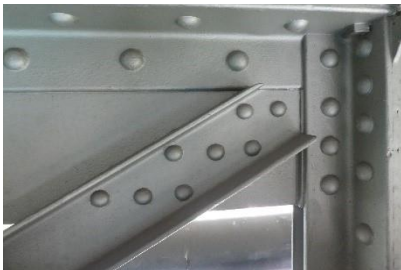


Technischer Bericht

Kornhausbrücke, Bern - Erdbebenüberprüfung Stufe 2 Version 5.0, 05.03.2021



Impressum

Erstelldatum: 07.08.2020

Letzte Änderung: 05.03.2021

Version: 5.0

Autoren: ada, gam

Auftragsnummer: 4001.163 Kornhausbrücke Erdbebenüberprüfung Stufe 2

Datei: O:\4001 Kleinaufträge\4001.163 Kornhausbrücke Erdbebenüberprüfung Stufe 2\adm\Berichte\Bericht Erdbebenüberprüfung Stufe 2 - Kornhausbrücke
Bern\TB_Koha_Erdbebenüberprüfung Stufe 2_V5.0_2021-03-05_gam.docx

Inhaltsverzeichnis

1	Aufgabenstellung	5
2	Abgrenzung	5
3	Projektorganisation	5
4	Grundlagen	5
4.1	Normen, Richtlinien.....	5
4.2	Richtlinien.....	5
4.3	Projektspezifische Grundlagen	6
4.4	Anhänge.....	6
4.5	Beilagen: Stellungnahme zum Prüfbericht des Prüfenieurs	6
5	Bauwerks- und Projektbeschrieb	7
5.1	Kornhausbrücke – bestehendes Gesamttragwerk von 1898.....	7
5.2	Bestand, Instandsetzungen und Umbaumassnahmen.....	7
5.3	Tragwerkskonzept und Tragwerksmodell	8
5.3.1	Grosser Bogen (GRB)	8
5.3.2	Kleiner Bogen (KLB).....	10
5.3.3	Endfelder (EF)	13
5.4	Nutzung.....	14
6	Baugrund.....	15
6.1	Foundationen	15
6.2	Baugrundklasse	15
7	Baustoffe	16
8	Querschnittsformen und -werte.....	16
9	Beurteilung der Erdbebensicherheit Stufe 2	17
9.1	Grundlagen der Erdbebenberechnung	17
9.2	Rekapitulation Stufe 1	17
9.3	Vorgehen Stufe 2 (Schritte 1 bis 5).....	17
9.4	Nachweis der Tragsicherheit des Tragwerks für die Bemessungssituation Erdbeben	17
9.4.1	Stahlkonstruktion (Schritt 1 und 2)	17
9.4.2	Lager (Schritt 3).....	18
9.4.3	Seitlicher Anschlag auf Widerlagerbank (Schritt 4)	20
9.4.4	Pfeiler (Schritt 5)	20
9.5	Übersicht der Resultate (Schritte 1 bis 5)	20
10	Massnahmen zur Erdbebenertüchtigung	21
10.1	Massnahmenempfehlung zur Erdbebenertüchtigung	21
10.2	Beurteilung der Verhältnismässigkeit der Massnahmenkosten	21

11 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen.....	21
Anhang A: Checkliste für die 1. Stufe der Beurteilung	22
Anhang B: Grundlagenpläne	25
Anhang C: Lagerpläne	28
Anhang D: Zusammenfassung und Nachweise der Resultatauszüge der Stahlbauteile.....	31
Anhang E: Nachweise der Resultatauszüge ohne Führungslager im Oberbau	55
Anhang F: Zusammenfassung und Nachweise der Resultatauszüge der Pfeiler.....	65
Beilagen: Stellungnahme zum Prüfbericht des Prüfsingenieurs	77

Änderungsverzeichnis

Version	Datum	Aktualisierungsvermerk	Visum
1.00	04.08.2020	Erstfassung	gam
2.00	28.08.2020	Div. Ergänzungen	gam
3.00	20.11.2020	Fertigstellung für Prüfsingenieur	gam
4.00	23.11.2020	Bereinigung Bericht gemäss Stellungnahme zu den Überprüfungen: 4.5 Beilagen: Bereinigung Bericht gemäss Stellungnahme zu den Überprüfungen	gam
5.00	05.03.2021	Ergänzung Beurteilung der Erdbebensicherheit (Beilage 3)	gam

1 Aufgabenstellung

Die Eigentümerschaft (Tiefbauamt Stadt Bern, TAB) möchte für ihr Bauwerk eine Erdbebenüberprüfung durchführen lassen. Diese soll Aufschluss über den Zustand der Brückenelemente bezüglich Erdbebeneinwirkung geben. In diesem Rahmen hat die ingenta ag den Auftrag erhalten, die Erdbebensicherheit der Kornhausbrücke Bern zu untersuchen.

Die Untersuchungstiefe richtet sich nach der 2. Stufe der Beurteilung gemäss Definition in der ASTRA-Dokumentation "Beurteilung der Erdbebensicherheit bestehender Strassenbrücken", 2005.

2 Abgrenzung

- Die Tragsicherheit der Brückenkonstruktion unter gewöhnlicher Einwirkung ist nicht Bestandteil der vorliegenden Untersuchung.
- Die Tragsicherheit der Foundationen inkl. Böschungsstabilität unter gewöhnlicher Einwirkung und Erdbebeneinwirkung wurde nicht untersucht.
- Die Postament-Bauteile auf Pfeiler II und III unter gewöhnlicher Einwirkung und Erdbebeneinwirkung wurden nicht untersucht. Deren Ausführung konnte aufgrund fehlender Plangrundlagen (allfällige Stahleinlagen) nicht beurteilt werden.

3 Projektorganisation

Auftraggeberin	Tiefbauamt Stadt Bern Bundesgasse 38 3001 Bern
Projektverfasserin	ingenta ag Laubeggstrasse 70 3006 Bern

4 Grundlagen

4.1 Normen, Richtlinien

Es gelten die aktuellen Normen des SIA (Schweizerischer Ingenieuren- und Architektenverein) für die Planung und die Bemessung der Tragstruktur. Dies sind insbesondere:

[N1]	SIA 260:2013	Grundlagen der Projektierung von Tragwerken
[N2]	SIA 261:2020	Einwirkungen auf Tragwerke
[N3]	SIA 261/1:2013	Einwirkungen auf Tragwerke - Ergänzende Festlegungen
[N4]	SIA 262:2013	Betonbau
[N5]	SIA 263:2013	Stahlbau
[N6]	SIA 267:2013	Geotechnik
[N7]	SIA 269:2011	Grundlagen der Erhaltung von Tragwerken
[N8]	SIA 269/1:2011	Erhaltung von Tragwerken – Einwirkungen
[N9]	SIA 269/2:2011	Erhaltung von Tragwerken - Betonbau
[N10]	SIA 269/8:2017	Erhaltung von Tragwerken – Erdbeben
[N11]	EN1337-1:2000	Lager im Bauwesen – Teil 1: Allgemeine Regelungen

4.2 Richtlinien

[R1]	ASTRA Dokumentation «Beurteilung der Erdbebensicherheit bestehender Strassenbrücken», Bern 2005
------	---

4.3 Projektspezifische Grundlagen

- [G1] AZP Adamina Zeerleder Partner AG, Kornhausbrücke, Bestandespläne, Bern, 1997
- [G2] Hager + Bettschen AG, Kornhausbrücke, Überwachungsplan, Bern, Dezember 2008
- [G3] Hager + Bettschen AG, Kornhausbrücke, Nutzungsvereinbarung (nachgeführt), Bern, Dezember 2008
- [G4] Hager + Bettschen AG, Kornhausbrücke, Projektbasis, Bern, Dezember 2008
- [G5] Hager + Bettschen AG, Kornhausbrücke, Tragwerksanalyse, Bern, Dezember 2008
- [G6] AZP Adamina Zeerleder Partner AG, Neue Tramlasten Kornhausbrücke, Tragwerksanalyse und Einführung neue Tramtypen, 19.04.2010
- [G7] AZP Adamina Zeerleder Partner AG, Technischer Bericht vom 30.04.2012 über die Hauptinspektion August 2011
- [G8] ingenta ag ingenieure + planer, Technischer Bericht vom 19.04.1019 über die Hauptinspektion August 2018

4.4 Anhänge

- Anhang A Checkliste für die 1. Stufe der Beurteilung
- Anhang B Grundlagenpläne
- Anhang C Lagerpläne
- Anhang D Zusammenfassung und Nachweise der Resultatauszüge der Stahlbauteile
- Anhang E Nachweise der Resultatauszüge ohne Führungslager im Oberbau
- Anhang F Zusammenfassung und Nachweise der Resultatauszüge der Pfeiler

4.5 Beilagen: Bereinigung Bericht gemäss Stellungnahme zu den Überprüfungen

- Beilage 1 Brücken der Stadt Bern
Beurteilung der Erdbebensicherheit
Stellungnahme zu den Überprüfungen
Auftrag: 3915
Datum: 01.10.2018
Rev.: 30.10.2020
Seite A16/1 bis A16/4
Verfasser: ACS Partner Bericht, R. Vogt und K. Iseli

- Beilage 2 Stellungnahme zu der Beurteilung der Erdbebensicherheit (ACS Partner)

- Beilage 3 Brücken der Stadt Bern
Beurteilung der Erdbebensicherheit
Stellungnahme zu den Überprüfungen
Auftrag: 3915
Datum: 01.10.2018
Rev.: 29.01.2021
Seite A16/1 bis A16/4
Verfasser: ACS Partner Bericht, R. Vogt und K. Iseli

5 Bauwerks- und Projektbeschreibung

5.1 Kornhausbrücke – bestehendes Gesamttragwerk von 1898

Die Kornhausbrücke liegt im Herzen von Bern und wurde von August 1895 bis Juni 1898 erbaut. Sie besteht aus den acht unabhängigen Teiltragwerken:

- Grosser Bogen mit aufgesetztem Überbau
- Fünf kleine Bogen mit aufgesetztem Überbau
- Endfeld Seite Kornhausplatz und Endfeld Seite Kursaal

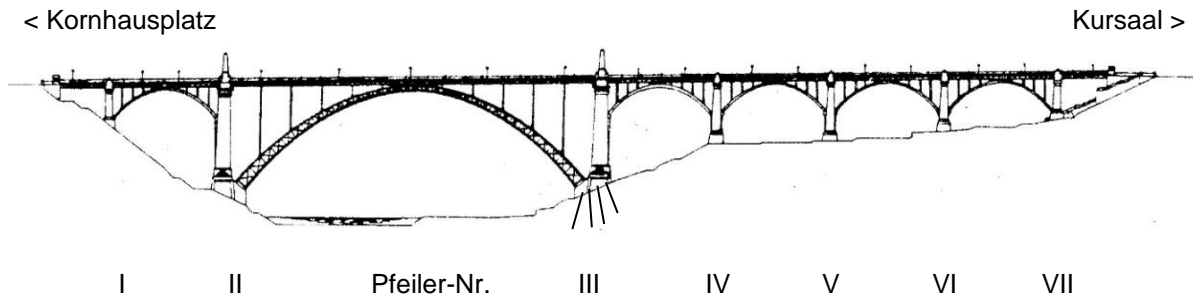


Abbildung 1: Ansicht Kornhausbrücke

Die beiden Widerlager und die massiven Pfeiler I bis VII sind aus Granit- und Kalksteinblöcken gemauert, die Pfeiler zudem innen mit Beton gefüllt. Die Pfeiler II und III sind begehrbar (siehe Grundlagenpläne im Anhang B). Über sämtlichen Pfeilern sind Dilatationsfugen und bei den Endwiderlagern sind Trennfugen angeordnet.

Die vorhandenen fünf Tragstrukturen der kleinen Bogen mit Überbau sind identisch, ebenso die beiden Endfelder. Für die statischen Berechnungen müssen deshalb die drei Tragstrukturen «Grosser Bogen», «Kleiner Bogen» und «Endfeld» behandelt werden.

Die ganze Konstruktion besteht aus einfachen und zusammengesetzten Stahlprofilen (Flussstahl), im Allgemeinen voll vernietet. Ausnahmen bilden Verstärkungs- und Ersatzprofile aus Baustahl mit Schraubverbindungen. Der Beton der Fahrbahnplatte wirkt voll im Verbund mit den Obergurten der Hauptlängsträger (HLT), Hauptquerträger (HQT) und Zwischenlängsträger (ZLT).

Für die Erdbebenüberprüfung werden die Auswirkungen (Schnittkräfte) infolge der Erdbebeneinwirkung für sämtliche Brückenstahlteile auf die Ermittlung der maximalen Spannungen beschränkt. Die Einhaltung der konzeptionellen und konstruktiven Massnahmen (Lagerung und Absturzsicherung) ist von Bedeutung und wird entsprechend der SIA Norm und ASTRA Dokumentation nachgewiesen.

5.2 Bestand, Instandsetzungen und Umbaumassnahmen

Im Laufe der Jahre fanden verschiedene Umnutzungen, Verstärkungen und Instandstellungen statt. Eine Gesamterneuerung der Kornhausbrücke erfolgte im Jahr 1997/98. Dabei wurden nebst dem Unterbau (neue Betonplatte im Verbund mit der Stahlkonstruktion) und der Abdichtung auch die Gleise und der Belag ersetzt. 2012 wurden in einem weiteren Sanierungsprojekt sämtliche Längsfugen entlang den Schienen wie auch die Querfugen (Brückendilatationen) ersetzt. Im Sommer 2019 wurden der Belag und die Schienenfugen letztmals punktuell saniert. Die städtische Verkehrsbetriebe Bern (BERNMOBIL) beabsichtigt im Jahr 2023, 25 Jahre nach der letzten Gleiserneuerung, einen Gleisersatz auf der Kornhausbrücke vorzunehmen und gleichzeitig den heute vom Bundesamt für Verkehr (BAV) genehmigten Abstand zwischen den Gleisachsen von 2.90 m (auf der Brücke bisher 2.70 m) zu realisieren. Grund für den Ersatz sind die Sicherstellung der Verfügbarkeit und der Sicherheit der Dilatationsvorrichtungen sowie der erhöhte Unterhaltsaufwand und die Verkehrssicherheitsdefizite an der Schnittstelle Schienenfugen zu Belag beim aktuellen Gleisoberbausystem. Unabhängig von den Arbeiten auf

der Brückenebene könnten gleichzeitig auch die geplanten Arbeiten unterhalb der Brückenebene für die Instandsetzung des Korrosionsschutzes sowie die entsprechenden Massnahmen und Empfehlungen der Erdbebenüberprüfung ausgeführt werden.

Der Perimeter der Erdbebenüberprüfung umfasst gemäss Abbildung 2 die gesamte Kornhausbrücke. Sie besteht, mit einer Gesamtlänge von ca. 355.50 m Länge, aus einem die Aare überbrückenden Hauptbogen von ca. 115 m, fünf kleinen Bogenöffnungen von ca. 34.5 m Länge (ein kleiner Bogen Seite Kornhausplatz, vier kleine Bögen Seite Kursaal) und jeweils einem Endfeld von ca. 16.5 m Länge.

Die Elemente der Brücke sind fachwerksartig ausgebildet und voll vernietet oder teils verschraubt. Die Brücke verläuft gerade und weist ein Längsgefälle von 2,7 bis 3,8 % auf (Gefällswechsel beim Pfeiler I). Die Pfeiler I, IV, V, VI und VII sind massiv ausgebildet. Die beiden Pfeiler II und III sind hohl und innen begehrbar. Sämtliche Brückenabschnitte sind voneinander durch Dehnfugen getrennt und wirken statisch voneinander unabhängig.

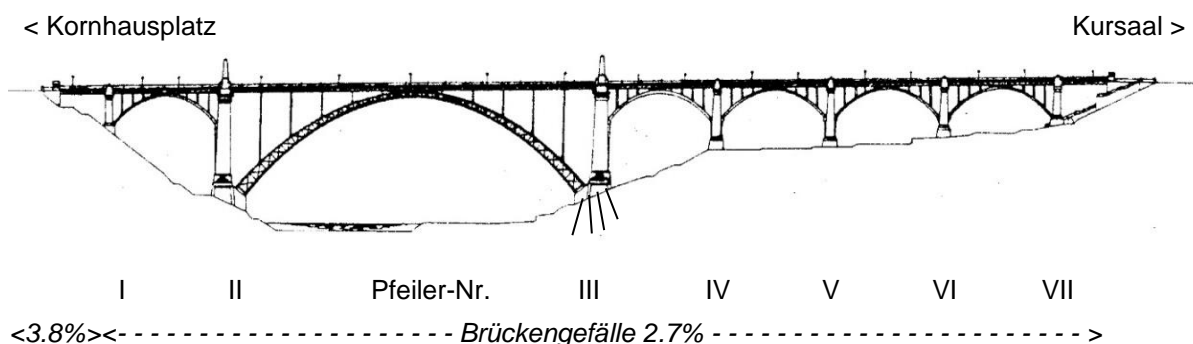


Abbildung 2: Ansicht Kornhausbrücke

5.3 Tragwerkskonzept und Tragwerksmodell

5.3.1 Grosser Bogen (GRB)

Beschreibung des Tragwerks:

Der **Unterbau** des Bogens mit einer Spannweite von ca. 115 m besteht aus zwei im Grundriss gekrümmten Bogen (die Bogenebene ist leicht schief gestellt) mit aufgesetzten Stützen:

- Ober- und unterwasserseitig je ein Fachwerkbogen mit Gurten, Pfosten und gekreuzten Diagonalen.
- Je acht vergitterte Fachwerk-Stützen und drei «Kurzstützen» pro Bogen, schräg auf den Bogen aufgesetzt, welche den Überbau tragen.
- Verschiedene Wind- und Querverbände zwischen den beiden Bogen und den Stützen.

Bei den massiven Pfeilerkämpfern weisen beide Bogengurte Lager auf; das statische System ist somit ein eingespannter Bogen.

Der Bogen besteht aus einem Fachwerk. Dessen Pfosten und Diagonalen bilden einen doppelten Strebenzug; sie weisen in der Fachwerkebene sehr geringe Exzentrizitäten auf, welche vernachlässigt werden können, weil sie nur einen sehr kleinen Einfluss auf die Spannungen (weniger als 0,1 %) haben.

Der **Überbau** über dem grossen Bogen besteht aus einem sogenannten Trägerrost mit zwölf Feldern, welche durch die Stützen elastisch auf den Bogen abgestellt und bei den massiven Pfeilern II und III vertikal starr, in Längsrichtung frei beweglich und in Querrichtung gehalten sind (siehe Lagerpläne im Anhang C):

- Beidseitig je zwei aussenliegende durchlaufende Hauptlängsträger (HLT), mit Spannweiten von je 10.34 m zwischen den elf Bogenstützen, 10.78 m im Endfeld zum Pfeiler II bzw. III.

- Hauptquerträger (HQT) im Abstand von 5.17 m, mit einer Spannweite von 8.00 m zwischen den Hauptlängsträgern. Jeder zweite Hauptquerträger wird von den Bogenstützen direkt getragen.
- Vier Zwischenlängsträger (ZLT) mit einer Spannweite von 5.17 m zwischen den Querträgern.
- Aussen an HLT und HQT angeschlossene Gehweg-Konsolfachwerke, verbunden durch die Gehweg-Randträger, welche die aufgesetzte Betonplatte des Gehweges tragen.
- Fahrbahnplatte aus Stahlbeton im Verbund mit den Obergurten.

Hauptlängsträger (HLT) und Hauptquerträger (HQT) sind Fachwerke mit Pfosten und gekreuzten Diagonalen, mit praktisch keinen Exzentrizitäten in der Fachwerkebene beim Anschluss an die Gurte. Die Diagonalen sind nur einseitig (weil gekreuzt) am Gurt angeschlossen, was somit zu Exzentrizitäten aus der Fachwerkebene führt. In den Kreuzungspunkten sind die Diagonalen mit mindestens zwei Nieten verbunden.

Die HLT wirken als «Durchlaufträger», die HQT als «einfache Balken». Die Verbundwirkung der Obergurte erzeugt eine Exzentrizität der gekreuzten Diagonalen, welche bei der Modellierung berücksichtigt wird.

Die vier Zwischenlängsträger INP 400 (Abstand 1.65 bzw. 1.57 m) mit einer Spannweite von 5.17m zwischen den Querträgern (bzw. 5.62 m gegen die Endquerträger) wirken voll im Verbund mit der Betonplatte. Sie sind bei den Querträgern auf kleinen Konsolen an den Pfosten, welche mit Knotenblechen verbunden sind, aufgelegt, gestossen und zugfest verbunden, so dass sie deshalb zusammen mit der durchgehenden und entsprechend bewehrten Betonplatte als Durchlaufträger wirken können.

Die horizontalen Windverbände auf Höhe der Untergurte wurden bei der Gesamterneuerung von 1997 belassen, sie haben jedoch nur eine aussteifende Wirkung für einzelne Querträger. Die horizontalen Beanspruchungen werden von der neuen Fahrbahnplatte via HLT und Bogenscheitel (Verbunden durch Stahlguss) in den Unterbau bzw. in die massiven Pfeiler abgeleitet.

Modellbildung und statisches System:

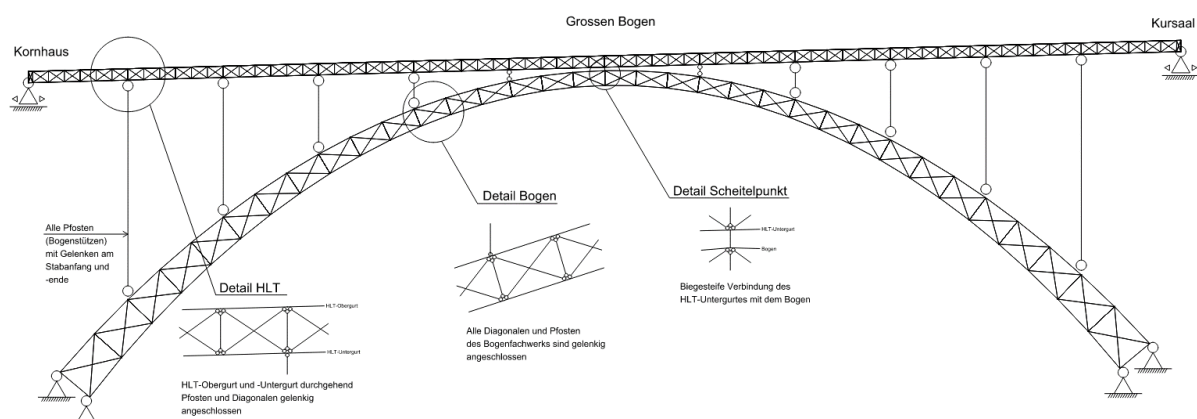


Abbildung 3: Statische System Grosser Bogen

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

Das ganze Tragwerk des grossen Bogens mit aufgesetztem Überbau wird als räumliches Stabmodell mit der Fahrbahnplatte als Schale im Verbund mit der Stahlkonstruktion modelliert. Gurtstäbe werden ohne Gelenke, die Füllstäbe der Fachwerke (Diagonalen und Pfosten) mit beidseits gelenkigem Anschluss an den Gurtstäben eingeführt. Die Verbundwirkung der Obergurte erzeugt eine Exzentrizität der gekreuzten Diagonalen, welche bei der Modellierung berücksichtigt wird.

Die Exzentrizitäten der Diagonalen aus der Fachwerkebene werden vernachlässigt.

Die Obergurte der HLT und HQT werden als Verbundquerschnitte eingeführt, an welchen auch die Berechnung der Spannungen erfolgt.

Alle Bogen- und Stützen-Windverbände werden wegen der Schiefstellung der Bogenebenen modelliert.

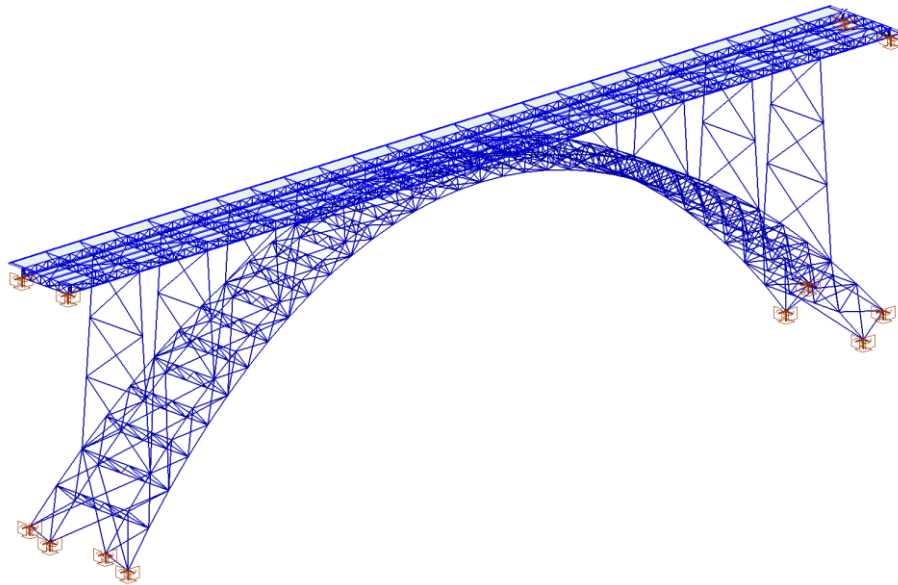


Abbildung 4: Isometrie grosser Bogen

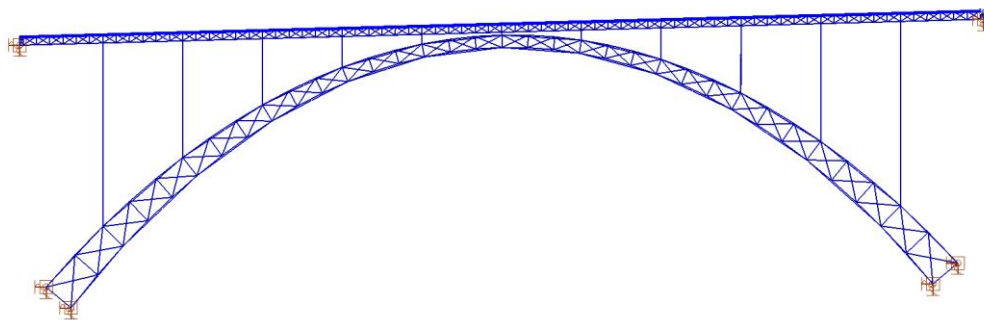


Abbildung 5: Ansicht grosser Bogen

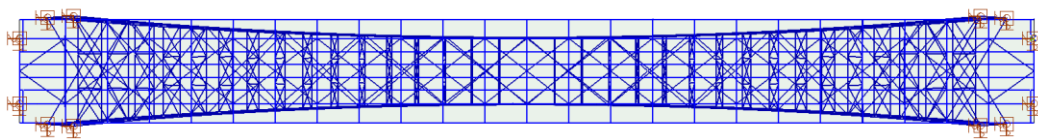


Abbildung 6: Draufsicht grosser Bogen

5.3.2 Kleiner Bogen (KLB)

Beschreibung des Tragwerks:

Der **Unterbau** des Bogens mit einer Spannweite von ca. 34.5 m besteht aus zwei im Grundriss gekrümmten Bogen (die Bogenebene ist leicht schief gestellt) mit aufgesetzten Stützen:

- Ober- und unterwasserseitig je einen Bogen mit unten offenem Kastenquerschnitt.
- Je sechs Stützen mit Vollquerschnitt und drei «Kurzstützen» pro Bogen, schräg auf den Bogen aufgesetzt, welche den Überbau tragen.
- Verschiedene Wind- und Querverbände zwischen den beiden Bogen und den Stützen.

Bei den massiven Pfeilerkämpfern weisen die Bogen Walzenlager auf; das statische System ist somit ein versteifter 2-Gelenk-Stabbogen.

Der **Überbau** über dem kleinen Bogen besteht aus einem sogenannten Trägerrost mit zehn Feldern, welche durch die Stahl-Stützen elastisch auf den Bogen abgestützt und bei den massiven Pfeilern vertikal starr, in Längsrichtung frei beweglich und in Querrichtung gehalten sind (siehe Lagerpläne im Anhang C):

- Beidseitig je zwei aussenliegende durchlaufende Hauptlängsträger (HLT), mit Spannweiten von 3.62 m zwischen den neun Bogenstützen, 4.18 m im Endfeld zu den Pfeilern.
- Hauptquerträger (HQT) im Abstand von 3.62 m, mit einer Spannweite von 8.00 m zwischen den Hauptlängsträgern. Jeder Hauptquerträger wird von den Bogenstützen direkt getragen.
- Vier Zwischenlängsträger (ZLT) mit einer Spannweite von 3.62 m zwischen den Querträgern.
- Aussen an HLT und HQT angeschlossene Gehweg-Konsolfachwerke, verbunden durch die Gehweg-Randträger, welche die aufgesetzte Betonplatte des Gehweges tragen.
- Fahrbahnplatte aus Stahlbeton im Verbund mit den Obergurten.

Hauptlängsträger, Hauptquerträger sowie Zwischenlängsträger sind gleich ausgebildet wie beim Überbau des grossen Bogens. Sie weisen auch die gleichen Eigenschaften auf bezüglich Durchlaufwirkung, Verbund der Obergurte, Exzentrizität der Diagonalen und der Stabilität. Die einzelnen Stäbe weisen teilweise etwas kleinere Profile (Querschnittswerte) auf.

Die vier Zwischenlängsträger INP 320 bzw. 340 (Abstand 1.57 bzw. 1.65 m) mit einer Spannweite von 3.62 m zwischen den Querträgern wirken voll im Verbund mit der Betonplatte. Sie sind bei den Querträgern auf kleinen Konsolen an den Pfosten, welche mit Knotenblechen verbunden sind, aufgelegt, gestossen und zugfest verbunden, so dass sie deshalb zusammen mit der durchgehenden und entsprechend bewehrten Betonplatte als Durchlaufträger wirken können.

Die horizontalen Windverbände auf Höhe der Untergurte wurden bei der Gesamterneuerung von 1997 belassen, sie haben die gleiche Funktion wie beim grossen Bogen. D.h. Die horizontalen Beanspruchungen werden von der neuen Fahrbahnplatte via HLT und Bogenscheitel (Verbunden durch Stahlguss) in den Unterbau bzw. in die massiven Pfeiler abgeleitet.

Modellbildung und statisches System:

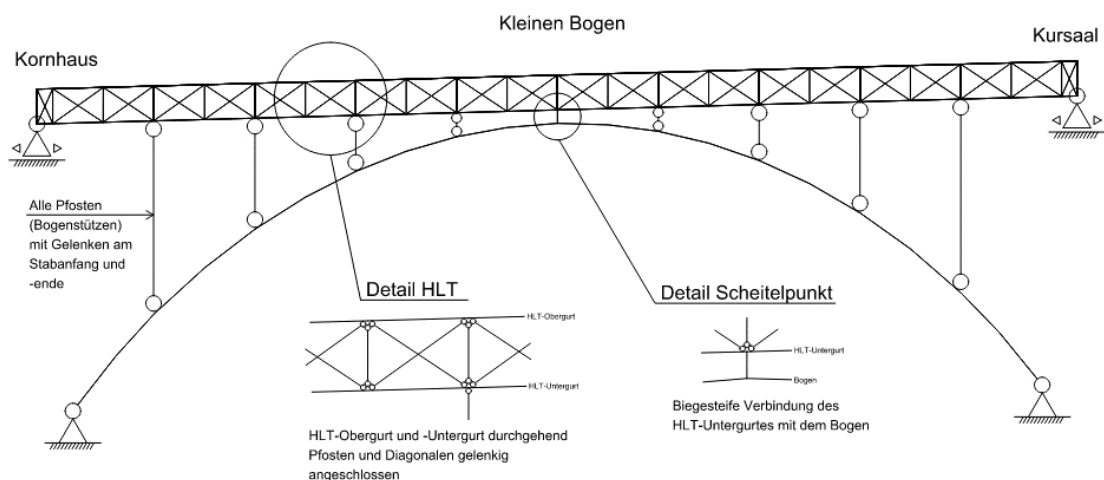


Abbildung 7: Statische System Kleinen Bogen

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

Das ganze Tragwerk des kleinen Bogens mit aufgesetztem Überbau wird als räumliches Stabmodell mit der Fahrbahnplatte als Schale im Verbund mit der Stahlkonstruktion modelliert. Gurtstäbe werden ohne Gelenke, die Füllstäbe der Fachwerke (Diagonalen und Pfosten) mit beidseits gelenkigem Anschluss an den Gurtstäben eingeführt. Die Verbundwirkung der Obergurte erzeugt eine Exzentrizität der gekreuzten Diagonalen, welche bei der Modellierung berücksichtigt wird. Die Exzentrizitäten der Diagonalen aus der Fachwerkebene werden vernachlässigt.

Die Obergurte der HLT und HQT werden als Verbundquerschnitte eingeführt, an welchen auch die Berechnung der Spannungen erfolgt.

Alle Bogen- und Stützen-Windverbände werden wegen der Schiefstellung der Bogenebenen modelliert.

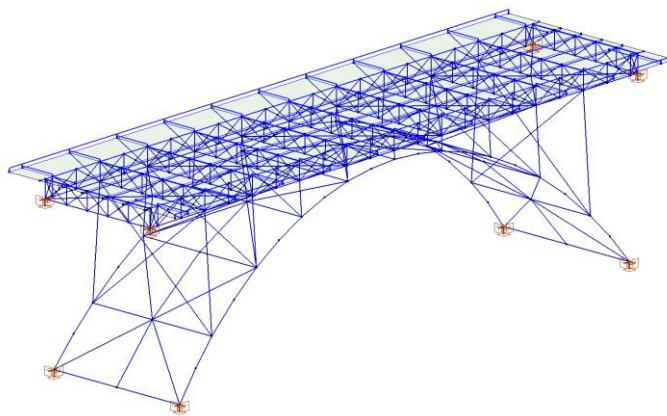


Abbildung 8: Isometrie kleiner Bogen

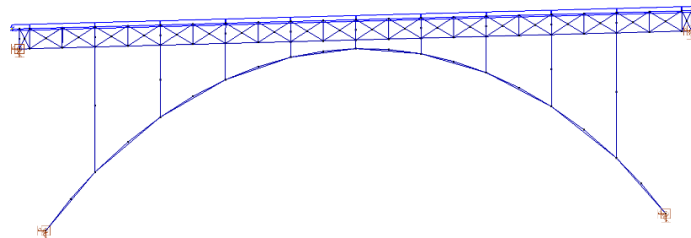


Abbildung 9: Ansicht kleiner Bogen

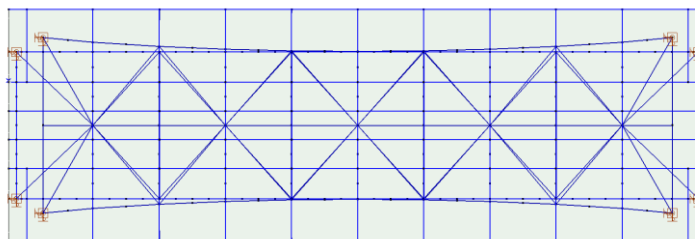


Abbildung 10: Draufsicht kleiner Bogen

5.3.3 Endfelder (EF)

Beschreibung des Tragwerks:

Das Endfeld besteht aus einfachen Balken, die beim Endwiderlager und beim massiven Pfeiler starr gestützt sind (siehe Lagerpläne im Anhang C), und die durch Querträger zu einem Trägerrost verbunden sind:

- Zwei aussenliegende und zwei innenliegende Hauptlängsträger (HLT), mit einer Spannweite von 16.53 m.
- Dazwischen drei Zwischenlängsträger (ZLT) mit einer Spannweite von 5.68, 5.17 und 5.68 m zwischen den Querträgern.
- Vier Querträger (QT) an den Enden und in den Drittelpunkten, im Abstand von ca. 5.5 m.
- Aussen an HLT und QT angeschlossene Gehweg-Konsolfachwerke, verbunden durch die Gehweg-Randträger, welche die aufgesetzte Betonplatte des Gehweges tragen.
- Fahrbahnplatte aus Stahlbeton im Verbund mit den Obergurten.
- Windverbände sind keine vorhanden.

Die äusseren Hauptlängsträger (HLTR) sind als Fachwerke mit den gleichen Eigenschaften wie die HLT beim kleinen Bogen ausgebildet.

Die inneren Hauptlängsträger (HLTM) sind eigentliche Vollwandträger mit Aussteifungsrippen.

HLT und ZLT werden mit Querträgern seitlich ausgesteift, welche aus Pfosten und zweiteiligen Diagonalen mit einfachem Strebenzug bestehen; somit gibt es hier keine Exzentrizitäten aus der Fachwerkebene.

Die drei Zwischenlängsträger INP 320 (Abstand 1.65 bzw. 1.57 m) mit einer Spannweite von ca. 5.5 m zwischen den Querträgern wirken voll im Verbund mit der Betonplatte. Sie sind bei den Querträgern nur auf kleinen Konsolen aufgelegt und gestossen, und wirken deshalb als einfache Balken mit Gelenken an beiden Enden.

Modellbildung und statisches System:

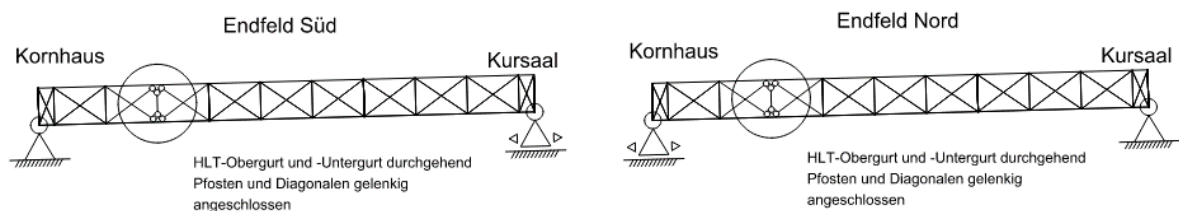


Abbildung 11: Statische System Endfelder

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

Das ganze Tragwerk des Endfeldes wird als räumliches Stabmodell mit der Fahrbahnplatte als Schale im Verbund mit der Stahlkonstruktion modelliert. Gurtstäbe werden ohne Gelenke, die Füllstäbe der Fachwerke (Diagonalen und Pfosten) mit beidseits gelenkigem Anschluss an den Gurtstäben eingeführt. Die Verbundwirkung der Obergurte erzeugt eine Exzentrizität der gekreuzten Diagonalen, welche bei der Modellierung berücksichtigt wird.

Die Exzentrizitäten der Diagonalen aus der Fachwerkebene werden vernachlässigt.

Die Obergurte der HLT und HQT werden als Verbundquerschnitte eingeführt, an welchen auch die Berechnung der Spannungen erfolgt, unter Berücksichtigung der Belastungsgeschichte.

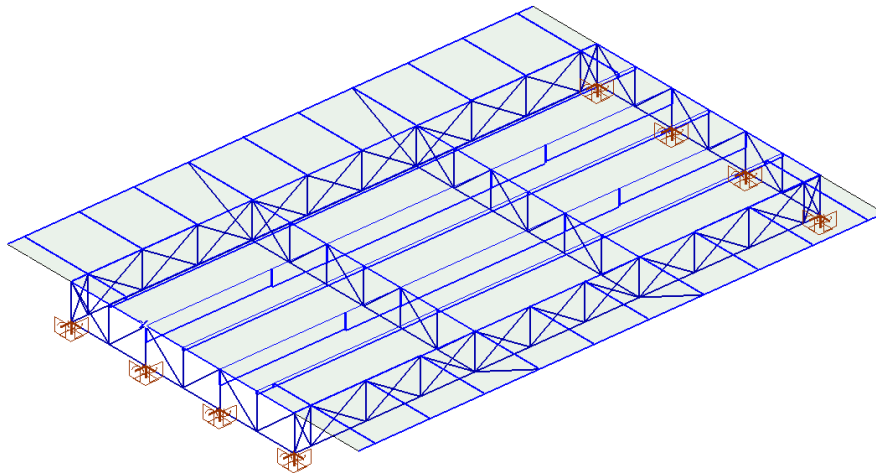


Abbildung 12: Isometrie Endfeld

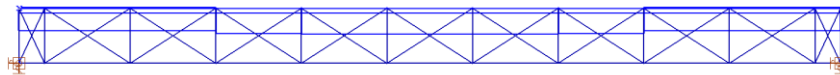


Abbildung 13: Ansicht Endfeld

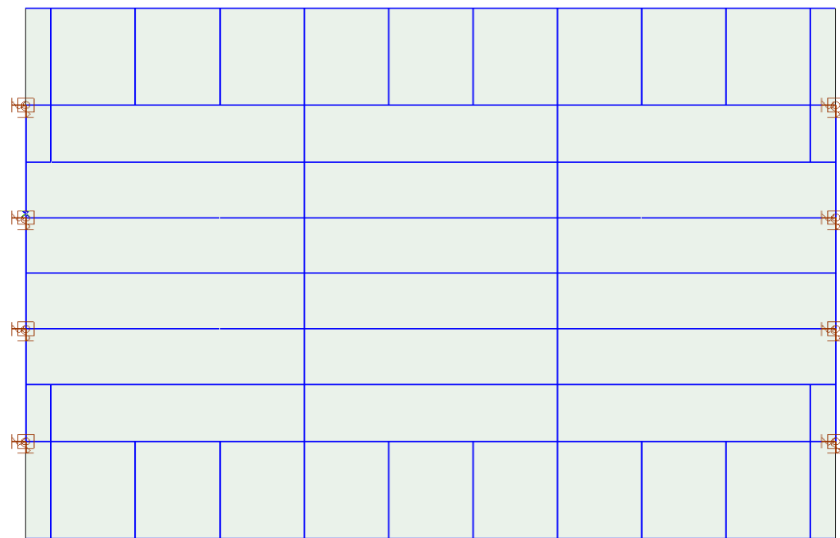


Abbildung 14: Draufsicht Endfeld

5.4 Nutzung

Die Kornhausbrücke wird vom öffentlichen Verkehr mit den zwei stärkst frequentierten Bus- und Trambuslinien der Auftraggeberin (Linien 10 und 9), vom motorisierten Individualverkehr und dem Langsamverkehr stark beansprucht. Voraussichtlich im Jahr 2027 wird der Ast Ostermundigen der heutigen Buslinie 10 auf Tram umgestellt (Projekt Tram Bern-Ostermundigen).

6 Baugrund

6.1 Foundationen

Es sind keine detaillierten Angaben über den Baugrund verfügbar. Aus den vorhandenen Plänen ist jedoch das Folgende ersichtlich:

Pfeiler I:	Schachtfundation in ca. 23,0 m Tiefe
Pfeiler II:	Flachfundation in ca. 9,0 m Tiefe
Pfeiler III:	Flachfundation mit Holzpählen in ca. 10,0 m Tiefe
Pfeiler IV:	Flachfundation in ca. 6,0 m Tiefe
Pfeiler V bis VII:	Flachfundation in ca. 3,5 m Tiefe
Widerlager:	Abgestufte, dem Hang angepasste Flachfundationen

6.2 Baugrundklasse

Im Bereich der Kornhausbrücke sind gemäss dem Geoportal des Bundes die Baugrundklassen B und E vorhanden. Da von der ungünstigsten Annahme ausgegangen werden muss, wird mit der Baugrundklasse E gerechnet.

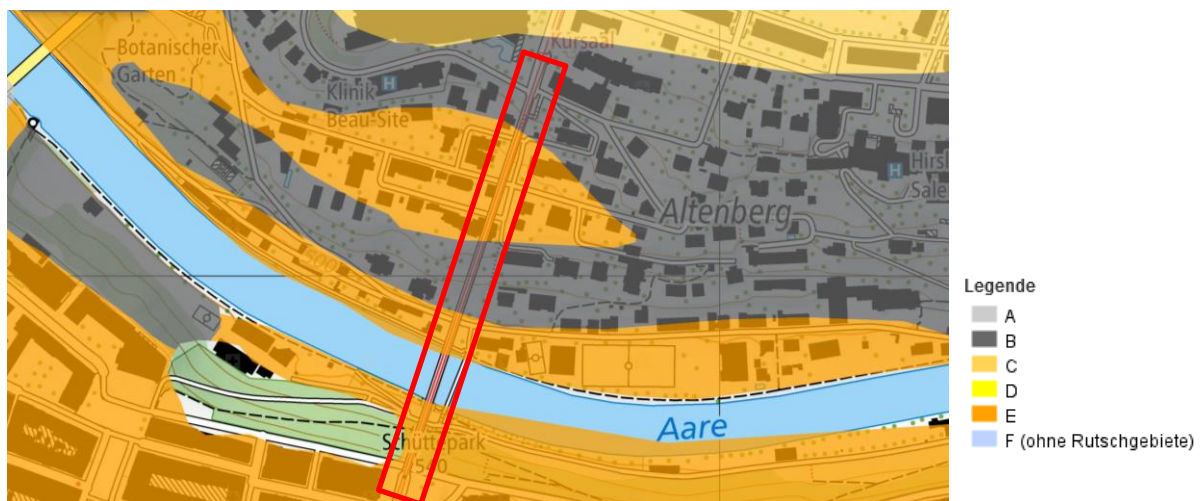


Abbildung 15: Karte der Baugrundklasse www.map.geo.admin.ch

7 Baustoffe

Die Beschreibung der Baustoffe gehen aus den projektspezifischen Grundlagen [G3], [G4] und [G5] hervor.

Vorhandene Materialien:

Baustoff		Kennwerte
Flussstahl (eingebaut 1895 – 98)	Fließgrenze Zugfestigkeit Schub-Grenzspannung	$f_y = 240 \text{ N/mm}^2$ $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$ $\tau_y = 140 \text{ N/mm}^2$
Nietenmaterial	Zugfestigkeit Schub-Grenzspannung	$f_u = 360 \text{ N/mm}^2$ $\tau_{Rb} = 210 \text{ N/mm}^2 \quad (0,6 f_u)$

Tabelle 1: Baustoffen von 1898

Neue Materialien (eingebaut 1997)

Baustoff		Kennwerte
Baustahl	FeE 235 C und FeE 355D Fließgrenze Zugfestigkeit Schub-Grenzspannung	entspricht heute S235J0 und S355J2 $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$ $f_u = 360 \text{ N/mm}^2$ $\tau_y = 135 \text{ N/mm}^2$
Schrauben	SHV 10.9	
Beton	B 40/30, CEM I 42,5 FT Betondruckfestigkeit Schubspannungsgrenze	entspricht heute einem C30/37 XF4 $f_{cd} = 20,0 \text{ N/mm}^2$ $\tau_{cd} = 1,10 \text{ N/mm}^2$
Betonstahl	S 500 Fließgrenze von Betonstahl Elastizitätsmodul von Betonstahl	entspricht heute einem B500B $f_{sd} = 435 \text{ N/mm}^2$ $E_s = 205 \text{ kN/mm}^2$

Tabelle 2: Baustoffen von 1997

8 Querschnittsformen und -werte

Die Beschreibung der Querschnittsabwicklung, -formen und -werten gehen aus der projektspezifischen Grundlage [G5] hervor. Hingegen gehen die Beschreibung der Pfeilerabmessungen und -formen aus den Grundlagenpläne [Anhang B] hervor.

9 Beurteilung der Erdbebensicherheit Stufe 2

9.1 Grundlagen der Erdbebenberechnung

Die Grundlagen der Erdbebenberechnung werden in der untenstehenden Tabelle zusammengefasst.

Bezeichnung	Wert, Formel	Parameter
Bauwerksklasse nach SIA 261	BWK II	$\gamma_f = 1,2$
Bauwerksklasse für Überprüfung nach SIA 269/8	BWK II-i	$\alpha_{\min} = 0.40$
Erdbebenzone	Z1b	$a_{gd} = 0,8 \text{ m/s}^2$
Baugrundklasse	E	$S = 1,70$ $T_B = 0,09 \text{ s}$ $T_C = 0,25 \text{ s}$ $T_D = 2,0 \text{ s}$
Verhaltensbeiwert (SIA 263, 2013 4.9.1.2)	q	q = 1,5
Plateauwert des Bemessungsspektrums	$S_d = 2.5 \gamma_f a_{gd} S / (g q)$	$S_d = 0,166$
Bemessungswert der Bodenverschiebung	$u_{gd} = 0.05 \gamma_f a_{gd} S T_C T_D$	$u_{gd} = 0.0408 \text{ m}$

Tabelle 3: Grundlagen der Erdbebenberechnung

Der Verhaltensbeiwert wurde konservativ mit $q = 1.5$ gewählt, da die Brückenlager die schwächsten Glieder darstellen und eine sehr geringe Duktilität aufweisen.

9.2 Rekapitulation Stufe 1

Vgl. Checkliste für die 1. Stufe der Beurteilung in Anhang A.

Die erforderlichen Nachweise der Trägerabstürze (GRB, KLB und EF) von der Widerlagerbank gemäss ASTRA (Dokumentation - Beurteilung der Erdbebensicherheit bei Strassenbrücken, 2005) wurden erbracht.

9.3 Vorgehen Stufe 2 (Schritte 1 bis 5)

Die Erdbebenberechnungen wurden folgendermassen durchgeführt:

- Schritt 1: Erdbebenberechnung mittels eines Antwortspektrenverfahrens (SIA-Norm 261)
- Schritt 2: Rechnerischer Spannungsnachweis sämtlicher Brückenstahlteile
- Schritt 3: Überprüfung und Beschreibung der Lagerung auf Basis der Bestandespläne
- Schritt 4: Untersuchen, was bei einem Ausfall von allen Führungslagern im Überbau geschieht
- Schritt 5: Nachweis der Tragsicherheit der Pfeiler unter Erdbebeneinwirkungen

9.4 Nachweis der Tragsicherheit des Tragwerks für die Bemessungssituation Erdbeben

9.4.1 Stahlkonstruktion (Schritt 1 und 2)

Eine Zusammenfassung der Berechnungen und Nachweise ist im Anhang D ersichtlich. Unter Erdbebeneinwirkung treten keine Überschreitungen der definierten Grenzspannungen auf. Mit den getroffenen Annahmen resultieren überschrittene Schernachweise für die Verbindungen der Bogenträger und Längsträger im Scheitelpunkt.

9.4.2 Lager (Schritt 3)

Im Erdbebenfall werden sämtliche 40 Topflager des Brückenüberbaus bzw. die horizontalen Führungslager stark beansprucht (siehe Lagerpläne im Anhang C). Im Brückenüberbau «grosser Bogen», «kleiner Bogen» und «Endfeld» nehmen jeweils zwei Topflager vertikale und horizontale Kräfte quer zur Brücke (Führungslager) auf.

Die berechneten Beanspruchungen aus Erdbebeneinwirkungen sind wie folgt:

Eine Zusammenfassung der Berechnungen ist im Anhang D ersichtlich.

Massg. Bemessungs-Lagerkräfte	Bezeichnungen Lager gem. Plan	$F_{x,d}$ (längs) [kN]	$F_{y,d}$ (quer) [kN]	$F_{z,d}$ [kN]
Grosser Bogen – Pfeiler II	II. 13	-	+338 / -318	-213 / -321
Grosser Bogen – Pfeiler III	III. 15	-	+337 / -317	-214 / -322
Kleiner Bogen – Pfeiler I	I. 9	-	+382 / -364	-52 / -188
Kleiner Bogen – Pfeiler II	II. 11	-	+382 / -363	-55 / -190
Endfeld – Widerlager Süd	WS. 1	+/- 136.0	-	-173.6 / -311.6
Endfeld – Widerlager Süd	WS. 2	0 (+/-0.2)	+/- 219.9	-194.5 / -263.1
Endfeld – Widerlager Süd	WS. 3	0 (+/-0.2)	-	-186.4 / -271.3
Endfeld – Widerlager Süd	WS. 4	+/- 136.4	-	-192.7 / -292.5
Endfeld – Pfeiler I	I. 5	-	-	-178.0 / -307.2
Endfeld – Pfeiler I	I. 6	-	+/- 207.1	-195.8 / -261.8
Endfeld – Pfeiler I	I. 7	-	-	-188.5 / -269.2
Endfeld – Pfeiler I	I. 8	-	-	-196.0 / -289.3

Tabelle 4: Lagerkräfte unter Bemessungserdbeben

Es sind Einzelheiten zu den Lagern bekannt (siehe Lagerpläne im Anhang C). Gemäss telefonischer Auskunft der Firma Hebag AG (Herr Vetsch) wurden zu dieser Zeit (90er Jahre) alle Lagerkräfte auf Gebrauchsniveau angegeben. Die zulässige Horizontalkraft dürfte bei diesen Lagern mit 10% der vertikalen Lagerkraft angenommen werden. Die Verankerungen sämtlicher Topflagern ist unbekannt und wird in den Nachweisen vernachlässigt. Die folgende Abschätzung ist deshalb sehr vage.

Lagerwiderstände gem. Pläne	Bezeichnungen Lager gem. Plan	$F_{x,Rser}$ (längs) (10% $F_{z,Rser}$) [kN]	$F_{y,Rser}$ (quer) (10% $F_{z,Rser}$) [kN]	$F_{z,Rser}$ [kN]
Grosser Bogen – Pfeiler II	II. 13	-	65	650
Grosser Bogen – Pfeiler III	III. 15	-	65	650
Kleiner Bogen – Pfeiler I	I. 9	-	40	400
Kleiner Bogen – Pfeiler II	II. 11	-	40	400
Endfeld – Widerlager Süd	WS. 1	40	-	400
Endfeld – Widerlager Süd	WS. 2	40	40	400
Endfeld – Widerlager Süd	WS. 3	40	-	400
Endfeld – Widerlager Süd	WS. 4	40	-	400
Endfeld – Pfeiler I	I. 5	-	-	400
Endfeld – Pfeiler I	I. 6	-	40	400
Endfeld – Pfeiler I	I. 7	-	-	400
Endfeld – Pfeiler I	I. 8	-	-	400

Tabelle 5: Tabelle Lagerwiderstände mit 10% $\cdot F_{z,Rser}$

Damit wir die Lagerkräfte überprüfen können, rechnen wir die zulässigen Lasten mit einem mittleren Lastfaktor von 1.40 auf das Design-Niveau um.

Grosser Bogen:

$$F_{z,Rd} \approx 1.40 \cdot F_{z,Rser} = 1.40 \cdot 650 = 910 \text{ kN}$$

$$F_{y,Rd} \approx 0.10 \cdot F_{z,Rd} = 0.10 \cdot 910 = 91 \text{ kN}$$

Kleiner Bogen und Endfeld:

$$F_{z,Rd} \approx 1.40 \cdot F_{z,Rser} = 1.40 \cdot 400 = 560 \text{ kN}$$

$$F_{y,Rd} \approx 0.10 \cdot F_{z,Rd} = 0.10 \cdot 560 = 56 \text{ kN}$$

Daraus ergeben sich für die Führungslager folgende ungenügende Erfüllungsfaktoren:

Grosser Bogen: $\alpha_{eff} = F_{y,Rd} / F_{y,d} = 91 / 338 \approx 0.27$

Kleiner Bogen: $\alpha_{eff} = F_{y,Rd} / F_{y,d} = 56 / 382 \approx 0.15$

Endfeld: $\alpha_{eff} = F_{y,Rd} / F_{y,d} = 56 / 219.9 \approx 0.25$

Die Führungsschiene ist allerdings als massives Vierkantstahlprofil ausgebildet und sollte aufgrund der vorhandenen Abmessungen intakt bleiben. Die seitlichen Halterungskräfte sind durch die Reibung zwischen Lagergrundplatte und Widerlagerbank begrenzt, was in der nachfolgenden Tabelle 6 dargestellt wird.

Massg. Gleitreibungskräfte auf Widerlagerbank zwischen Stahl und Beton gemäss EN 1337-2000	Bezeichnungen	$F_{x,d}$ (längs) Gleitreibung auf Widerlagerbank $\mu_k = 0.6, \gamma_\mu = 1.2$ $F_{x,d} = \mu_k / \gamma_\mu \cdot F_{z,d}$ [kN]	$F_{y,d}$ (quer) Gleitreibung auf Widerlagerbank $\mu_k = 0.6, \gamma_\mu = 1.2$ $F_{y,d} = \mu_k / \gamma_\mu \cdot F_{z,d}$ [kN]	$F_{z,d}$ [kN]
	Lager gem. Plan			
Grosser Bogen – Pfeiler II	II. 13	-	+/- 106.5	-213
Grosser Bogen – Pfeiler III	III. 15	-	+/- 107	-214
Kleiner Bogen – Pfeiler I	I. 9	-	+/- 26	-52
Kleiner Bogen – Pfeiler II	II. 11	-	+/- 27.5	-55
Endfeld – Widerlager Süd	WS. 1	+/- 86.8	-	-173.6
Endfeld – Widerlager Süd	WS. 2	+/- 97.2	+/- 97.2	-194.5
Endfeld – Widerlager Süd	WS. 3	+/- 93.2	-	-186.4
Endfeld – Widerlager Süd	WS. 4	+/- 93.3	-	-192.7
Endfeld – Pfeiler I	I. 5	-	-	-178.0
Endfeld – Pfeiler I	I. 6	-	+/- 97.9	-195.8
Endfeld – Pfeiler I	I. 7	-	-	-188.5
Endfeld – Pfeiler I	I. 8	-	-	-196.0

Tabelle 6: Tabelle Lagerwiderstände mit Gleitreibung auf Widerlagerbank

Mit dieser Abschätzung ergeben sich für die Führungslager folgende angepasste Erfüllungsfaktoren:

Grosser Bogen: $\alpha_{eff} = F_{y,Rd} / F_{y,d} = 106.5 / 338 \approx 0.31$

Kleiner Bogen: $\alpha_{eff} = F_{y,Rd} / F_{y,d} = 26 / 382 \approx 0.07$

Endfeld: $\alpha_{eff} = F_{y,Rd} / F_{y,d} = 98 / 219.9 \approx 0.44$

Die Erfüllungsfaktoren der Führungslager weisen darauf hin, dass deren seitliche Verankerungen unter Erdbebeneinwirkung versagen werden. Dabei versagt die Reibung zwischen Lagergrundplatte und Widerlagerbank. Die Verschiebungskapazität bevor der Träger abstürzt ist hingegen gross.

Nach dem Versagen der Führungslager muss sichergestellt sein, dass die Lager nicht von der Widerlagerbank fallen. Nachweis Absturzsicherung in Querrichtung siehe Anhang A und Anhang E (Schritt 4).

Die übrigen 28 Bogenlager übernehmen nur vertikale Kräfte. Da für die aussergewöhnliche Einwirkung eines Erdbebens keine Verkehrslasten und keine Lastfaktoren angenommen werden, sind diese Lager im Erdbebenfall nicht gefährdet. Die normale Nutzung ergibt viel höhere Beanspruchungen.

9.4.3 Seitlicher Anschlag auf Widerlagerbank (Schritt 4)

Seitlich der Hautlängsträger sind auf der Widerlagerbank gemauerte und ausbetonierte seitliche Anschläge vorhanden, welche nicht ausgelegt sind für die Aufnahme der seitlichen Halterungskräfte. Somit muss eine zweite Erdbebenberechnung des Bogentragwerks mit ausgefallenen Führungslagern des Überbaus durchgeführt werden zur Überprüfung, ob die Abtragung der Erdbebenkräfte in Querrichtung über die Windverbände des Unterbaus gewährleistet ist und ob der Überbau mit den auftretenden Verschiebungen von den Lagern fallen könnte (siehe Anhang E).

Unter Erdbebeneinwirkung treten keine Überschreitungen der definierten Grenzspannungen auf.

9.4.4 Pfeiler (Schritt 5)

Die Brücke weist wie in Abbildung 1 und 2 sieben Pfeiler (I bis VII) aus. Davon sind die Pfeiler I, IV, V, VI und VII massiv ausgebildet. Die beiden Pfeiler II und III sind hohl und innen begehrbar. Für den Nachweis einer genügenden Tragfähigkeit sind die Pfeiler II und IV aufgrund ihrer Bauteilkonstruktion, -abmessung und -einwirkung als massgebend bestimmt worden.

Die Berechnungen (Antwortspektrenverfahren) erfolgen mit Unterstützung des Programms «Statik-8» der Firma Cubus AG in Zürich an einem Stabmodell.

Die Resultate aus den beiden Modellen (Pfeiler II und IV) sind im Anhang F zusammengefasst.

Die Exzentrizität der Normalkraft bleibt im akzeptierbaren Bereich, die Randspannungen bleiben gemessen an der Mauerwerksdruckfestigkeit klein.

9.5 Übersicht der Resultate (Schritte 1 bis 5)

Mit der Erdbebenberechnung konnte nachgewiesen werden, dass der vorhandene minimale Erfüllungsfaktor des Bestandes für die Stahlbauteile «grosser Bogen», «kleiner Bogen» und «Endfeld» einen Erfüllungsfaktor α_{eff} von über 1.00 erreichen. (Vgl. Zusammenfassung und Nachweise der Resultatauszüge der Stahlbauteile in Anhang D.)

Mit den getroffenen Annahmen resultieren ungenügende Erfüllungsfaktoren für die Verbindungen der Bogenträger und Längsträger im Scheitelpunkt. Es wurden Erfüllungsfaktoren α_{eff} von 0.40, 0.71 bzw. 0.91 erreicht.

Aufgrund der Gegenüberstellung der Lagerkräfte und Widerstände ist damit zu rechnen, dass die Topflager unter Beanspruchung durch das Bemessungsbeben bzw. die Reibung zwischen Lagergrundplatte und Widerlagerbank versagen. Ein Absturz des Brückenträgers ist jedoch in Längsrichtung und Querrichtung durch die Mindestabmessungen der Widerlagerbank ausgeschlossen (Vgl. Checkliste für die 1. Stufe der Beurteilung in Anhang A sowie Anhang F).

Auch nach einem Versagen der seitlichen Führungslager bleiben die Stahlspannungen im Brückentragwerk im zulässigen Bereich.

10 Massnahmen zur Erdbebenertüchtigung

10.1 Massnahmenempfehlung zur Erdbebenertüchtigung

Die Untersuchung der Kornhausbrücke hat gezeigt, dass keine Massnahmen zur Erdbebenertüchtigung erforderlich sind. Gemäss SIA 269/8 wird der geforderte Mindesterfüllungsfaktor $\alpha_{\min} = 0.40$ erreicht. Somit sind nur verhältnismässige Massnahmen umzusetzen.

Die Verbindungen im Scheitelpunkt weisen Erfüllungsfaktoren $a_{\text{eff}} < 1.00$ auf. Es sind somit Massnahmen erforderlich, falls deren Verhältnismässigkeit gegeben ist.

Wir empfehlen, den Nachweis unter Verifikation der getroffenen Annahmen zu den Verbindungsmitteln (Anzahl, Durchmesser, Stahlfestigkeit) zu wiederholen. Falls die Nachweise weiterhin nicht erfüllt werden können ist die Verbindung zu verstärken. Dazu beurteilen wir eine Auswechslung der vorhandenen Schrauben durch hochfeste Schrauben als genügend.

10.2 Beurteilung der Verhältnismässigkeit der Massnahmenkosten

Die Scheitelverbindung kann mit einfachen Massnahmen verstärkt werden. Die erforderlichen Massnahmen beurteilen wir ohne weitere Untersuchung als verhältnismässig.

11 Zusammenfassung und Schlussfolgerungen

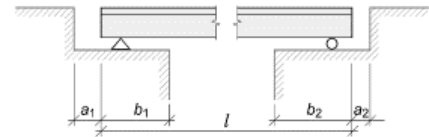
Die Tragsicherheit der Brücke unter Erdbebenbeanspruchung konnte als genügend nachgewiesen werden. Der Absturz des Brückenträgers in Längs- und Querrichtung ist konstruktiv und rechnerisch ausgeschlossen.

Im Zuge des Gleisersatzes im Jahr 2023 wird sich der Erfüllungsfaktor gegenüber dem Ist-Zustand nicht verschlechtern. Im Rahmen der weiteren Planung und einer Verbesserungsmöglichkeit der Tragstruktur, die ohne grössere Eingriffe in den Bestand umgesetzt werden können, sollten berücksichtigt werden. Wir sehen vor allem im Bereich der Topflager und allenfalls im Bereich der Scheitelpunkte Möglichkeiten, das Sicherheitsniveau durch neue Topflager und zusätzliche Scheitelpunktverbindungen gemäss mit dem Bestand anzuheben.

Anhang A: Checkliste für die 1. Stufe der Beurteilung

Strasse: Kornhausstrasse	Kanton: Bern	Bauwerksname: Kornhausbrücke Bern
Objekt Nr. (ASTRA-Kostenstelle): -	km: -	Jahr der Inbetriebnahme: 1898
BWK: II	Erdbebenzone: Z1b	Baugrundklasse: E
Norm (Einwirkungen): SIA 261		
Brückentyp: - grosser Bogen (GRB) > eingespannter Bogen - kleiner Bogen (KLB) > 2-Gelenk-Stabbogen - Endfeld (EF) > einfacher Balken Rahmenbrücke oder Sprengwerk ohne Fugen (Ja/Nein): -		
Anzahl Brückenfelder: total 8 Stück (GRB = 1 Stk., KLB = 5 Stk., EF = 2 Stk.) Gesamtlänge: ca. 355.50 m (GRB = ca. 115 m., KLB = ca. 34.5 m, EF = ca. 16.5 m, dazwischen die massiven Pfeiler.) Brückenfläche > 6000 m ² (Ja/Nein): Nein (355.50 m x 12.60 m = 4'479 m ²)		
Anzahl Dilatationsfugen: 9 Stück (Fugenspalte ca. 0.05 m) Anzahl Gerbergelenke oder Zwischenfugen: -		
Längs- und Querlagerungssystem: <u>Überbau</u> (auf massiven Pfeiler) > 40 Topfgleitlager der Firma HEBAG AG, Winterthur (GRB = 4 Stk., KLB = je 4 Stk., EF = je 8 Stk.) (Die Beschreibung des Lagerversetzschemas ist im Anhang C ersichtlich) Sämtliche 40 Lager des Brückenüberbaus wurden anlässlich der Erneuerung von 1997/98 durch neue zwängungsfreie Topfgleitlager ersetzt. <u>Unterbau</u> (auf massiven Pfeilerkämpfern) > 28 Bogenlager (GRB = 8 Stk., KLB = je 4 Stk.)		

Istwerte $b_{i,Ist}$ der Absturzsicherung bei den Widerlagern eintragen: Erfüllt und in Ordnung
 Siehe folgender Nachweis gemäss ASTRA Dokumentation - Beurteilung der Erdbebensicherheit bei Strassenbrücken, 2005)



Mindestabmessungen (Sollwerte) $b_{I,Soll}$: i.O. $b_{2,Soll}$: i.O. Minimum $b_{i,Ist}/b_{i,Soll}$ in %: mind. 50%
 Siehe folgender Nachweis gemäss ASTRA Dokumentation - Beurteilung der Erdbebensicherheit bei Strassenbrücken, 2005)

Einhaltung der Absturzsicherung von Brückenträgern

nach ASTRA (Dokumentation - Beurteilung der Erdbebensicherheit bei Strassenbrücken, 2005)

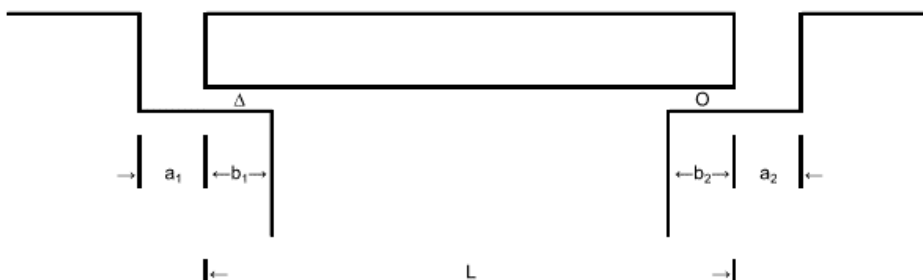
Bauwerksklasse II : Bedeutungsfaktor $\gamma_f = 1,2$

Baugrundklasse E : $S = 1,70$ $T_C = 0,25$
 $T_B = 0,09$ $T_D = 2,00$

Gefährdungszone Z1b : Bemessungswert der Boden beschleunigung $a_{gd} = 0,8 \text{ m/s}^2$

$$u_{gd} = 0,05 \gamma_f a_{gd} S T_C T_D = 0,0408 \text{ m/s}^2$$

In Längsrichtung:



Die Brückenabschnittslänge beim **grossen Bogen** zwischen den Pfeilern II und III beträgt $L = 125,00 \text{ m}$, bei schwimmender Lagerung

Mindestabmessung des Auflagerbereichs bei schwimmender Lagerung :

$$b_2 \geq 0,2 \text{ m} + (1,3 + 2 \cdot l / l_g) \cdot u_{gd} \leq 0,2 \text{ m} + 3,3 u_{gd}$$

$$b_2 \geq 0,2 + (1,3 + 2 \cdot 125 / 500) \cdot 0,0408 = 0,27 \text{ m} \leq 0,2 + 3,3 \cdot 0,0408 = 0,334 \text{ m}$$

Gemäss Plan (z.B. Nr. 8200-153 "Schalungsplan Fahrbahn Feld 6, Schnitte" vom 06.06.1997) beträgt $b_2 = 0,45 \text{ m}$

OK

Die Brückenabschnittslänge beim **kleinen Bogen** zwischen den Pfeilern I und II beträgt $L = 37,30 \text{ m}$, bei schwimmender Lagerung

Mindestabmessung des Auflagerbereichs bei schwimmender Lagerung :

$$b_2 \geq 0,2 + (1,3 + 2 \cdot 37,30 / 500) \cdot 0,0408 = 0,259 \text{ m} \leq 0,2 + 3,3 \cdot 0,0408 = 0,334 \text{ m}$$

Gemäss Plan (z.B. Nr. 8200-123 "Schalungsplan Fahrbahn Feld 3, Schnitte" vom 30.04.1997) beträgt $b_2 = 0,51 \text{ m}$

OK

In den **Endfeldern** beträgt die Brückenabschnittslänge lediglich $L \approx 16,5 \text{ m}$, bei fester Lagerung auf einem Widerlager

Mindestabmessung des Auflagerbereichs bei fester Lagerung :

$$b_1 \geq 0,2 + a_2 + (2 \cdot l / l_g) \cdot u_{gd} \leq 0,2 + a_2 + 2 u_{gd} \quad a_1 \approx 0,05 \text{ m}$$

$$b_2 \geq 0,2 + a_1 + (2 \cdot l / l_g) \cdot u_{gd} \leq 0,2 + a_1 + 2 u_{gd} \quad a_2 \approx 0,05 \text{ m}$$

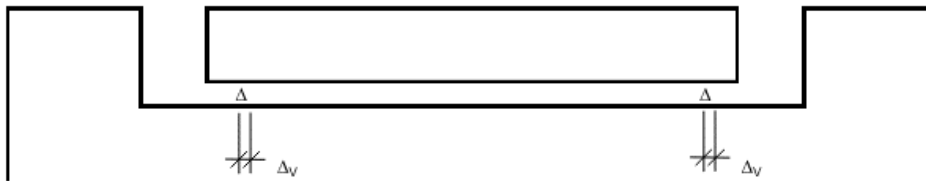
$$b_1 \geq 0,2 + 0,05 + (2 \cdot 16,50 / 500) \cdot 0,0408 = 0,252 \text{ m} \leq 0,2 + 0,05 + 2 \cdot 0,0408 = 0,331 \text{ m}$$

$$b_2 \geq 0,2 + 0,05 + (2 \cdot 16,50 / 500) \cdot 0,0408 = 0,252 \text{ m} \leq 0,2 + 0,05 + 2 \cdot 0,0408 = 0,331 \text{ m}$$

Gemäss Plan (z.B. Nr. 8200-103 "Schalungsplan Fahrbahn Feld 1, Schnitte" vom 14.04.1997) beträgt $b_{1/2} = 0,51 \text{ m}$

OK

In Querrichtung:



Nach ASTRA ist die Grösse $1,3 \cdot u_{gd}$ gleich der Maximalwert der Verformungsverschiebung Δ_V .

$$\Delta_V = 1,3 \cdot u_{gd} = 1,3 \cdot 0.0408 = 0.053 \text{ m}$$

Genaueren Nachweis ist auszuführen (inkl. vorhandene Lagerabmessungen prüfen).

Wenn Pfeiler und Überbau komplett unabhängig schwingen, dann ist die maximal mögliche Verschiebungsdifferenz $2 \cdot 1,3 \cdot u_{gd}$ bzw. $2,6 \cdot u_{gd}$.

$$\Delta_V = 2,6 \cdot u_{gd} = 2,6 \cdot 0.0408 = 0.106 \text{ m}$$

Der Trägerabsturz kann aufgrund der Topflagerausbildung und der genügenden Widerlagerbankbreite ausgeschlossen werden.

OK

Krümmung über 35° (Ja/Nein): Nein	Schiefe über 45° (Ja/Nein): Nein
Lichte Widerlagerhöhe links: unterschiedlich	Lichte Widerlagerhöhe rechts: unterschiedlich
Absturzgefährdet quer (Ja/Nein): Nein	angehängte Rampenbrücken (Ja/Nein): Nein
Zuglager (Ja/Nein): Nein	extreme Quersteifigkeitsunterschiede (Ja/Nein): Nein
Rutschungsgefährdet (Ja/Nein): Nein	Gasleitung (Ja/Nein): Nein
Zusammenfassende Beurteilung in der 1. Stufe: Erdbebensicherheit genügend (Ja/Nein): Ja, für konstruktive Massnahmen (Absturzsicherheit). Nein, für sämtliche Brückenstahlteile auf die Ermittlung der maximalen Spannungen. Andernfalls 2. Stufe der Beurteilung erforderlich.	
Prioritätensetzung falls 2. Stufe der Beurteilung erforderlich: Sofortmassnahmen: keine 1. Priorität: Ermittlung der maximalen Stabspannungen 2. Priorität: Prüfung der Längs- und Querlagerungssystem	
Weitere Schwachstellen, Bemerkungen: Die erforderlichen Nachweise der Absturzsicherung von der Widerlagerbank gemäss ASTRA (Dokumentation - Beurteilung der Erdbebensicherheit bei Strassenbrücken, 2005) wurden erbracht, jedoch ist kein rechnerischer Nachweis (maximalen Spannungen) sämtlicher Brückenstahlteile nachgewiesen worden.	

Anhang B: Grundlagenpläne

Planmaterial aus dem Archiv des Tiefbauamtes der Stadt Bern:

- Eingescannte originale Konstruktionspläne, 1895 - 1898




























-  9_Längsschnitt-kleiner-Bogen-Pfeiler-1-2.PDF
-  10_Brüstung-und-Postamente-rechts.PDF
-  11_Postamente_Ansichten.PDF
-  12_Postamente-links.PDF
-  13_Postamente_Grundriss.PDF
-  14_Brüstung-Postamente-links.PDF
-  15_Brüstung-Postamente-links.PDF
-  33_Kornhausbrücke-Fahrbahnträger-Längsschnitt-Grosser-Bogen.PDF
-  57_Pfeiler-VI.PDF
-  58_Pfeiler-VII.PDF
-  113_Pfeiler-VI.PDF
-  154_Schichtplan_kleine-Pfeiler.PDF
-  180_Hochpfeiler-IIV.PDF
-  196_Schichtenplan-Postamente.PDF
-  243-3-1_Sockel-Pfeiler.PDF
-  243-3-2_Pfähle-unter-Pfeilern.PDF
-  243-3-3_Entwässerung-Pfeiler.PDF
-  285_kleine-Pfeiler.PDF
-  410_Längsschnitt-kleiner-Bogen.PDF
-  478_Details-kleiner-Bogen.PDF
-  501_Pfosten-Versteifungsträger-kleiner-Bogen.PDF
-  918_Fahrbahnträger-kleiner-Bogen.PDF
-  1264_Querverbindung-Pfeiler-A-B_kleiner-Bogen.PDF
-  1268_Querverbindung-Pfeiler-B-C_kleiner-Bogen.PDF
-  1271_Querverbindung- Pfeiler-C-E_kleiner-Bogen.PDF
-  1613_Querschnitte-kleiner-Bogen.PDF
-  1614_Schnitt-Bogenaxe.PDF

Abbildung 16: Liste der eingescannten originalen Konstruktionspläne, 1895 – 1898

Pläne der Gesamterneuerung Kornhausbrücke 1997/98 des Ingenieurteams gemäss Planverzeichnis:

Gesamterneuerung Kornhausbrücke 1997 / 1998Stadt Bern
Planungs- und
Baudirektion**Planverzeichnis****Ingenieurgemeinschaft Hager + Bettschen / Adamina Zeerleder Partner**

TAB-Nummer	Index	Planart	Planbezeichnung	Massstab	Datum	Bemerkungen
		s = Submission a = Ausführung				zugehörige Eisenlisten
8200 - 51	1	s	Übersichtsplan Ist-Zustand	1:500	01.08.96	
8200 - 52	1	s	Situation Untersicht	1:200	01.08.96	
8200 - 53	1	s	Ansicht	1:200	01.08.96	
8200 - 54	1	s	Grundriss und Ansichten kleine Pfeiler	1:50	01.08.96	
8200 - 55	1	s	Hauptquerträger kleiner Bogen	1:10	03.08.96	
8200 - 56	1	s	Hauptquerträger grosser Bogen	1:10	03.08.96	
8200 - 57	1	s	Hauptquerträger gerade Endstücke	1:10	03.08.96	
8200 - 58	1	s	Detailplan Tragkonstruktion	1:10	03.08.96	
8200 - 59	1	s	Umbau grosse Pfeilerköpfe	1:20	01.08.96	
8200 - 60	1	s	Umbau kleine Pfeilerköpfe	1:20	01.08.96	
8200 - 61	1	s	Anpassungen Widerlager Süd	1:50	01.08.96	
8200 - 62	1	s	Strassenanpassung bei Brückenenden	1:200	02.08.96	
8200 - 63	1	s	Hindernisplan Brückenüberbau	1:20	04.08.96	
8200 - 64	1	s	Installationsplätze	1:200	05.08.96	
8200 - 71	1	s	Ansicht kleiner Bogen	1:50	31.07.96	
8200 - 72	1	s	Querschnitte kleiner Bogen	1:50	31.07.96	
8200 - 73	1	s	Fahrbahnträger re. Endstück auf Hochpfeiler II	1:10	31.07.96	
8200 - 74	1	s	Fahrbahnträger li. Endstück auf Hochpfeiler III	1:10	31.07.96	
8200 - 75	1	s	Fahrbahnhauptlängsträger grosser Bogen	1:10	31.07.96	
8200 - 76	1	s	Grundriss und Längsschnitt gerade Endstücke	1:10	31.07.96	
8200 - 101	3	a	WL Nord, Schalung	1:50/20/10	18.03.97	
8200 - 102	2	a	WL Nord, Armierung	1:50/20/10	11.03.97	102A - E
8200 - 103	4	a	Fahrbahn Feld 1, Schalung	1:50/20/10	14.04.97	
8200 - 104	2	a	Fahrbahn Feld 1, Kopfbolzendübel	1:20/10	14.03.97	
8200 - 105	5	a	Fahrbahn Feld 1 - 10, Einlagen Pfeiler I - VII	1:20/10	24.09.97	
8200 - 106	2	a	Fahrbahn Feld 1, Armierung	1:50/20	08.04.97	106A
8200 - 112	2	a	Fahrbahn Feld 2, Schalung Grundrisse	1:50	21.04.97	
8200 - 113	2	a	Fahrbahn Feld 2, Schalung Schnitte	1:20/10	21.04.97	
8200 - 114	2	a	Fahrbahn Feld 2, Kopfbolzendübel	1:20/10	08.04.97	
8200 - 116	3	a	Fahrbahn Feld 2, Armierung Grundrisse	1:50	01.05.97	116A
8200 - 117	3	a	Fahrbahn Feld 2, Armierung Schnitte	1:20/10	01.05.97	
8200 - 122	2	a	Fahrbahn Feld 3, Schalung Grundriss	1:50	30.04.97	
8200 - 123	2	a	Fahrbahn Feld 3, Schalung Schnitte	1:20/10	30.04.97	
8200 - 124	2	a	Fahrbahn Feld 3, Kopfbolzendübel	1:20/10	21.04.97	
8200 - 126	2	a	Fahrbahn Feld 3, Armierung Grundrisse	1:50	01.05.97	126A
8200 - 127	2	a	Fahrbahn Feld 3, Armierung Schnitte	1:20/10	01.05.97	
8200 - 132	2	a	Fahrbahn Feld 4, Schalung Grundriss	1:50	13.05.97	
8200 - 133	2	a	Fahrbahn Feld 4, Schalung Schnitte	1:20/10	13.05.97	
8200 - 134	2	a	Fahrbahn Feld 4, Kopfbolzendübel	1:20/10	30.04.97	
8200 - 136	2	a	Fahrbahn Feld 4, Armierung Grundrisse	1:50	01.05.97	136A
8200 - 137	2	a	Fahrbahn Feld 4, Armierung Schnitte	1:20/10	01.05.97	
8200 - 142	3	a	Fahrbahn Feld 5, Schalung Grundriss	1:50	30.05.97	142A
8200 - 143	3	a	Fahrbahn Feld 5, Schalung Schnitte	1:20/10	30.05.97	
8200 - 144	2	a	Fahrbahn Feld 5, Kopfbolzendübel	1:20/10	06.05.97	
8200 - 145	3	a	Unterkonstruktion bei Pfeiler II + III	1:20	23.05.97	145A - B
8200 - 146	2	a	Fahrbahn Feld 5, Armierung Grundrisse	1:50	30.05.97	146A
8200 - 147	2	a	Fahrbahn Feld 5, Armierung Schnitte	1:20/10	30.05.97	
8200 - 152	2	a	Fahrbahn Feld 6, Schalung Grundriss	1:50	19.06.97	
8200 - 153	2	a	Fahrbahn Feld 6, Schalung Schnitte	1:20/10	19.06.97	
8200 - 154	2	a	Fahrbahn Feld 6 - 8, Kopfbolzendübel	1:20/10	03.06.97	
8200 - 156	2	a	Fahrbahn Feld 6, Armierung Grundriss	1:50	19.06.97	156A
8200 - 157	2	a	Fahrbahn Feld 6, Armierung Schnitte	1:20/10	19.06.97	

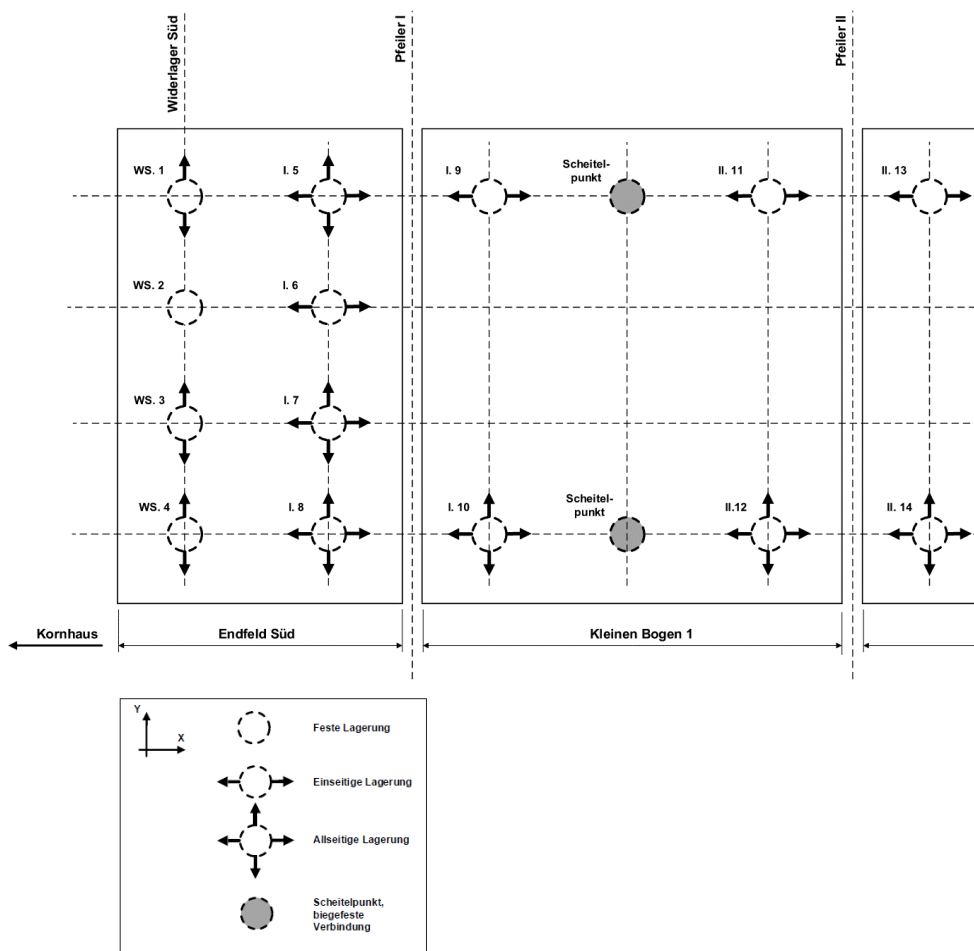
TAB-Nummer	Index	Planart	Planbezeichnung	Massstab	Datum	Bemerkungen
		s = Submission a = Ausführung				zugehörige Eisenlisten
8200 - 162	2	a	Fahrbahn Feld 7, Schalung Grundriss	1:50	10.06.97	
8200 - 163	2	a	Fahrbahn Feld 7, Schalung Schnitte	1:20/10	10.06.97	
8200 - 164	2	a	Leitplankenverankerung mit Spannstangen	1:100	07.07.97	
8200 - 166	2	a	Fahrbahn Feld 7, Armierung Grundriss	1:50	13.06.97	166A
8200 - 167	2	a	Fahrbahn Feld 7, Armierung Schnitte	1:20/10	13.06.97	
8200 - 172	2	a	Fahrbahn Feld 8, Schalung Grundrisse	1:50	01.07.97	
8200 - 173	2	a	Fahrbahn Feld 8, Schalung Schnitte	1:20/10	01.07.97	
8200 - 176	2	a	Fahrbahn Feld 8, Armierung Grundrisse	1:50	22.07.97	176A
8200 - 177	2	a	Fahrbahn Feld 8, Armierung Schnitte	1:20/10	22.07.97	
8200 - 182	2	a	WL Süd, Schalung	1:50/20/10	23.07.97	
8200 - 183	2	a	WL Süd, Armierung	1:50/20/10	23.07.97	183A - D
8200 - 184	2	a	Fahrbahn Feld 9, Kopfbolzendübel	1:20/10	11.07.97	
8200 - 185	2	a	Fahrbahn Feld 9, Schalung Grundriss	1:50	04.08.97	185A
8200 - 186	2	a	Fahrbahn Feld 9, Schalung Schnitte	1:20/10	04.08.97	
8200 - 187	2	a	Fahrbahn Feld 9, Armierung Grundrisse	1:50	05.08.97	187A
8200 - 188	2	a	Fahrbahn Feld 9, Armierung Schnitte	1:20/10	05.08.97	
8200 - 192	2	a	Fahrbahn Feld 10, Schalung	1:50/20/10	31.07.97	
8200 - 193	2	a	Fahrbahn Feld 10, Armierung	1:50/20/10	08.08.97	193A
8200 - 194	2	a	Fahrbahn Feld 10, Kopfbolzendübel	1:20/10	28.07.97	
8200 - 195	?	a	Umbau Pfeilerköpfe, Schalung + Armierung	1:20/10	02.09.97	195A
8200 - 196	2	a	Strassenanpassung Seite Kursaal, Situation	1:100	29.09.97	
8200 - 197	3	a	Strassenanpassung Seite Kornhausplatz, Situation	1:100	03.10.97	
8200 - 301	6	a	Übersichtsplan Gleisanlage	1:100	21.11.97	
8200 - 311	2	a	Übersichtsplan Entwässerung	1:100	02.07.97	
8200 - 321	3	a	Garteninstandsetzungsarbeiten unter d. Brücke	1:200	17.12.98	
8200 - 352	1	a	Normalquerschnitt 1:10 Bereich kleine Bogen	1:10	25.11.99	
8200 - 353	1	a	Normalquerschnitt 1:10 Bereich grosser Bogen	1:10	25.11.99	
8200 - 354	1	a	Normalquerschnitt 1:10 Bereich gerade Seitenöffnung	1:10	25.11.99	
8200 - 401	2	a	Stahlsanierung EQT WL Nord + WL Süd	1:10	15.10.97	
8200 - 402	2	a	Stahlsanierung HQT kleiner Bogen	1:10	16.10.97	
8200 - 403	2	a	Stahlsanierung HQT und ZQT grosser Bogen	1:10	13.01.98	
8200 - 404	2	a	Stahlsanierung HLT grosser Bogen, Übersicht	1:50	22.01.98	
8200 - 405	2	a	Stahlsanierung HLT grosser Bogen, Details Stahlprofile - Verstärkung	1:10	22.01.98	
8200 - 406	2	a	Stahlsanierung EQT Feld 9 + Feld 8 bei Pfeiler II, Ansicht und Schnitte	1:10/5	03.02.98	
8200 - 407	2	a	Stahlsanierung EQT Feld 5 + Feld 6 bei Pfeiler III, Ansicht und Schnitte	1:10/5	16.02.98	

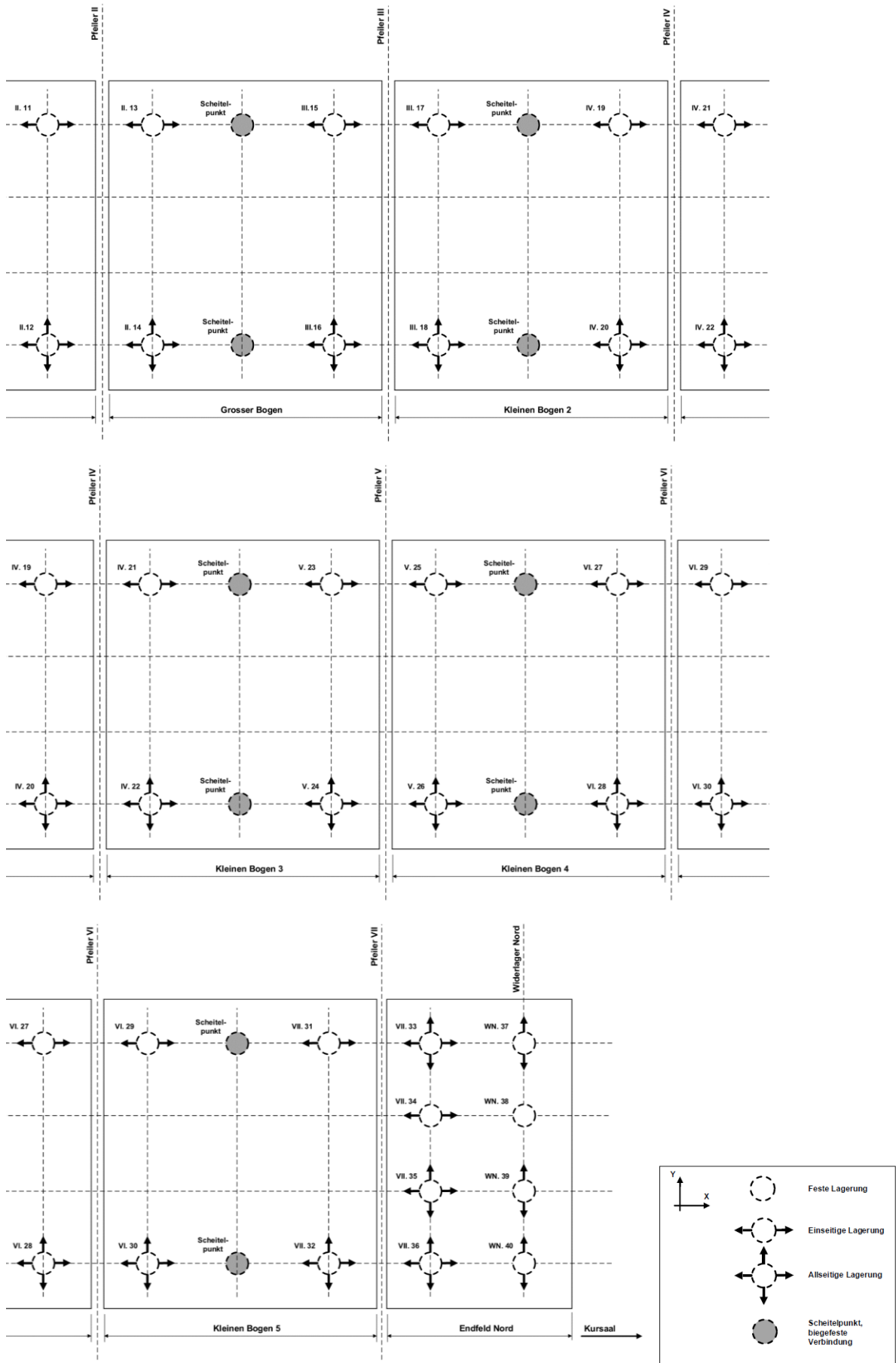
Anhang C: Lagerpläne

Pläne der Gesamterneuerung Kornhausbrücke 1997/98 des Lieferanten gemäss Planverzeichnis:

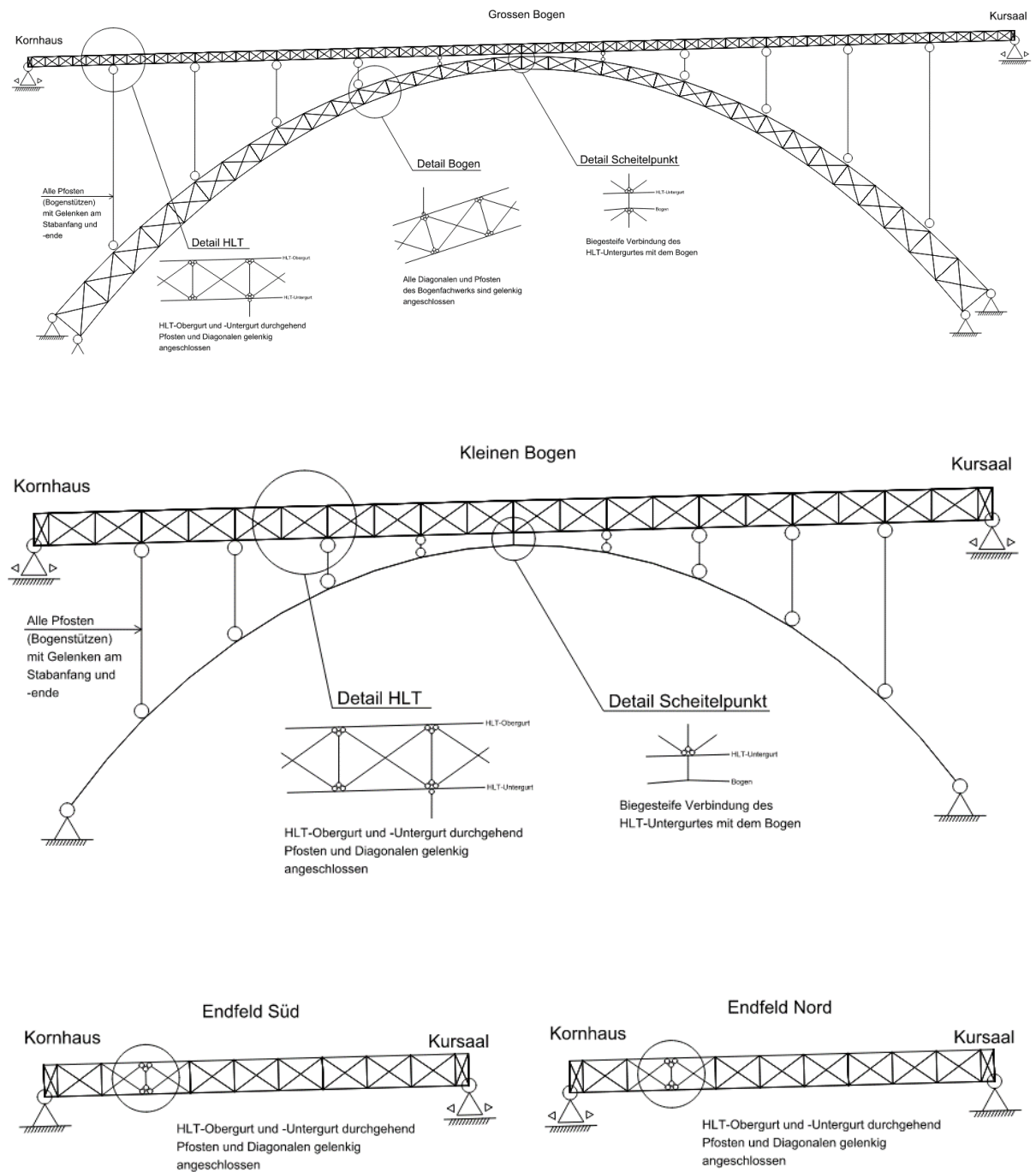
Fabrikanten-Nr	Planart	Planbezeichnung	Massstab	Datum	Bemerkungen
97-185 - 02-2	1	a	Topflager TGEq40 WS-1, WS-3, WS-4, WN-37, WN-39, WN-40	1:2.5	25.07.97
97-185 - 04-2	1	a	Topflager TGF40 WS-2, WN-38	1:2.5	29.07.97
97-185 - 06-2	1	a	Topflager TGE40 I-5, I-7, I-8, I-10, II-12, III-18, IV-20, IV-22, V-24, V-26, VI-28, VI-30, VII-32, VII-33, VII-35, VII-36	1:2.5	29.07.97
97-185 - 08-2	1	a	Topflager TGE40 I-6, I-9, II-11, III-17, IV-19, IV-21, V-23, V-25, VI-27, VI-29, VII-31, VII-34	1:2.5	29.07.97
97-185 - 10-2	1	a	Topflager TGE65 II-13, III-15	1:2.5	29.07.97
97-185 - 12-2	1	a	Topflager TGA65 II-14, III-16	1:2.5	30.07.97

Situation des Lagerversetzschemas (Gesamtplan, siehe digitaler Plan im Anhang C)





Ansicht statisches System (Lagerung) (Gesamtplan, siehe digitaler Plan im Anhang C)



Anhang D: Zusammenfassung und Nachweise der Resultatauszüge der Stahlbauteile

Erdbebenberechnung mit dem Antwortspektrenverfahren.

Überprüfung aller Stab-Querschnitte für das Erkennen von kritischen Stäben:

Wenn die spezielle definierte «Grenzspannung» in einem Stabquerschnitt nicht überschritten wird, gelten für den entsprechenden Stab alle Nachweise für Normalkraft mit und ohne Biegung als erbracht.

Für Flusstahl und Baustahl gilt immer der kleinere der beiden Werte:

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

Für Flusstahl:

$$\begin{aligned}\text{max. Druckspannung am Brutto-QS } \sigma_{brutto} &= \text{Werte in N/mm}^2 < f_y / \gamma_{M1} = 240 / 1,10 = 218 \text{ N/mm}^2 \\ \text{max. Zugspannung am Brutto-QS } \sigma_{brutto} &= \text{Werte in N/mm}^2 < f_y / \gamma_{M1} = 240 / 1,10 = 218 \text{ N/mm}^2 \\ \text{max. Zugspannung am Netto-QS } \sigma_{netto} &= \text{Werte in N/mm}^2 < 0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2} = 0,9 \cdot 360 / 1,25 = 259 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

Für Baustahl (S235):

$$\begin{aligned}\text{max. Druckspannung am Brutto-QS } \sigma_{brutto} &= \text{Werte in N/mm}^2 < f_y / \gamma_{M1} = 235 / 1,05 = 224 \text{ N/mm}^2 \\ \text{max. Zugspannung am Brutto-QS } \sigma_{brutto} &= \text{Werte in N/mm}^2 < f_y / \gamma_{M1} = 235 / 1,05 = 224 \text{ N/mm}^2 \\ \text{max. Zugspannung am Netto-QS } \sigma_{netto} &= \text{Werte in N/mm}^2 < 0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2} = 0,9 \cdot 360 / 1,25 = 259 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

Für Baustahl (S335):

$$\begin{aligned}\text{max. Druckspannung am Brutto-QS } \sigma_{brutto} &= \text{Werte in N/mm}^2 < f_y / \gamma_{M1} = 355 / 1,05 = 319 \text{ N/mm}^2 \\ \text{max. Zugspannung am Brutto-QS } \sigma_{brutto} &= \text{Werte in N/mm}^2 < f_y / \gamma_{M1} = 355 / 1,05 = 319 \text{ N/mm}^2 \\ \text{max. Zugspannung am Netto-QS } \sigma_{netto} &= \text{Werte in N/mm}^2 < 0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2} = 0,9 \cdot 510 / 1,25 = 367 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

Somit kann die spezielle definierte «Grenzspannung» für die Erdbebenberechnung wie folgt definiert werden:

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

$\eta = 0,75$; 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):

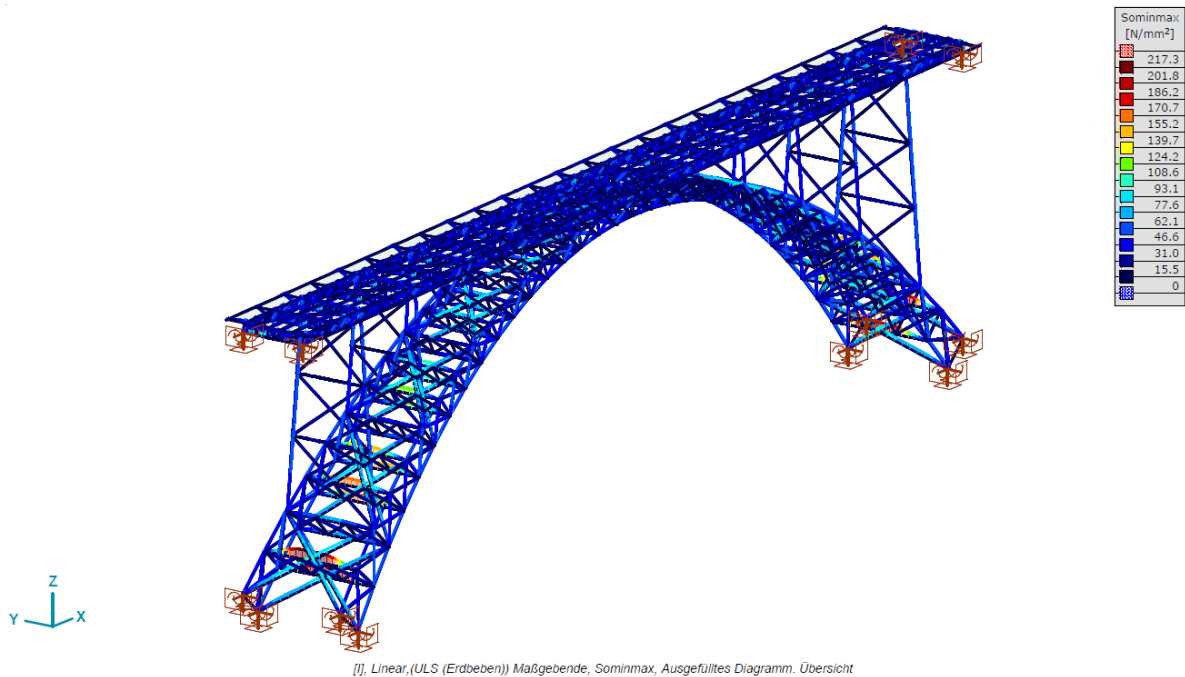
$$\begin{aligned}\text{max. Spannung am Brutto-QS } \sigma_{brutto} &= \text{Werte in N/mm}^2 < \eta \cdot f_y / \gamma_{M1} = 0,75 \cdot 235 / 1,05 = 168 \text{ N/mm}^2 \\ \text{max. Spannung am Netto-QS } \sigma_{netto} &= \text{Werte in N/mm}^2 < \eta \cdot 0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2} = 0,75 \cdot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

Für Baustahl (S335):

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

Grosser Bogen:

Gesamtübersicht: (Spannungszustand nach von Mises)

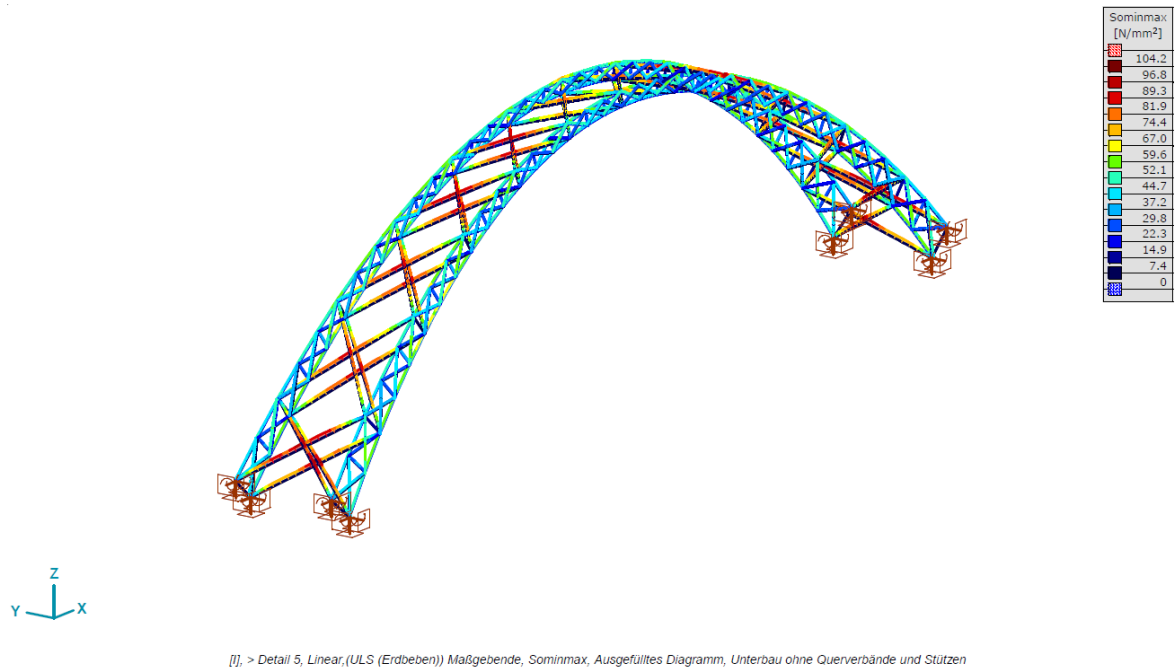


Max. Spannung wird in den Bogenquerverbänden aufgrund der Modellbildung (keine Verbindung zwischen Bogenquerverbände und Bogenwindverbände, dass erzeugt durch Berücksichtigung der Eigenschwingungsformen leicht zu hohe Stabspannungen) überschritten. Die nachfolgenden Berechnungen zeigen, dass die Brücke unter Erdbebeneinwirkung nachgewiesen ist.

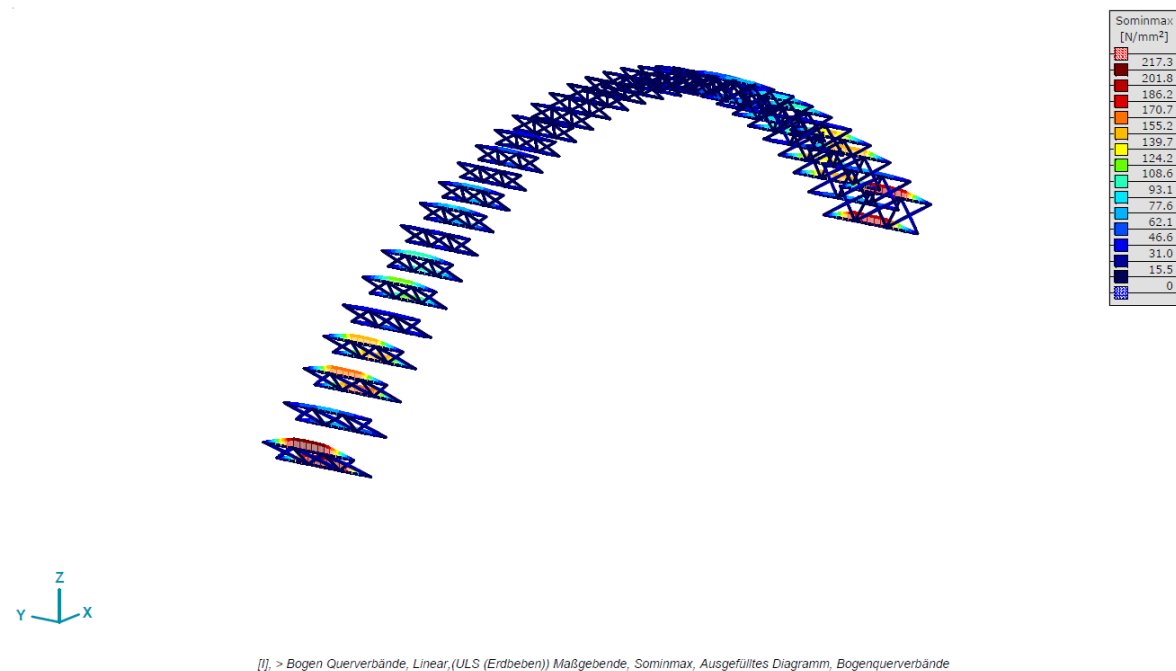


Bild der Verbindung Bogenquerverbänden mit Windverbänden im Grossen Bogen (Ist-Zustand)

Stäbe im Unterbau – Bogen (ohne Bogenquerverbände, Stützen und Stützenverbände):



Stäbe im Unterbau – Bogenquerverbände:



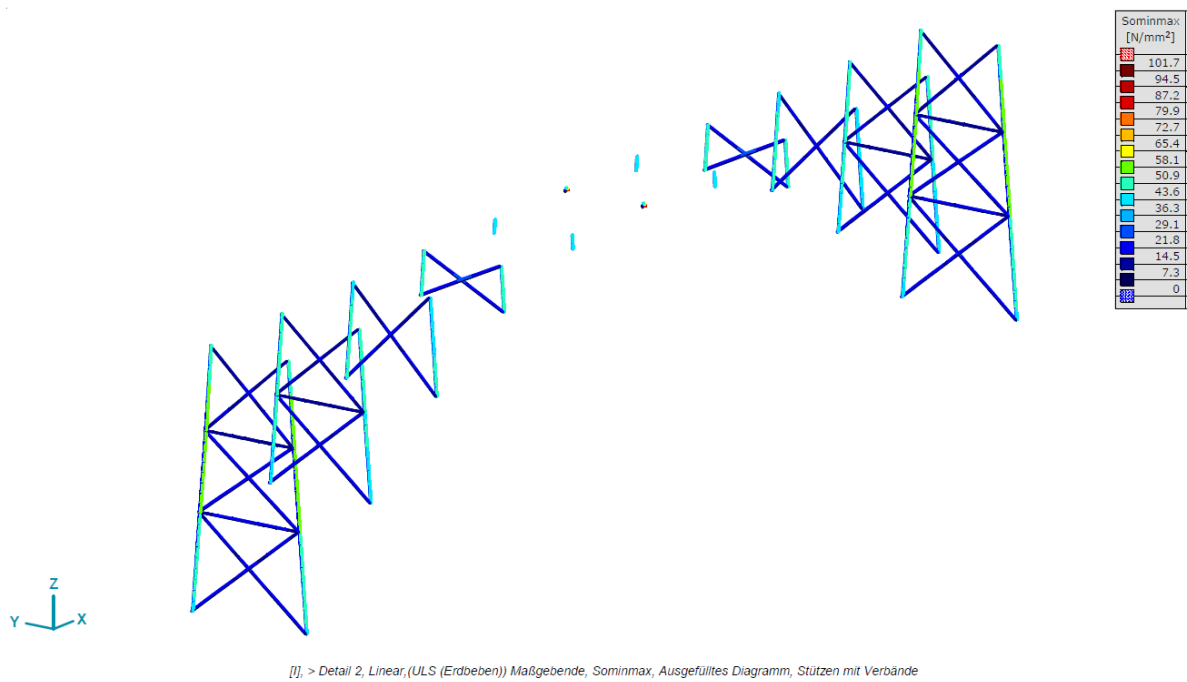
Nachweis: (ohne spezielle definierte «Grenzspannung»)

Max. Spannung am Brutto-QS $\sigma_{\text{brutto}} = 217.3 \text{ N/mm}^2 < f_y / \gamma_{M1} = 240 / 1,10 = 218 \text{ N/mm}^2$

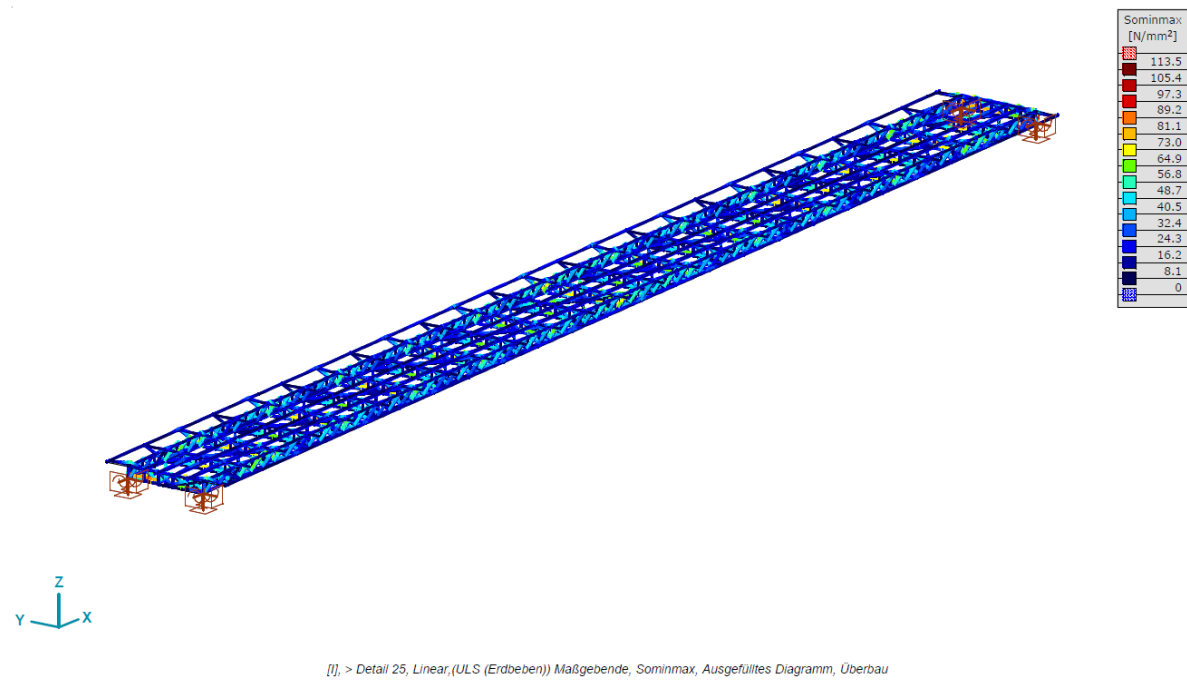
Spannungsnachweis ist erfüllt.

Der Erfüllungsfaktor $\alpha_{\text{eff}} = 218 / 217.3 = 1.00 = \boxed{\text{OK}}$

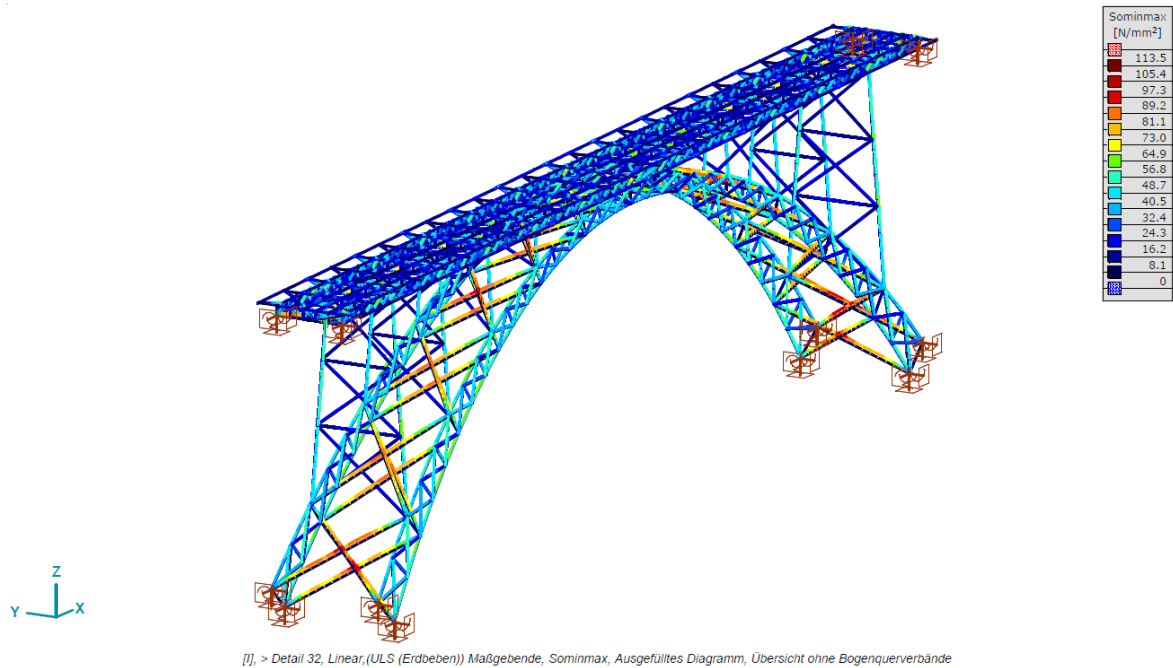
Stäbe im Unterbau – Stützen mit Verbänden:



Stäbe im Überbau (Alle Stäbe):



Gesamtübersicht ohne Bogenquerverbände:



Nachweis: (mit spezielle definierte «Grenzspannung»)

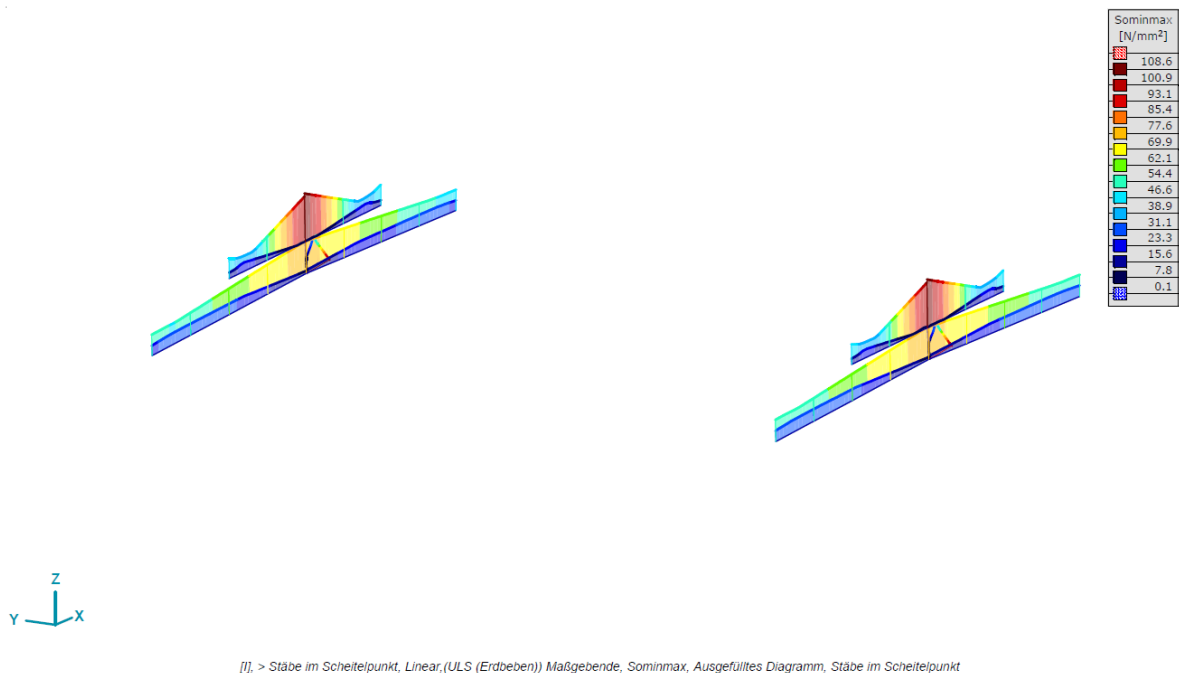
Max. Spannung am Brutto-QS $\sigma_{\text{brutto}} = 113.5 \text{ N/mm}^2 < \eta f_y / \gamma_{M1} = 0,75 \cdot 240 / 1,10 = 164 \text{ N/mm}^2$

Spannungsnachweis ist erfüllt.

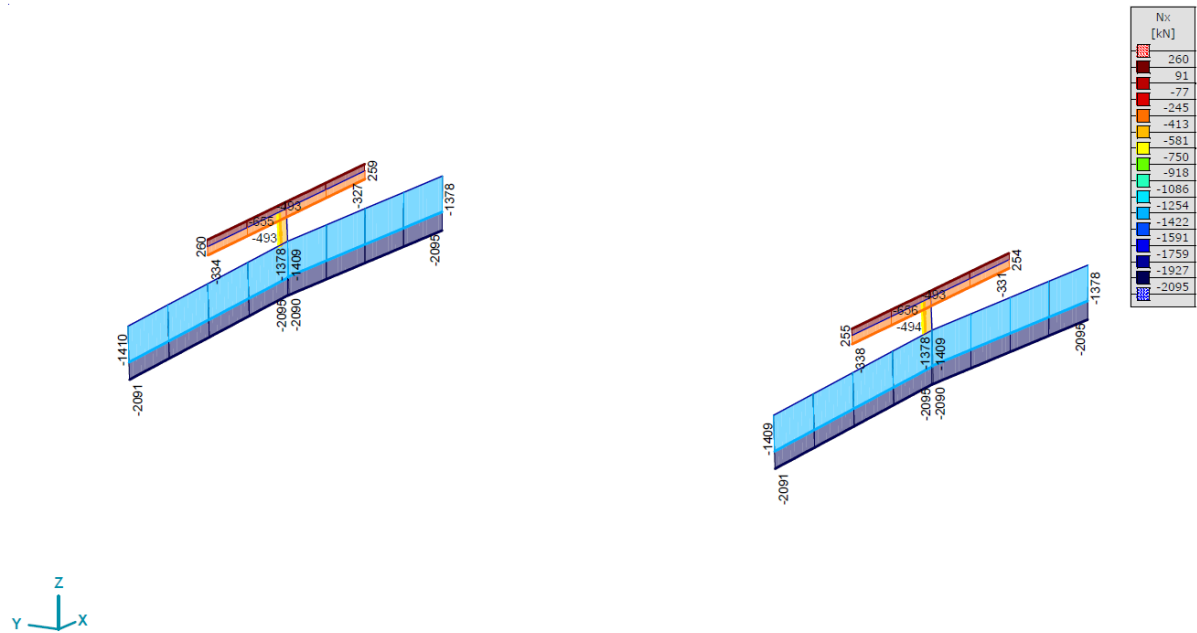
Der Erfüllungsfaktor $\alpha_{\text{eff}} = 164 / 113.5 = 1.45 = \boxed{\text{OK}}$

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)

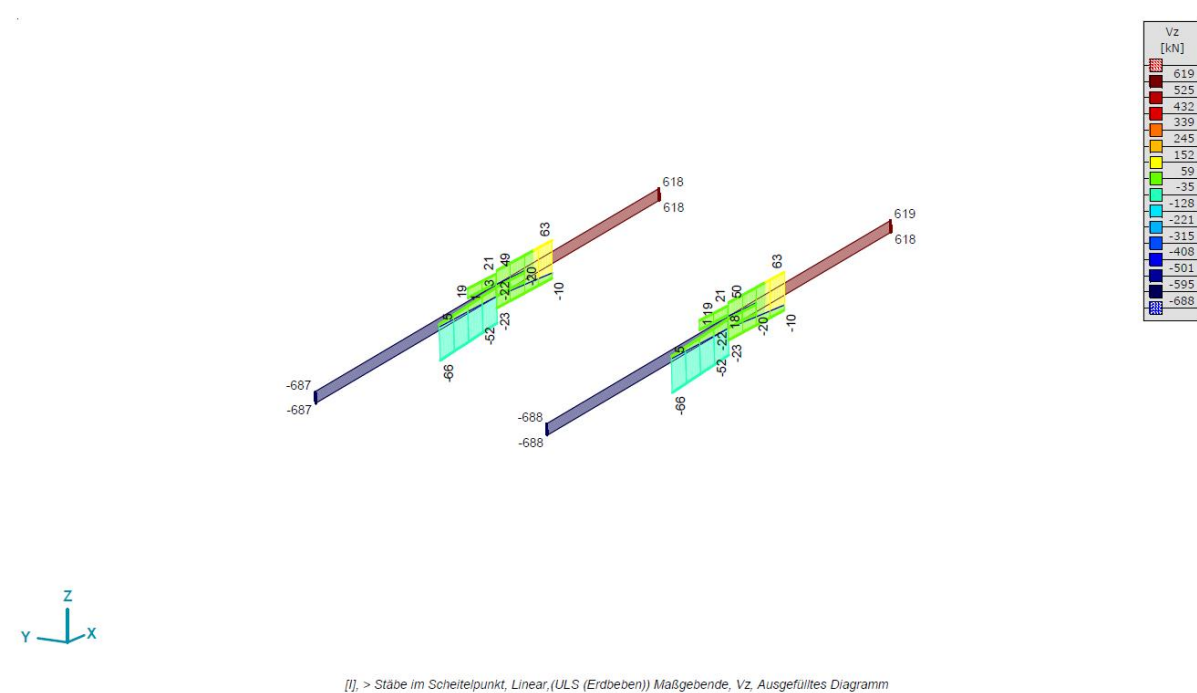




Bild des Stahlgusslager im Grossen Bogen (Ist-Zustand)

Abschernachweis über 8 Schrauben in der oberen Fuge:

Durchmesser, Festigkeit und Anzahl der mitwirkenden Schrauben konnte nicht abschliessend ermittelt werden.

Nachweis Scherwiderstand im Scheitelpunkt obere Fuge

$V_d = -688 \text{ kN}$

Scherwiderstand ($F_{v,Rd}$) mittels mind. 8 Schrauben M16.

$$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot \frac{f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M2}} = 0,6 \cdot \frac{360 \cdot 201}{1,25} \cdot 10^{-3}$$

$$= 34,7 \text{ kN}$$

Nachweis : $V_d = 688 > 277,6 = 8 \cdot F_{v,Rd \text{ Total}}$

(Die Kraft der Gleitsicherheit wird vernachlässigt)

Nachweis : $\frac{688}{277,6} = 2,48 > 1,0 \Rightarrow 148\% \text{ überschritten}$

Scherwiderstand ist überschritten.

Der Erfüllungsfaktor $\alpha_{\text{eff}} = 277.6 / 688 = 0.40 = \text{ungenügend}$

Abschernachweis über 4 Schrauben in der unteren Fuge:

Durchmesser, Festigkeit und Anzahl der mitwirkenden Schrauben konnte nicht abschliessend ermittelt werden.

Nachweis Scherwiderstand im Scheitelpunkt untere Fuge

$$V_d = -688 \text{ kN}$$

Scherwiderstand ($F_{v,Rd}$) mittels mind. 4 Schrauben M30.

$$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot \frac{f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M_2}} = 0,6 \cdot \frac{360 \cdot 707}{1,25} \cdot 10^{-3}$$

$$= 122 \text{ kN}$$

Nachweis: $V_d = 688 \text{ kN} > 488 = 4 \cdot 122 = F_{v,Rd \text{ Total}}$

(Die Kraft der Gleitsicherheit wird vernachlässigt)

Nachweis: $\frac{688}{488} = 1,40 > 1,0 \Rightarrow 40\% \text{ überschritten}$

Scherwiderstand ist überschritten.

Der Erfüllungsfaktor $\alpha_{eff} = 488 / 688 = 0.71 = \text{ungenügend}$

Gleitsicherheit:

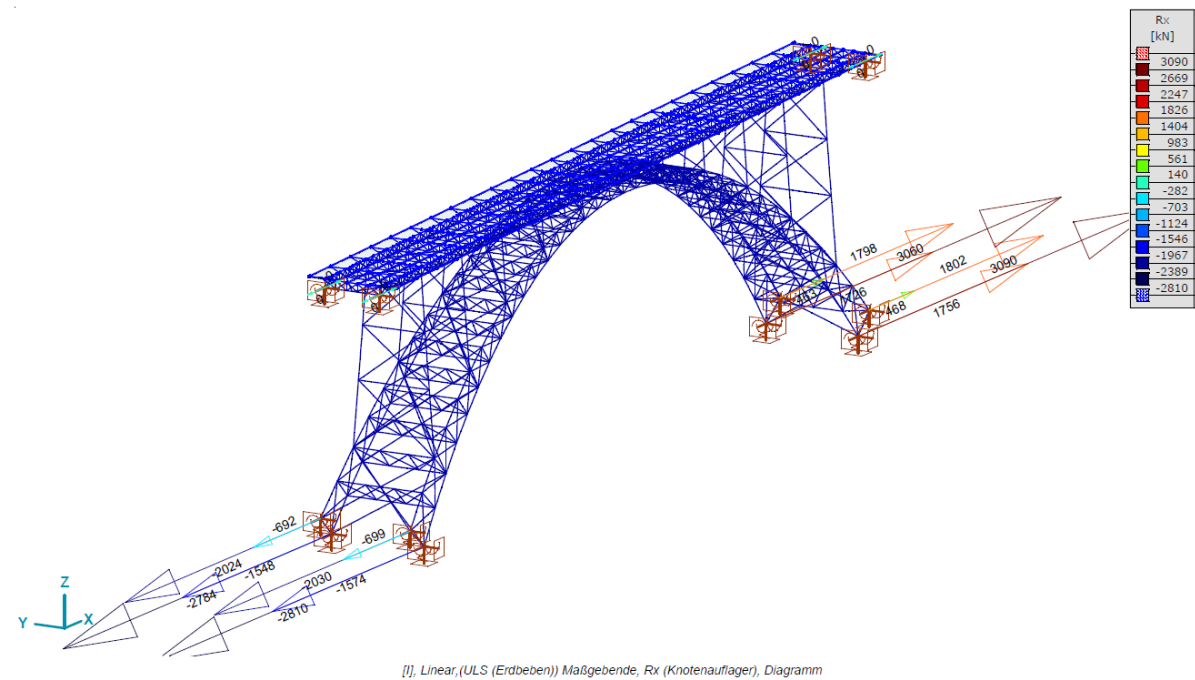
$$F_{Grd} = N_d \cdot \frac{\mu_k}{\gamma_\mu} = 493 \cdot \frac{0,4}{2,0} = 98,6 \text{ kN}$$

sehr klein

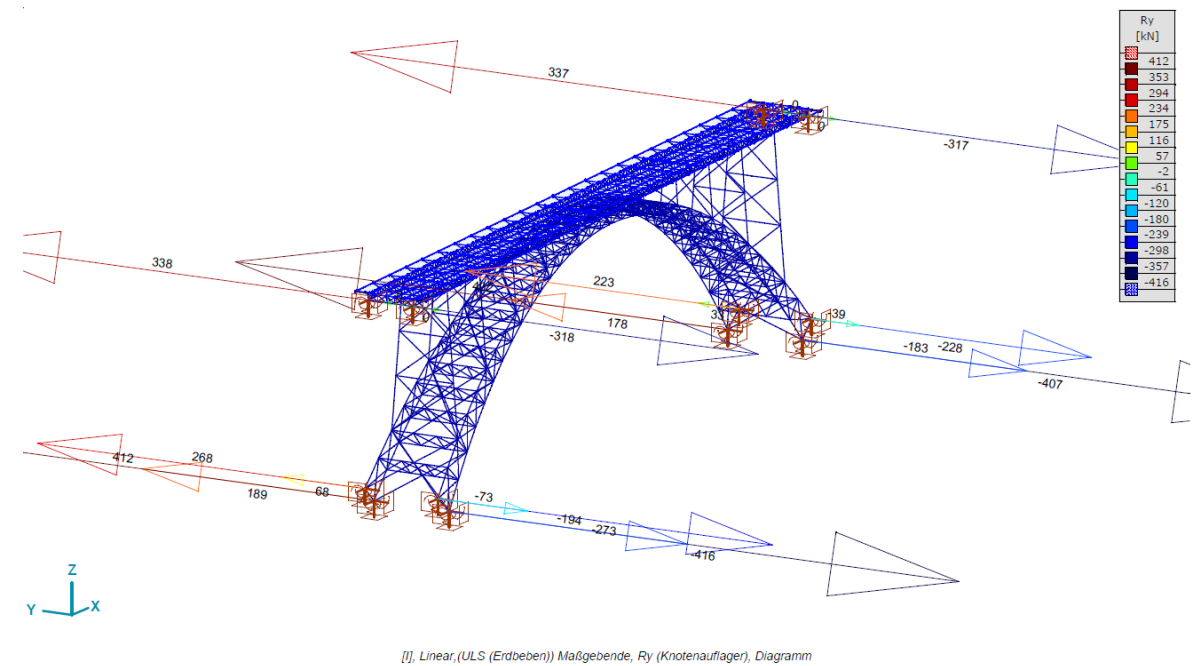
$$N_{d \text{ Stütze}} = -493 \text{ kN}$$

$\mu_k = 0,4$ für Stahl auf Stahl } nach Norm
 $\gamma_\mu = 2,0$ für Stahl auf Stahl } EN 1337-1 (2000)

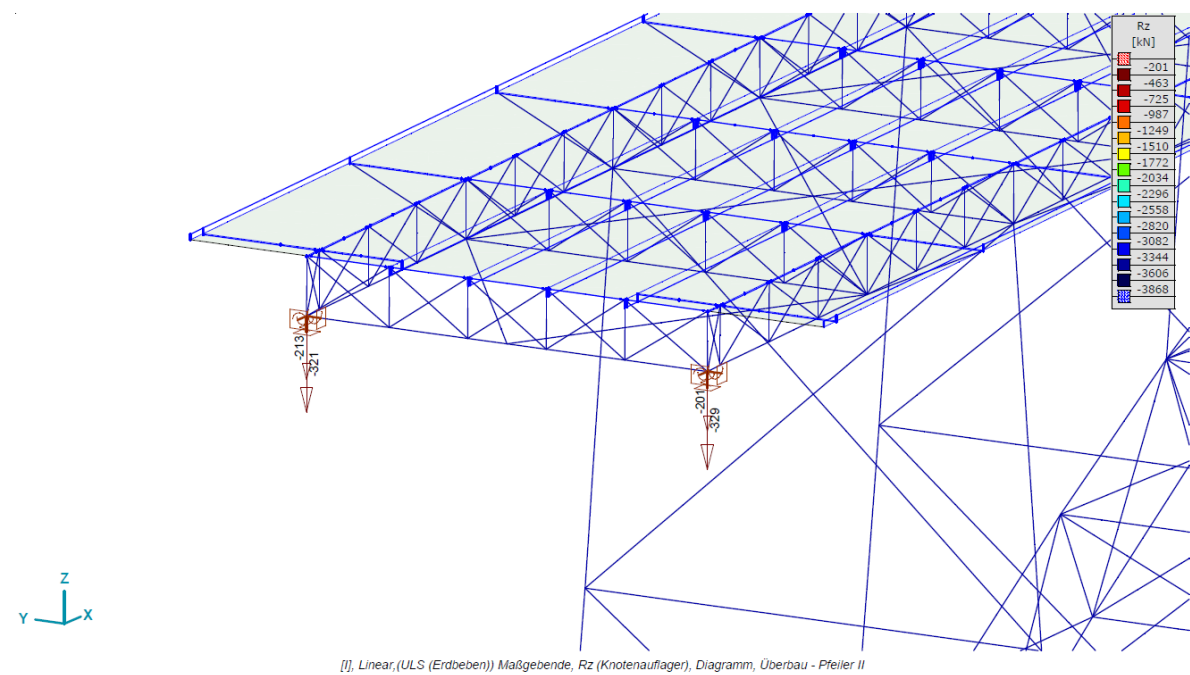
Lagerkräfte in x-Richtung (Pfeiler II + III):



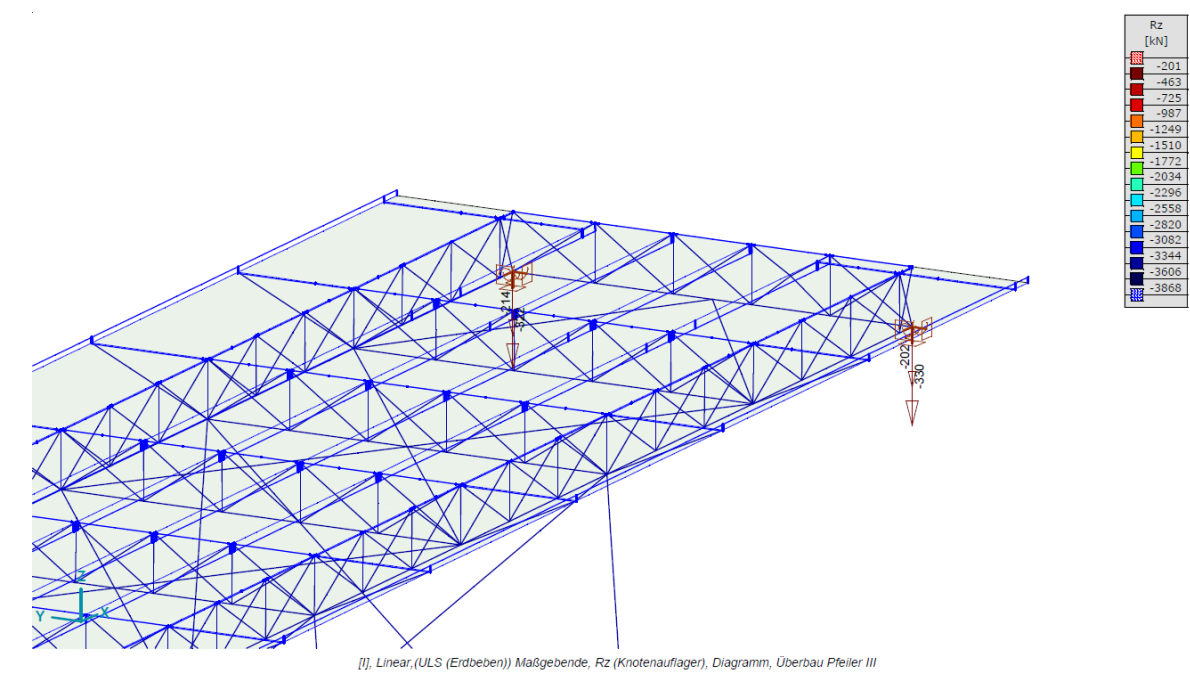
Lagerkräfte in y-Richtung (Pfeiler II + III):



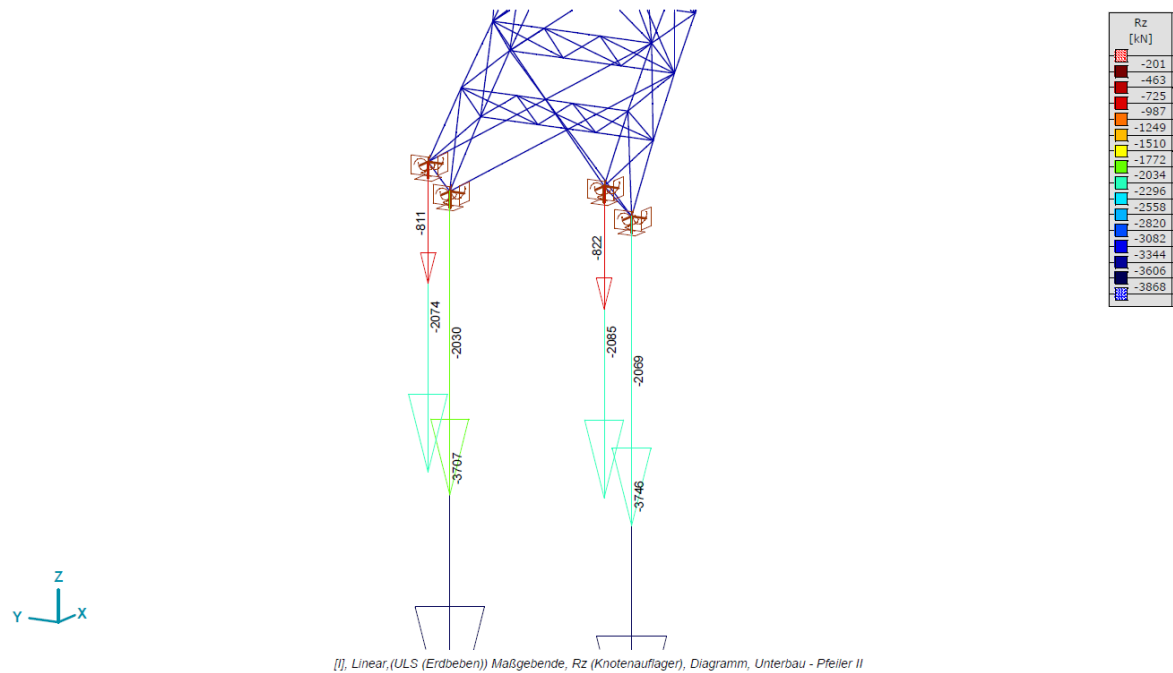
Lagerkräfte in z-Richtung (Pfeiler II – Überbau):



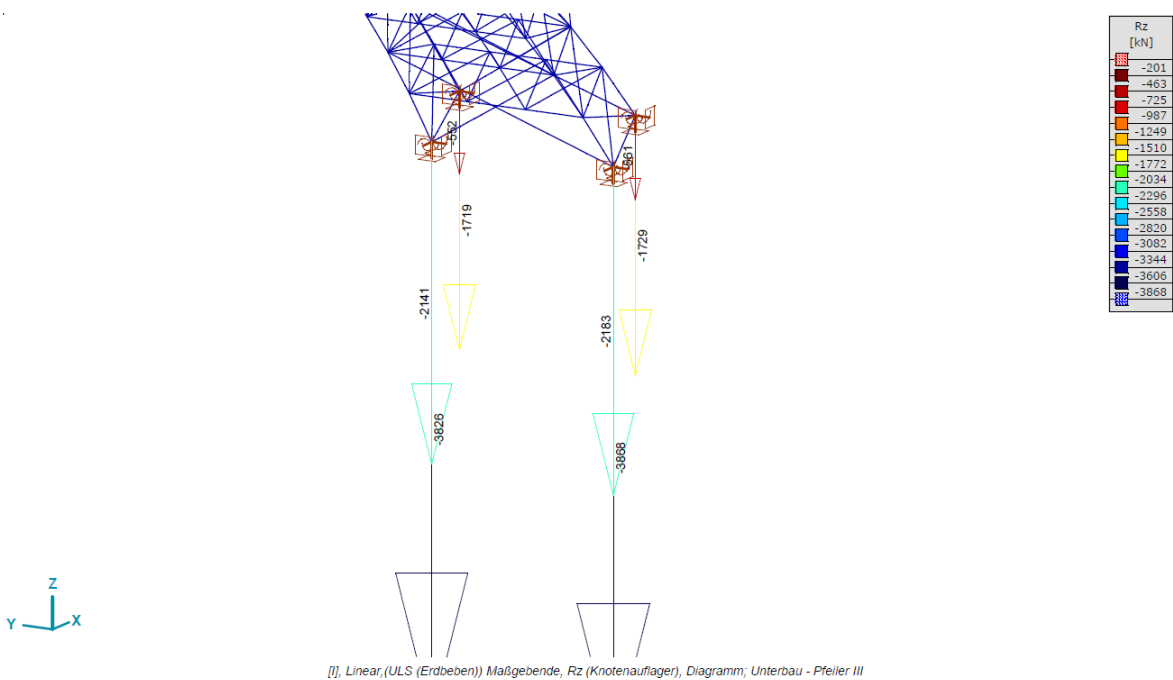
Lagerkräfte in z-Richtung (Pfeiler III – Überbau):



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

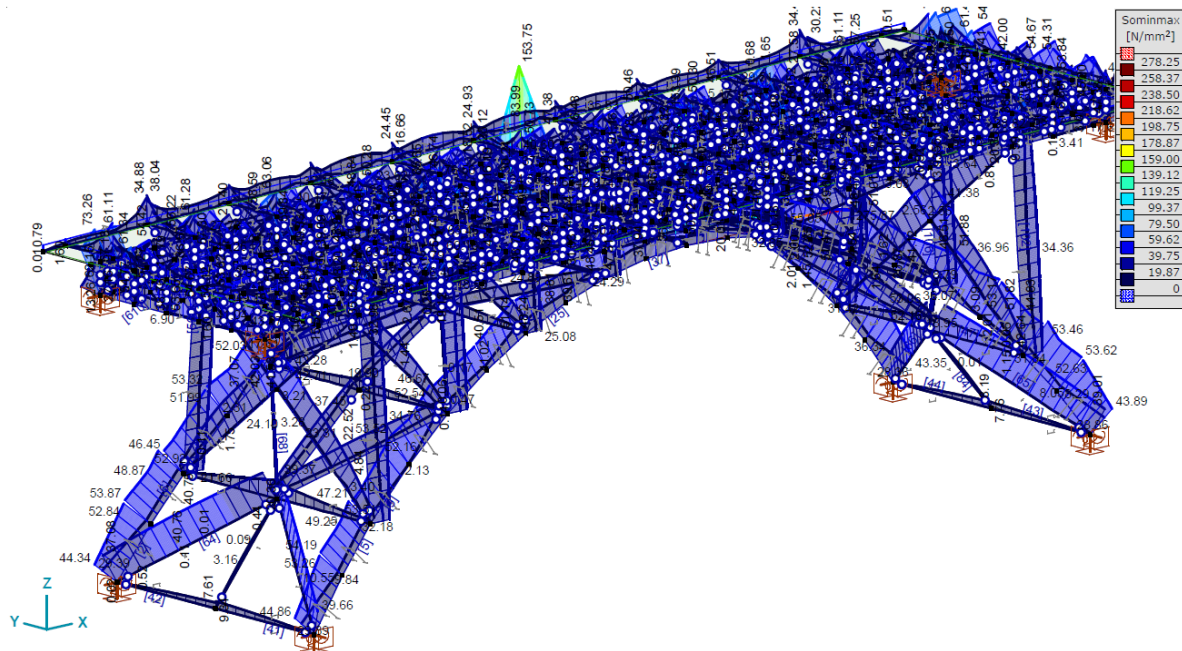


Lagerkräfte in z-Richtung (Pfeiler III – Unterbau):



Kleiner Bogen:

Gesamtübersicht: (Spannungszustand nach von Mises)

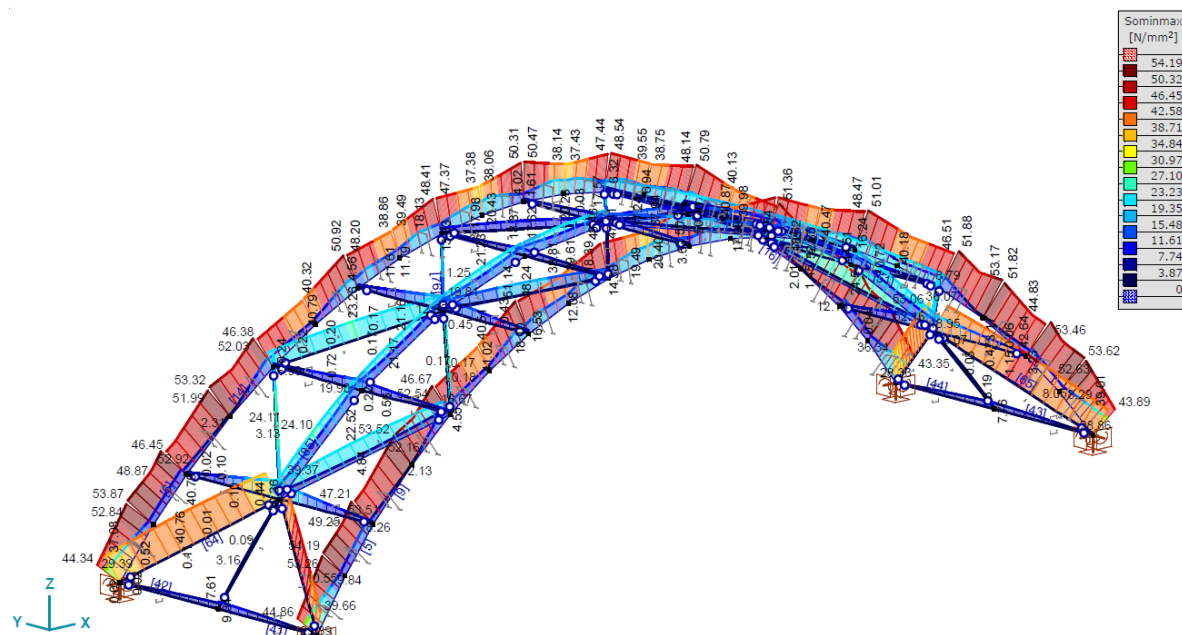


[1], Linear,(ULS (Erdbeben)) Maßgebende, Sominmax, Ausgefülltes Diagramm_Übersicht

Nachweis:

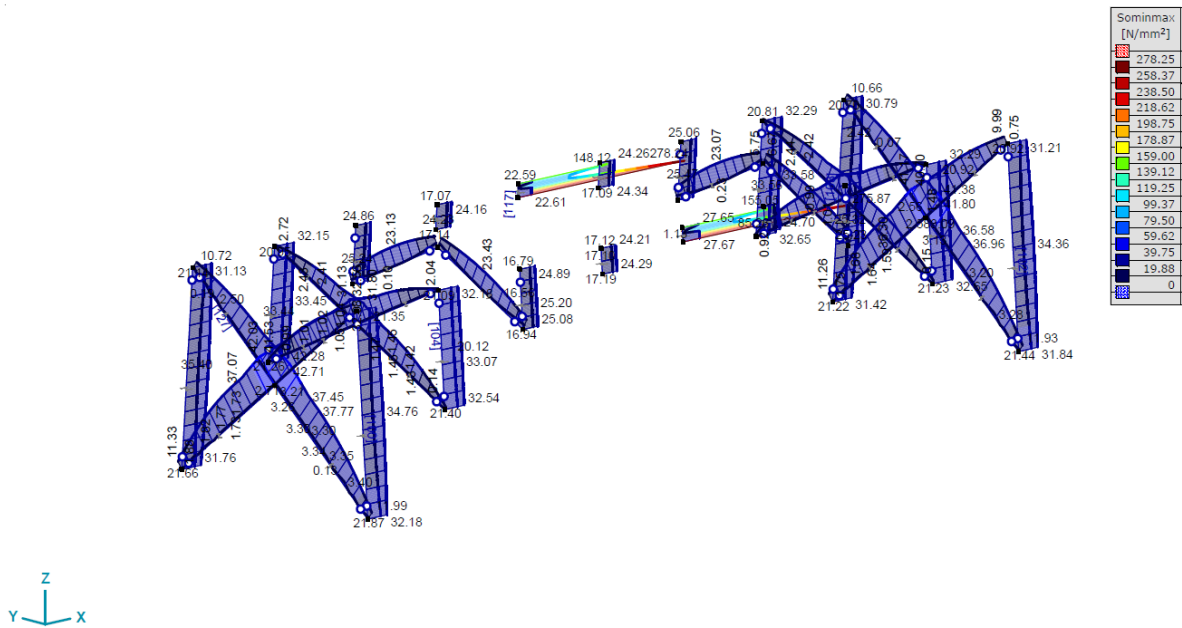
Max. Spannung wird im Scheitelpunkt aufgrund der Modellbildung überschritten. Die nachfolgenden Berechnungen zeigen, dass die Brücke unter Erdbebeneinwirkung nachgewiesen ist.

Stäbe im Unterbau – Bogen (ohne Stützen und Verbänden):



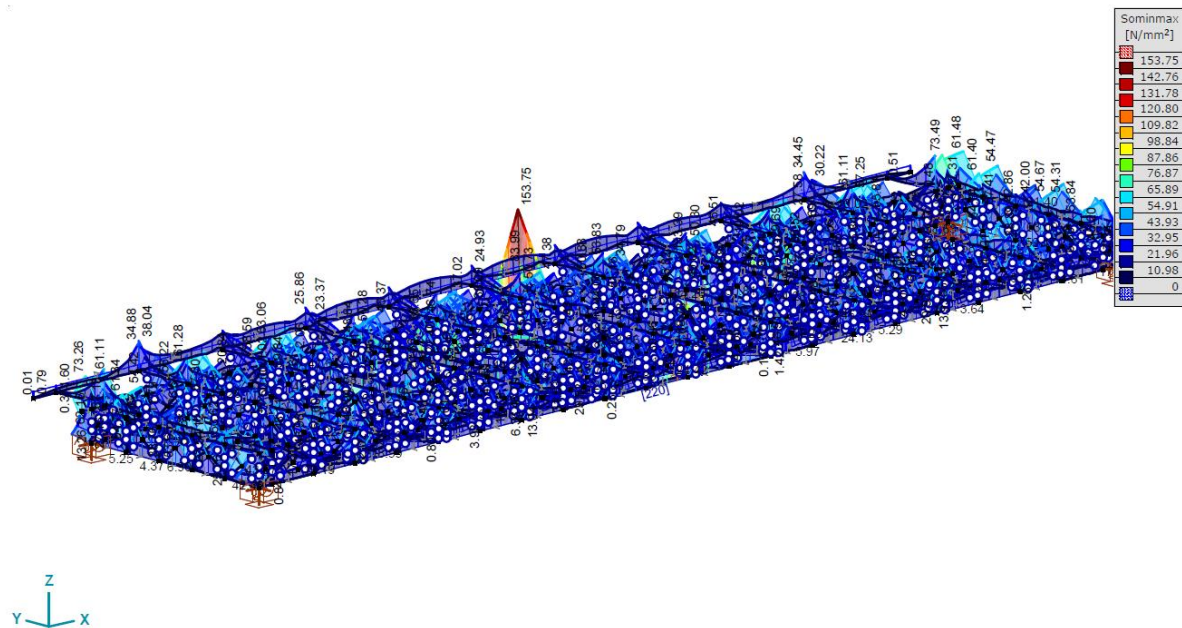
[1], > Detail 4, Linear,(ULS (Erdbeben)) Maßgebende, Sominmax, Ausgefülltes Diagramm Unterbau ohne Stützen

Stäbe im Unterbau – Stützen und Verbände (ohne Bogen):



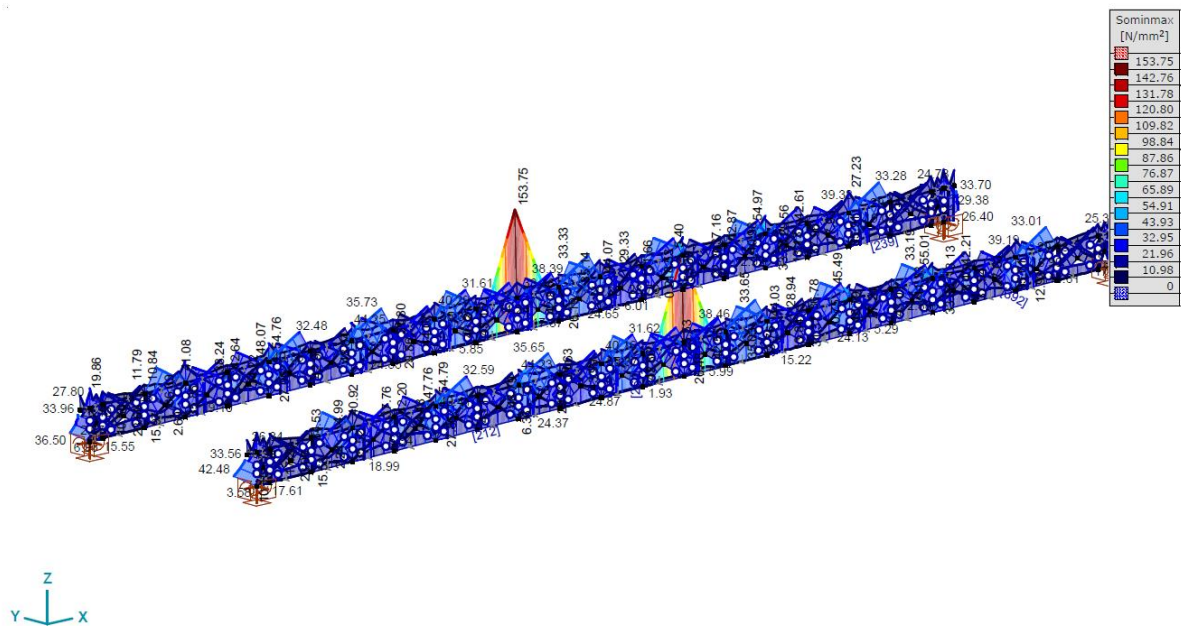
[I], > Detail 2, Linear,(ULS (Erdbeben)) Maßgebende, Sominmax, Ausgefülltes Diagramm, Unterbau Stützen und Verbände

Stäbe im Überbau (Alle Stäbe):



[I], > Detail 13, Linear,(ULS (Erdbeben)) Maßgebende, Sominmax, Ausgefülltes Diagramm, Überbau

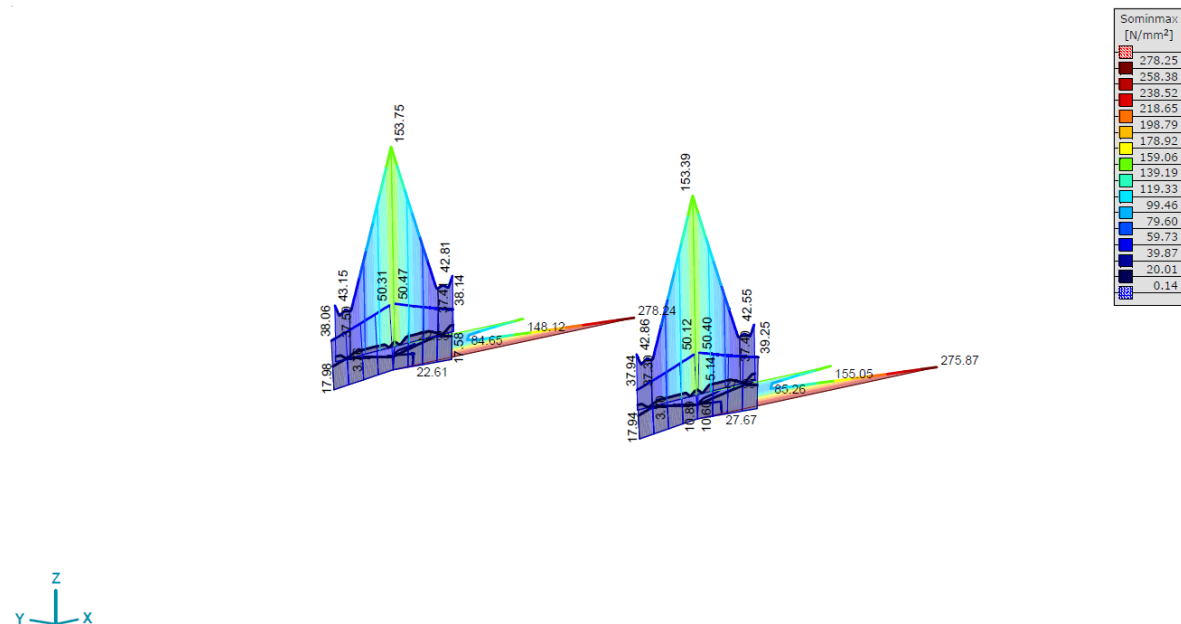
Stäbe im Überbau – Hauptlängsträger (HLT):



[I], > HLT, Linear,(ULS (Erdbeben)) Maßgebende, Sominmax, Ausgefülltes Diagramm, Hauptlängsträger

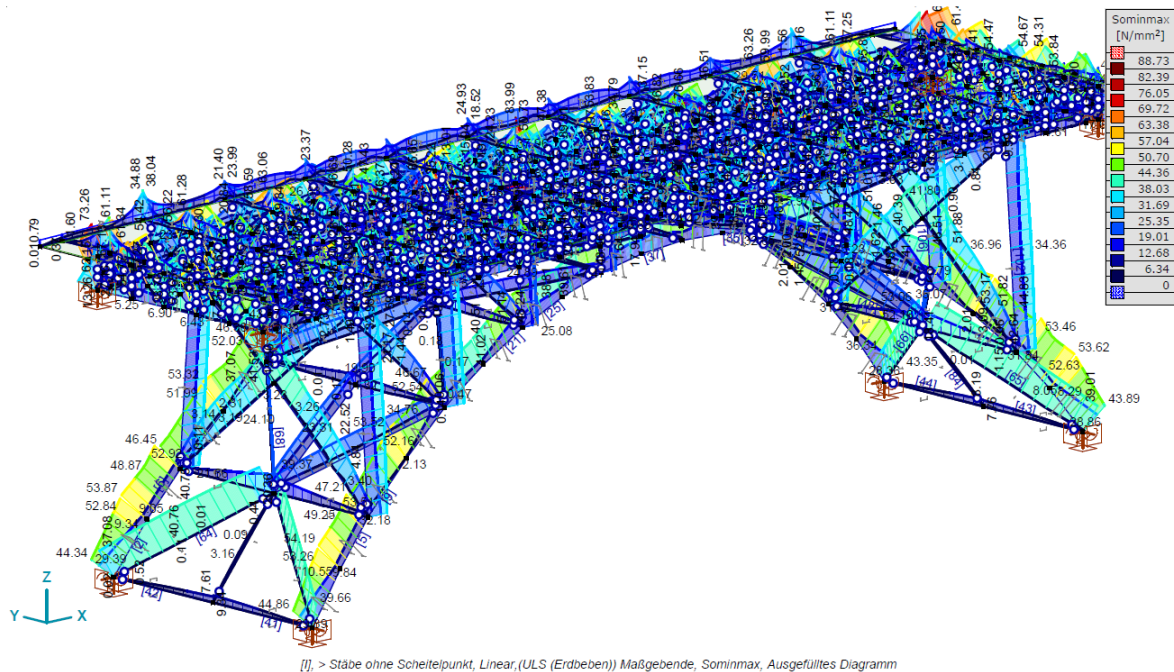
Stäbe im Scheitelpunkt:

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



[I], > Scheitelpunktstäbe, Linear,(ULS (Erdbeben)) Maßgebende, Sominmax, Ausgefülltes Diagramm, Scheitelpunktstäbe

Gesamtübersicht ohne Stäbe im Scheitelpunkt:



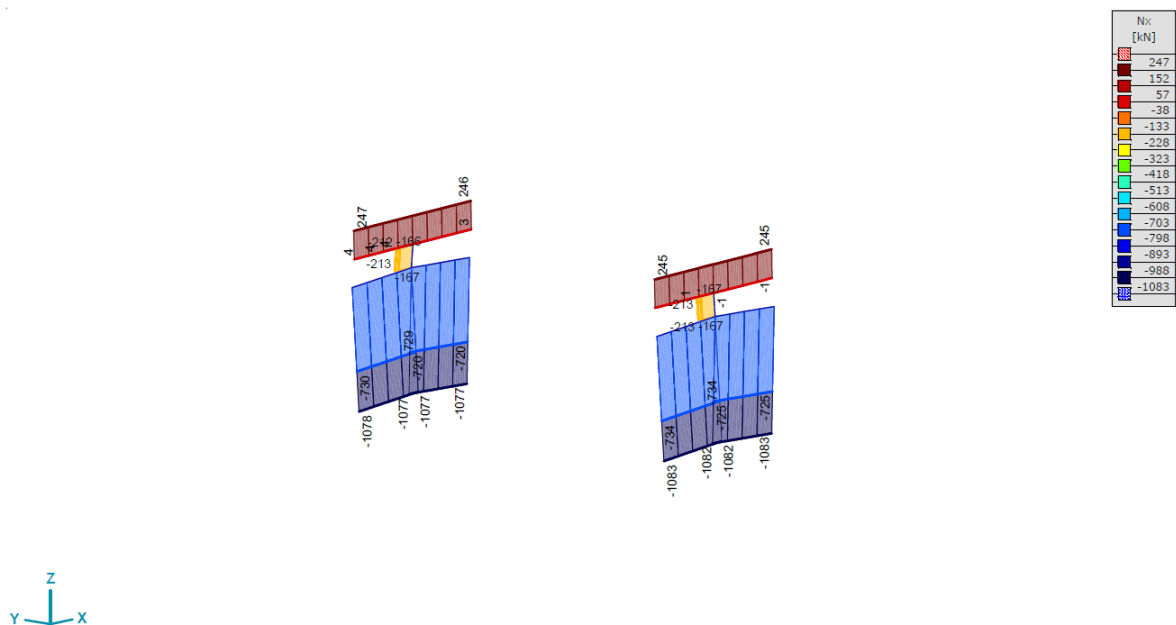
Nachweis: (mit spezielle definierte «Grenzspannung»)

Max. Spannung am Brutto-QS $\sigma_{\text{brutto}} = 88.7 \text{ N/mm}^2 < \eta f_y / \gamma_{M1} = 0,75 \cdot 240 / 1,10 = 164 \text{ N/mm}^2$

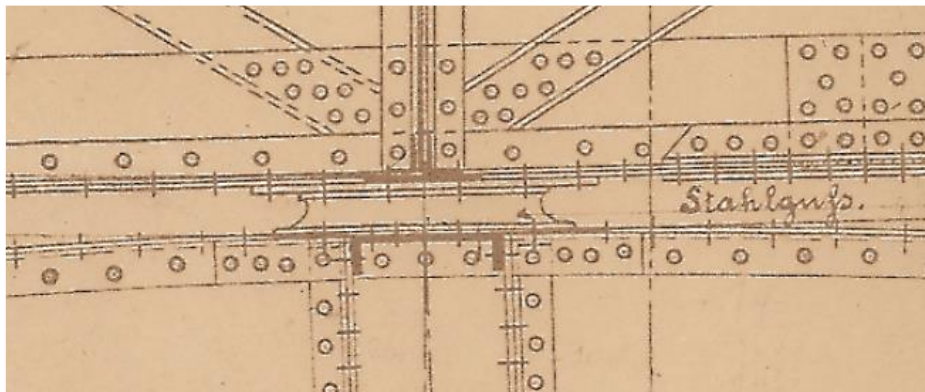
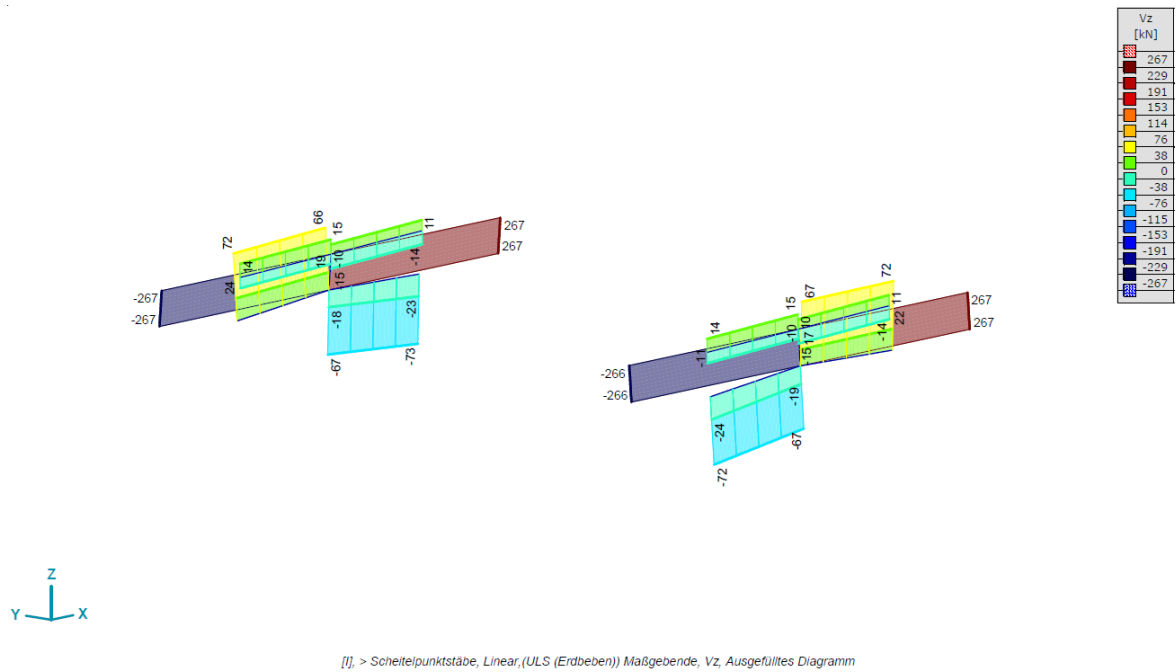
Spannungsnachweis ist erfüllt.

Der Erfüllungsfaktor $\alpha_{\text{eff}} = 164 / 88.7 = 1.84 = \boxed{\text{OK}}$

Nachweis der Kraftübertragung im Scheitelpunkt:
(Stab-Normalkräfte)



Nachweis der Kraftübertragung im Scheitelpunkt:
(Stab-Querkräfte)



Gemäss Plan (eingescannte originale Konstruktionsplan) Nr. 410_Längsschnitt-kleiner-Bogen:
Ausschnitt des Stahlgusslagers

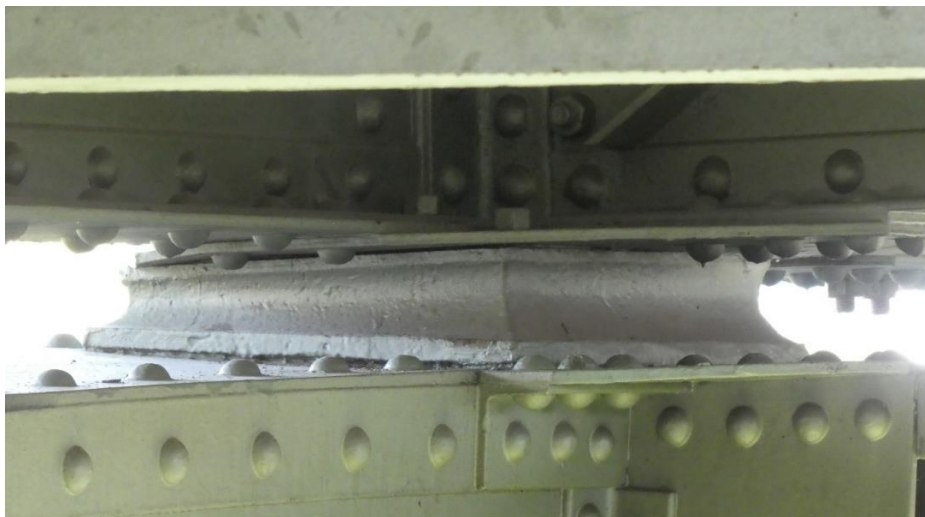


Bild des Stahlgusslager im Kleinen Bogen (Ist-Zustand)

Abschernachweis über 4 Schrauben in der oberen sowie unteren Fuge (Annahme, dass die Verbindungen oben und unten gleich sind):

Durchmesser, Festigkeit und Anzahl der mitwirkenden Schrauben konnte nicht abschliessend ermittelt werden.

Nachweis Scherwiderstand im Scheitelpunkt untere und obere Fuge

$$V_d = 267 \text{ kN}$$

Scherwiderstand ($F_{v,Rd}$) mittels mind. 4 Schrauben $\Pi 24$.

$$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot \frac{f_{ub} \cdot A}{\gamma_{M_2}} = 0,6 \cdot \frac{360 \cdot 353}{1,25} \cdot 10^{-3}$$

$$= 61 \text{ kN}$$

Nachweis: $N_d = 267 \text{ kN} > 244 \text{ kN} = 4 \cdot 61 \text{ kN} = F_{v,RdTotal}$

(Die Kraft der Gleitsicherheit wird vernachlässigt)

Nachweis $\frac{267}{244} = 1,09 > 1,00 \Rightarrow 9\% \text{ überschritten}$

Scherwiderstand ist überschritten. Der Erfüllungsfaktor $\alpha_{eff} = 244 / 267 = 0,91 = \text{ungenügend}$

Gleitsicherheit:

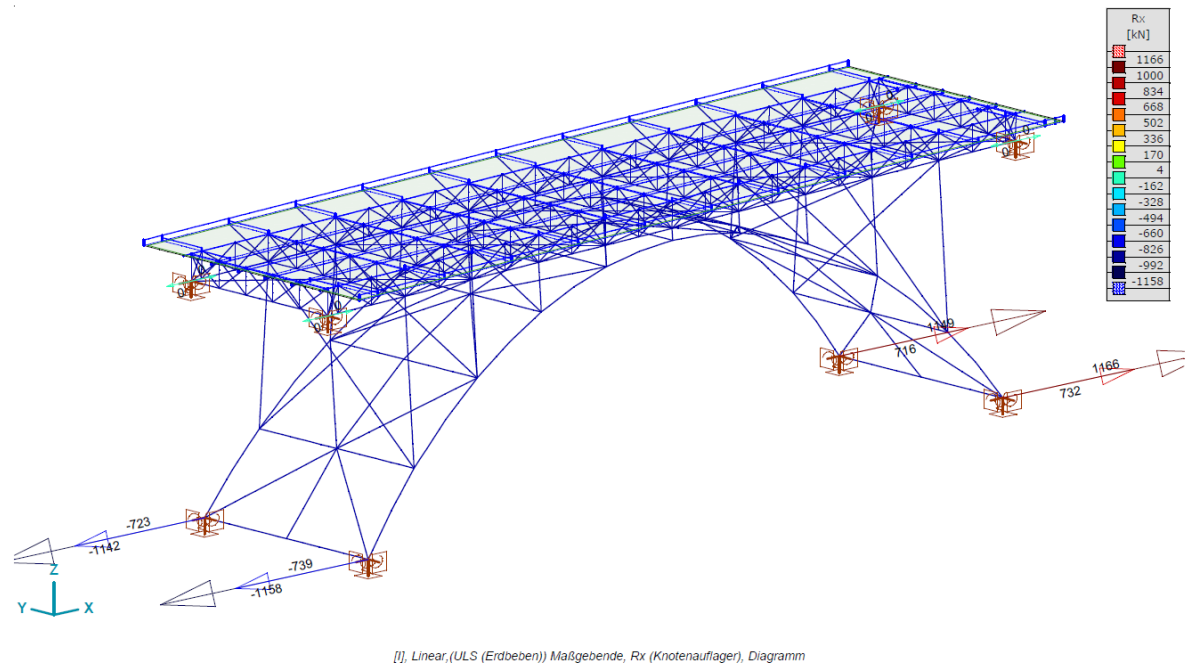
$$F_{GRd} = N_d \cdot \frac{\mu_k}{\gamma_{\mu}} = 167 \cdot \frac{0,4}{2,0} = \frac{33,4 \text{ kN}}{\text{sehr klein.}}$$

$$N_{dStütze} = -167 \text{ kN}$$

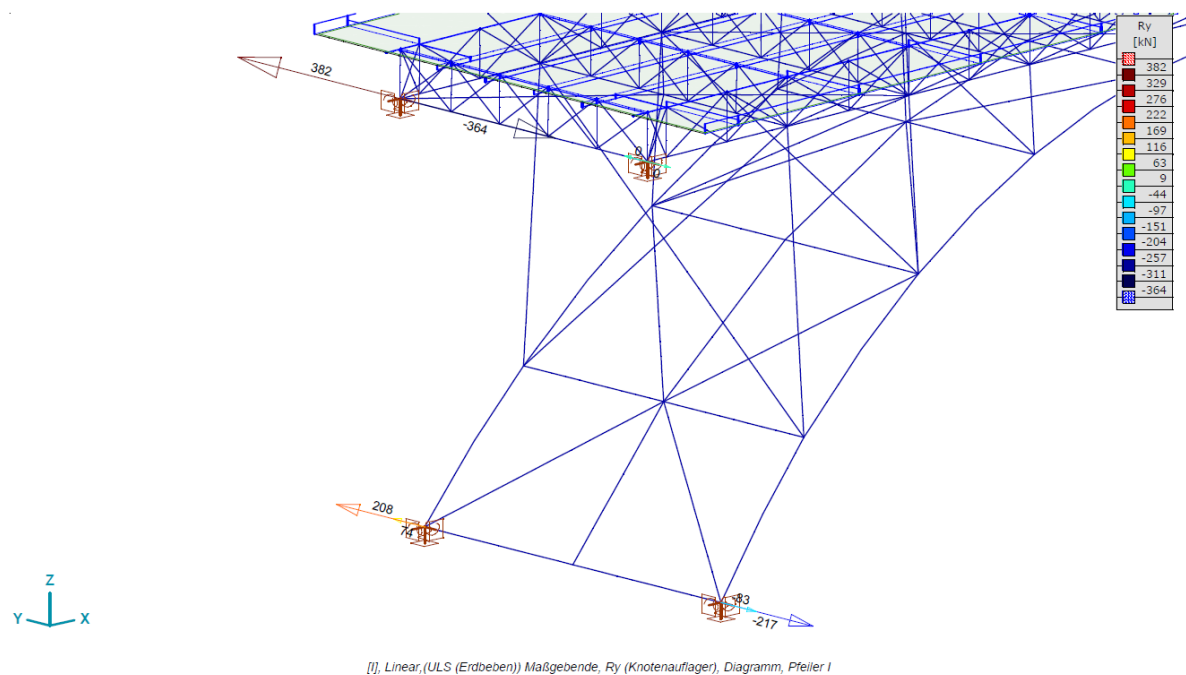
$\mu_k = 0,4$ für Stahl auf Stahl
 $\gamma_{\mu} = 2,0$ für Stahl auf Stahl

} nach Norm
EN 1337-1 (2000)

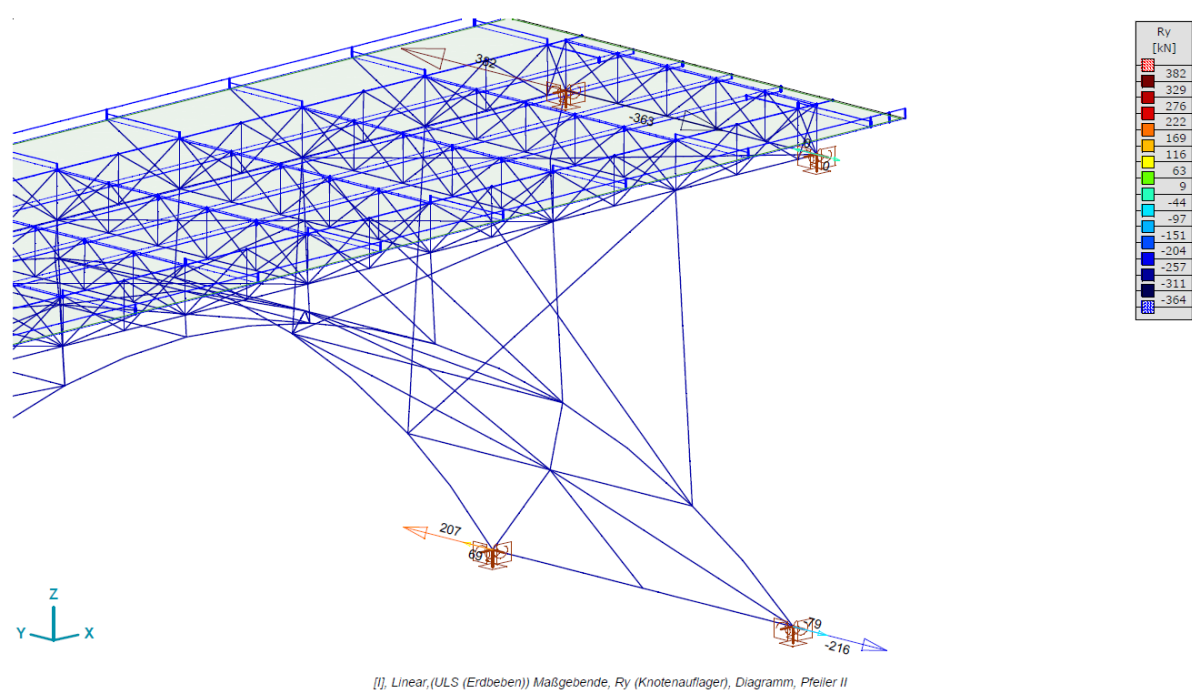
Lagerkräfte in x-Richtung (Pfeiler I und II):



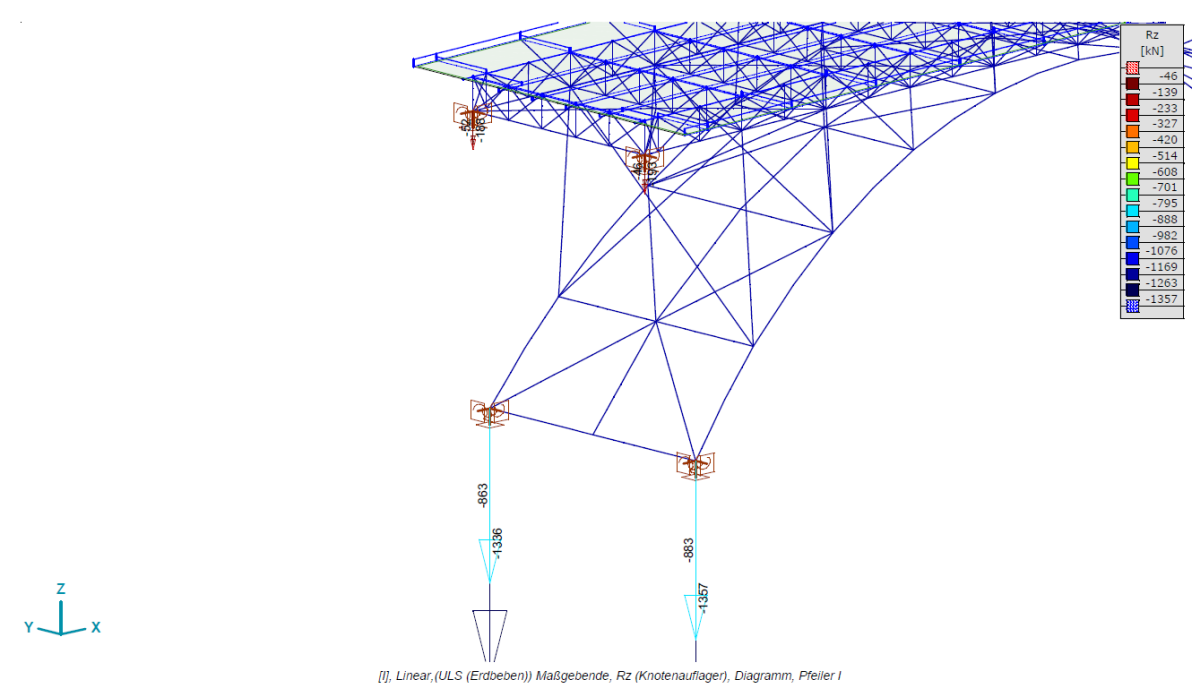
Lagerkräfte in y-Richtung (Pfeiler I):



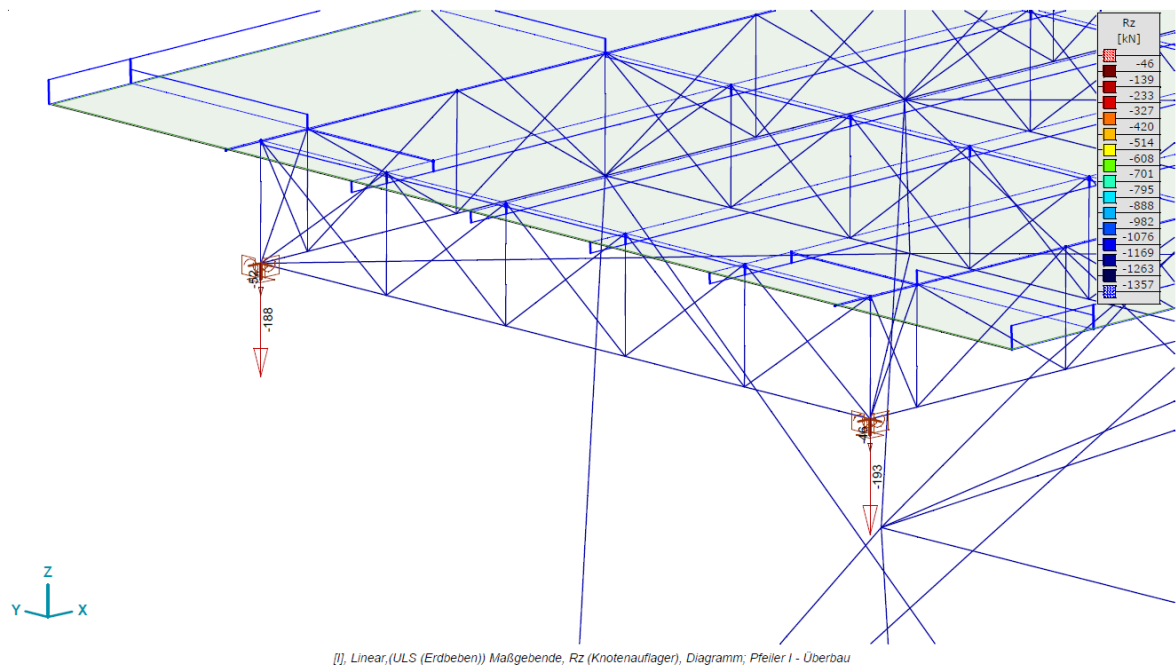
Lagerkräfte in y-Richtung (Pfeiler II):



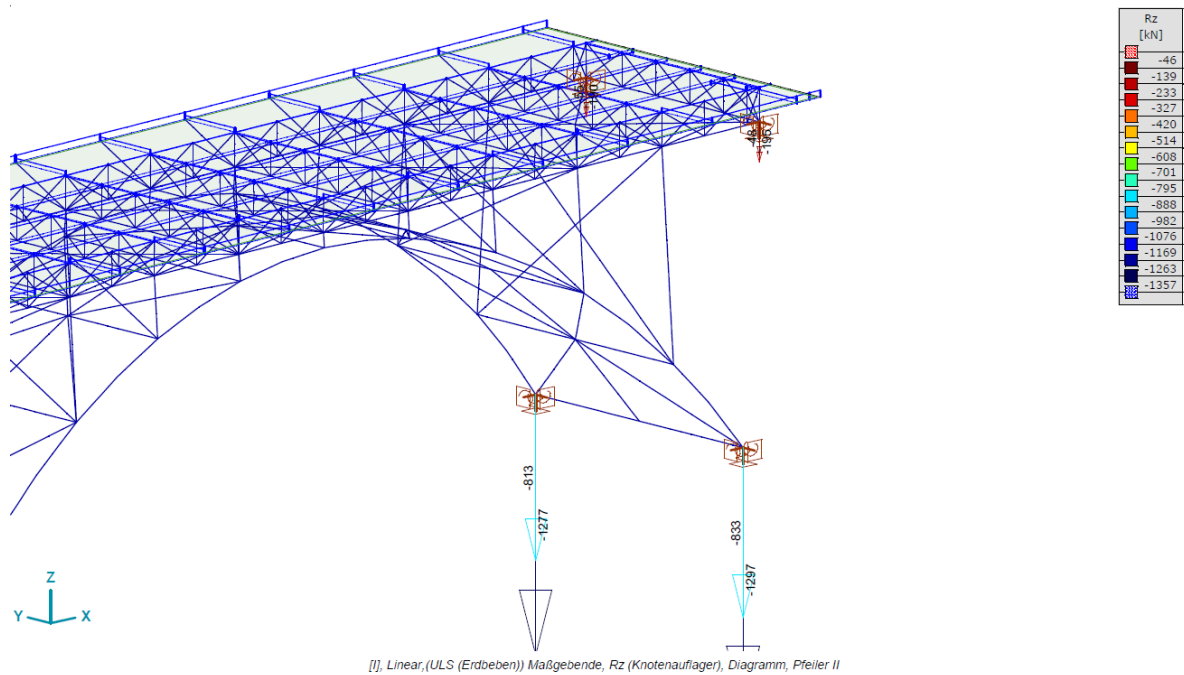
Lagerkräfte in z-Richtung (Pfeiler I):



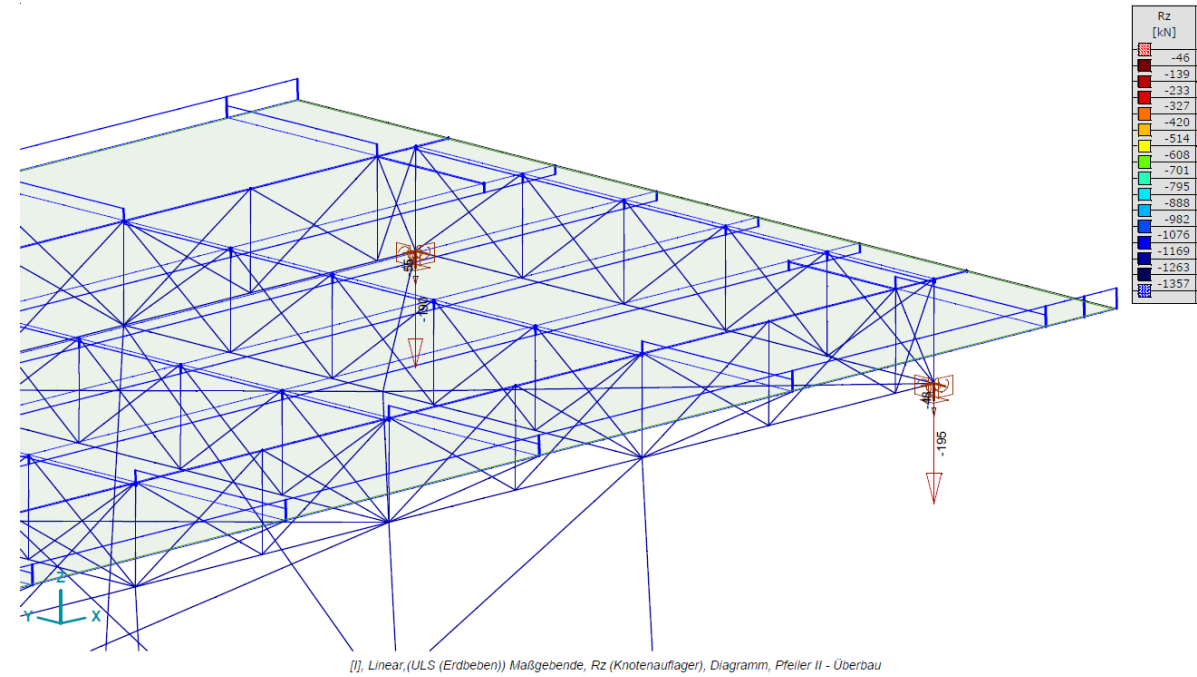
Lagerkräfte in z-Richtung (Pfeiler I – Überbau):



Lagerkräfte in z-Richtung (Pfeiler II):

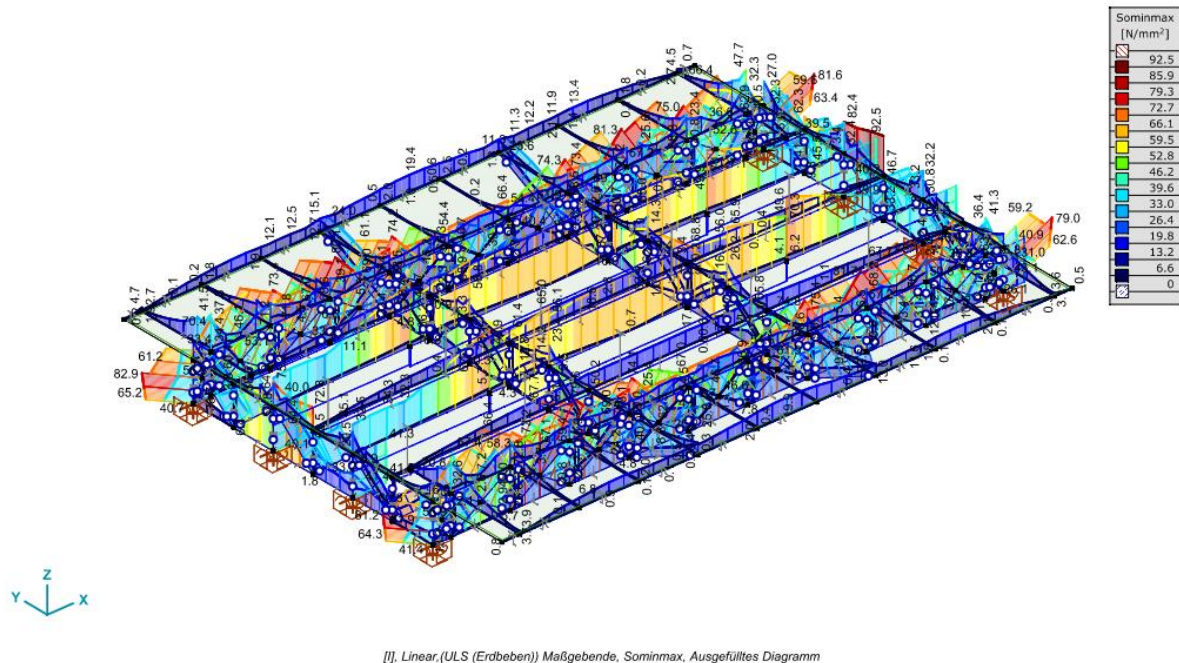


Lagerkräfte in z-Richtung (Pfeiler II – Überbau):



Endfeld:

Gesamtübersicht: (Spannungszustand nach von Mises)



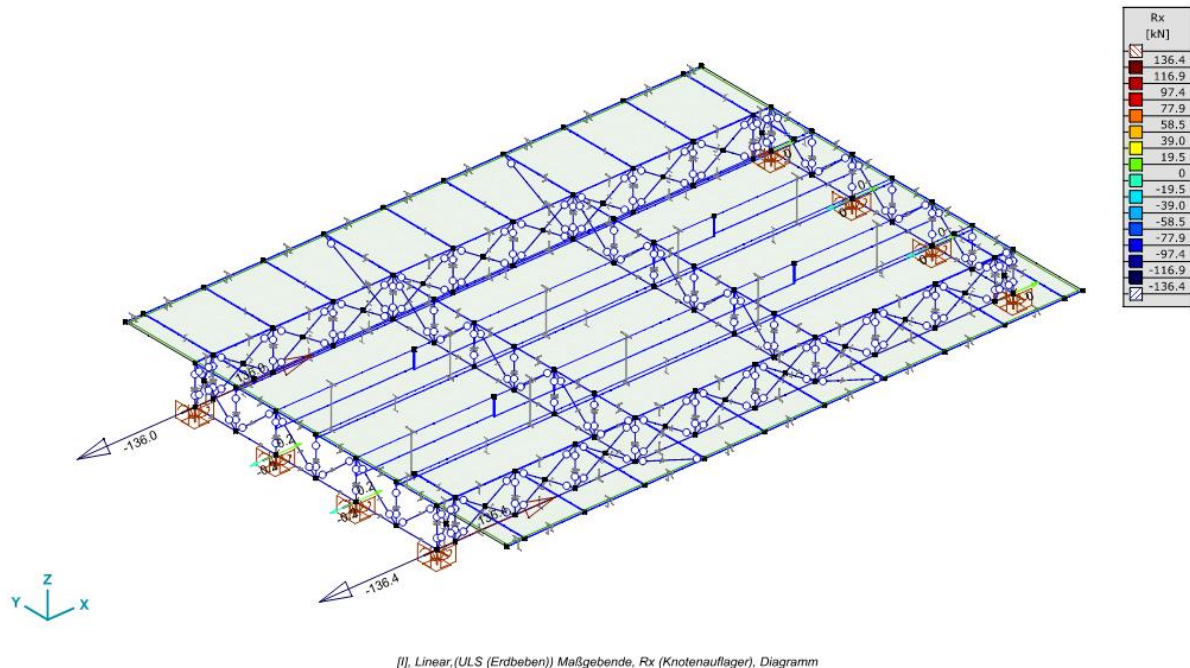
Nachweis: (mit spezielle definierte «Grenzspannung»)

Max. Spannung am Brutto-QS $\sigma_{\text{brutto}} = 92.5 \text{ N/mm}^2 < \eta f_y / \gamma_{M1} = 0,75 \cdot 240 / 1,10 = 164 \text{ N/mm}^2$

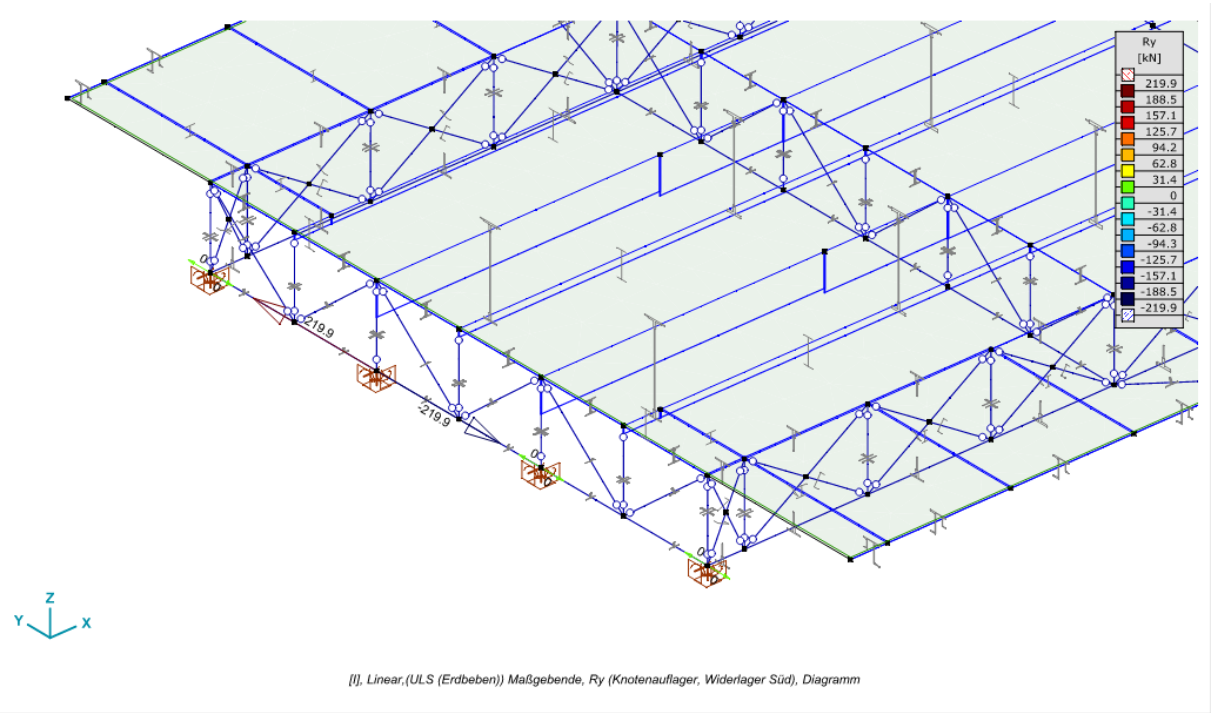
Spannungsnachweis ist erfüllt.

Der Erfüllungsfaktor $\alpha_{\text{eff}} = 164 / 92.5 = 1.77 = \boxed{\text{OK}}$

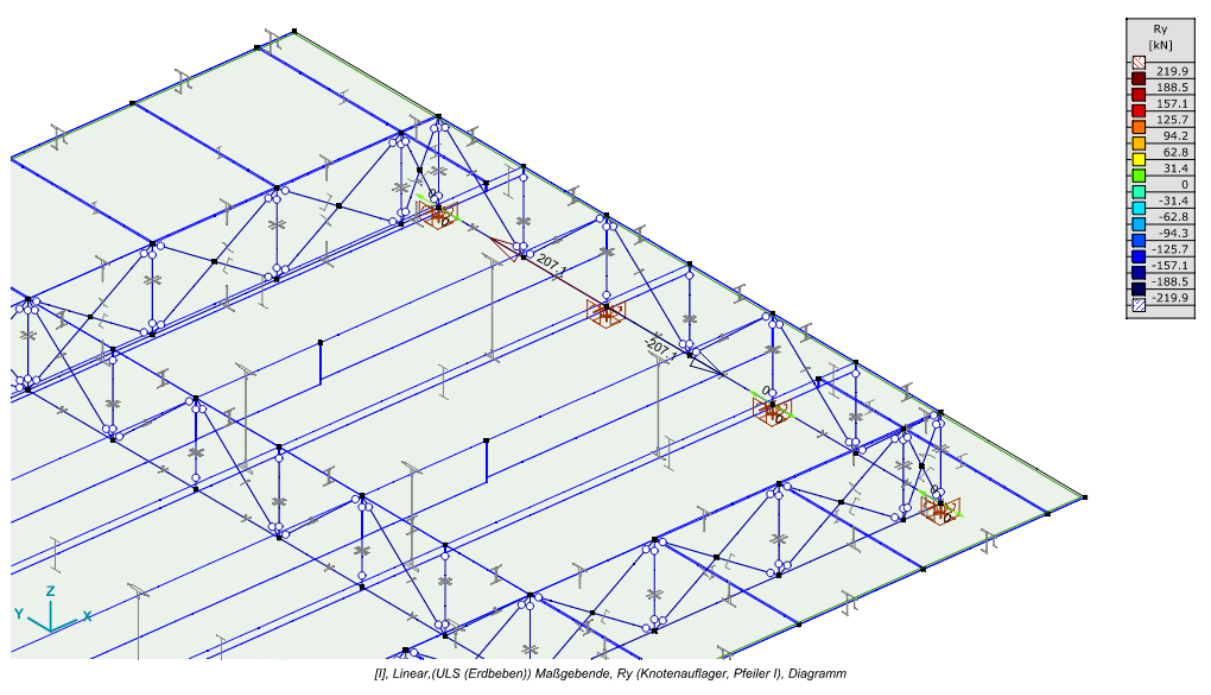
Lagerkräfte in x-Richtung:



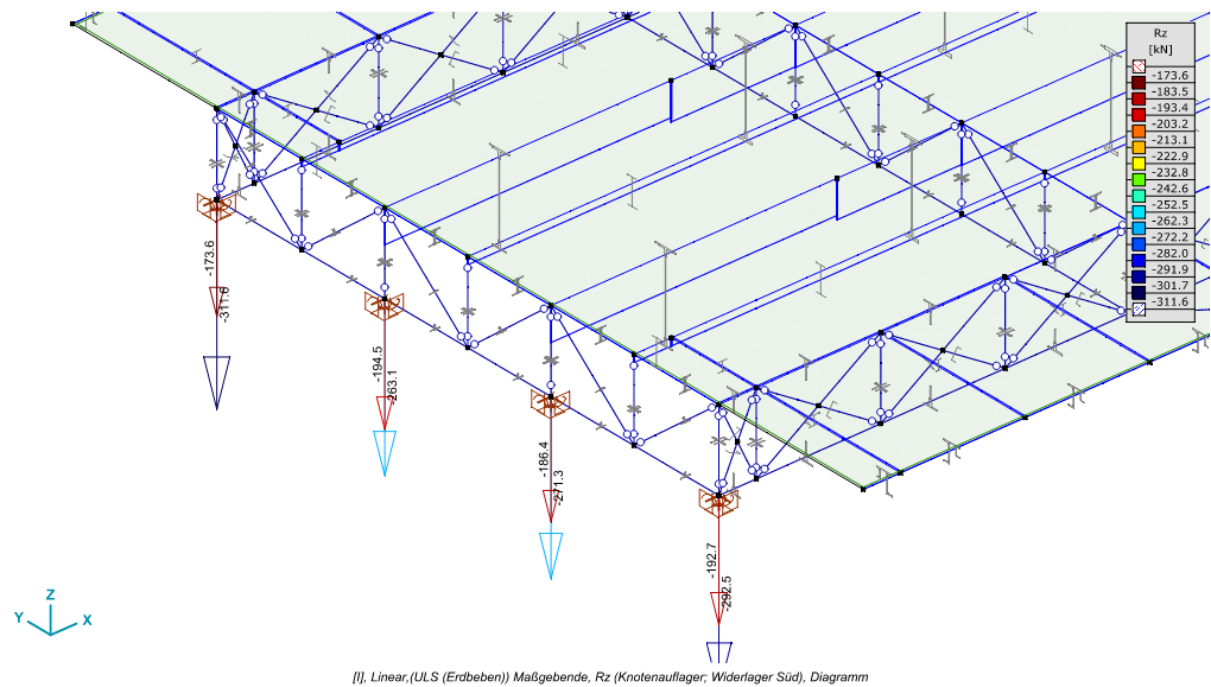
Lagerkräfte in y-Richtung (Widerlager Süd):



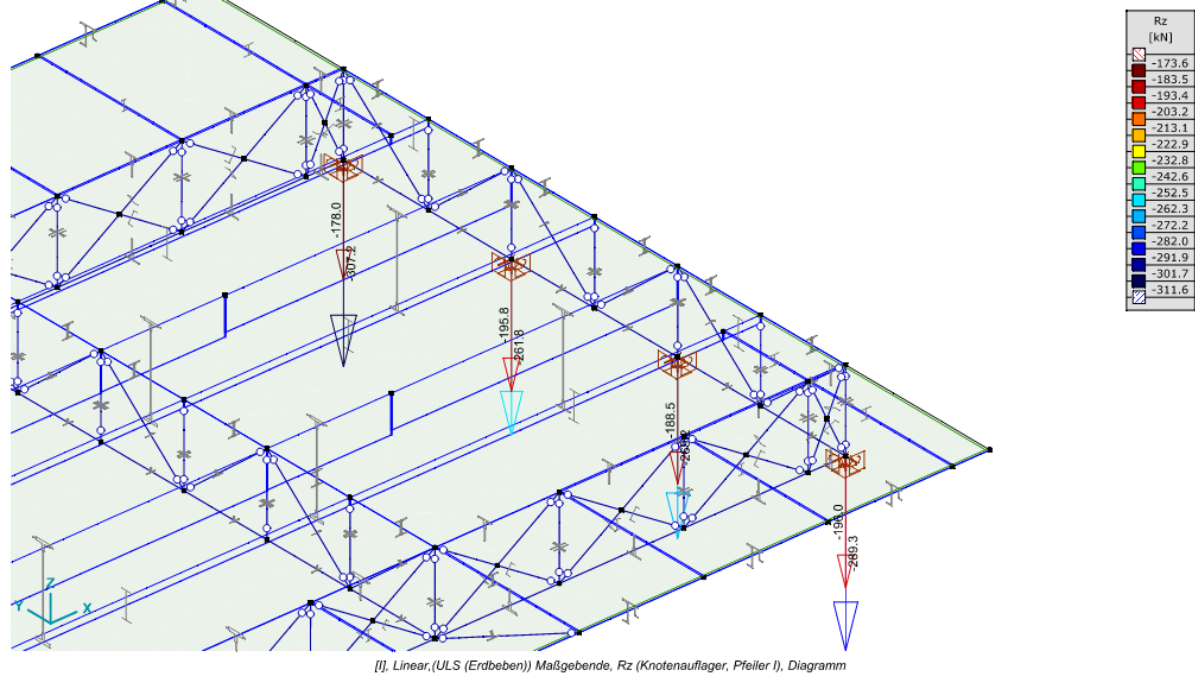
Lagerkräfte in y-Richtung (Pfeiler I):



Lagerkräfte in z-Richtung (Widerlager Süd):



Lagerkräfte in z-Richtung (Pfeiler I):



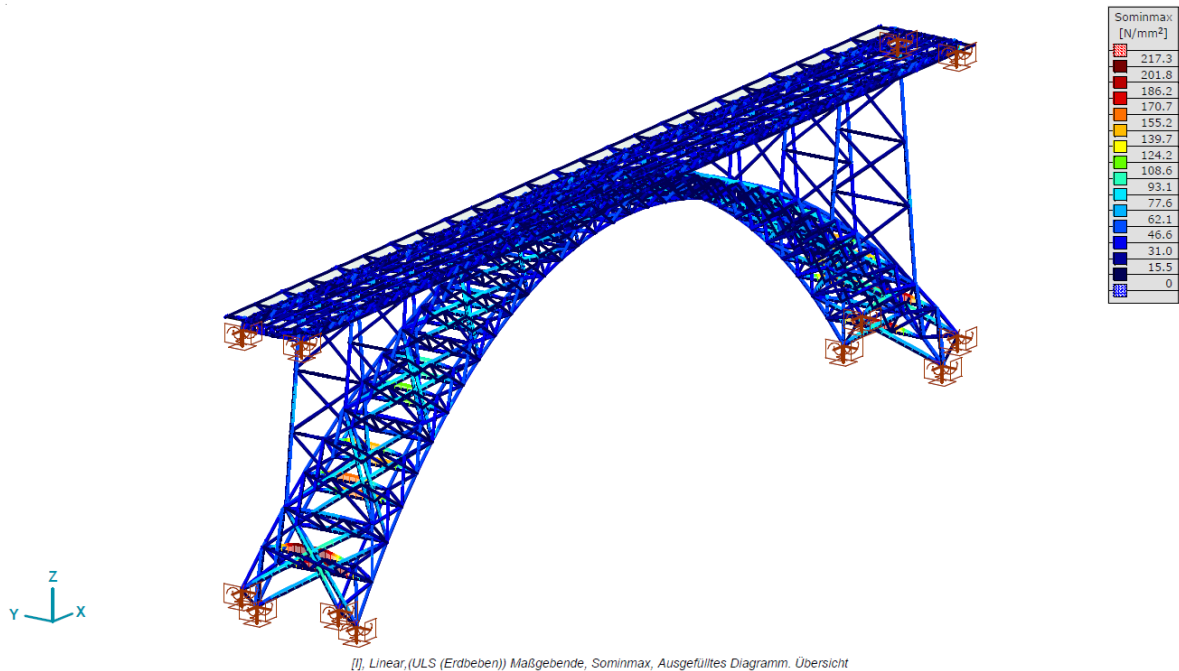
Anhang E: Nachweise der Resultatauszüge ohne Führungslager im Oberbau

Die Überprüfung aller Stab-Querschnitte für den Fall der Erbbebeneinwirkung ohne Führungslager im Oberbau hat zu sehr ähnlichen Resultaten wie im Anhang D (Zusammenstellung und Nachweise der Resultatauszüge der Stahlbauteile) geführt. Es kann gesagt werden, dass auch nach dem Versagen bzw. Ausfall der Führungslager alle Stahlbauteile immer noch voll funktionstüchtig sind und einen genügenden Erfüllungsfaktor gemäss Anhang D aufweisen. Folglich werden hier im Anhang E nur die wichtigsten Resultatübersichten dargestellt.

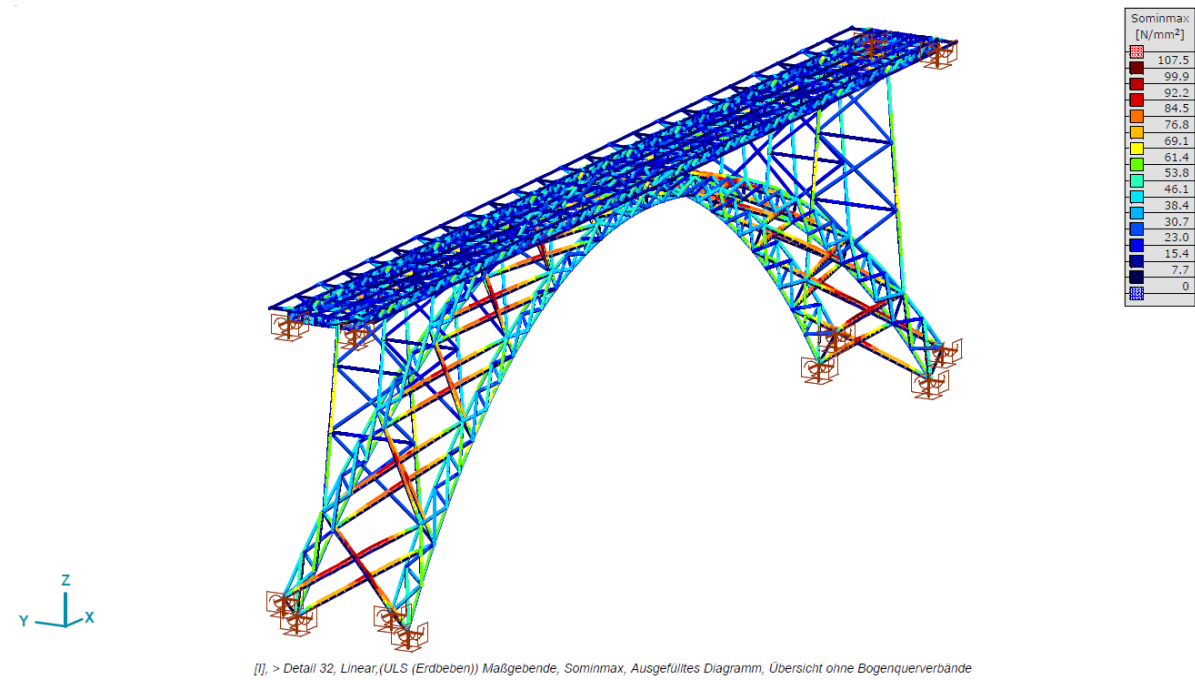
Zudem kann mit den auftretenden Verschiebungen des Oberbaus gezeigt werden, dass die Bemessungswerte sehr klein bzw. kleiner als die Verschiebungskapazitäten der Widerlagerbänke sind. Unter dieser Voraussetzung ist ein Fallen des Oberbaus verhindert. Es sind keine zusätzlichen Massnahmen erforderlich.

Grosser Bogen:

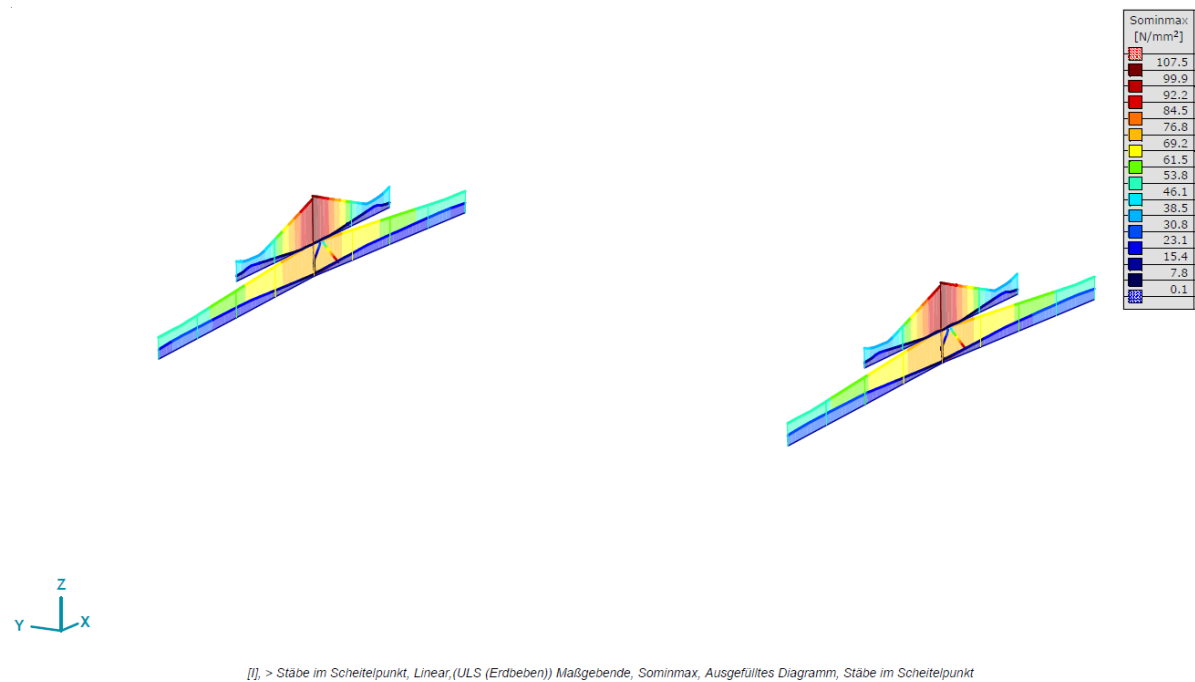
Gesamtübersicht: (Spannungszustand nach von Mises)



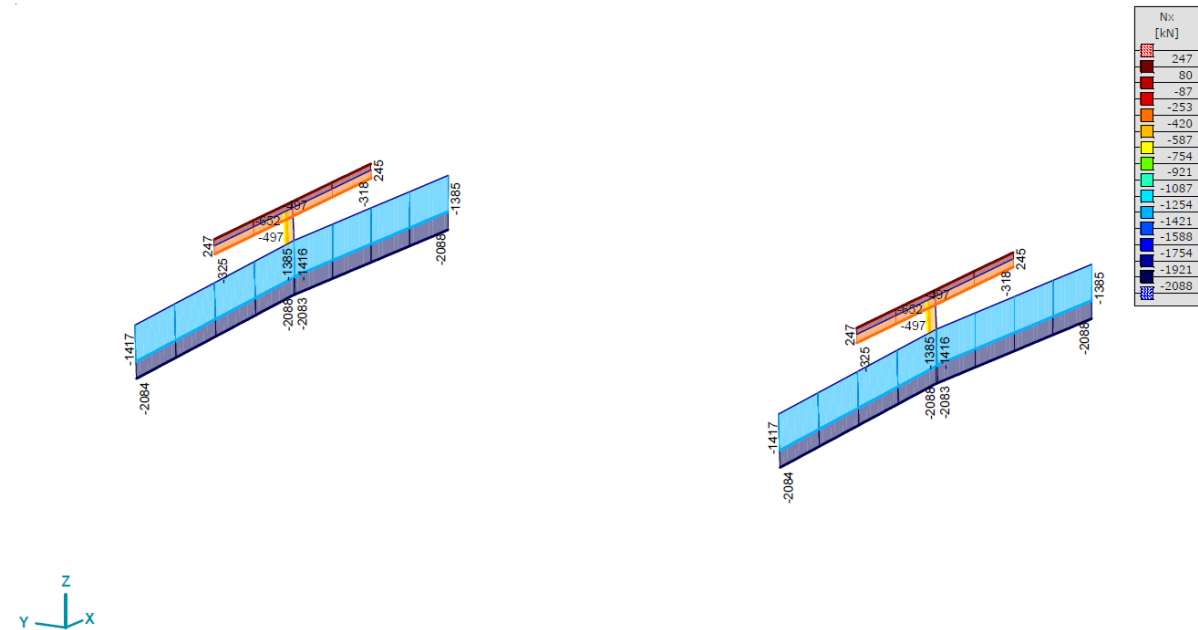
Gesamtübersicht ohne Bogenquerverbände:



Stäbe im Scheitelpunkt:

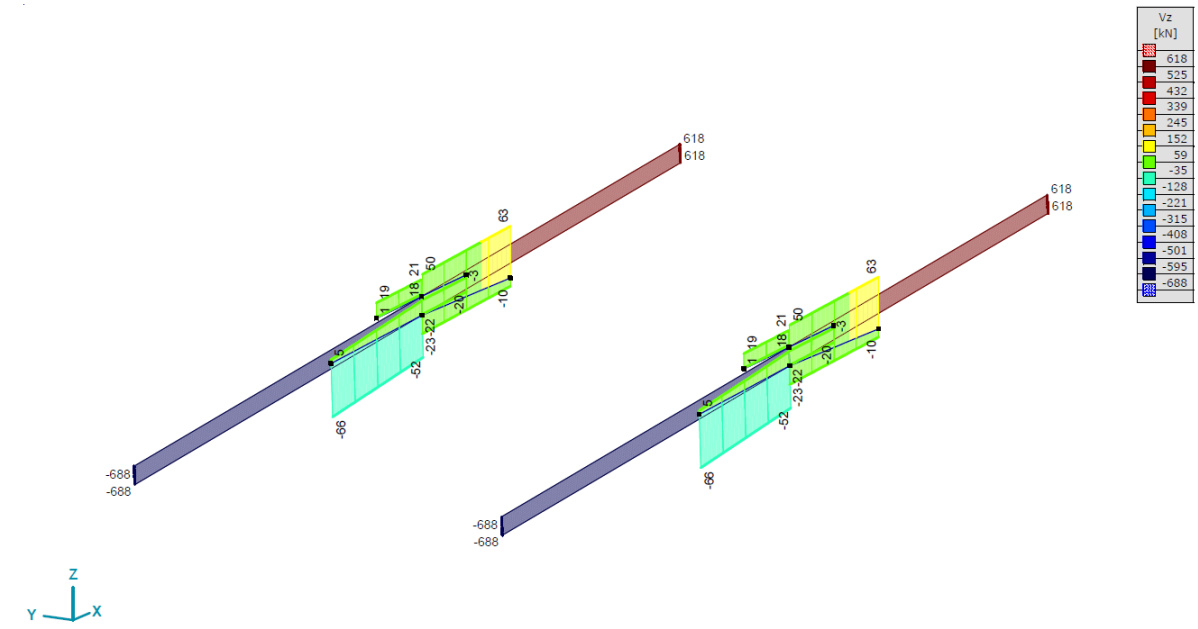


Nachweis der Kraftübertragung im Scheitelpunkt:
(Stab-Normalkräfte)



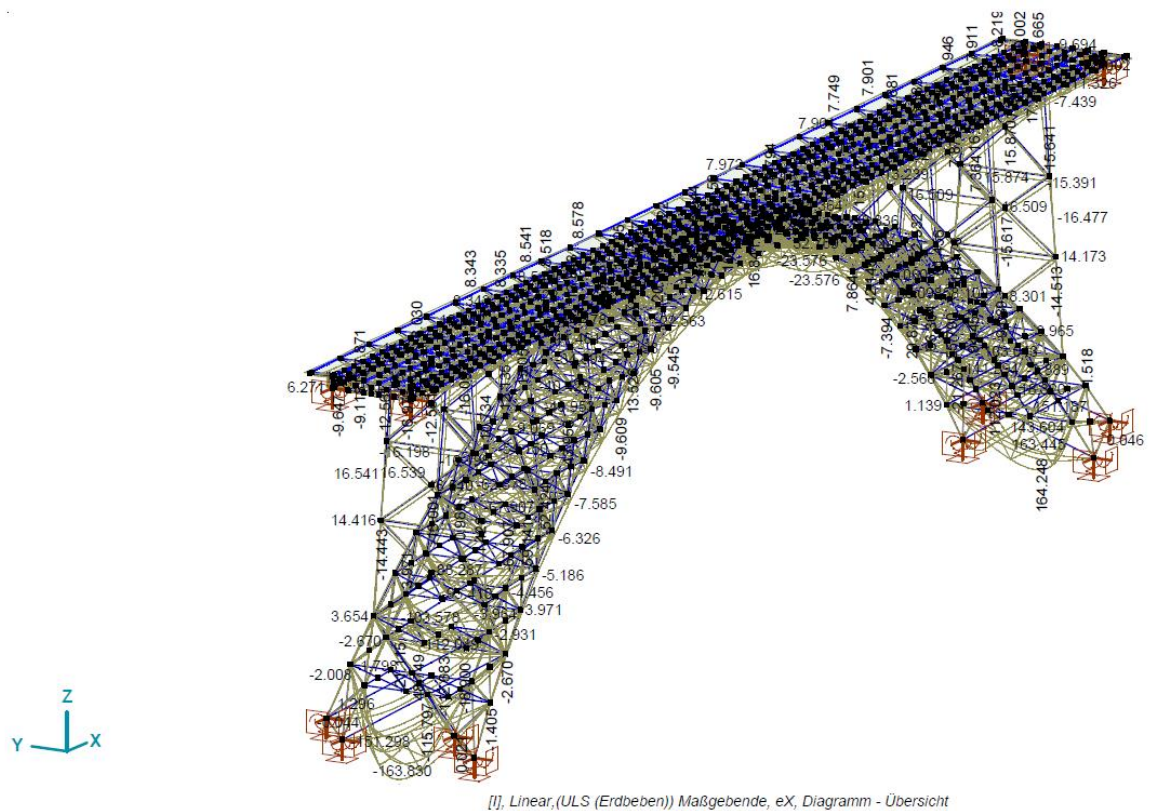
[I], > Stäbe im Scheitelpunkt, Linear,(ULS (Erdbeben)) Maßgebende, Nx, Ausgefülltes Diagramm, Scheitelpunktstäbe

Nachweis der Kraftübertragung im Scheitelpunkt:
(Stab-Querkräfte)



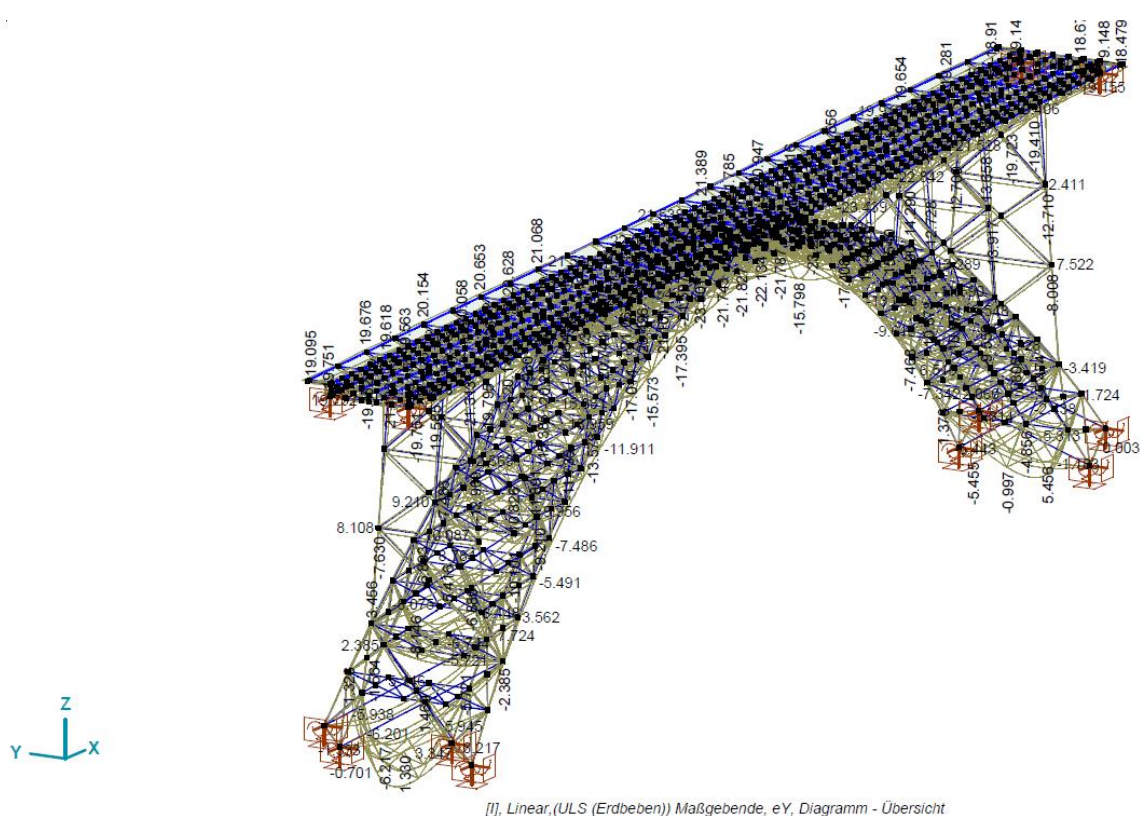
[I], > Stäbe im Scheitelpunkt, Linear,(ULS (Erdbeben)) Maßgebende, Vz, Ausgefülltes Diagramm

Verschiebung in x-Richtung:



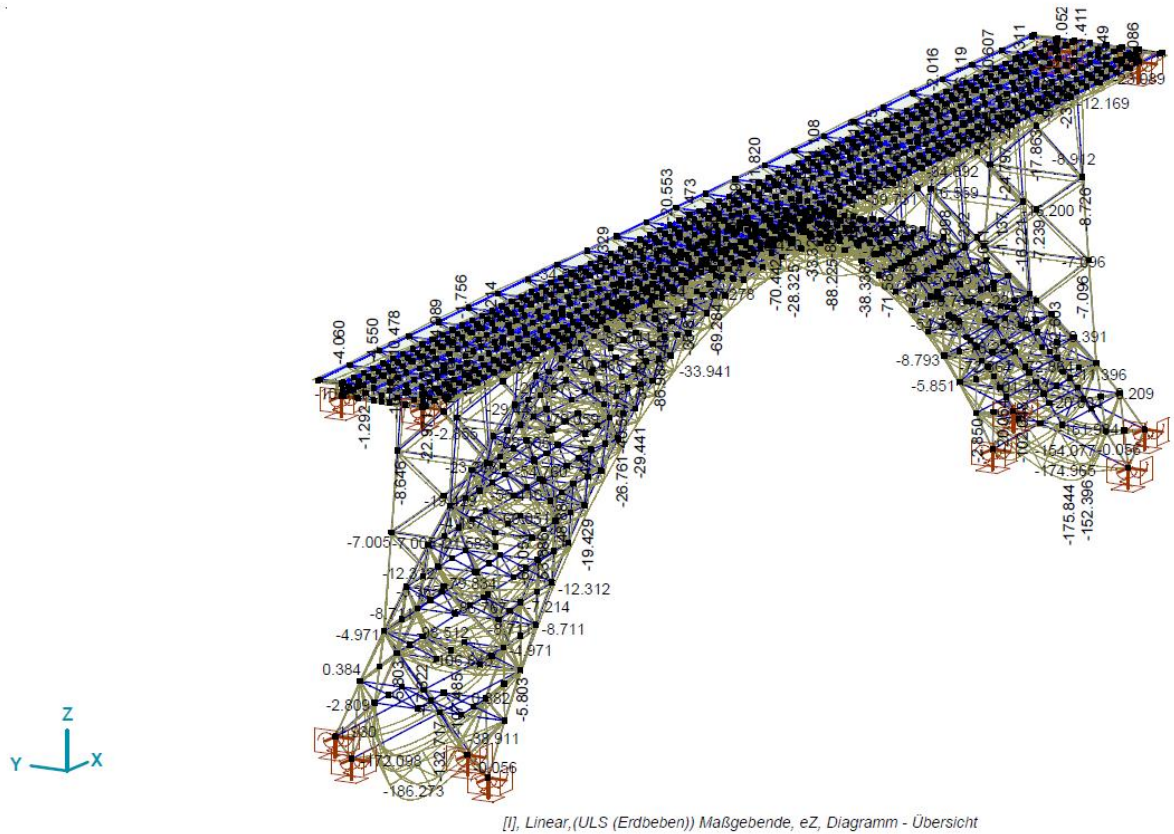
Verschiebung im Oberbau in x-Richtung ca. 10 mm (sehr klein)

Verschiebung in y-Richtung:



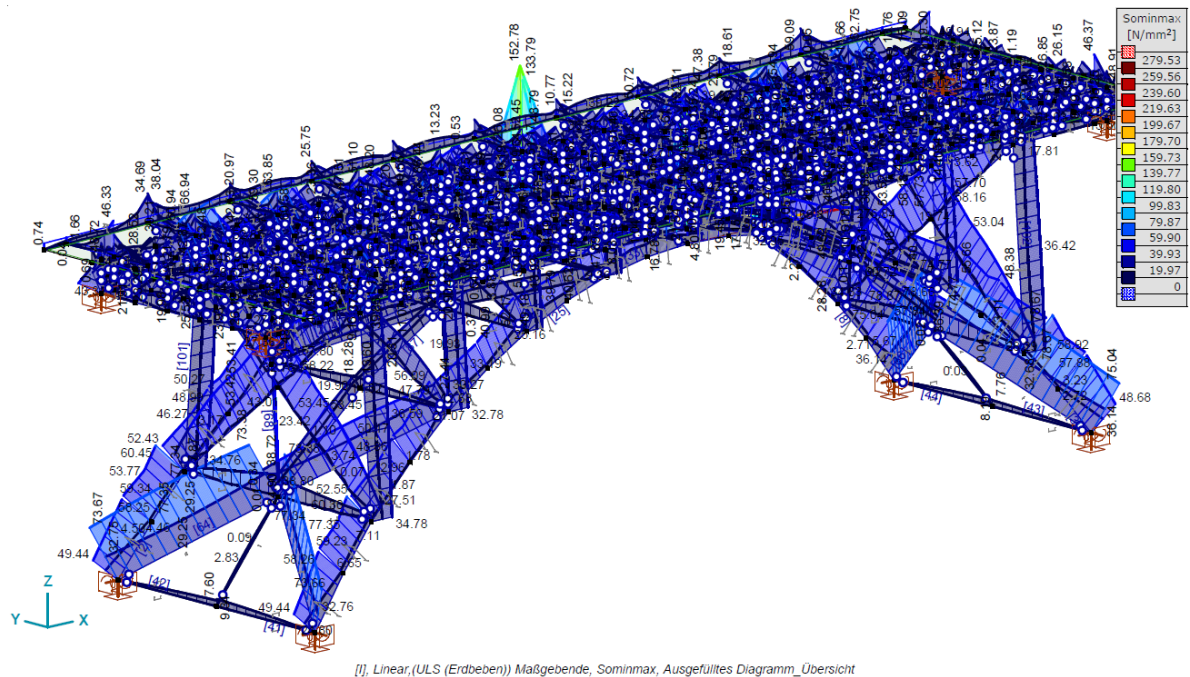
Verschiebung im Oberbau in y-Richtung ca. 20 mm (sehr klein)

Verschiebung in z-Richtung:

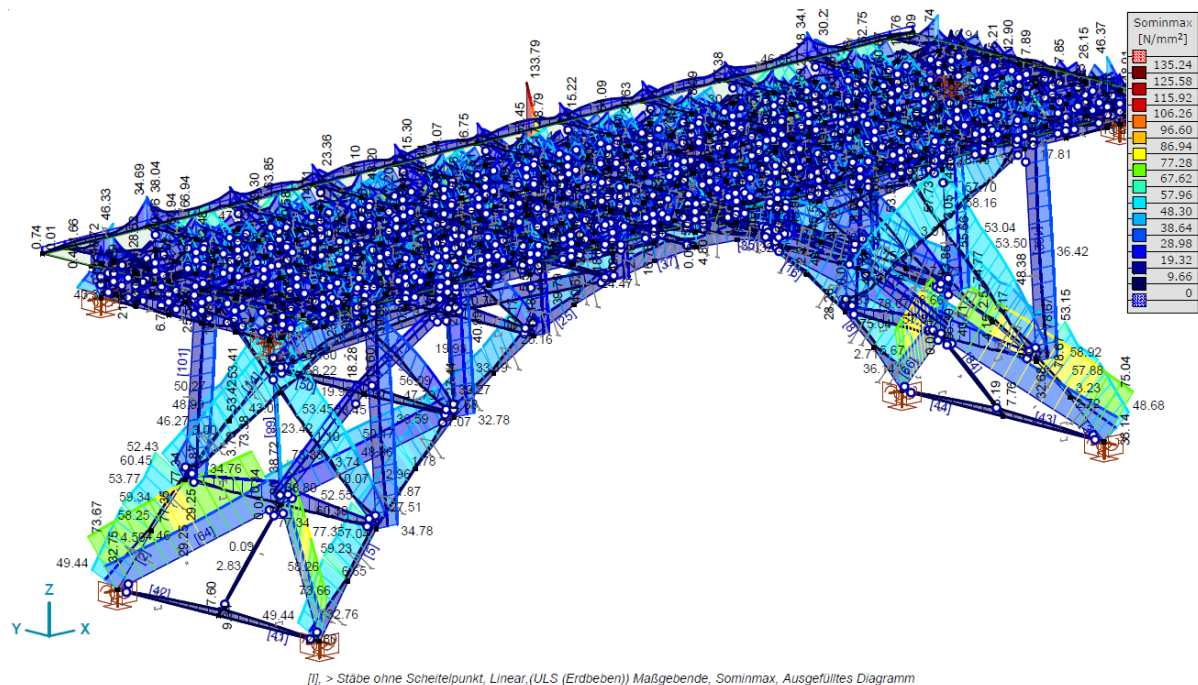


Kleiner Bogen:

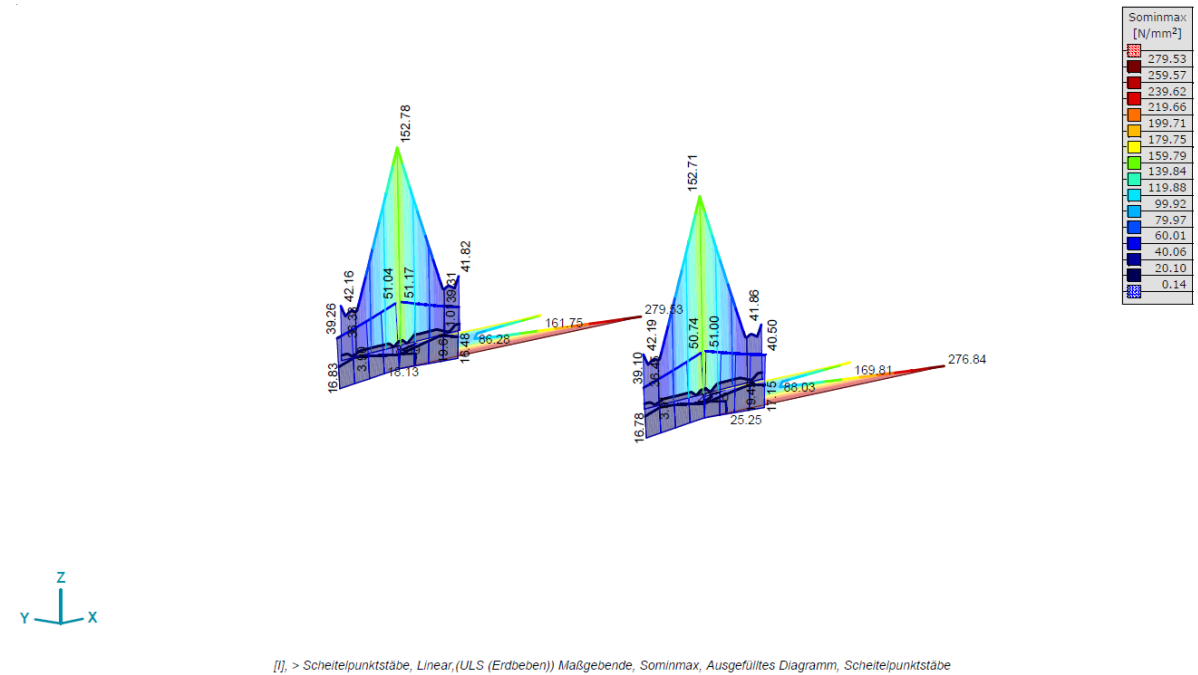
Gesamtübersicht: (Spannungszustand nach von Mises)



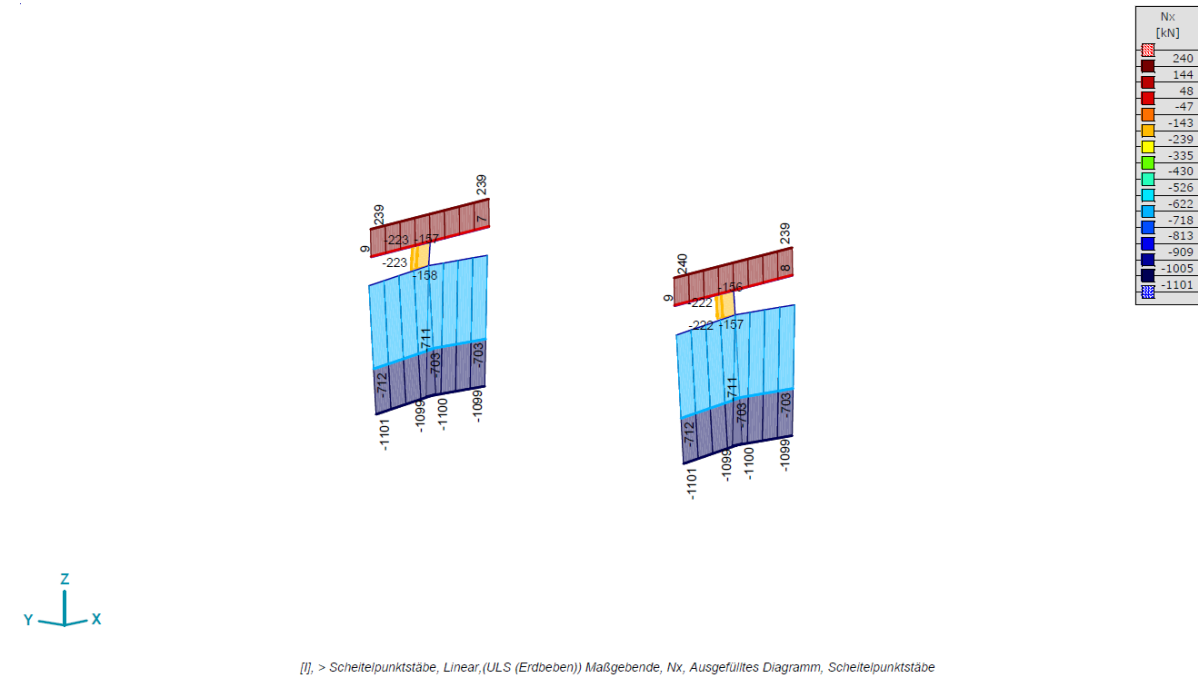
Gesamtübersicht ohne Stäbe im Scheitelpunkt:



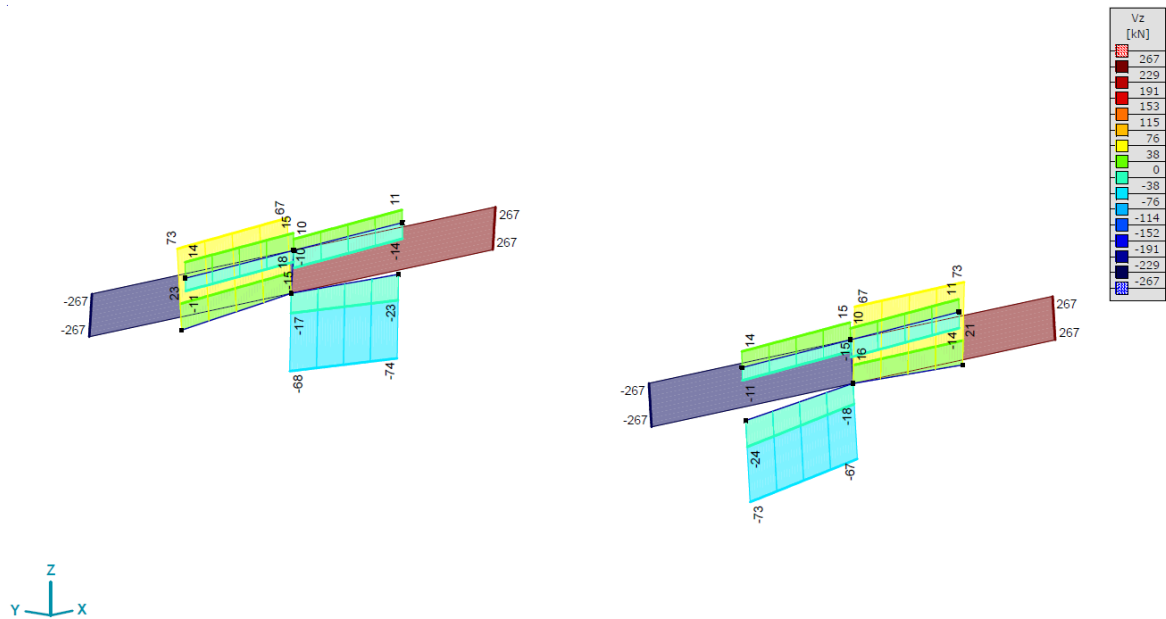
Stäbe im Scheitelpunkt:



Nachweis der Kraftübertragung im Scheitelpunkt:
(Stab-Normalkräfte)

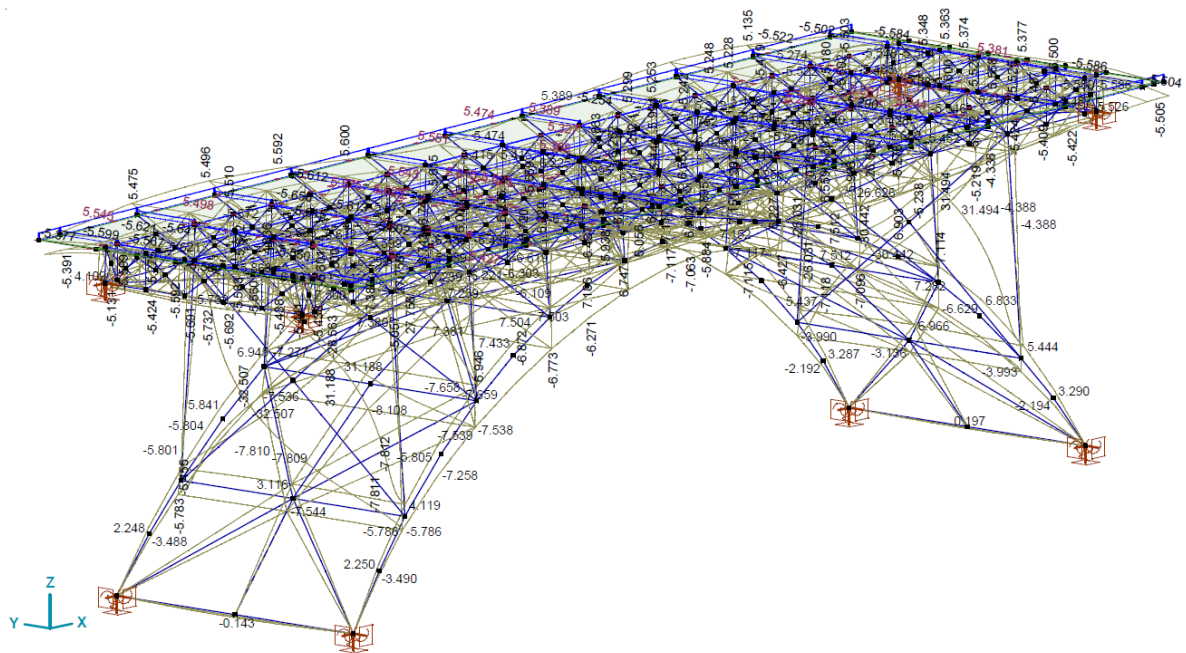


Nachweis der Kraftübertragung im Scheitelpunkt: (Stab-Querkräfte)



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

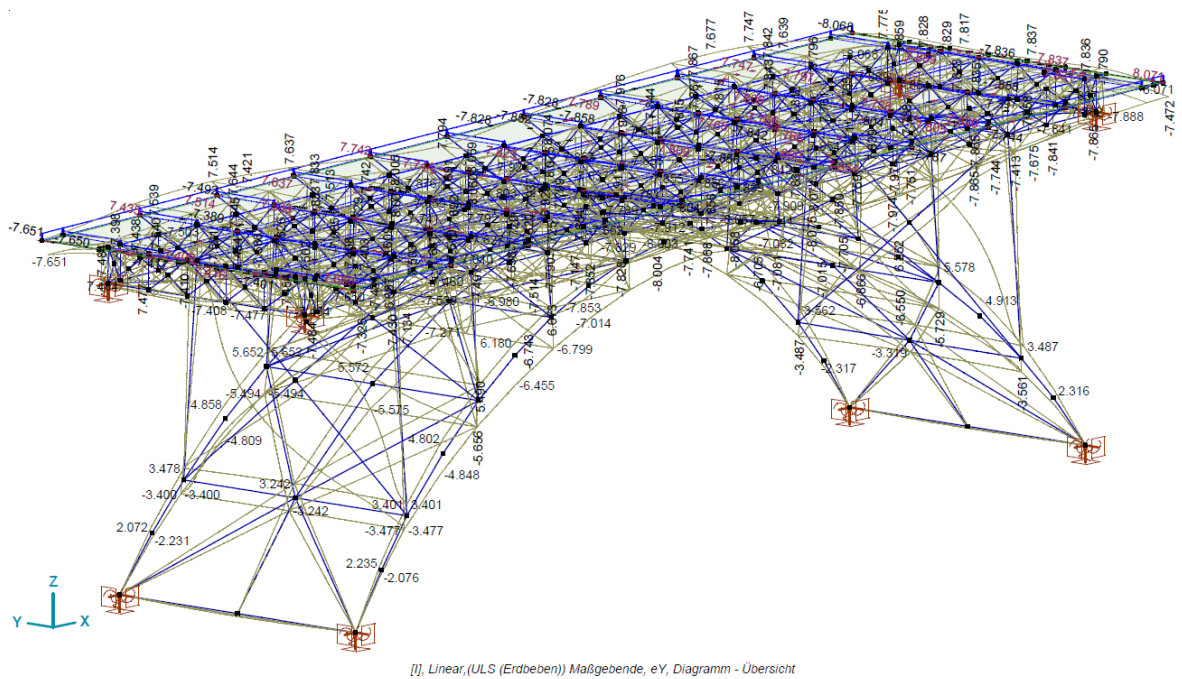
Verschiebung in x-Richtung:



[I], Linear,(ULS (Erdbeben)) Maßgebende, eX, Diagramm - Übersicht

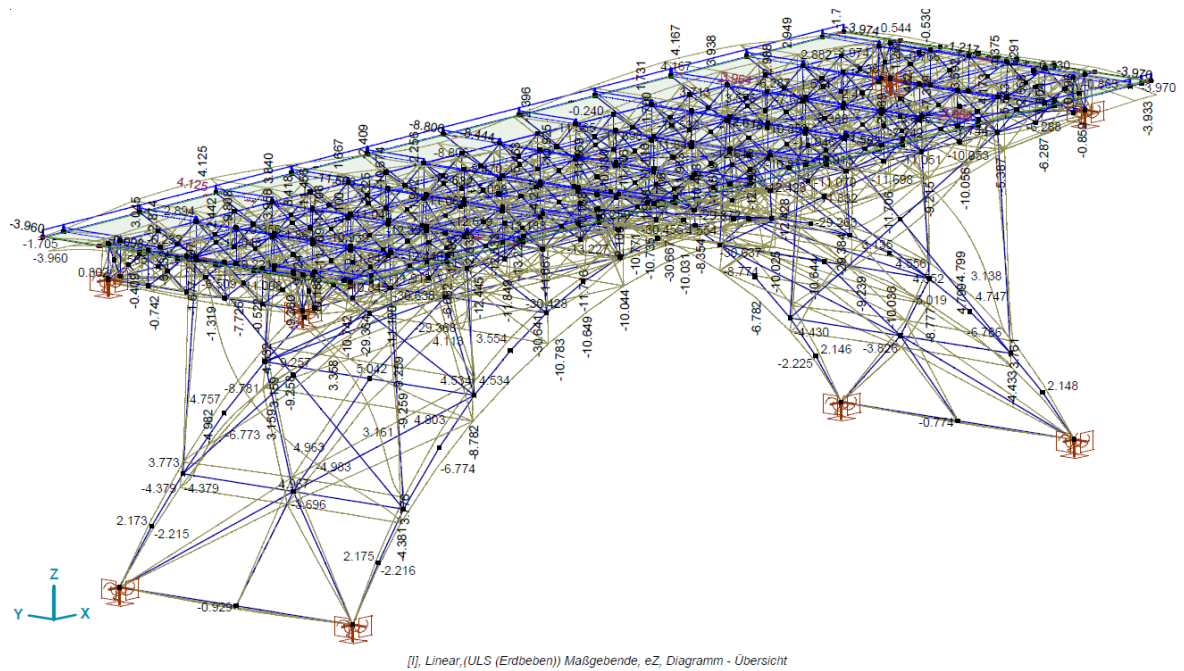
Verschiebung im Oberbau in x-Richtung ca. 6 mm (sehr klein)

Verschiebung in y-Richtung:



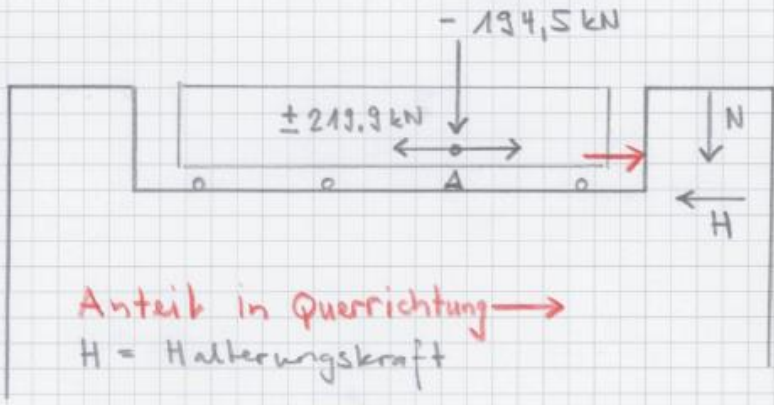
Verschiebung im Oberbau in y-Richtung ca. 8 mm (sehr klein)

Verschiebung in z-Richtung:



Endfeld:

Vereinfachter Nachweis der Abtragung der Erdbebenkräfte in Querrichtung:



Anteil in Querrichtung →
H = Halterungskraft

Nachweis: Anteil in Querrichtung $\leq H$ sein.
(Die Verankerung des Topflager wird vernachlässigt)

Anteil in Querrichtung: 219,9 - Reibungswiderstand

$$219,9 - \frac{194,5 \cdot \frac{0,6}{1,2}}{97,25 \text{ kN (EN 1337-2000)}} = 122,65 \text{ kN}$$

N = (Abmessung aus Grundlagenpläne, Anhang B)

$$= 2,275 \times 2,25 \times 1,68 \times 24 \text{ kN/m}^3 = 206 \text{ kN}$$

(Sandstein)

H = (Annahme mit Mauerwerksreibungskoeffizient $\mu_d = 0,6$, ungünstig Annahme) (SIA 266)

$$= 206 \text{ kN} \cdot 0,6 = 123,6 \text{ kN}$$

Nachweis: Anteil in Querrichtung = 122,65 < 123,6 = Halterungskraft

o.k.

Anhang F: Zusammenfassung und Nachweise der Resultatauszüge der Pfeiler

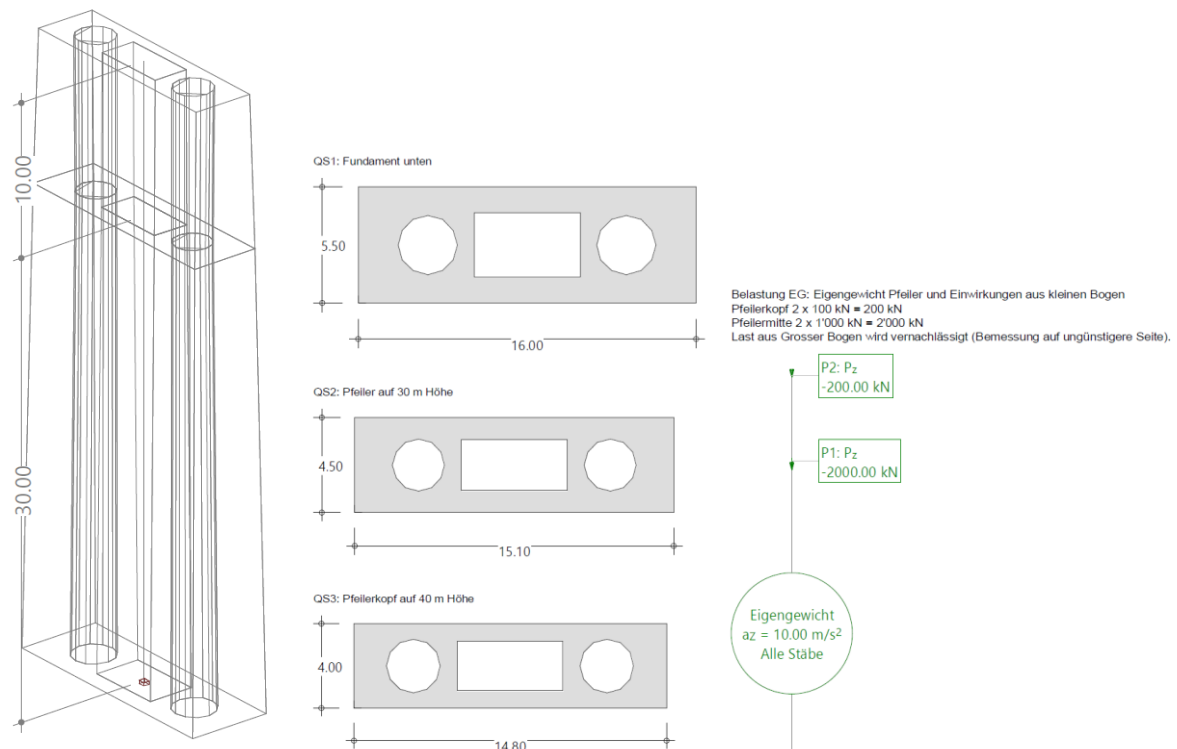
Die rechnerische Überprüfung der Pfeiler II und IV für die Erdbebenbemessung erfolgt durch Anwendung des Antwortspektrenverfahrens mithilfe des Programms Cubus «Statik-8».

Die detaillierten Resultate sind im Folgenden dargestellt.

Pfeiler II:

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

Struktur - Pfeiler II



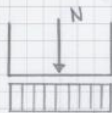
Die Steifigkeit des Pfeilers wird durch den angenommenen E-Modul von 10 kN/mm^2 bestimmt. Anhand der Formel (2) der SIA 266/2:2012 kann abgeschätzt werden, dass der E-Modul auch bei einer sehr hohen Mauerwerksdruckfestigkeit von 40 N/mm^2 nicht höher als 11 kN/mm^2 ausfällt. Es wird keine Abminderung der Pfeilersteifigkeit infolge Rissbildung berücksichtigt, da von einem vollständig überdrückten Querschnitt ausgegangen wird.

Die elastische Nachgiebigkeit und der Steifigkeitsabbau bei «kurz vor klaffender Fuge» ist insbesondere bei der Überprüfung des Pfeilers II in der Modellierung berücksichtigt worden, um eine realistische Beschreibung der Beanspruchungszustände im Pfeiler und in der Fundation zu erzielen.

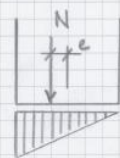
Berechnungsverfahren Sohlendruck / Federstiffigkeit Fundament

$k_s = 100'000 \text{ kN/m}^3$ (Annahme)

Sohlengrundfläche $a = 5,00 \text{ m}$
 $b = 16,00 \text{ m}$

$\bar{\sigma}$ (bei mittiger Last) =  = Sohlendruck rechteckförmig

$$= \frac{N}{a \cdot b} = \frac{53'075 \text{ kN}}{5,00 \times 16,00} = 663 \text{ kN/m}^2$$

$\bar{\sigma}$ (bei Grenzfall für ständige Last) =  = Last auf Kernrand (kurz vor klaffende Fuge)

$(e = \frac{a}{6}) \approx (e = \frac{b}{6})$

Sohlendrucke dreieckförmig über volle Breite

$$\max = 2 \cdot \frac{N}{a \cdot b} = 2 \cdot \bar{\sigma} \text{ (bei mittiger Last)}$$

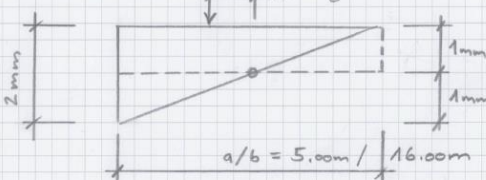
$\Delta \bar{\sigma}_{\text{Sohlendruck}} = \bar{\sigma} \text{ (mittiger Last)} = 663 \text{ kN/m}^2$

$\Delta z\text{-Richtung} = \frac{\Delta \bar{\sigma}}{k_s} = \frac{663}{100'000} = 0,00663 \text{ m} = 6,63 \text{ mm}$

Für die Bestimmung der Drehfedersteifigkeit der Fundament wird eine konservative Annahme (d.h. nicht zu weiche) einer Einsenkung von 1 mm des Fundamentrands getroffen:

Bestimmung Federstiffigkeit:

$N \cdot e = \frac{5}{6} = 0,83 \text{ m} \quad / \quad \frac{16,00}{6} = 2,67 \text{ m}$



$M_{(5m)} = N \cdot e \approx 53'075 \text{ kN} \cdot 0,83 = 44'229 \text{ kNm}$

$k_{s(5m)} = \frac{44'229 \text{ kNm}}{2/5000 \text{ rad}} = 1,106 \times 10^8 \approx 1 \times 10^8 \text{ kNm}$

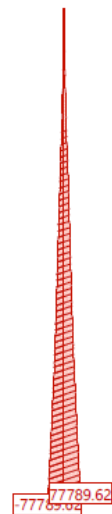
$M_{(16m)} = N \cdot e = 53'075 \text{ kN} \cdot 2,67 = 141'533 \text{ kNm}$

$k_{s(16m)} = \frac{141'533 \text{ kNm}}{2/16'000 \text{ rad}} = 1,132 \times 10^9 \approx 1 \times 10^9 \text{ kNm}$

▷ Die Berechnung berücksichtigt eine obere Grenze des Übertragbaren Einspannungsmoments, die sich aus der maximalen Exzentrizität der Vertikalkraft in der Sohlfuge ergibt.

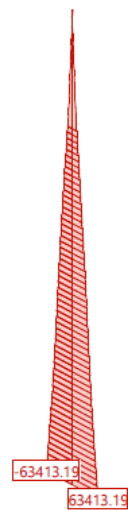
Biegemoment in x-Fundamentachse

Schnittkraftgrenzwerte My [kNm] für: asp - AS1_A1



Biegemoment in y-Fundamentachse

Schnittkraftgrenzwerte Mz [kNm] für: asp - AS1_A2



Normalkraft

Schnittkraftgrenzwerte N [kN] für: asp



Massgebende Exzentrizität der Normalkraft.

Nachweis Pfeilerstandsicherheit

Exzentrizität $e_{x/y} = \frac{M}{N}$

x-Richtung: $e_x = \frac{77'789,62}{53'075,81} = 1,47 \text{ m}$

Nachweis: $e_x = 1,47 \text{ m} > 0,91 \text{ m} = \frac{5,50}{6} = \frac{b_x}{6}$

y-Richtung: $e_y = \frac{63'413,19}{53'075,81} = 1,20 \text{ m}$

Nachweis: $e_y = 1,20 \text{ m} \leq 2,66 \text{ m} = \frac{16}{6} = \frac{b_y}{6}$

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

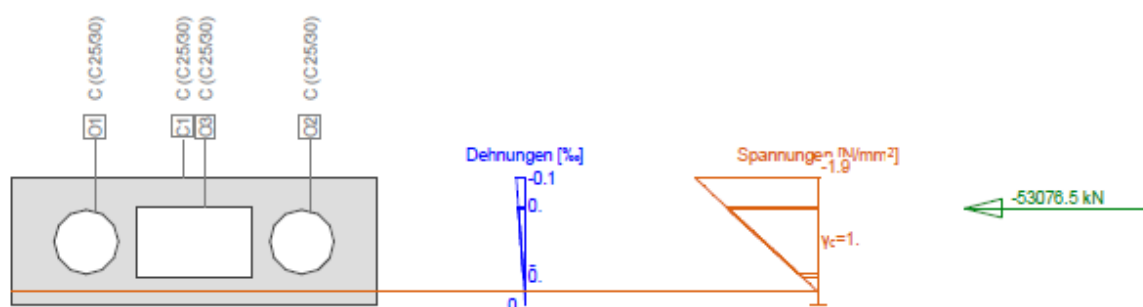
$$e_x = 1.47 \text{ m} < 1.83 \text{ m} = 5.50 \text{ m} / 3 \quad \boxed{\text{o.k.}}$$

$$e_y = 1.13 \text{ m} < 5.33 \text{ m} = 16.00 \text{ m} / 3 \quad \boxed{\text{o.k.}}$$

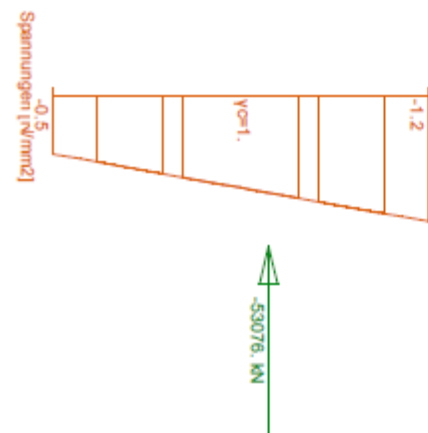
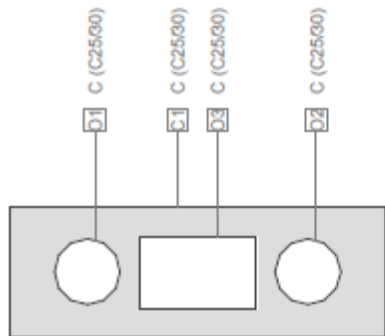
Randspannungen bleiben gemessen an der Mauerwerksdruckfestigkeit klein:

Querschnitt QS1 (C25/30): Spannungsanalyse mit Kräften $N_x = -53076.0$; $M_y = 77789.0$;
x-Richtung

Mstb. 1 :300.0



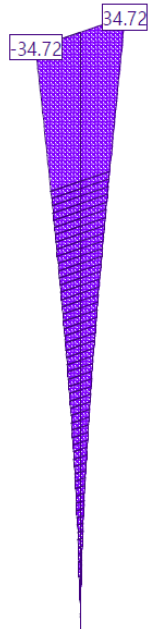
Querschnitt QS1 (C25/30): Spannungsanalyse mit Kräften $N_x=-53076.0$; $M_z=63413.0$;
y-Richtung



Ausserdem wurden die Pfeilerkopfverschiebungen kontrolliert. Es konnte gezeigt werden, dass die Pfeilerkopfverschiebungen kleiner sind als die für den Nachweis der Absturzsicherung angesetzten Verschiebungen gemäss Anhang A.

Verschiebung in x-Richtung:

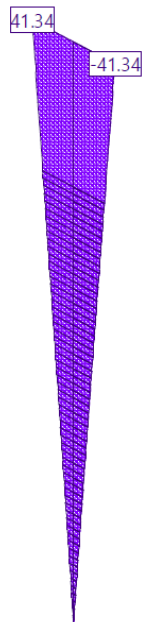
Verschiebungsgrenzwerte DX [mm] für: asp, Überhöhung: 100.0
AS1_A1



Die Verschiebung in x-Richtung ist im Vergleich zum Anhang A kleiner und erfüllt. Nachweis **o.k.**

Verschiebung in y-Richtung:

Verschiebungsgrenzwerte DY [mm] für: asp, Überhöhung: 100.0
- AS1_A2

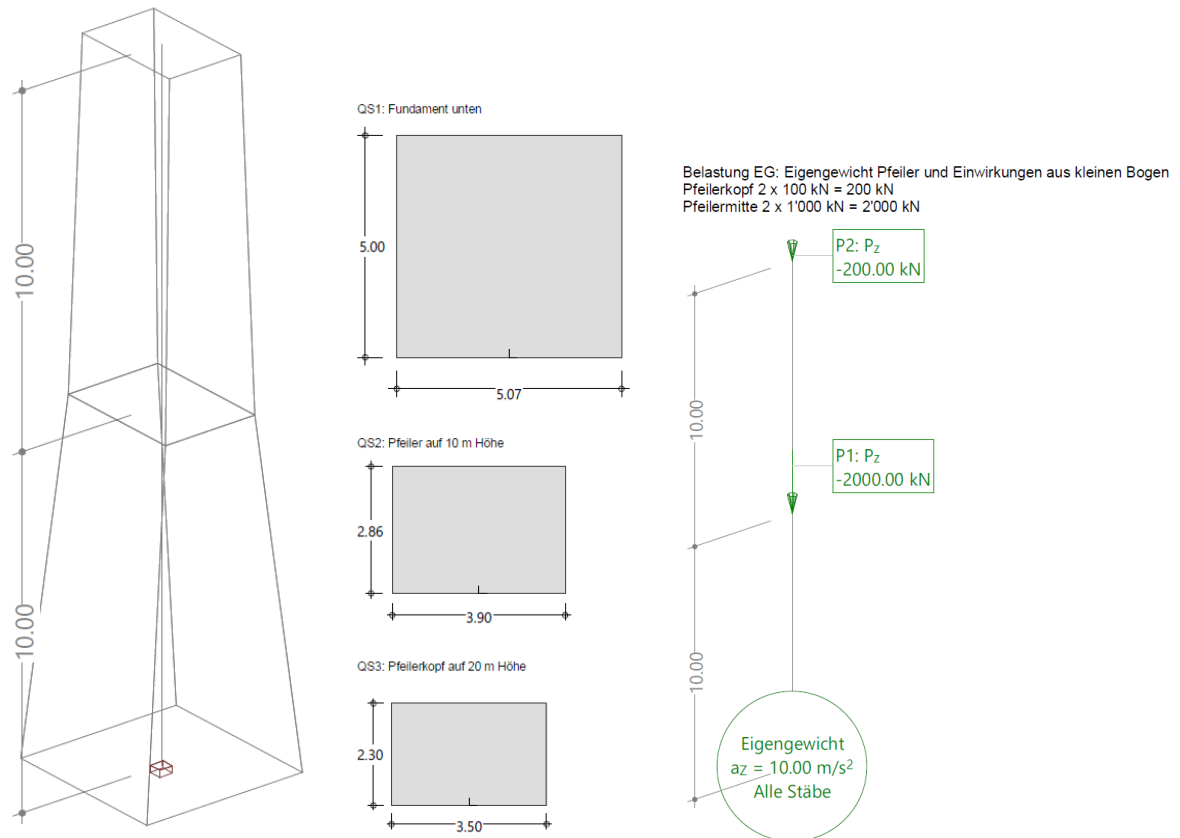


Die Verschiebung in y-Richtung ist im Vergleich zum Anhang A kleiner und erfüllt. Nachweis **o.k.**

Pfeiler IV:

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

Struktur - Pfeiler IV
Isometrie



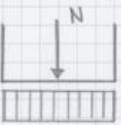
Die Steifigkeit des Pfeilers wird durch den angenommenen E-Modul von 10 kN/mm² bestimmt. Anhand der Formel (2) der SIA 266/2:2012 kann abgeschätzt werden, dass der E-Modul auch bei einer sehr hohen Mauerwerksdruckfestigkeit von 40 N/mm² nicht höher als 11 kN/mm² ausfällt. Es wird keine Abminderung der Pfeilersteifigkeit infolge Rissbildung berücksichtigt, da von einem vollständig überdrückten Querschnitt ausgegangen wird.

Die elastische Nachgiebigkeit und der Steifigkeitsabbau bei «kurz vor klaffender Fuge» ist insbesondere bei der Überprüfung des Pfeilers IV in der Modellierung berücksichtigt worden, um eine realistische Beschreibung der Beanspruchungszustände im Pfeiler und in der Foundation zu erzielen.

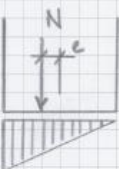
Berechnungsverfahren Sohlendruck / Federsteifigkeit Fundament

$k_s = 100'000 \text{ kN/m}^3$ (Annahme)

Sohlengrundfläche $a = 5,00 \text{ m}$
 $b = 5,07 \text{ m} \approx 5,00 \text{ m}$

σ (bei mittiger Last) =  = Sohlendruck rechteckförmig

$$= \frac{N}{a \cdot b} = \frac{9050 \text{ kN}}{5,00 \times 5,00} = 362 \text{ kN/m}^2$$

σ (bei Grenzfall für ständige Last) =  = Last auf Kernrand (kurz vor klaffende Fuge)

$(e = \frac{a}{6}) \approx (e = \frac{b}{6})$

Sohlendrucke dreieckförmig über volle Breite

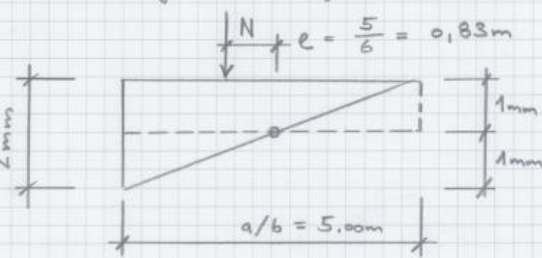
$$\max = \frac{2 \cdot N}{a \cdot b} = 2 \cdot \sigma_{\text{(bei mittiger Last)}}$$

$\Delta \sigma_{\text{Sohlendruck}} = \sigma_{\text{(mittiger Last)}} = 362 \text{ kN/m}^2$

Δz -Richtung = $\frac{\Delta \sigma}{k_s} = \frac{362}{100'000} = 0,00362 \text{ m} = 3,62 \text{ mm}$

Für die Bestimmung der Drehfedersteifigkeit der Fundation wird eine konservative Annahme (d.h. nicht zu weiche) einer Einsenkung von 1 mm des Fundamentrands getroffen:

Bestimmung Federsteifigkeit:



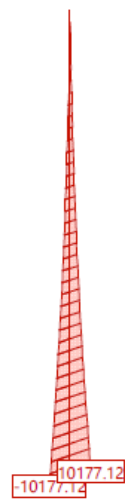
$M = N \cdot e \approx 9050 \text{ kN} \cdot 0,83 = 7'542 \text{ kNm}$

$k_s = \frac{7'542 \text{ kNm}}{\frac{2}{5000} \text{ rad}} = 1,885 \times 10^7$
 $\approx 2 \times 10^7 \text{ kNm}$

Die Berechnung berücksichtigt eine obere Grenze des übertragbaren Einspannungsmoments, die sich aus der maximalen Exzentrizität der Vertikalkraft in der Sohlfuge ergibt.

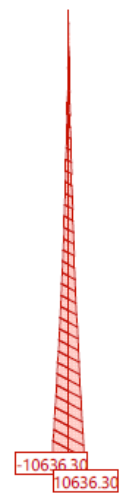
Biegemoment in x-Fundamentachse

Schnittkraftgrenzwerte M_y [kNm] für: asp - AS1_A1



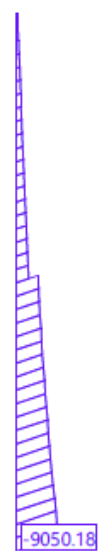
Biegemoment in y-Fundamentachse

Schnittkraftgrenzwerte M_z [kNm] für: asp - AS1_A2



Normalkraft

Schnittkraftgrenzwerte N [kN] für: asp



Massgebende Exzentrizität der Normalkraft.

Nachweis Pfeilerstandsicherheit

Exzentrizität $e_{x/y} = \frac{M}{N}$

x-Richtung $e_x = \frac{10'177,12}{9'050,18} = 1,13 \text{ m}$

Nachweis: $e_x = 1,13 \text{ m} > 0,83 \text{ m} = \frac{5}{6} = \frac{b_x}{6}$

y-Richtung $e_y = \frac{10'636,30}{9'050,18} = 1,18 \text{ m}$

Nachweis $e_y = 1,18 \text{ m} > 0,84 \text{ m} = \frac{5,07}{6} = \frac{b_y}{6}$

Die Exzentrizität der Normalkraft bleibt nicht im zulässigen Bereich von $e_{x/y} = b/6$. Der Pfeilerquerschnitt bleibt daher nicht 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

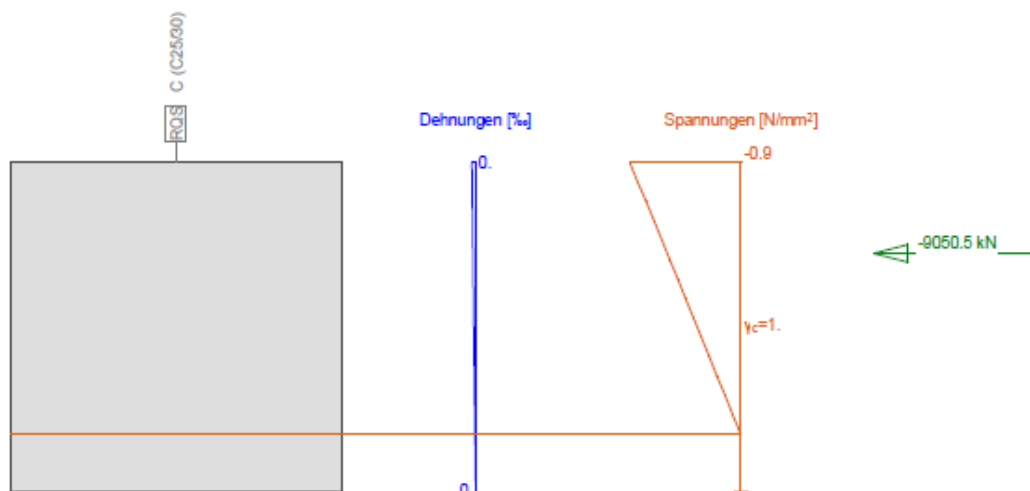
$$e_x = 1.13 \text{ m} < 1.66 \text{ m} = 5.00 \text{ m} / 3 \quad \boxed{\text{o.k.}}$$

$$e_y = 1.13 \text{ m} < 1.69 \text{ m} = 5.07 \text{ m} / 3 \quad \boxed{\text{o.k.}}$$

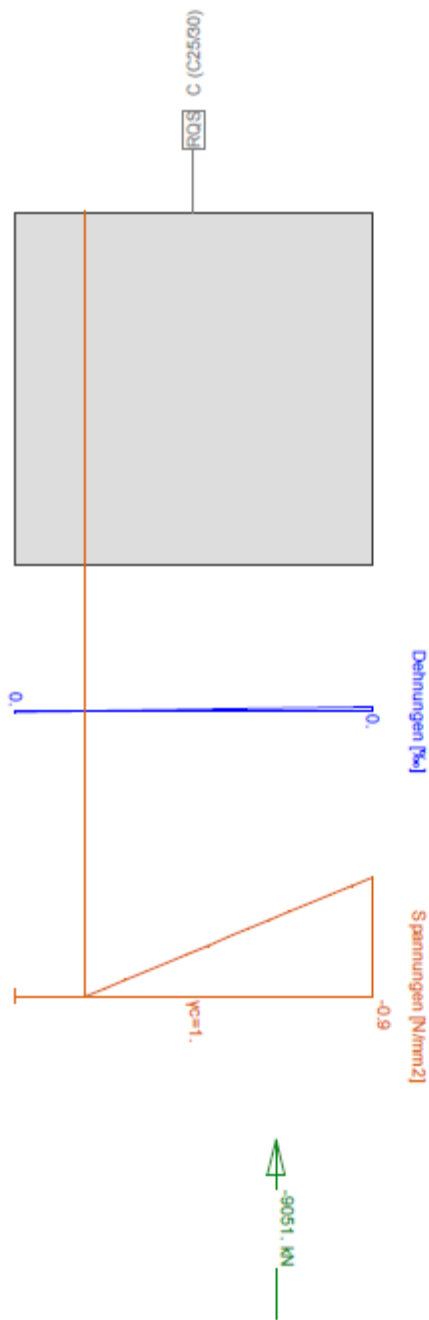
Randspannungen bleiben gemessen an der Mauerwerksdruckfestigkeit klein:

Querschnitt QS1 (C25/30): Spannungsanalyse mit Kräften $N_x = -9050.0$; $M_y = 10177.0$;
x-Richtung

Mstb. 1:100.0



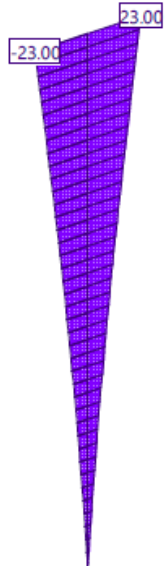
Querschnitt QS1 (C25/30): Spannungsanalyse mit Kräften $N_x=-9050.0$; $M_z=10836.0$;
y-Richtung



Ausserdem wurden die Pfeilerkopfverschiebungen kontrolliert. Es konnte gezeigt werden, dass die Pfeilerkopfverschiebungen kleiner sind als die für den Nachweis der Absturzsicherung angesetzten Verschiebungen gemäss Anhang A.

Verschiebung in x-Richtung:

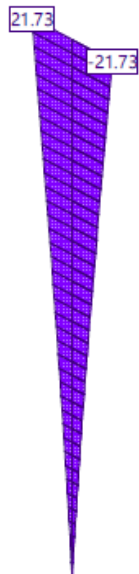
Verschiebungsgrenzwerte DX [mm] für: asp, Überhöhung: 100.0
AS1_A1



Die Verschiebung in x-Richtung ist im Vergleich zum Anhang A kleiner und erfüllt. Nachweis **o.k.**

Verschiebung in y-Richtung:

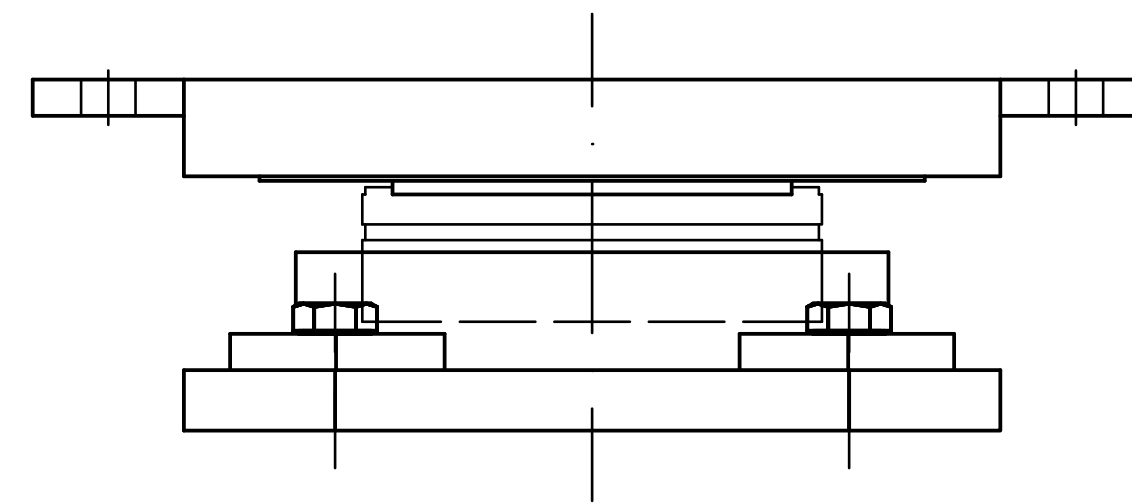
Verschiebungsgrenzwerte DY [mm] für: asp, Überhöhung: 100.0
AS1_A2

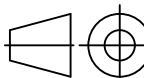


Die Verschiebung in y-Richtung ist im Vergleich zum Anhang A kleiner und erfüllt. Nachweis **o.k.**

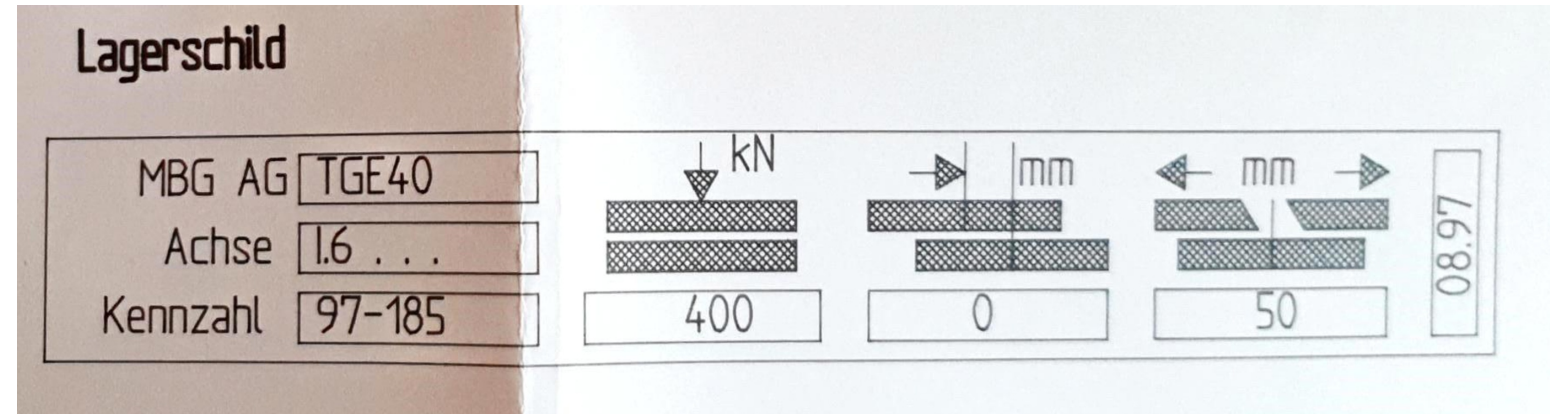
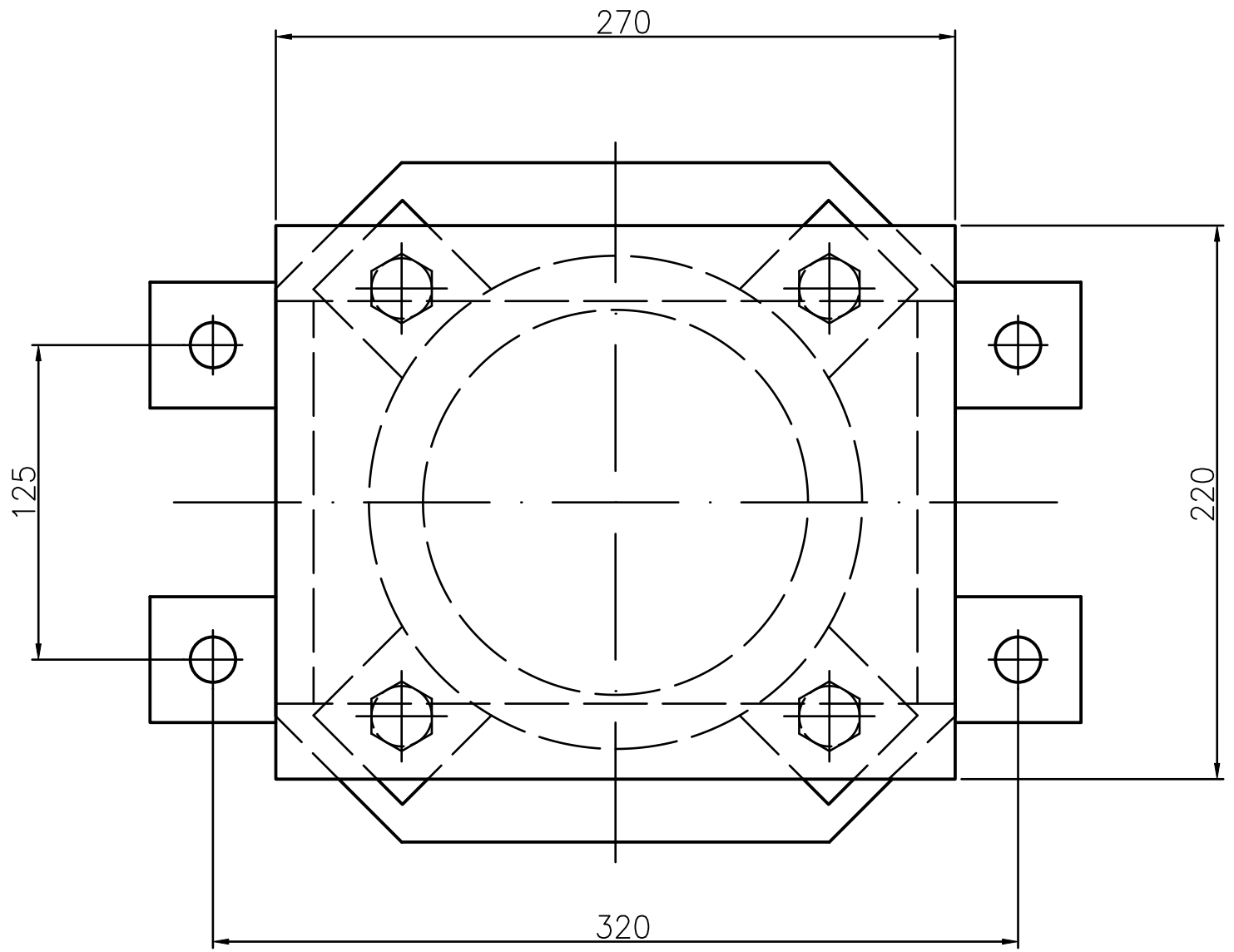
Beilagen: Bereinigung Bericht gemäss Stellungnahme zu den Überprüfungen

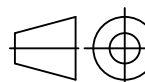
- B1 Brücken der Stadt Bern
 Beurteilung der Erdbebensicherheit
 Stellungnahme zu den Überprüfungen
 Auftrag: 3915
 Datum: 01.10.2018
 Rev.: 30.10.2020
 Seite A16/1 bis A16/4
 Verfasser: ACS Partner Bericht, R. Vogt und K. Iseli
- B2 Stellungnahme zu der Beurteilung der Erdbebensicherheit (ACS Partner)
- B3 Brücken der Stadt Bern
 Beurteilung der Erdbebensicherheit
 Stellungnahme zu den Überprüfungen
 Auftrag: 3915
 Datum: 01.10.2018
 Rev.: 29.01.2021
 Seite A16/1 bis A16/4
 Verfasser: ACS Partner Bericht, R. Vogt und K. Iseli



4	6kt-Schraube M 16 x 65 inkl. U-Scheibe	7	8.8				
4	6kt-Schraube M 16 x 30 inkl. U-Scheibe	6	8.8				
1	Teflonplatte Ø132 x 4.5	5	PTFE				
1	Gleichblech 220 x 170 x 1.5	4	1,4401				
1	Gleitplatte 270 x 220 x 32	3	FeE355				
1	Topf ø 196 x 39	2	FeE355				
1	Ankerplatte 270 x 270 x 20	1	FeE355				
Stk.	Gegenstand	Position	Werkstoff	Bemerkung			
Rev.-Index	letzte Änderung	Sachbearbeiter	Erstelldatum	Prüfer	Prüfungsdatum	Freigeber	Freigabedatum
-	-	SI	29.07.97	-	-	-	-
Auftragsnummer	Auftraggeber			Projekt-Bemerkung			
97-185	ARGE Kornhausbrücke			-			
Dateiname			Einheit	Werkstoff	Gewicht	Menge:	
97185062.DWG				FeE	-	1	
Topflager TGA400 Zusammenstellung zu Lager I.5 ...				Massstab	Blatt	Stückliste	Projektion
				1:2.5	1/1	-	
HEBAG AG, Winterthur				97-185-06-2			

Oberflächen.- und/oder thermische Behandlung:



4	6kt-Schraube M16 x 65 inkl. U-Scheibe	7	8.8				
4	6kt-Schraube M16 x 30 inkl. U-Scheibe	6	8.8				
1	Teflonplatte Ø132 c 4.5	5	PTFE				
1	Gleitblech 240 x 196 x 1.5	4	1.4401				
1	Gleitplatte 270 x 220 x 46	3	FeE355				
1	Topf Ø196 x 39	2	FeE355				
1	Ankerplatte 270 x 270 x 20	1	FeE355				
Stk.	Gegenstand	Position	Werkstoff	Bemerkung			
Rev.-Index	letzte Änderung	Sachbearbeiter	Erstelldatum	Prüfer	Prüfungsdatum	Freigeber	Freigabedatum
-	-	SI	29.07.97	-	-	-	-
Auftragsnummer	Auftraggeber			Projekt-Bemerkung			
97-185	ARGE Kornhausbrücke			-			
Dateiname			Einheit	Werkstoff	Gewicht	Menge:	
9718508.2.DWG				FeE	-	1	
Topflager TGE400 Zusammenstellung zu Lager I.6 ...				Massstab	Blatt	Stückliste	Projektion
				1:2.5	1/1	-	
HEBAG AG, Winterthur				97-185-08-2			