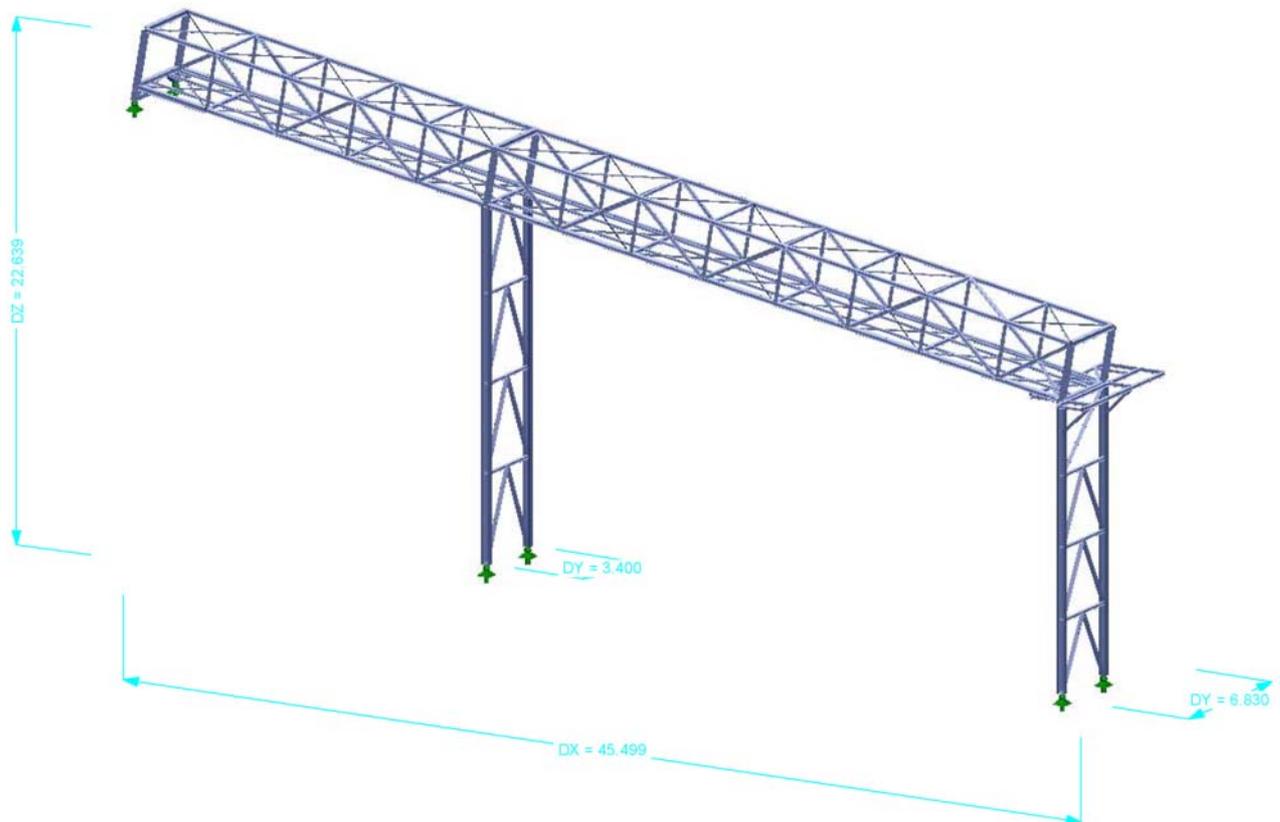
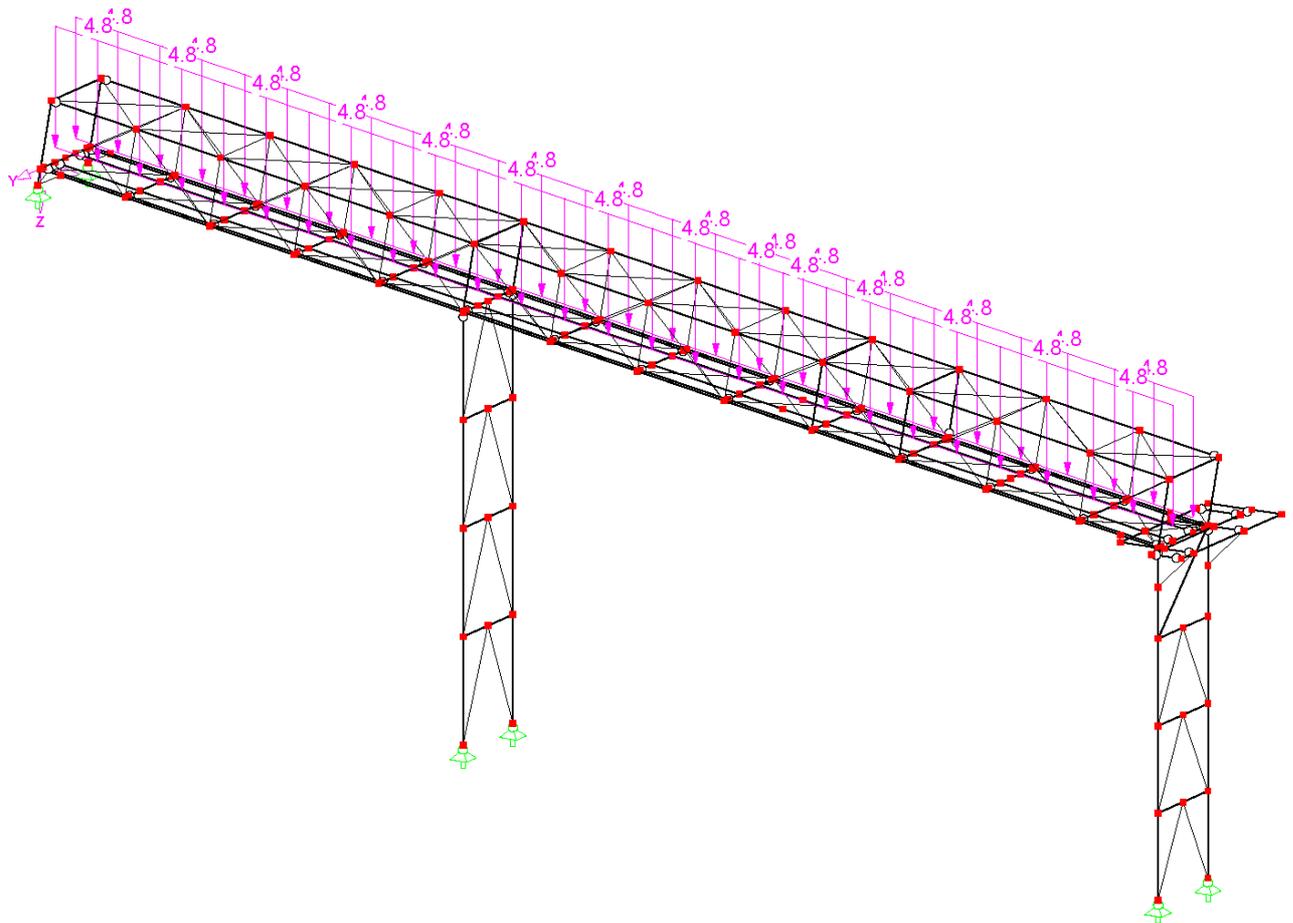


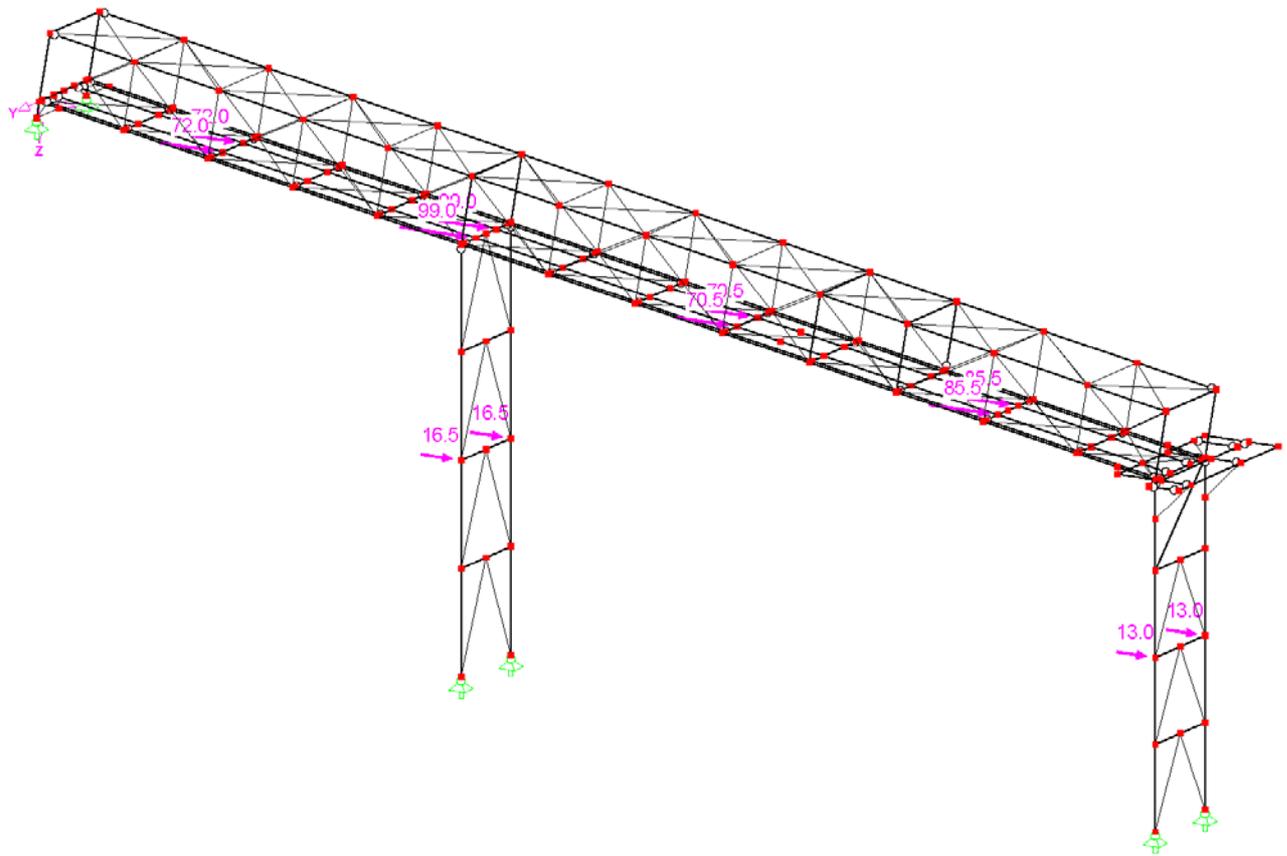
Förderbrücke



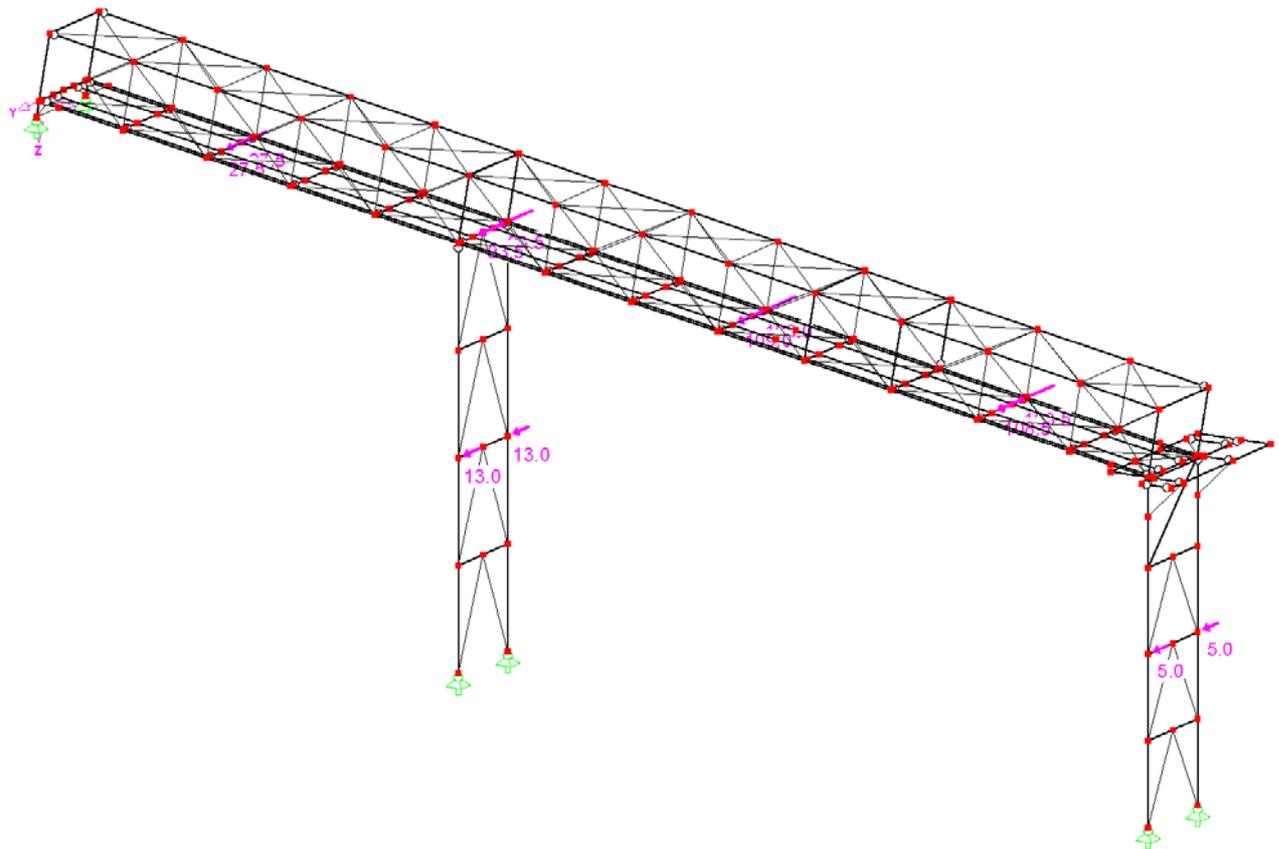
Unsymmetrische Fachwerk-Förderbrücke



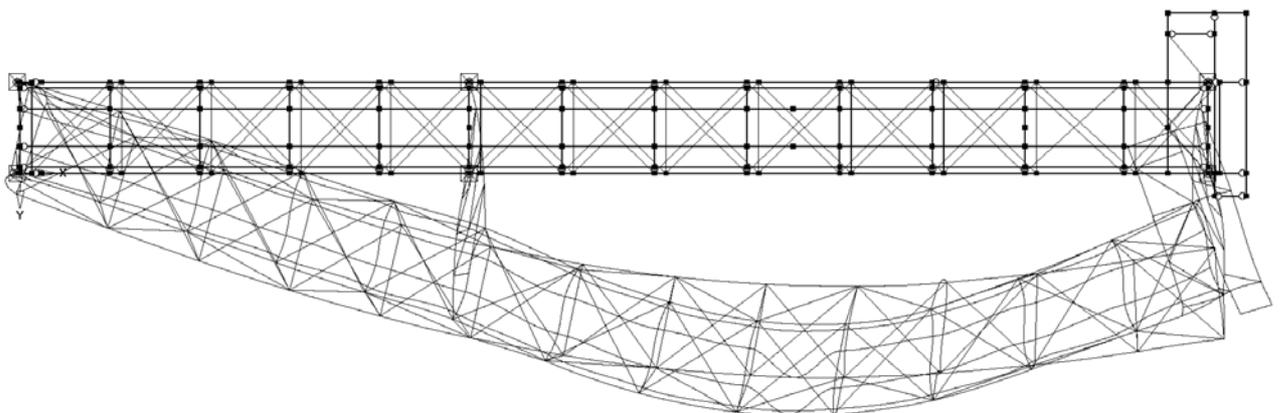
Lasten aus Schüttgut; nicht dargestellt sind: Lasten aus Förderer, Belag, Verkehr, Wind



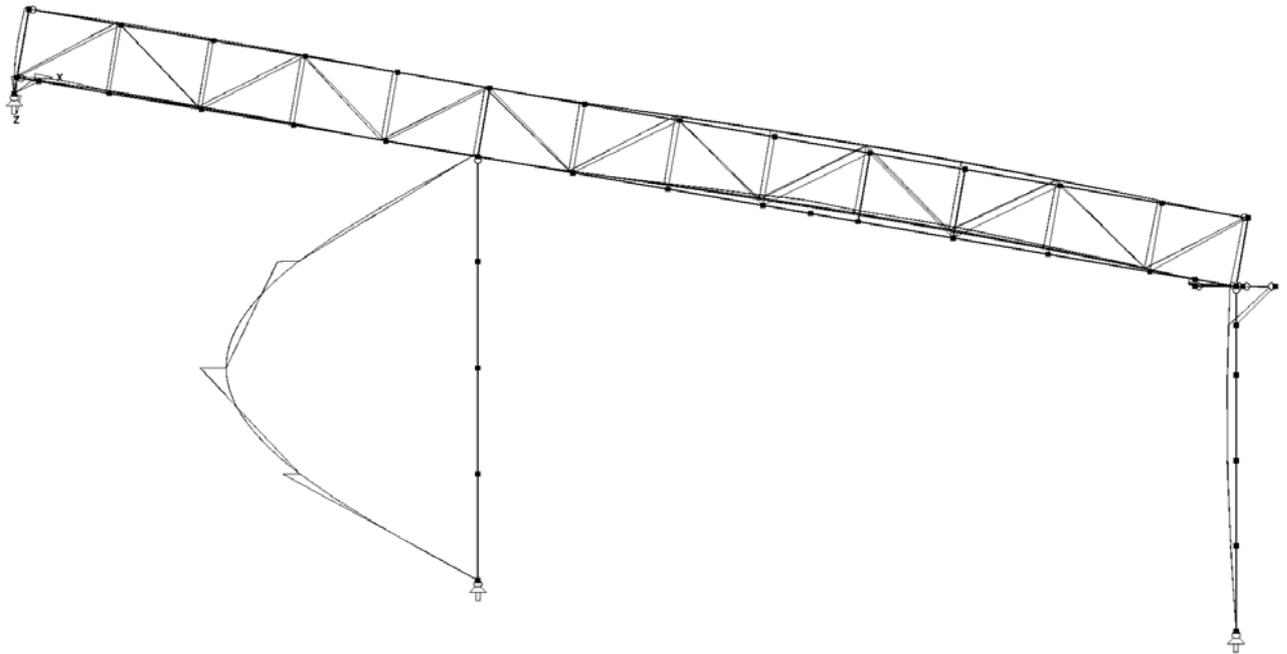
Erdbebenlasten in X-Richtung



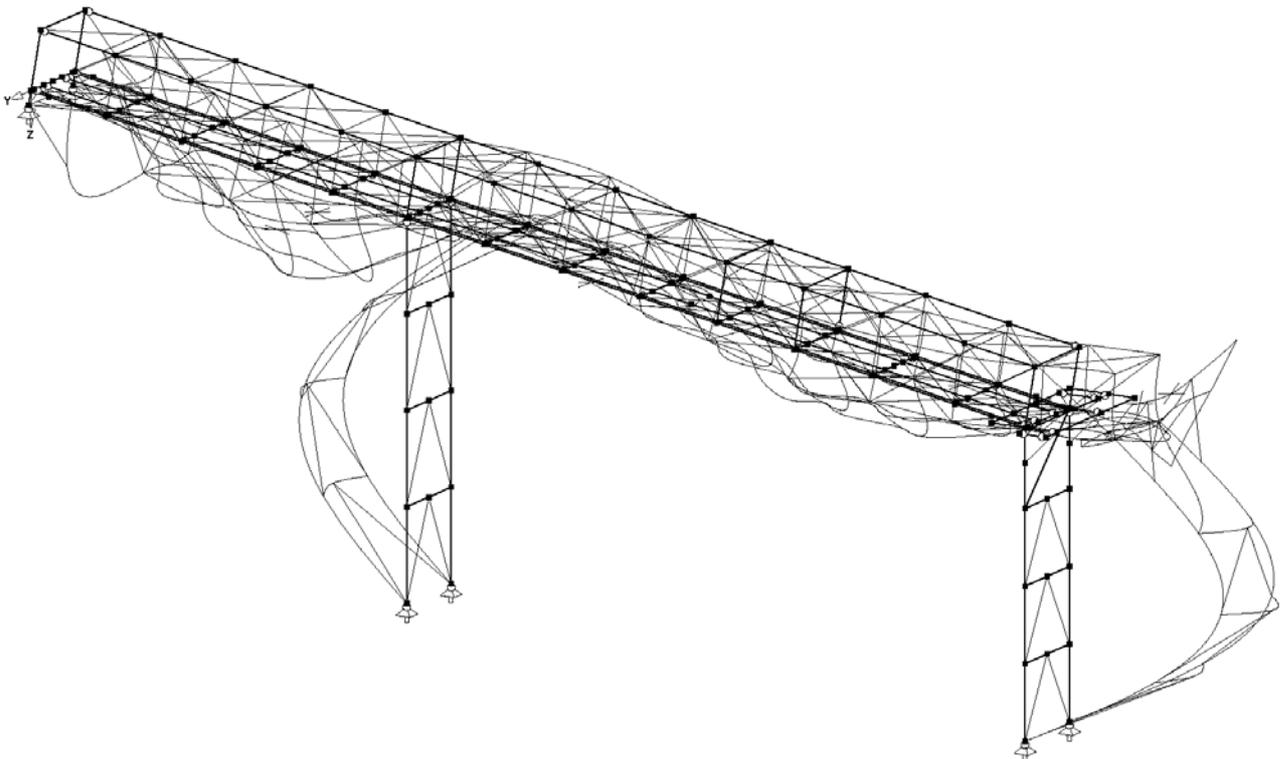
Erdbebenlasten in Y-Richtung



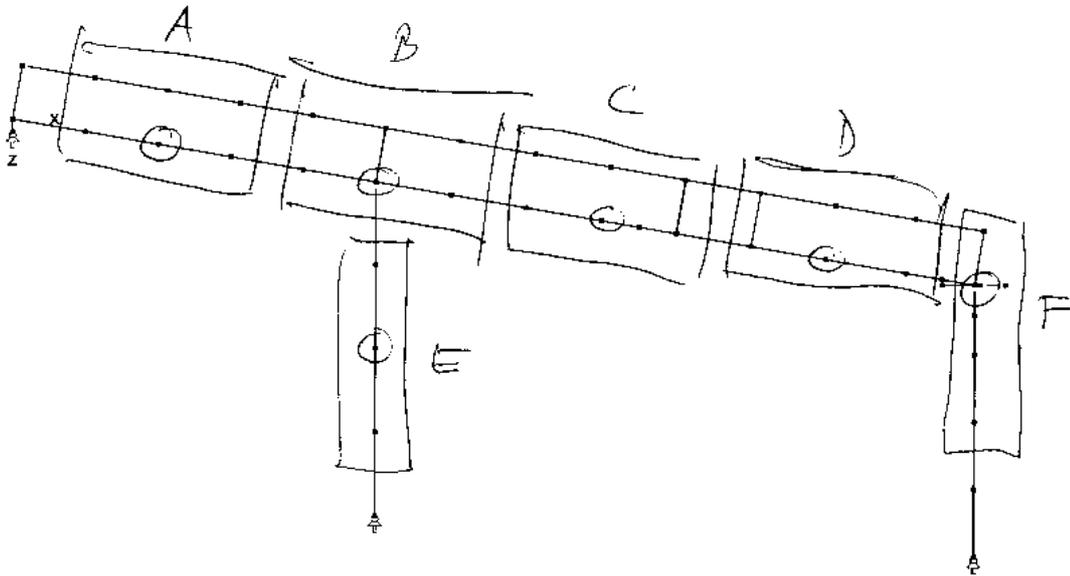
1. Eigenform, maßgebend für Schwingen in Y-Richtung, 2,39 Hz



4. Eigenform, maßgebend für Schwingen der langen Stütze, 4,13 Hz



11. Eigenform, maßgebend für Schwingen der kurzen Stütze, 5,01 Hz



Willkürlich angenommene Gruppierung der vorhandenen Massen
und Lage der resultierenden Erdbebenlasten

Kernseiten aus dem Erdbebennachweis

1. BT01 vom 30.11.06

1.1 Allgemeines

Gegenüber der Version vom 21./22.11.06 wurden die Verbände in den Stützen konstruktiv geändert sowie die Auflagersteifigkeit auf der linken Seite (Silo), d.h. im Koordinatenursprung (Hochpunkt des Förderers).

Kennwerte des Tragwerks:

Abmessungen X/Y/Z [mm] aus Plausibilitätskontrolle RSTAB:

45499 / 6830 / 22639

Gewicht Tragwerk [kN] aus Plausibilitätskontrolle RSTAB:

308,0

Summe der Auflagerlasten [kN] – Gesamtstruktur:

308,0	LF1 Eigengewicht
24,5	LF2 Belag
71,4	LF3 Installation
114,7	LF4 Eigengewicht Band
424,1	LF5 Schüttgut
204,2	LF6 Verkehr
+174,5	LF7 Wind +X
-315,5	LF8 Wind +Y

Summe der Vertikallasten:

$308,0 + 24,5 + 71,4 + 114,7 + 424,1 + 204,2 = 1146,9$

Hinweis:

Der Unterschied zur Version vom 21./22.11.06 resultiert lediglich aus der Änderung des Struktur-Eigengewichtes von 292,4 kN auf 308,0 kN – die Differenz beträgt 15,6 kN.

1.2 Verteilung der Massen

Die Verteilung der Massen wird gleich angenommen wie in der Version vom 21./22.11.06. Vereinfachend wird ein zusätzliches Gewicht von je 8 kN den beiden Stützen zugeschlagen.

Summe der Auflagerlasten [kN] – E:

36,4+8	LF1 Eigengewicht
0	LF2 Belag
0	LF3 Installation
0	LF4 Eigengewicht Band
0	LF5 Schüttgut
0	LF6 Verkehr

Gewicht der mitschwingenden Massen:

$$G_{\text{seismic}} = 44,4 \text{ kN}$$

Summe der Auflagerlasten [kN] – F:

26,4+8	LF1 Eigengewicht
0	LF2 Belag
0	LF3 Installation
0	LF4 Eigengewicht Band
0	LF5 Schüttgut
0	LF6 Verkehr

Gewicht der mitschwingenden Massen:

$$G_{\text{seismic}} = 34,4 \text{ kN}$$

1.3 Ermittlung der Eigenfrequenzen

EF1	2,387 Hz	Globale Schwingung Y
EF2	3,427 Hz	Lokale Torsionsschwingung von Stäben (nicht maßgebend)
EF3	3,583 Hz	Globale Vertikalschwingung im langen Feld (nicht maßgebend)
EF4	4,132 Hz	Globale EFT-Schwingung lange Stütze

EF5	4,283 Hz	Lokale Torsionsschwingung von Stäben (nicht maßgebend)
EF6	4,284 Hz	Lokale Torsionsschwingung von Stäben (nicht maßgebend)
EF7	4,323 Hz	Lokale Torsionsschwingung von Stäben (nicht maßgebend)
EF8	4,340 Hz	Lokale Torsionsschwingung von Stäben (nicht maßgebend)
EF9	4,440 Hz	Globale Schwingung Y (erster Oberton) (nicht maßgebend)
EF10	4,519 Hz	Globale Torsionsschwingung lange Stütze (nicht maßgebend)
EF11	5,011 Hz	Globale EFT-Schwingung kurze Stütze

Die weiteren Eigenfrequenzen bis EF30 werden ermittelt, sind hier jedoch nicht dokumentiert. Es werden lediglich die zugehörigen Modalformen als Verformungsplot ausgegeben.

Bis zur 80. Eigenfrequenz mit 15,8 Hz wurde keine signifikante Global-Schwingung in X-Richtung gefunden.

Als maßgebend wird die Eigenfrequenz EF1 (Y-Richtung) betrachtet.

Für die Beanspruchung in X werden stark vereinfachend alle normierten Amplituden mit 1,0 angenommen. Als Eigenfrequenz wird willkürlich 2,5 Hz angesetzt, dies ergibt rechnerisch maximale Erdbebenlasten.

1.4 Ermittlung der Horizontallasten

Im vorliegenden Fall liegt die Magnitude grenzwertig bei 5,5 (siehe Abs. Lasten – Erdbeben). Die tiefsten Eigenfrequenzen liegen unter 4 Hz (in Längsrichtung der Brücke ca. 5 Hz), die maßgebenden Perioden der „Kragarm-Eigenform“ daher über 0,25 s. Auf der sicheren Seite liegend werden die Parameter von Typ 1 gewählt, die hier größere Erdbebenlasten liefern.

Die gesamte Erdbeben-Ersatzlast in x- bzw. y-Richtung beträgt inkl. Zuschlag für unplanmäßige Torsionswirkung:

712 kN / 712 kN

<<< Hinweis: diesen Zuschlag würde ich bei DIESER Konstruktion heute nicht mehr ansetzen >>>

Die Verteilung dieser Horizontallasten in x- bzw. y-Richtung auf die einzelnen Abschnitte ist wie folgt:

A	144 kN	55 kN
B	198 kN	187 kN

C	141 kN	218 kN
D	171 kN	217 kN
E	33 kN	26 kN
F	26 kN	10 kN

Erdbebenlasten nach EC8 Teil 1, Entwurf 2003

Abschnitts- und Gleichungsnummern verweisen auf diese Norm

(Formular prEN1998-1-2003_06-11-22.mcd)

Geometrie

Laufvariable für die Richtung im Grundriß
j = 1 ... Längsrichtung, Richtung x
j = 2 ... Querrichtung, Richtung y

$$j := 1..2$$

Außenabmessungen

$$L := \begin{pmatrix} 45.499 \\ 3.4 \end{pmatrix} \cdot \text{m}$$

Längsabstand der Querverbände

$$L_{e_1} := 45.499 \cdot \text{m}$$

Querabstand der Längsverbände

$$L_{e_2} := 3.40 \cdot \text{m}$$

Massenermittlung

$$h_{\text{neg}} := \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \cdot \text{mm} \quad \begin{matrix} \text{A} \\ \text{B} \\ \text{C} \\ \text{D} \\ \text{E} \\ \text{F} \\ \text{G} \end{matrix} \quad m_{\text{geschoß}} := \begin{pmatrix} 194.7 \\ 266.3 \\ 189.7 \\ 230.5 \\ 44.4 \\ 34.4 \\ 0 \end{pmatrix} \text{kN} \cdot \frac{1 \cdot \text{s}^2}{9.81 \text{m}}$$

$$m_{\text{geschoß}} = \begin{pmatrix} 19847 \\ 27146 \\ 19337 \\ 23496 \\ 4526 \\ 3507 \\ 0 \end{pmatrix} \text{kg}$$

$$n_{\text{geschoß}} := \text{zeilen}(h_{\text{neg}})$$

Laufvariable für die Geschosse

$$i := 1..n_{\text{geschoß}}$$

$$h_{\text{pos}_i} := h_{\text{neg}_i} - h_{\text{neg}_{n_{\text{geschoß}}}}$$

$$h_{\text{pos}} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \text{mm}$$

Gesamte Erdbebenmasse $M_{\text{ges}} := \sum_i m_{\text{geschoß}_i}$ $M_{\text{ges}} = 97859 \text{ kg}$

Dynamisches Verhalten

Alternative a

Direkte Eigenfrequenzberechnung mit geeigneter Software

Eigenfrequenz $f_a := \begin{pmatrix} 2.500 \\ 2.387 \end{pmatrix} \cdot \text{Hz}$

Periode $T_{a_j} := \frac{1}{f_{a_j}}$ $T_a = \begin{pmatrix} 0.40 \\ 0.42 \end{pmatrix} \text{ s}$

Alternative b

Genäherte Bestimmung der Eigenfrequenz für die erste Eigenform (Grundschiwingung) nach Rayleigh/Morleigh (siehe z.B. Petersen Stahlbau Abs. 23.3.2 Gl. 87 bzw. Peil Stahlbauhandbuch 1 Teil A (1993) Abs. 7.2.3.3.2 Gl. 7.2-122).

Fiktiv werden die Stockwerksgewichte horizontal auf die Aussteifungsverbände gesetzt.

Maximale Kopfauslenkung $y_{\text{max}} := \begin{pmatrix} 290 \\ 160 \end{pmatrix} \cdot \text{mm}$

Eigenfrequenz $f_{b_j} := \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{g}{y_{\text{max}_j}}}$ $f_b = \begin{pmatrix} 0.93 \\ 1.25 \end{pmatrix} \text{ Hz}$

Periode $T_{b_j} := \frac{1}{f_{b_j}}$ $T_b = \begin{pmatrix} 1.08 \\ 0.80 \end{pmatrix} \text{ s}$

(Vergleiche die Näherungsformel 4.9)

Alternative c

vereinfachend und auf der sicheren Seite wird eine Periode von 0,1 bis 0,2 Sekunden angesetzt (siehe Bild 4, Tab. 4 und 5)

Für die weitere Rechnung gewählt: $T_{\text{calc}} := \begin{pmatrix} 0.40 \\ 0.42 \end{pmatrix} \cdot \text{s}$

Geotechnische Einstufung, Bauwerkseigenschaften

Erdbebenzone nach Abs. 3.2.1, charakterisiert durch Spitzen-Referenzbeschleunigung für Baugrundklasse A, siehe unten

Baugrundklasse nach Abs. 3.1.2 Tabelle 3.1 ungünstig kann in E eingestuft werden, aber Achtung bei locker gelagerten Sanden oder Schluff BGK := "E"

Bedeutungsbeiwert aus Tab. 4.3 Abs. 4.2.5
Parkhäuser werden in Kategorie II eingestuft mit einem Bedeutungsbeiwert von 1,0.
Bei Parkhäusern an Krankenhäusern kann eine Einstufung in Kategorie IV mit einem Bedeutungsbeiwert von 1,4 erforderlich sein

$$\gamma_I := 1.0$$

Einwirkung

Referenz-Spitzenbodenbeschleunigung a_{gR} nach Abs. 3.2.1 für eine Referenz-Überschreitungswahrscheinlichkeit P_{NCR} von 50 Jahren mit dem Bedeutungsbeiwert γ_I (Kat. II) = 1,0 nach Abs. 4.2.5

$$a_g := 1.6 \cdot \frac{m}{s^2}$$

$$a_g = 1.60 \frac{m}{s^2}$$

Tabelle 3.2: Parameterwerte zur Beschreibung der empfohlenen elastischen Antwortspektren vom Typ 1

Baugrundklasse	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Tabelle 3.3: Parameterwerte zur Beschreibung der empfohlenen elastischen Antwortspektren vom Typ 2

Baugrundklasse	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

Laufvariable für die Richtung der Einwirkung
k = 1 ... horizontal (jeweils obere Zeile)
k = 2 ... vertikal (jeweils untere Zeile)

$$k := 1..2$$

Werte aus Tabellen 4 und 5 abgelesen:

Untergrundparameter

$$S := \begin{pmatrix} 1.4 \\ 1.4 \end{pmatrix}$$

Bereichsgrenzen des Antwortspektrums

$$T_A := \begin{pmatrix} 0.0 \\ 0.0 \end{pmatrix} \cdot s \quad T_B := \begin{pmatrix} 0.15 \\ 0.15 \end{pmatrix} \cdot s \quad T_C := \begin{pmatrix} 0.5 \\ 0.5 \end{pmatrix} \cdot s \quad T_D := \begin{pmatrix} 2.0 \\ 2.0 \end{pmatrix} \cdot s$$

Bauwerksdämpfung in Prozent nach Gl. 3.6
in DIN 4149 wird "5 % viskose Dämpfung" als Standard angesehen
für Stahlschornsteine siehe DIN 4133 Tab. A.4
sonst siehe z.B. Petersen Dynamik Tafel 3.1

$$\xi := 2.5$$

Dämpfungs-Korrekturbeiwert Gl. 3.6 für das elastische Antwortspektrum
- wird im folgenden nicht verwendet, ist für das Bemessungsspektrum in den
Verhaltensbeiwerten bereits enthalten

$$\eta := \max\left(\sqrt{\frac{10}{5 + \xi}}, 0.55\right) \quad \eta = 1.15$$

Unterer Grenzwert nach Gl. 3.13-3.16

$$\beta := 0.2$$

Verhaltensbeiwert
nach Abs. 6.1.2 Tabelle 6.1 für Stahlbauten.
Für DCL (Duktilitätsklasse niedrig) gilt
 $q_{\max} = 1,5$ bis 2.
Auf der sicheren Seite liegend wird jeweils mit 1,0
weiter gerechnet

$$q_{\text{hor}} := \begin{pmatrix} 1.0 \\ 1.0 \end{pmatrix}$$

$$q_{\text{ver}} := \begin{pmatrix} 1.0 \\ 1.0 \end{pmatrix}$$

Vorwerte für die graphische Darstellung des Antwortspektrums

$$\text{start} := \frac{1}{100} s \quad \text{end} := T_{\text{calc}_1} \cdot 2 \quad \text{Npts} := 15 \quad \text{ii} := 1.. \text{Npts} \cdot 30$$

$$\text{step} := \frac{T_{\text{calc}_1} - \text{start}}{\text{Npts} - 1} \quad T_{x_{ii}} := \text{start} + \text{step} \cdot (\text{ii} - 1)$$

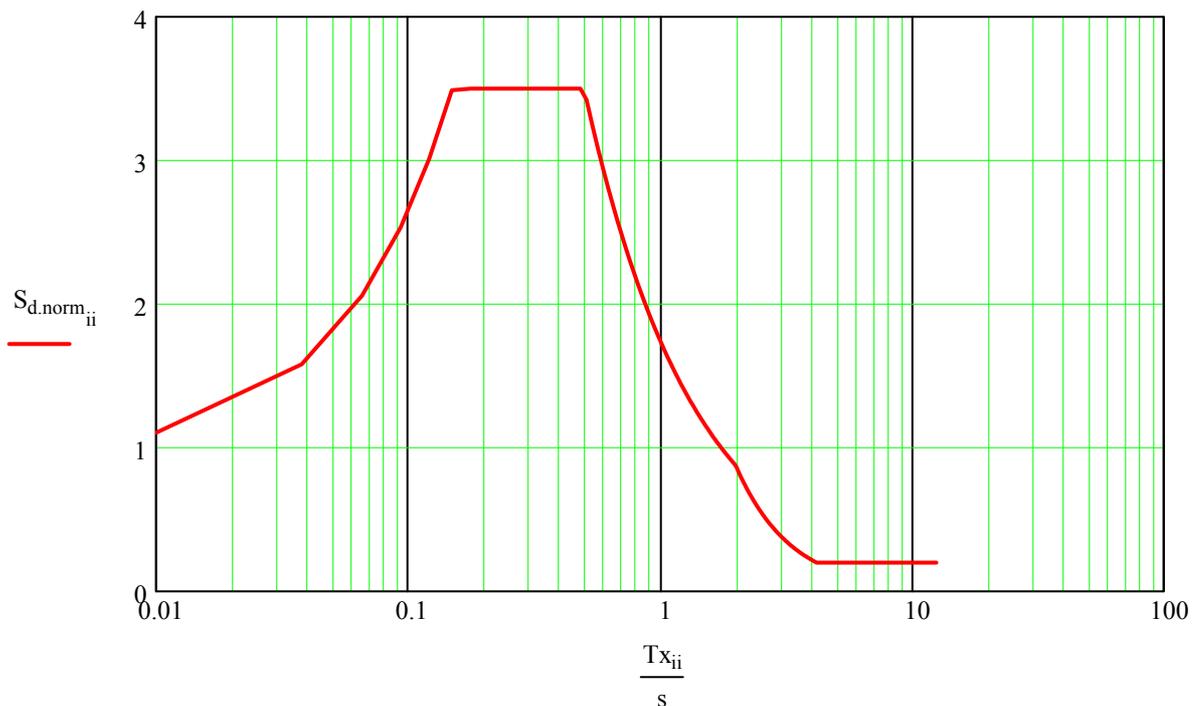
Allgemeine Funktionen für das Bemessungs-Antwortspektrum der Beschleunigungen: Gl. 3.13-3.16

$$SD(T, T_A, T_B, T_C, T_D, \beta, q) := \begin{cases} (0) & \text{if } 0 < T < T_A \\ \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{if } 0 < T < T_B \\ \frac{2.5}{q} & \text{if } T_B < T < T_C \\ \max\left(\frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C}{T}, \frac{\beta}{S_1} \right) & \text{if } T_C < T < T_D \\ \max\left(\frac{2.5}{q} \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2}, \frac{\beta}{S_1} \right) & \text{if } T \geq T_D \end{cases}$$

Mit der Bodenbeschleunigung normiertes Bemessungs-Antwortspektrum
Auswertung mit der Laufvariablen T_x zur graphischen Darstellung - Längsrichtung

$$T_A := T_{A_1} \quad T_B := T_{B_1} \quad T_C := T_{C_1} \quad T_D := T_{D_1} \quad q := q_{hor_1}$$

$$S_{d, norm_{ii}} := SD\left(\frac{T_{x_{ii}}}{s}, \frac{T_A}{s}, \frac{T_B}{s}, \frac{T_C}{s}, \frac{T_D}{s}, \beta, q \right) \cdot \gamma_I \cdot S_1$$



Horizontallasten

Gesamterdbebenkraft (Abs. 4.3.3.2.2 Gl. 4.5)

Korrekturfaktor für Gebäude mit mehr
als 2 Geschossen und $T1 \leq 2 \cdot Tc$
 $\lambda = 0,85$, sonst $\lambda = 1,0$

$$\lambda := 1.0$$

Auswertung für die Horizontallasten in beiden Richtungen

$$TA := TA_1 \quad TB := TB_1 \quad TC := TC_1 \quad TD := TD_1$$

$$T := T_{calc_1} \quad q := q_{hor_1} \quad S_d := SD\left(\frac{T}{s}, \frac{TA}{s}, \frac{TB}{s}, \frac{TC}{s}, \frac{TD}{s}, \beta, q\right) \quad S_{d,hor_1} := S_d \cdot S_1$$

$$T := T_{calc_2} \quad q := q_{hor_2} \quad S_d := SD\left(\frac{T}{s}, \frac{TA}{s}, \frac{TB}{s}, \frac{TC}{s}, \frac{TD}{s}, \beta, q\right) \quad S_{d,hor_2} := S_d \cdot S_1$$

$$S_{d,hor} = \begin{pmatrix} 3.50 \\ 3.50 \end{pmatrix}$$

Erdbebenkraft

$$F_{b_j} := S_{d,hor_j} \cdot M_{ges} \cdot a_g \cdot \lambda$$

$$F_b = \begin{pmatrix} 548 \\ 548 \end{pmatrix} \text{ kN}$$

Erhöhungsfaktor für unplanmäßige Torsion
bei symmetrischen Massen und Steifigkeiten (Abs. 4.3.3.2.4 Gl. 4.12)
(wird hier vereinfachend den gesamten Lasten zugeschlagen)

$$\delta_1 := 1 + 0.6 \cdot \frac{0.5 \cdot L_2}{L_{e_2}} \quad \delta_2 := 1 + 0.6 \cdot \frac{0.5 \cdot L_1}{L_{e_1}}$$

$$\delta = \begin{pmatrix} 1.30 \\ 1.30 \end{pmatrix}$$

Ersatzlasten inkl. Torsionswirkung

$$F_{b,T_j} := F_{b_j} \cdot \delta_j$$

$$F_{b,T} = \begin{pmatrix} 712 \\ 712 \end{pmatrix} \text{ kN}$$

Verteilung der Stockwerkslasten

Variante 1: Stark vereinfacht nach Gl. 4.11:
(Annahme linearer Zunahme der Auslenkung mit der Höhe)

$$\gamma_{1,i,j} := \frac{h_{\text{pos}_i} \cdot m_{\text{geschoß}_i}}{\sum_i h_{\text{pos}_i} \cdot m_{\text{geschoß}_i}}$$

$$\gamma_1 = \begin{pmatrix} 0.000 & 0.000 \\ 0.000 & 0.000 \\ 0.000 & 0.000 \\ 0.000 & 0.000 \\ 0.000 & 0.000 \\ 0.000 & 0.000 \\ 0.000 & 0.000 \end{pmatrix}$$

Kontrollwert.

$$\gamma_{1,\text{sum}_j} := \sum_i \gamma_{1,i,j}$$

$$\gamma_{1,\text{sum}} = \begin{pmatrix} 0.000 \\ 0.000 \end{pmatrix}$$

Variante 2: Nach Gl. 4.10:

Auswertung der maßgebenden Eigenform in X- und Y-Richtung
Knoten 26, 50, 82, 106, 129; 54 (lange Stütze); 140 (kurze Stütze)

Absolute oder normierte Verschiebungen aus Stabwerksprogramm (siehe Anhang x)	26	y :=	$\begin{pmatrix} 1.0 & 0.21771 \\ 1.0 & 0.54430 \\ 1.0 & 0.88995 \\ 1.0 & 0.73069 \\ 1.0 & 0.45285 \\ 1.0 & 0.22682 \\ 1.0 & 0.16276 \end{pmatrix}$
	50		
	82		
	106		
	129		
	54		
	140		

Bestimmung der betragsmäßigen Maximalwerte

$$y_{\text{max}_1} := \max(y^{(1)}) \quad y_{\text{max}_2} := \max(y^{(2)}) \quad y_{\text{max}} = \begin{pmatrix} 1.000 \\ 0.890 \end{pmatrix}$$

Relative Verschiebungen (bezogen auf den maximalen Wert)

$$\psi_{i,j} := \frac{y_{i,j}}{y_{\text{max}_j}}$$

$$\psi = \begin{pmatrix} 1.00 & 0.24 \\ 1.00 & 0.61 \\ 1.00 & 1.00 \\ 1.00 & 0.82 \\ 1.00 & 0.51 \\ 1.00 & 0.25 \\ 1.00 & 0.18 \end{pmatrix}$$

$$\gamma_{2i,j} := \frac{\Psi_{i,j} \cdot m_{\text{geschoß}_i}}{\sum_i \Psi_{i,j} \cdot m_{\text{geschoß}_i}}$$

$$\gamma_2 = \begin{pmatrix} 0.203 & 0.077 \\ 0.277 & 0.262 \\ 0.198 & 0.306 \\ 0.240 & 0.305 \\ 0.046 & 0.036 \\ 0.036 & 0.014 \\ 0.000 & 0.000 \end{pmatrix}$$

Kontrollwert.

$$\gamma_{2\text{sum}_j} := \sum_i \gamma_{2i,j}$$

$$\gamma_{2\text{sum}} = \begin{pmatrix} 1.000 \\ 1.000 \end{pmatrix}$$

Variante 3: Nach DIN 4149:1981 Gl. 1
(dynamisch korrekt, siehe z.B. Petersen Dynamik (1996) Abs. 13.4.3 Gl. 53,
liefert aber systematisch größere Werte als Variante 2)

$$\gamma_{3i,j} := \Psi_{i,j} \cdot \frac{\sum_i m_{\text{geschoß}_i} \cdot \Psi_{i,j}}{\sum_i m_{\text{geschoß}_i} \cdot (\Psi_{i,j})^2}$$

$$\gamma_3 = \begin{pmatrix} 1.000 & 0.323 \\ 1.000 & 0.808 \\ 1.000 & 1.321 \\ 1.000 & 1.084 \\ 1.000 & 0.672 \\ 1.000 & 0.337 \\ 1.000 & 0.242 \end{pmatrix}$$

Kontrollwert.

$$\gamma_{3\text{sum}_j} := \sum_i \gamma_{3i,j}$$

$$\gamma_{3\text{sum}} = \begin{pmatrix} 7.000 \\ 4.786 \end{pmatrix}$$

Horizontale Ersatzlasten in den beiden Richtungen

$$H_{E_{i,j}} := F_{b.T_j} \cdot \gamma_{2i,j}$$

$$H_E = \begin{pmatrix} 144 & 55 \\ 198 & 187 \\ 141 & 218 \\ 171 & 217 \\ 33 & 26 \\ 26 & 10 \\ 0 & 0 \end{pmatrix} \text{ kN}$$

Kontrollwert.

$$H_{E.Sum_j} := \sum_i H_{E,i,j}$$

$$H_{E.Sum} = \begin{pmatrix} 712 \\ 712 \end{pmatrix} \text{ kN}$$