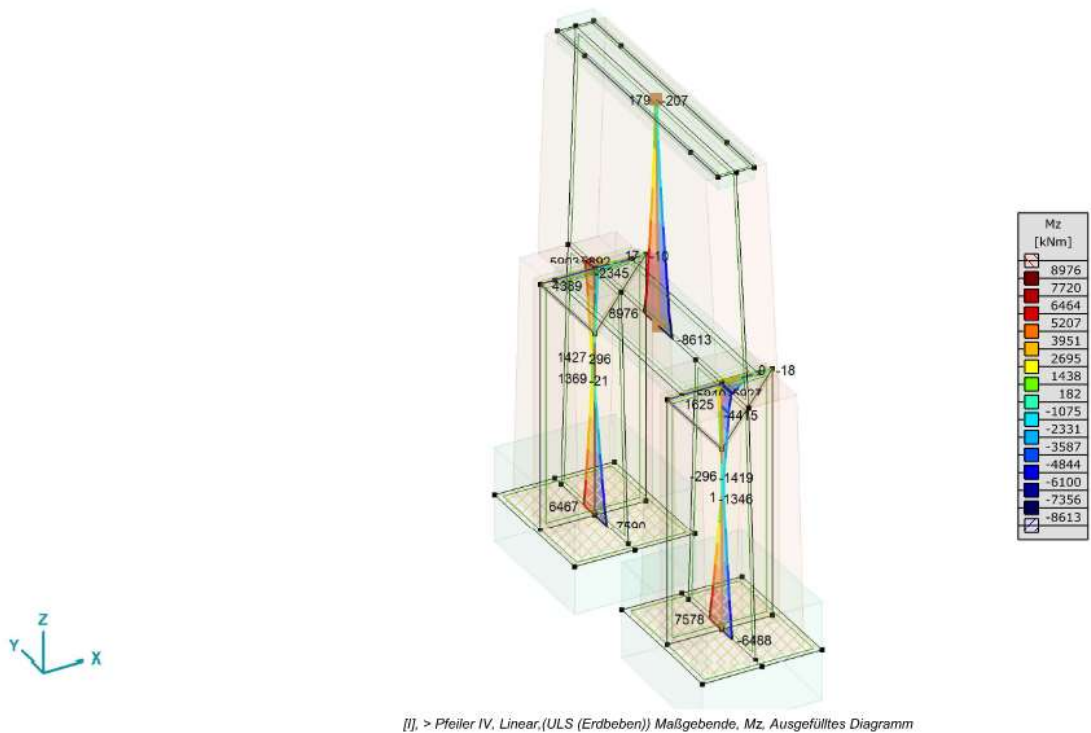
Massgebende Normalkraft (Pfeiler IV):



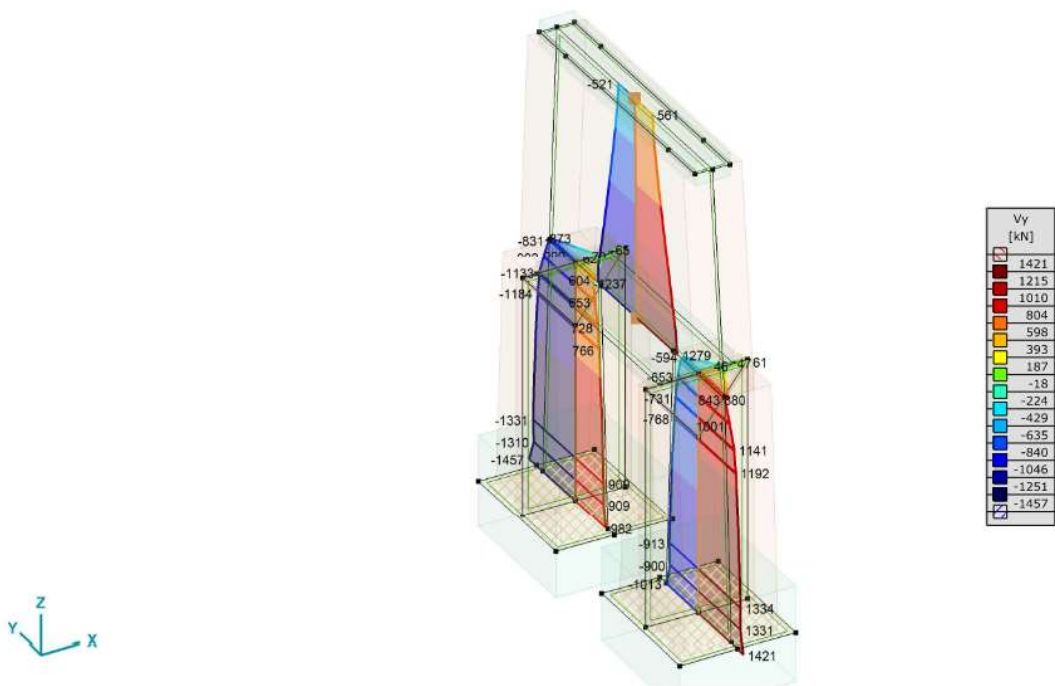
Massgebende My (Pfeiler IV):



Massgebende. Mz (Pfeiler IV):

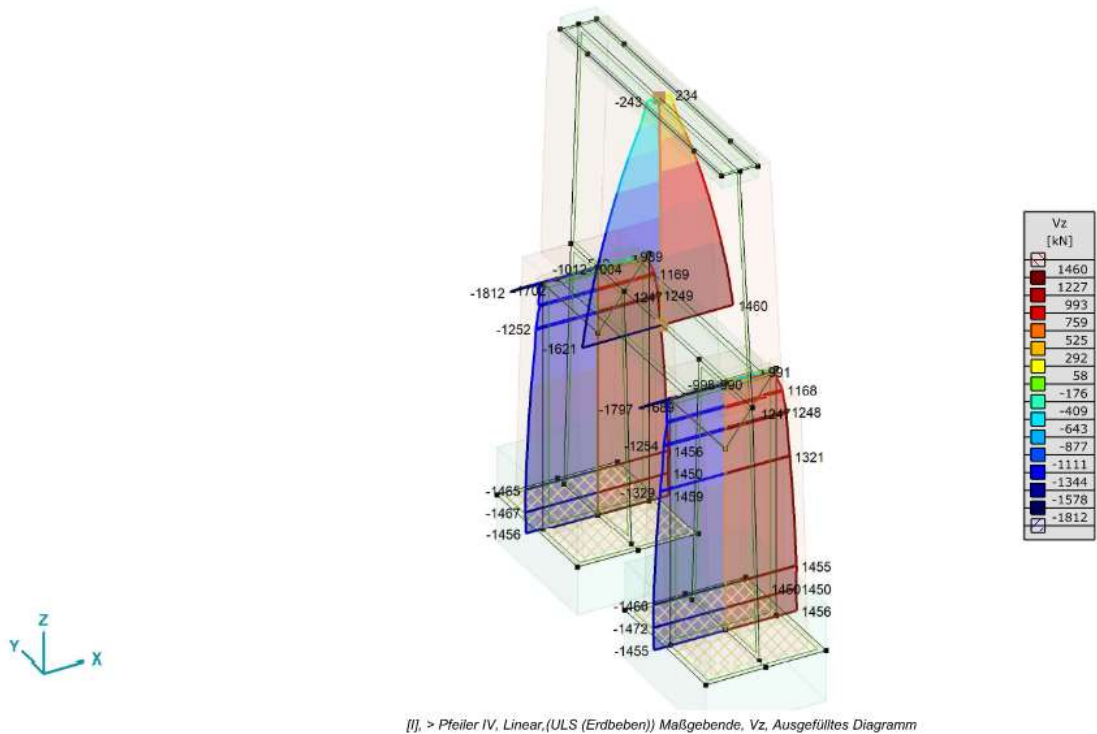


Massgebende. Vy (Pfeiler IV):



[[], > Pfeiler IV, Linear, (ULS (Erdbeben)) Maßgebende, V_y , Ausgefülltes Diagramm

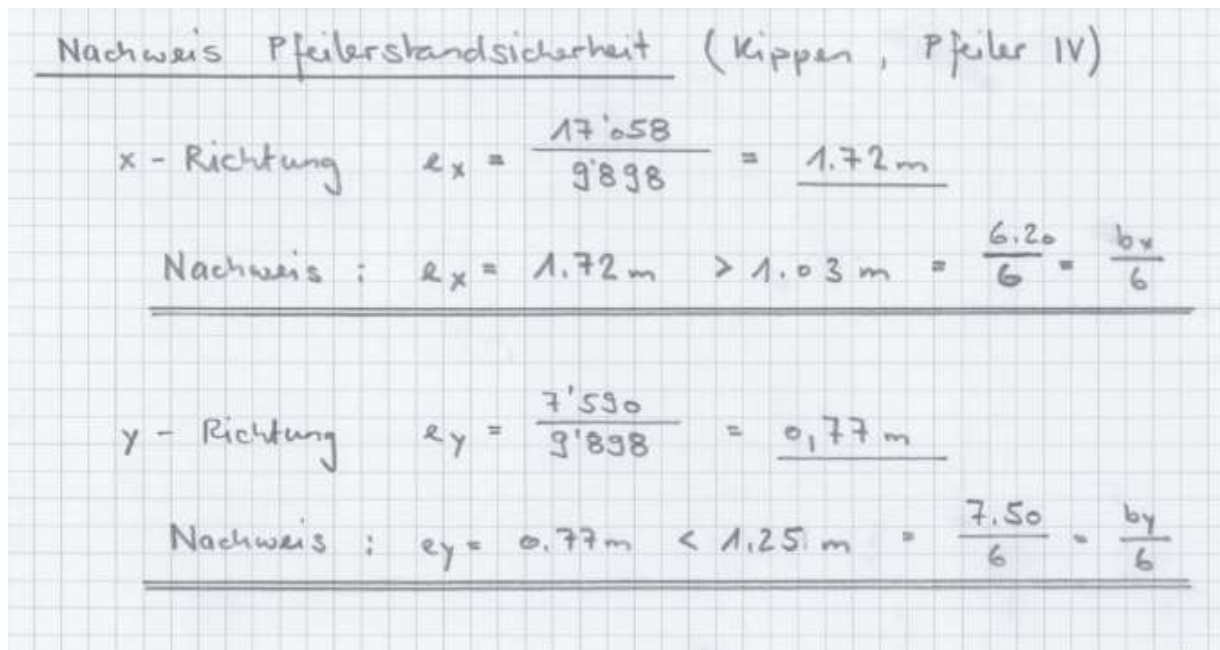
Massgebende (Pfeiler IV):



[I], > Pfeiler IV, Linear, (ULS (Erdbeben)) Maßgebende, Vz, Ausgefülltes Diagramm

Die Beschreibung der Sohlen-Pfeilerabmessungen und -formen gehen aus den Grundlagenpläne [Anhang B] hervor.

Massgebende Exzentrizität der Normalkraft.



Die Exzentrizität der Normalkraft bleibt teils im zulässigen Bereich von $e_{x/y} = b / 6$. Der Pfeilerquerschnitt bleibt daher teils ungerissen. Der Nachweis und die Sicherheit gegen Kippen gilt trotzdem als nachgewiesen, weil die resultierende Fundamentlast gemäss der Norm SIA 267 die zweifache Kernweite nicht überschreitet (klaffende Fuge bis höchstens zur Fundamentachse).

Nachweise: $e_{x/y} \leq b / 3$, klaffende Fuge bis höchstens zur Fundamentachse

$$e_x = 1.72 \text{ m} < 2.07 \text{ m} = 6.20 \text{ m} / 3 \quad \boxed{\text{o.k.}}$$

$$e_y = 0.77 \text{ m} < 2.50 \text{ m} = 7.50 \text{ m} / 3 \quad \boxed{\text{o.k.}}$$

Nachweis Gleitsicherheit

kleiner Pfeiler:

$$E_{T,d} = \sqrt{1'457^2 + 1'456^2} = \underline{2'060 \text{ kN}}$$
$$E_{N,d} = 0,8 \times 9'898 = 7'918 \text{ kN}$$
$$R_{T,d} = \frac{1}{1,0} \times 7'918 \times \tan(25,7^\circ) = \underline{3'809 \text{ kN}}$$

Nachweis : $E_{T,d} = 2'060 \text{ kN} < 3'809 \text{ kN} = R_{T,d}$

also Gleitsicherheit i.O.

Nachweis Grundbruch

$$\text{Nachweis } E_{N,d} \leq R_{N,d}$$

kleiner Pfeiler:

$$\delta_d = 25,7^\circ$$

$$R_{N,d} = \nabla f \cdot \bar{b}$$

$$\bar{b} = 6,20 - 2 \cdot 1,72 = 2,76 \text{ m}$$

$$\bar{l} = 7,50 - 2 \cdot 0,77 = 5,96 \text{ m}$$

Berechnung Grundbruchwiderst.

$$\nabla f = (\gamma \cdot t \cdot q) \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot b \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot g_{\gamma} \cdot b'_{\gamma}$$

Tragfähigkeitsfaktoren N

$$N_q = 11,47 \quad N_{\gamma} = 9,07$$

Formfaktoren s

$$s_q = 1,338 \quad s_{\gamma} = 0,663$$

Tiefenfaktoren d ($t = 4,75 \text{ m}$, $\bar{b} = 2,76 \text{ m}$)

$$d_q = 1,323 \quad d_{\gamma} = 1$$

Lastneigungsfaktoren i (gemäss Lang. Huder, S. 151)

$$\varphi_R = \arctan \left(\frac{E_{T,d}}{E_{N,d}} \right) = \arctan \left(\frac{2,060}{7,918} \right) = 14,58^\circ$$

$$i_q = 0,501 \quad i_{\gamma} = 0,364$$

Geländeneigungsfaktoren g ($\beta = 0$)

$$g_q = 1,0 \quad g_{g1} = 1,0$$

Fundamentneigungsfaktoren \bar{b} ($\alpha = 0$)

$$\bar{b}_q = 1,0 \quad \bar{b}_{g1} = 1,0$$

Nachweis Grundbruchsicherheit : ($\gamma_1 = 20 \text{ kN/m}^2$)

$$\begin{aligned} \sigma_f &= (20 \cdot 4,75) \cdot 11,47 \cdot 1,338 \cdot 1,323 \cdot 0,501 \cdot 2,76 + \\ &0,5 \cdot 20 \cdot 2,76 \cdot 3,07 \cdot 0,669 \cdot 1 \cdot 0,369 = 2'847 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$R_{N,d} = \sigma_f \cdot \bar{b} = 2'847 \cdot 2,76 = 7857 \cdot 5,96 = 46'832 \text{ kN}$$

$$\text{Nachweis } \underline{E_{N,d} = 14'193 \text{ kN} < 46'832 \text{ kN} = R_{N,d}}$$

also Grundbruchsicherheit (i.O.)

Schlussfolgerung

Die vorliegende Tragwerksanalyse mit der erfolgten Aktualisierung des Tragwerksmodells (siehe Kap. 6.1) und der daraus resultierenden Beurteilung hat gezeigt, dass im Hinblick und im Rahmen der weiteren Planung und Verbesserungsmöglichkeit der Tragstruktur keine Anpassungen erforderlich sind. Die Aussagen im «ingenta ag technischen Bericht, Kornhausbrücke, Bern - Erdbebenüberprüfung Stufe 2, Version 3.0 vom 20.10.2020» bezüglich der Erdbebenbeurteilung bleiben bestehen.

Freundliche Grüsse



Egidio Gambardella