



Lyonel-Feininger-Straße 1
99425 Weimar

☎ 03643 / 8334-0
📠 03643 / 8334-20
✉ info@ibb-weimar.de
🌐 www.ibb-weimar.de

DIPL.-ING. W. KRÜGER
Öffentlich bestellter und
vereidigter Sachverständiger
für Beton- und Stahlbetonbau

DIPL.-ING. K. BUNJE
Prüfingenieur für Massivbau
Sachverständiger für
Tragwerke und Bauschäden
Beratender Ingenieur

STATISCHE BERECHNUNG

- AUSFÜHRUNGSPLANUNG -

Projektnummer: **18280**

Bauvorhaben: **Lutherhaus 2024**
Neubau Veranstaltungsgebäude

Bauherr: **Stiftung Luthergedenkstätten in Sachsen-Anhalt**
Collegienstraße 54
06886 Lutherstadt Wittenberg

Entwurfsverfasser: **A+I Planungsbüro V. Seidl & Dr. B. Heinecke PartG mbB**
Neuhaldensleber Straße 32
39340 Haldensleben

Tragwerksplaner: **IBB Ingenieurbüro Bauwesen**
Krüger, Jungmann und Partner GmbH
Lyonel-Feininger-Straße 1
99425 Weimar

Datum: April 2025

Bearbeiter: Dr.-Ing. H.Schröter



Die statischen Berechnungen umfassen 147 Seiten



Inhalt

Inhalt.....	2
Vorbemerkungen	4
Lastzusammenstellung.....	6
Ständige Lasten.....	6
Veränderliche Lasten	7
Schneelasten.....	7
Windlasten	7
Nutzlasten.....	7
Feuerwiderstand der tragenden Bauteile.....	12
Gesamtmodell Veranstaltungsraum Achse A1 bis D4.....	13
1. Decken.....	18
1.20. Decke ü. EG – Achse A1 – D4.....	18
1.21. Decke ü. EG – Achse B4 – E5.....	22
1.30. Decke ü. UG – Achse A1 – D4.....	31
1.31. Decke über UG – Achse B4 – E5.....	43
2. Balken.....	54
2.20. ÜZ – Achse 2.....	54
2.21. Attika – Achse 1.....	60
2.22. Attika Achse A	66
2.23. Attika – Achse C5 – E6.....	71
2.24. UZ UG – Achse C – D.....	72
3. Stützen.....	73
3.20. Stahlbetonstütze EG – Achse 2	73
3.21. Stahlbetonstütze EG – Achse 1	80
3.22. Stahlbetonstütze Achse A.....	87
3.23. Stahlbetonstütze EG – Achse D5.....	93
3.24. Zugstütze Achse C5 und E6	94
4. Stahlbetonwände	95
4.20. Außenwand UG – Achse A1 – D4.....	95
4.21. Außenwände UG	103
5. Mauerwerkswände	107
5.20. Innenwände UG Achse A1 – D4	107
6. Treppen / Laufsteg.....	113



6.20. Treppelauf 18 Stg.	113
7. Gründung	120
7.1. Bodenplatten	120
7.1.20. Achse A1 – D4.....	120
7.1.21. Durchstanznachweis.....	132
7.1.22. Achse B4 – E5	135
7.2. Pfahlkopfbalken.....	144
7.2.20. Achse E.....	144
7.3. Pfähle.....	147



Vorbemerkungen

Aufgrund von denkmalschutzrechtlichen Auflagen im Zuge des Genehmigungsprozessen sowie von Auflagen aus der Baugenehmigung mussten folgende Änderungen in der statischen Berechnung berücksichtigt werden:

Veranstaltungsraum

An der südlichen Grenze des Baufeldes verläuft ca. 8 m unter GOK ein Hauptsammler. Über dem Hauptsammler sowie einem 5 m breiten Schutzstreifen dürfen keine Bauwerkslasten eingeleitet werden.

Das Untergeschoss des Veranstaltungsraumes wird in diesem Bereich frei auskragend geplant. Die Bettung der Bodenplatte wird im Bereich des Schutzstreifens mit einer entsprechend druckweichen Schicht für den Endzustand verhindert.

Um die Setzungsdifferenzen insbesondere im Bereich der Gebäudefuge in Achse 4 zu reduzieren wird für den GZG am Rand des Schutzstreifens ein Pfahlkopfbalken mit 4 zusätzlichen Mikropfählen angeordnet. Im GZT werden die Pfähle nicht berücksichtigt, so dass der Lastabtrag über eine reine Flachgründung gewährleistet ist. Die erforderlichen Bewehrungsmengen werden für beide Modelle berechnet, um den ungünstigsten Fall abzudecken.

Um das Trag- und Verformungsverhalten des Ersatzneubaus annähernd realitätsnah nachzuvollziehen, erfolgen die Berechnungen am dreidimensionalen Gesamtmodell.

Catering

Aufgrund des Hauptsammlers wurde der Grundriss von UG und EG des Caterings so angepasst, dass der Schutzstreifen nicht überbaut wird. Die statischen Positionen müssen unter Berücksichtigung der neuen Geometrien erneut nachgewiesen werden.

Die Berechnungen für den Neubau östlich der Klinkerwand (Veranstaltungsraum) erfolgen an einem 3D-Modell, wobei die Innenwände mit modelliert wurden. Damit sich an diesen Mauerwerkswänden keine unzulässigen Zugspannungen ergeben, wird die komplette Berechnung nichtlinear mit den entsprechenden Arbeitslinien im Bruchzustand durchgeführt.

Im Bereich des Schutzstreifens für den Hauptsammler wird keine Bettung für die Bodenplatte berücksichtigt, so dass das Gebäude in diesem Bereich frei auskragt. Um die Setzungen im GZG auf ein verträgliches Maß zu reduzieren, wird am Rand des Schutzstreifens ein Pfahlkopfbalken mit 4 Mikropfählen angeordnet. Die Mikropfähle werden im GZT nicht berücksichtigt, so dass es sich im GZT um eine Flachgründung handelt.

Um die Interaktion zwischen Bettungsspannungen der Bodenplatte mit der Pfahlmantelreibung im GZG zu berücksichtigen, wird die Steifigkeit der Pfähle zu 50% angesetzt.

**Unterlagen:**

- [1] Entwurfsplanung vom 14.10.2024
A+I Planungsbüro V.Seidl & Dr. B. Heinecke PartG mbB
- [2] Brandschutznachweis vom 12.12.2022 und 1. Nachtrag vom 16.03.2023
A+I Planungsbüro V.Seidl & Dr. B. Heinecke PartG mbB
- [3] Statische Berechnung: Neubau Eingangsgebäude am Lutherhaus in Wittenberg vom Sept. 2001
Ingenieurbüro Martin Krone
- [4] Statische Berechnung: Umbau Direktorenhaus / Foyer vom Juni. 2000
Ingenieurbüro Martin Krone
- [5] Stellungnahme zu Baugrund- und Untergrundverhältnissen: Stützwand am Lutherhaus, Stützwand an der Gartenmauer vom 22.04.2005
IBG Ingenieurbüro für Bodenmechanik und Grundbau
- [6] Geotechnischer Bericht (Hauptuntersuchung nach EC7) vom 22.04.2023
Geotechnik Dr. Nottrodt Weimar GmbH
- [7] Ergänzung - Gründungsempfehlung Veranstaltungsgebäude vom 15.05.2023
Geotechnik Dr. Nottrodt Weimar GmbH
- [8] Baugenehmigung Nr. 04683 - 2022 vom 17.07.2024
Landkreis Wittenberg
- [9] Gutachten zu den Baugrund- und Gründungsverhältnissen vom 31.01.2000
IBG Ingenieurbüro für Bodenmechanik und Grundbau

Berechnungsgrundlagen:

Den Berechnungen liegen die einschlägigen Normen und Baubestimmungen, Grundsätze und Richtlinien zugrunde, insbesondere:

DIN EN 1990 – EC0/NA	Grundlagen der Tragwerksplanung
DIN EN 1991 – EC1/NA	Einwirkung auf Tragwerk
DIN EN 1992 – EC2/NA	Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken
DIN EN 1993 – EC3/NA	Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten
DIN EN 1995 – EC5/NA	Bemessung und Konstruktion von Holzbauten
DIN EN 1996 – EC6/NA	Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten
DIN EN 1997 – EC7/NA	Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik

Positionsnummern:

0.1 ... 0.X	Dachkonstruktion
1.1 ... 1.X	Decken
2.1 ... 2.X	Balken (Unter-/Überzüge)
3.1 ... 3.X	Stützen
4.1 ... 4.X	Stahlbetonwände
5.1 ... 5.X	Mauerwerkswände
6.1 ... 6.X	Treppen
7.1 ... 7.X	Gründung



Lastzusammenstellung

Ständige Lasten

nach DIN EN 1991-1-1:2010-12, DIN EN 1991-1-1/NA: 2010-12

Ausbaulasten Dach	Dachdeckung (alternativ PV)	g	= 0,70 kN/m ²
	Dämmung und Dampfsperre	g	= 0,08 kN/m ²
	OSB-Platten t = 22 mm	g	= 0,12 kN/m ²
	Gipskartonplatten	g	= 0,25 kN/m ²
	Σg		= 1,15 kN/m ²
Ausbaulasten Flachdach	Gründach (extensiv)	g	= 1,50 kN/m ²
Gründach	Dämmung 20 cm	g	= 0,07 kN/m ²
	Dachdichtungsbahn 2-lagig	g	= 0,08 kN/m ²
	Abgehangene Decke	g	= 0,25 kN/m ²
	Σg		= 1,90 kN/m ²
Ausbaulasten Flachdach	PV-Anlage (incl. Ballastierung)	g	= 1,50 kN/m ²
PV	Dachdichtungsbahn 1-lagig	g	= 0,04 kN/m ²
	Dämmung 20 cm	g	= 0,07 kN/m ²
	Dachdichtungsbahn 2-lagig	g	= 0,08 kN/m ²
	Abgehangene Decke	g	= 0,25 kN/m ²
	Σg		= 2,00 kN/m ²
Ausbaulasten Decke ü. OG/EG	Bodenbelag	g	= 0,15 kN/m ²
	Zementestrich 7 cm	g	= 1,54 kN/m ²
	Trittschalldämmung	g	= 0,06 kN/m ²
	Abgehangene Decke	g	= 0,25 kN/m ²
	Σg		= 2,00 kN/m ²
Ausbaulasten Decke ü. UG - Terrasse	Granit-Pflaster incl. Splitt	g	= 4,00 kN/m ²
	Schaumglas 20 cm	g	= 0,40 kN/m ²
	Abdichtung 2 lagig	g	= 0,10 kN/m ²
	Σg		= 4,50 kN/m ²
Ausbaulasten Decke Treppenhaus	Bodenbelag	g	= 0,15 kN/m ²
	Zementestrich 7 cm	g	= 1,54 kN/m ²
	Trittschalldämmung	g	= 0,06 kN/m ²
	Σg		= 1,75 kN/m ²
Ausbaulasten Bodenplatte	Bodenbelag	g	= 0,15 kN/m ²
	Zementestrich 7 cm	g	= 1,54 kN/m ²
	Trittschalldämmung	g	= 0,06 kN/m ²
	Σg		= 1,75 kN/m ²



Veränderliche Lasten

Schneelasten

nach DIN EN 1991-1-3: 2010-12, DIN EN 1991-1-3/NA: 2010-12

SLZ II

Gelände $h \approx 160$ m ü. NN $\rightarrow$ Regelschneelast: $s_k = 0,85 \text{ kN/m}^2$

Schneeanwehung	Verbindungsbau	$h = 6,12 \text{ m}$	$s_2 = 2,0 \text{ kN/m}^2$
	Innenhofüberdachung	$h = 3,90 \text{ m}$	$s_2 = 0,9 \text{ kN/m}^2$

Windlasten

nach DIN EN 1991-1-4: 2010-12, DIN EN 1991-1-4/NA: 2010-12

WZ 2	$q_{b0} = 0,39 \text{ kN/m}^2$	
Gk: Binnenland	Firsthöhe über GOK ca. 14 m	$q_p = 0,75 \text{ kN/m}^2$

Nutzlasten

nach DIN EN 1991-1-1: 2010-12, DIN EN 1991-1-1/NA: 2010-12

Museum	Kat. C3	$q = 5,0 \text{ kN/m}^2$
Veranstaltung	Kat. C3	$q = 5,0 \text{ kN/m}^2$
Terrasse	Kat. C5	$q = 5,0 \text{ kN/m}^2$
Treppen	Kat. T2	$q = 5,0 \text{ kN/m}^2$
Büro	Kat. B1 (incl. Trennwandzuschlag 3 bis 5 kN/m Wandlänge)	$q = 3,2 \text{ kN/m}^2$
Flure	Kat. B1	$q = 2,0 \text{ kN/m}^2$
Treppen	Kat. T1	$q = 3,0 \text{ kN/m}^2$



Position: Schneeanwehung Verbindungsbau

Lasten aus Wind und Schnee (x64) LWS+ 01/23B (FRILO R-2023-1/P02)

System

Basiswerte

Land Deutschland
Schnee-Norm DIN EN 1991-1-3/NA:2019-04

Gemeinde 0688* Wittenberg (Lutherstadt)
Geländehöhe $h_{NN} = 106.00$ m
Klimaregion Zentral-Ost
Schneezone 2

(Eine Gemeindezuordnung ist in den Schnee- und Windnormen nicht rechtsverbindlich geregelt!)

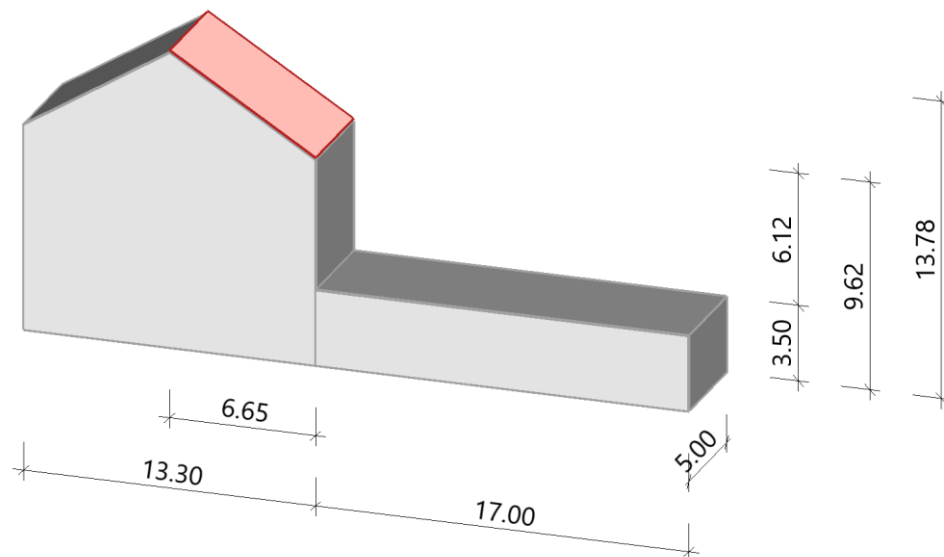
Beiwerte

Faktor für Schneetraulast $k = 0.40$

Geometrie Höhengsprung

Gebäudehöhe $h = 13.78$ m
Gebäudebreite $b = 13.30$ m
Gebäuelänge $l = 5.00$ m
wirksame Breite $b_3 = 6.65$ m
Dachneigung $\alpha_D = 32.0^\circ$
Traufhöhe $h_t = 9.62$ m
Anbauhöhe $h_2 = 3.50$ m
Anbaubreite $b_2 = 17.00$ m
Höhensprung $h = 6.12$ m

Grafik



Lasten

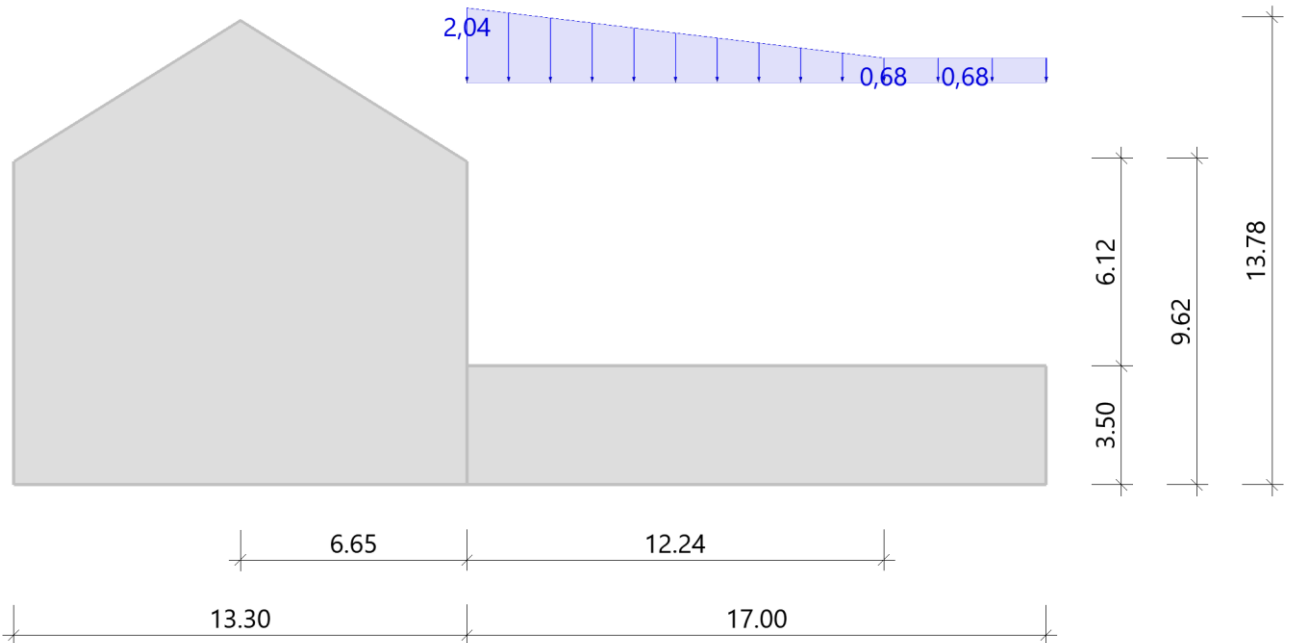
Bodenschneelast $s_k = 0.85$ kN/m²



Ergebnisse

Schnee

Grafik



Tabelle

Sit	μ_s	μ_w	$\mu_2^{1)}$	μ_1	$s_2^{2)}$ [kN/m ²]	s_1 [kN/m ²]	$\Delta s_2^{3)}$ [kN/m ²]	L_s [m]
P/T	0.43	2.48	2.40	0.80	2.04	0.68	1.36	12.24

Alle Werte sind charakteristische Werte.

Sit: P/T=persistent/transient, excp=exceptional

- 1 : $\mu_2 = \mu_s + \mu_w$
- 2 : $s_2 = \mu_2 \cdot s_k$
- 3 : $\Delta s_2 = s_2 - s_1$


Position: W+S 2 Schneeanwehung

Lasten aus Wind und Schnee (x64) LWS+ 01/23B (FRILO R-2023-1/P02)

System
Basiswerte

 Land Deutschland
 Schnee-Norm DIN EN 1991-1-3/NA:2019-04

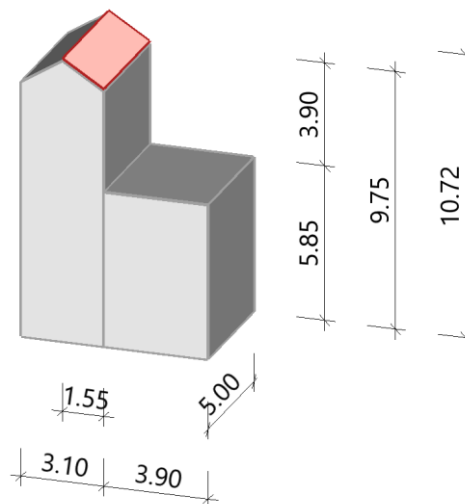
 Gemeinde 0688* Wittenberg (Lutherstadt)
 Geländehöhe $h_{NN} = 106.00$ m
 Klimaregion Zentral-Ost
 Schneezone 2

(Eine Gemeindezuordnung ist in den Schnee- und Windnormen nicht rechtsverbindlich geregelt!)

Beiwerte

 Faktor für Schneetraulast $k = 0.40$
Geometrie Höhengsprung

 Gebäudehöhe $h = 10.72$ m
 Gebäudebreite $b = 3.10$ m
 Gebäudelänge $l = 5.00$ m
 wirksame Breite $b_3 = 1.55$ m
 Dachneigung $\alpha_D = 32.0^\circ$
 Traufhöhe $h_t = 9.75$ m
 Anbauhöhe $h_2 = 5.85$ m
 Anbaubreite $b_2 = 3.90$ m
 Höhengsprung $h = 3.90$ m

Grafik

Lasten

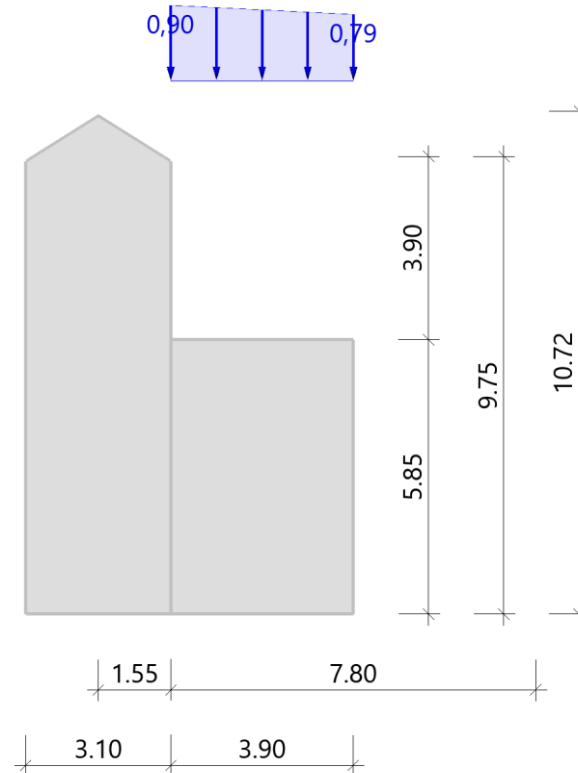
 Bodenschneelast $s_k = 0.85$ kN/m²



Ergebnisse

Schnee

Grafik



Tabelle

Sit	μ_s	μ_w	$\mu_2^{1)}$	μ_1	$s_2^{2)}$ [kN/m²]	$s_b^{3)}$ [kN/m²]	s_1 [kN/m²]	$\Delta s_2^{4)}$ [kN/m²]	Δs_b [kN/m²]	L_s [m]
P/T	0.16	0.90	1.06	0.80	0.90	0.79	0.68	0.22	0.11	7.80

Alle Werte sind charakteristische Werte.
Sit: P/T=persistent/transient, excp=exceptional

- 1 : $\mu_2 = \mu_s + \mu_w$
- 2 : $s_2 = \mu_2 \cdot s_k$
- 3 : s_b = interpoliert zwischen s_2 und s_1
- 4 : $\Delta s_2 = s_2 - s_1$



Feuerwiderstand der tragenden Bauteile

Bauteil	Anforderung nach [2]	erforderliche Ausführung		vorhandene Ausführung	
Spb.-Decken	F60 (R60)	Plattendicke	erf. $d \geq 8 \text{ cm}$	Nachweis siehe Statikposition	
		Achsabstand	erf. $a \geq 2,0 \text{ cm}$		
Stb.-Decken – einachsrig	F60 (R60)	Plattendicke	erf. $d \geq 8 \text{ cm}$	Plattendicke	vorh. $d \geq 25 \text{ cm}$
		Achsabstand	erf. $a \geq 2,0 \text{ cm}$	Achsabstand	vorh. $a \geq 2,5 \text{ cm}$
Stb.-Decken – zweiachsrig EG - DG	F60 (R60)	Plattendicke	erf. $d \geq 18 \text{ cm}$	Plattendicke	vorh. $d \geq 22 \text{ cm}$
		Achsabstand	erf. $a \geq 1,5 \text{ cm}$	Achsabstand	vorh. $a \geq 2,5 \text{ cm}$
Stb.-Decken UG	F90 (R90)	Plattendicke	erf. $d \geq 20 \text{ cm}$	Plattendicke	vorh. $d \geq 25 \text{ cm}$
		Achsabstand	erf. $a \geq 2,5 \text{ cm}$	Achsabstand	vorh. $a \geq 2,5 \text{ cm}$
Stb. UZ/ÜZ (stat. best.) EG - DG	F60 (R60)	Stegbreite	erf. $b_w \geq 20 \text{ cm}$	Stegbreite	vorh. $b_w = 24 \text{ cm}$
		Achsabstand	erf. $a \geq 3,0 \text{ cm}$	Achsabstand	vorh. $a \geq 3,5 \text{ cm}$
Stb. UZ/ÜZ (stat. best.) UG	F90 (R90)	Stegbreite	erf. $b_w \geq 20 \text{ cm}$	Stegbreite	vorh. $b_w = 24 \text{ cm}$
		Achsabstand	erf. $a \geq 4,5 \text{ cm}$	Achsabstand	vorh. $a \geq 4,5 \text{ cm}$
Stb. UZ/ÜZ (stat. unbest.) EG - DG	F60 (R60)	Stegbreite	erf. $b_w \geq 12 \text{ cm}$	Stegbreite	vorh. $b_w = 24 \text{ cm}$
		Achsabstand	erf. $a \geq 2,5 \text{ cm}$	Achsabstand	vorh. $a \geq 3,5 \text{ cm}$
Stb. UZ/ÜZ (stat. unbest.) UG	F90 (R90)	Stegbreite	erf. $b_w \geq 15 \text{ cm}$	Stegbreite	vorh. $b_w = 24 \text{ cm}$
		Achsabstand	erf. $a \geq 3,5 \text{ cm}$	Achsabstand	vorh. $a \geq 3,5 \text{ cm}$
Stb.-Stütze EG - DG	F60 (R30)	Nachweis siehe Statikposition			
Stb.-Stütze UG	F90 (R90)	Nachweis siehe Statikposition			
Stb.-Wand EG - DG	F60 (R30)	Wanddicke	erf. $b \geq 14 \text{ cm}$	Wanddicke	vorh. $b = 24 \text{ cm}$
		Achsabstand	erf. $a \geq 1,0 \text{ cm}$	Achsabstand	vorh. $a \geq 2,4 \text{ cm}$
Stb.-Wand UG	F90 (R90)	Wanddicke	erf. $b \geq 17 \text{ cm}$	Wanddicke	vorh. $b = 24 \text{ cm}$
		Achsabstand	erf. $a \geq 2,5 \text{ cm}$	Achsabstand	vorh. $a \geq 2,5 \text{ cm}$
Stb.-Treppen-lauf/-podest	B	nicht brennbar		Stahlbeton	
MW-Wand EG – DG	F60 (R60)	Wanddicke	erf. $t \geq 11,5 \text{ cm}$	Wanddicke	vorh. $t \geq 17,5 \text{ cm}$
MW-Wand KG	F90 (R90)	Wanddicke	erf. $t \geq 11,5 \text{ cm}$	Wanddicke	vorh. $t \geq 11,5 \text{ cm}$



Gesamtmodell Veranstaltungsraum Achse A1 bis D4

<u>Parameter:</u>	System:	Faltwerk
	Hauptabmessung:	L x B x H = ca. 19,0 x 7,0 x 3,5 m
	WU - Konstruktion	Beanspruchungsklasse 1, Nutzungsklasse A Bemessungswasserstand 68,0 m NHN Druckgefälle $i < 0,5$ m zul. $w_k = 0,2$ mm
	Bodenplatte:	Querschnitt $h = 30$ cm Material: Beton C35/45 Betonstahl B500B
	Expositionsklasse:	unten XC2, XA2 WF $c_{nom} = 3,5$ cm oben XC1, W0 $c_{nom} = 2,0$ cm
	Außenwände:	Querschnitt $h = 25$ cm, Halbfertigteile (Hohlwände) Material: Beton C35/45 Betonstahl B500B
	Expositionsklasse:	außen XC2, XA2 WF $c_{nom} = 3,0$ cm (FT) innen XC1, W0 $c_{nom} = 1,5$ cm (FT) Größtkorn 16 mm $b_{w,i} \geq 14$ cm
	Innenwände:	Querschnitt $t = 11,5 \dots 17,5$ cm Material: Mauerwerk KS SFK12 M10
	Decke über UG	Querschnitt $h = 30$ cm Material: Beton C30/37 Betonstahl B500B
	Expositionsklasse:	außen XC3 WF $c_{nom} = 3,5$ cm innen XC1, W0 $c_{nom} = 2,0$ cm

<u>Modellbildung:</u>	Bodenplatte (Gruppe 10)	Bettung	Randstreifen $C = 7,4$ MN/m ³ Innenbereich $C = 3,7$ MN/m ³ Schutzstreifen $C = 0$ MN/m ³
	Außenwände	alle Anschlüsse gelenkig	

<u>Belastung:</u>	ständige Lasten		
	Eigenlast		programmintern
	Ausbauast		$g = 2,0$ kN/m ²
	Erddruck (Annahme $\varphi \geq 30^\circ$, $\gamma \leq 20$ kN/m ³)	$e_{gh} = 0,5 \times 20 \times 3,42$	$= 34,2$ kN/m
	aus Pos. 2.20 bzw. 3.20	$G_B = 112,2 + 4,2$	$= 116,4$ kN
		$G_{B-C} = 121,6 + 4,2$	$= 125,8$ kN
		$G_{C-D} = 112,9 + 4,2$	$= 117,1$ kN
		$G_{C-D} = 137,1 + 4,2$	$= 141,3$ kN
		$G_D = 48,4 + 4,2$	$= 52,6$ kN
	aus Pos. 2.21 bzw. 3.21	$G_A = 22,3 + 17,4$	$= 39,7$ kN
		$G_B = 102,1 + 17,4$	$= 119,5$ kN
		$G_C = 198,0 + 17,4$	$= 215,4$ kN
		$G_{C-D} = 187,3 + 17,4$	$= 204,7$ kN
		G_D	$= -10,1$ kN
	aus Pos. 2.22 bzw. 3.22	G_A	$= 11,7$ kN
		$G_B = 65,0 + 7,5$	$= 72,5$ kN
		$G_{B-C} = 38,3 + 7,5$	$= 45,8$ kN



Außenwände $g = (0,24 \times 25 + 0,5) \times 3,45 = 22,4 \text{ kN/m}$
Fenster $g = 2,0 \text{ kN/m}$

veränderliche Lasten

Nutzlast $q = 5,0 \text{ kN/m}$
Schnee aus Pos. 2.20
 $S_B = 15,4 \text{ kN}$
 $S_{B-C} = 18,1 \text{ kN}$
 $S_{C-D} = 21,4 \text{ kN}$
 $S_{C-D} = 28,0 \text{ kN}$
 $S_D = 11,5 \text{ kN}$
aus Pos. 2.21
 $S_A = 5,1 \text{ kN}$
 $S_B = 14,3 \text{ kN}$
 $S_C = 25,9 \text{ kN}$
 $S_{C-D} = 33,1 \text{ kN}$
 $S_D = 7,1 \text{ kN}$
aus Pos. 2.22
 $S_A = 1,2 \text{ kN}$
 $S_B = 5,6 \text{ kN}$
 $S_{B-C} = 4,8 \text{ kN}$

Nachweis: siehe Programmausdruck

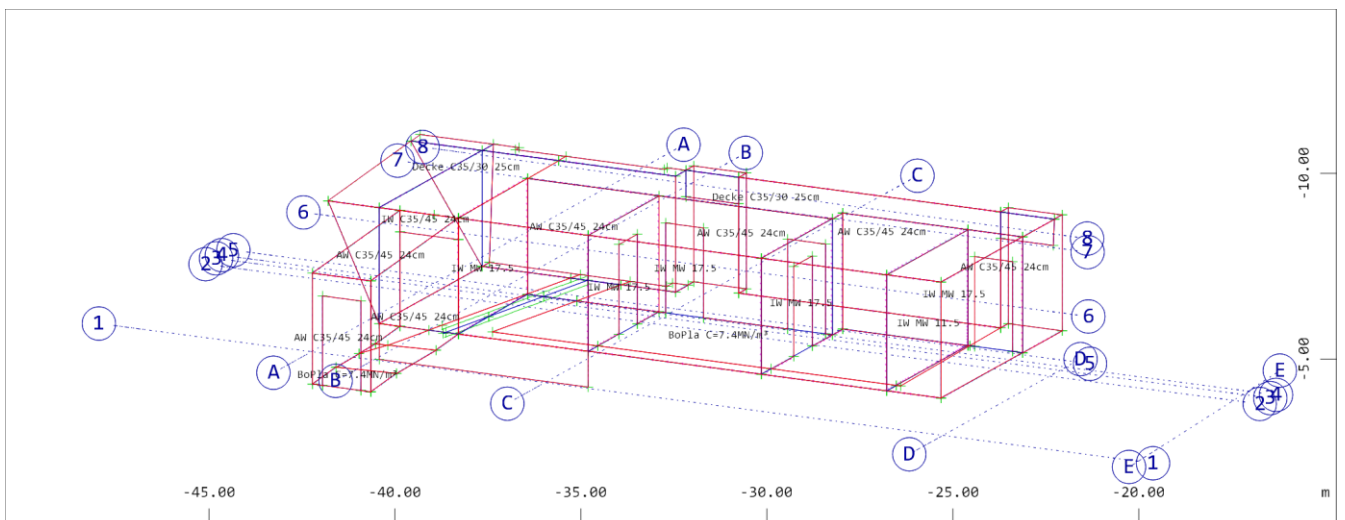
Auflager: siehe Programmausdruck

Bewehrung: Bodenplatte obere Lage $\emptyset 10/10 \#$ vorh. $a_s = 7,85 \text{ cm}^2/\text{m}$
untere Lage $\emptyset 10/10 \#$ vorh. $a_s = 7,85 \text{ cm}^2/\text{m}$

Wände horizontal 0 bis 1,50 m $\emptyset 10/7,5 \text{ i} + \text{a}$ vorh. $a_s = 10,47 \text{ cm}^2/\text{m}$
1,50 bis 3,42 m $\emptyset 10/10 \text{ i} + \text{a}$ vorh. $a_s = 7,85 \text{ cm}^2/\text{m}$
vertikal $\emptyset 10/15 \text{ i} + \text{a}$ vorh. $a_s = 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}$
Anschluss $\emptyset 12/15 + \emptyset 10/15$ vorh. $a_s = 12,78 \text{ cm}^2/\text{m}$

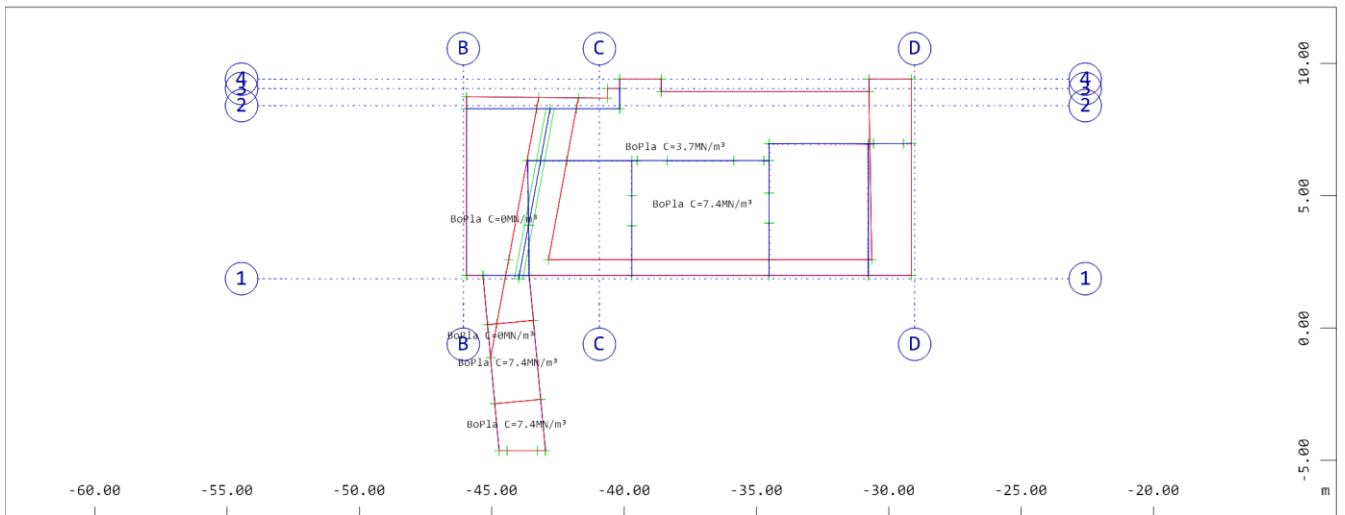
Decke untere Lage Q335 bzw. $\emptyset 8/15 \#$ vorh. $a_s = 3,35 \text{ cm}^2/\text{m}$
obere Lage Q524 bzw. $\emptyset 10/15 \#$ vorh. $a_s = 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}$

Zulagen entsprechend Programmausdruck



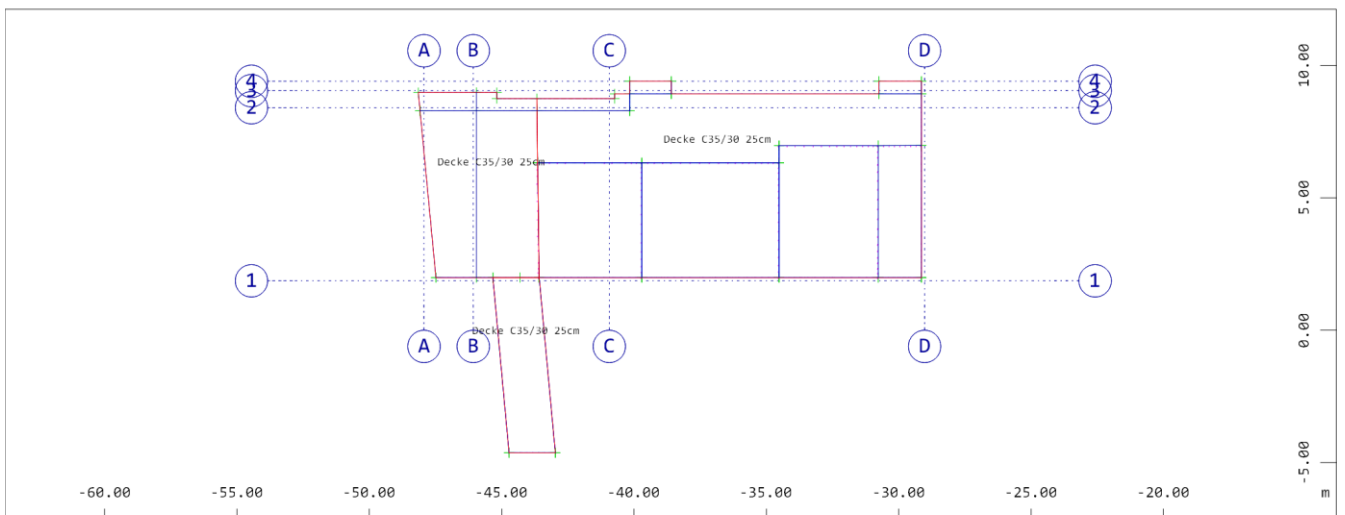
Kontur
Strukturflächenbezeichnungen (Max=29)

M 1 : 200
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962



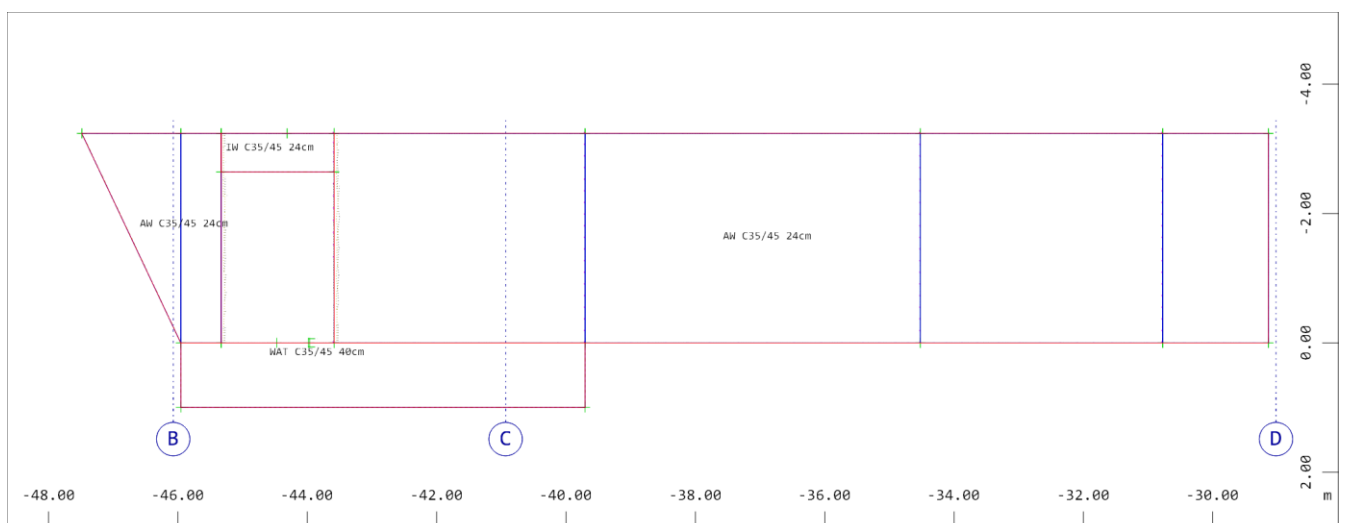
Systemausschnitt Stabelemente,Flächenelemente
Kontur
Strukturflächenbezeichnungen (Max=27)

M 1 : 281



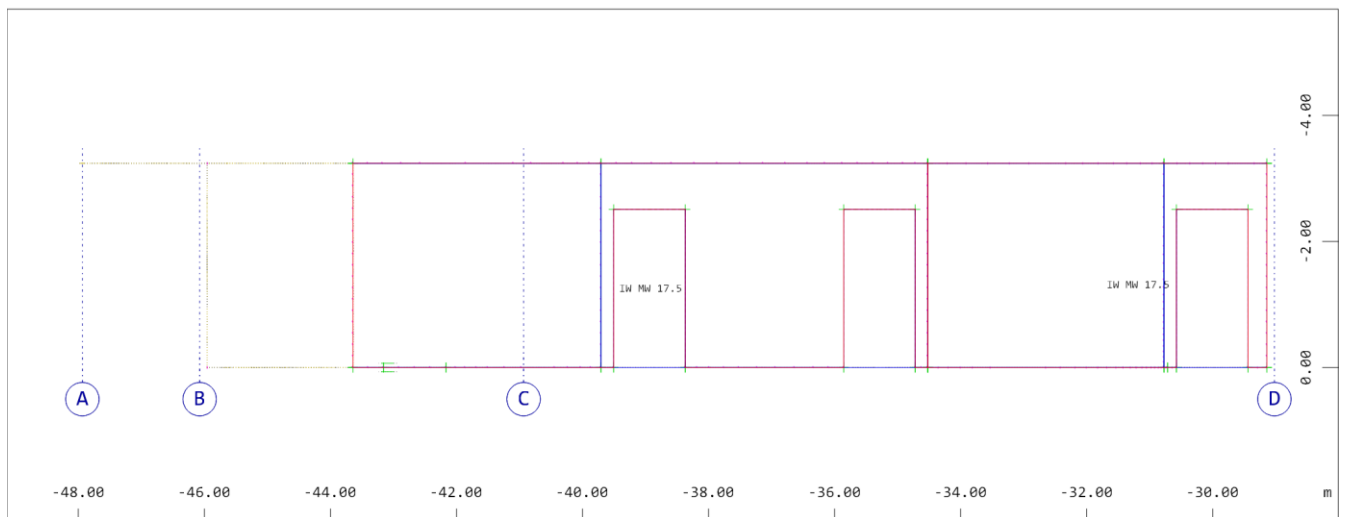
Systemausschnitt Stabelemente,Flächenelemente
Kontur
Strukturflächenbezeichnungen (Max=23)

M 1 : 281



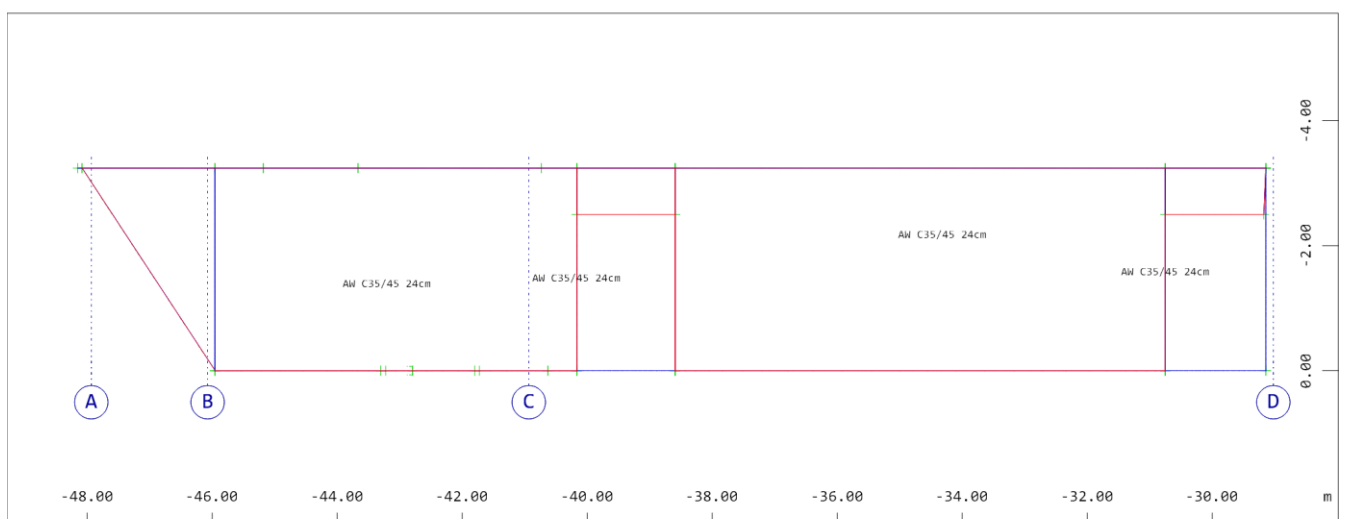
Systemausschnitt Stabelemente,Flächenelemente
Kontur
Strukturflächenbezeichnungen (Max=29)

M 1 : 115



Systemausschnitt Stabelemente,Flächenelemente
Kontur
Strukturflächenbezeichnungen (Max=20)

M 1 : 118



Systemausschnitt Stabelemente,Flächenelemente
Kontur
Strukturflächenbezeichnungen (Max=14)

M 1 : 119





1. Decken

1.20. Decke ü. EG – Achse A1 – D4

<u>Parameter:</u>	System:	einachsig spannende Einfeldplatte
	Abmessung:	$L_{\text{eff}} = 5,86 \text{ m}$
	Querschnitt:	$h = 25 \text{ cm}$
	Material:	Beton C25/30
		Betonstahl B500B
	Expositionsklasse:	XC1, W0 $c_{\text{nom}} = 2,0 \text{ cm}$

<u>Belastung:</u>	ständige Lasten		
	Eigenlast	g	= 6,25 kN/m ²
	Ausbaulast	g	= 2,0 kN/m ²
	veränderliche Lasten		
	Nutzlast	Q	= 1,0 kN
	Schnee	s	= 0,85 kN/m ²
	aufgeständerte PV-Anlage → Bodenwert		
	Schneeanwehung	$s_{\mu 2}$	= 2,04 kN/m ²

Nachweis: siehe Programmausdruck

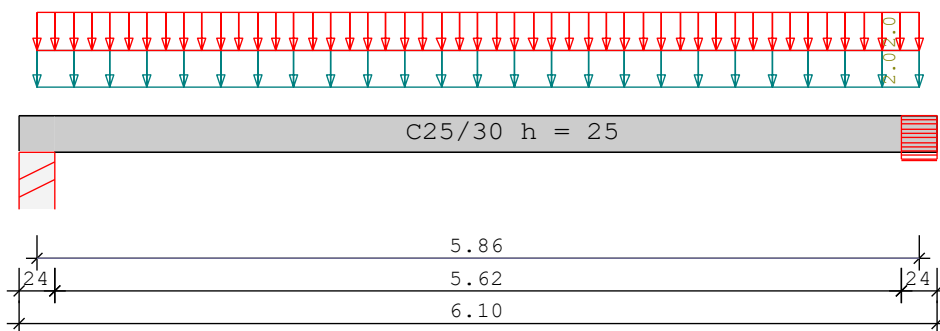
<u>Auflager:</u>	ständige Last	g	= 24,2 kN/m
	veränderliche Last	$s(x = 0,0)$	= 5,9 kN/m
		$s(x = 12,0 \dots 16,55)$	= 2,5 kN/m

<u>Bewehrung:</u>	untere Lage	Ø12/10	erf. $a_s = 6,19 \text{ cm}^2/\text{m}$	≤	vorh. $a_s = 11,31 \text{ cm}^2/\text{m}$
	obere Lage	Ø8/15	erf. $a_s = 1,55 \text{ cm}^2/\text{m}$	≤	vorh. $a_s = 3,35 \text{ cm}^2/\text{m}$


Position: 1.20 Decke Veranstaltungsraum

Durchlaufträger DLT10 02/2022/A (FRILO R-2023-1-x86)

Maßstab 1 : 50

Stahlbetonplatte C25/30 E = 31000 N/mm² DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12

System Länge

Querschnittswerte

Feld L (m)

b (cm)

h (cm)

I (cm⁴)

1

5.86

konstant

100.0

25.0

130208.3

Trägerbezogene Lasten (kN,m)

Belastung
(kN,m)

Lasttyp:

1=Gleichlast über L

2=Einzellast bei a

3=Einzelmoment bei a

4=Trapezlast von a - a+b

5=Dreieckslast über L

6=Trapezlast über L

Typ EG Gr

VK

g_{l/r}q_{l/r}

Fak.

Abst. Lb/Lc

ausPOS

Phi

1

J

2.00

2.00

1.00

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 25.0 kN/m³ berücksichtigt.

Einwirkungen:

Nr KI Bezeichnung

ψ₀ψ₁ψ₂

γ

J

3

Schnee bis NN +1000m

0.50

0.20

0.00

1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{Fi} = 1.0 Tab. B3

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum

(kNm , kN)

Feld

M_fM_{li}M_{re}V_{li}V_{re}

1

x₀ =

2.93

44.00

0.00

0.00

30.03

-30.03

Stützmomente Maximum

(kNm , kN)

Stütze

M_{li}M_{re}V_{li}V_{re}

max F

min F

1

0.00

0.00

0.00

30.03

30.03

24.17

2

0.00

0.00

-30.03

0.00

30.03

24.17

Auflagerkräfte

(kN)

Stütze

aus g

max q

min q

Vollast

max

min

1

24.17

5.86

0.00

30.03

30.03

24.17

2

24.17

5.86

0.00

30.03

30.03

24.17

Summe:

48.35

11.72

0.00

60.07

60.07

48.35



Auflagerkräfte (kN)				
EG	Stütze 1		Stütze 2	
	max	min	max	min
g	24.2	24.2	24.2	24.2
J	5.9	0.0	5.9	0.0
Sum	30.0	24.2	30.0	24.2

Durchbiegungen in Zustand I gerechnet!					
Durchbiegungen maximale			minimale		
Feld Nr.	x (m)	f (cm) Komb	x (m)	f (cm)	
1	2.93	0.39	2	5.86	0.00 0

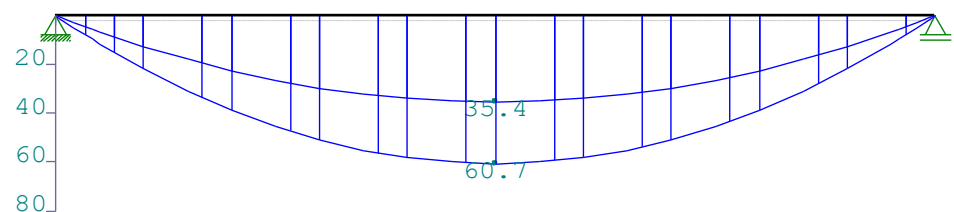
Ergebnisse für y-fache Lasten
 Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{Fi} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum (kNm , kN)						
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 = 2.93	60.68	0.00	0.00	41.42	-41.42

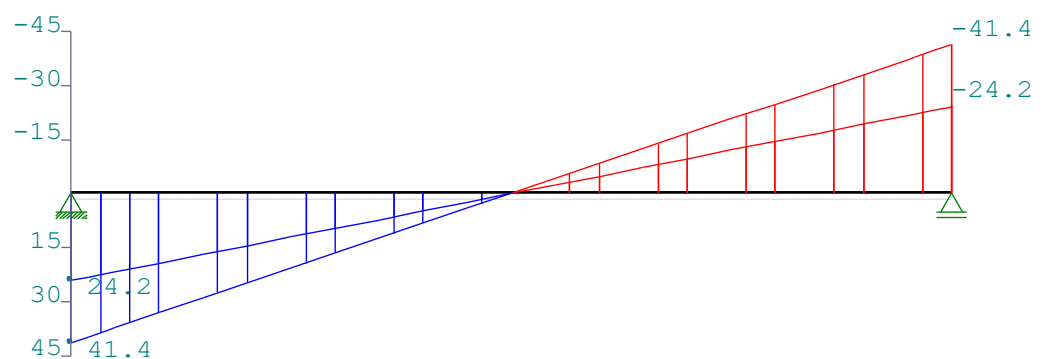
Stützmomente Maximum (kNm , kN)						
Stütze		Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F min F
1		0.00	0.00	0.00	41.42	41.42 24.17
2		0.00	0.00	-41.42	0.00	41.42 24.17

Maßstab 1 : 50

Myd [kNm]



Vzd [kN]





Bemessung DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
 FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.146
 C25/30 B500A normalduktil

Betondeckung: $c_v = 2.0 \text{ cm} \geq \text{erf } c_v$
 Bewehrungslage: $d_o = 2.4 \text{ cm}$ $d_B = 0$ $d_S = 8$
 $d_u = 2.5 \text{ cm}$ $d_B = 0$ $d_S = 12$

Die Feldbewehrung ist nicht gestaffelt.
 Die Duktilitätsbewehrung nach 9.2.1.1 ist in erf As enthalten.

Kriechbeiwert: $\phi = 2.90 \epsilon_{cs} = 0.40 \text{ ‰}$ $h_0 = 22.50 \text{ cm}$

Auflagerbedingungen

Stütze	Breite (cm)	Lager	Art
1	24.0	Beton	direkt
2	24.0		indirekt

Mindestbewehrung EN2 9.2.1.1 (9.1) $f_{ctm} = 2.56 \text{ N/mm}^2$

Q.Nr.	min M_u (kNm)	erf A_s (cm ²)	min M_o (kNm)	erf A_s (cm ²)	
1	26.72	2.64	-26.72	2.63	100.0/25.0

Feldbewehrung

Feld Nr.	x (m)	M_{yd} (kNm)	min M_{yd} (kNm)	d (cm)	k_x	A_{su} (cm ²)	A_{so} (cm ²)
1	2.93	60.7		22.5	0.11	6.2	0.0

Am ersten Auflager sind mindestens 3.1 cm² zu verankern.

Am letzten Auflager sind mindestens 3.1 cm² zu verankern.

Querkraft VK-Lager ist mit $F = V_{Ed} \cdot \cot(\Theta) / 2$ berücksichtigt.

Berechnung mit modifizierter eff. Steifigkeit (Zeta-Verfahren)

Zugfestigkeit und Rissmoment mit $f_{ctm} = 2.6 \text{ N/mm}^2$

Gebrauchstauglichkeit - Durchbiegungen (cm) $\phi = 2.90 \epsilon_{cs} = 0.40 \text{ ‰}$
 quasi-ständige Kombination

Feld	x	f_{EI}	$f_{EI}\phi$	$f_{EI}\phi\epsilon$	f_{EI},g	f_{EI}	$f_{EI}\phi$	$f_{EI}\phi\epsilon$	f
1	2.93	0.30	0.95	1.18	0.91	0.91	1.58	2.11	2.11

Vorhandene Längsbewehrung

Feld	erf $A_{s,el}$	$A_{s,pl}$	vorh A_s
1	6.19		11.30 10Φ12
Stütze			
1	0.00		1.01 2Φ8
2	0.00		1.01 2Φ8



1.21. Decke ü. EG – Achse B4 – E5

<u>Parameter:</u>	System:	zweiachsig spannende Einfeldplatte	
	Abmessung:	$L_{\text{eff},x} = m, L_{\text{eff},y} = m$	
	Querschnitt:	$h = 20 \text{ cm}$	
	Material:	Beton	C25/30
		Betonstahl	B500B
	Expositionsklasse:	XC1, W0	$c_{\text{nom}} = 2,0 \text{ cm}$

<u>Belastung:</u>	ständige Lasten		
	Eigenlast	g	= 5,00 kN/m ²
	Ausbaulast	g	= 2,00 kN/m ²
	veränderliche Lasten		
	Schnee	aufgeständerte PV-Anlage → Bodenwert	s = 0,85 kN/m ²
		Schneeanwehung	$s_{\mu 2} = 2,04 \text{ kN/m}^2$

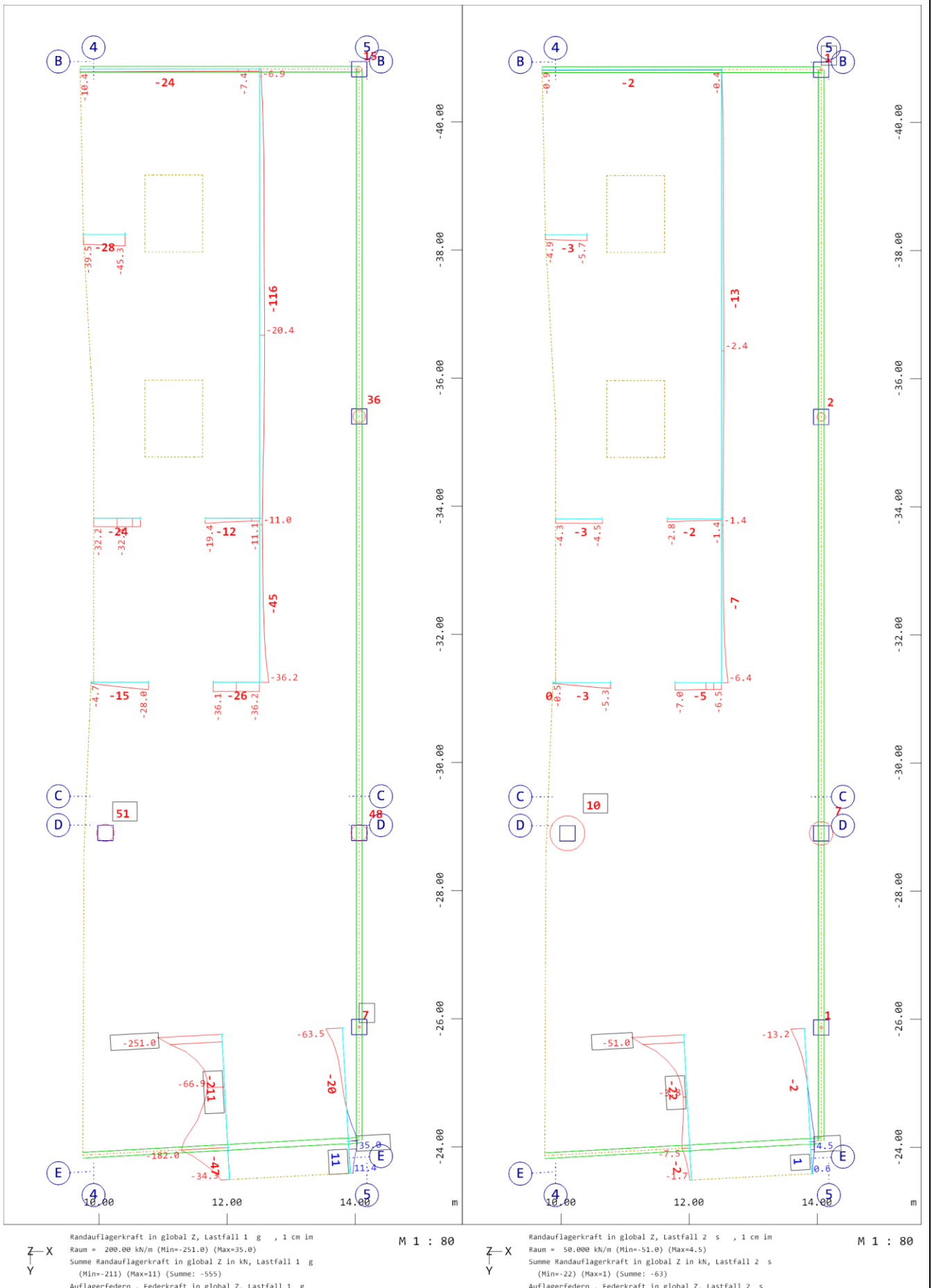
Nachweis: siehe Programmausdruck

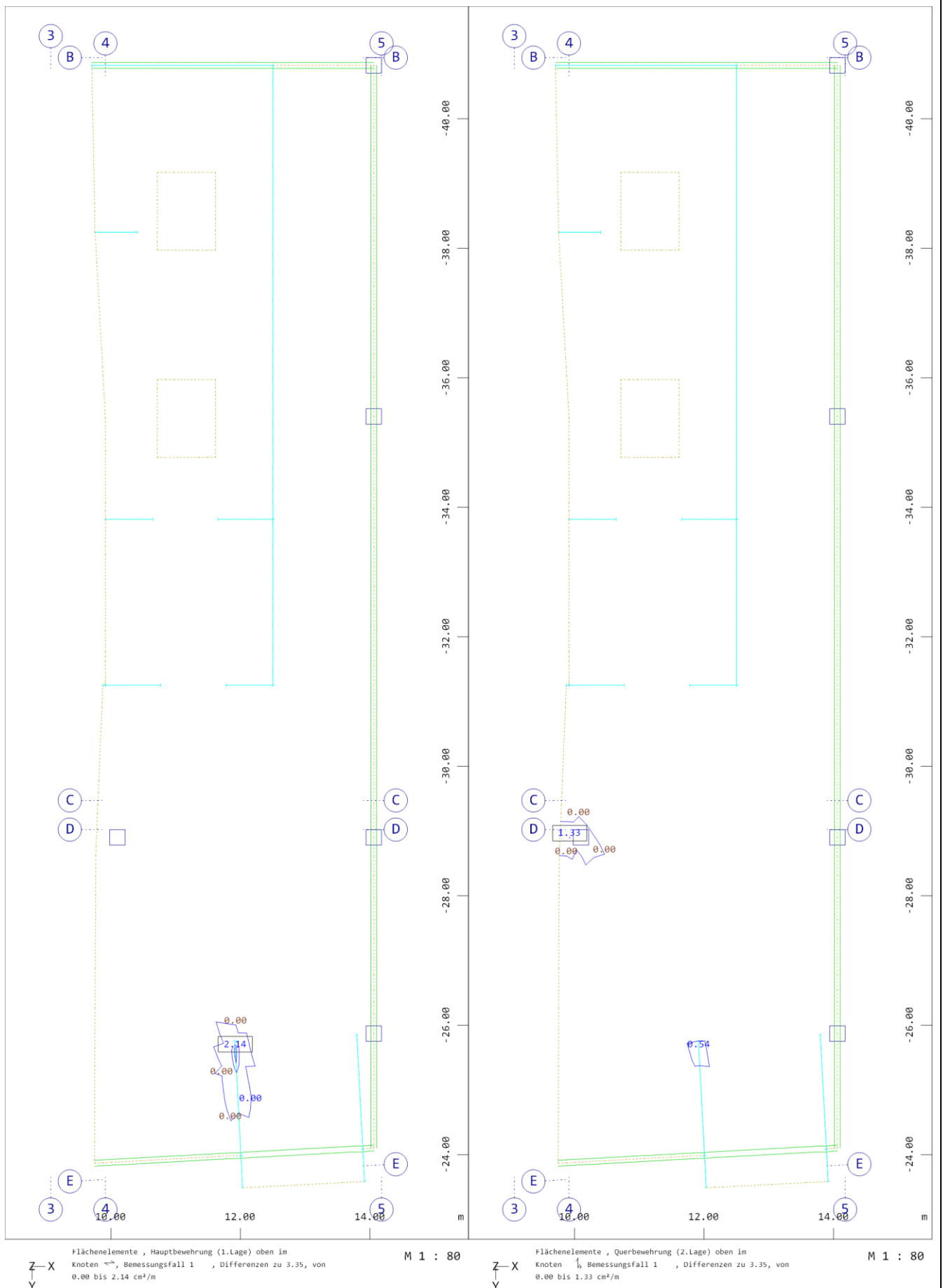
Auflager: siehe Programmausdruck

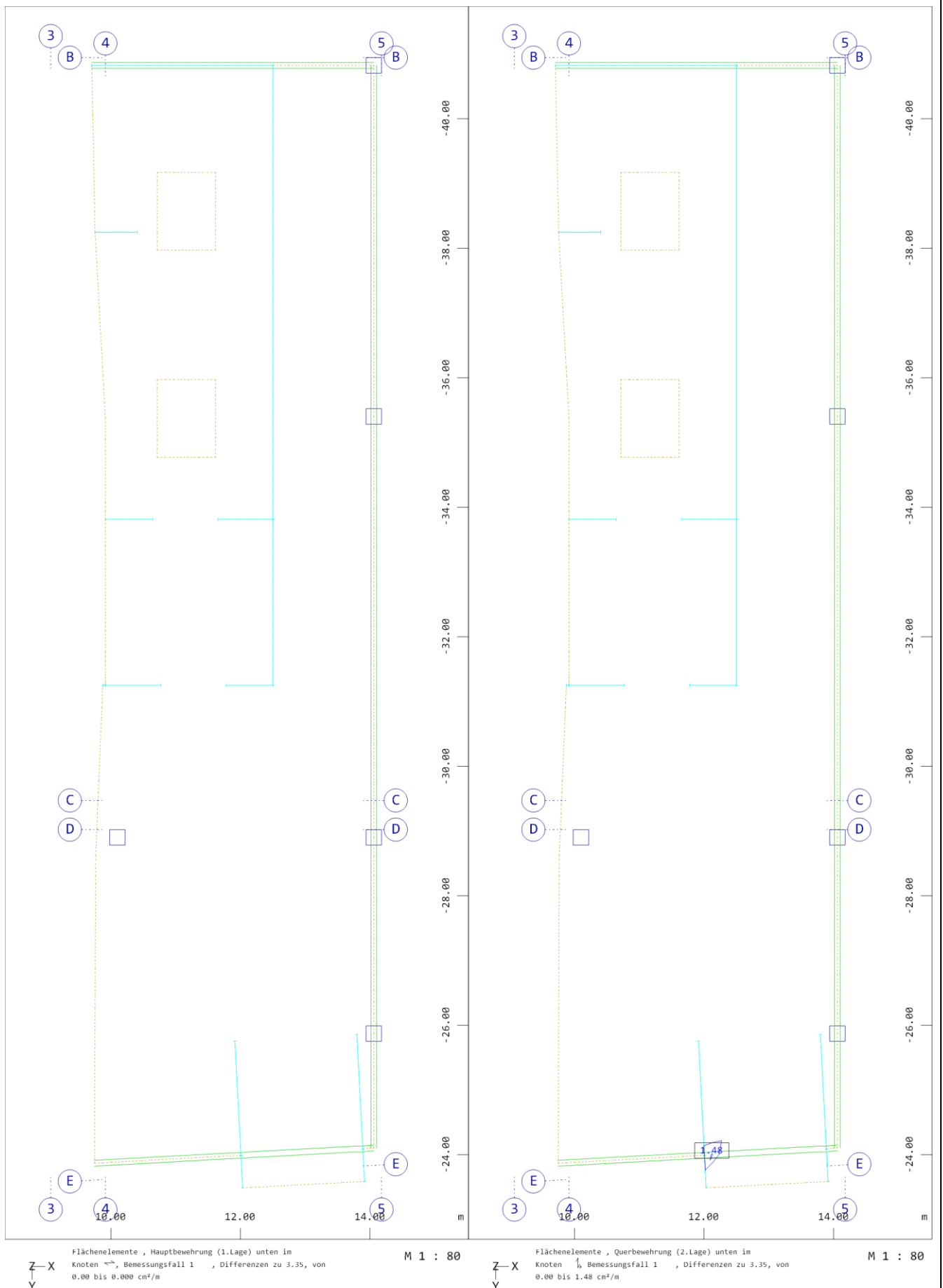
<u>Bewehrung:</u>	untere Lage	Q335 bzw. Ø8/15 #	vorh. $a_s = 3,35 \text{ cm}^2/\text{m}$
	obere Lage	Q335 bzw. Ø8/15 #	vorh. $a_s = 3,35 \text{ cm}^2/\text{m}$

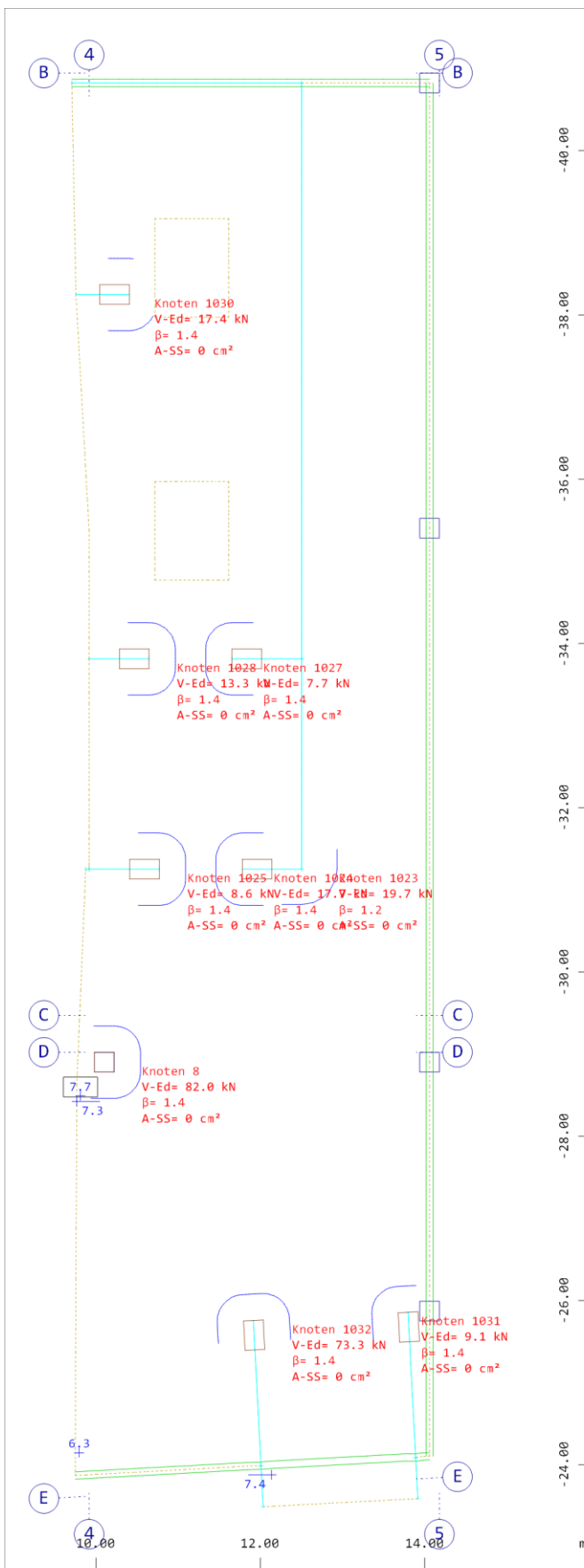
Zulagen entsprechend Programmausdruck





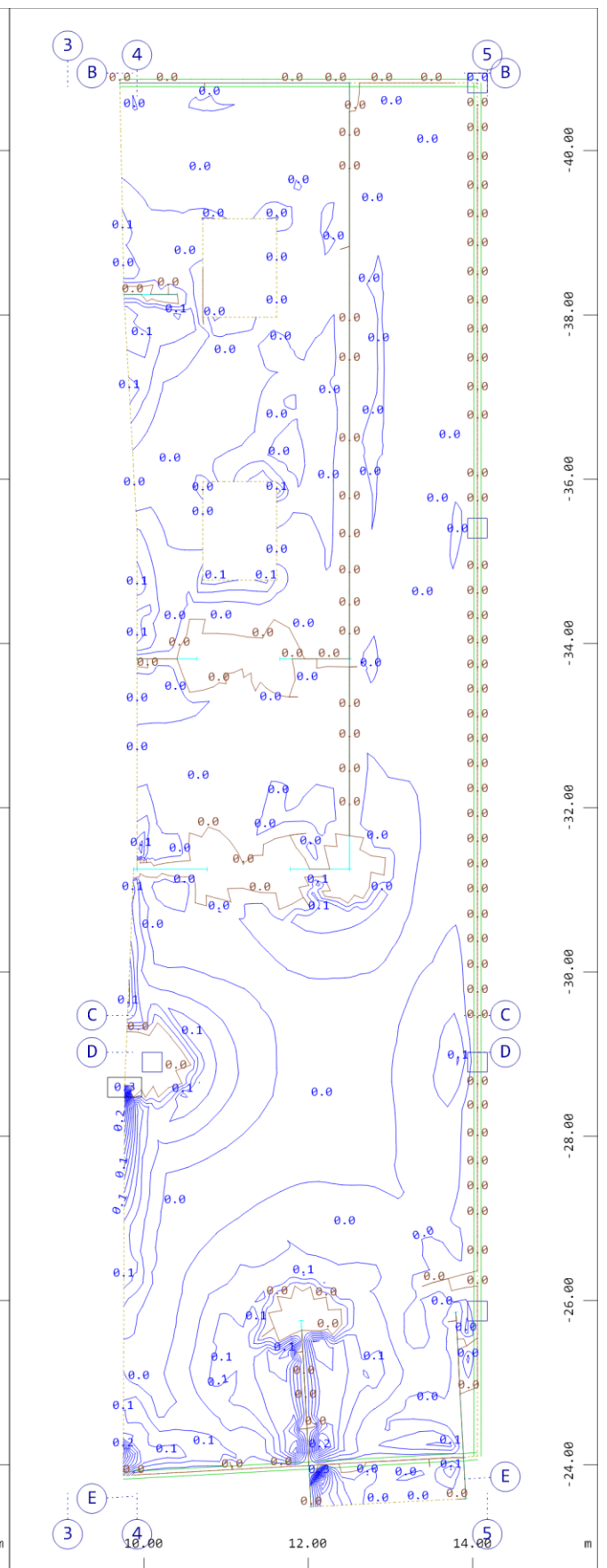






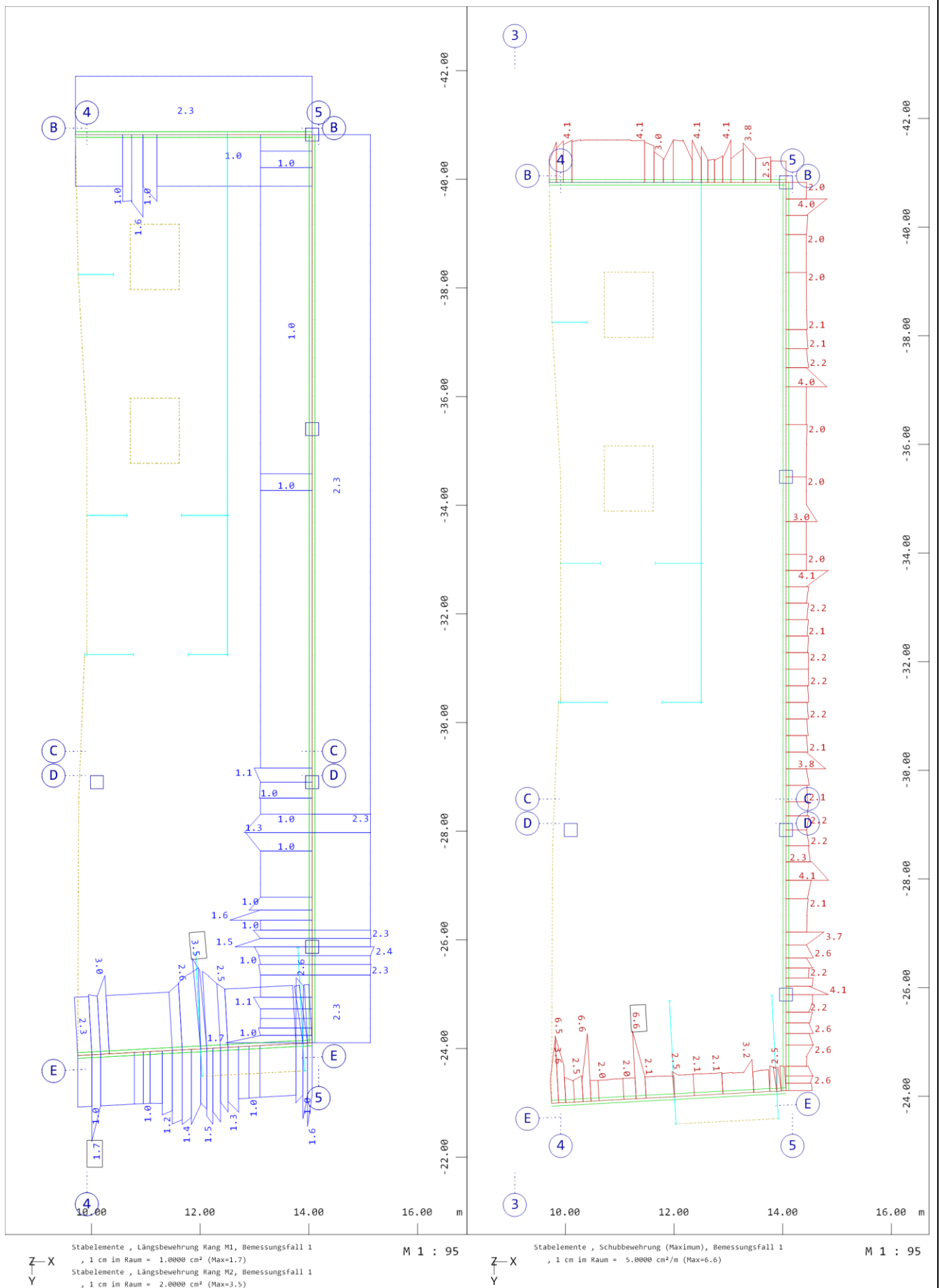
Bügelbewehrung und Durchstanzen in cm^2/m^2 ,
Bemessungsfall 1

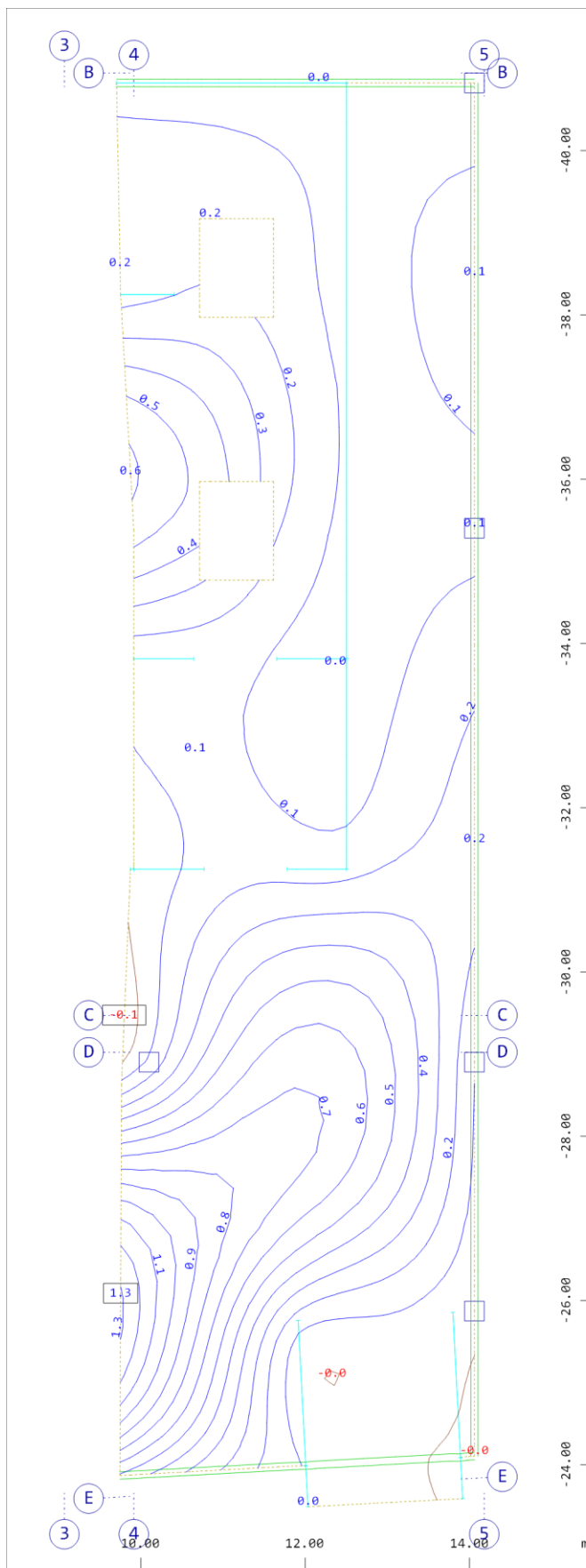
M 1 : 80



max.VED / VRDmax im Knoten, Bemessungsfall 1, von
0.00 bis 0.3 Stufen 0.0 -

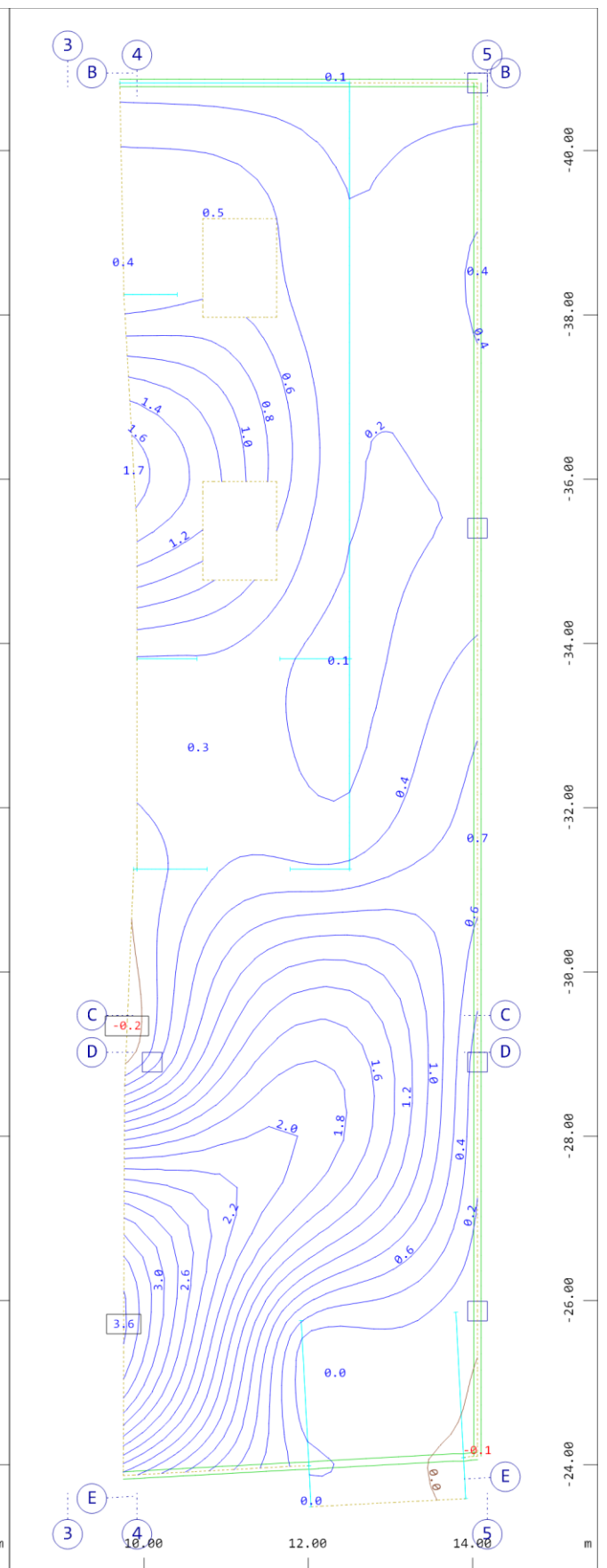
M 1 : 80





Knotenverschiebung in global Z
von Lastfall 1151 MAXR-PX KNOT Auflagerkräfte in bis
1382 MINP-URZ KNOT Knotenverschiebung, von -0.1 bis 1.3
Stufen 0.1 mm

M 1 : 80



Knotenverschiebung in global Z
15000 (1)+0.2(2) , von -0.2 bis 3.6 Stufen 0.2 mm

M 1 : 80



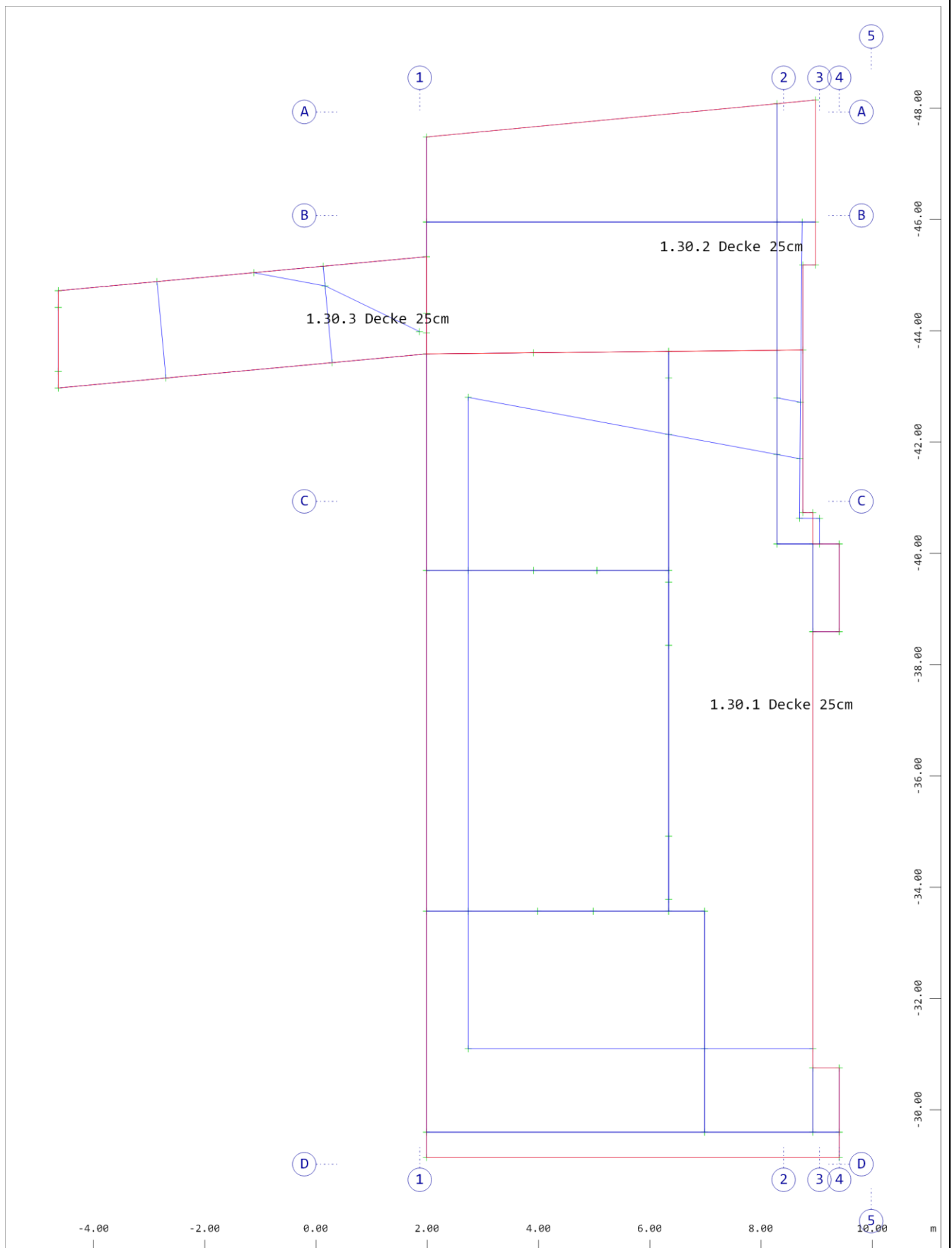
1.30. Decke ü. UG – Achse A1 – D4

<u>Parameter:</u>	System:	zweiachsig spannende Mehrfeldplatte	
	Querschnitt:	h = 25 cm	
	Material:	Beton	C25/30
		Betonstahl	B500B
	Expositionsklasse:	XC1, W0	$c_{nom} = 2,0$ cm

<u>Belastung:</u>	ständige Lasten		
	Eigenlast	g	= 6,25 kN/m ²
	Ausbaulast	g	= 2,0 kN/m ²
	aus Pos. 2.20 bzw. 3.20	$G_B = 112,2 + 4,2$	= 116,4 kN
		$G_{B-C} = 121,6 + 4,2$	= 125,8 kN
		$G_{C-D} = 112,9 + 4,2$	= 117,1 kN
		$G_{C-D} = 137,1 + 4,2$	= 141,3 kN
		$G_D = 48,4 + 4,2$	= 52,6 kN
	aus Pos. 2.21 bzw. 3.21	$G_A = 22,3 + 17,4$	= 39,7 kN
		$G_B = 102,1 + 17,4$	= 119,5 kN
		$G_C = 198,0 + 17,4$	= 215,4 kN
		$G_{C-D} = 187,3 + 17,4$	= 204,7 kN
		G_D	= -10,1 kN
	aus Pos. 2.22 bzw. 3.22	G_A	= 11,7 kN
		$G_B = 65,0 + 7,5$	= 72,5 kN
		$G_{B-C} = 38,3 + 7,5$	= 45,8 kN
	Außenwände	$g = (0,24 \times 25 + 0,5) \times 3,45$	= 22,4 kN/m
	Glasfassade	g	= 2,0 kN/m
	veränderliche Lasten		
	Nutzlast	q	= 5,0 kN/m
	Schnee	S_B	= 15,4 kN
		S_{B-C}	= 18,1 kN
		S_{C-D}	= 21,4 kN
		S_{C-D}	= 28,0 kN
		S_D	= 11,5 kN
	aus Pos. 2.21	S_A	= 5,1 kN
		S_B	= 14,3 kN
		S_C	= 25,9 kN
		S_{C-D}	= 33,1 kN
		S_D	= 7,1 kN
	aus Pos. 2.22	S_A	= 1,2 kN
		S_B	= 5,6 kN
		S_{B-C}	= 4,8 kN

Nachweis: siehe Gesamtmodell

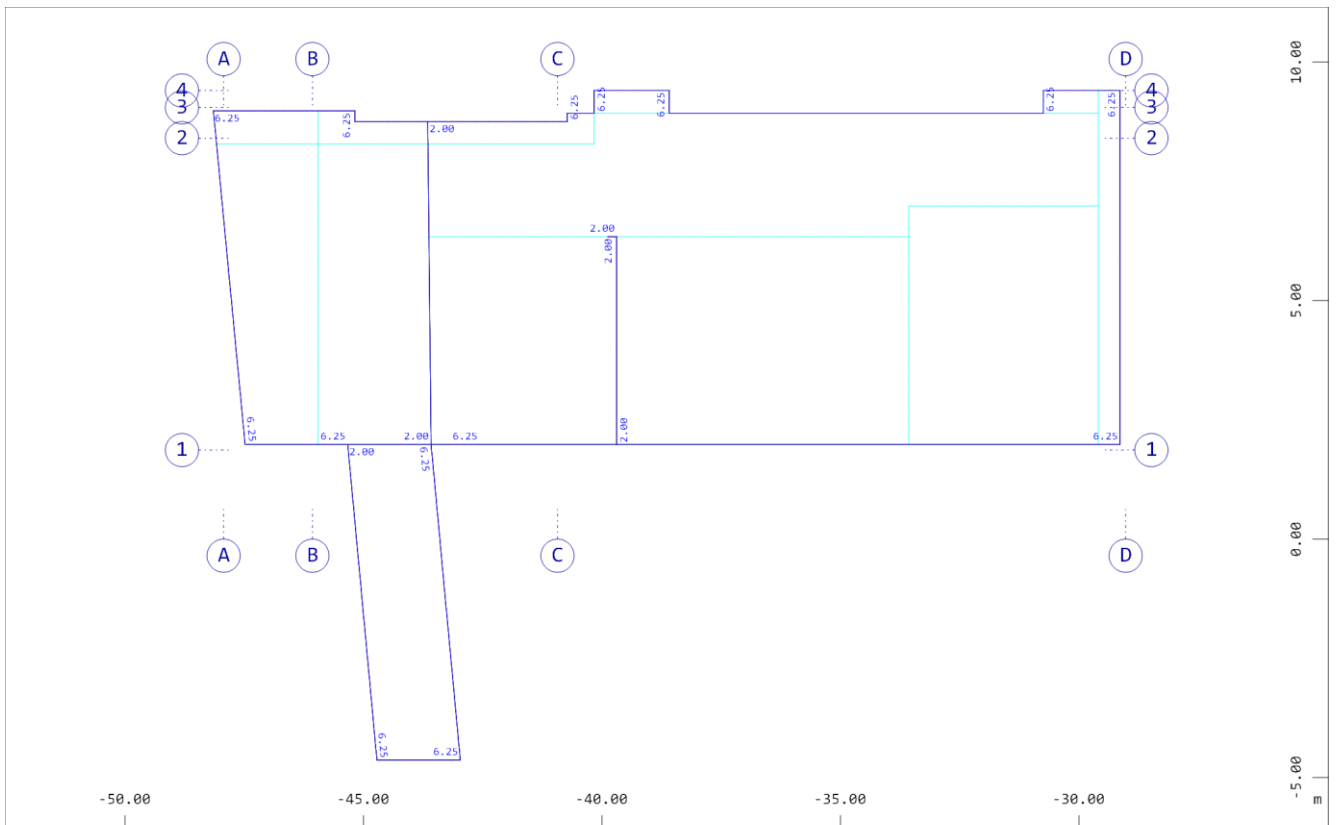
Bewehrung: untere Lage Q524 bzw. Ø10/15 # vorh. $a_s = 5,24$ cm²/m
 obere Lage Q524 bzw. Ø10/15 # vorh. $a_s = 5,24$ cm²/m
 Zulagen entsprechend Programmausdruck



Z-X
Y

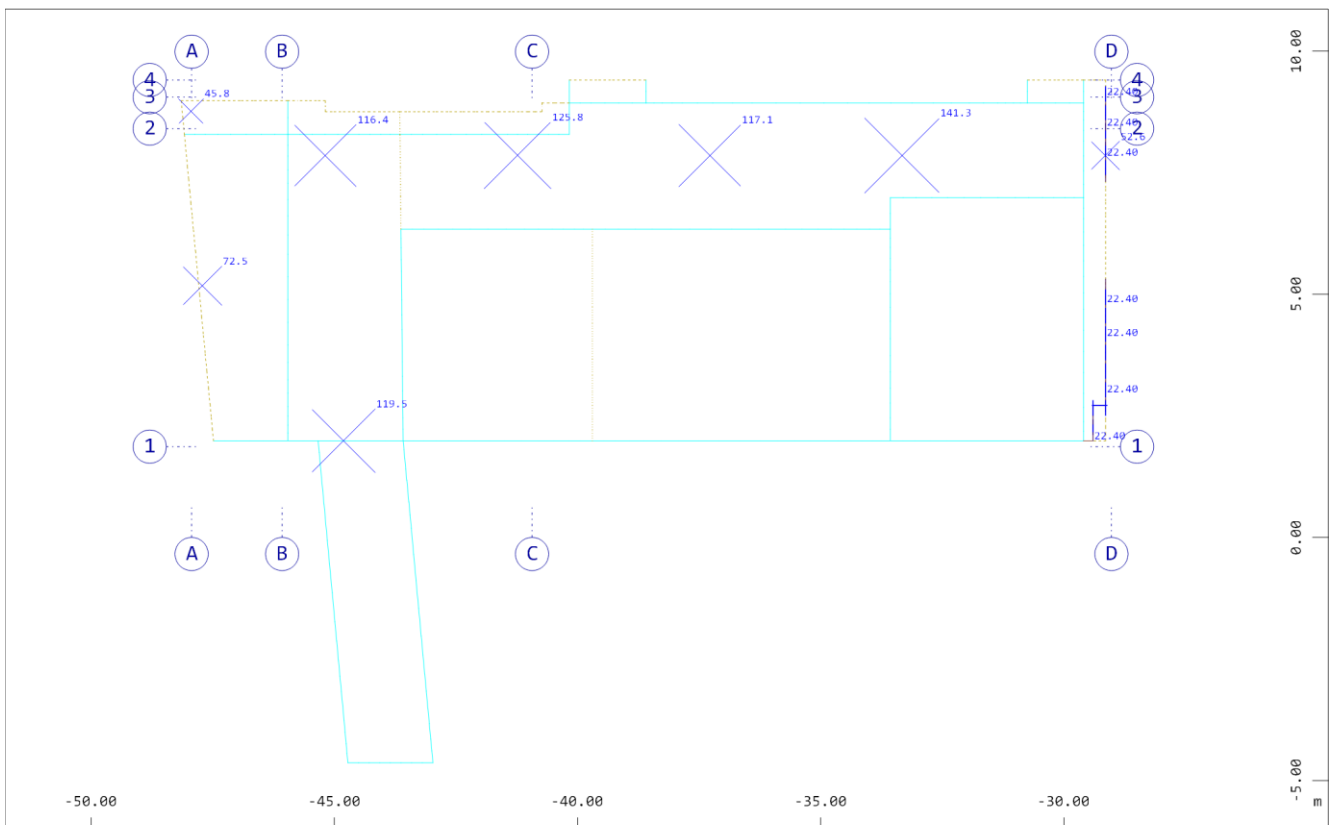
Systemausschnitt Gruppe 0 30 31
Strukturflächenbezeichnungen (Max=23)

M 1 : 94



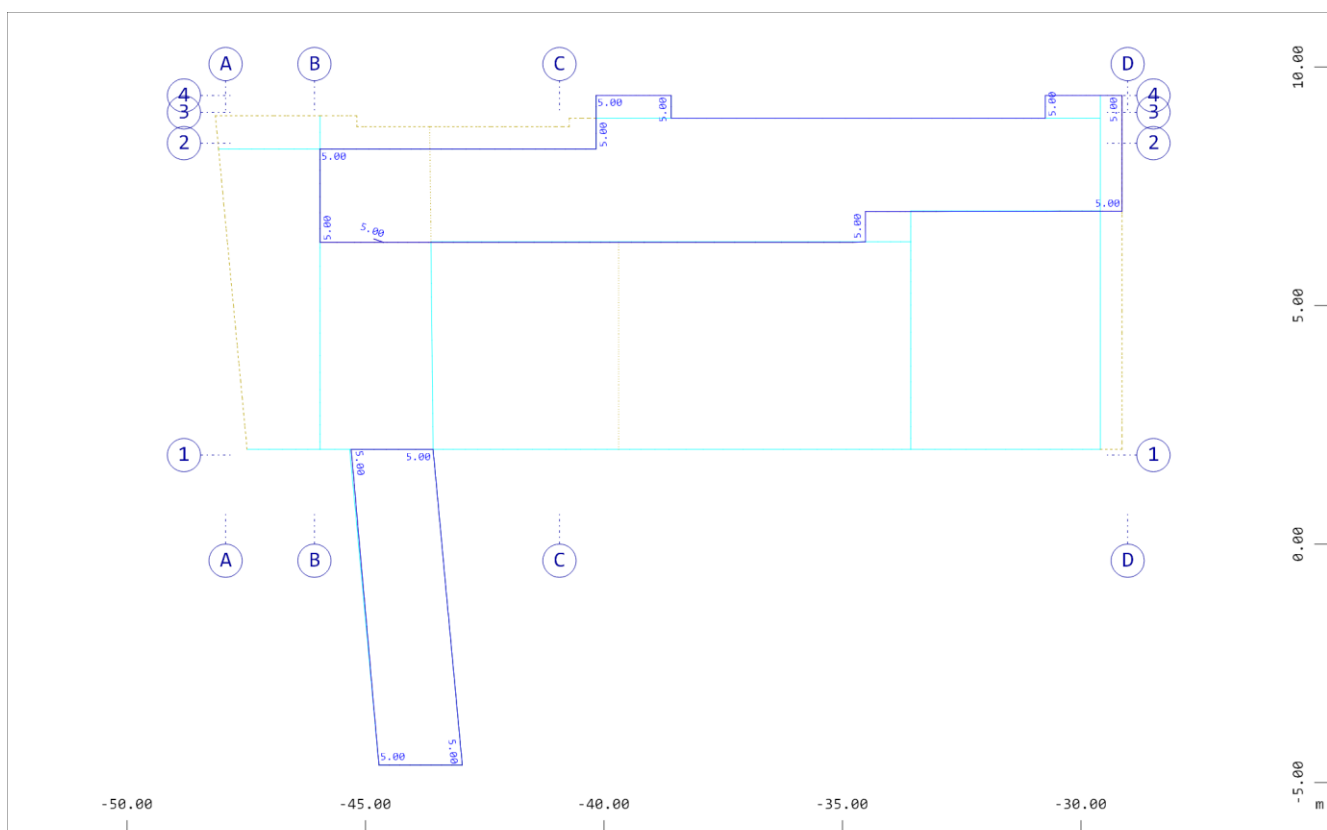
Systemausschnitt Flächenelemente Gruppe 30 31
Alle Lasten, Lastfall 1 g, (1 cm im Raum = Unit) Flächenelementlast (Kraft) Vektor
(Unit=5.00 kN/m², Max=2.00), QUAD-Flächeneigengewicht in global Z im Element

M 1 : 155



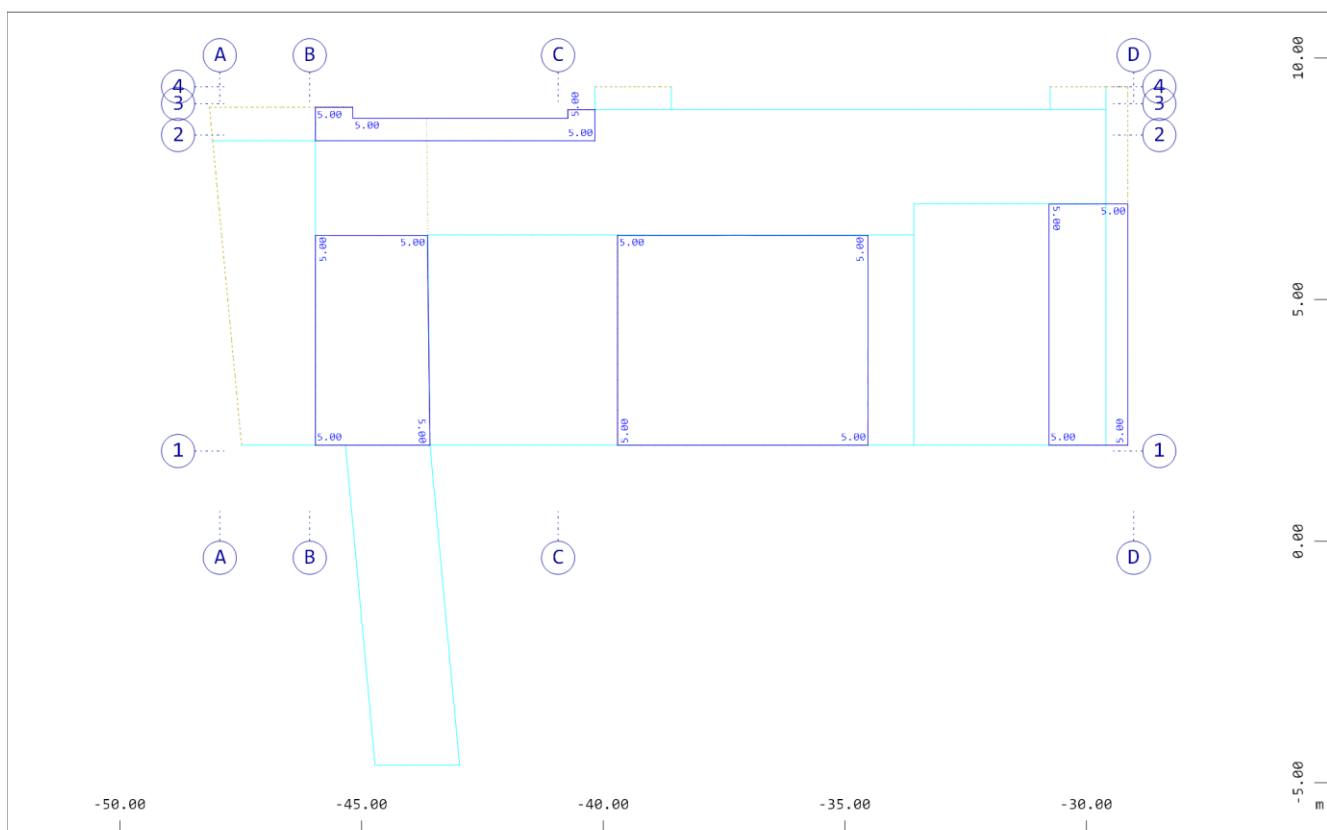
Systemausschnitt Flächenelemente Gruppe 30 31
Alle Lasten, Lastfall 10 g aus EG, (1 cm im Raum = Unit) Freie Einzellast (Kraft)
Vektor (Unit=100.0 kN, Max=141.3), Freie Linienlast (Kraft) in global Z (Unit=20.00)

M 1 : 152



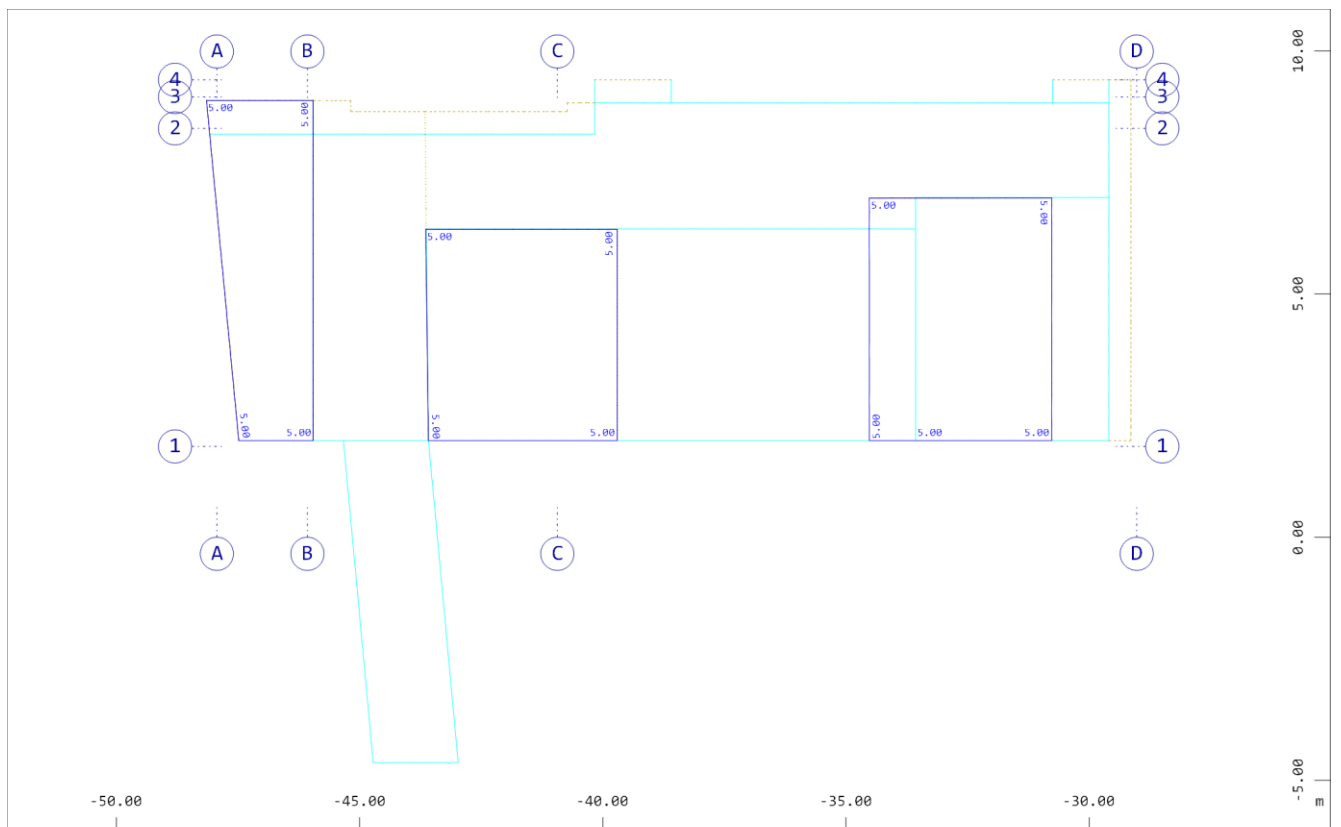
Systemausschnitt Flächenelemente Gruppe 30 31
Alle Lasten, Lastfall 2 q 1 , (1 cm im Raum = Unit) Freie Flächenlast (Kraft) in
global Z (Unit=5.00 kN/m²) (Max=5.00)

M 1 : 155



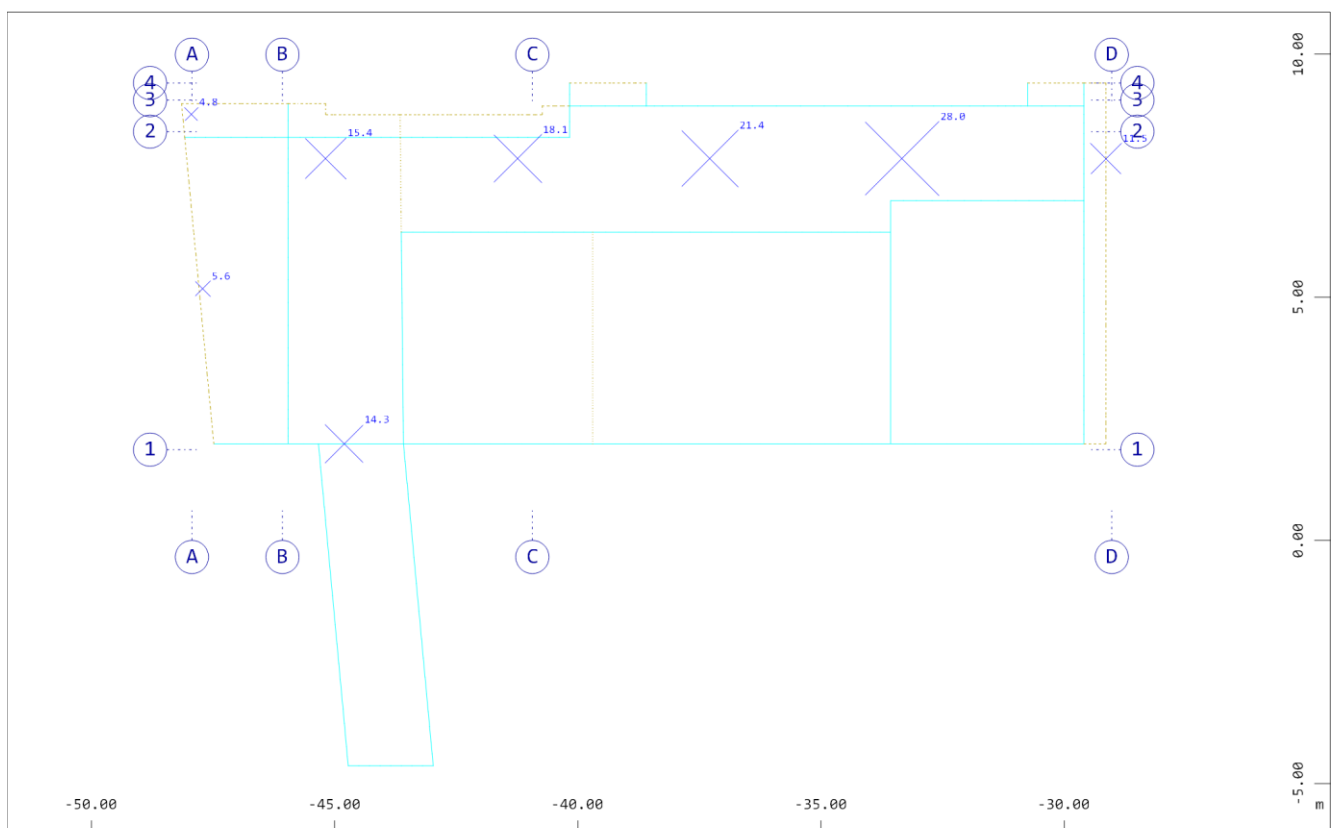
Systemausschnitt Flächenelemente Gruppe 30 31
Alle Lasten, Lastfall 3 q 2 , (1 cm im Raum = Unit) Freie Flächenlast (Kraft) in
global Z (Unit=5.00 kN/m²) (Max=5.00)

M 1 : 153



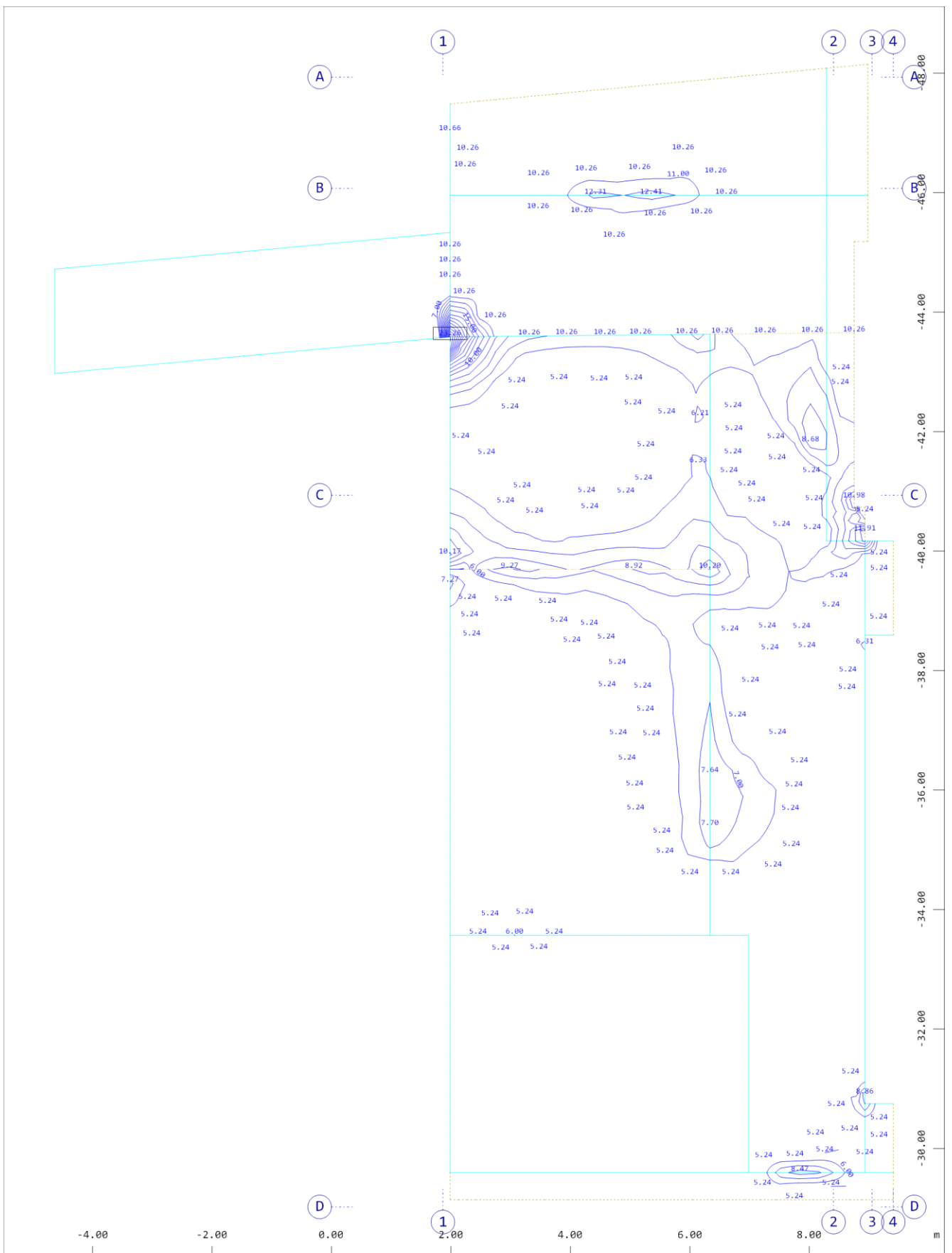
Systemausschnitt Flächenelemente Gruppe 30 31
Alle Lasten, Lastfall 4 q 3 , (1 cm im Raum = Unit) Freie Flächenlast (Kraft) in
global Z (Unit=5.00 kN/m²) (Max=5.00)

M 1 : 152



Systemausschnitt Flächenelemente Gruppe 30 31
Alle Lasten, Lastfall 11 s aus EG , (1 cm im Raum = Unit) Freie Einzellast (Kraft)
Vektor (Unit=20.0 kN) (Max=28.0)

M 1 : 152

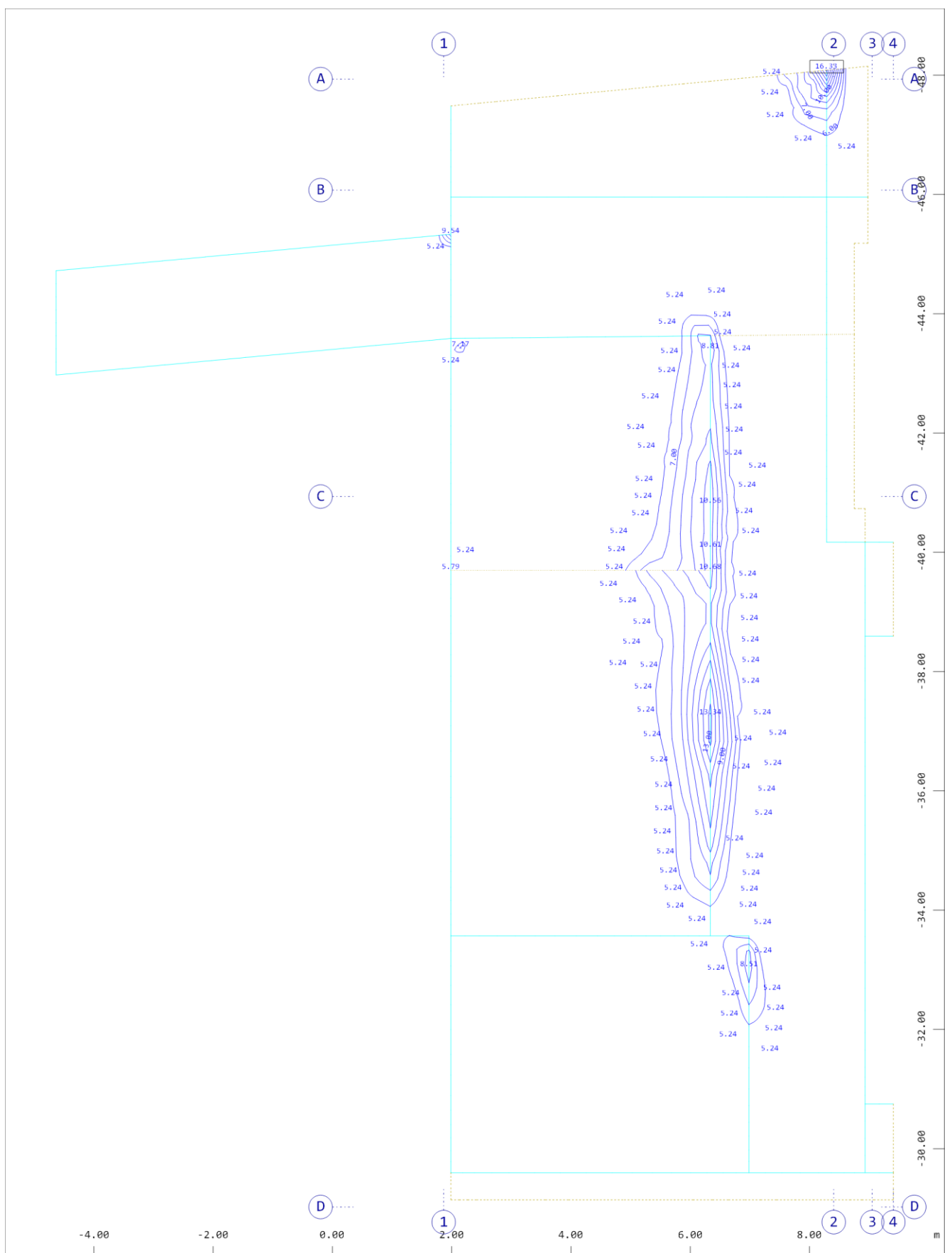


Z-X
Y

Systemausschnitt Flächenelemente Gruppe 30 31
Flächenelemente, Hauptbewehrung (1.Lage) oben im Knoten
Bemessungsfall 1 bis 99, von 5.24 bis 23.26 Stufen 1.00 cm²/m

↑, Absoluter Maximalwert von

M 1 : 88

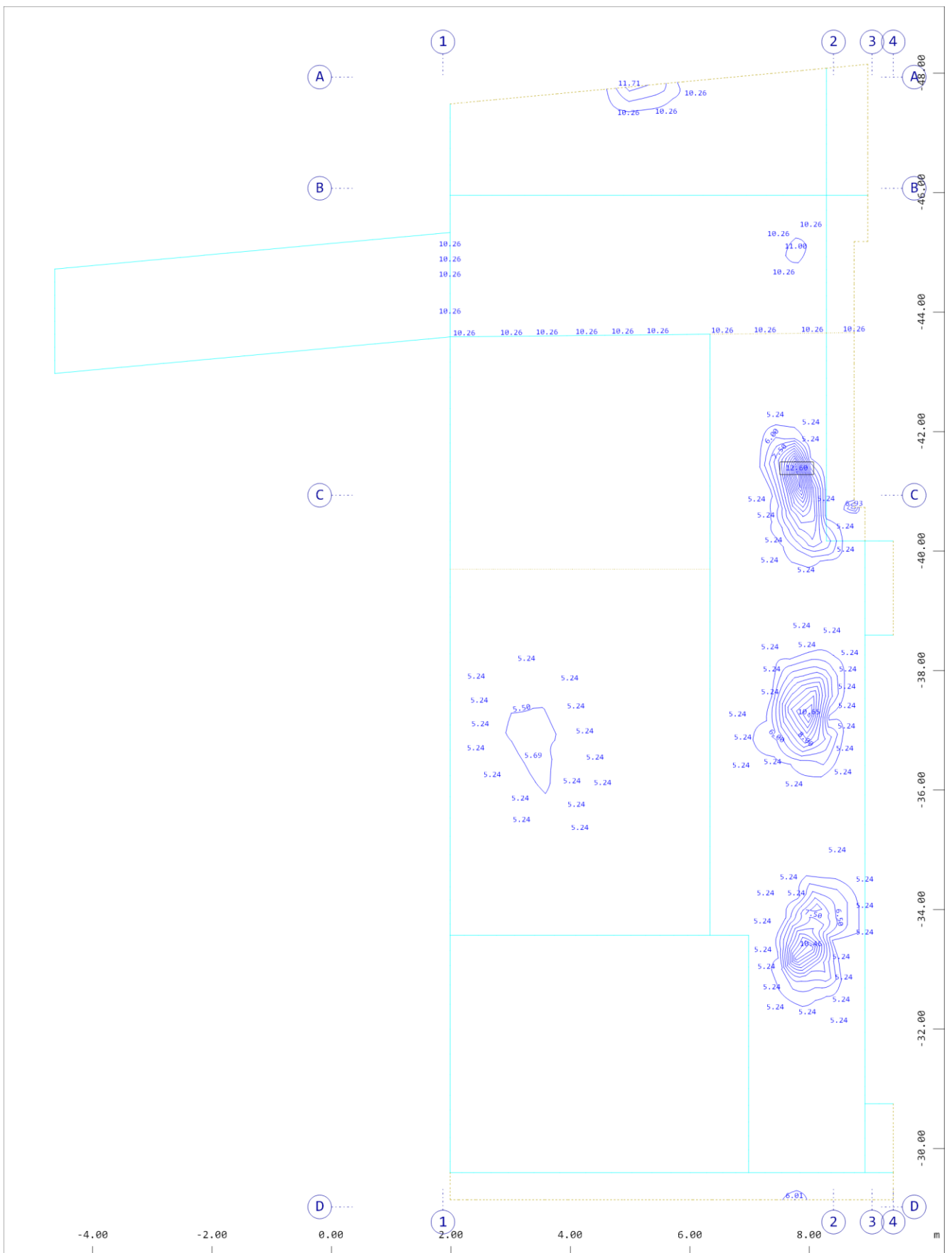


Z-X
Y

Systemausschnitt Flächenelemente Gruppe 30 31
Flächenelemente, Querbewehrung (2.Lage) oben im Knoten
Bemessungsfall 1 bis 99, von 5.24 bis 16.33 Stufen 1.00 cm²/m

↔, Absoluter Maximalwert von

M 1 : 88

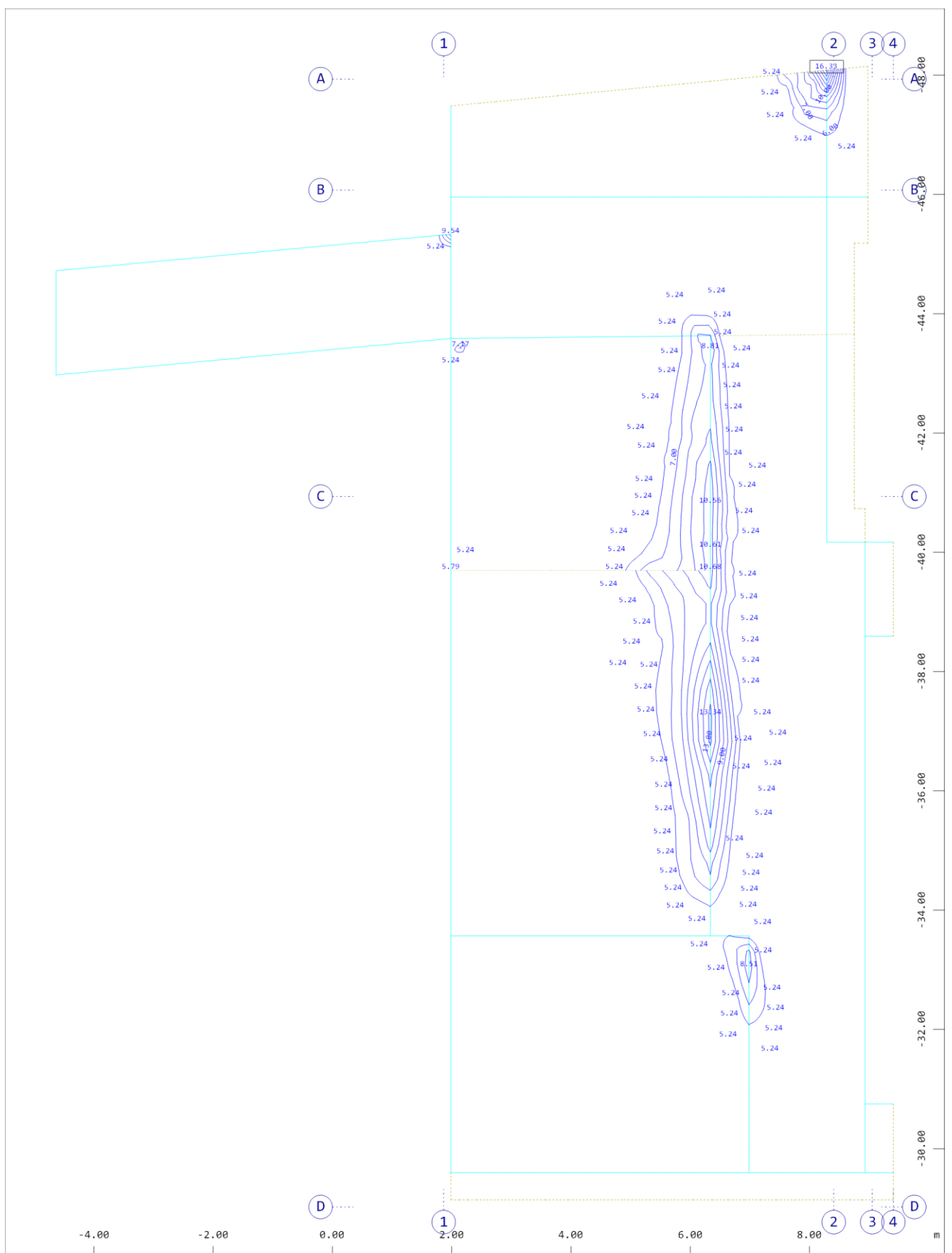


Z-X
Y

Systemausschnitt Flächenelemente Gruppe 30 31
Flächenelemente, Hauptbewehrung (1.Lage) unten im Knoten
Bemessungsfall 1 bis 99, von 5.24 bis 12.60 Stufen $0.50 \text{ cm}^2/\text{m}$

⇒ Absoluter Maximalwert von

M 1 : 88

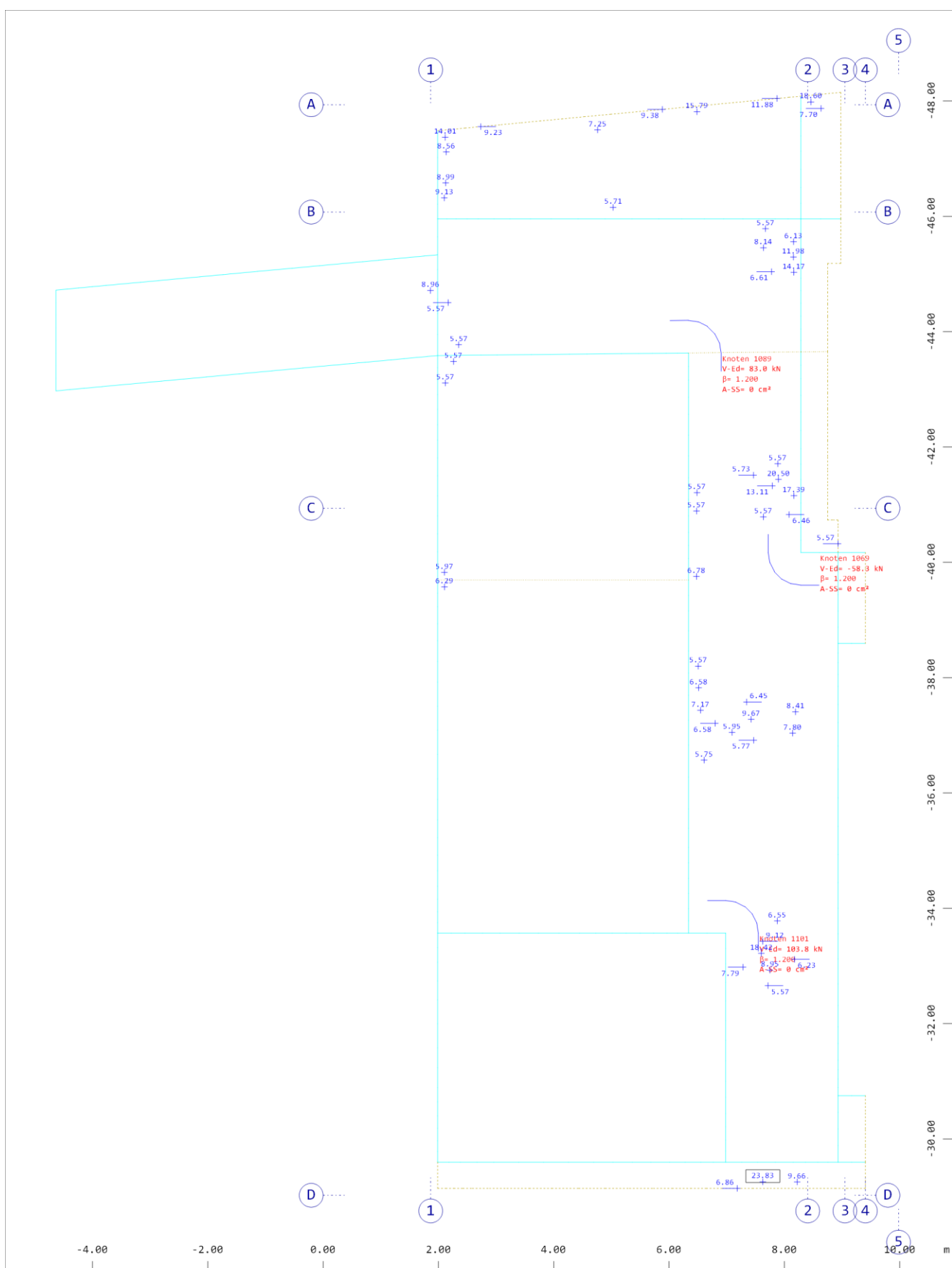


Z-X
Y

Systemausschnitt Flächenelemente Gruppe 30 31
Flächenelemente, Querbewehrung (2.Lage) oben im Knoten
Bemessungsfall 1 bis 99, von 5.24 bis 16.33 Stufen 1.00 cm²/m

↔, Absoluter Maximalwert von

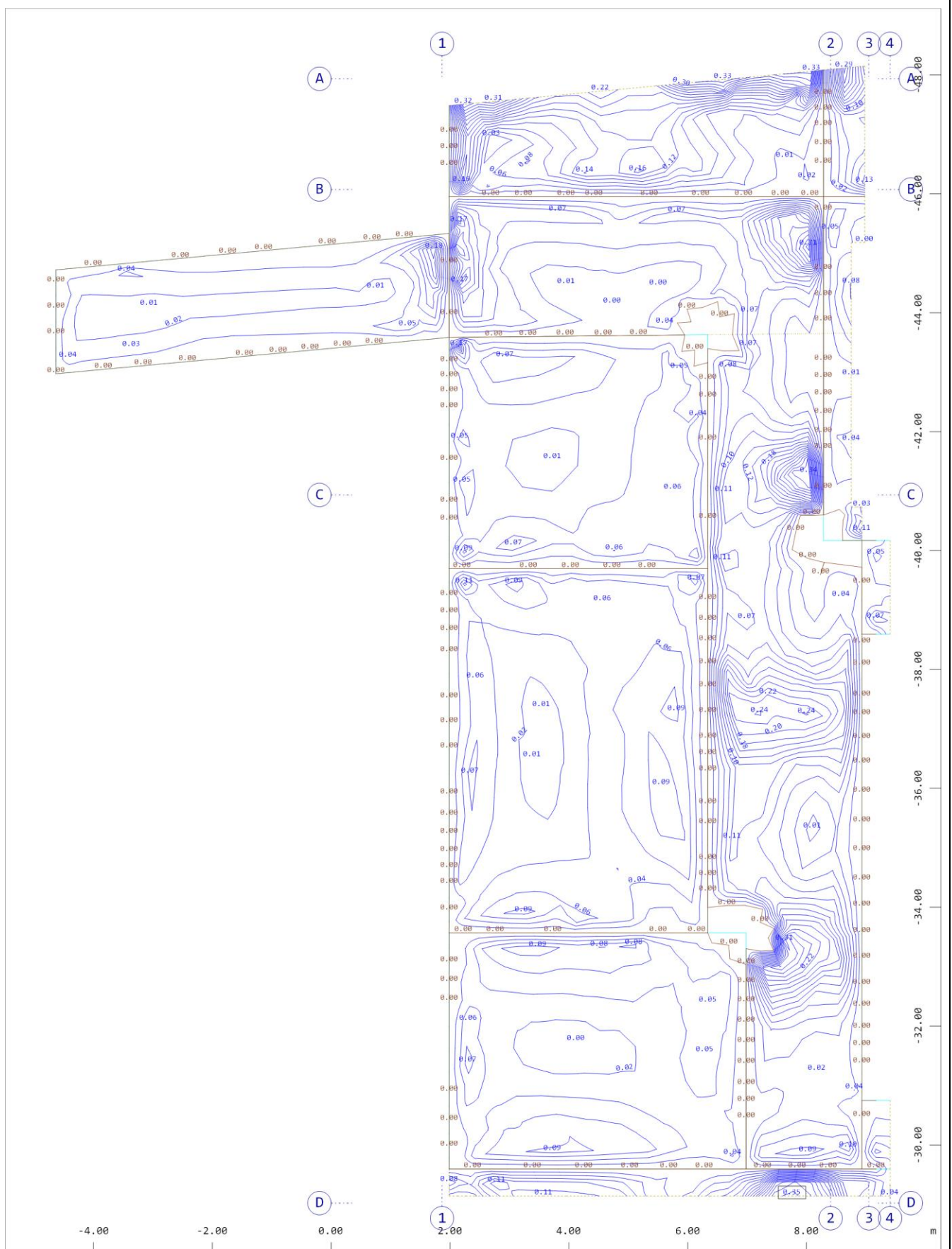
M 1 : 88



Z-X
Y

Systemausschnitt Flächenelemente Gruppe 30 31
Bügelbewehrung und Durchstanzen in cm²/m², Absoluter Maximalwert von Bemessungsfall 1
bis 99

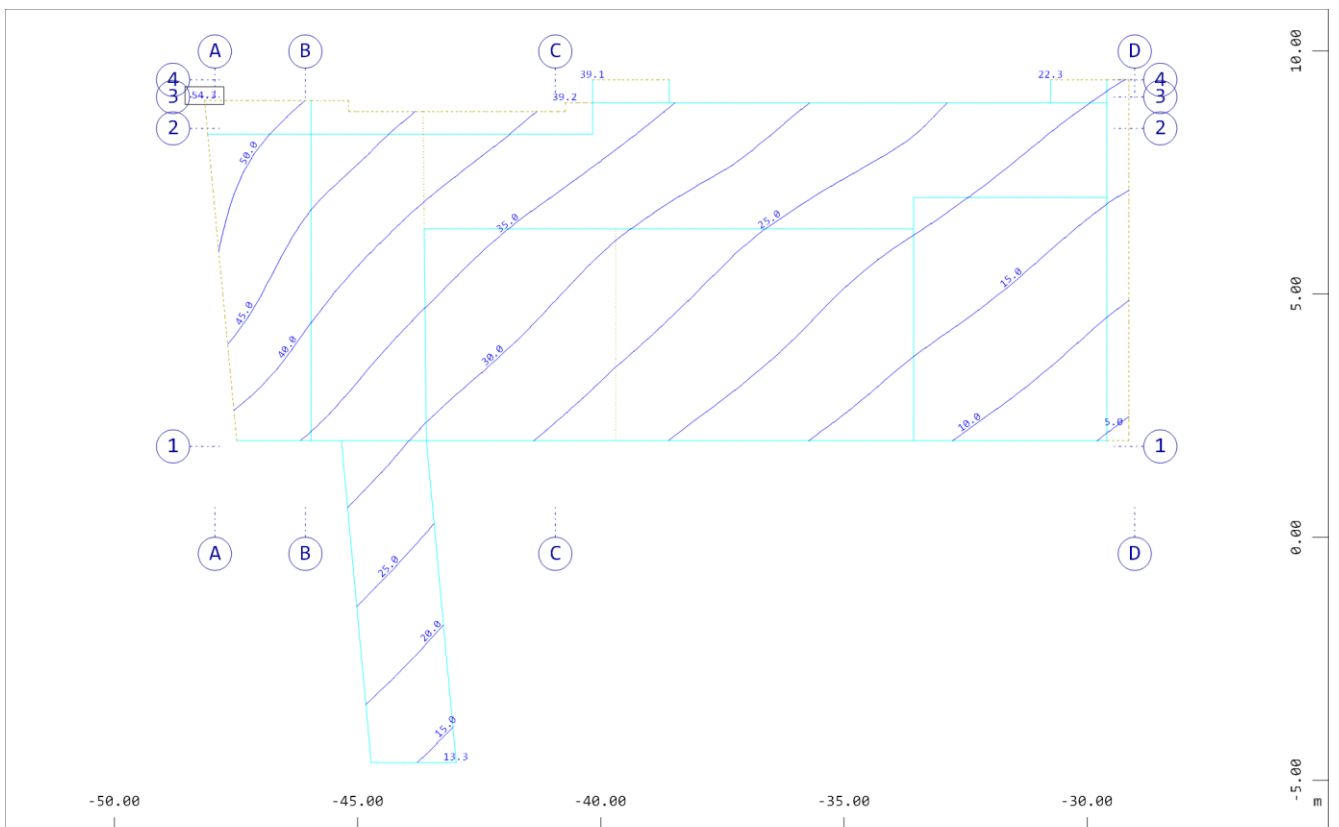
M 1 : 92



Z-X
Y

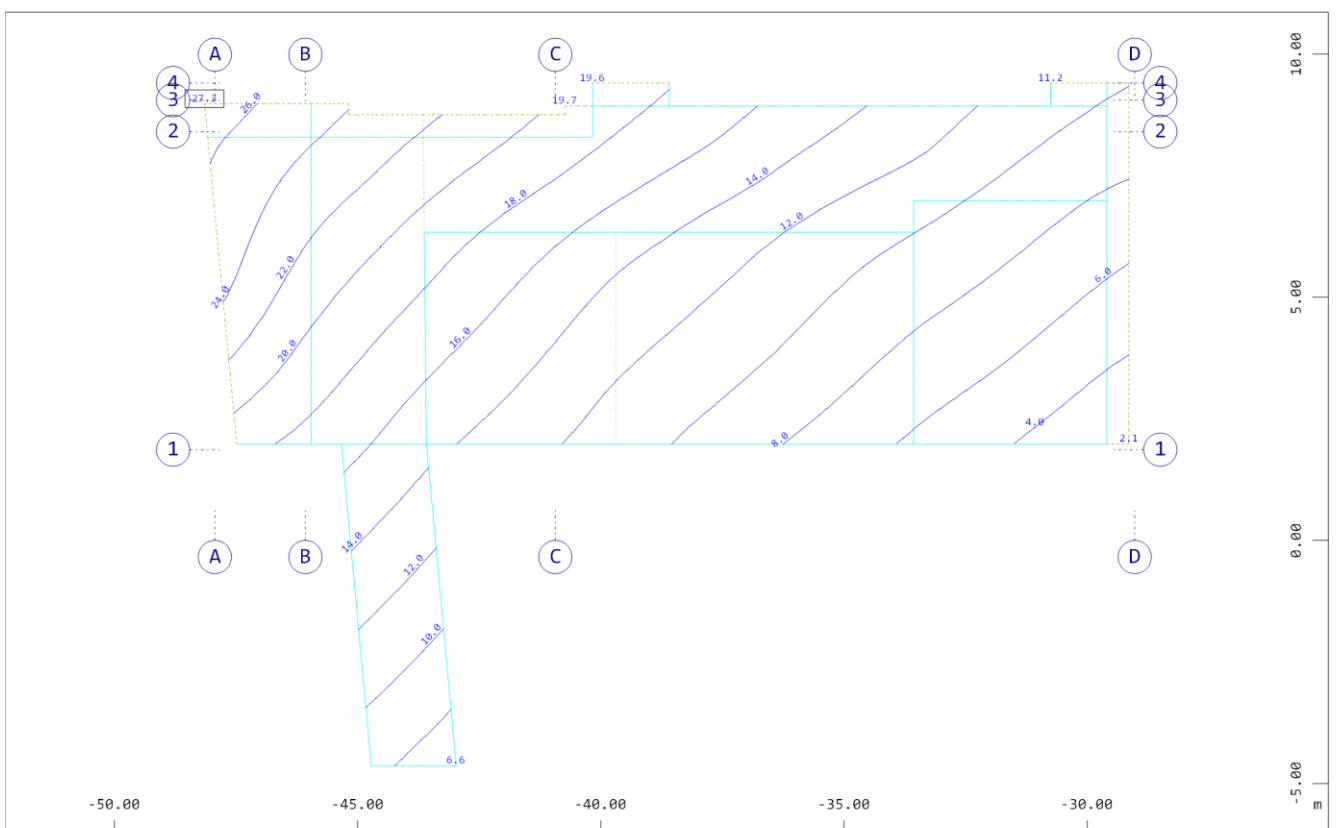
Systemausschnitt Flächenelemente Gruppe 30 31
max.VED / VRDmax im Knoten, Absoluter Maximalwert von Bemessungsfall 1 bis 2, von 0.000
bis 0.35 Stufen 0.02 -

M 1 : 88



Systemausschnitt Flächenelemente Gruppe 30 31
Knotenverschiebung in global Z $\bigcirc$, Absoluter Maximalwert von Lastfall 1351 MAXP-PX KNOT
Auflagerkräfte in bis 1392 MINP-MB KNOT Auflagerkräfte in, von 4.0 bis 54.3 Stufen 5.0 mm

M 1 : 152



Systemausschnitt Flächenelemente Gruppe 30 31
Knotenverschiebung in global Z $\bigcirc$, Absoluter Maximalwert von nichtlinearer Lastfall 15100
(1)+0.6(2)+(10) bis 15113 (1)+0.6(2)+0.6(3)+0.6(4)+0.6(5)+, von 2.1 bis 27.3 Stufen 2.0 mm

M 1 : 152



1.31. Decke über UG – Achse B4 – E5

<u>Parameter:</u>	System:	zweiachsig spannende Mehrfeldplatte	
	Abmessung:	$L_{\text{eff},x} = m, L_{\text{eff},y} = m$	
	Querschnitt:	$h = 25 \text{ cm}$	
	Material:	Beton	C25/30
		Betonstahl	B500B
	Expositionsklasse:	XC1, W0	$c_{\text{nom}} = 2,0 \text{ cm}$

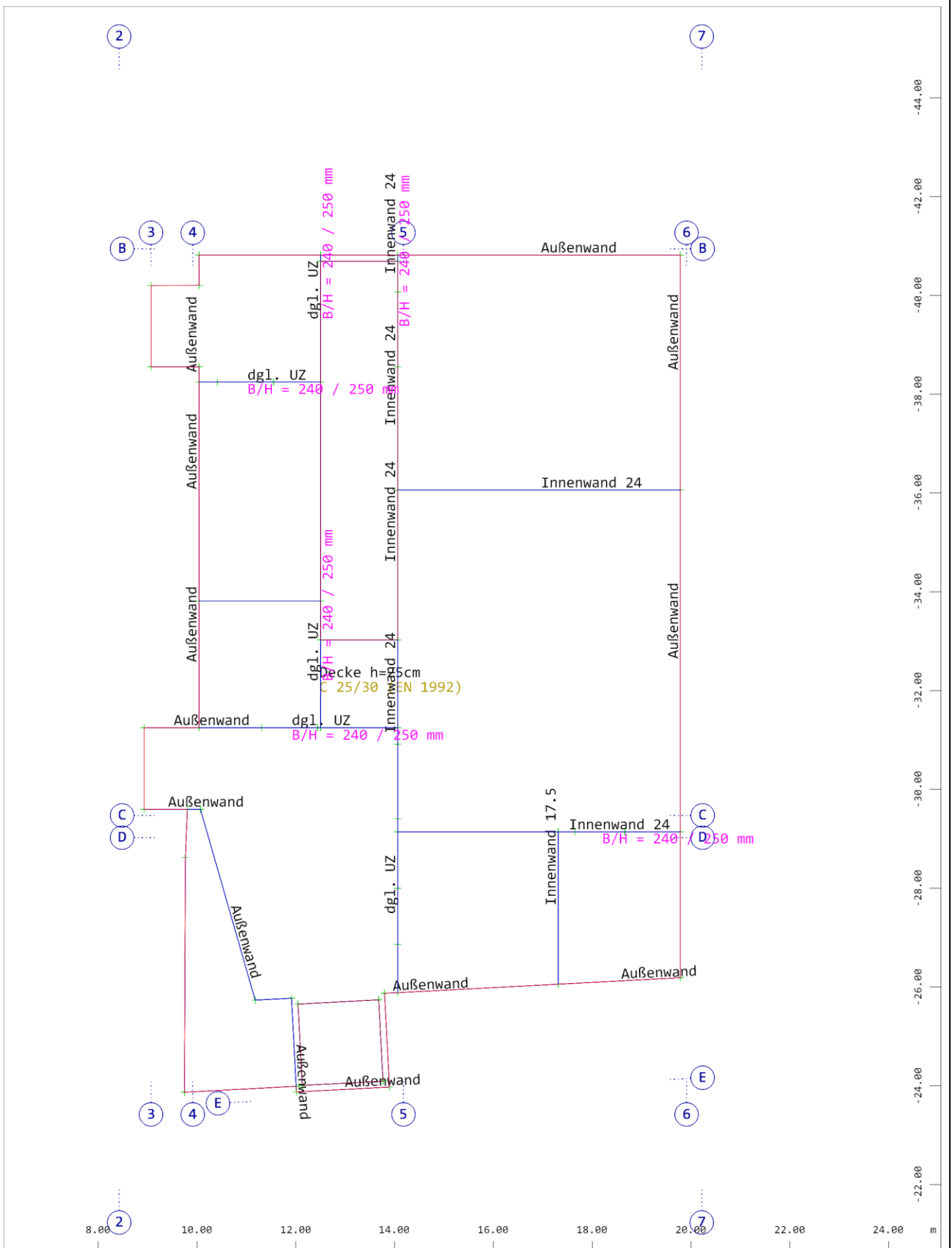
<u>Belastung:</u>	ständige Lasten			
	Eigenlast	g	=	6,25 kN/m ²
	Ausbau last	g	=	2,0 kN/m ²
	aus Pos. 1.21			siehe Lastübernahme
	aus Pos. 6.20	g	=	28,8 kN/m
	Außenwände	$g = (0,24 \times 20 + 0,5) \times 3,45$	=	18,3 kN/m
	Innenwände	$g = (0,175 \times 20 + 0,3) \times 3,45$	=	13,1 kN/m
	Glasfassade	g	=	2,0 kN/m
	veränderliche Lasten			
	Nutzlast	q	=	5,0 kN/m
		aus Pos. 6.20	q	= 13,7 kN/m
	Schnee	aus Pos. 1.21		siehe Lastübernahme

Nachweis: siehe Programmausdruck

Auflager: siehe Programmausdruck

Bewehrung: untere Lage Q524 bzw. Ø10/15 # vorh. $a_s = 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}$
 obere Lage Q524 bzw. Ø10/15 # vorh. $a_s = 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}$

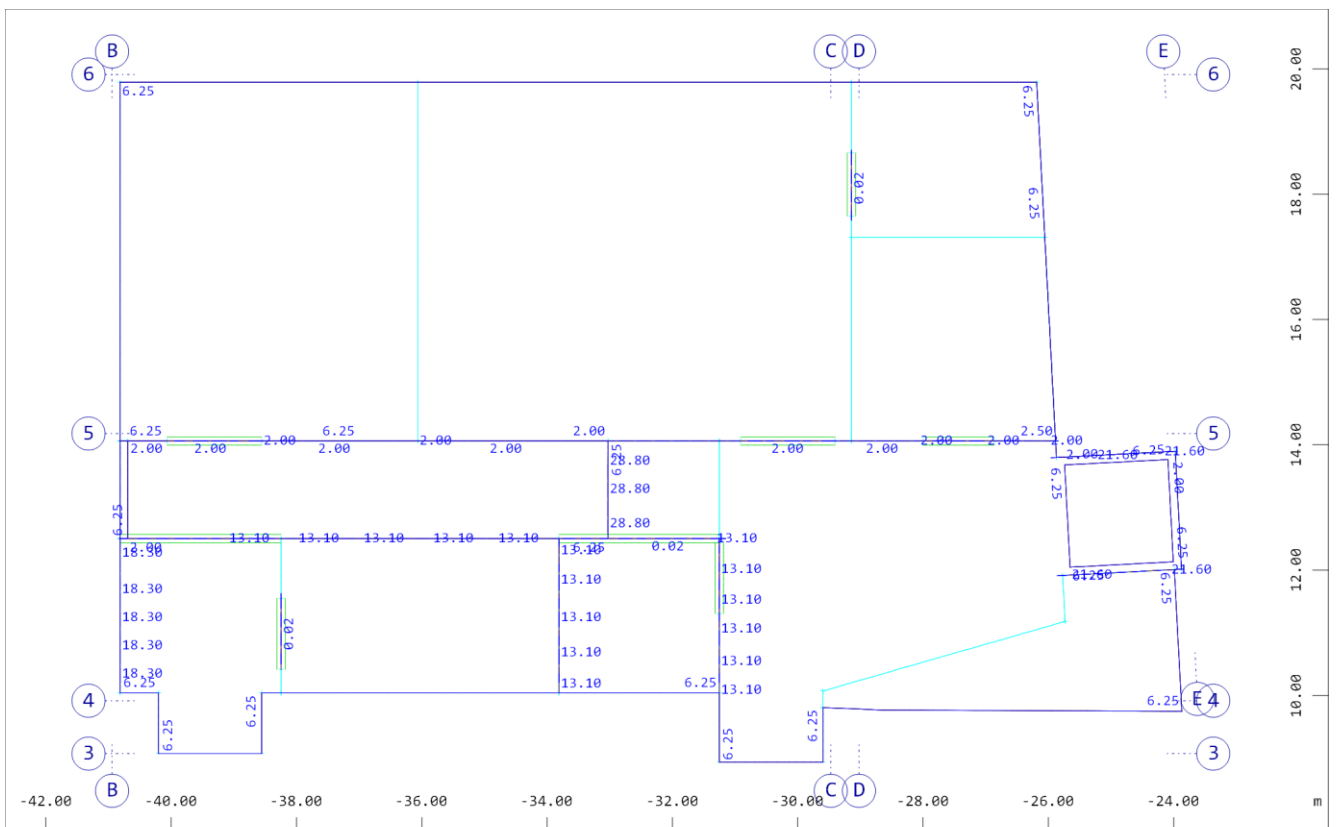
Zulagen entsprechend Programmausdruck



Z-X
Y

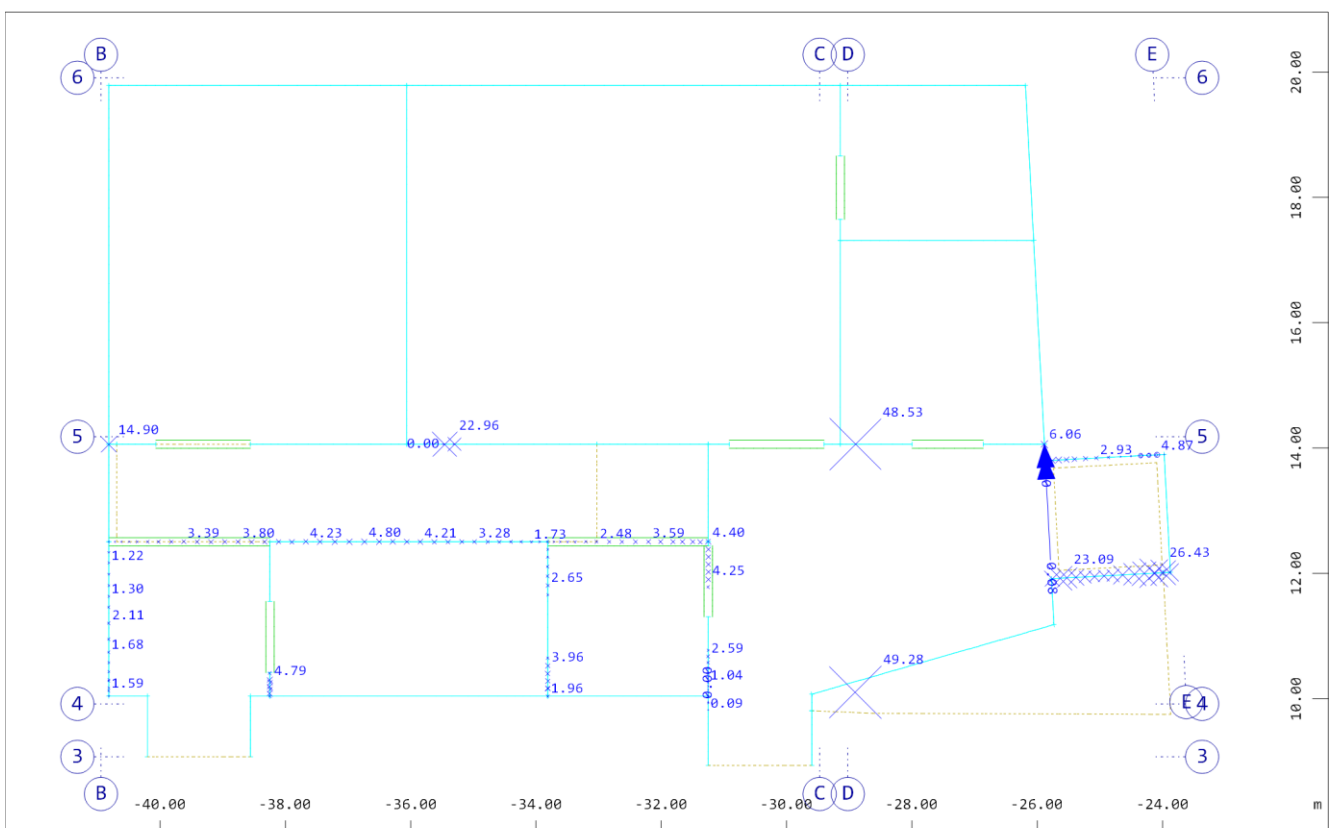
Strukturflächenbezeichnungen (Max=7)
Strukturflächen, Materialbezeichnungen (Max=1)
Strukturlinienbezeichnungen (Max=1066)

M 1 : 106



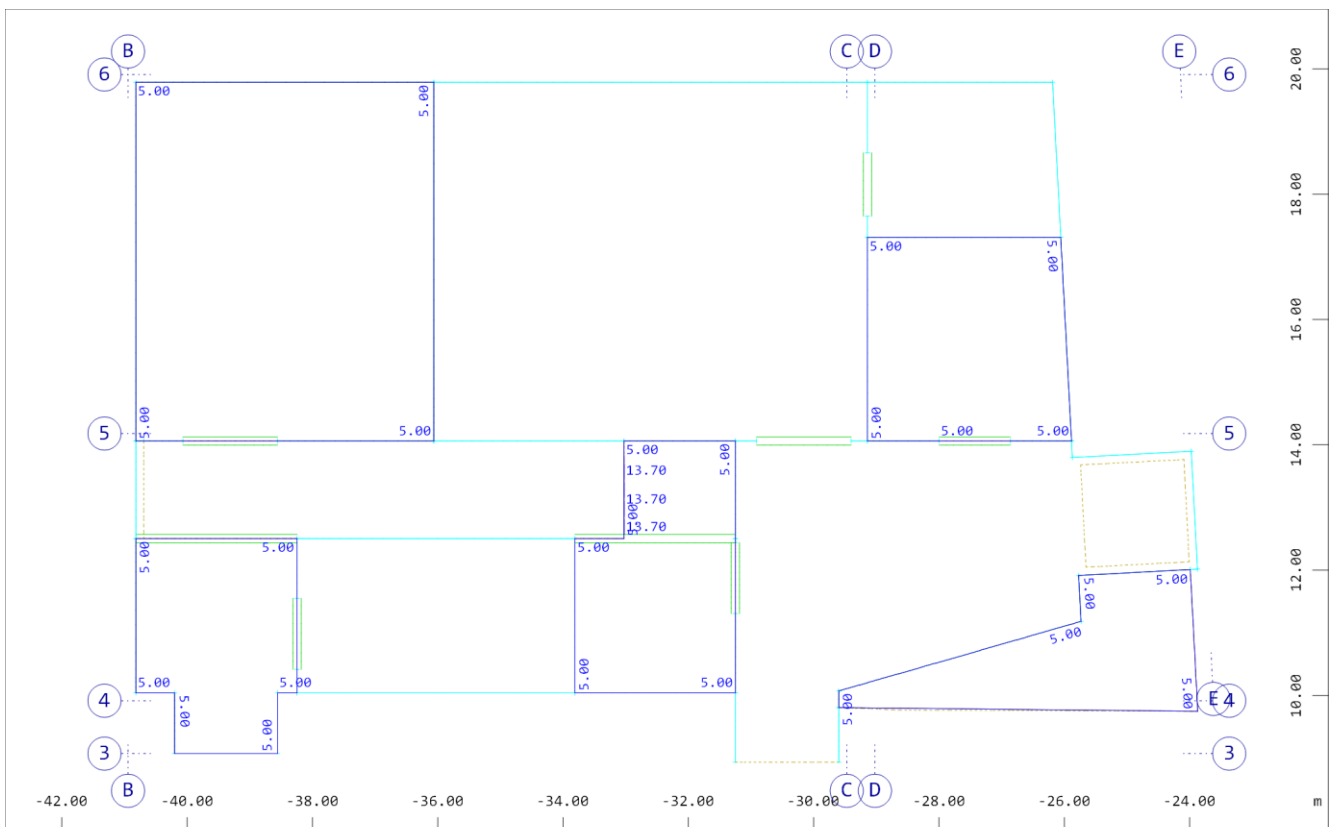
X Alle Lasten, Lastfall 1 g , (1 cm im Raum = Unit) Flächenelementlast (Kraft) Vektor
 Z-Y (Unit=5.00 kN/m², Max=2.00 ) , Freie Linienlast (Kraft) in global Z (Unit=20.00
 kN/m, Max=28.80 ) , Freie Flächenlast (Kraft) in global Z (Unit=5.00

M 1 : 118



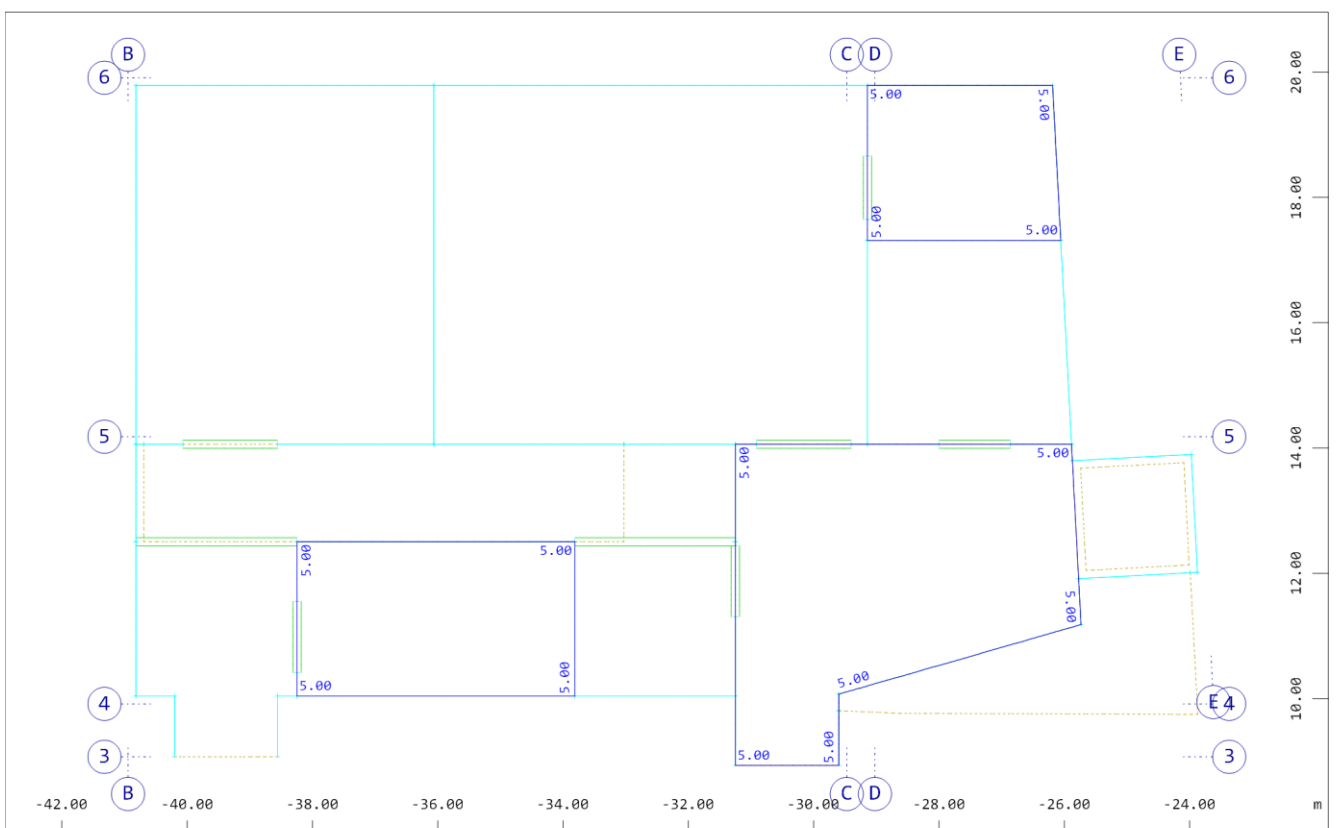
X Alle Lasten, Lastfall 10 g aus EG , (1 cm im Raum = Unit) Knotenlast (Kraft) Vektor
 Z-Y (Unit=50.00 kN, Max=22.96 ) , Knotenlast (Moment) Vektor (Unit=0.05 kNm, Max=0.08
) , Freie Einzellast (Kraft) Vektor (Unit=50.00 kN, Max=49.28 )

M 1 : 118



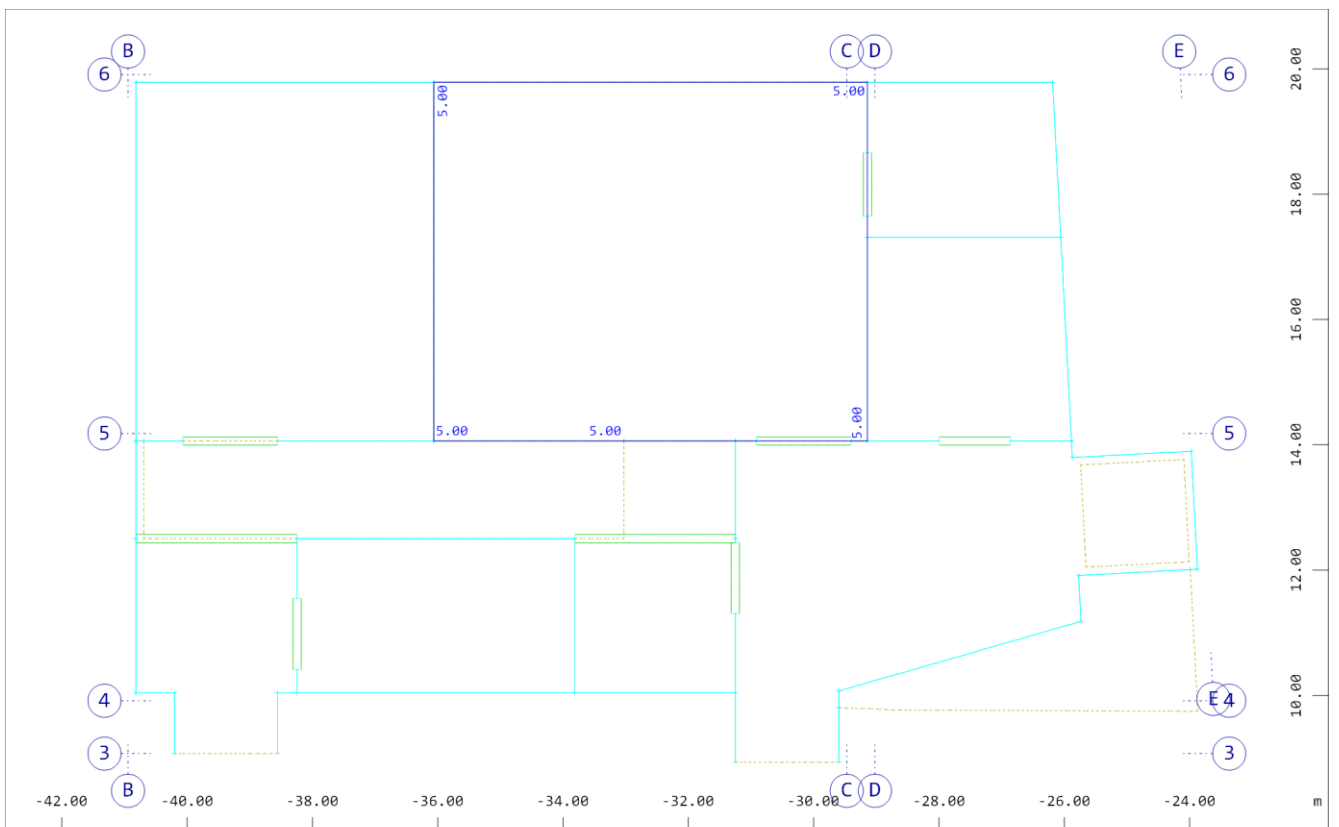
X Alle Lasten, Lastfall 3 q₁, (1 cm im Raum = Unit) Freie Linienlast (Kraft) in global
Z (Unit=10.00 kN/m, Max=13.70 ) , Freie Flächenlast (Kraft) in global Z (Unit=5.00
kN/m², Max=5.00 )

M 1 : 118



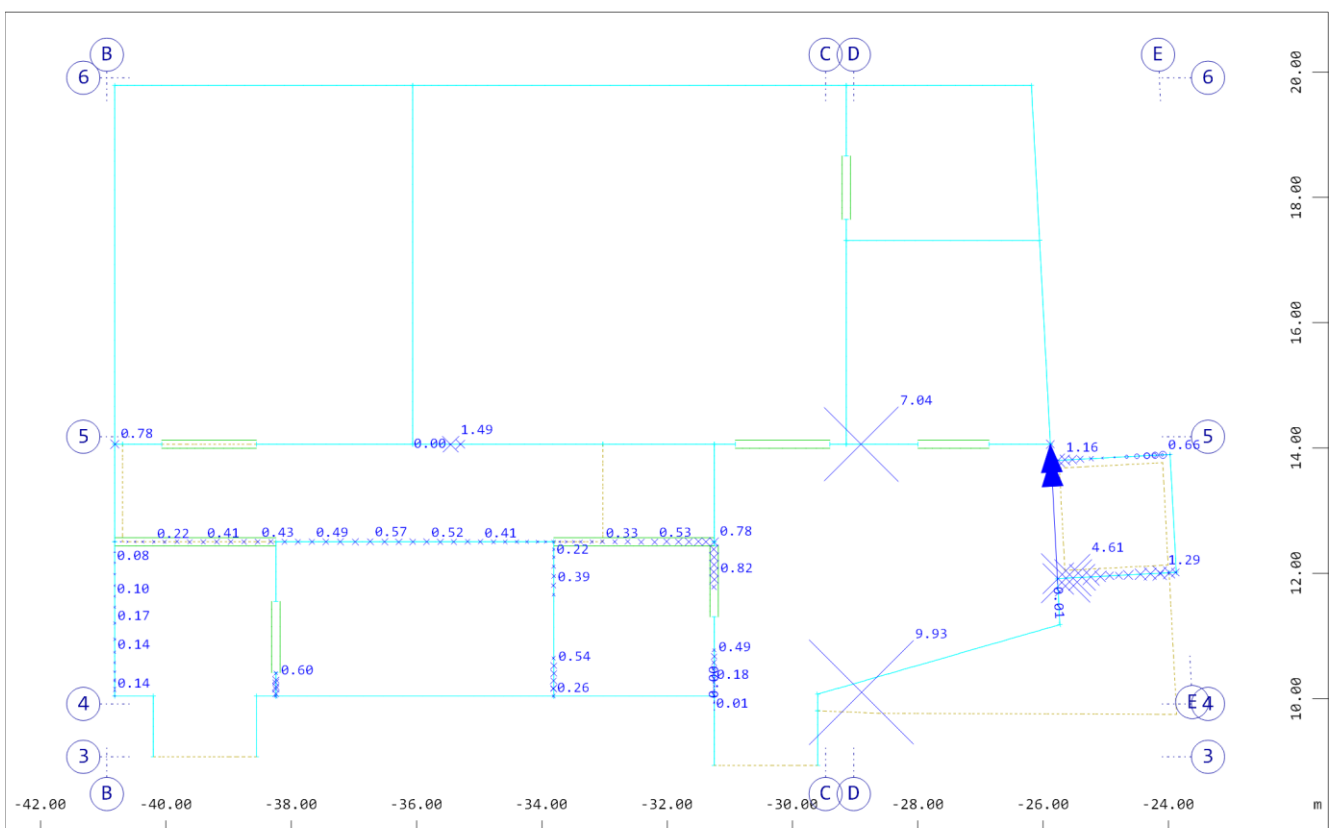
X Alle Lasten, Lastfall 4 q₂, (1 cm im Raum = Unit) Freie Flächenlast (Kraft) in
Z global Z (Unit=5.00 kN/m² ) (Max=5.00)

M 1 : 118



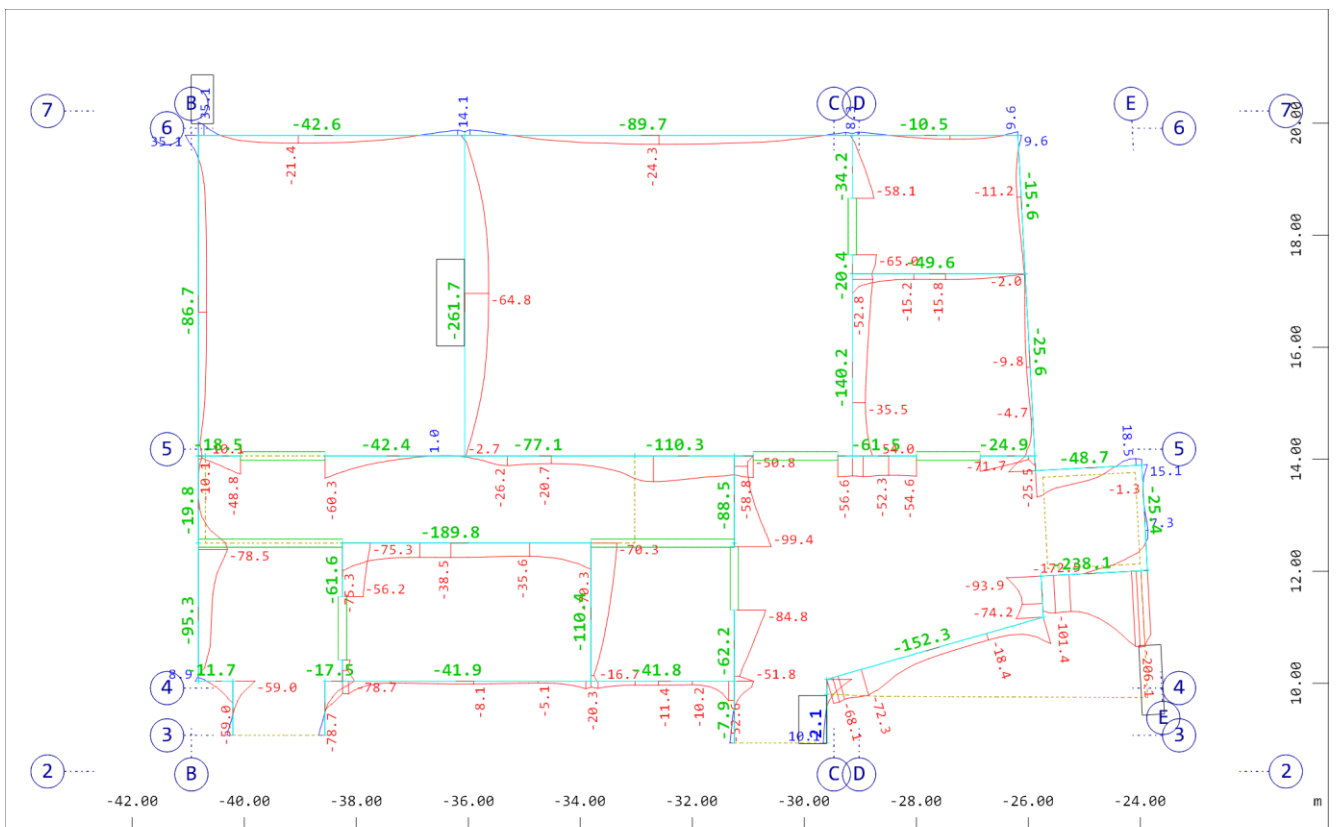
Alle Lasten, Lastfall 5 q₃, (1 cm im Raum = Unit) Freie Flächenlast (Kraft) in
global Z (Unit=5.00 kN/m²) (Max=5.00)

M 1 : 118



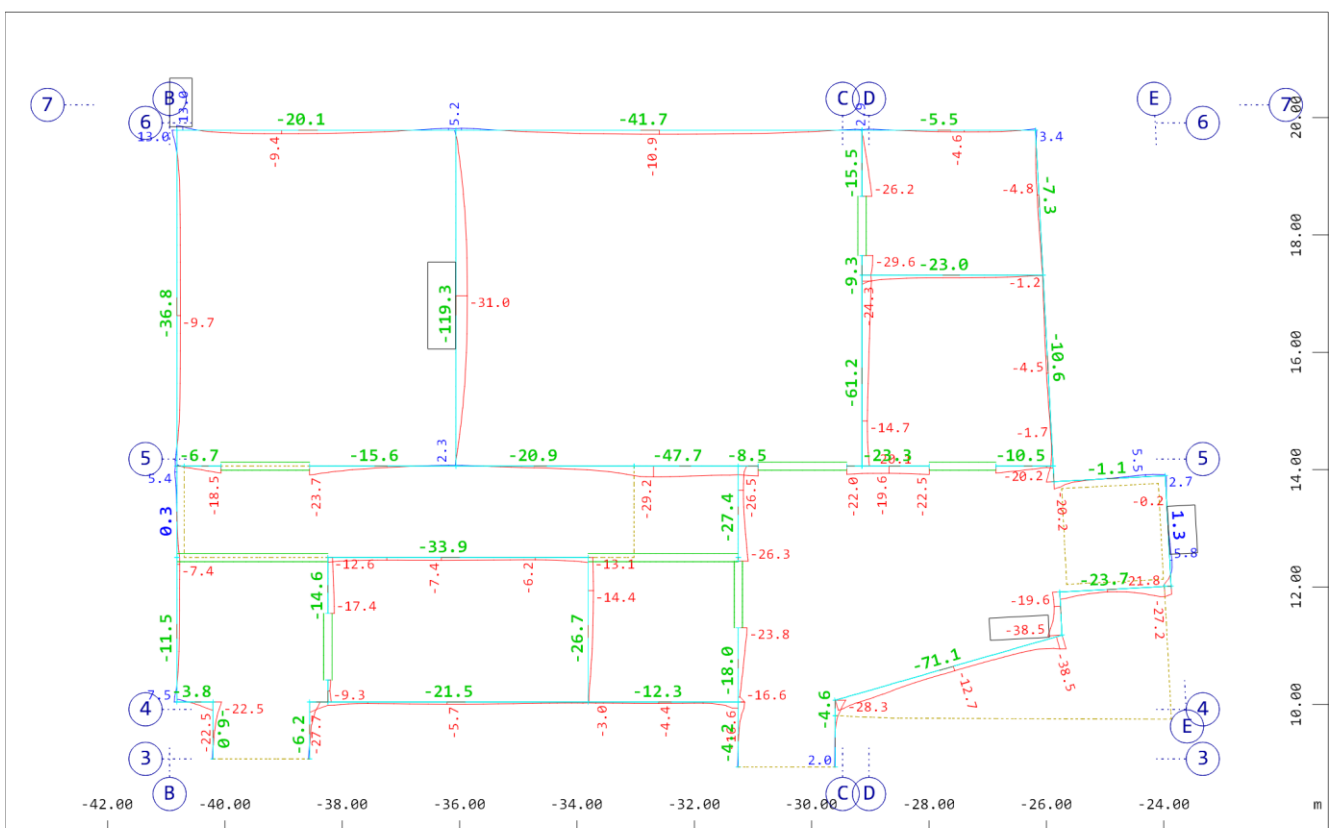
Alle Lasten, Lastfall 11 s aus EG, (1 cm im Raum = Unit) Knotenlast (Kraft) Vektor
(Unit=5.00 kN, Max=1.49), Knotenlast (Moment) Vektor (Unit=0.01 kNm, Max=0.01)
Freie Einzellast (Kraft) Vektor (Unit=5.00 kN, Max=9.93)

M 1 : 118



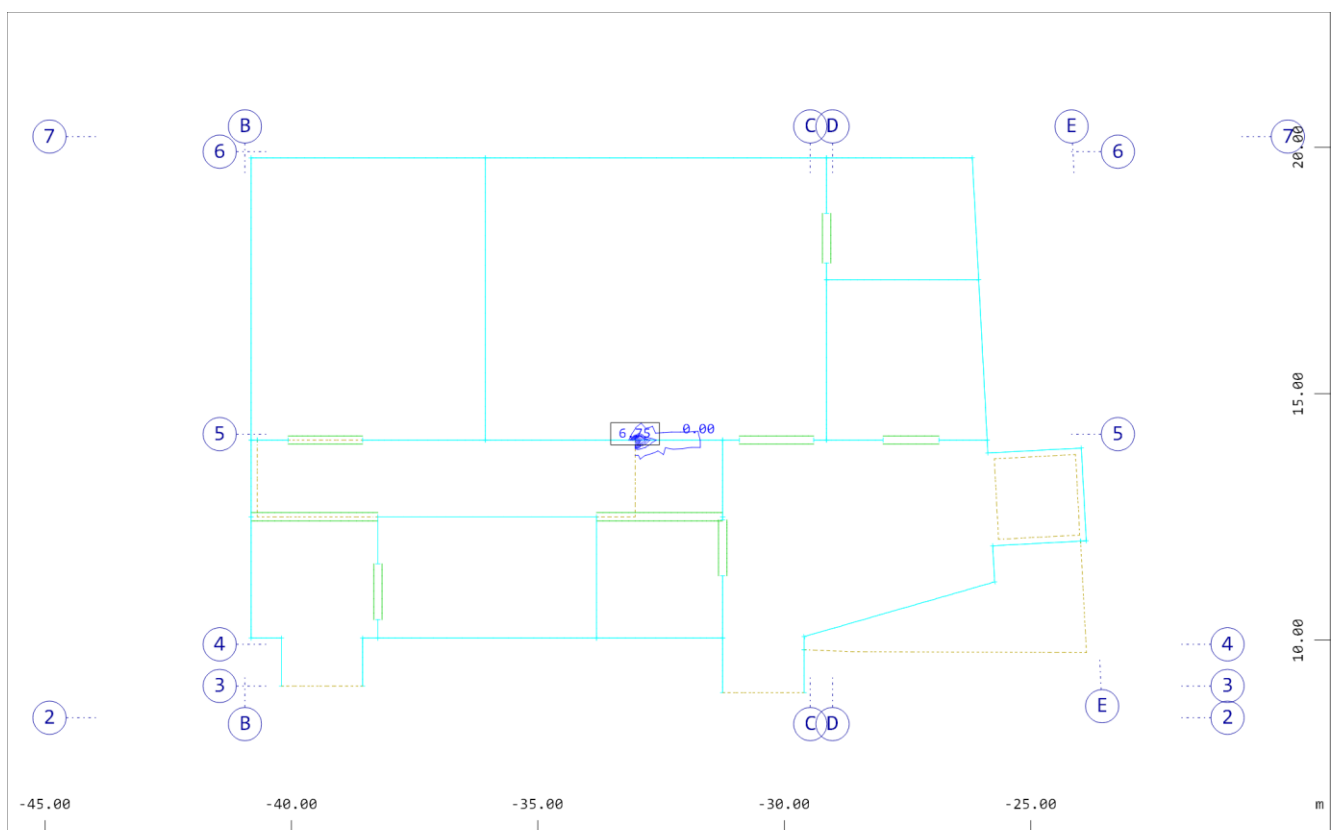
X Randauflagerkraft in global Z, nichtlinearer Lastfall 15000 Summe g , 1 cm im Raum =
Z-Y 200.00 kN/m (Min=-206.1) (Max=35.1)
Summe Randauflagerkraft in global Z in kN, nichtlinearer Lastfall 15000 Summe g

M 1 : 132



X Randauflagerkraft in global Z, Lastfall 15001 Summe q , 1 cm im Raum = 200.00 kN/m
Z-Y (Min=-38.5) (Max=13.0)
Summe Randauflagerkraft in global Z in kN, Lastfall 15001 Summe q (Min=-119.3)

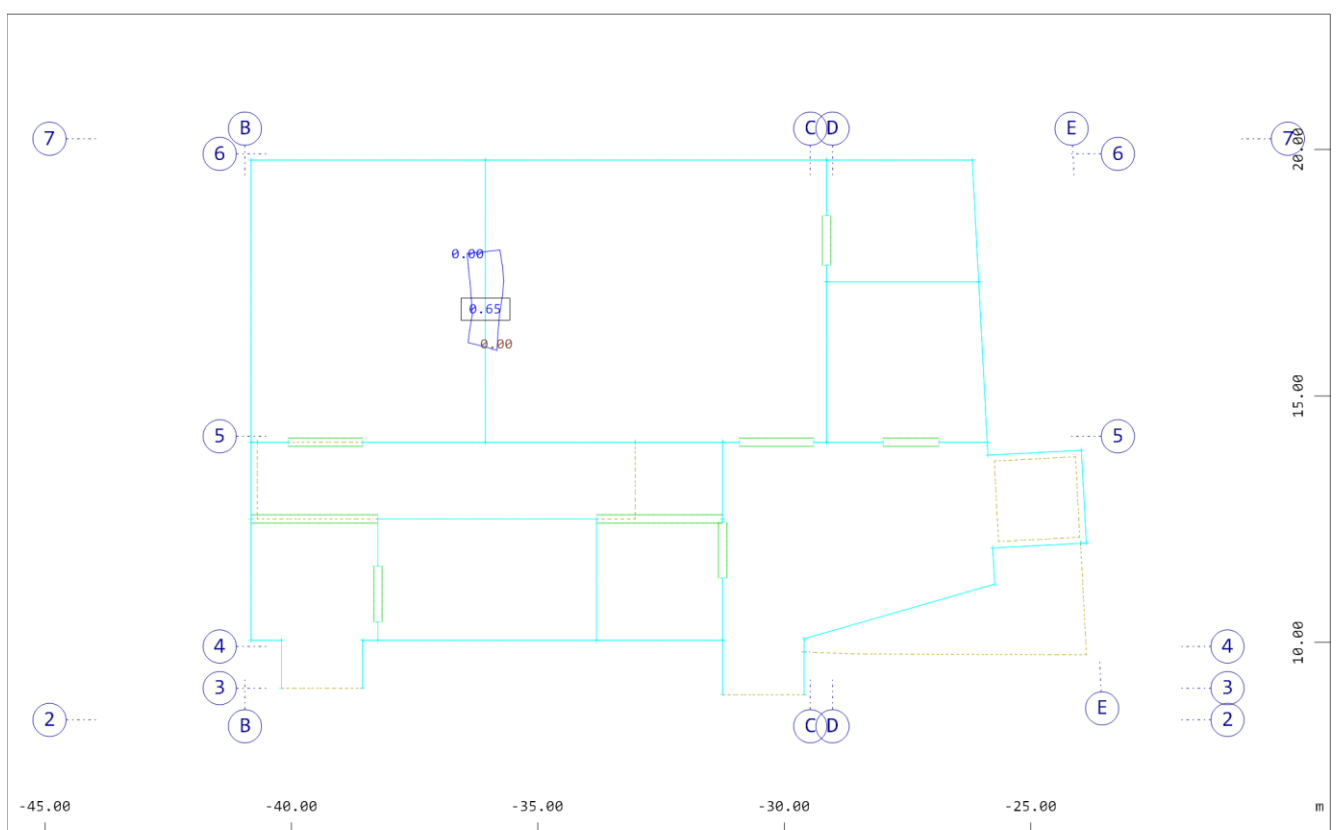
M 1 : 126



X Flächenelemente , Hauptbewehrung (1.Lage) oben im Knoten
Z-Y Differenzen zu 5.24, von 0.00 bis 6.75 cm²/m

↙ , Bemessungsfall 1 ,

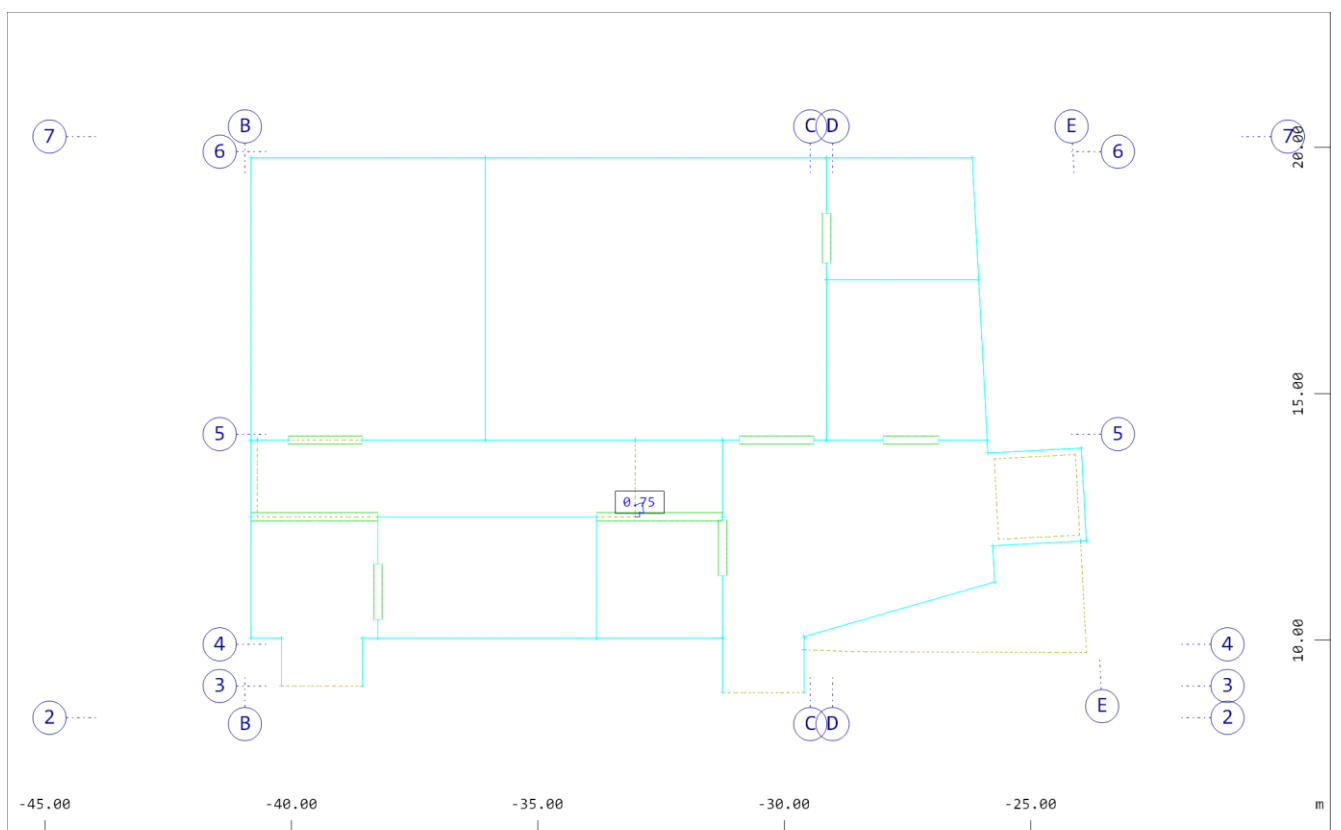
M 1 : 150



X Flächenelemente , Querbewehrung (2.Lage) oben im Knoten
Z-Y Differenzen zu 5.24, von 0.00 bis 0.65 cm²/m

↔ , Bemessungsfall 1 ,

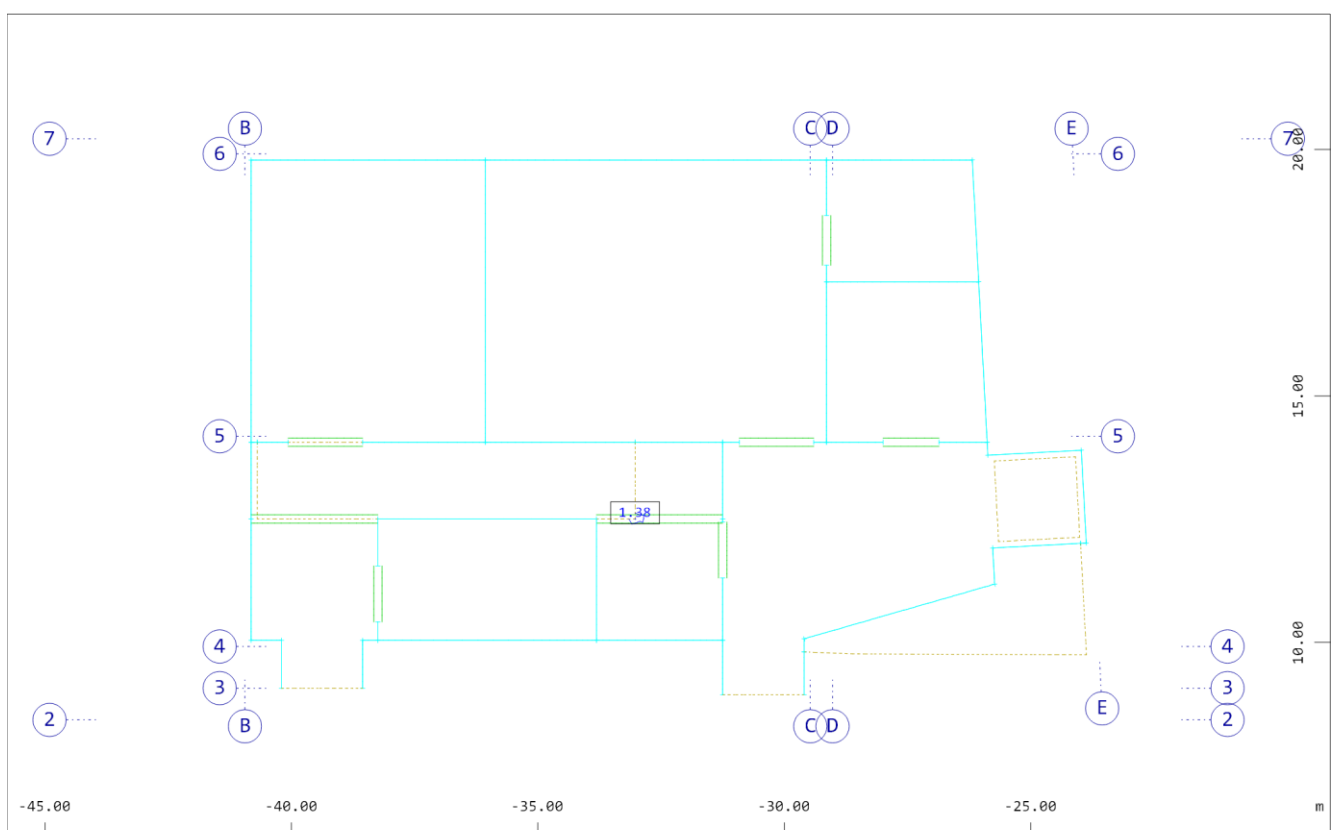
M 1 : 150



X Flächenelemente , Hauptbewehrung (1.Lage) unten im Knoten
Z-Y Differenzen zu 5.24, von 0.00 bis 0.75 cm²/m

↗ , Bemessungsfall 1 ,

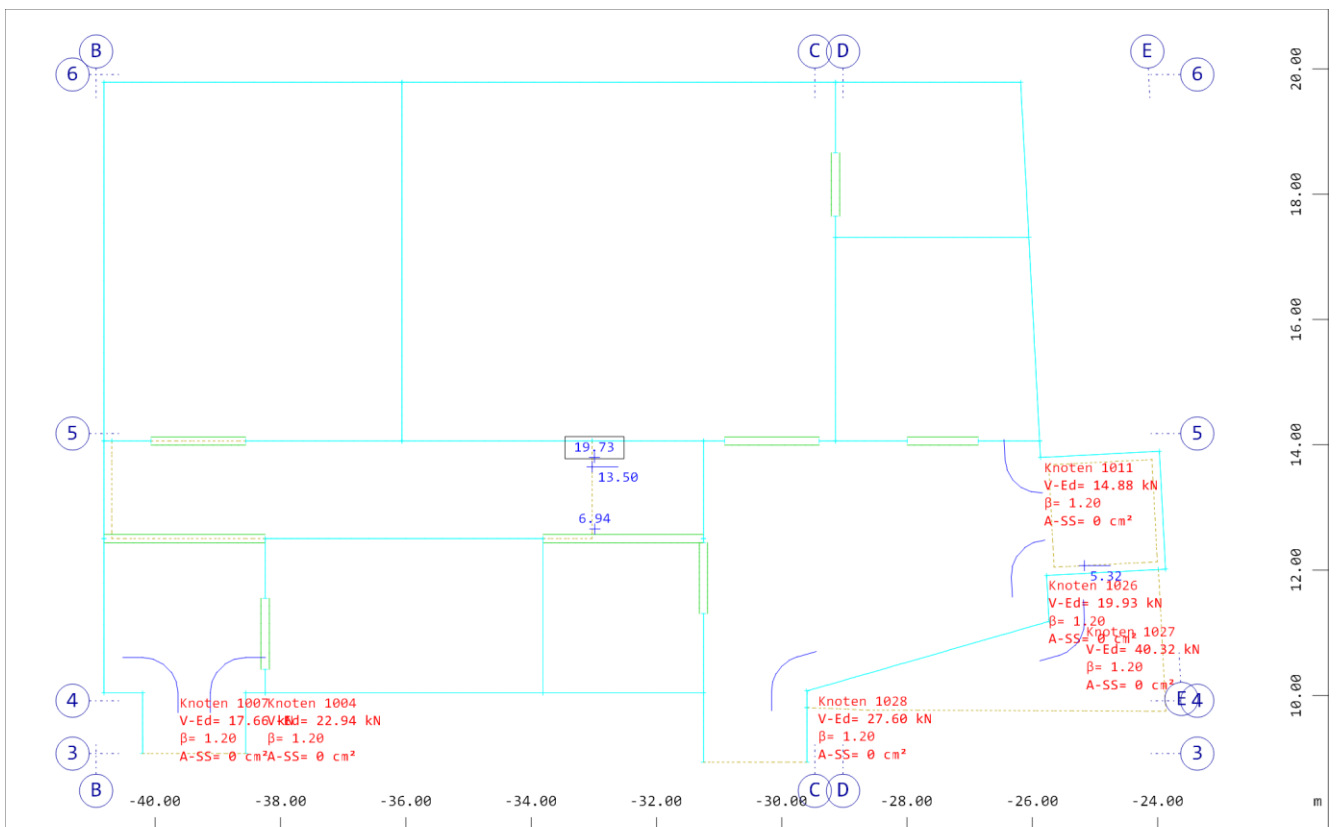
M 1 : 150



X Flächenelemente , Querbewehrung (2.Lage) unten im Knoten
Z-Y Differenzen zu 5.24, von 0.00 bis 1.38 cm²/m

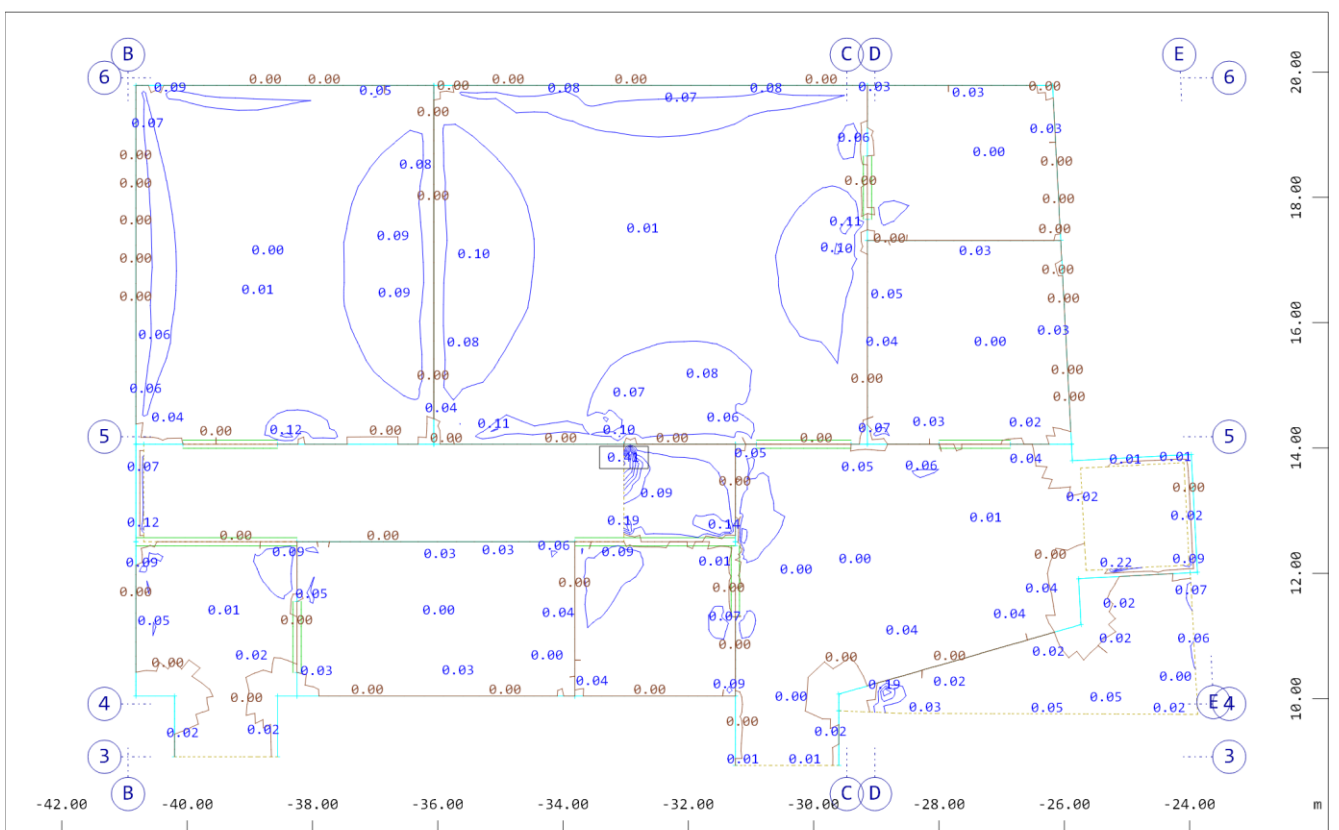
↔ , Bemessungsfall 1 ,

M 1 : 150



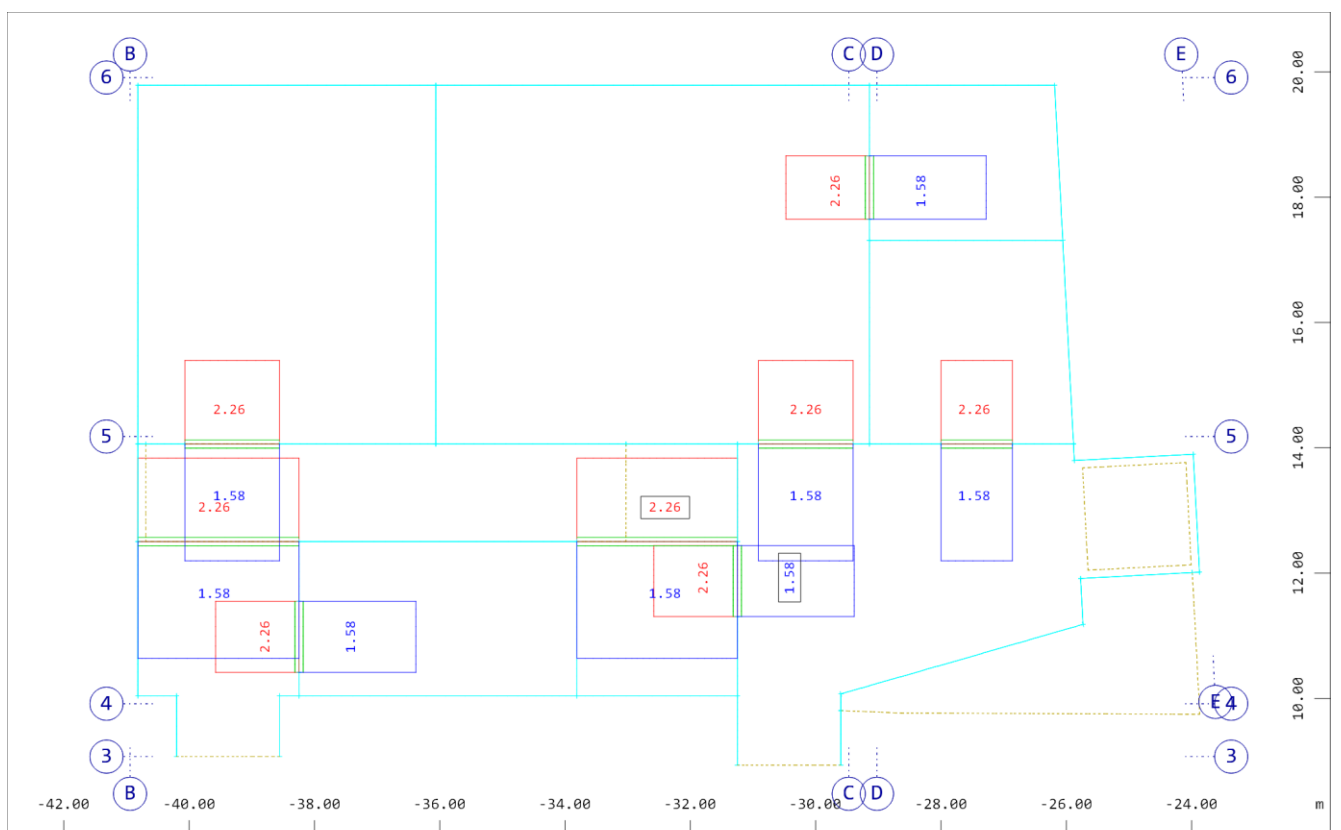
Bügelbewehrung und Durchstanzen in cm^2/m^2 , Bemessungsfall 1
X
Z-Y

M 1 : 118



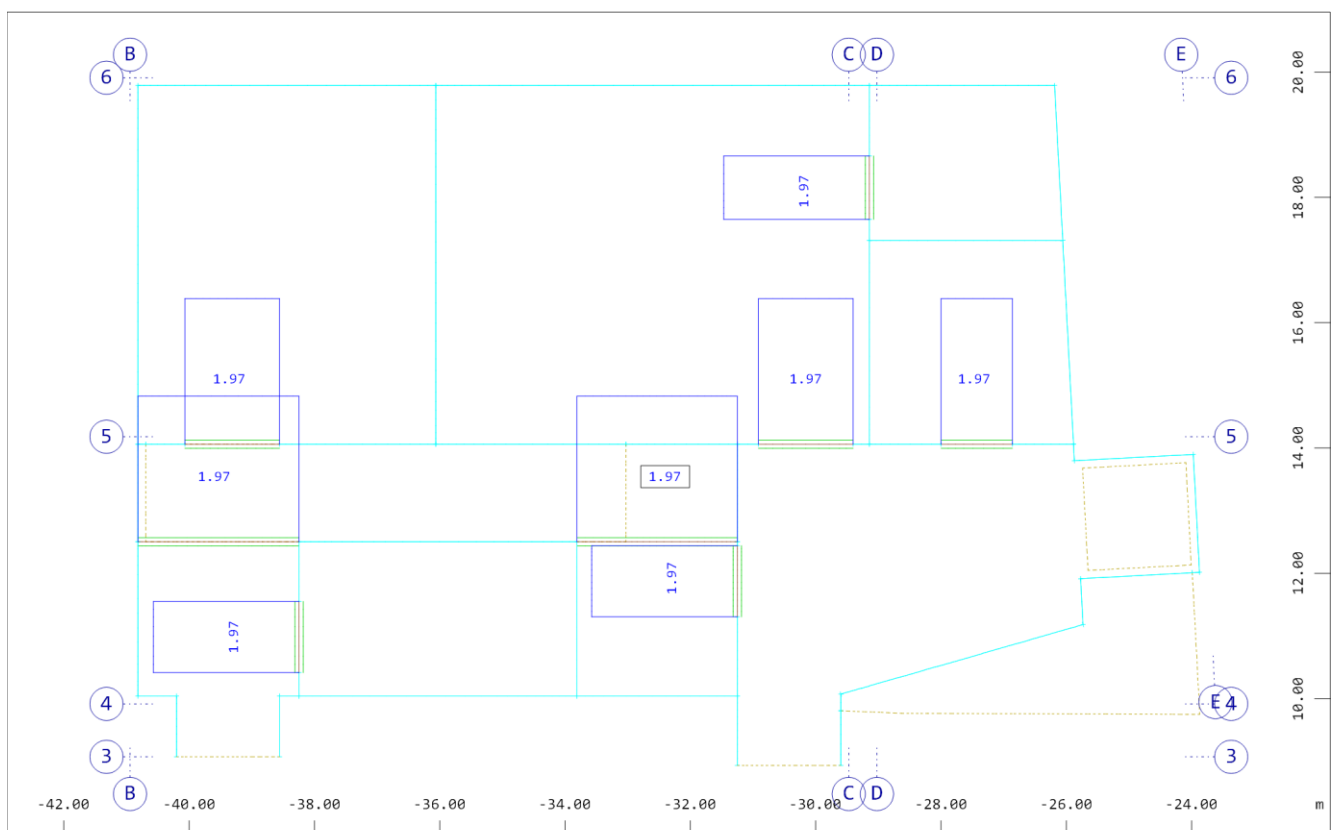
max.VED / VRDmax im Knoten, Bemessungsfall 1 , von 0.000 bis 0.41 Stufen 0.05 -
X
Z-Y

M 1 : 118



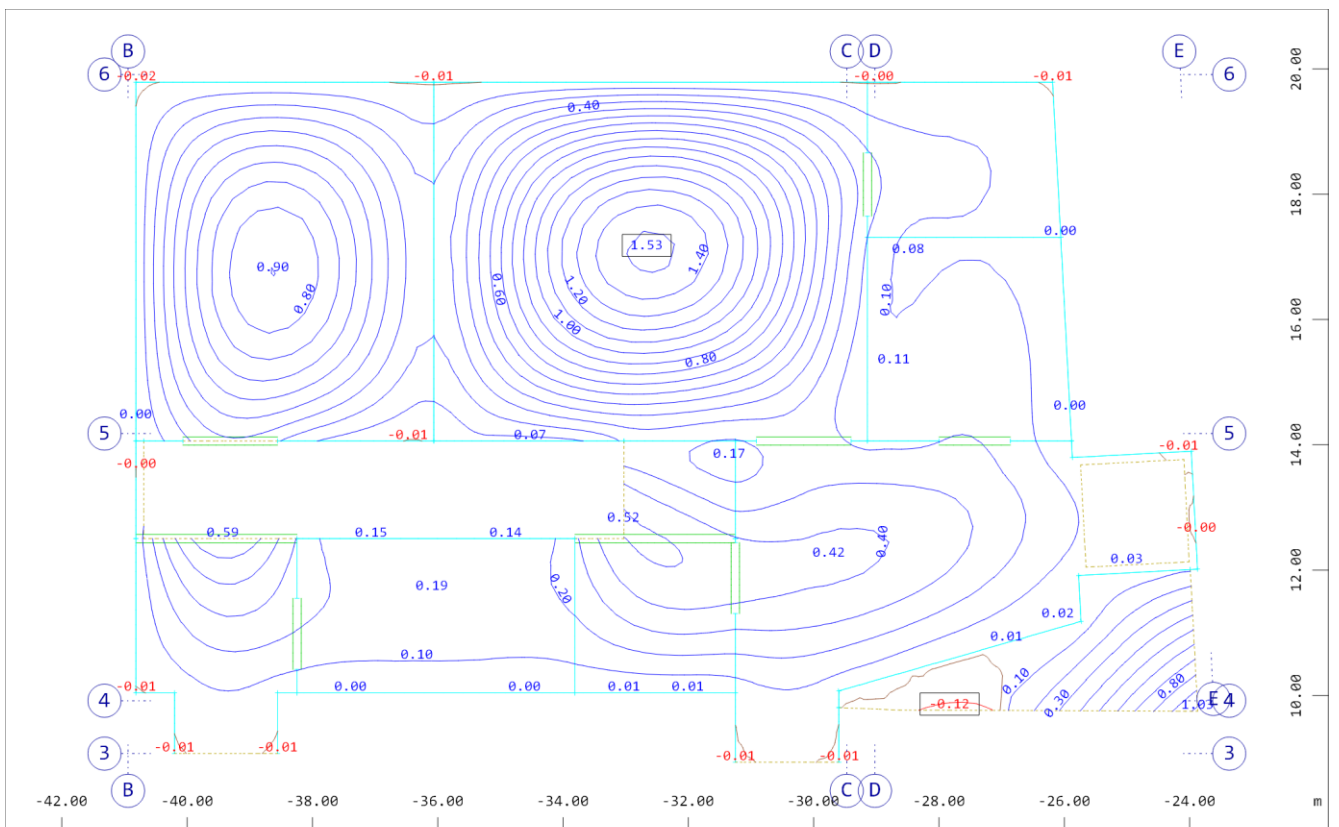
X Stabelemente , Längsbewehrung Rang M1, Bemessungsfall 1 , 1 cm im Raum = 2.0000 cm²
Z-Y (Max=2.26)
Stabelemente , Längsbewehrung Rang M2, Bemessungsfall 1 , 1 cm im Raum = 1.0000 cm²

M 1 : 118



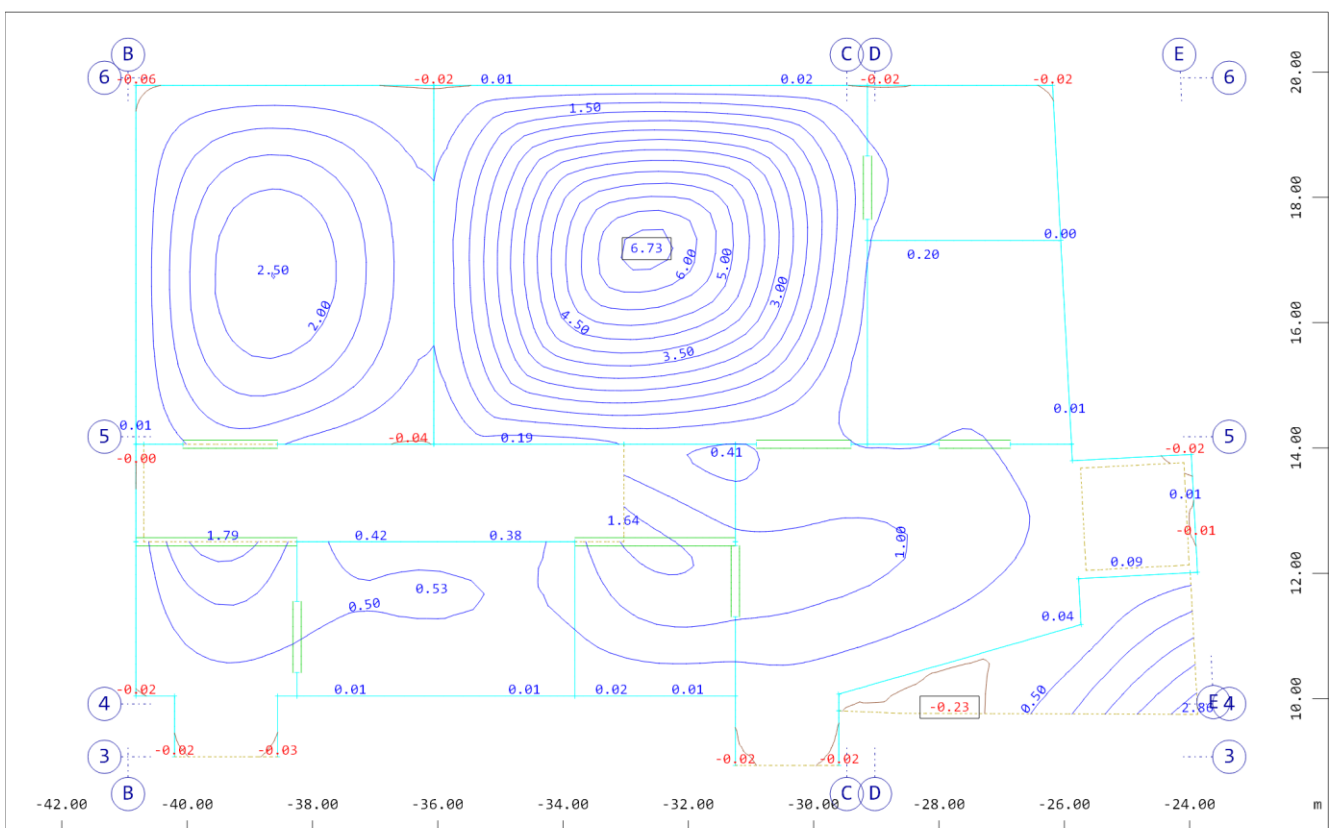
X Stabelemente , Schubbewehrung (Maximum), Bemessungsfall 1 , 1 cm im Raum = 1.0000
Z-Y cm²/m (Max=1.97)

M 1 : 118



X Knotenverschiebung in global Z , Absoluter Maximalwert von Lastfall 1155 MAXR-PZ KNOT
Z-Y Auflagerkräfte in bis 1380 MINP-URY KNOT Knotenverschiebung, von -0.12 bis 1.53 Stufen
0.10 mm

M 1 : 118



X Knotenverschiebung in global Z , Absoluter Maximalwert von nichtlinearer Lastfall 16006
Z-Y (1)+0.6(3)+(10) bis 16006 (1)+0.6(3)+0.6(4)+0.6(5)+(10), von -0.23 bis 6.73 Stufen 0.50 mm

M 1 : 118



2. Balken

2.20. ÜZ – Achse 2

<u>Parameter:</u>	System:	Durchlaufträger
	Abmessung:	$L_{eff,1} = 2,82 \text{ m}; L_{eff,2} = L_{eff,3} = L_{eff,4} = 3,95 \text{ m}; L_{eff,5} = 4,07 \text{ m}$
	Querschnitt:	R-QS $b / h = 24 / 70 \text{ cm}$
	Material:	Beton C25/30
		Betonstahl B500B
	Expositionsklasse:	XC1 $c_{nom} = 3,0 \text{ cm}$

<u>Belastung:</u>	ständige Lasten			
	Eigenlast	$g = 0,75 \times 0,24 \times 25$	$= 4,5 \text{ kN/m}$	
	aus Pos. 1.20	g	$= 24,2 \text{ kN/m}$	
	Oberlicht	$g = 2,0 \times 1,6 / 2$	$= 1,6 \text{ kN/m}$	
	veränderliche Lasten			
	Schnee	aus Pos. 1.20	$s(x = 0,0)$	$= 5,9 \text{ kN/m}$
			$s(x = 12,0 \dots 16,55)$	$= 2,5 \text{ kN/m}$
	Oberlicht		$s = 1,0 \times 1,6 / 2$	$= 0,8 \text{ kN/m}$

Nachweis: siehe Programmausdruck

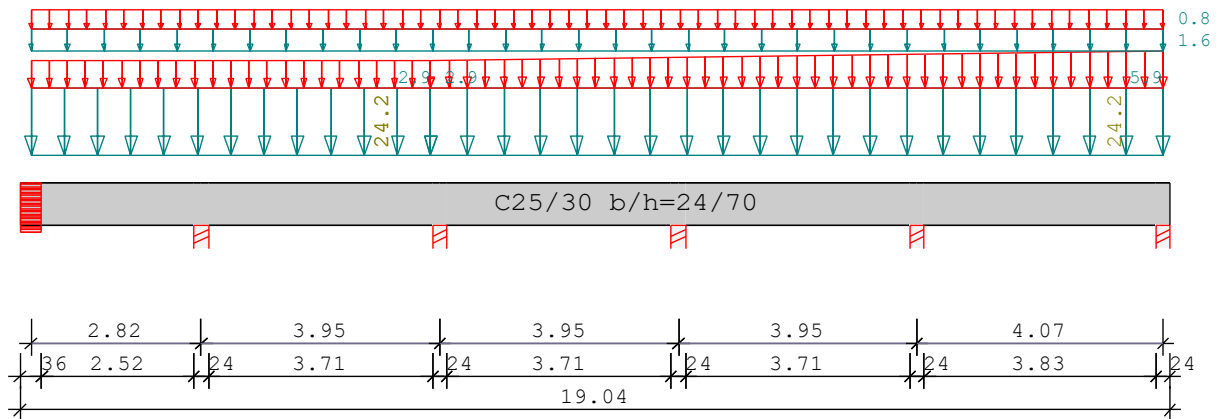
<u>Auflager:</u>	Achse A	Achse B:	Achse B-C:	Achse C-D:	Achse C-D:	Achse D:
	$G = 30,0 \text{ kN}$	$G = 112,2 \text{ kN}$	$G = 121,6 \text{ kN}$	$G = 112,9 \text{ kN}$	$G = 137,1 \text{ kN}$	$G = 48,4 \text{ kN}$
	$S = 5,0 \text{ kN}$	$S = 15,4 \text{ kN}$	$S = 18,1 \text{ kN}$	$S = 21,4 \text{ kN}$	$S = 28,0 \text{ kN}$	$S = 11,5 \text{ kN}$

<u>Bewehrung:</u>	obere Lage	2Ø14	vorh. $A_s = 3,08 \text{ cm}^2$	$\geq$	erf. $A_s = 2,22 \text{ cm}^2$
	untere Lage	3Ø12	vorh. $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$	$\geq$	erf. $A_s = 2,31 \text{ cm}^2$
	Bügel	Ø8/20	vorh. $a_{sw} = 5,03 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\geq$	erf. $a_{sw} = 1,97 \text{ cm}^2/\text{m}$

**Position: 2.20 Überzug Veranstaltung**

Durchlaufträger DLT10 02/2022/A (FRIL0 R-2023-1-x86)

Maßstab 1 : 125

Stahlbetonträger über 5 Felder C25/30 E = 31000 N/mm²

DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12

System	Länge	Querschnittswerte					
Feld	L (m)	bo	ho	b0	h0	bu	hu
1	2.82	konstant		24.0	70.0		
2	3.95	konstant		24.0	70.0		
3	3.95	konstant		24.0	70.0		
4	3.95	konstant		24.0	70.0		
5	4.07	konstant		24.0	70.0		

Trägerbezogene Lasten (kN,m)

Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L		2=Einzellast bei a		3=Einzelmoment bei a		4=Trapezlast von a - a+b		5=Dreieckslast über L		6=Trapezlast über L	
Typ	EG	Gr	VK	g _l /r	q _l /r	Fak.	Abst.	Lb/Lc	ausPOS	Phi			
4	J		0.00	24.20	2.90	1.00	0.00	6.62	1.10				
4	J		0.00	24.20	2.90	1.00	6.62	12.12	1.10				
1	J			1.60	0.80	1.00				Oberlich			

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 25.0 kN/m³ berücksichtigt.

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ
J	3	Schnee bis NN +1000m	0.50	0.20	0.00	1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{Fi}= 1.0 Tab. B3



Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld		Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 = 1.04	18.25	0.00	-35.10	35.07	-59.96
2	x0 = 1.95	25.19	-38.28	-42.82	65.41	-67.71
3	x0 = 2.04	25.99	-44.55	-37.11	69.16	-66.03
4	x0 = 1.86	21.55	-38.90	-55.79	64.93	-74.13
5	x0 = 2.43	48.95	-57.68	0.00	87.49	-59.83

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	35.07	35.07	28.73
2	-39.94	-39.94	-61.68	65.94	127.62	110.48
3	-47.96	-47.96	-69.39	70.25	139.65	119.11
4	-43.31	-43.31	-68.03	66.32	134.35	108.91
5	-62.73	-62.73	-76.35	88.73	165.08	135.75
6	0.00	0.00	-59.83	0.00	59.83	47.34

Auflagerkräfte (kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	30.03	5.04	-1.31	33.76	35.07	28.73
2	112.19	15.43	-1.71	125.91	127.62	110.48
3	121.57	18.08	-2.46	137.19	139.65	119.11
4	112.94	21.41	-4.03	130.32	134.35	108.91
5	137.11	27.97	-1.36	163.72	165.08	135.75
6	48.36	11.47	-1.02	58.81	59.83	47.34
Summe:	562.20	99.40	-11.88	649.72	661.60	550.32

Auflagerkräfte (kN)

EG	Stütze 1		Stütze 2		Stütze 3		Stütze 4	
	max	min	max	min	max	min	max	min
g	30.0	30.0	112.2	112.2	121.6	121.6	112.9	112.9
J	5.0	-1.3	15.4	-1.7	18.1	-2.5	21.4	-4.0
Sum	35.1	28.7	127.6	110.5	139.6	119.1	134.3	108.9

Auflagerkräfte (kN)

EG	Stütze 5		Stütze 6	
	max	min	max	min
g	137.1	137.1	48.4	48.4
J	28.0	-1.4	11.5	-1.0
Sum	165.1	135.8	59.8	47.3

Durchbiegungen in Zustand I gerechnet!

Durchbiegungen maximale minimale

Feld Nr.	x (m)	f (cm) Komb	x (m)	f (cm)
1	1.13	0.01	2	2.54
2	1.98	0.01	3	3.83
3	1.98	0.01	2	0.12
4	1.98	0.01	3	3.48
5	2.44	0.03	2	4.07



Ergebnisse für y-fache Lasten

Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G \cdot K_{FI} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum

(kNm , kN)

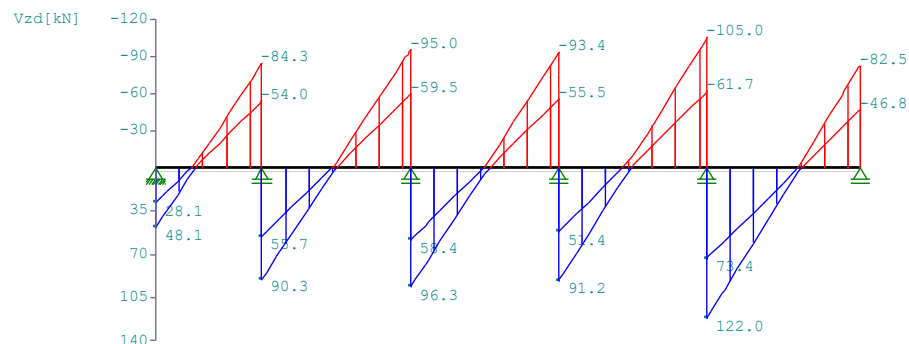
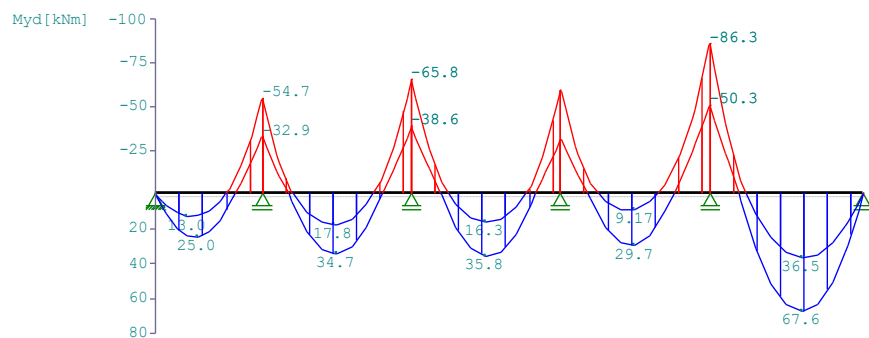
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 = 1.05	25.12	0.00	-47.45	48.10	-81.76
2	x0 = 1.95	34.68	-52.23	-58.08	89.47	-92.44
3	x0 = 2.04	35.92	-60.67	-50.36	94.63	-90.38
4	x0 = 1.86	30.04	-53.05	-75.94	89.12	-101.68
5	x0 = 2.43	67.58	-78.77	0.00	120.17	-82.49

Stützmomente Maximum

(kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	48.10	48.10	28.07
2	-54.72	-54.72	-84.33	90.27	174.60	109.63
3	-65.79	-65.79	-94.96	96.28	191.23	117.88
4	-59.66	-59.66	-93.37	91.21	184.58	106.90
5	-86.34	-86.34	-105.02	122.03	227.05	135.07
6	0.00	0.00	-82.49	0.00	82.49	46.83

Maßstab 1 : 200





Bemessung DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
 FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.146
 C25/30 B500A normalduktile

Betondeckung: $c_v = 3.0 \text{ cm} \geq \text{erf } c_v$
 Bewehrungslage: $d_o = 4.6 \text{ cm}$ $d_B = 8$ $d_S = 16$
 $d_u = 4.6 \text{ cm}$ $d_B = 8$ $d_S = 16$

Die Feldbewehrung ist nicht gestaffelt.
 Die Duktilitätsbewehrung nach 9.2.1.1 ist in erf As enthalten.

Kriechbeiwert: $\phi = 2.90 \epsilon_{cs} = 0.40 \%$ $h_0 = 22.50 \text{ cm}$

Auflagerbedingungen

Stütze	Breite (cm)	Lager	Art
1	36.0		indirekt
2	24.0	Beton	direkt
3	24.0	Beton	direkt
4	24.0	Beton	direkt
5	24.0	Beton	direkt
6	24.0	Beton	direkt

Abminderung der Stützmomente $\leq 15 \%$

Mindestbewehrung EN2 9.2.1.1 (9.1) $f_{ctm} = 2.56 \text{ N/mm}^2$

Q.Nr.	min μ_u (kNm)	erf As (cm ²)	min μ_o (kNm)	erf As (cm ²)	
1	50.27	1.71	-50.27	1.71	24.0/70.0

Feldbewehrung

Feld Nr.	x (m)	Myd (kNm)	min Myd (kNm)	d (cm)	kx	Asu (cm ²)	Aso (cm ²)	
1	1.05	25.1		65.4	0.04	1.7	0.0	*
	1.97	5.2	5.2	65.4	0.02	1.7	0.0	*
	1.97	-3.0	-3.0	65.4	0.01	0.0	1.7	*
2	1.95	34.7		65.4	0.05	1.7	0.0	*
	0.47	-17.4	-17.4	65.4	0.03	0.0	1.7	*
3	2.04	35.9		65.4	0.05	1.7	0.0	*
	0.47	-25.6	-25.6	65.4	0.04	0.0	1.7	*
4	1.86	30.0		65.4	0.04	1.7	0.0	*
	0.47	-22.1	-22.1	65.4	0.04	0.0	1.7	*
5	2.43	67.6		65.4	0.07	2.3	0.0	
	0.47	-34.4	-34.4	65.4	0.05	0.0	1.7	*

* Mindestbewehrung nach DIN EN 1992-1 9.2.1.1 (1)

Am ersten Auflager sind mindestens 1.7 cm² zu verankern.

Am letzten Auflager sind mindestens 2.6 cm² zu verankern.

Querkraft VK-Lager ist mit $F = V_{Ed} \cdot \cot(\Theta) / 2$ berücksichtigt.



Stützbewehrung DIN EN 1992:2015 5.5

Stütze Nr.	x (m)	Myd (kNm)	Bem. Myd (kNm)	d (cm)	kx	Asu (cm ²)	Aso (cm ²)
1 re	0.00	0.0					
2 li	0.12	-47.5	-38.0	65.4	0.05	0.0	1.7 *
2 re	0.12	-52.2	-41.8	65.4	0.05	0.0	1.7 *
3 li	0.12	-58.1	-47.3	65.4	0.06	0.0	1.7 *
3 re	0.12	-60.7	-49.6	65.4	0.06	0.0	1.7 *
4 li	0.12	-59.7	-40.3	65.4	0.05	0.0	1.7 *
4 re	0.12	-53.0	-42.7	65.4	0.05	0.0	1.7 *
5 li	0.12	-75.9	-64.1	65.4	0.07	0.0	2.2
5 re	0.12	-78.8	-64.7	65.4	0.07	0.0	2.2
6 li	0.00	0.0					

* Mindestbewehrung nach DIN EN 1992-1 9.2.1.1 (1)

Querkraftbewehrung B500A DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12 6.2

Stütze Nr.	Abst (m)	kz	VEd (kN)	Θ (°)	VRd,c (kN)	VRd,max (kN)	a_max (cm)	asw (cm ² /m)
1 re	0.18	0.90	39.8	18.4	49.1	448.3	30.0	2.0~
1 *	0.83	0.90	9.7	18.4	49.1	448.3	30.0	2.0~
2 li	0.77	0.90	-48.7	18.4	49.1	448.3	30.0	2.0~
2 *	1.41	0.90	-19.4	18.4	49.1	448.3	30.0	2.0~
2 re	0.77	0.90	54.6	18.4	49.1	448.3	30.0	2.0~
2 *	1.43	0.90	24.5	18.4	49.1	448.3	30.0	2.0~
3 li	0.77	0.90	-59.3	18.4	49.1	448.3	30.0	2.0~
3 *	1.43	0.90	-29.2	18.4	49.1	448.3	30.0	2.0~
3 re	0.77	0.90	60.5	18.4	49.1	448.3	30.0	2.0~
3 *	1.43	0.90	30.1	18.4	49.1	448.3	30.0	2.0~
4 li	0.77	0.90	-56.7	18.4	49.1	448.3	30.0	2.0~
4 *	1.43	0.90	-25.8	18.4	49.1	448.3	30.0	2.0~
4 re	0.77	0.90	54.3	18.4	49.1	448.3	30.0	2.0~
4 *	1.43	0.90	22.9	18.4	49.1	448.3	30.0	2.0~
5 li	0.77	0.90	-67.2	18.4	49.1	448.3	30.0	2.0~
5 *	1.43	0.90	-35.4	18.4	49.1	448.3	30.0	2.0~
5 re	0.77	0.90	84.0	18.4	49.1	448.3	30.0	2.0~
5 *	1.43	0.90	51.6	18.4	49.1	448.3	30.0	2.0~
6 li	0.77	0.90	-43.5	18.4	49.1	448.3	30.0	2.0~
6 *	1.43	0.90	-10.7	18.4	49.1	448.3	30.0	2.0~

~ am Zeilenende: Mindestbügelbewehrung

Der max. Bügelabstand wird mit $\Theta \geq 40^\circ$ ermittelt (Heft 525 DAfStb).

Berechnung mit modifizierter eff. Steifigkeit (Zeta-Verfahren)

Zugfestigkeit und Rissmoment mit $f_{ctm} = 2.6 \text{ N/mm}^2$ Gebrauchstauglichkeit - Durchbiegungen (cm) $\phi = 2.90\epsilon_{cs} = 0.40 \text{ ‰}$

quasi-ständige Kombination

Feld	x	fEI	fEI ϕ	fEI $\phi\epsilon$	fEI η_g	fEI η	fEI $\eta\phi$	fEI $\eta\phi\epsilon$	f
1	1.13	0.00	0.01	0.02	0.00	0.00	0.01	0.02	0.02
2	1.98	0.01	0.03	0.04	0.01	0.01	0.04	0.04	0.04
3	1.98	0.01	0.03	0.04	0.01	0.01	0.03	0.04	0.04
4	1.98	0.00	0.02	0.02	0.00	0.00	0.02	0.02	0.02
5	2.44	0.02	0.09	0.11	0.02	0.02	0.10	0.11	0.11



2.21. Attika – Achse 1

<u>Parameter:</u>	System:	Durchlaufträger
	Abmessung:	$L_{\text{eff},1} = 2,43 \text{ m}; L_{\text{eff},2} = 5,12 \text{ m}; L_{\text{eff},3} = 7,55 \text{ m}; L_{\text{eff},4} = 2,49 \text{ m}$
	Querschnitt:	R-QS $b / h = 20 / 70 \text{ cm}$
	Material:	Beton C25/30 Betonstahl B500B
	Expositionsklasse:	XC1 $c_{\text{nom}} = 3,0 \text{ cm}$

<u>Belastung:</u>	ständige Lasten		
	Eigenlast	$g = 0,70 \times 0,20 \times 25$	$= 3,5 \text{ kN/m}$
	aus Pos. 1.20	g	$= 24,2 \text{ kN/m}$
	veränderliche Lasten		
	Schnee	aus Pos. 1.20	$s = 2,9 \dots 5,9 \text{ kN/m}$

Nachweis: siehe Programmausdruck

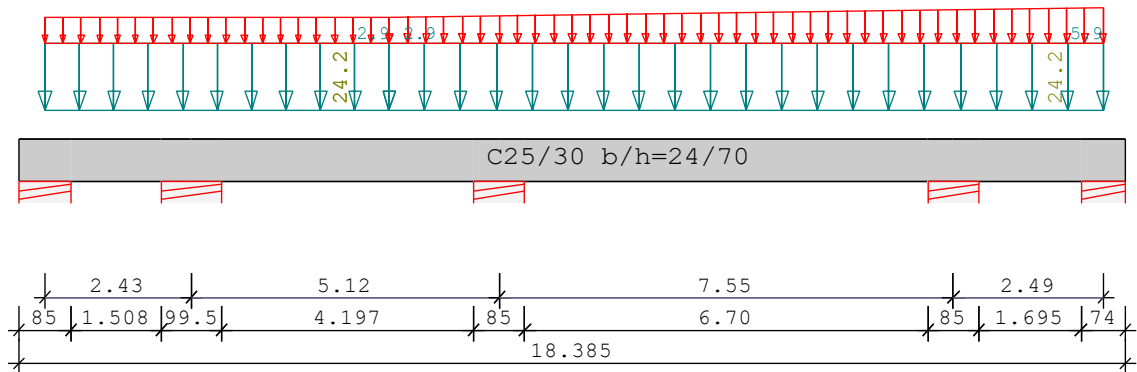
<u>Auflager:</u>	Achse A	Achse B:	Achse C:	Achse C-D	Achse D:
	$G = 22,3 \text{ kN}$	$G = 102,1 \text{ kN}$	$G = 198,0 \text{ kN}$	$G = 187,3 \text{ kN}$	$G = -10,1 \text{ kN}$
	$S = 5,1 \text{ kN}$	$S = 14,3 \text{ kN}$	$S = 25,9 \text{ kN}$	$S = 33,1 \text{ kN}$	$S = 7,1 \text{ kN}$

<u>Bewehrung:</u>	obere Lage	2Ø14	vorh. $A_s = 3,08 \text{ cm}^2$	$\geq$	erf. $A_s = 1,71 \text{ cm}^2$
		Zulagen über Stütze 3 und 4		1Ø14	
	untere Lage	3Ø12	vorh. $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$	$\geq$	erf. $A_s = 1,71 \text{ cm}^2$
		Zulagen zwischen Stütze 3 und 4		2Ø14	
	Bügel	Ø8/20	vorh. $a_{\text{sw}} = 5,03 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\geq$	erf. $a_{\text{sw}} = 1,97 \text{ cm}^2/\text{m}$

**Position: 2.21 Attika Achse 1**

Durchlaufträger DLT10 02/2022/A (FRIL0 R-2023-1-x86)

Maßstab 1 : 125



Stahlbetonträger über 4 Felder C25/30 E = 31000 N/mm²
DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12

System	Länge		Querschnittswerte					
Feld	L (m)		bo	ho	b0	h0	bu	hu
1	2.43	konstant			24.0	70.0		
2	5.12	konstant			24.0	70.0		
3	7.55	konstant			24.0	70.0		
4	2.49	konstant			24.0	70.0		

Trägerbezogene Lasten (kN,m)

Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L 3=Einzelmoment bei a 5=Dreieckslast über L			2=Einzellast bei a 4=Trapezlast von a - a+b 6=Trapezlast über L					
		Typ	EG	Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS
	4	J	0.00	24.20	2.90	1.00	0.00	5.72	1.10	
				24.20	2.90					
	4	J	0.00	24.20	2.90	1.00	5.72	11.87	1.10	
				24.20	5.90					

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 25.0 kN/m³ berücksichtigt.

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ
J	3	Schnee bis NN +1000m	0.50	0.20	0.00	1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{FI} = 1.0 Tab. B3

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum						(kNm , kN)	
Feld		Mf	M li	M re	V li	V re	
1	x0 = 0.87	11.99	0.00	-25.84	27.39	-48.66	
2	x0 = 2.03	28.90	-35.26	-121.29	63.38	-97.30	
3	x0 = 3.80	101.44	-131.84	-131.53	122.35	-124.66	
4	x0 = 2.49	0.00	-113.07	0.00	80.77	10.05	



Stützmomente Maximum						(kNm , kN)
Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	27.39	27.39	20.00
2	-36.01	-36.01	-52.85	63.55	116.40	96.66
3	-135.18	-135.18	-100.94	122.95	223.89	197.46
4	-132.75	-132.75	-124.88	95.49	220.37	186.20
5	0.00	0.00	2.98	0.00	-2.98	-17.47

Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	22.29	5.10	-2.30	25.10	27.39	20.00
2	102.07	14.33	-5.42	110.99	116.40	96.66
3	197.98	25.91	-0.52	223.37	223.89	197.46
4	187.26	33.11	-1.06	219.31	220.37	186.20
5	-10.05	7.08	-7.41	-10.39	-2.98	-17.47
Summe:	499.56	85.52	-16.71	568.37	585.08	482.85

Auflagerkräfte (kN)								
EG	Stütze 1		Stütze 2		Stütze 3		Stütze 4	
	max	min	max	min	max	min	max	min
g	22.3	22.3	102.1	102.1	198.0	198.0	187.3	187.3
J	5.1	-2.3	14.3	-5.4	25.9	-0.5	33.1	-1.1
Sum	27.4	20.0	116.4	96.7	223.9	197.5	220.4	186.2

Auflagerkräfte (kN)		
EG	Stütze 5	
	max	min
g	-10.1	-10.1
J	7.1	-7.4
Sum	-3.0	-17.5

Durchbiegungen in Zustand I gerechnet!						
Durchbiegungen maximale			minimale			
Feld Nr.	x (m)	f (cm) Komb	x (m)	f (cm)		
1	0.97	0.00	2	1.94	0.00	3
2	1.79	0.01	3	4.10	-0.02	2
3	3.78	0.21	2	7.55	0.00	4
4	0.00	0.00	12	1.00	-0.02	2

Ergebnisse für y-fache Lasten
 Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{F_i} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum (kNm , kN)						
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 = 0.88	16.69	0.00	-34.31	37.75	-65.99
2	x0 = 2.03	39.73	-48.44	-164.16	86.76	-132.45
3	x0 = 3.80	139.17	-179.98	-180.33	167.33	-171.02
4	x0 = 2.47	0.00	-113.11	0.00	91.02	-0.56

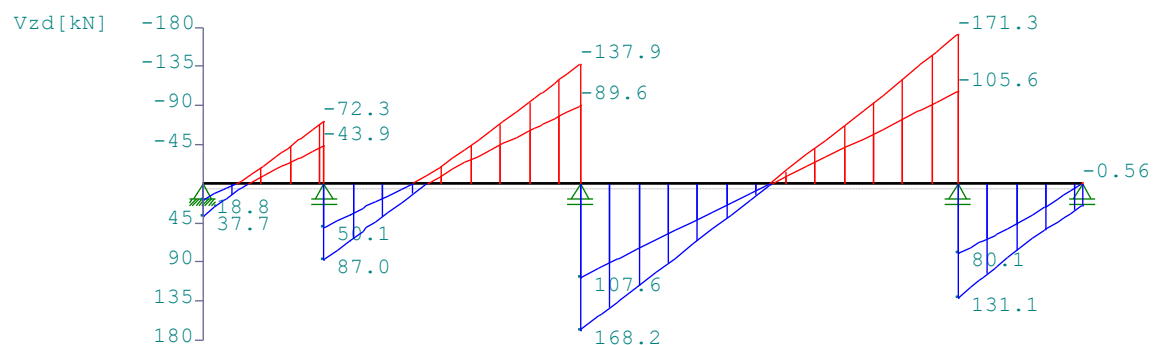
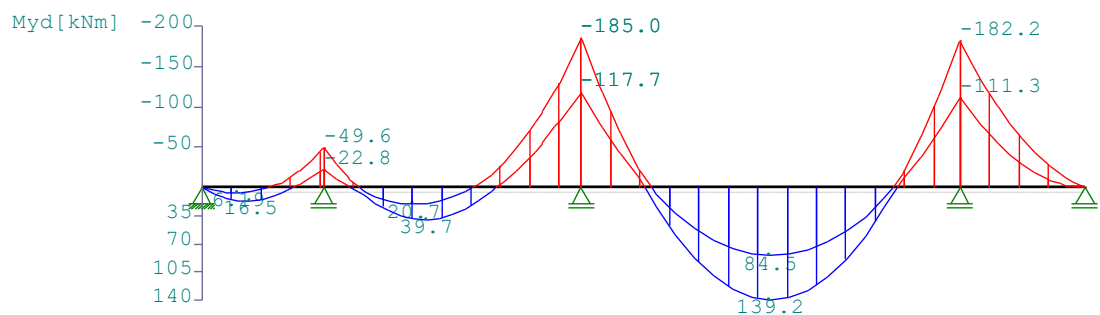


Stützmomente Maximum

(kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	37.75	37.75	18.85
2	-49.56	-49.56	-72.26	87.03	159.29	93.95
3	-184.99	-184.99	-137.90	168.24	306.14	197.20
4	-182.16	-182.16	-171.34	131.12	302.47	185.67
5	0.00	0.00	-0.56	0.00	0.56	-24.69

Maßstab 1 : 150



Bemessung DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12

FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.146

C25/30 B500A normalduktil

Betondeckung: $c_v = 3.0 \text{ cm} \geq \text{erf } c_v$ Bewehrungslage: $d_o = 4.6 \text{ cm}$ $d_B = 8$ $d_S = 16$ $d_u = 4.6 \text{ cm}$ $d_B = 8$ $d_S = 16$

Die Feldbewehrung ist nicht gestaffelt.

Die Duktilitätsbewehrung nach 9.2.1.1 ist in erf As enthalten.

Kriechbeiwert: $\phi = 2.90 \epsilon_{cs} = 0.40 \text{ ‰}$ $h_0 = 22.50 \text{ cm}$

Auflagerbedingungen

Stütze	Breite (cm)	Lager	Art
1	85.0	Beton	direkt
2	99.5	Beton	direkt
3	85.0	Beton	direkt
4	85.0	Beton	direkt
5	74.0	Beton	direkt



Auflagerbedingungen

Stütze Breite (cm) Lager Art

Abminderung der Stützmomente $\leq 15\%$ Mindestbewehrung EN2 9.2.1.1 (9.1) $f_{ctm} = 2.56 \text{ N/mm}^2$

Q.Nr.	min M_u (kNm)	erf A_s (cm ²)	min M_o (kNm)	erf A_s (cm ²)	
1	50.27	1.71	-50.27	1.71	24.0/70.0

Feldbewehrung

Feld Nr.	x (m)	Myd (kNm)	min Myd (kNm)	d (cm)	kx	Asu (cm ²)	Aso (cm ²)	
1	0.88	16.7		65.4	0.03	1.7	0.0	*
2	2.03	39.7		65.4	0.05	1.7	0.0	*
	3.07	16.7	16.7	65.4	0.03	1.7	0.0	*
	3.07	-3.3	-3.3	65.4	0.01	0.0	1.7	*
3	3.80	139.2		65.4	0.12	4.9	0.0	
	1.13	-23.3	-23.3	65.4	0.04	0.0	1.7	*
4	2.47	0.0		65.4				
	1.25	-60.5	-60.5	65.4	0.07	0.0	2.1	

* Mindestbewehrung nach DIN EN 1992-1 9.2.1.1 (1)

Am ersten Auflager sind mindestens 1.7 cm² zu verankern.Am letzten Auflager sind mindestens 2.2 cm² zu verankern.Querkraft VK-Lager ist mit $F = V_{Ed} \cdot \cot(\Theta) / 2$ berücksichtigt.

Stützbewehrung DIN EN 1992:2015 5.5

Stütze Nr.	x (m)	Myd (kNm)	Bem. Myd (kNm)	d (cm)	kx	Asu (cm ²)	Aso (cm ²)	
1 re	0.00	0.0						
2 li	0.50	-48.4	-14.3	65.4	0.03	0.0	1.7	*
2 re	0.50	-48.4	-10.6	65.4	0.03	0.0	1.7	*
3 li	0.42	-164.2	-111.8	65.4	0.10	0.0	3.9	
3 re	0.42	-180.0	-112.8	65.4	0.10	0.0	3.9	
4 li	0.42	-180.3	-111.8	65.4	0.10	0.0	3.9	
4 re	0.42	-180.3	-110.3	65.4	0.10	0.0	3.9	
5 li	0.00	0.0						

* Mindestbewehrung nach DIN EN 1992-1 9.2.1.1 (1)

Querkraftbewehrung B500A DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12 6.2

Stütze Nr.	Abst (m)	kz	V _{Ed} (kN)	Θ (°)	V _{Rd,c} (kN)	V _{Rd,max} (kN)	a _{max} (cm)	asw (cm ² /m)
1 re	1.08	0.90	-14.7	18.4	49.1	448.3	30.0	2.0~
1 *	1.22	0.90	-20.4	18.4	49.1	448.3	30.0	2.0~
2 li	1.15	0.90	-23.1	18.4	49.1	448.3	30.0	2.0~
2 *	1.22	0.90	-20.4	18.4	49.1	448.3	30.0	2.0~
2 re	1.15	0.90	37.9	18.4	49.1	448.3	30.0	2.0~
2 *	1.81	0.90	10.0	18.4	49.1	448.3	30.0	2.0~
3 li	1.08	0.90	-91.3	18.4	49.1	448.3	30.0	2.0~
3 *	1.73	0.90	-63.3	18.4	49.1	448.3	30.0	2.0~
3 re	1.08	0.90	121.2	18.4	49.1	448.3	30.0	2.0~
3 *	1.73	0.90	92.5	18.4	49.1	448.3	30.0	2.0~
4 li	1.08	0.90	-121.7	18.4	49.1	448.3	30.0	2.0~
4 *	1.73	0.90	-91.8	18.4	49.1	448.3	30.0	2.0~
4 re	1.08	0.90	81.0	18.4	49.1	448.3	30.0	2.0~


Querkraftbewehrung B500A DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12 6.2

Stütze Nr.	Abst (m)	kz	VEd (kN)	Θ (°)	VRd,c (kN)	VRd,max	a_max (cm)	asw (cm ² /m)
---------------	-------------	----	-------------	-----------------	---------------	---------	---------------	-----------------------------

4 *	1.25	0.90	73.3	18.4	49.1	448.3	30.0	2.0~
-----	------	------	------	------	------	-------	------	------

5 li	1.02	0.90	64.0	18.4	49.1	448.3	30.0	2.0~
------	------	------	------	------	------	-------	------	------

5 *	1.25	0.90	73.3	18.4	49.1	448.3	30.0	2.0~
-----	------	------	------	------	------	-------	------	------

~ am Zeilenende: Mindestbügelbewehrung

Der max. Bügelabstand wird mit $\Theta \geq 40^\circ$ ermittelt (Heft 525 DAfStb).
Berechnung mit modifizierter eff. Steifigkeit (Zeta-Verfahren)
Zugfestigkeit und Rissmoment mit $f_{ctm} = 2.6 \text{ N/mm}^2$ Gebrauchstauglichkeit - Durchbiegungen (cm) $\phi = 2.90 \epsilon_{cs} = 0.40 \text{ ‰}$

quasi-ständige Kombination

Feld	x	fEI	fEI ϕ	fEI $\phi\epsilon$	fEI η_g	fEI η	fEI $\eta\phi$	fEI $\eta\phi\epsilon$	f
1	0.73	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.01	0.01	0.01
2	4.10	-0.01	-0.03	-0.04	-0.04	-0.04	-0.08	-0.09	-0.09
3	3.78	0.17	0.55	0.69	0.72	0.72	1.22	1.40	1.40
4	1.00	-0.01	-0.05	-0.06	-0.06	-0.06	-0.10	-0.12	-0.12



2.22. Attika Achse A

<u>Parameter:</u>	System:	Zweitträger
	Abmessung:	$L_{\text{eff},1} = 3,15 \text{ m}; L_{\text{eff},2} = 3,645 \text{ m}$
	Querschnitt:	R-QS $b / h = 20 / 70 \text{ cm}$
	Material:	Beton C25/30
		Betonstahl B500B
	Expositionsklasse:	XC1 $c_{\text{nom}} = 3,0 \text{ cm}$

<u>Belastung:</u>	ständige Lasten			
	Eigenlast	$g = 0,70 \times 0,20 \times 25$	= 3,5 kN/m	
	aus Pos. 1.20 (1m Streifen)	g	= 8,3 kN/m	
	aus Pos. 2.20	G	= 30,0 kN	
	veränderliche Lasten			
	Schnee	aus Pos. 1.20 (1m Streifen)	s	= 0,85 kN/m
		aus Pos. 2.20	s	= 5,0 kN

Nachweis: siehe Programmausdruck

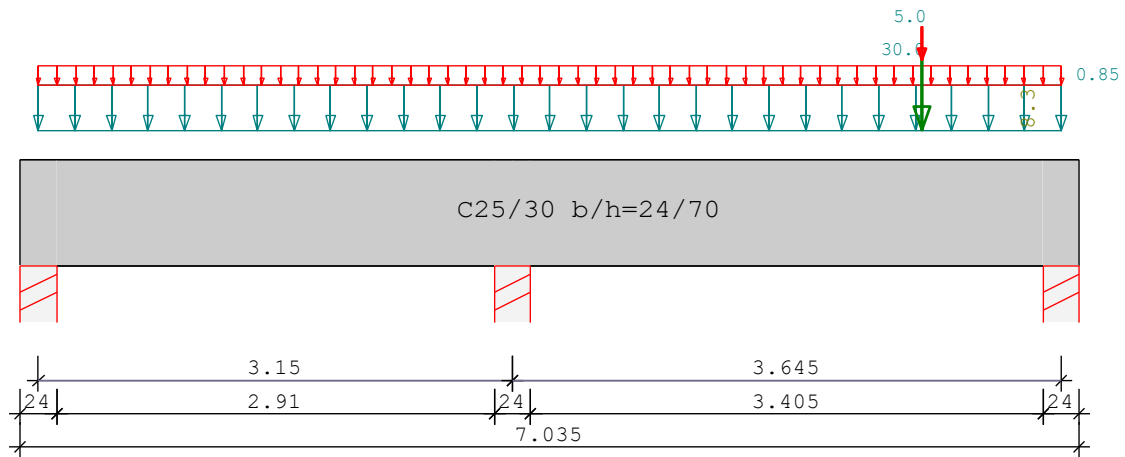
<u>Auflager:</u>	Achse 1	Achse 1-2:	Achse 2:
	$G = 11,7 \text{ kN}$	$G = 65,0 \text{ kN}$	$G = 38,3 \text{ kN}$
	$S = 1,2 \text{ kN}$	$S = 5,6 \text{ kN}$	$S = 4,8 \text{ kN}$

<u>Bewehrung:</u>	obere Lage	2Ø12	vorh. $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$	$\geq$	erf. $A_s = 1,71 \text{ cm}^2$
	untere Lage	3Ø12	vorh. $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$	$\geq$	erf. $A_s = 1,71 \text{ cm}^2$
	Bügel	Ø8/20	vorh. $a_{\text{sw}} = 5,03 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\geq$	erf. $a_{\text{sw}} = 1,97 \text{ cm}^2/\text{m}$

**Position: 2.22 Attika Achse A**

Durchlaufträger DLT10 02/2022/A (FRIL0 R-2023-1-x86)

Maßstab 1 : 50



Stahlbetonträger über 2 Felder C25/30 E = 31000 N/mm²
DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12

System	Länge	Querschnittswerte					
Feld	L (m)		b ₀	h ₀	b _u	h _u	
1	3.15	konstant	24.0	70.0			
2	3.65	konstant	24.0	70.0			

Trägerbezogene Lasten (kN,m)

Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L		2=Einzellast bei a					
		3=Einzelmoment bei a		4=Trapezlast von a - a+b					
		5=Dreieckslast über L		6=Trapezlast über L					
Typ	EG	Gr	VK	g _l /r	q _l /r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1	J			8.30	0.85	1.00		1.20	
2	J		0.00	30.00	5.00	1.00	5.88	2.20	

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 25.0 kN/m³ berücksichtigt.

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂	γ
J	3	Schnee bis NN +1000m	0.50	0.20	0.00	1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{FI}= 1.0 Tab. B3

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feld	M _f	M _{li}	M _{re}	V _{li}	V _{re}
1	x ₀ = 0.97	6.19	0.00	-25.74	12.85
2	x ₀ = 2.72	33.95	-27.17	0.00	40.62



Stützmomente Maximum					(kNm , kN)	
Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	12.85	12.85	11.06
2	-27.66	-27.66	-29.81	40.75	70.56	64.99
3	0.00	0.00	-43.04	0.00	43.04	38.15

Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	11.67	1.18	-0.61	12.25	12.85	11.06
2	64.99	5.57	0.00	70.56	70.56	64.99
3	38.28	4.76	-0.13	42.91	43.04	38.15
Summe:	114.94	11.52	-0.74	125.71	126.45	114.20

Auflagerkräfte (kN)						
EG	Stütze 1		Stütze 2		Stütze 3	
	max	min	max	min	max	min
g	11.7	11.7	65.0	65.0	38.3	38.3
J	1.2	-0.6	5.6	0.0	4.8	-0.1
Sum	12.9	11.1	70.6	65.0	43.0	38.1

Durchbiegungen in Zustand I gerechnet!						
Durchbiegungen maximale			minimale			
Feld Nr.	x (m)	f (cm) Komb	x (m)	f (cm)		
1	0.95	0.00	2	2.52	0.00	3
2	2.19	0.02	3	3.64	0.00	2

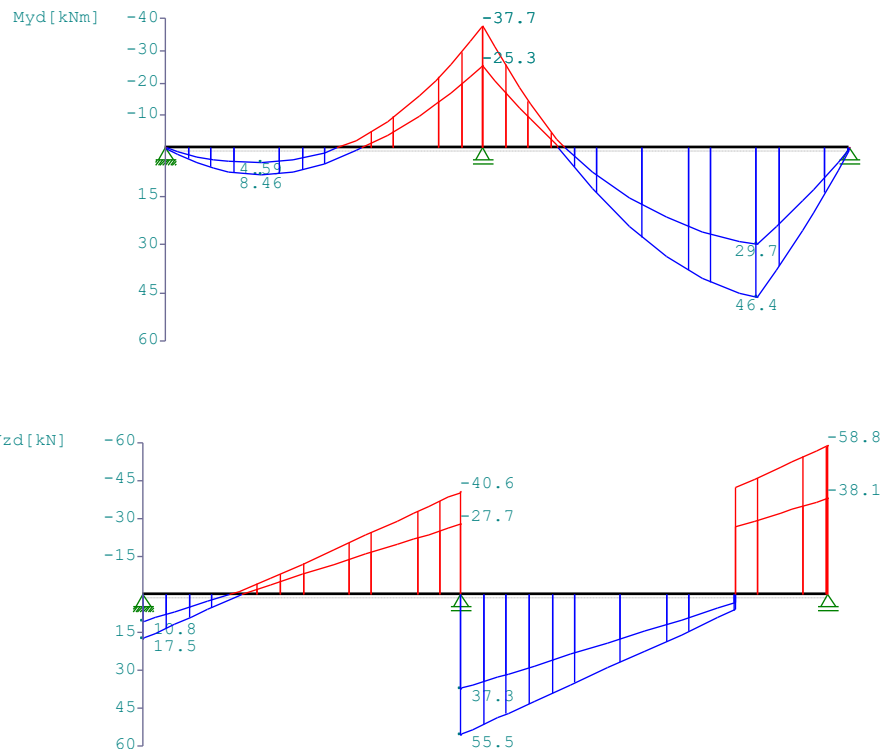
Ergebnisse für y-fache Lasten
 Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{F_i} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum (kNm , kN)						
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1	x0 = 0.97	8.47	0.00	-34.83	17.53	-39.64
2	x0 = 2.72	46.43	-36.96	0.00	55.33	-58.82

Stützmomente Maximum (kNm , kN)						
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	17.53	17.53	10.76
2	-37.69	-37.69	-40.55	55.54	96.09	64.99
3	0.00	0.00	-58.82	0.00	58.82	38.08



Maßstab 1 : 75



Bemessung DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.146
C25/30 B500A normalduktil

Betondeckung: $c_v = 3.0 \text{ cm} \geq \text{erf } c_v$
Bewehrungslage: $d_o = 4.6 \text{ cm}$ $d_B = 8$ $d_S = 16$
 $d_u = 4.6 \text{ cm}$ $d_B = 8$ $d_S = 16$
Die Feldbewehrung ist nicht gestaffelt.
Die Duktilitätsbewehrung nach 9.2.1.1 ist in erf As enthalten.

Kriechbeiwert: $\phi = 2.90 \epsilon_{cs} = 0.40 \text{ ‰}$ $h_0 = 22.50 \text{ cm}$

Auflagerbedingungen

Stütze	Breite (cm)	Lager	Art
1	24.0	Beton	direkt
2	24.0	Beton	direkt
3	24.0	Beton	direkt

Abminderung der Stützmomente $\leq 15 \text{ ‰}$

Mindestbewehrung EN2 9.2.1.1 (9.1) $f_{ctm} = 2.56 \text{ N/mm}^2$

Q.Nr.	min M_u (kNm)	erf A_s (cm ²)	min M_o (kNm)	erf A_s (cm ²)	
1	50.27	1.71	-50.27	1.71	24.0/70.0



Feldbewehrung

Feld Nr.	x (m)	Myd (kNm)	min Myd (kNm)	d (cm)	kx	Asu (cm2)	Aso (cm2)
1	0.97	8.5		65.4	0.02	1.7	0.0 *
	1.89	0.8	0.8	65.4	0.01	1.7	0.0 *
	1.89	-2.1	-2.1	65.4	0.01	0.0	1.7 *
2	2.72	46.4		65.4	0.06	1.7	0.0 *
	0.47	-13.6	-13.6	65.4	0.03	0.0	1.7 *

* Mindestbewehrung nach DIN EN 1992-1 9.2.1.1 (1)

Am ersten Auflager sind mindestens 1.7 cm² zu verankern.

Am letzten Auflager sind mindestens 2.0 cm² zu verankern.

Querkraft VK-Lager ist mit $F = V_{Ed} \cdot \cot(\Theta) / 2$ berücksichtigt.

Stützbewehrung DIN EN 1992:2015 5.5

Stütze Nr.	x (m)	Myd (kNm)	Bem. Myd (kNm)	d (cm)	kx	Asu (cm2)	Aso (cm2)
1 re	0.00	0.0					
2 li	0.12	-34.8	-30.2	65.4	0.04	0.0	1.7 *
2 re	0.12	-37.0	-30.5	65.4	0.04	0.0	1.7 *
3 li	0.00	0.0					

* Mindestbewehrung nach DIN EN 1992-1 9.2.1.1 (1)

Querkraftbewehrung B500A DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12 6.2

Stütze Nr.	Abst (m)	kz	VEd (kN)	Θ (°)	VRd,c (kN)	VRd,max (kN)	a_max (cm)	asw (cm2/m)
1 re	0.77	0.90	3.5	18.4	49.1	448.3	30.0	2.0~
1 *	1.43	0.90	-9.3	18.4	49.1	448.3	30.0	2.0~
2 li	0.77	0.90	-26.5	18.4	49.1	448.3	30.0	2.0~
2 *	1.43	0.90	-14.6	18.4	49.1	448.3	30.0	2.0~
2 re	0.77	0.90	41.5	18.4	49.1	448.3	30.0	2.0~
2 *	1.43	0.90	29.6	18.4	49.1	448.3	30.0	2.0~
3 li	0.77	0.90	-44.8	18.4	49.1	448.3		~
3 li	0.77	0.90	-32.0 #	18.4	49.1	448.3	30.0	2.0~
3 *	1.43	0.90	15.3	18.4	49.1	448.3	30.0	2.0~

Ved mit # -> abgeminderte Einzellast

~ am Zeilenende: Mindestbügelbewehrung

Der max. Bügelabstand wird mit $\Theta \geq 40^\circ$ ermittelt (Heft 525 DAfStb).

Berechnung mit modifizierter eff. Steifigkeit (Zeta-Verfahren)

Zugfestigkeit und Rissmoment mit $f_{ctm} = 2.6 \text{ N/mm}^2$

Gebrauchstauglichkeit - Durchbiegungen (cm) $\phi = 2.90 \epsilon_{cs} = 0.40 \text{ ‰}$

quasi-ständige Kombination

Feld	x	fEI	fEI ϕ	fEI $\phi\epsilon$	fEI η_g	fEI η	fEI ϕ	fEI $\phi\epsilon$	f
1	2.52	0.00	0.00	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.01	0.01
2	2.19	0.01	0.05	0.06	0.01	0.01	0.05	0.06	0.06



2.23. Attika – Achse C5 – E6

<u>Parameter:</u>	System:	Kragträger, Durchlaufträger
	Abmessung:	$L_x = 4,35 \text{ m}$, $L_y = 16,75 \text{ m}$
	Querschnitt:	R-QS $b / h = 20 / 70 \text{ cm}$
	Material:	Beton C25/30
		Betonstahl B500B
	Expositionsklasse:	XC1 $c_{\text{nom}} = 3,0 \text{ cm}$

<u>Belastung:</u>	ständige Lasten		
	Eigenlast	$g = 0,70 \times 0,20 \times 25 = 3,5 \text{ kN/m}$	
	aus Pos. 1.21		siehe Pos. 1.21
	veränderliche Lasten		
	Schnee	aus Pos. 1.21	siehe Pos. 1.21

Nachweis: siehe Pos. 1.21

Auflager: siehe Pos. 1.21



2.24. UZ UG – Achse C – D

<u>Parameter:</u>	System:	Einfeldträger
	Abmessung:	$L_{\text{eff}} = 2,57 \text{ m}$
	Querschnitt:	R-QS $b / h = 17,5 / 50 \text{ cm}$
	Material:	Beton C25/30
		Betonstahl B500B
	Expositionsklasse:	XC1 $c_{\text{nom}} = 3,0 \text{ cm}$

<u>Belastung:</u>	ständige Lasten		
	Eigenlast	$g = 0,175 \times 0,50 \times 25$	$= 2,2 \text{ kN/m}$
	aus Pos. 1.21		siehe Pos. 1.21
	aus Pos. 1.31		siehe Pos. 1.31
	Wand im EG	$g = (0,175 \times 20 + 0,3) \times 3,45$	$= 13,1 \text{ kN/m}$
	veränderliche Lasten		
	Nutzlast	aus Pos. 1.31	siehe Pos. 1.31
	Schnee	aus Pos. 1.21	siehe Pos. 1.21

Nachweis: siehe Pos. 1.31

Auflager: siehe Pos. 1.31



3. Stützen

3.20. Stahlbetonstütze EG – Achse 2

<u>Parameter:</u>	System:	Pendelstütze
	Abmessung:	L = 3,45 m
	Querschnitt:	Kreis Ø 25
	Material:	Beton C25/30
		Betonstahl B500B
	Expositionsklasse:	XC1 $c_{nom} = 3,0$ cm

<u>Belastung:</u>	ständige Lasten		
	Eigenlast	$G = 0,125^2 \times \pi \times 3,45 \times 25$	= 4,2 kN
	aus Pos. 2.20	G	= 137,1 kN
	veränderliche Lasten		
	Schnee aus Pos. 2.20	S	= 28,0 kN

Nachweis: siehe Programmausdruck

<u>Auflager:</u>	ständige Lasten	G = 150,5 kN
	Veränderliche Lasten Schnee	S = 28,8 kN

<u>Bewehrung:</u>	Längs	6Ø12	vorh. $A_s = 6,79 \text{ cm}^2$	$\geq$	erf. $A_s = 0,80 \text{ cm}^2$
	Bügel	Ø8/17,5	vorh. $a_{sw} = 5,75 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\geq$	erf. $a_{sw} = 2,0 \text{ cm}^2/\text{m}$

Position: 3.20 Stütze EG Achse 2

Stahlbetonstütze (x64) B5+ 01/23A (FRILO R-2023-1/P02)

Grundparameter
Berechnungsgrundlagen

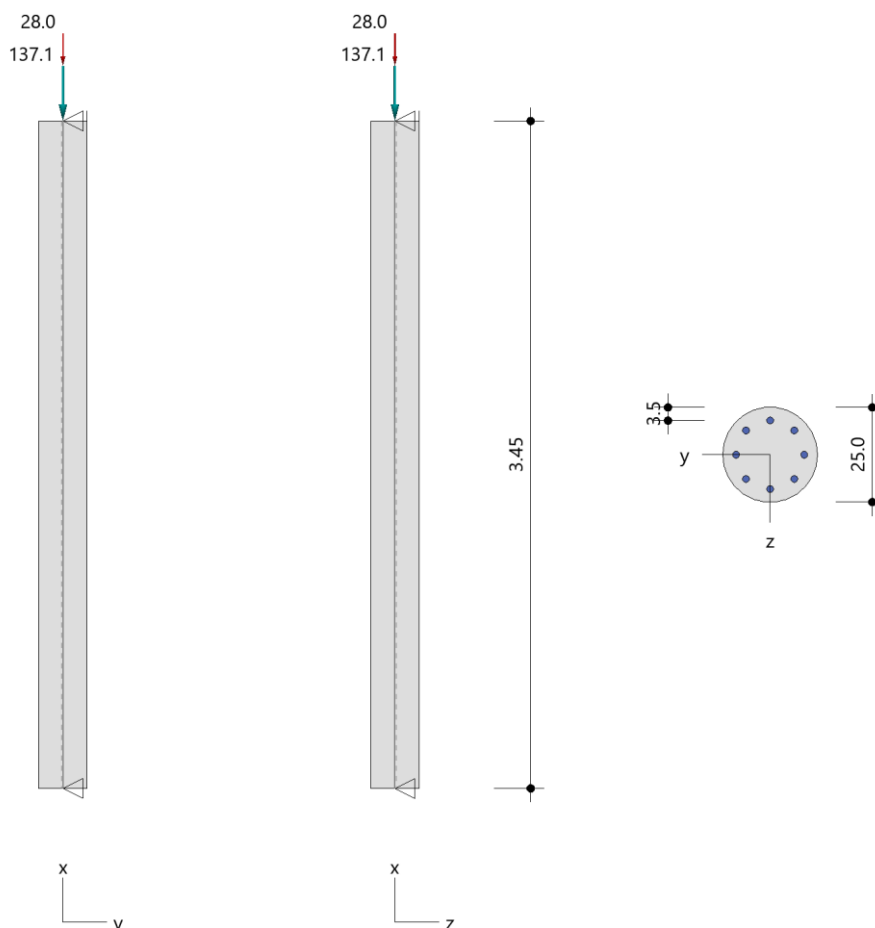
- Pendelstütze in y- und z-Richtung, Kreis, 2-achsig beansprucht
- Materialien C 25/30, B500B

Norm und Sicherheitskonzept

Bemessungsnormen	:	DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
	:	DIN EN 1992-1-2/NA/A1:2015-09
Sicherheitskonzept/Lastkombinatorik	:	DIN EN 1990/NA:2010-12
Ψ_2 für Kranlasten	:	0.90
$\Psi_2 = 0.5$ für Schnee (AE)	:	nicht angesetzt
Kombination ständiger Lasten	:	alle gleiches $\gamma_F(\gamma_{G,sup} \text{ oder } \gamma_{G,inf})$

System
Systemgrafik 2D

Maßstab 1 : 39.4


Anforderungen Dauerhaftigkeit:

Betonangriff	X0
Bewehrungskorrosion	XC1
Mindestbetonklasse	C 16/20
Bügel	$d_{s,b} = 8 \text{ mm}$

Lutherhaus 2024

Genehmigungsplanung

Seite: 75a

Position: 3.20

INGENIEURBÜRO BAUWESEN

Krüger, Jungmann und Partner GmbH

Beratende Ingenieure VBI

Längsbewehrung

Vorhaltemaß

Bügel

Betondeckung

Längsbewehrung

Betondeckung

Verlegemaß Bügel

zul. Rissbreite

*1: mit c_{min,b}

*5: Verbund maßgebend

d_{s,l} = 14 mm

ΔC_{dev} = 10 mm

c_{min,b} = 10 mm

c_{nom,b} = 20 mm

c_{min,l} = 14 mm *5

c_{nom,l} = 28 mm *1

c_{v,b} = 20 mm

w_{max} = 0.40 mm

Kriechzahl

Umgebungsbedingungen:

Luftfeuchte LU = 50 % Zementtyp ZEM_N_R

Belastungsalter t₀ = 28 Tage

Endkriechzahl ϕ(t₀,∞) = 2.84

Materialauswahl

Beton C 25/30 f_{ck} = 25.00 N/mm² E_{cm} = 31000 N/mm²

Betonstahl B500B f_{yk} = 500.00 N/mm² E_s = 200000 N/mm²

k(f_t/f_y) = 1.08 ε_{uk} = 50.0 ‰

Bügel und Längsbewehrung

Material Bemessungswerte

Bemessungssituation	Beton C 25/30			Betonstahl B500B		
	α _{cc} = 0.85 α _{ct} = 0.85					
	V _c	f _{cd} [N/mm ²]	f _{ctd} [N/mm ²]	V _s	f _{vd} [N/mm ²]	f _{td} = f _{tk,cal} /γ _s [N/mm ²]
ständig/vorübergehend	1.50	14.17	1.02	1.15	434.78	456.52

Systemkennwerte

Abmessungen / statisches System

Pendelstütze in y- und z-Richtung

Stützhöhe l = 3.45 m

Querschnitt d = 25.0 cm

d₁ = 3.5 cm

Bewehrungsanordnung (kalt) umfangsverteilt

Bewehrungsanordnung (Brand) wie Bewehrungsbild

Lagerbedingungen

Lage	u _y [kN/m]	ϕ _z [kNm/rad]	u _z [kN/m]	ϕ _y [kNm/rad]
Kopfpunkt	starr		starr	
Fußpunkt	starr		starr	

Lasten

Übersicht der verwendeten Einwirkungen (für STR und P/T)

Bezeichnung	ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂	γ _{F,inf}	γ _{F,sup}
Schnee H < 1000 m	0.50	0.20	0.00		1.500
ständig				1.000	1.350

Punktlasten

Nr.	Angriffsort	Abstand [m]	V [kN]	e _y [cm]	e _z [cm]	F _y [kN]	F _z [kN]	M _y [kNm]	M _z [kNm]	Einwirkung	ZusGrp	AltGrp
1	Stützenkopf		137.1							ständig		
2	Stützenkopf		28.0							Schnee		

1 : $\sigma_{s, \text{lim}} = 0,80 * f_{y,k}(\text{EN } 1992-1-1, 7.2 (5))$

Begrenzung der Stahlzugspannung - Th. II. O. (charakteristische Bemessungssituation für $t = 0$)

LK	Höhe [m]	N_d [kN]	$M_{v,d}$ [kNm]	$M_{z,d}$ [kNm]	ϕ_{eff}	ϵ_s [‰]	σ_s [N/mm ²]	$\sigma_{s,lim}^{(1)}$ [N/mm ²]	η
1	3.45	-169.3	0.00	0.00	0.00	-0.101	-20.23	400.00	0.00
1	2.88	-169.3	0.00	0.00	0.00	-0.101	-20.23	400.00	0.00
1	2.30	-169.3	0.00	0.00	0.00	-0.101	-20.23	400.00	0.00
1	1.73	-169.3	0.00	0.00	0.00	-0.101	-20.23	400.00	0.00
1	1.15	-169.3	0.00	0.00	0.00	-0.101	-20.23	400.00	0.00
1	0.58	-169.3	0.00	0.00	0.00	-0.101	-20.23	400.00	0.00
1	0.00	-169.3	0.00	0.00	0.00	-0.101	-20.23	400.00	0.00

1 : $\sigma_{s,lim} = 0,80 \cdot f_{yk}$ (EN 1992-1-1, 7.2 (5))

Untersuchte Lastkombinationen (quasi-ständige Bemessungssituation)

Last	LK 1
Stützeigengewicht $V = 137,1$ kN (ständig) $V = 28,0$ kN (Schnee)	1.00 1.00

Überprüfung der Gültigkeit des linearen Kriechansatzes - Th. II. O. (quasi-ständige Bemessungssituation)

LK	Höhe [m]	N_d [kN]	$M_{v,d}$ [kNm]	$M_{z,d}$ [kNm]	ϵ_c [‰]	σ_c [N/mm ²]	$\sigma_{c,lim}^{(1)}$ [N/mm ²]	vorh $f_{\phi,nl}$	erf $f_{\phi,nl}$	η
1	3.45	-141.3	0.00	0.00	-0.105	-3.26	-11.25	1.00		0.29
1	2.88	-141.3	0.00	0.00	-0.105	-3.26	-11.25	1.00		0.29
1	2.30	-141.3	0.00	0.00	-0.105	-3.26	-11.25	1.00		0.29
1	1.73	-141.3	0.00	0.00	-0.105	-3.26	-11.25	1.00		0.29
1	1.15	-141.3	0.00	0.00	-0.105	-3.26	-11.25	1.00		0.29
1	0.58	-141.3	0.00	0.00	-0.105	-3.26	-11.25	1.00		0.29
1	0.00	-141.3	0.00	0.00	-0.105	-3.26	-11.25	1.00		0.29

1 : $\sigma_{c,lim} = 0,45 \cdot f_{ck}$ (EN 1992-1-1, 7.2 (2))

Brandwiderstand nach EN 1992-1-2, Methode A, Abs. 5.3.2

Überlagerung: 1,00*g + 1,00*L1

$$\begin{aligned}
 A_{s,kalt} &= 0.8 \text{ cm}^2 & R(A_{s,kalt}) &= 106 \text{ min} \\
 N_{Ed} &= -141.3 \text{ kN} & \mu_{fi} &= 0.508 \\
 N_{Rd} &= -278.2 \text{ kN} \\
 M_{Rvd} &= 12.19 \text{ kNm} & M_{Rzd} &= -12.19 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\beta_{sk,fi} = 0.500$$

Der folgende Nachweis der Brandwiderstandsdauer gilt für $A_{s,fi} = 0.8 \text{ cm}^2$.

Brandschutz: R 90, Branddauernachweis nach Gleichung 5.7

$$\begin{aligned}
 \omega &= A_s \cdot f_{yd} / (A_c \cdot f_{cd}) &= 0.80 \cdot 43.48 / (490.87 \cdot 1.42) &= 0.05 \\
 b' &= \phi_{col} &= 250.0 \text{ mm} \\
 a_{cc} &= \text{Abminderungsfaktor} &= 0.85 \\
 l_{0,fi,max} &= \text{Ersatzlänge; } 2m \leq l_{0,fi,max} \leq 6m &= 2.00 \text{ m} \\
 R_{\eta fi} &= 83 \cdot [1.00 - \mu_{fi} \cdot (1 + \omega) / ((.85/\alpha_{cc}) + \omega)] &= 83 \cdot [1.00 - 0.51 \cdot (1 + 0.05) / ((.85/0.85) + 0.05)] &= 40.8 \\
 R_a &= 1.60(a - 30) &= 1.60 \cdot (35 - 30) &= 8.0 \text{ mm} \\
 R_l &= 9.60(5 - l_{0,fi}) &= 9.60 \cdot (5 - 2.00) &= 28.80 \text{ m} \\
 R_b &= 0.09 \cdot b' &= 0.09 \cdot 250.00 &= 22.5 \text{ mm} \\
 R_n &= \text{mindestens 6 Stäbe vorhanden} &= 12 \\
 R &= 120 \cdot [R_{\eta fi} R_a + R_l + R_b + R_n] / 120^{1.8} &= 120 \cdot [(40.8 + 8.0 + 28.80 + 22.50 + 12) / 120]^{1.8} &= 106.2 \text{ min}
 \end{aligned}$$



Stützenlänge	$l = 1.73 \text{ m} \leq$	$l_{\max} = 5.00 \text{ m}$	$\eta = 0.35 \checkmark$
Achsabstand	$a = 3.5 \text{ cm} \leq$	$a_{\max} = 8.0 \text{ cm}$	$\eta = 0.44 \checkmark$
Verhältnis	$A_s/A_c = 0.002 <$	$A_s/A_{c,\max} = 0.04$	$\eta = 0.04 \checkmark$
$\emptyset_{\text{col}}$	$b' = 250 \text{ mm} \leq$	$b'_{\max} = 450 \text{ mm}$	$\eta = 0.56 \checkmark$
Branddauer	$R = 106.2 \text{ min} \geq$	$R_{\min} = 90 \text{ min}$	$\eta = 0.85 \checkmark$

Die Stütze kann in die Feuerwiderstandsklasse R 90 eingestuft werden.



3.21. Stahlbetonstütze EG – Achse 1

<u>Parameter:</u>	System:	Pendelstütze
	Abmessung:	L = 3,45 m
	Querschnitt:	b/h = 85/24 cm
	Material:	Beton C25/30
		Betonstahl B500B
	Expositionsklasse:	XC1 $c_{nom} = 3,0$ cm

<u>Belastung:</u>	ständige Lasten			
	Eigenlast		$G = 0,85 \times 0,24 \times 3,45 \times 25$	= 17,6 kN
	aus Pos. 2.21		G	= 187,3 kN
	veränderliche Lasten			
	Schnee	aus Pos. 2.21	S	= 33,1 kN
	Wind	$q_p(z=4,0m) = 1,5 \times 0,39 = 0,59$ kN/m ²		
		$w_{Sog,B} = 0,8 \times 0,59 = 0,47$ kN/m ²		
		$w = 0,47 \times (0,85 + 2 \times 1,0)$		= 1,3 kN/m
	Aussteifung		$W_{hor,x}$	= 4,5 kN
			$W_{hor,y}$	= 3,4 kN

Nachweis: siehe Programmausdruck

<u>Auflager:</u>	ständige Lasten		G = 65,4 kN
	Veränderliche Lasten	Schnee	$S_{vert} = 11,8$ kN
		Wind	$W_{hor,x} = 4,5$ kN
			$W_{hor,y} = 7,9$ kN

<u>Bewehrung:</u>	Längs	6Ø12	vorh. $A_s = 6,79$ cm ²	≥	erf. $A_s = 5,1$ cm ²
	Bügel	Ø8/15	vorh. $a_{sw} = 6,70$ cm ² /m	≥	erf. $a_{sw} = 2,0$ cm ² /m


Position: 3.21 Stütze EG Achse 1

Stahlbetonstütze (x64) B5+ 01/23A (FRILO R-2023-1/P02)

Grundparameter
Berechnungsgrundlagen

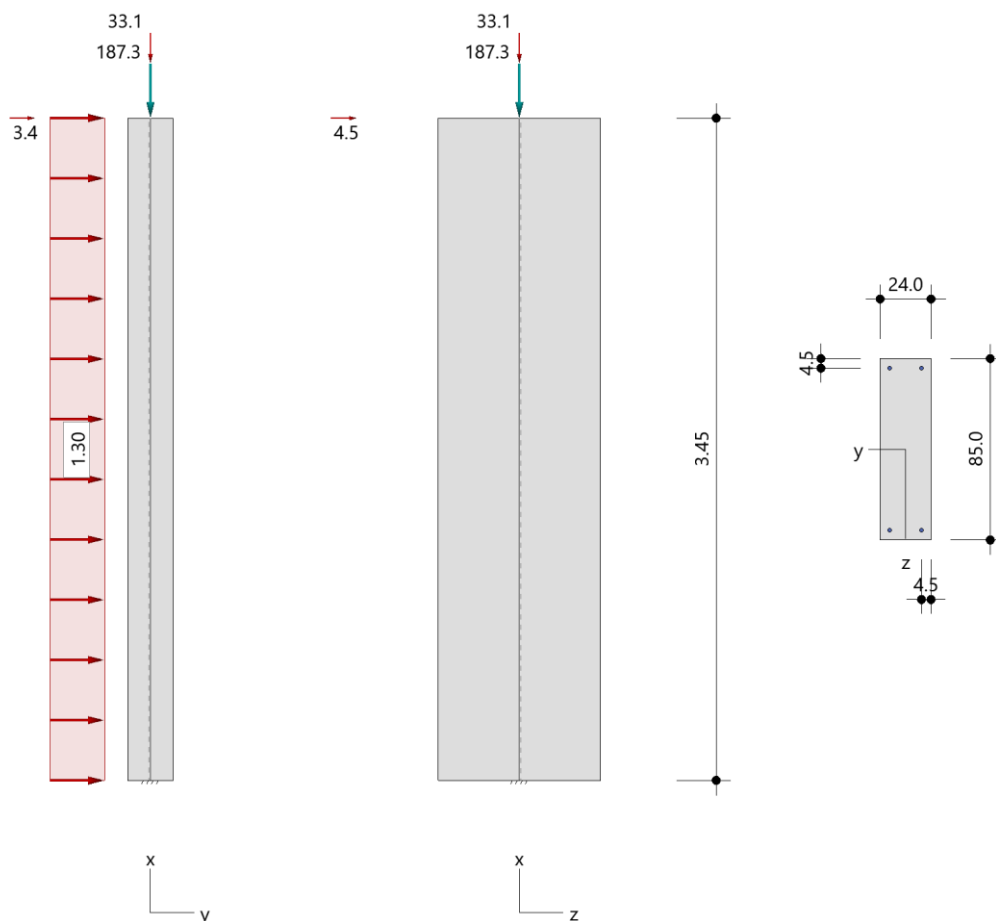
- Kragstütze in y- und z-Richtung, Rechteck, 2-achsig beansprucht
- Materialien C 25/30, B500A

Norm und Sicherheitskonzept

Bemessungsnormen	:	DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
	:	DIN EN 1992-1-2/NA/A1:2015-09
Sicherheitskonzept/Lastkombinatorik	:	DIN EN 1990/NA:2010-12
Ψ_2 für Kranlasten	:	0.90
$\Psi_2 = 0.5$ für Schnee (AE)	:	nicht angesetzt
Kombination ständiger Lasten	:	alle gleiches γ_F ($\gamma_{G,sup}$ oder $\gamma_{G,inf}$)

System
Systemgrafik 2D

Maßstab 1 : 39.4


Anforderungen Dauerhaftigkeit:

Betonangriff	X0
Bewehrungskorrosion	XC1
Mindestbetonklasse	C 16/20
Bügel	$d_{s,b} = 8 \text{ mm}$



Längsbewehrung $d_{s,l} = 14 \text{ mm}$
 Vorhaltemaß $\Delta C_{dev} = 10 \text{ mm}$
 Bügel $c_{min,b} = 10 \text{ mm}$
 Betondeckung $c_{nom,b} = 20 \text{ mm}$
 Längsbewehrung $c_{min,l} = 14 \text{ mm} \cdot 5$
 Betondeckung $c_{nom,l} = 28 \text{ mm} \cdot 1$
 Verlegemaß Bügel $c_{v,b} = 20 \text{ mm}$
 zul. Rissbreite $w_{max} = 0.40 \text{ mm}$

*1: mit $c_{min,b}$

*5: Verbund maßgebend

Kriechzahl

Umgebungsbedingungen:

Luftfeuchte $LU = 50 \%$ Zementtyp ZEM_N_RBelastungsalter $t_0 = 28 \text{ Tage}$ Endkriechzahl $\phi(t_0, \infty) = 2.66$ **Materialauswahl**Beton C 25/30 $f_{ck} = 25.00 \text{ N/mm}^2$ $E_{cm} = 31000 \text{ N/mm}^2$ Betonstahl B500A $f_{yk} = 500.00 \text{ N/mm}^2$ $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$ $k(f_t/f_y) = 1.05$ $\epsilon_{uk} = 25.0 \text{ ‰}$ Bügel und Längsbewehrung**Material Bemessungswerte**

Bemessungssituation	Beton C 25/30			Betonstahl B500A		
	$\alpha_{cc} = 0.85 \alpha_{ct} = 0.85$					
	V_c	f_{cd} [N/mm ²]	f_{ctd} [N/mm ²]	V_s	f_{vd} [N/mm ²]	$f_{td} = f_{tk,cal}/\gamma_s$ [N/mm ²]
ständig/vorübergehend	1.50	14.17	1.02	1.15	434.78	456.52

Systemkennwerte**Abmessungen / statisches System**

Kragstütze in y- und z-Richtung

Stützhöhe $l = 3.45 \text{ m}$ Querschnitt $b_v/d_z = 24.0/85.0 \text{ cm}$ $b_1/d_1 = 4.5/4.5 \text{ cm}$

Bewehrungsanordnung 1/4 je Ecke

Lagerbedingungen

Lage	u_v [kN/m]	ϕ_z [kNm/rad]	u_z [kN/m]	ϕ_y [kNm/rad]
Fußpunkt	starr	starr	starr	starr

Lasten**Übersicht der verwendeten Einwirkungen (für STR und P/T)**

Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2	$\gamma_{F,inf}$	$\gamma_{F,sup}$
Windlasten	0.60	0.20	0.00		1.500
Schnee $H < 1000 \text{ m}$	0.50	0.20	0.00		1.500
ständig				1.000	1.350

Punktlasten

Nr.	Angriffsort	Abstand [m]	V [kN]	e_v [cm]	e_z [cm]	F_v [kN]	F_z [kN]	M_v [kNm]	M_z [kNm]	Einwirkung	ZusGrp	AltGrp
1	Stützenkopf		187.3							ständig		
2	Stützenkopf		33.1							Schnee		
4	Stützenkopf					3.4				Wind		
5	Stützenkopf						4.5			Wind		

Lutherhaus 2024				Seite: 83a		INGENIEURBÜRO BAUWESEN Krüger, Jungmann und Partner GmbH Beratende Ingenieure VBI						
Genehmigungsplanung				Position: 3.21								
Verteilte Lasten												
Nr.	Bauteil	Richtung	Abstand [m]	p_{Anf} [kN/m]	Länge [m]	p_{End} [kN/m]	Einwirkung	ZusGrp	AltGrp			
3	Stütze	in y		1.30	3.45	1.30	Wind					
Punktlasten (Stützeigengewicht)												
Nr.	Angriffsort	Abstand [m]	V [kN]	e_v [cm]	e_z [cm]	F_v [kN]	F_z [kN]	M_v [kNm]	M_z [kNm]	Einwirkung	ZusGrp	AltGrp
*	Stützenkopf		17.6							ständig		
Berechnungsoptionen												
Berechnungsoptionen												
- Ansatz Eigengewicht am Stützenabschnittskopf - Jeder Stützenabschnitt wird intern in 6 Unterelemente unterteilt												
Bemessungsoptionen												
- Lastniveau für Kriecheffekte: quasi-ständige Bemessungssituation - Langzeitauswirkungen werden über Ansatz des irreversiblen Anteils der Kriechbiegelinie als spannungsfreie Anfangsverformung erfasst - Die Mitwirkung des Betons zwischen den Rissen (über Arbeitslinie Stahl, basierend auf $f_{ct,m}$) wird im GZG berücksichtigt - Mindestausmitten nach EN 1992-1-1, 6.1 (4) werden - sofern maßgebend - angesetzt - Die Mindestbewehrung für Balken nach EN 1992, Abs. 9.2.1, wird nicht überprüft - Die zusätzliche Abminderung der Steifigkeiten bei kleinen Bewehrungsgraden ist aktiviert												
Ergebnisse												
Kleinste Lastverzweigungsfaktoren												
min $N_{cr}/N = 19,29$ in y- / $241,93$ in z-Richtung (nur Betonquerschnitt)												
Tragfähigkeit - ständig/vorübergehend - Allgemeines Verfahren (Abs. 5.8.6)												
Untersuchte Lastkombinationen (ständige/vorübergehende Bemessungssituation)												
Teil 1 - Lastkombinationen 1 - 8												
Last	LK 1	LK 2	LK 3	LK 4	LK 5	LK 6	LK 7	LK 8				
Stützeigengewicht	1.35	1.00	1.35	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35				
V = 187,3 kN (ständig)	1.35	1.00	1.35	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35				
V = 33,1 kN (Schnee)	0.75			0.75	0.75		1.50	0.75				
$p_y = 1,30$ kN/m (Wind)	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50		1.50				
$F_y = 3,4$ kN (Wind)	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50		1.50				
$F_z = 4,5$ kN (Wind)	1.50	1.50	1.50	1.50								
Teil 2 - Lastkombinationen 9 - 13												
Last	LK 9	LK 10	LK 11	LK 12	LK 13							
Stützeigengewicht	1.00	1.00	1.00	1.35	1.00							
V = 187,3 kN (ständig)	1.00	1.00	1.00	1.35	1.00							
V = 33,1 kN (Schnee)	1.50	0.75										
$p_y = 1,30$ kN/m (Wind)												
$F_y = 3,4$ kN (Wind)												
$F_z = 4,5$ kN (Wind)		1.50	1.50									
Schlankheiten, Ausmitten und Kriecheffekte												
LK	Abschnitt	Art	$s_{k,v}$ [m]	$s_{k,z}$ [m]	λ_v	λ_z	$\lambda_{lim,v}$	$\lambda_{lim,z}$	$e_{i,v}$ [cm]	$e_{i,z}$ [cm]	ϕ_∞	f_{red}
2	1	Stütze	6.90	6.90	99.6	28.1	60.1	60.1	1.7	1.7	2.661	0.671

Lutherhaus 2024				Seite: 84a		INGENIEURBÜRO BAUWESEN Krüger, Jungmann und Partner GmbH Beratende Ingenieure VBI					
Genehmigungsplanung				Position: 3.21							
Schnittgrößen und Biegebemessung nach Th. II. O. mit e _i (ständige/vorübergehende Bemessungssituation)											
LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{v,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	ρ [%]	A _{s,erf} [cm²]	Versagensart				
2	3.45	-204.9	0.00	0.00	0.25	5.1	Querschnitt				
	2.88	-204.9	-4.87	6.27	0.25	5.1					
	2.30	-204.9	-9.67	13.10	0.25	5.1					
	1.73	-204.9	-14.35	20.37	0.25	5.1					
	1.15	-204.9	-18.85	27.89	0.25	5.1					
	0.58	-204.9	-23.12	35.38	0.25	5.1					
	0.00	-204.9	-27.14	42.48	0.25	5.1					
Auflagerreaktionen - Extremwerte aus allen berechneten Überlagerungen (ständig/vorübergehend)											
Lager	Höhe [m]	A _{d,v} [kN]	H _{d,v} [kN]	M _{d,z} [kNm]	H _{d,z} [kN]	M _{d,v} [kNm]	LK				
Fußpunkt	0.00	204.9	11.8	42.48	6.8	-27.14	2				
		326.3	0.0	6.33	0.0	-5.68	7				
		204.9	0.0	3.79	0.0	-3.55	13				
		301.4	11.8	47.26	6.7	-18.35	1				
		301.4	11.8	47.64	6.8	-28.95	1				
Allgemeines Verfahren (Abs. 5.8.6) - Lagerkräfte											
Auflagerreaktionen - charakteristische Werte (Th. I. O.) je Last											
Lager	Höhe [m]	A _v [kN]	H _v [kN]	M _z [kNm]	H _z [kN]	M _v [kNm]	Last	Einwirkung			
Fußpunkt	0.00	17.6	0.0	0.00	0.0	0.00	Stützeigengewicht	ständig			
		187.3	0.0	0.00	0.0	0.00	Last 1	ständig			
		33.1	0.0	0.00	0.0	0.00	Last 2	Schnee			
		0.0	4.5	7.74	0.0	0.00	Last 3	Wind			
		0.0	3.4	11.73	0.0	0.00	Last 4	Wind			
		0.0	0.0	0.00	4.5	-15.52	Last 5	Wind			
Gebrauchstauglichkeit - Allgemeines Verfahren (Abs. 5.8.6)											
Angesetzte Bewehrungsflächen für die Nachweise im GZG											
Abschnitt	angenommen A _s [cm²]										
1	5.1										
Untersuchte Lastkombinationen (charakteristische Bemessungssituation)											
Last	LK 1	LK 2	LK 3	LK 4	LK 5	LK 6	LK 7	LK 8			
Stützeigengewicht	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		
V = 187,3 kN (ständig)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00		
V = 33,1 kN (Schnee)	0.50		0.50		1.00	0.50					
p _y = 1,30 kN/m (Wind)	1.00	1.00	1.00	1.00							
F _y = 3,4 kN (Wind)	1.00	1.00	1.00	1.00							
F _z = 4,5 kN (Wind)	1.00	1.00				1.00	1.00				
Verformungen - Th. II. O. (charakteristische Bemessungssituation für t = ∞)											
LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{v,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	f _v [cm]	f _z [cm]	f _{v,lim} [cm]	f _{z,lim} [cm]	η		
2	3.45	-221.4	0.00	0.00	0.3	0.02					
2	2.88	-221.4	-2.60	2.30	0.2	0.01					
2	2.30	-221.4	-5.19	5.03	0.2	0.01					
2	1.73	-221.4	-7.79	8.18	0.1	0.01					
2	1.15	-221.4	-10.38	11.74	0.05	0.0					
2	0.58	-221.4	-12.97	15.70	0.01	0.0					



LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{v,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	f _v [cm]	f _z [cm]	f _{v,lim} [cm]	f _{z,lim} [cm]	n
3, 1	0.00	-221.4	-15.57	20.05	0.0	0.0			

Verformungen - Th. II. O. (charakteristische Bemessungssituation für t = 0)

LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{v,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	f _v [cm]	f _z [cm]	f _{v,lim} [cm]	f _{z,lim} [cm]	n
2	3.45	-221.4	0.00	0.00	0.3	0.02			
2	2.88	-221.4	-2.60	2.30	0.2	0.01			
2	2.30	-221.4	-5.19	5.03	0.2	0.01			
2	1.73	-221.4	-7.79	8.18	0.1	0.01			
2	1.15	-221.4	-10.38	11.74	0.05	0.0			
2	0.58	-221.4	-12.97	15.70	0.01	0.0			
3, 1	0.00	-221.4	-15.57	20.05	0.0	0.0			

Begrenzung der Stahlzugspannung - Th. II. O. (charakteristische Bemessungssituation für t = ∞)

LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{v,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	Φ _{eff}	ε _s [‰]	σ _s [N/mm ²]	σ _{s,lim} ¹⁾ [N/mm ²]	n
1	3.45	-221.4	0.00	0.00	0.00	-0.034	-6.88	400.00	0.00
1	2.88	-221.4	-2.60	2.31	0.00	-0.026	-5.28	400.00	0.00
1	2.30	-221.4	-5.19	5.04	0.00	-0.017	-3.45	400.00	0.00
1	1.73	-221.4	-7.79	8.19	0.00	-0.007	-1.39	400.00	0.00
2	1.15	-204.9	-10.38	11.74	0.00	0.015	3.04	400.00	0.01
2	0.58	-204.9	-12.97	15.70	0.00	0.075	15.03	400.00	0.04
2	0.00	-204.9	-15.56	20.05	0.00	0.252	50.44	400.00	0.13

1 : σ_{s,lim} = 0,80 * f_{y,k} (EN 1992-1-1, 7.2 (5))**Begrenzung der Stahlzugspannung - Th. II. O. (charakteristische Bemessungssituation für t = 0)**

LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{v,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	Φ _{eff}	ε _s [‰]	σ _s [N/mm ²]	σ _{s,lim} ¹⁾ [N/mm ²]	n
1	3.45	-221.4	0.00	0.00	0.00	-0.034	-6.88	400.00	0.00
1	2.88	-221.4	-2.60	2.31	0.00	-0.026	-5.28	400.00	0.00
1	2.30	-221.4	-5.19	5.04	0.00	-0.017	-3.45	400.00	0.00
1	1.73	-221.4	-7.79	8.19	0.00	-0.007	-1.39	400.00	0.00
2	1.15	-204.9	-10.38	11.74	0.00	0.015	3.04	400.00	0.01
2	0.58	-204.9	-12.97	15.70	0.00	0.075	15.03	400.00	0.04
2	0.00	-204.9	-15.56	20.05	0.00	0.252	50.44	400.00	0.13

1 : σ_{s,lim} = 0,80 * f_{y,k} (EN 1992-1-1, 7.2 (5))**Untersuchte Lastkombinationen (quasi-ständige Bemessungssituation)**

Last	LK 1
Stützeigengewicht V = 187,3 kN (ständig) V = 33,1 kN (Schnee) p _y = 1,30 kN/m (Wind) F _y = 3,4 kN (Wind) F _z = 4,5 kN (Wind)	1.00 1.00

Überprüfung der Gültigkeit des linearen Kriechansatzes - Th. II. O. (quasi-ständige Bemessungssituation)

LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{v,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	ε _c [‰]	σ _c [N/mm ²]	σ _{c,lim} ¹⁾ [N/mm ²]	vorh f _{φ,tl}	erf f _{φ,tl}	n
1	3.45	-204.9	0.00	0.00	-0.032	-0.99	-11.25	1.00		0.09
1	2.88	-204.9	0.00	0.00	-0.032	-0.99	-11.25	1.00		0.09
1	2.30	-204.9	0.00	0.00	-0.032	-0.99	-11.25	1.00		0.09
1	1.73	-204.9	0.00	0.00	-0.032	-0.99	-11.25	1.00		0.09
1	1.15	-204.9	0.00	0.00	-0.032	-0.99	-11.25	1.00		0.09
1	0.58	-204.9	0.00	0.00	-0.032	-0.99	-11.25	1.00		0.09

1 : $\sigma_{c,lim} = 0,45 * f_{c,k}$ (EN 1992-1-1, 7.2 (2))



3.22. Stahlbetonstütze Achse A

<u>Parameter:</u>	System:	Pendelstütze
	Abmessung:	L = 3,45 m
	Querschnitt:	b/h = 24/36 cm
	Material:	Beton C25/30
		Betonstahl B500B
	Expositionsklasse:	XC1 $c_{nom} = 3,0$ cm

<u>Belastung:</u>	ständige Lasten			
	Eigenlast		$G = 0,24 \times 0,36 \times 3,45 \times 25$	= 7,5 kN
	aus Pos. 2.22		G	= 65,0 kN
	veränderliche Lasten			
	Schnee	aus Pos. 2.22	S_{vert}	= 5,6 kN
	Wind	Aussteifung	$W_{hor,x}$	= 1,9 kN
			$W_{hor,y}$	= 0,4 kN

Nachweis: siehe Programmausdruck

<u>Auflager:</u>	ständige Lasten		G = 72,5 kN
	Veränderliche Lasten	Schnee	S = 5,6 kN

<u>Bewehrung:</u>	Längs	4Ø12	vorh. $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$	$\geq$	erf. $A_s = 1,70 \text{ cm}^2$
	Bügel	Ø8/15	vorh. $a_{sw} = 6,70 \text{ cm}^2/\text{m}$		


Position: 3.22 Stütze EG Achse A

Stahlbetonstütze (x64) B5+ 01/23A (FRILO R-2023-1/P02)

Grundparameter
Berechnungsgrundlagen

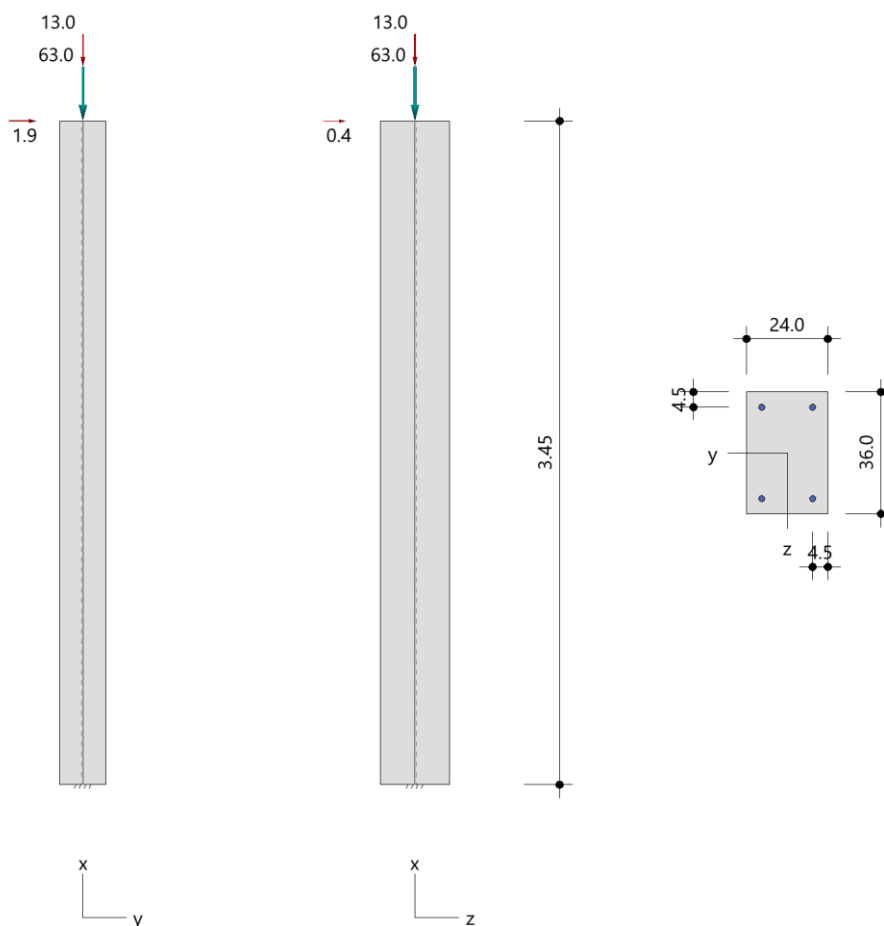
- Kragstütze in y- und z-Richtung, Rechteck, 2-achsig beansprucht
- Materialien C 25/30, B500A

Norm und Sicherheitskonzept

Bemessungsnormen	:	DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
	:	DIN EN 1992-1-2/NA/A1:2015-09
Sicherheitskonzept/Lastkombinatorik	:	DIN EN 1990/NA:2010-12
Ψ_2 für Kranlasten	:	0.90
$\Psi_2 = 0.5$ für Schnee (AE)	:	nicht angesetzt
Kombination ständiger Lasten	:	alle gleiches $\gamma_F (\gamma_{G,sup} \text{ oder } \gamma_{G,inf})$

System
Systemgrafik 2D

Maßstab 1 : 39.4


Anforderungen Dauerhaftigkeit:

Betonangriff	X0
Bewehrungskorrosion	XC1
Mindestbetonklasse	C 16/20
Bügel	$d_{s,b} = 8 \text{ mm}$

Lutherhaus 2024

Genehmigungsplanung

Seite: 89a

Position: 3.22

INGENIEURBÜRO BAUWESEN

Krüger, Jungmann und Partner GmbH

Beratende Ingenieure VBI



Längsbewehrung

$d_{s,l} = 14 \text{ mm}$

Vorhaltemaß

$\Delta C_{dev} = 10 \text{ mm}$

Bügel

$c_{min,b} = 10 \text{ mm}$

Betondeckung

$c_{nom,b} = 20 \text{ mm}$

Längsbewehrung

$c_{min,l} = 14 \text{ mm} \cdot 5$

Betondeckung

$c_{nom,l} = 28 \text{ mm} \cdot 1$

Verlegemaß Bügel

$c_{v,b} = 20 \text{ mm}$

zul. Rissbreite

$w_{max} = 0.40 \text{ mm}$

*1: mit $c_{min,b}$

*5: Verbund maßgebend

Kriechzahl

Umgebungsbedingungen:

Luftfeuchte

$LU = 50 \%$

Zementtyp ZEM_N_R

Belastungsalter

$t_0 = 28 \text{ Tage}$

Endkriechzahl

$\phi(t_0, \infty) = 2.78$

Materialauswahl

Beton C 25/30

$f_{ck} = 25.00 \text{ N/mm}^2$

$E_{cm} = 31000 \text{ N/mm}^2$

Betonstahl B500A

$f_{yk} = 500.00 \text{ N/mm}^2$

$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$

$k(f_t/f_y) = 1.05$

$\epsilon_{uk} = 25.0 \text{ ‰}$

Bügel und Längsbewehrung

Material Bemessungswerte

Bemessungssituation	Beton C 25/30			Betonstahl B500A		
	$\alpha_{cc} = 0.85 \alpha_{ct} = 0.85$					
	γ_c	f_{cd} [N/mm ²]	f_{ctd} [N/mm ²]	γ_s	f_{yd} [N/mm ²]	$f_{td} = f_{tk,cal}/\gamma_s$ [N/mm ²]
ständig/vorübergehend	1.50	14.17	1.02	1.15	434.78	456.52

Systemkennwerte

Abmessungen / statisches System

Kragstütze in y- und z-Richtung

Stützhöhe

$l = 3.45 \text{ m}$

Querschnitt

$b_v/d_z = 24.0/36.0 \text{ cm}$

$b_1/d_1 = 4.5/4.5 \text{ cm}$

Bewehrungsanordnung

1/4 je Ecke

Lagerbedingungen

Lage	u_v [kN/m]	ϕ_z [kNm/rad]	u_z [kN/m]	ϕ_y [kNm/rad]
Fußpunkt	starr	starr	starr	starr

Lasten

Übersicht der verwendeten Einwirkungen (für STR und P/T)

Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2	$\gamma_{F,inf}$	$\gamma_{F,sup}$
Windlasten	0.60	0.20	0.00		1.500
Schnee H < 1000 m	0.50	0.20	0.00		1.500
ständig				1.000	1.350

Punktlasten

Nr.	Angriffsort	Abstand [m]	V [kN]	e_v [cm]	e_z [cm]	F_v [kN]	F_z [kN]	M_v [kNm]	M_z [kNm]	Einwirkung	ZusGrp	AltGrp
1	Stützenkopf		63.0							ständig		
2	Stützenkopf		13.0							Schnee		
3	Stützenkopf					1.9				Wind		
4	Stützenkopf						0.4			Wind		

LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{v,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	ρ [%]	A _{s,erf} [cm²]	Versagensart
2	3.45	-70.5	0.00	0.00	0.20	1.7	Stabilität
	2.88	-70.5	-0.72	2.78	0.20	1.7	
	2.30	-70.5	-1.41	5.52	0.20	1.7	
	1.73	-70.5	-2.06	8.19	0.20	1.7	
	1.15	-70.5	-2.64	10.70	0.20	1.7	
	0.58	-70.5	-3.14	12.95	0.20	1.7	
	0.00	-70.5	-3.54	14.81	0.20	1.7	

Lutherhaus 2024		Seite: 91a		INGENIEURBÜRO BAUWESEN Krüger, Jungmann und Partner GmbH Beratende Ingenieure VBI			
Genehmigungsplanung		Position: 3.22					

Auflagerreaktionen - Extremwerte aus allen berechneten Überlagerungen (ständig/vorübergehend)							
Lager	Höhe [m]	A _{d,v} [kN]	H _{d,v} [kN]	M _{d,z} [kNm]	H _{d,z} [kN]	M _{d,v} [kNm]	LK
Fußpunkt	0.00	70.5	0.0	1.29	0.6	-0.87	10
		114.6	0.0	2.18	0.0	-2.06	8
		70.5	2.8	9.81	0.6	-3.44	2
		70.5	0.0	1.29	0.6	-3.36	10
		104.9	2.9	16.58	0.6	-4.27	1
		70.5	2.9	14.59	0.0	-1.31	7
		104.9	2.9	16.17	0.6	-0.26	1

Allgemeines Verfahren (Abs. 5.8.6) - Lagerkräfte									
Auflagerreaktionen - charakteristische Werte (Th. I. O.) je Last									
Lager	Höhe [m]	A _v [kN]	H _v [kN]	M _z [kNm]	H _z [kN]	M _v [kNm]	Last	Einwirkung	
Fußpunkt	0.00	7.5	0.0	0.00	0.0	0.00	Stützeigengewicht	ständig	
		63.0	0.0	0.00	0.0	0.00	Last 1	ständig	
		13.0	0.0	0.00	0.0	0.00	Last 2	Schnee	
		0.0	1.9	6.55	0.0	0.00	Last 3	Wind	
		0.0	0.0	0.00	0.4	-1.38	Last 4	Wind	

Gebrauchstauglichkeit - Allgemeines Verfahren (Abs. 5.8.6)									
Angesetzte Bewehrungsflächen für die Nachweise im GZG									
Abschnitt	angenommen A _s [cm ²]								
1	1.7								

Untersuchte Lastkombinationen (charakteristische Bemessungssituation)									
Last	LK 1	LK 2	LK 3	LK 4	LK 5	LK 6	LK 7	LK 8	
Stützeigengewicht	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
V = 63,0 kN (ständig)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
V = 13,0 kN (Schnee)	0.50		0.50		0.50		1.00		
F _y = 1,9 kN (Wind)	1.00	1.00	1.00	1.00					
F _z = 0,4 kN (Wind)	1.00	1.00			1.00	1.00			

Verformungen - Th. II. O. (charakteristische Bemessungssituation für t = ∞)									
LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{v,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	f _v [cm]	f _z [cm]	f _{v,lim} [cm]	f _{z,lim} [cm]	n
2	3.45	-77.0	0.00	0.00	0.3	0.02			
2	2.88	-77.0	-0.23	1.13	0.2	0.02			
2	2.30	-77.0	-0.47	2.27	0.1	0.01			
2	1.73	-77.0	-0.70	3.40	0.1	0.01			
2	1.15	-77.0	-0.93	4.52	0.04	0.0			
2	0.58	-77.0	-1.17	5.63	0.01	0.0			
1	0.00	-77.0	-1.40	6.74	0.0	0.0			

Verformungen - Th. II. O. (charakteristische Bemessungssituation für t = 0)									
LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{v,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	f _v [cm]	f _z [cm]	f _{v,lim} [cm]	f _{z,lim} [cm]	n
2	3.45	-77.0	0.00	0.00	0.3	0.02			
2	2.88	-77.0	-0.23	1.13	0.2	0.02			
2	2.30	-77.0	-0.47	2.27	0.1	0.01			
2	1.73	-77.0	-0.70	3.40	0.1	0.01			
2	1.15	-77.0	-0.93	4.52	0.04	0.0			
2	0.58	-77.0	-1.17	5.63	0.01	0.0			



LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{v,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	f _v [cm]	f _z [cm]	f _{v,lim} [cm]	f _{z,lim} [cm]	n
1	0.00	-77.0	-1.40	6.74	0.0	0.0			

Begrenzung der Stahlzugspannung - Th. II. O. (charakteristische Bemessungssituation für t = ∞)

LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{v,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	Φ _{eff}	ε _s [‰]	σ _s [N/mm ²]	σ _{s,lim} ¹⁾ [N/mm ²]	n
1	3.45	-77.0	0.00	0.00	0.00	-0.028	-5.59	400.00	0.00
1	2.88	-77.0	-0.23	1.14	0.00	-0.021	-4.16	400.00	0.00
1	2.30	-77.0	-0.47	2.27	0.00	-0.013	-2.64	400.00	0.00
1	1.73	-77.0	-0.70	3.40	0.00	-0.005	-0.93	400.00	0.00
2	1.15	-70.5	-0.93	4.52	0.00	0.019	3.84	400.00	0.01
2	0.58	-70.5	-1.17	5.63	0.00	0.068	13.56	400.00	0.03
2	0.00	-70.5	-1.40	6.73	0.00	0.180	36.10	400.00	0.09

1 : σ_{s,lim} = 0,80 * f_{y,k} (EN 1992-1-1, 7.2 (5))**Begrenzung der Stahlzugspannung - Th. II. O. (charakteristische Bemessungssituation für t = 0)**

LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{v,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	Φ _{eff}	ε _s [‰]	σ _s [N/mm ²]	σ _{s,lim} ¹⁾ [N/mm ²]	n
1	3.45	-77.0	0.00	0.00	0.00	-0.028	-5.59	400.00	0.00
1	2.88	-77.0	-0.23	1.14	0.00	-0.021	-4.16	400.00	0.00
1	2.30	-77.0	-0.47	2.27	0.00	-0.013	-2.64	400.00	0.00
1	1.73	-77.0	-0.70	3.40	0.00	-0.005	-0.93	400.00	0.00
2	1.15	-70.5	-0.93	4.52	0.00	0.019	3.84	400.00	0.01
2	0.58	-70.5	-1.17	5.63	0.00	0.068	13.56	400.00	0.03
2	0.00	-70.5	-1.40	6.73	0.00	0.180	36.10	400.00	0.09

1 : σ_{s,lim} = 0,80 * f_{y,k} (EN 1992-1-1, 7.2 (5))**Untersuchte Lastkombinationen (quasi-ständige Bemessungssituation)**

Last	LK 1
Stützeineigengewicht V = 63,0 kN (ständig) V = 13,0 kN (Schnee) F _y = 1,9 kN (Wind) F _z = 0,4 kN (Wind)	1.00 1.00

Überprüfung der Gültigkeit des linearen Kriechansatzes - Th. II. O. (quasi-ständige Bemessungssituation)

LK	Höhe [m]	N _d [kN]	M _{v,d} [kNm]	M _{z,d} [kNm]	ε _c [‰]	σ _c [N/mm ²]	σ _{c,lim} ¹⁾ [N/mm ²]	vorh f _{φ,nl}	erf f _{φ,nl}	n
1	3.45	-70.5	0.00	0.00	-0.027	-0.82	-11.25	1.00		0.07
1	2.88	-70.5	0.00	0.00	-0.027	-0.82	-11.25	1.00		0.07
1	2.30	-70.5	0.00	0.00	-0.027	-0.82	-11.25	1.00		0.07
1	1.73	-70.5	0.00	0.00	-0.027	-0.82	-11.25	1.00		0.07
1	1.15	-70.5	0.00	0.00	-0.027	-0.82	-11.25	1.00		0.07
1	0.58	-70.5	0.00	0.00	-0.027	-0.82	-11.25	1.00		0.07
1	0.00	-70.5	0.00	0.00	-0.027	-0.82	-11.25	1.00		0.07

1 : σ_{c,lim} = 0,45 * f_{c,k} (EN 1992-1-1, 7.2 (2))



3.23. Stahlbetonstütze EG – Achse D5

<u>Parameter:</u>	System:	Kragstütze
	Abmessung:	L = 3,45 m
	Querschnitt:	b/h = 24/24 cm
	Material:	Beton C25/30
		Betonstahl B500B
	Expositionsklasse:	XC1 $c_{nom} = 3,0$ cm

<u>Belastung:</u>	ständige Lasten			
	Eigenlast		$G = 0,24 \times 0,24 \times 3,45 \times 25$	= 5,0 kN
	aus Pos. 1.21		G	= 63,0 kN
	veränderliche Lasten			
	Schnee	aus Pos. 1.21	S_{vert}	= 13,0 kN

Nachweis: sehr geringe Beanspruchung → ohne weitere Bemessung

<u>Auflager:</u>	ständige Lasten		G = 68,0 kN
	Veränderliche Lasten	Schnee	S = 13,0 kN

<u>Bewehrung:</u>	Längs	4Ø14	vorh. $A_s = 6,16 \text{ cm}^2$	$\geq$	erf. $A_s = 4,52 \text{ cm}^2$
	Bügel	Ø8/20	vorh. $a_{sw} = 5,03 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\geq$	erf. $a_{sw} = 2,0 \text{ cm}^2$



3.24. Zugstütze Achse C5 und E6

<u>Parameter:</u>	System:	Pendelstütze
	Abmessung:	L = 3,45 m
	Querschnitt:	b/h = 24/24 cm
	Material:	Beton C25/30
		Betonstahl B500B
	Expositionsklasse:	XC1 $c_{nom} = 3,0$ cm

<u>Belastung:</u>	ständige Lasten			
	Eigenlast		$G = 0,24 \times 0,24 \times 3,45 \times 25$	= 5,0 kN
	aus Pos. 1.21		$G = -21,6 \times 2,14 / 2$	= -23,1 kN
	veränderliche Lasten			
	Schnee	aus Pos. 1.21	$S = -6,7 \times 2,14 / 2$	= -7,2 kN

<u>Nachweis:</u>	$Z_{Ed} = 1,0 \times 5,0 - 1,35 \times 23,1 - 1,5 \times 7,2 = -37,0$ kN
	erf. $A_s = 37 / 43,5 = 0,85$ cm ²

<u>Auflager:</u>	ständige Lasten		$G = -18,1$ kN
	Veränderliche Lasten	Schnee	$S = -7,2$ kN

<u>Bewehrung:</u>	Längs	4Ø12	vorh. $A_s = 4,52$ cm ²	≥	erf. $A_s = 0,85$ cm ²
	Bügel	Ø8/15	vorh. $a_{sw} = 6,70$ cm ² /m		



4. Stahlbetonwände

4.20. Außenwand UG – Achse A1 – D4

<u>Parameter:</u>	System:	zweiseitig gehaltene Wand (Pendelstütze)	
	Abmessung:	$L_{\text{eff}} = 3,42 \text{ m}$	
	Querschnitt:	$b = 25 \text{ cm}$	
	Material:	Beton	C35/45 WU
		Betonstahl	B500B
	Expositionsklasse:	XC2, XA2, WA	$c_{\text{nom}} = 3,5 \text{ cm}$

<u>Belastung:</u>	ständige Lasten		
	Eigenlast	$g = 0,25 \times 3,42 \times 25$	$= 21,4 \text{ kN/m}$
	Erddruck (Annahme $\varphi \geq 30^\circ$, $\gamma \leq 20 \text{ kN/m}^3$) aus Pos. 1.30	$e_{\text{gh}} = 0,5 \times 20 \times 3,42$	$= 34,2 \text{ kN/m}$ siehe Gesamtmodell
	veränderliche Lasten		
	Nutzlast	aus Erddruck aus Pos. 1.30	$e_{\text{ph}} = 0,5 \times 5,0 = 2,5 \text{ kN/m}$ siehe Gesamtmodell

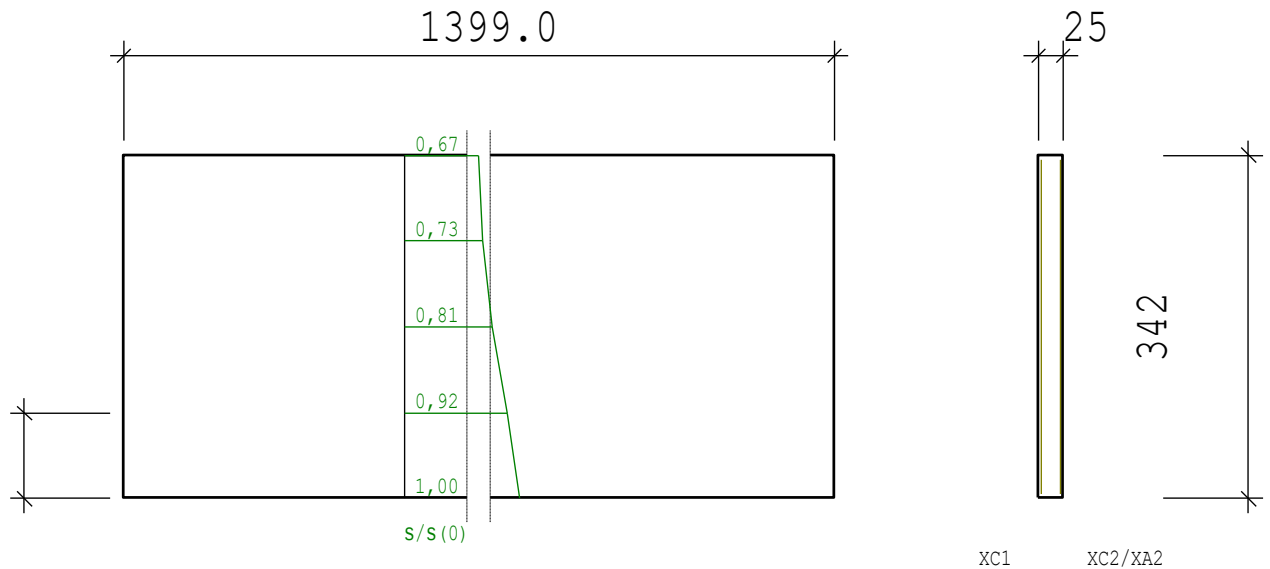
Nachweis: siehe Gesamtmodell

<u>Bewehrung:</u>	horizontal	0 bis 0,85 m	$\emptyset 10/7,5 \text{ i} + \text{a}$	$\text{vorh. } a_s = 10,47 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\geq \text{erf. } a_s = 8,92 \text{ cm}^2/\text{m}$
		0,85 bis 3,42 m	$\emptyset 10/10 \text{ i} + \text{a}$	$\text{vorh. } a_s = 7,85 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\geq \text{erf. } a_s = 7,85 \text{ cm}^2/\text{m}$
	vertikal		$\emptyset 10/15 \text{ i} + \text{a}$	$\text{vorh. } a_s = 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}$	
	Anschluss	$\emptyset 12/15 + \emptyset 10/15$		$\text{vorh. } a_s = 12,78 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\geq \text{erf. } a_s = 11,60 \text{ cm}^2/\text{m}$

Position: 4.20 RW Außenwand

Rissbreitennachweis (x64) B11 02/25 (FRILO R-2025-2)

Maßstab 1 : 75

**RISSBREITENNACHWEIS nach DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12**

Betonstahl	B500B	
Beton	C 35/45	
	t= 3 ... 5d (normale Erh.)	
Betonzugfestigkeit	kFct(t)= 0.65 (nutzerdef.)	fcteff= 2.09 N/mm ²
E-Modul Beton	αE =1.00(Zuschlagstoffe)	
	kEc(t) = 0.90 (nutzerdef.)	Ecm= 30600 N/mm ²

KRIECHZAHL

junger Beton	ϕt=0.36(nutzerdefiniert)
--------------	--------------------------

Anforderungen Dauerhaftigkeit:

	links	rechts
Betonangriff	X0	XA2/X0
Bewehrungskorrosion	XC1	XC2
Mindestbetonklasse	C 16/20	C 35/45
Längsbewehrung	d _{s,l} = 10 mm	d _{s,l} = 10 mm
Vorhaltemaß	Δc _{dev} = 10 mm	Δc _{dev} = 15 mm
reduziertes c _{min}		>=C 16/20
Längsbewehrung	c _{min,l} = 10 mm *5	c _{min,l} = 15 mm *5
Betondeckung	c _{nom,l} = 20 mm	c _{nom,l} = 30 mm
Verlegemaß Bügel	c _{v,b} = 20 mm	c _{v,b} = 30 mm
zul. Rissbreite	w _{max} = 0.20 mm *3	w _{max} = 0.20 mm *3
*3: nutzerdef.		
*5: Verbund maßgebend		

WAND AUF FUNDAMENT

Abmessungen	B = 0.25 m	H = 3.42 m
	L = 13.99 m	
Bewehrung	d _{li} = 3.5 cm	d _{re} = 3.5 cm


ZWANG AUS HYDRATATION (FRÜHER ZWANG)

Verfahren nach Lohmeyer 9. Auflage

Zemen t : 32.5R ;42.5 Z = 300 kg/m³

tm = 1.20 d QH = 191 kJ/kg

 $\alpha_b = 0.73$ TbH = 16.7K

TcO = 20.0 °C ktV = 0.50

Tb,m = 26.7 K T_f = 15.0 °C $\alpha_T = 1010\text{-}6/\text{K}$ kV = 1.00Zwangsspannungen am Fußpunkt : $\sigma_{ct} = 3.59\text{N/mm}^2$

Rechenwert Zwangsspannung bei H/4: kct,d= 0.71

 $\sigma_{ct,d} = 2.54\text{N/mm}^2 > f_{cteff}$ Nzw,hydr= $\sigma_{ct,d} \cdot A_c = 634.33\text{ kN/m}$ Nzw,max= $k \cdot f_{cteff} \cdot A_c = 417.30\text{ kN/m}$ k= 0.80 maßgebend
NACHWEIS RISSBREITE
 $w_{max} = 0.20\text{mm}$ (nutzedef.) ds = 10.0mm

Zwang aus Hydratation (kurzzeitige Einwirkung kt= 0.6)

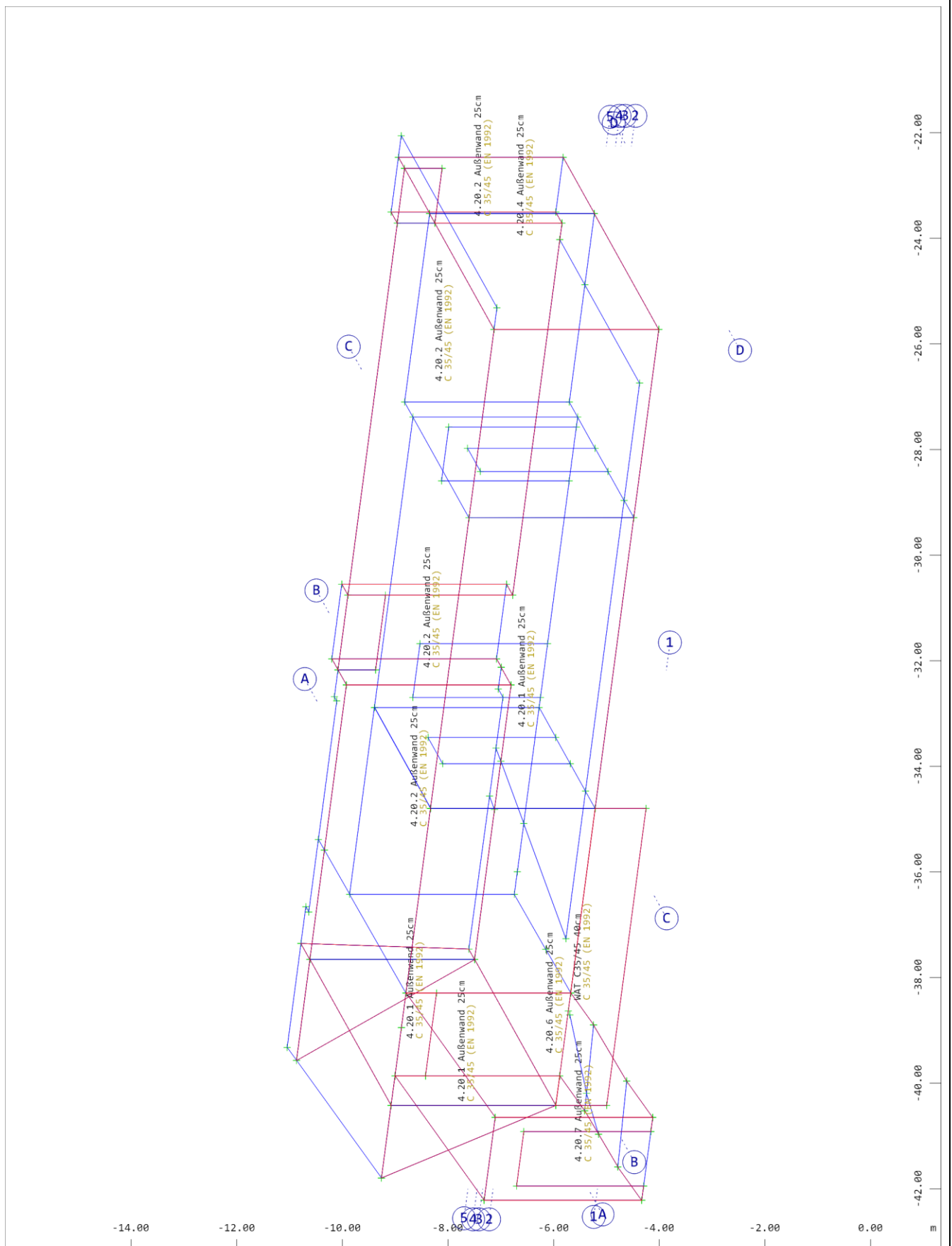
zentr. Zwang Nx = 417.30 kN/m

 $\epsilon_{2s} = 1.40 \sigma_o / \sigma_o F_s = 417.3\text{ kN/m}$

heff = 17.5 cm Fcre = 365.1 kN/m

erforderlich: Asli = 7.43 cm²/m Asre = 7.43 cm²/m

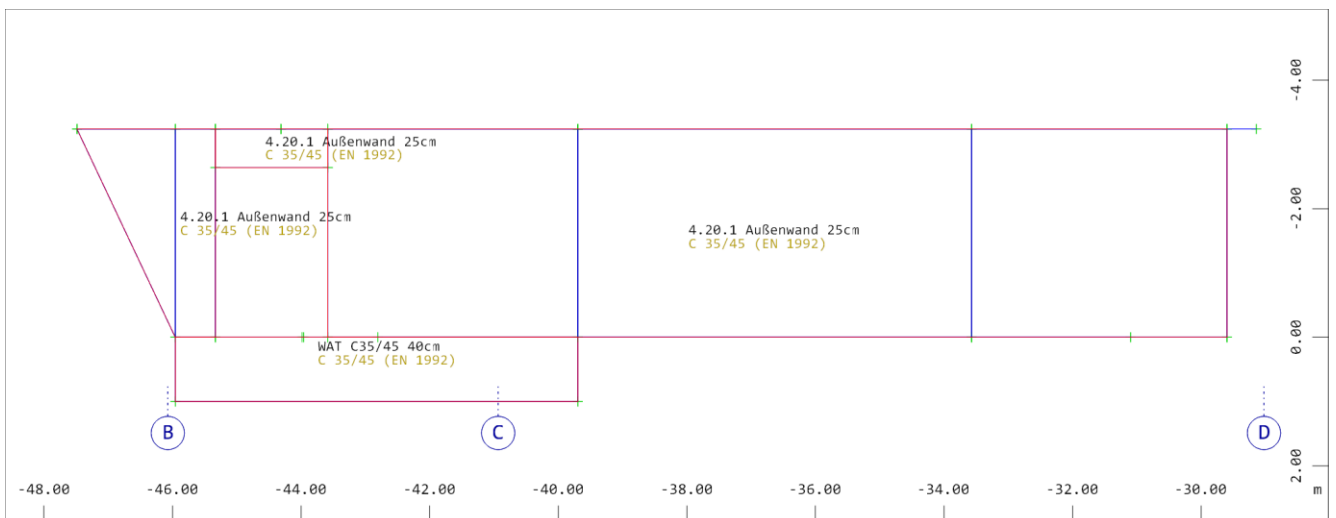
Es ist zu prüfen, ob ein Nachweis für späten Zwang maßgebend wird.



X
Y
Z

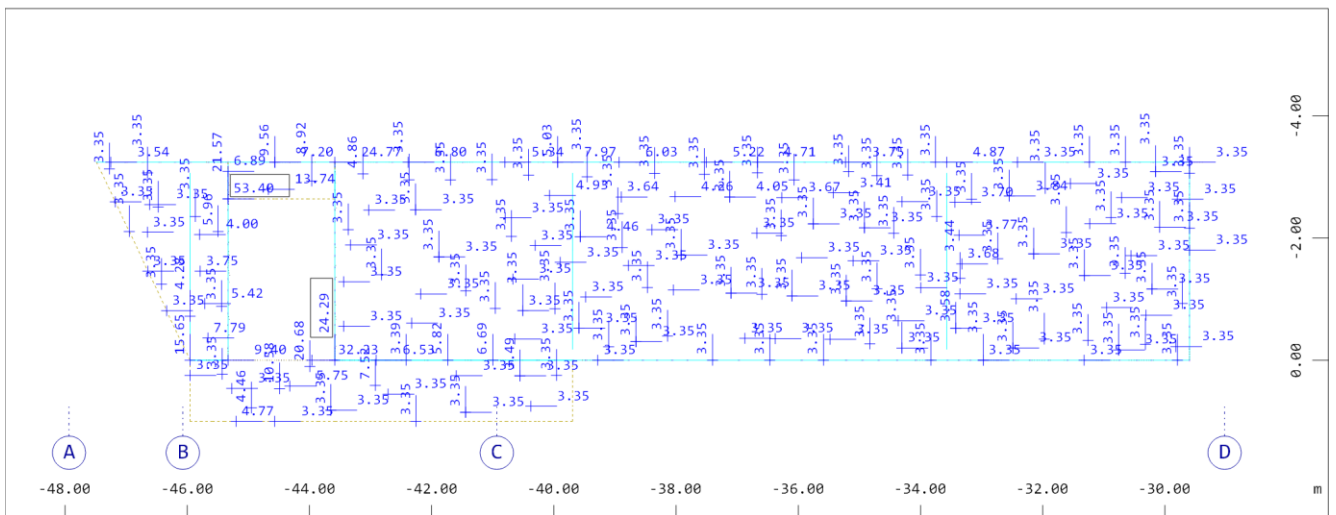
Systemausschnitt Gruppe 0 20...22
Strukturflächenbezeichnungen (Max=29)
Strukturflächen, Materialbezeichnungen (Max=1)

M 1 : 99
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962



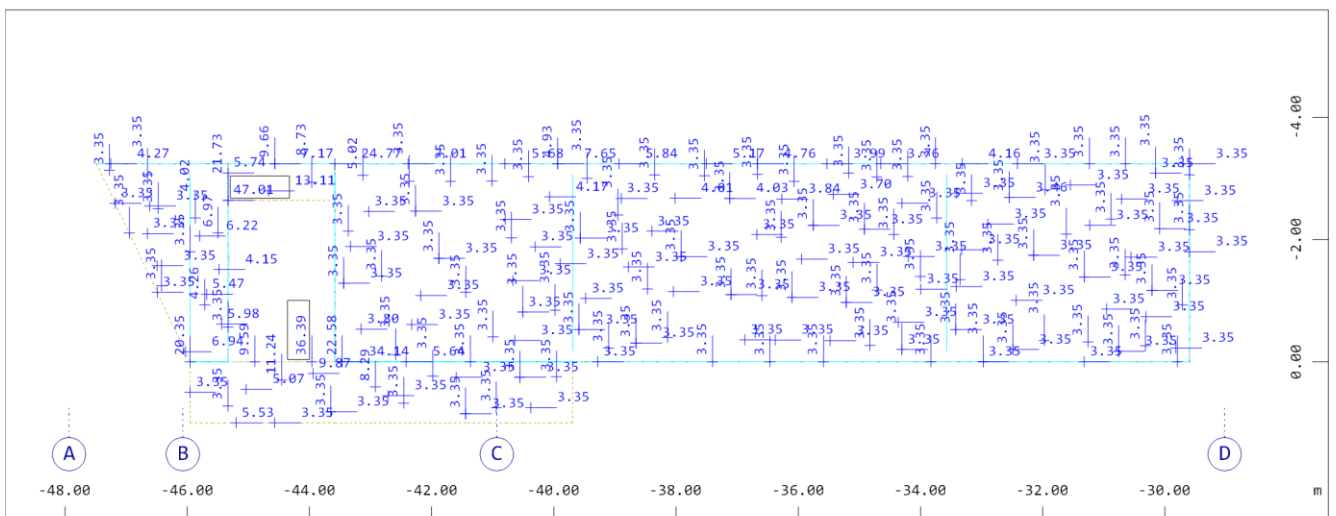
X-Y Systemausschnitt Gruppe 0 20 22
Z Strukturflächenbezeichnungen (Max=29)
Strukturflächen, Materialbezeichnungen (Max=1)

M 1 : 115



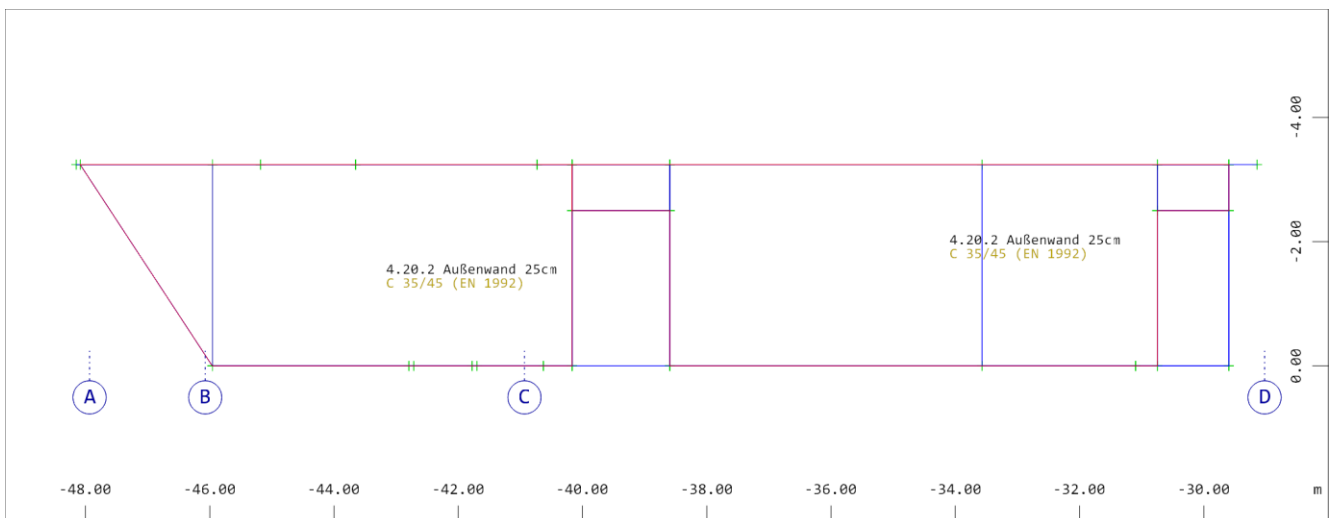
X-Y Systemausschnitt Flächenelemente Gruppe 20 22
Z Flächenelemente, Bewehrung oben, Absoluter Maximalwert von Bemessungsfall 1 bis 99, im Knoten (Max=53.40cm²/m, Bemessungsfehler in der Biegebewehrung (=B) im Knoten (Max=0))

M 1 : 121



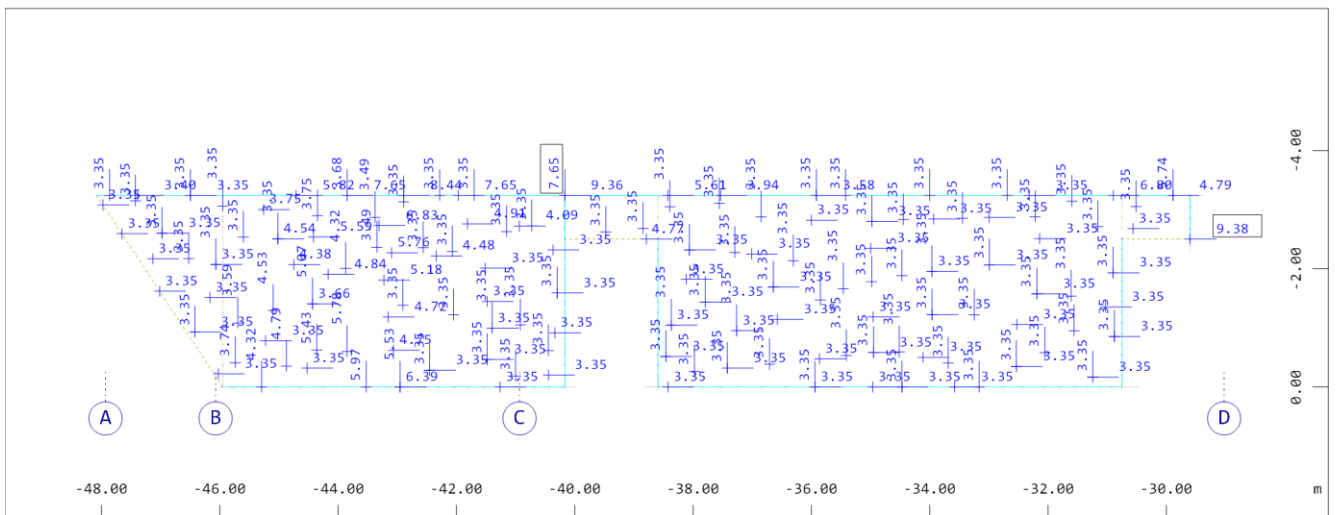
X-Y Systemausschnitt Flächenelemente Gruppe 20 22
Z Flächenelemente, Bewehrung unten, Absoluter Maximalwert von Bemessungsfall 1 bis 99, im Knoten (Max=47.01cm²/m, Bemessungsfehler in der Biegebewehrung (=B) im Knoten (Max=0))

M 1 : 121



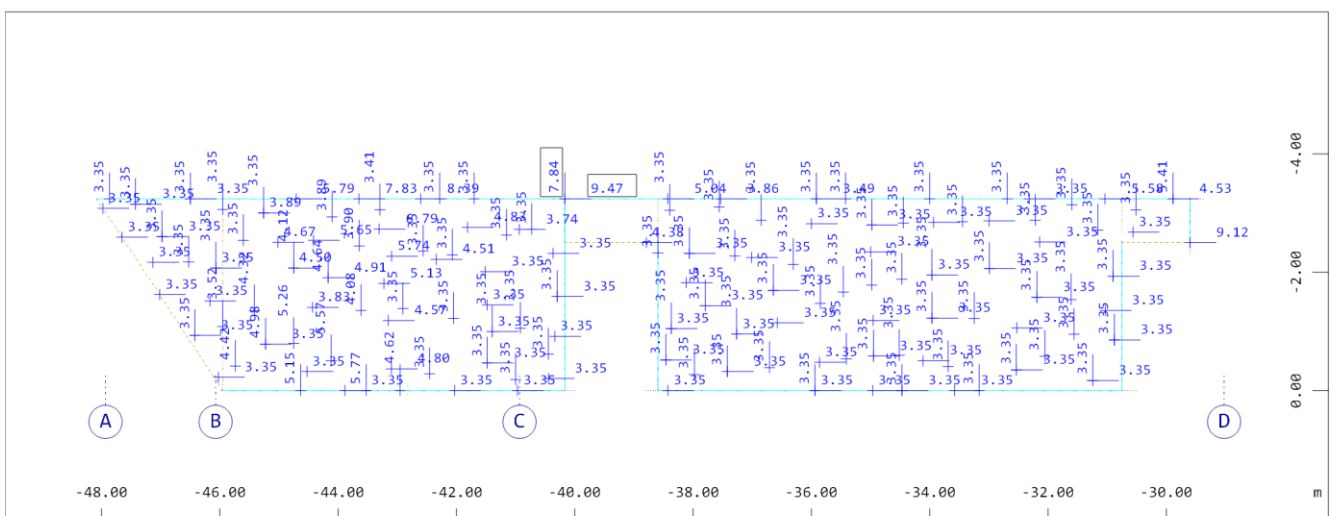
Systemausschnitt Gruppe 22
X-Y Strukturflächenbezeichnungen (Max=14)
Z Strukturflächen, Materialbezeichnungen (Max=1)

M 1 : 119



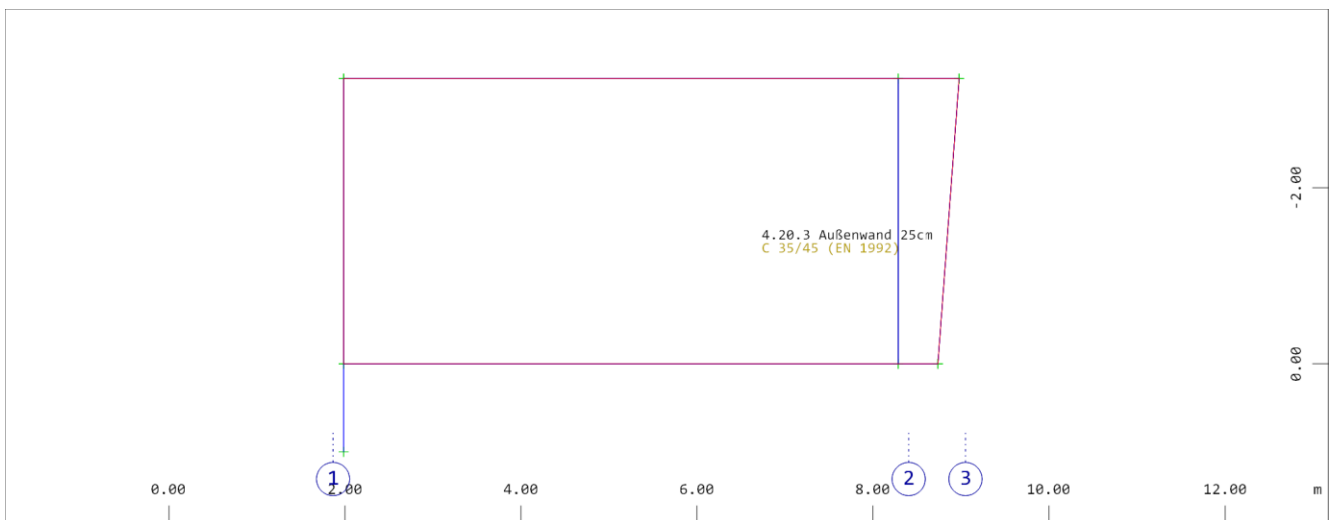
Systemausschnitt Gruppe 22
X-Y Flächenelemente, Bewehrung oben, Absoluter Maximalwert von Bemessungsfall 1 bis 99, im
Z Knoten(Max=9.38cm²/m), Bemessungsfehler in der Biegebewehrung (=B) im Knoten(Max=0)

M 1 : 125



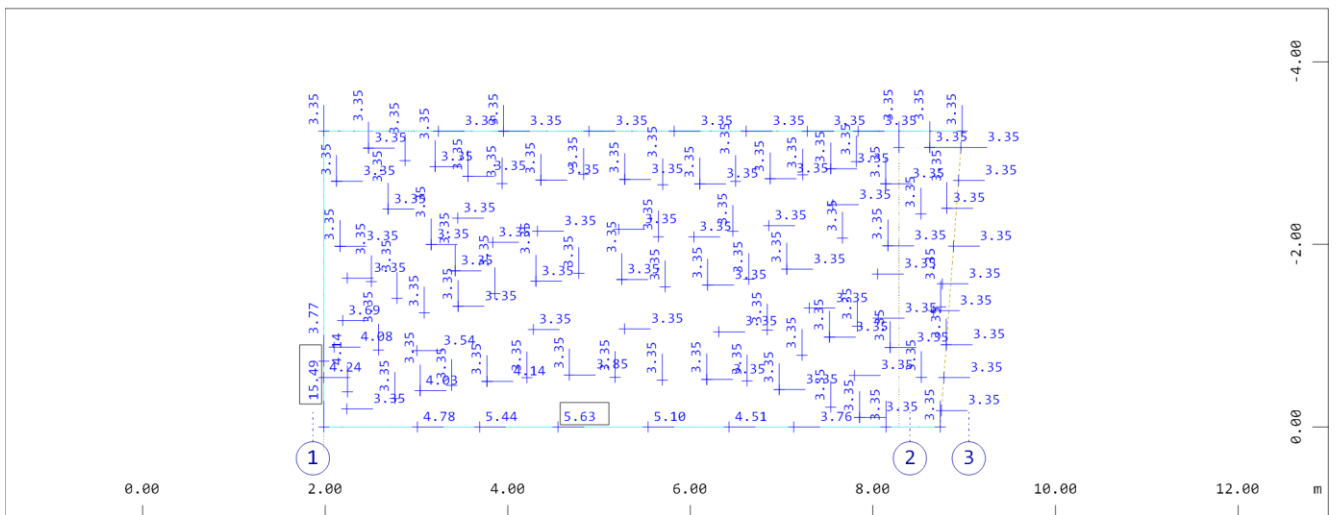
Systemausschnitt Gruppe 22
X-Y Flächenelemente, Bewehrung unten, Absoluter Maximalwert von Bemessungsfall 1 bis 99, im
Z Knoten(Max=9.47cm²/m), Bemessungsfehler in der Biegebewehrung (=B) im Knoten(Max=0)

M 1 : 125



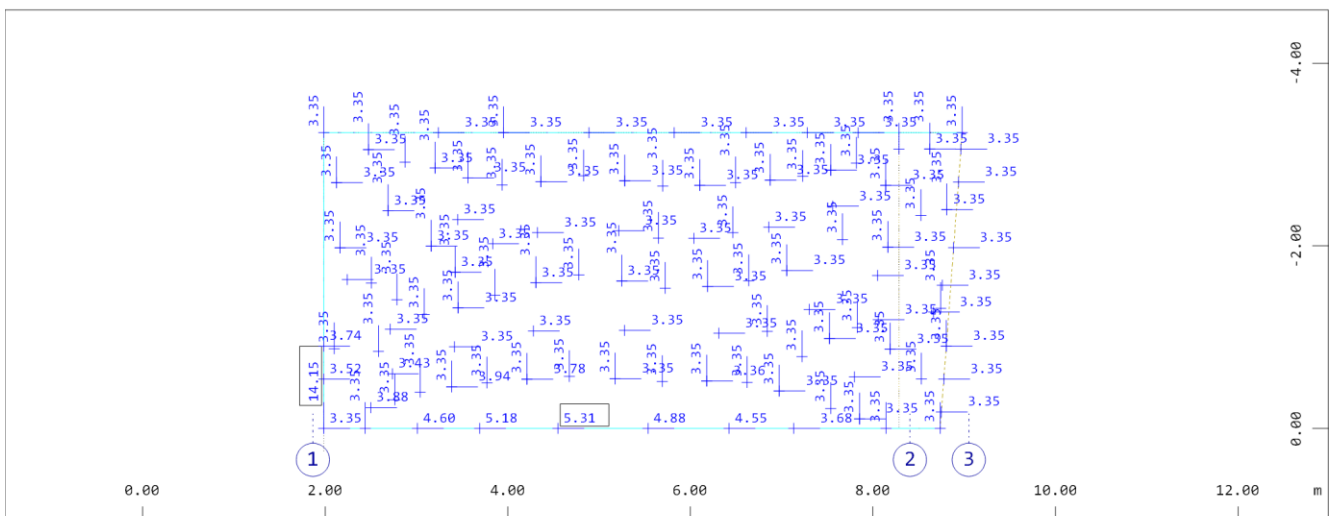
Systemausschnitt Gruppe 0 21
Strukturflächenbezeichnungen (Max=4)
Strukturflächen, Materialbezeichnungen (Max=1)

M 1 : 84



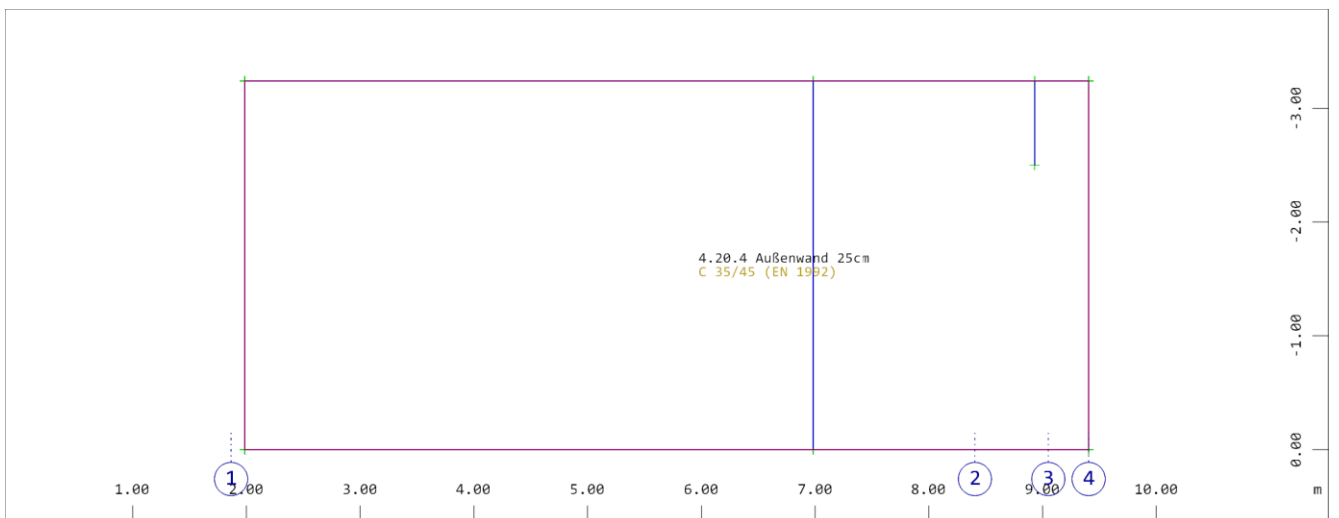
Systemausschnitt Gruppe 21
Flächenelemente, Bewehrung oben, Absoluter Maximalwert von Bemessungsfall 1 bis 99, im Knoten (Max=15.49cm²/m), Bemessungsfehler in der Biegebewehrung (=B) im Knoten (Max=0)

M 1 : 81



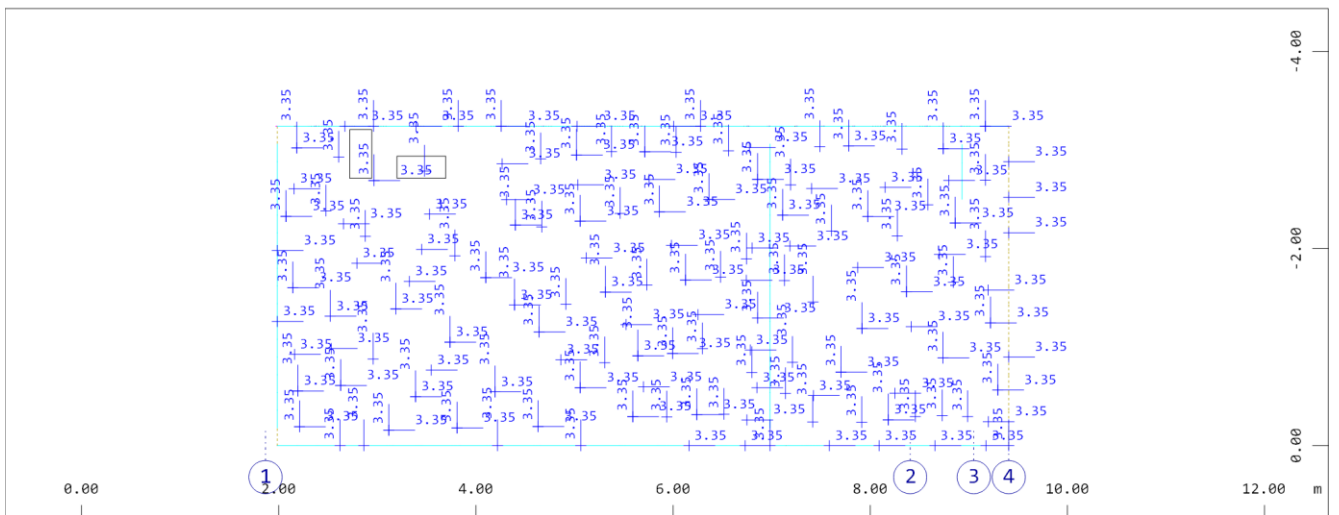
Systemausschnitt Gruppe 21
Flächenelemente, Bewehrung unten, Absoluter Maximalwert von Bemessungsfall 1 bis 99, im Knoten (Max=14.15cm²/m), Bemessungsfehler in der Biegebewehrung (=B) im Knoten (Max=0)

M 1 : 81



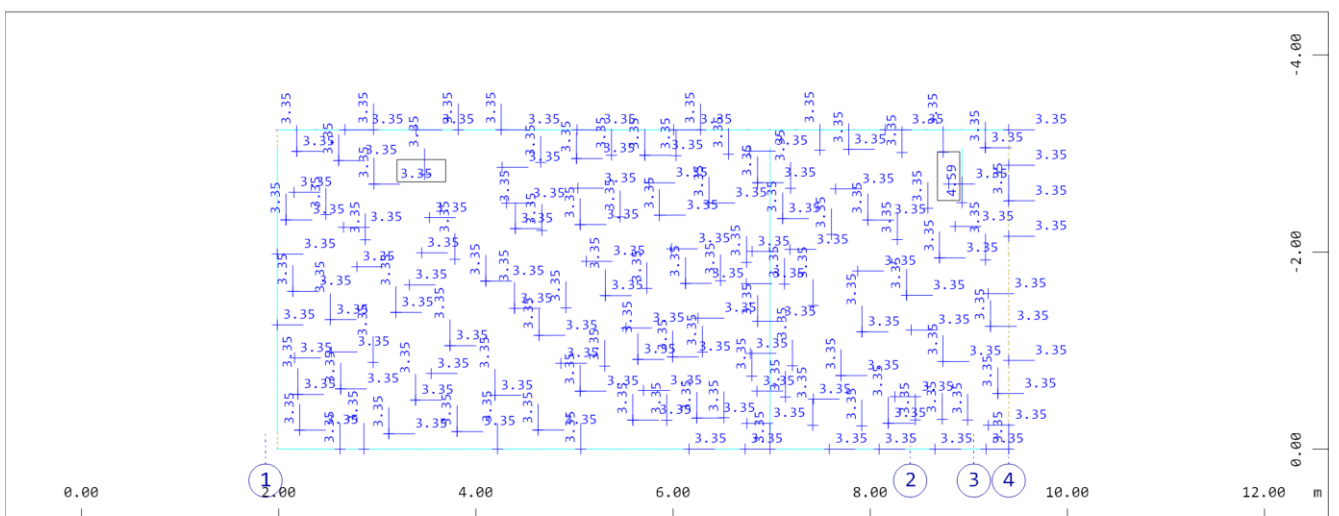
Systemausschnitt Gruppe 0 21
Strukturflächenbezeichnungen (Max=9)
Strukturflächen, Materialbezeichnungen (Max=1)

M 1 : 65



Systemausschnitt Gruppe 21
Flächenelemente, Bewehrung oben, Absoluter Maximalwert von Bemessungsfall 1 bis 99, im Knoten (Max=3.35cm²/m), Bemessungsfehler in der Biegebewehrung (=B) im Knoten (Max=0)

M 1 : 75



Systemausschnitt Gruppe 21
Flächenelemente, Bewehrung unten, Absoluter Maximalwert von Bemessungsfall 1 bis 99, im Knoten (Max=4.59cm²/m), Bemessungsfehler in der Biegebewehrung (=B) im Knoten (Max=0)

M 1 : 75



4.21. Außenwände UG

<u>Parameter:</u>	System:	Einfeldträger
	Abmessung:	$L_{\text{eff}} = 3,42 \text{ m}$
	Querschnitt:	$b = 25 \text{ cm}$
	Material:	Beton C35/45 WU
		Betonstahl B500B
	Expositionsklasse:	XC2, XA2, WA $c_{\text{nom}} = 3,5 \text{ cm}$

<u>Belastung:</u>	ständige Lasten			
	Eigenlast	$g = 0,25 \times 3,42 \times 25$	=	21,4 kN/m
	Erddruck (Annahme $\varphi \geq 30^\circ$, $\gamma \leq 20 \text{ kN/m}^3$)	$e_{\text{gh}} = 0,5 \times 20 \times 3,42$	=	34,2 kN/m
	veränderliche Lasten			
	Nutzlast aus Erddruck	$e_{\text{ph}} = 0,5 \times 5,0$	=	2,5 kN/m

Nachweis: siehe Programmausdruck

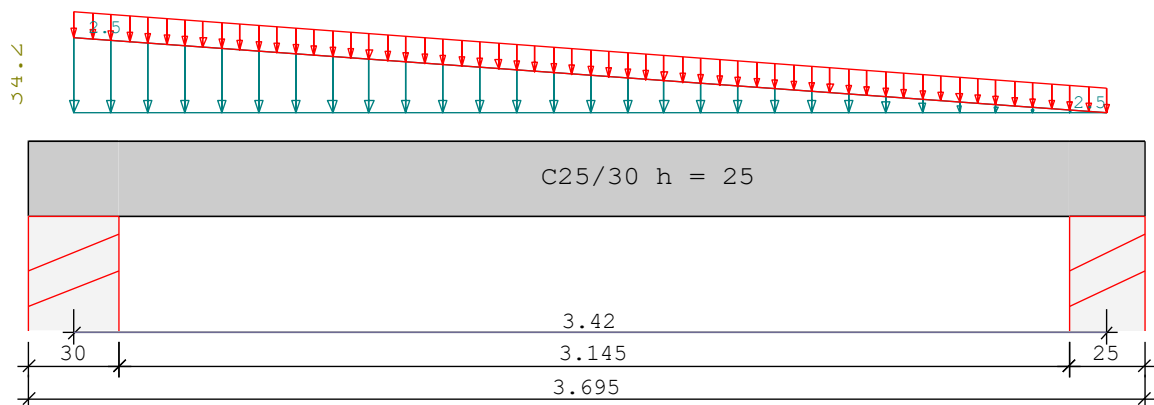
<u>Auflager:</u>	ständige Last	Wandkopf	g	= 19,5 kN/m
		Wandfuß	g	= 39,0 kNm
	veränderliche Last	Wandkopf	q	= 4,3 kN/m
		Wandfuß	q	= 4,3 kNm

<u>Bewehrung:</u>	horizontal	0 bis 1,50 m	$\emptyset 10/7,5 \text{ i} + \text{a}$	vorh. $a_s = 10,47 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\geq$ erf. $a_s = 8,92 \text{ cm}^2/\text{m}$
		1,50 bis 3,42 m	$\emptyset 10/10 \text{ i} + \text{a}$	vorh. $a_s = 7,85 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\geq$ erf. $a_s = 7,85 \text{ cm}^2/\text{m}$
	vertikal		$\emptyset 10/15 \text{ i} + \text{a}$	vorh. $a_s = 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\geq$ erf. $a_s = 4,33 \text{ cm}^2/\text{m}$
	Anschluss	$\emptyset 12/15 + \emptyset 10/15$		vorh. $a_s = 12,78 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\geq$ erf. $a_s = 11,60 \text{ cm}^2/\text{m}$

**Position: 4.21 Außenwand UG**

Durchlaufträger DLT10 02/2022/A (FRIL0 R-2023-1-x86)

Maßstab 1 : 25

Stahlbetonplatte C25/30 E = 31000 N/mm² DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12

System	Länge	Querschnittswerte			
Feld	L (m)		b (cm)	h (cm)	I (cm ⁴)
1	3.42	konstant	100.0	25.0	130208.3

Trägerbezogene Lasten (kN,m)

Belastung (kN,m)		Lasttyp:	1=Gleichlast über L 3=Einzelmoment bei a 5=Dreieckslast über L		2=Einzellast bei a 4=Trapezlast von a - a+b 6=Trapezlast über L			
Typ	EG Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
4	A	0.00	34.20	2.50	1.00	0.00	3.42	
			0.00	2.50				

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2	γ
A 1		Wohnräume	0.70	0.50	0.30	1.50

Schadensfolgekategorie CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> K_{FF} = 1.0 Tab. B3

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum							(kNm , kN)
Feld			Mf	M li	M re	V li	V re
1	x0 =	1.48	29.24	0.00	0.00	43.26	-23.77

Stütze	M _{li}	M _{re}	V _{li}	V _{re}	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	43.26	43.26	38.99
2	0.00	0.00	-23.77	0.00	23.77	19.49

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	38.99	4.27	0.00	43.26	43.26	38.99
2	19.49	4.27	0.00	23.77	23.77	19.49
Summe:	58.48	8.55	0.00	67.03	67.03	58.48


Auflagerkräfte (kN)

EG	Stütze 1		Stütze 2	
	max	min	max	min
g	39.0	39.0	19.5	19.5
A	4.3	0.0	4.3	0.0
Sum	43.3	39.0	23.8	19.5

Durchbiegungen in Zustand I gerechnet!

Durchbiegungen maximale minimale

Feld Nr.	x (m)	f (cm) Komb	x (m)	f (cm)
1	1.71	0.09	2	3.42
				0.00

Ergebnisse für y-fache Lasten

 Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G = 1.35$ über Trägerlänge konstant

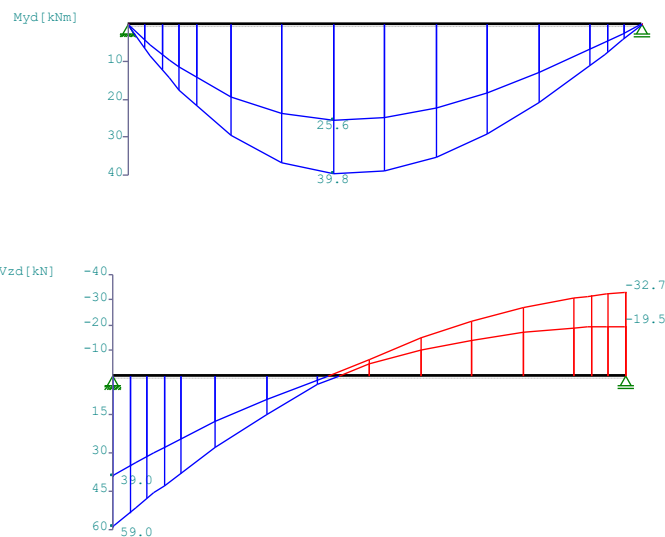
Feldmomente Maximum (kNm , kN)

Feld	Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re
1 x0 = 1.48	40.01	0.00	0.00	59.05	-32.73

Stützmomente Maximum (kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F
1	0.00	0.00	0.00	59.05	59.05	38.99
2	0.00	0.00	-32.73	0.00	32.73	19.49

Maßstab 1 : 50





Bemessung DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
 FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.146
 C25/30 B500A normalduktil

Betondeckung: $c_v = 3.5 \text{ cm} \geq \text{erf } c_v$
 Bewehrungslage: $d_o = 4.0 \text{ cm}$ $d_B = 0$ $d_S = 10$
 $d_u = 4.0 \text{ cm}$ $d_B = 0$ $d_S = 10$

Die Feldbewehrung ist nicht gestaffelt.
 Die Duktilitätsbewehrung nach 9.2.1.1 ist in erf As enthalten.

Kriechbeiwert: $\phi = 2.90 \epsilon_{cs} = 0.40 \text{ ‰}$ $h_0 = 22.50 \text{ cm}$

Auflagerbedingungen

Stütze	Breite (cm)	Lager	Art
1	30.0	Beton	direkt
2	25.0	Beton	direkt

Mindestbewehrung EN2 9.2.1.1 (9.1) $f_{ctm} = 2.56 \text{ N/mm}^2$

Q.Nr.	min M_u (kNm)	erf A_s (cm ²)	min M_o (kNm)	erf A_s (cm ²)	
1	26.72	2.83	-26.72	2.83	100.0/25.0

Feldbewehrung

Feld Nr.	x (m)	M_{yd} (kNm)	min M_{yd} (kNm)	d (cm)	k_x	A_{su} (cm ²)	A_{so} (cm ²)
1	1.48	40.0		21.0	0.09	4.3	0.0

Am ersten Auflager sind mindestens 2.8 cm² zu verankern.

Am letzten Auflager sind mindestens 2.8 cm² zu verankern.

Querkraft VK-Lager ist mit $F = V_{Ed} \cdot \cot(\Theta) / 2$ berücksichtigt.

Berechnung mit modifizierter eff. Steifigkeit (Zeta-Verfahren)

Zugfestigkeit und Rissmoment mit $f_{ctm} = 2.6 \text{ N/mm}^2$

Gebrauchstauglichkeit - Durchbiegungen (cm) $\phi = 2.90 \epsilon_{cs} = 0.40 \text{ ‰}$
 quasi-ständige Kombination

Feld	x	f_{EI}	$f_{EI\phi}$	$f_{EI\phi\epsilon}$	$f_{EI\phi,g}$	f_{EI}	$f_{EI\phi}$	$f_{EI\phi\epsilon}$	f
1	1.71	0.08	0.27	0.34	0.07	0.08	0.45	0.40	0.45



5. Mauerwerkswände

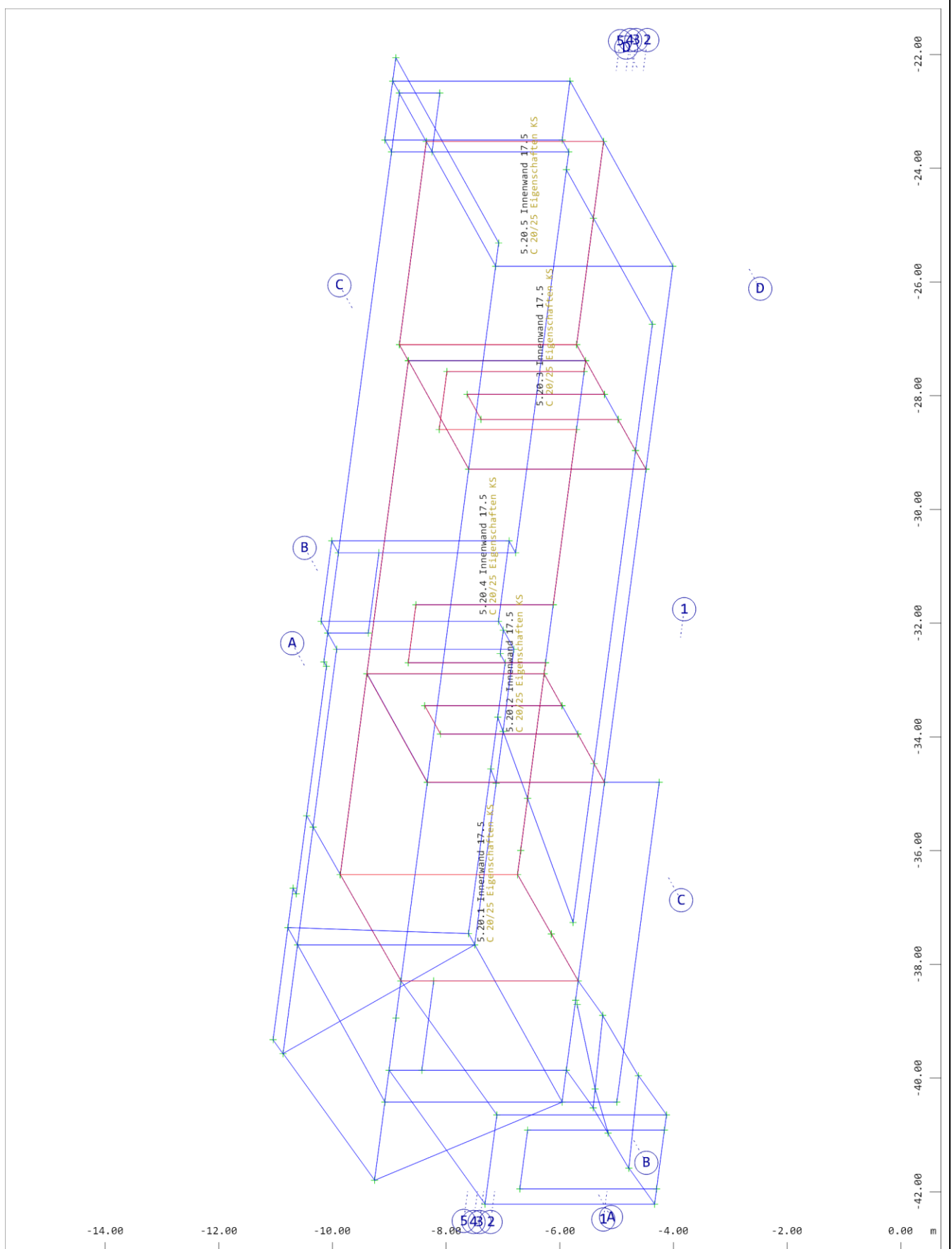
5.20. Innenwände UG Achse A1 – D4

Parameter: System: zweiseitig gehaltene Wand
Abmessung: H = 3,24 m
Querschnitt: t = 17,5 cm
Material: KS P 20 2.0 DM

Belastung: ständige Lasten
Eigenlast
aus Pos. 1.30
programintern
siehe Gesamtmodell

veränderliche Lasten
Nutzlast aus Pos. 1.30
Schnee aus Pos. 1.30
siehe Gesamtmodell
siehe Gesamtmodell

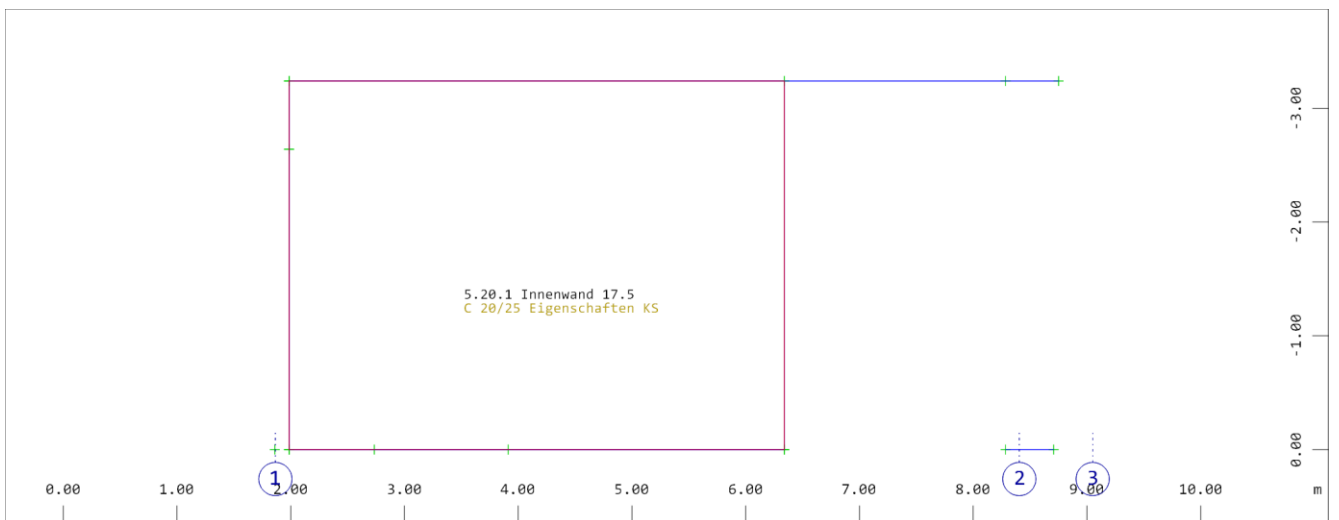
Nachweis: siehe Gesamtmodell



Y
X
Z

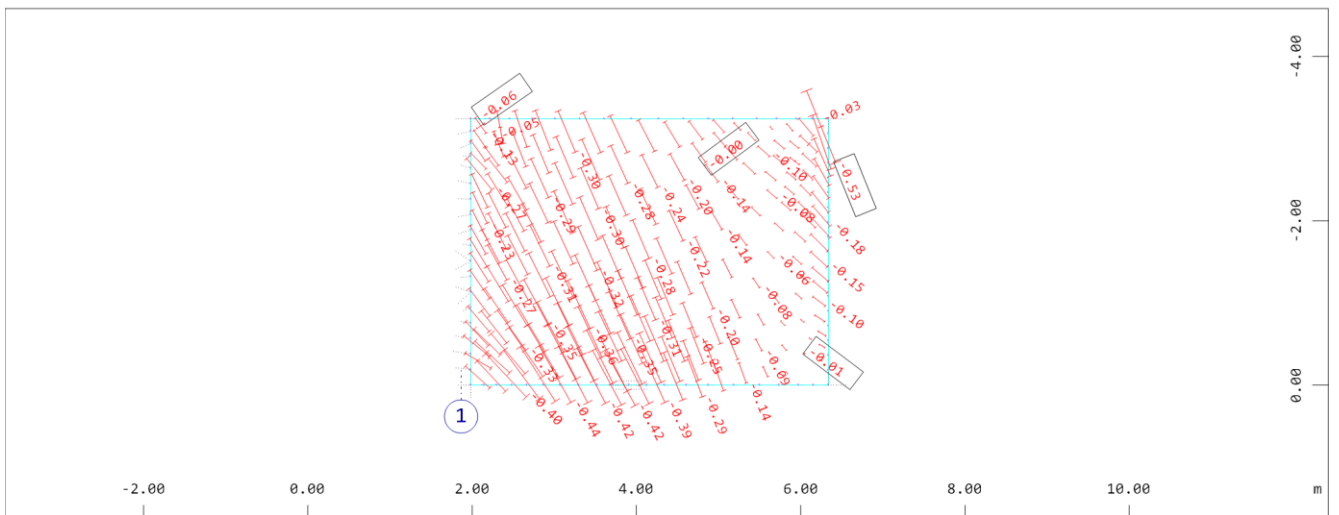
Systemausschnitt Gruppe 0 25 26
Strukturflächenbezeichnungen (Max=20)
Strukturflächen, Materialbezeichnungen (Max=6)

M 1 : 92
X * 0.502
Y * 0.906
Z * 0.962



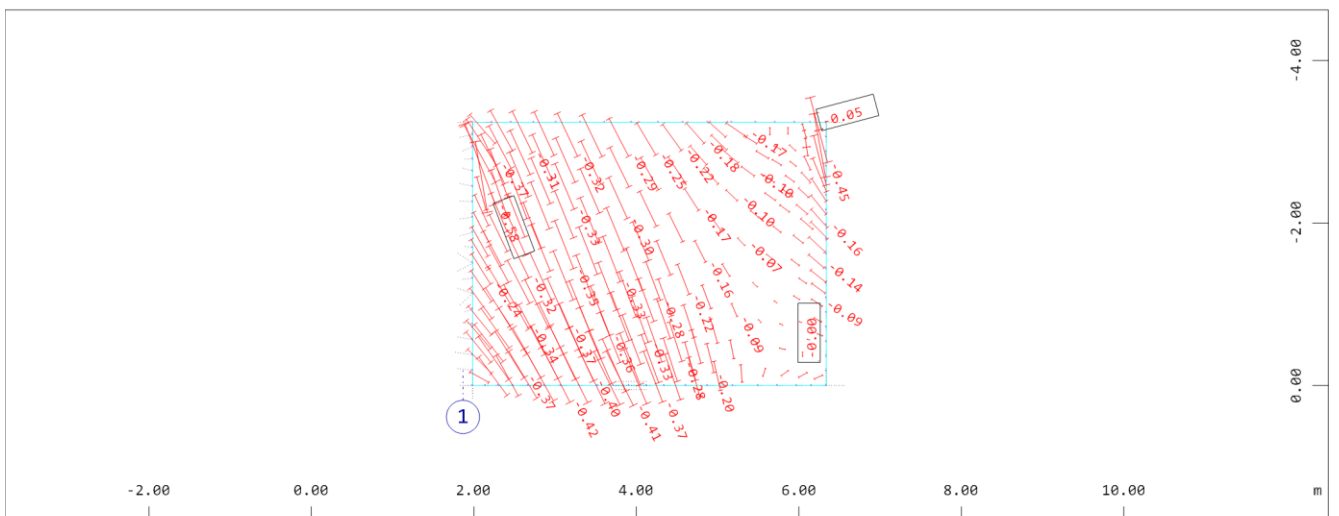
Systemausschnitt Gruppe 0 25
Strukturflächenbezeichnungen (Max=16)
Strukturflächen, Materialbezeichnungen (Max=6)

M 1 : 65



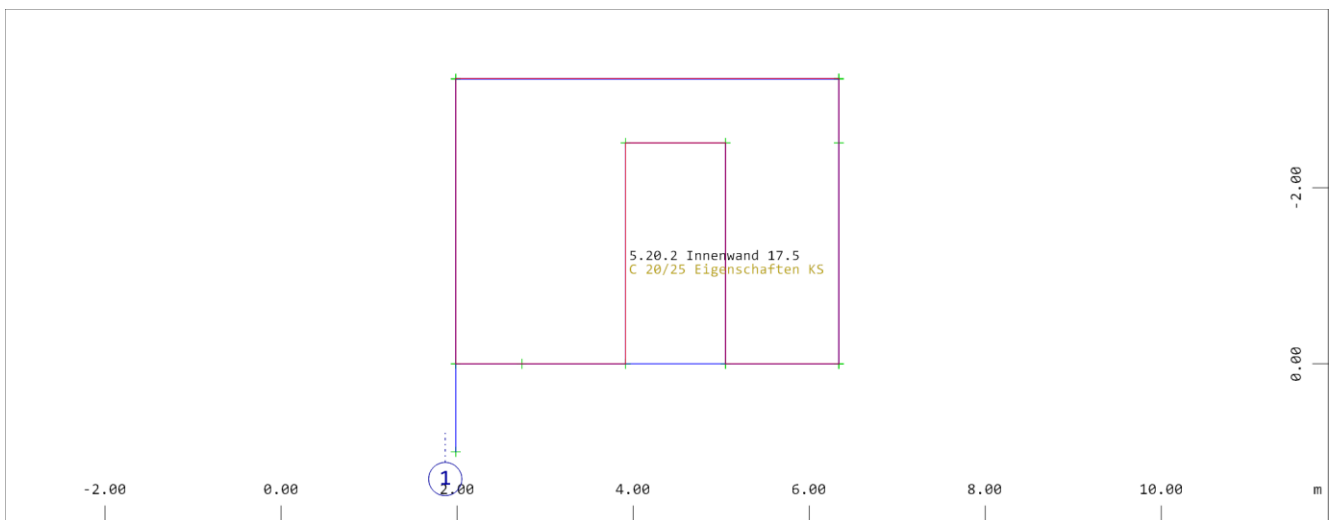
Systemausschnitt Gruppe 25
Nichtlineare Hauptspannung oben, Absoluter Maximalwert von nichtlinearer Lastfall 15000
1.35(1)+1.35(10)+1.5(2)+1.5(3)+1 bis 15113 (1)+0.6(2)+0.6(3)+0.6(4)+0.6(5)+, (1 cm im Raum)

M 1 : 90



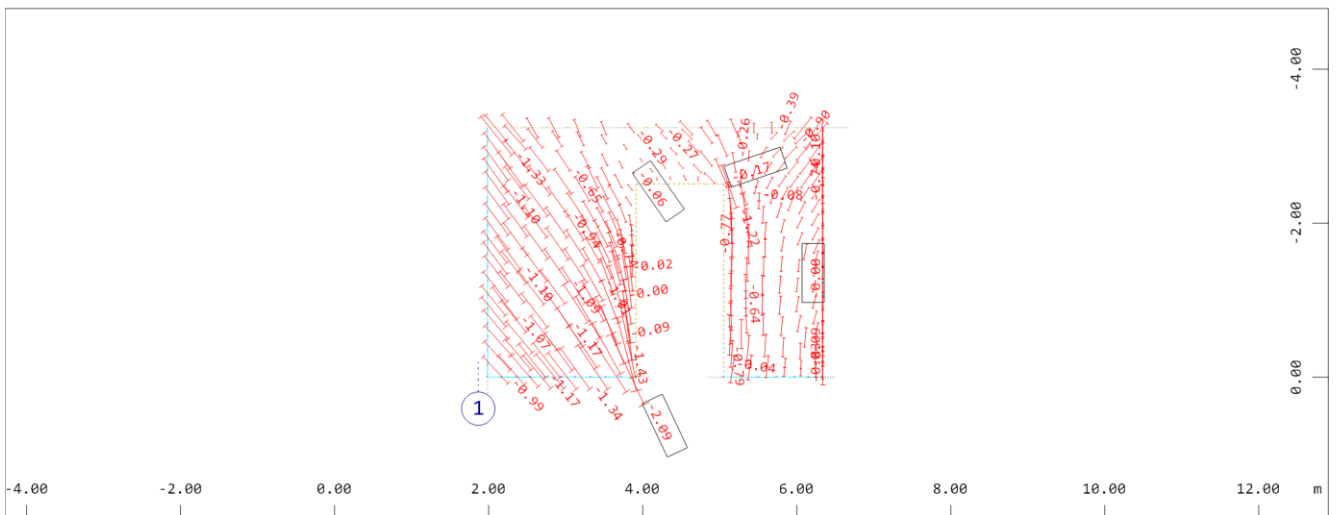
Systemausschnitt Gruppe 25
Nichtlineare Hauptspannung unten, Absoluter Maximalwert von nichtlinearer Lastfall 15000
1.35(1)+1.35(10)+1.5(2)+1.5(3)+1 bis 15113 (1)+0.6(2)+0.6(3)+0.6(4)+0.6(5)+, (1 cm im Raum)

M 1 : 91



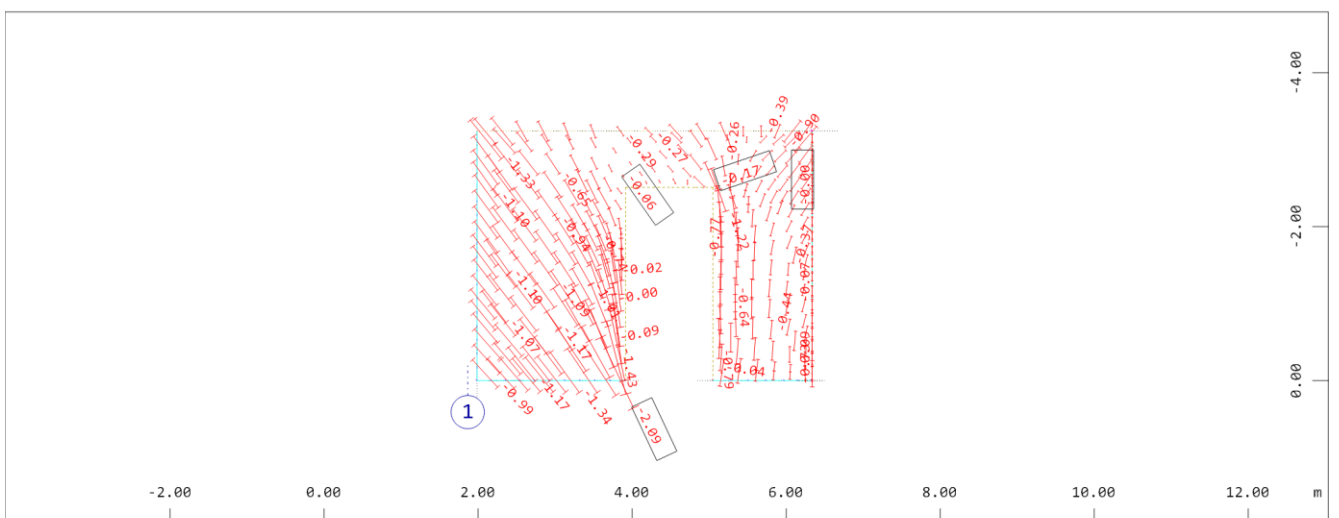
Systemausschnitt Gruppe 0 25 26
Strukturflächenbezeichnungen (Max=18)
Strukturflächen, Materialbezeichnungen (Max=6)

M 1 : 84



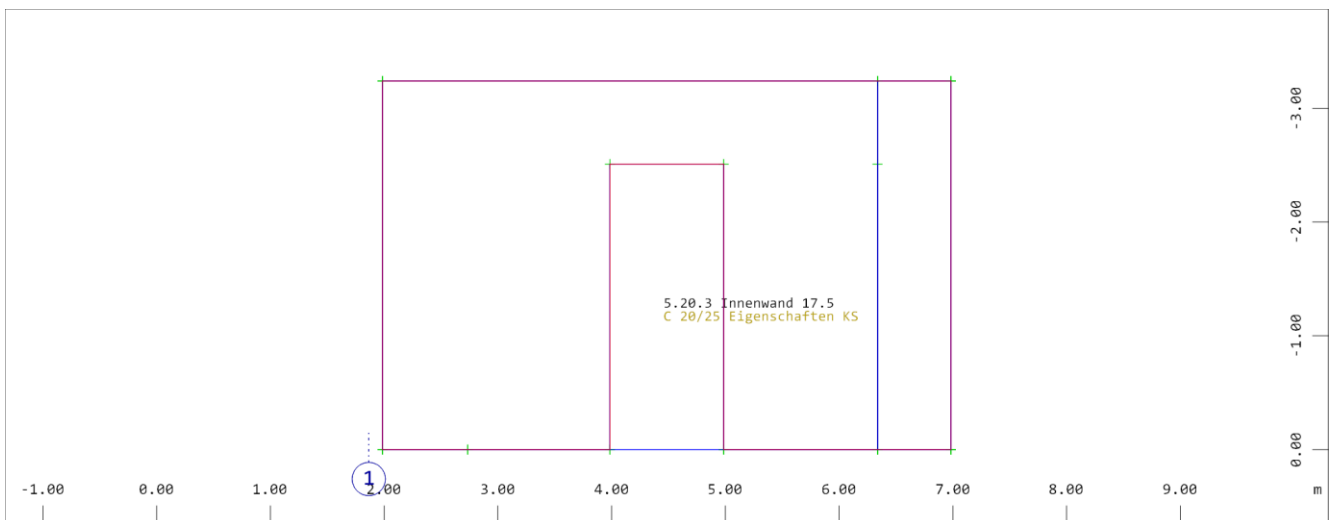
Systemausschnitt Flächenelemente Gruppe 25 26
Nichtlineare Hauptspannung oben, Absoluter Maximalwert von nichtlinearer Lastfall 15000
1.35(1)+1.35(10)+1.5(2)+1.5(3)+1 bis 15113 (1)+0.6(2)+0.6(3)+0.6(4)+0.6(5)+, (1 cm im Raum

M 1 : 96



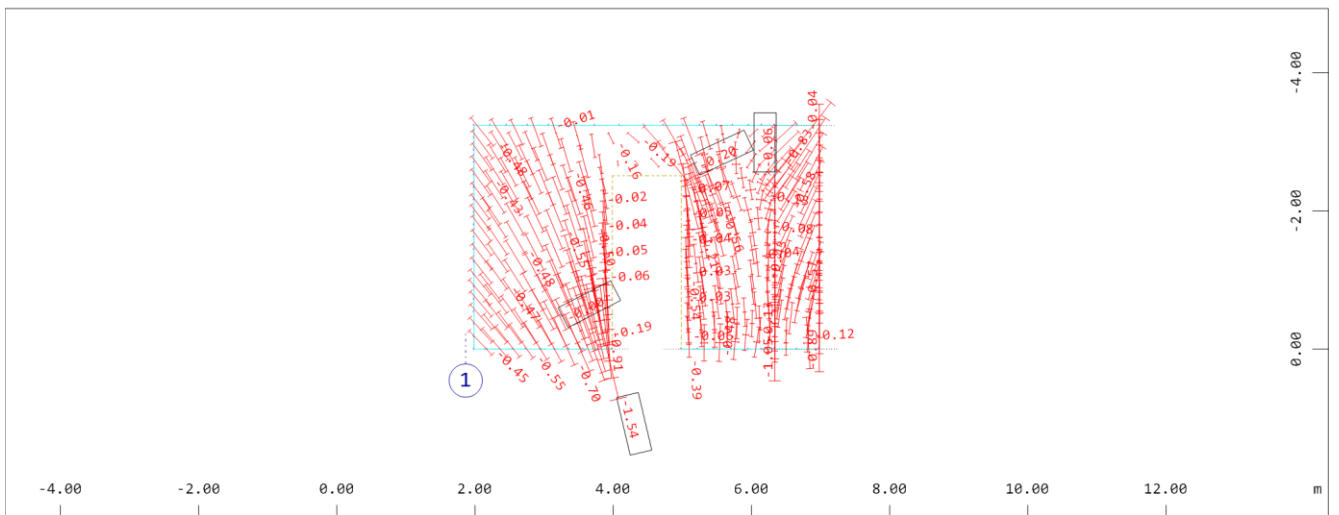
Systemausschnitt Flächenelemente Gruppe 25 26
Nichtlineare Hauptspannung unten, Absoluter Maximalwert von nichtlinearer Lastfall 15000
1.35(1)+1.35(10)+1.5(2)+1.5(3)+1 bis 15113 (1)+0.6(2)+0.6(3)+0.6(4)+0.6(5)+, (1 cm im Raum

M 1 : 96



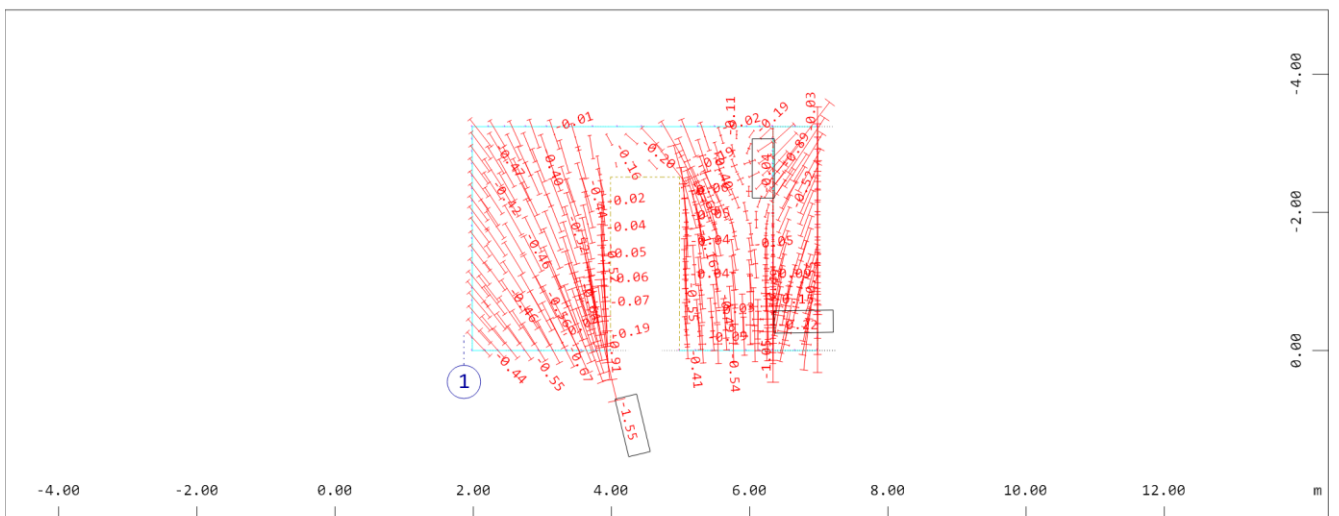
Systemausschnitt Gruppe 0 25 26
Strukturflächenbezeichnungen (Max=19)
Strukturflächen, Materialbezeichnungen (Max=6)

M 1 : 65



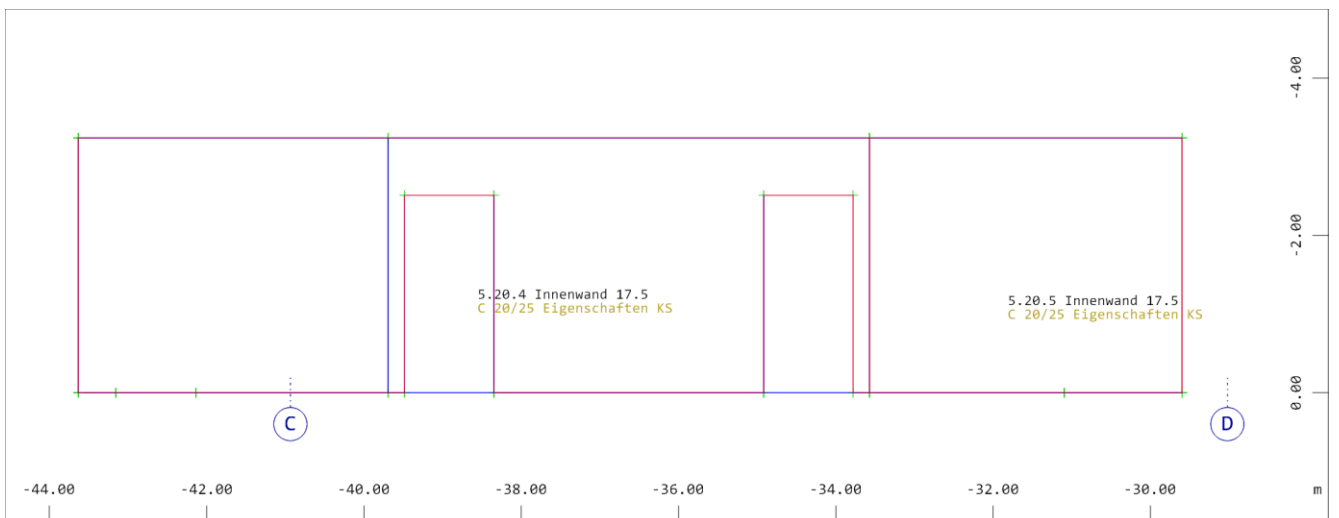
Systemausschnitt Flächenelemente Gruppe 25 26
Nichtlineare Hauptspannung oben, Absoluter Maximalwert von nichtlinearer Lastfall 15000
1.35(1)+1.35(10)+1.5(2)+1.5(3)+1 bis 15113 (1)+0.6(2)+0.6(3)+0.6(4)+0.6(5)+, (1 cm im Raum)

M 1 : 107



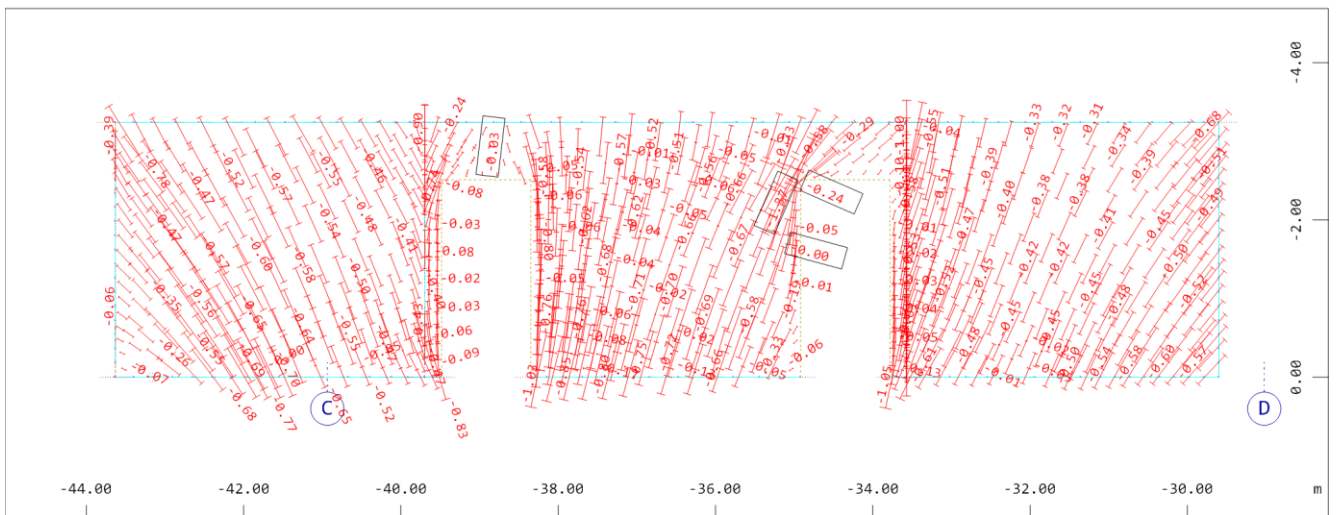
Systemausschnitt Flächenelemente Gruppe 25 26
Nichtlineare Hauptspannung unten, Absoluter Maximalwert von nichtlinearer Lastfall 15000
1.35(1)+1.35(10)+1.5(2)+1.5(3)+1 bis 15113 (1)+0.6(2)+0.6(3)+0.6(4)+0.6(5)+, (1 cm im Raum)

M 1 : 107



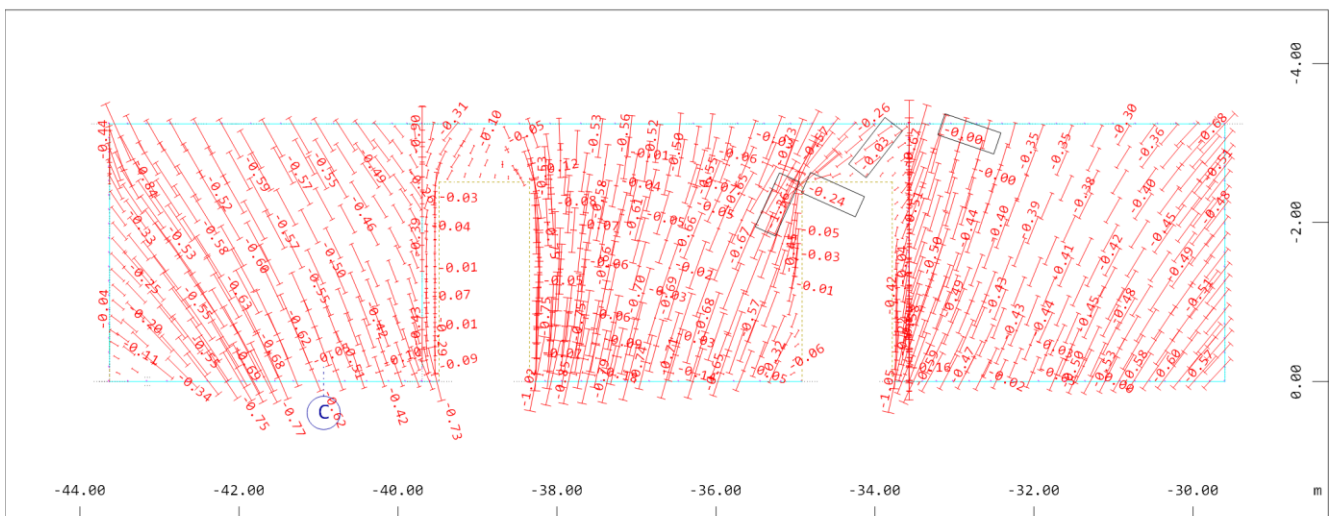
Systemausschnitt Gruppe 0 25 26
Strukturflächenbezeichnungen (Max=20)
Strukturflächen, Materialbezeichnungen (Max=6)

M 1 : 94



Systemausschnitt Flächenelemente Gruppe 25 26
Nichtlineare Hauptspannung oben, Absoluter Maximalwert von nichtlinearer Lastfall 15000
1.35(1)+1.35(10)+1.5(2)+1.5(3)+1 bis 15113 (1)+0.6(2)+0.6(3)+0.6(4)+0.6(5)+, (1 cm im Raum)

M 1 : 94



Systemausschnitt Flächenelemente Gruppe 25 26
Nichtlineare Hauptspannung unten, Absoluter Maximalwert von nichtlinearer Lastfall 15000
1.35(1)+1.35(10)+1.5(2)+1.5(3)+1 bis 15113 (1)+0.6(2)+0.6(3)+0.6(4)+0.6(5)+, (1 cm im Raum)

M 1 : 93



6. Treppen / Laufsteg

6.20. Treppelauf 18 Stg.

<u>Parameter:</u>	System:	Einfeldträger
	Abmessung:	$L_{\text{hor}} = 5,41 \text{ m}$, $B = 1,0 \text{ m}$, $\Delta H = 3,24 \text{ m}$ (18 Stg. 18/28)
	Querschnitt:	$h = 25 \text{ cm}$
	Material:	Beton C25/30
		Betonstahl B500B
	Expositionsklasse:	XC1, FT $c_{\text{nom}} = 2,0 \text{ cm}$

<u>Belastung:</u>	ständige Lasten		
	Eigenlast	$g = 0,25 / \cos 32,7^\circ \times 25$	= 7,43 kN/m
	Stufenkeil	$g = 0,18 / 2 \times 25$	= 2,25 kN/m
	Belag	g	= 1,00 kN/m
	veränderliche Lasten		
	Nutzlast	q	= 5,0 kN/m

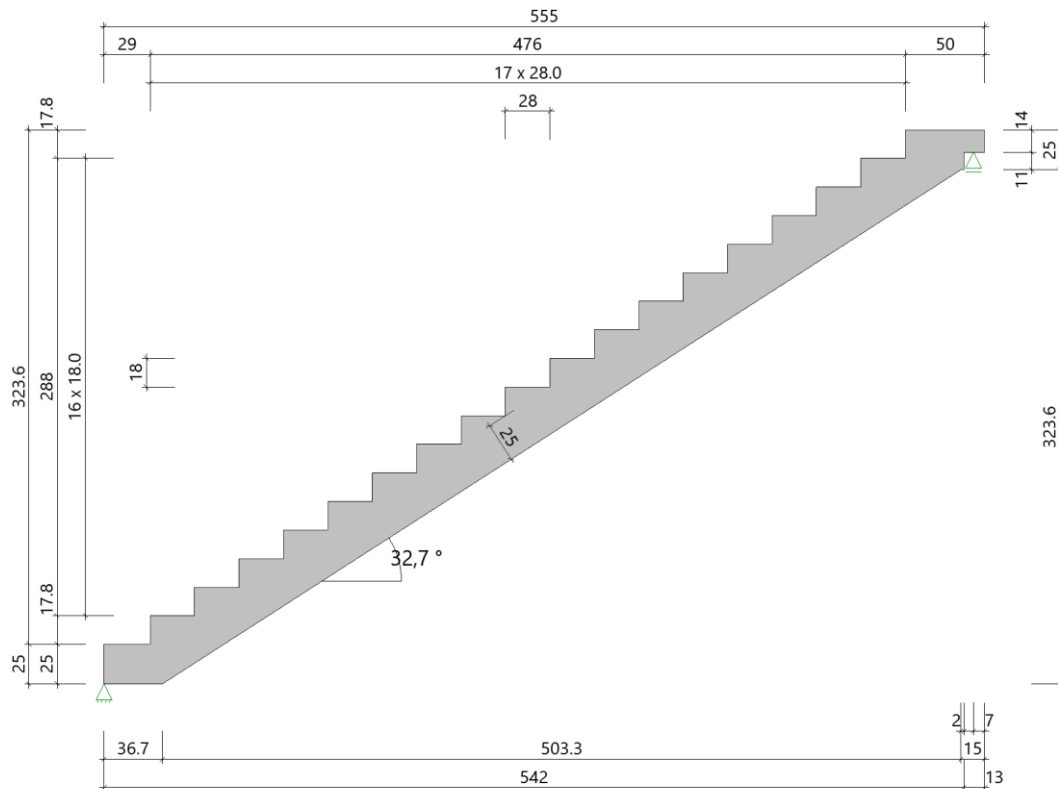
Nachweis: siehe Programmausdruck

<u>Auflager:</u>	ständige Last	g	= 28,8 kN/m
	veränderliche Last	q	= 13,7 kN/m

Einbauteil Schöck Tronsole 2x Typ F

Position: 6.20 Treppenlauf 18 Stg.

Treppenlauf (x64) B7+ 01/23 (FRILO R-2023-1/P02)

System
Systemgrafik

Geometrie

Rfb Podest oben - Rfb Podest unten	$H_1 =$	323.6 cm
Länge vom 1. bis zum letzten Antritt	$L_1 =$	476.0 cm
Länge unteres Podest bis VK Auflager	$L_2 =$	29.0 cm
Länge oberes Podest bis VK Auflager	$L_3 =$	50.0 cm
Laufbreite	$B_1 =$	120.0 cm
Belagbreite	$B_2 =$	120.0 cm
Verkehrslastbreite	$B_3 =$	120.0 cm
Anzahl der Steigungen	$n_s =$	18
Antrittshöhe unten	$H_u =$	17.8 cm
Antrittshöhe oben	$H_o =$	17.8 cm
Treppenstufen	$H_s/L_s =$	18.0 / 28.0 cm
Unterschneidung	$u =$	0.0 cm
Treppenlaufdicke	$D_1 =$	25.0 cm
Dicke unteres Podest	$D_2 =$	25.0 cm
Dicke oberes Podest	$D_3 =$	25.0 cm
Länge der Laufuntersicht im Grundriß	$L_4 =$	503.4 cm
Abstand 1. Antritt bis zum Knickpunkt unten	$L_5 =$	7.7 cm

Lutherhaus 2024 Genehmigungsplanung		Seite: 115a	INGENIEURBÜRO BAUWESEN Krüger, Jungmann und Partner GmbH Beratende Ingenieure VBI 			
		Position: 6.20				

Länge der oberen Auflagerkonsole	$L_7 =$	13.0 cm
Dicke der oberen Auflagerkonsole	$D_7 =$	14.0 cm
Abstand oberes Auflager vom Konsolenende	$L_{15} =$	7.0 cm

Lagerung
 unten: gelenkig ohne Konsole
 oben: gelenkig mit Konsole

Auflager

Ort [-]	horizontal [kN/m]	vertikal [kN/m]	drehend [kNm/rad]
links	starr	starr	frei
rechts			

Dauerhaftigkeit
Anforderungen Dauerhaftigkeit
 Betonangriff X0
 Bewehrungskorrosion XC1
 Mindestbetonklasse C 16/20
 Längsbewehrung $d_{s,l} = 10$ mm
 Vorhaltemaß $\Delta c_{dev} = 10$ mm
 Längsbewehrung $c_{min,l} = 10$ mm *5
 Betondeckung $c_{nom,l} = 20$ mm
 Verlegemaß Bügel $c_{v,b} = 20$ mm
 zul. Rissbreite $w_{max} = 0.40$ mm
 *5: Verbund maßgebend

Kriechen
Kriechzahl und Schwindmaß
 wirksame Bauteildicke $h_0 = 17.1$ cm
 Luftfeuchte LU = 50 % Zement Typ N,R
 Normalbeton $f_{ck} = 25$ N/mm²
 Belastungsalter $t_0 = 28$ Tage $t = \text{unendlich}$
 Kriechzahl $\phi(t_0, t) = 2.70$
 Schwindmaß $\epsilon_{cs}(t) = -0.49$ ‰

Lasten
Sicherheits- und Kombinationsbeiwerte

Einwirkungsgruppe	γ_G	γ_Q	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Kat. C: Versammlungsbereiche	1,35	1,5	0,7	0,7	0,6

Belastung

Ort [-]	Typ [-]	g [kN/m ²]	q [kN/m ²]
unteres Podest/ Konsole	Belag	1.00	5.00
	Verkehr	-	
Treppenlauf	Belag	1.00	5.00
	Verkehr	-	
oberes Podest/ Konsole	Belag	1.00	5.00
	Verkehr	-	

Lutherhaus 2024

Genehmigungsplanung

Seite: 116a

Position: 6.20

INGENIEURBÜRO BAUWESEN

Krüger, Jungmann und Partner GmbH

Beratende Ingenieure VBI

Resultierende Belastung (bezogen auf die horizontale Fläche)

Ort [-]	Typ [-]	γ_g [kN/m ²]	γ_q [kN/m ²]
unteres Podest/ Konsole	Eigengewicht	6.25	
	Belag	1.00	
	Verkehr	-	5.00
	Summe	7.25	5.00
Treppenlauf	Eigengewicht	9.68	
	Belag	1.00	
	Verkehr	-	5.00
	Summe	10.68	5.00
oberes Podest/ Konsole	Eigengewicht	6.25	
	Belag	1.00	
	Verkehr	-	5.00
	Summe	7.25	5.00

Das Eigengewicht ist mit $\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$ berücksichtigt.

Norm, Materialien und Bewehrungslage

Bemessung nach DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12

Baustoffe: Beton (Fertigteil) C25/30

Stahl B500A

$\gamma_c = 1.50$
 $\gamma_s = 1.15$

$f_{ck} = 25.0 \text{ N/mm}^2$
 $f_{yk} = 500.0 \text{ N/mm}^2$

$f_{cd} = 14.2 \text{ N/mm}^2$
 $f_{yd} = 434.8 \text{ N/mm}^2$

Einzellängen (bezogen auf die Stabachsen)

	unteres Podest	Treppenlauf	oberes Podest
Abmessung	0.33 m	5.03 m (L_{hor}) 3.24 m (L_{vert}) 5.98 m (L_{ges})	0.12 m

Bewehrungslage unten $d_1 = 3.0 \text{ cm}$

Bewehrungslage oben $d_2 = 3.0 \text{ cm}$

Ergebnisse Treppe

Biegebemessung

Alle Bemessungsergebnisse je m Treppenbreite!

Biegebewehrung

Ort [-]	h [cm]	M_{Ed} [kNm/m]	N_{Ed} [kN/m]	erf. a_{su} [cm ² /m]	erf. a_{so} [cm ² /m]	Info [-]
unteres Podest, untere Bewehrung	25.0	18.38	0.0	2.7	0.0	*
Treppenlauf, untere Bewehrung	25.0	82.01	1.2	8.9	0.0	
oberes Podest, untere Bewehrung	25.0	3.43	0.0	2.7	0.0	*

*) Mindestlängsbewehrung nach DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12 9.2.1.1 (1) ist maßgebend.

vorh. Bewehrung

untere Bewehrung 10 Ø 12 / 12.2 cm

(Programmvorschlag für Anzahl Ø)

vorh. $a_{su} = 9.42 \text{ cm}^2/\text{m}$

Hinweis: vorh. a_s (bezogene Bewehrung) = vorh. A_s (absolute Bewehrung) / B_1 (Laufbreite).

**Schubbemessung****Schubbewehrung B500A**

Ort [-]	V_{Ed} [kN/m]	N_{Ed} [kN/m]	k_z [-]	θ [Grad]	a_{sL} [cm ² /m]	$V_{Rd,c}$ [kN/m]	$V_{Rd,max}$ [kN/m]	erf. $a_{sBü}$ [cm ² /m ²]	Info [-]
unteres Podest links	58.6	0.0	0.82	18.4	0.0	105.1	573.8	1.6	*
unteres Podest rechts	52.9	0.0	0.82	18.4	2.7	105.1	573.8	1.6	*
Treppenlauf links	44.5	-28.6	0.82	18.4	2.7	108.1	573.8	1.6	*
Treppenlauf rechts	-48.3	31.1	0.82	18.4	2.9	101.8	573.8	1.6	*
oberes Podest links	-57.5	0.0	0.82	18.4	2.7	105.1	573.8	1.6	*
oberes Podest rechts	-59.5	0.0	0.82	18.4	0.0	105.1	573.8	1.6	*

*) Mindestschubbewehrung nach DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12 9.2.2 (5) ist maßgebend.

Rissbreitennachweis

Der Nachweis erfolgt mit der quasiständigen Einwirkungskombination bei Berücksichtigung des Kriechens ($\phi = 2,7$).

Rissbreitenbegrenzung Treppe:

Ort [-]	h [cm]	M_{Ed} [kNm]	N_{Ed} [kN]	vorh. A_{su} [cm ²]	vorh. A_{so} [cm ²]	UWK [-]	$d_{s,vorh}$ [mm]	$d_{s,Grenz}$ [mm]	vorh. w [mm]	zul. w [mm]
Treppenlauf, untere Seite	25.0	61.41	0.9	11.3	0.0	XC1	12	25	0.20	0.40

Verformung

Die Berechnung erfolgt mit der quasiständigen Einwirkungskombination für den Zustand I bei Berücksichtigung des Kriechens ($E_{c,eff} = 8379 \text{ N/mm}^2$).

max. $f = 2.0 \text{ cm}$ (im Treppenlauf bei $x = 2.84 \text{ m}$)

Hinweis: Der Durchbiegungswert ist senkrecht zur entsprechenden Bauteilachse zu verstehen. Der x -Wert bezieht sich auf den Bauteilanzfang (Anfang unteres Podest, Treppenlauf, oberes Podest usw.) und verläuft in Richtung der Bauteilachse.

Auflagerkräfte**Definition Auflagerkräfte**

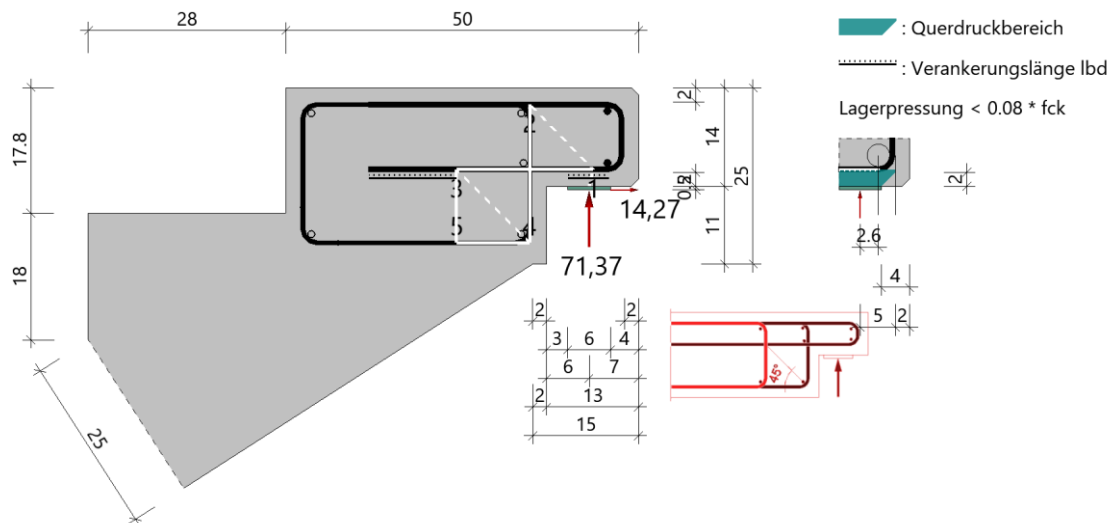
(A) linkes Auflager (v) vertikale Auflagerkraft
 (B) rechtes Auflager (h) horizontale Auflagerkraft

Auflagerkräfte je m Treppenbreite

	A_v [kN/m]	A_h [kN/m]	B_v [kN/m]	B_h [kN/m]
$\gamma = 1.0$				
gesamt	41.9	0.0	42.5	0.0
aus g	28.2	0.0	28.8	0.0
aus q	13.7	0.0	13.7	0.0
γ-fach				
gesamt	58.6	0.0	59.5	0.0
aus g	38.0	0.0	38.9	0.0
aus q	20.6	0.0	20.6	0.0

Treppeneigengewicht

Das Treppeneigengewicht (ohne Belag) G_k beträgt 61.8 kN

Konsole oben**Grafik Konsole oben****Ergebnisse****Eingaben:**

Streifenlager:	Breite = 6.0 cm	Dicke = 0.5 cm	Tiefe = 100.0 cm
Betondeckung Konsole:	$c_{v,oben} = 2.0$ cm	$c_{v,unten} = 2.0$ cm	$c_{v,rechts} = 2.0$ cm
Aufhängebewehrung:	$c_{v,unten} = 2.6$ cm	$c_{v,rechts} = 2.0$ cm	

Horizontallast $H_{Ed} = 14.27$ kN/m (20 % aus $F_{Ed} = 71.37$ kN/m)

Ergebnisse

Neigung der Druckstreben: Winkel₂₁₃ $\Theta_1 = 45.7^\circ$ Winkel₂₄₃ $\Theta_2 = 45.0^\circ$

$$\begin{aligned}\sigma_{Rd,max} &= k_2 \cdot v' \cdot f_{cd} = 0.75 \cdot 1.0 \cdot 0.85 \cdot 25 / 1.50 = 10.63 \text{ N/mm}^2 \\ v &= 0.7 - f_{ck} / 200 = 0.7 - 25.00 / 200 = 0.575 \\ V_{Rd,max} &= 0.5 \cdot v \cdot b \cdot z_k \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.5 \cdot 0.575 \cdot 100.0 \cdot 9.20 \cdot 2.50 / 1.50 = 440.8 \text{ kN}\end{aligned}$$

Lagerpressung:

$$\sigma_{ld} = F_{Ed} / (b \cdot t) = 71.37 / (6.0 \cdot 100.0) = 1.19 \text{ N/mm}^2 \quad \eta = 0.11$$

Druckstrebe:

$$\begin{aligned}a_1 &= 2 \cdot d_{\text{Konsole,un}} = 2 \cdot 2.4 = 4.8 \text{ cm} \\ a_2 &= (a_1 \cdot a_v / z_k + l_p) \cdot \sin(\Theta_1) = (4.80 \cdot 8.98 / 9.20 + 6.0) \cdot 0.7156 = 7.6 \text{ cm} \\ \sigma_{cd} &= F_{cd,12} / (a_2 \cdot t) = 99.7 / (7.65 \cdot 100.0) = 1.30 \text{ N/mm}^2 \quad \eta = 0.12\end{aligned}$$

$$a_c / h_c = 0.43$$

$V_{Rd,c} = 57.42 \leq F_{Ed} = 71.37$ und $a_c / h_c \leq 0.5 \Rightarrow$ es ist kein zweiter Bügel notwendig.

$$\begin{aligned}a_H &= h_{stl} + d_{\text{Konsole,un}} = 0.5 + 2.4 = 2.9 \text{ cm} \\ \Delta a_c &= H_{Ed} / F_{Ed} \cdot a_H = 14.27 / 71.37 \cdot 2.9 = 0.6 \text{ cm} \\ a_v &= d_{\text{aufh,un}} + a_c + \Delta a_c = 2.4 + 6.0 + 0.58 = 9.0 \text{ cm} \\ z_k &= h_c - d_{\text{konsole,ob}} - d_{\text{konsole,un}} = 14.0 - 2.4 - 2.4 = 9.2 \text{ cm} \\ z &= d_{\text{Podest}} - d_{\text{Konsole,ob}} - d_{\text{aufh,un}} = 25.0 - 2.4 - 3.0 = 19.6 \text{ cm} \\ F_{cd(1,2)} &= -F_{Ed} / \sin \Theta_1 = -71.4 / 0.7156 = -99.7 \text{ kN} \\ F_{td(1,3)} &= F_{Ed} \cdot a_v / z_k + H_{Ed} = 71.4 \cdot 8.98 / 9.20 + 14.3 = 83.9 \text{ kN} \\ F_{td(2,4)} &= F_{Ed} + H_{Ed} \cdot z_k / z \cdot \cot \Theta_2 = 71.4 + 14.3 \cdot 9.20 / 19.60 \cdot 1.00 = 78.1 \text{ kN} \\ F_{cd(3,4)} &= -F_{td(2,4)} / \cos(\Theta_2) = -78.1 / 0.7071 = -110.4 \text{ kN} \\ F_{td(4,5)} &= F_{cd(3,4)} \cdot \cos(\Theta_2) = 110.4 \cdot 0.7071 = 78.1 \text{ kN}\end{aligned}$$

Konsolenbewehrung

$$a_{s,erf} = F_{td(1,3)} / f_{yd} = 83.9 / 43.48 = 1.93 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{gewählt } \emptyset 8 / 10 = 5.03 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \eta = 0.38$$



Aufhängebewehrung

$$a_{s,erf} = F_{td(2,4)} / f_{yd} = 78.1 / 43.48 = 1.80 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{gewählt } \emptyset 8 / 10 = 5.03 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \eta = 0.36$$

Zweiter Aufhängerbügel ist erforderlich, Schubbewehrung im Podest.

Verankerung am Konsolenende

$$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} = 2.25 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 0.12 = 0.269$$

$$l_{b,rqd} = \emptyset / 4 \cdot f_{yd} / f_{bd} = 0.8 / 4 \cdot 43.48 / 0.269 = 32.3 \text{ cm}$$

$$c_d = 2.0 \text{ cm}, \emptyset 8 \text{ mm}, p = 0.01 \text{ N/mm}^2, A_{s,erf.} / A_{s,vorh.} = 1.9 \text{ cm}^2 / 5.0 \text{ cm}^2$$

$$\alpha_1 = 0.7 \quad \alpha_2 = 1.0 \quad \alpha_3 = 1.0 \quad \alpha_4 = 1.0 \quad \alpha_5 = 0.67 \quad (\text{Formeln ohne } \alpha_i = 1.0)$$

$$l_{b,min} = \max\{(0.3 \cdot \alpha_1 \cdot l_{b,rqd} \cdot 2/3); (6.7 \cdot \emptyset)\} = \max\{(0.3 \cdot 0.7 \cdot 32.3 \cdot 2/3); (6.7 \cdot 0.8)\} = 5.3 \text{ cm}$$

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \cdot A_{s,erf} / A_{s,vorh} = 0.7 \cdot 0.67 \cdot 32.3 \cdot 1.93 / 5.03 = 5.8 \text{ cm}$$

$$l_{bd} = \max(l_{bd}; l_{b,min}) = \max(5.8; 5.3) = 5.8 \text{ cm}$$

$$l_{b,vorh} = 8.0 \text{ cm} \geq l_{bd} = 5.8 \text{ cm} \quad \checkmark$$

Verankerung im Podest

$$\alpha_1 = 1.0 \quad \alpha_2 = 1.0 \quad \alpha_3 = 1.0 \quad \alpha_4 = 1.0 \quad \alpha_5 = 1.0 \quad (\text{Formeln ohne } \alpha_i = 1.0)$$

$$l_{b,min} = \max\{(0.3 \cdot l_{b,rqd}); (10 \cdot \emptyset)\} = \max\{(0.3 \cdot 32.3); (10 \cdot 0.8)\} = 9.7 \text{ cm}$$

$$l_{bd} = l_{b,rqd} \cdot A_{s,erf} / A_{s,vorh} = 32.3 \cdot 1.93 / 5.03 = 12.4 \text{ cm}$$

$$l_{bd} = \max(l_{bd}; l_{b,min}) = \max(12.4; 9.7) = 12.4 \text{ cm}$$

$$l_{b,vorh} = 22.3 \text{ cm} \geq l_{bd} = 12.4 \text{ cm} \quad \checkmark$$



7. Gründung

7.1. Bodenplatten

7.1.20. Achse A1 – D4

Parameter: System: elastisch gebettete Bodenplatte
 Abmessung: $L_x = 13,40 \text{ m}$, $L_y = 17,05 \text{ m}$
 Querschnitt: $h = 30 \text{ cm}$
 Material: Beton C35/45 WU
 Betonstahl B500B
 Expositionsklasse: XC3, XA2, WA $c_{\text{nom}} = 3,5 \text{ cm}$

Belastung: ständige Lasten
 Eigenlast programintern
 Ausbau $g = 1,75 \text{ kN/m}$
 Wände 17,5 $g = (0,175 \times 20 + 0,7) \times 3,65 = 12,7 \text{ kN/m}$
 aus Pos. 4.20 und 5.20 siehe Gesamtmodell
 veränderliche Lasten
 Nutzlast $q = 5,0 \text{ kN/m}^2$
 aus Pos. 4.20 und 5.20 siehe Lastübernahme

Modellbildung: aus [6]: Bettung $C = 2,5 \dots 7,5 \text{ MN/m}^3$
 gewählt $C_m = 5 \text{ MN/m}^3$

Abgestufte Bettungsmodulverteilung: Randstreifen $b_r \approx 0,1 \text{ l}$
 $A = 135 \text{ m}^2$, $A_r = 47 \text{ m}^2$, $A_i = 88 \text{ m}^2$
 $C_i = (5 \times 135) / (2 \times 47 + 88) = 3,7 \text{ MN/m}^3$
 $C_r = 2 \times 3,7 = 7,4 \text{ MN/m}^3$

Nachweis: siehe Gesamtmodell

Bewehrung: obere Lage Ø10/10 # vorh. $a_s = 7,85 \text{ cm}^2/\text{m}$
 untere Lage Ø10/10 # vorh. $a_s = 7,85 \text{ cm}^2/\text{m}$


Berechnung der Rissweite bei zentrischen Zwang

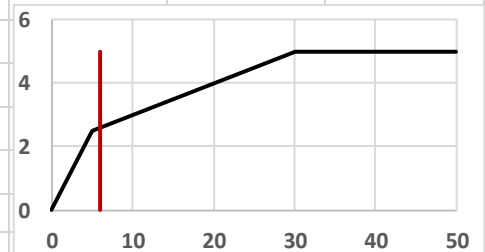
Geometrie	Platte	h [cm] =	30
		b [cm] =	100
		d_1 [cm] =	5

Lasteinwirkungsdauer	k_t [-] =	0,6	0,4 = lang 0,6 = kurz
-----------------------------	-------------	-----	--------------------------

Beton	C35/45	f_{ctm} [kN/cm ²] =	0,32	α_e [-]	Gesteinskörnung
		$f_{ct,eff}/f_{ctm}$ =	0,65	1,2	Basalt, dichter Kalkstein
		E_{cm} [kN/cm ²] =	3.400	1,0	Quarz, Quarzit
		α_e [-] =	1,0	0,9	Kalkstein
		$E_{cm,mod}$ [kN/cm ²] =	3.400	0,7	Sandstein

Bewehrung	Ø10/10	$\varnothing$ [mm] =	10	
		s [cm] =	10	
		a_s [cm ² /m] =	7,85	
		E_s [kN/cm ²] =	20.000	
		Matten :	2	1 = Ja 2 = Nein

Querschnittswerte	h / d_1 =	6,0
	$h_{c,ef}^*$ [cm] =	13,00
	$h_{c,ef}$ [cm] =	10,00
	$A_{l,eff}$ [cm ²] =	2076,69
	ρ_{eff} [-] =	7,85E-3



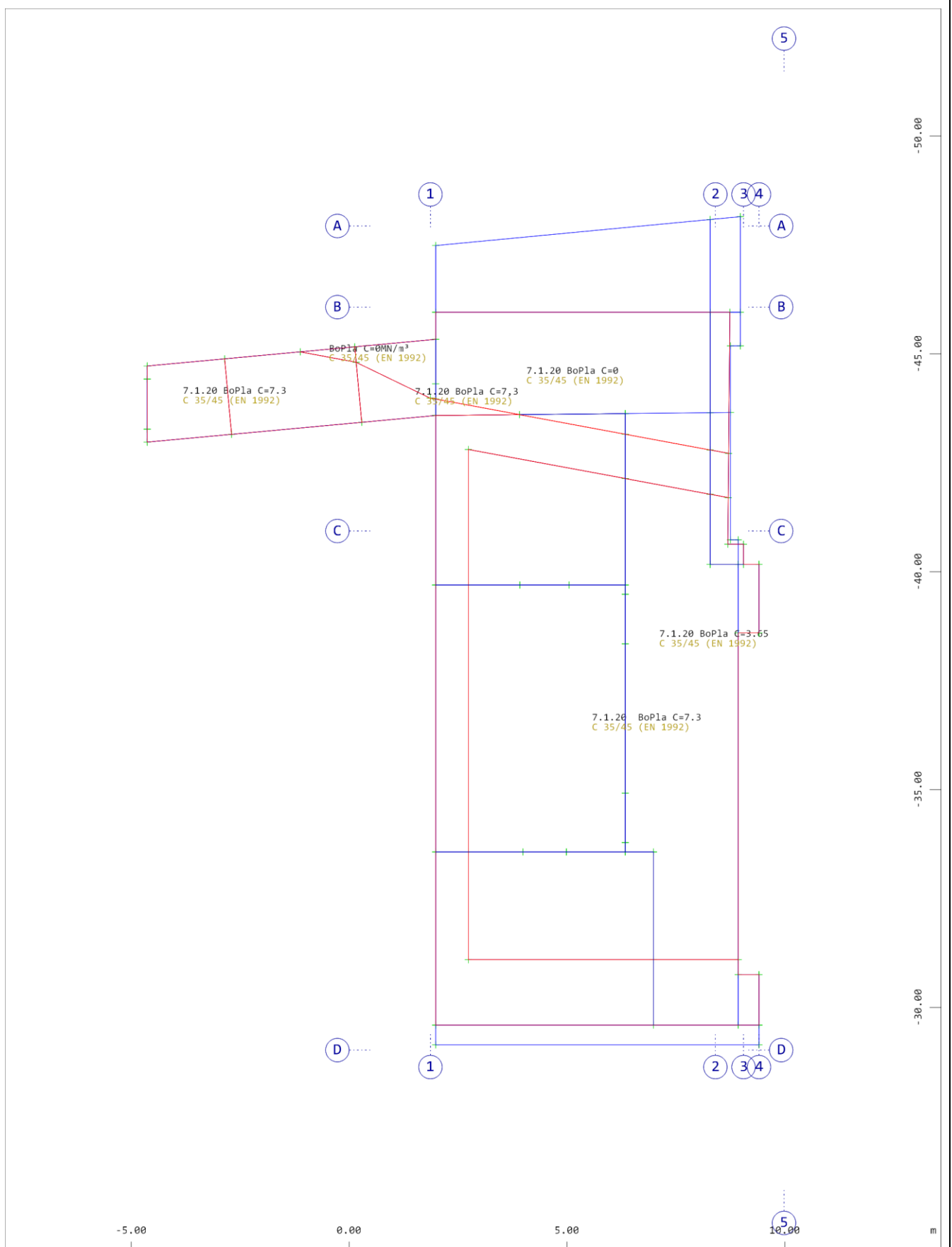
Risskraft	F_{Riss} [kN] =	431,95
------------------	-------------------	--------

Stahlspannung	σ_{sr}^{II} [kN/cm ²] =	27,50
----------------------	--	-------

Rissabstand	s_r [cm] =	36,72	Erstrissbildung
	s_r [cm] =	35,37	abgeschlossenen Rissbildung

Dehnung	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ [-] =	5,44E-4	Erstrissbildung
	$\epsilon_{sm}-\epsilon_{cm}$ [-] =	8,25E-4	abgeschlossenen Rissbildung

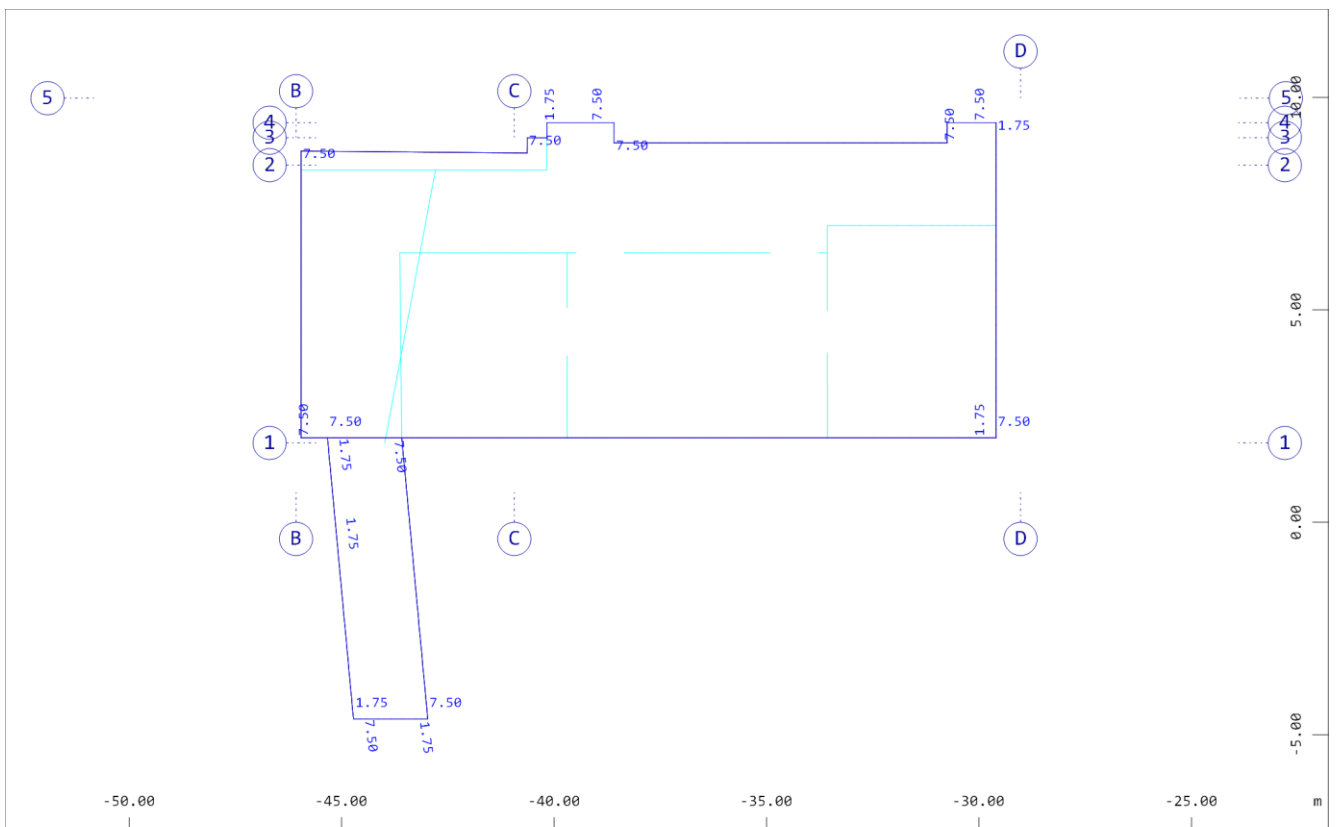
Rissweite	w_k [mm] =	0,19
------------------	--------------	------



Z-X
Y

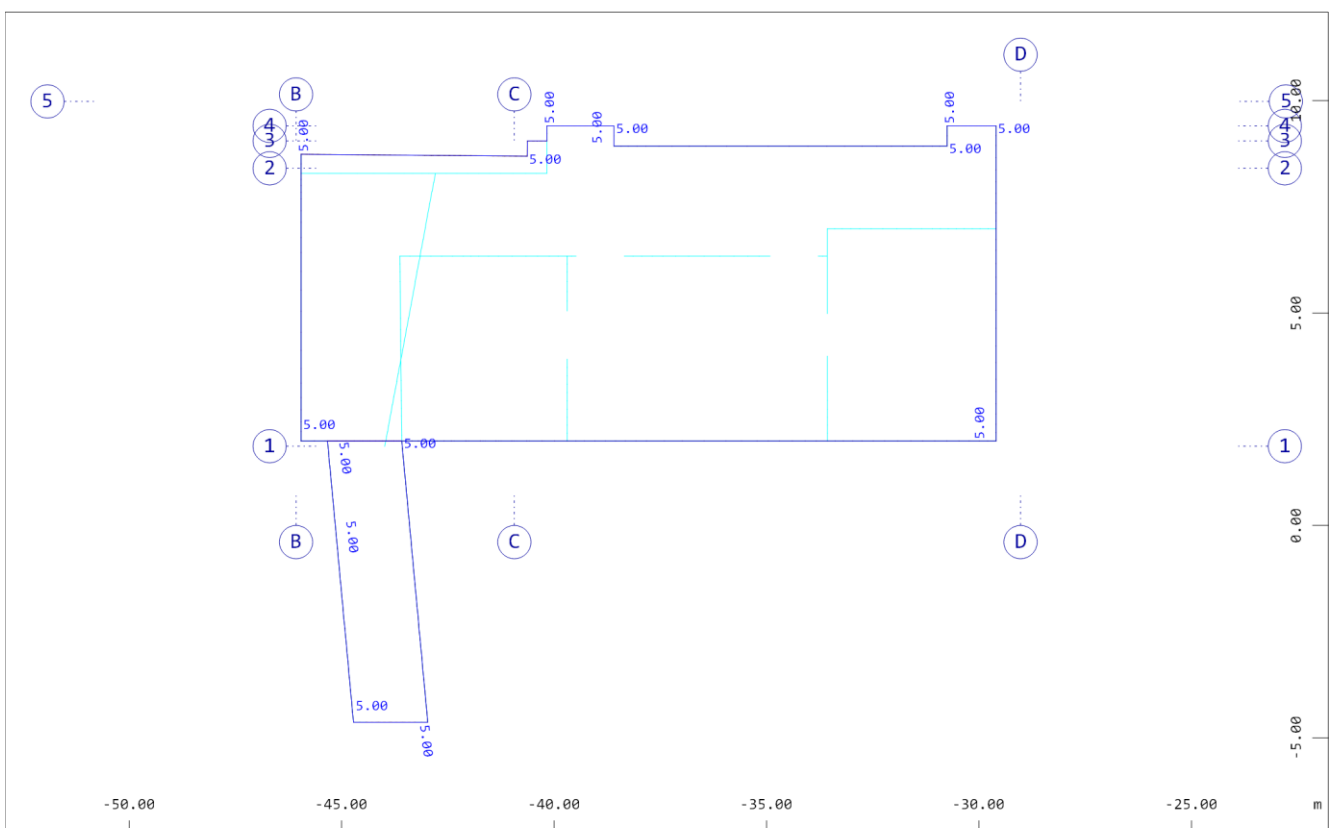
Systemausschnitt Gruppe 0 10
Strukturflächenbezeichnungen (Max=27)
Strukturflächen, Materialbezeichnungen (Max=1)

M 1 : 120



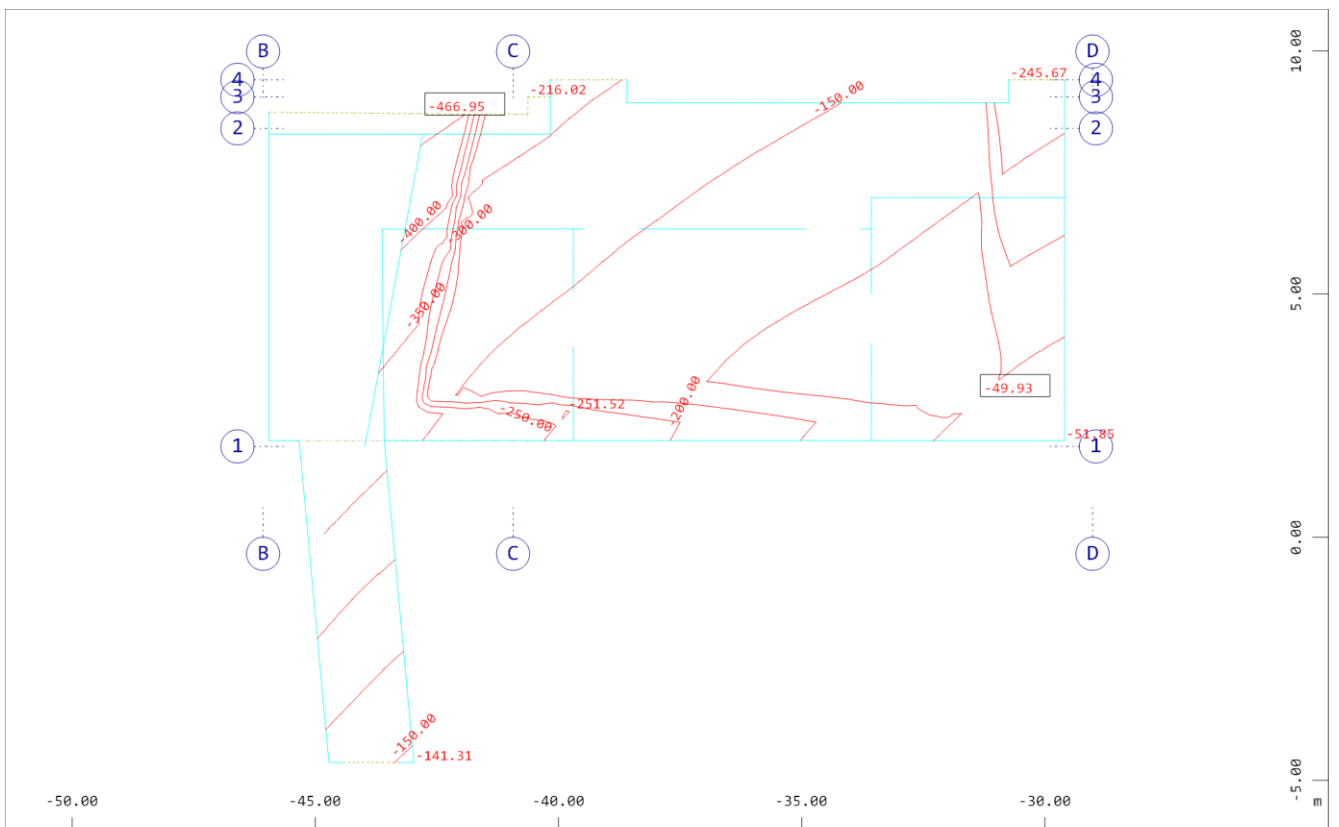
X Systemausschnitt Gruppe 10
Z-Y Alle Lasten, Lastfall 1 g , (1 cm im Raum = Unit) Flächenelementlast (Kraft) Vektor
(Unit=5.00 kN/m², Max=1.75 ) , QUAD-Flächeneigengewicht in global Z im Element

M 1 : 174



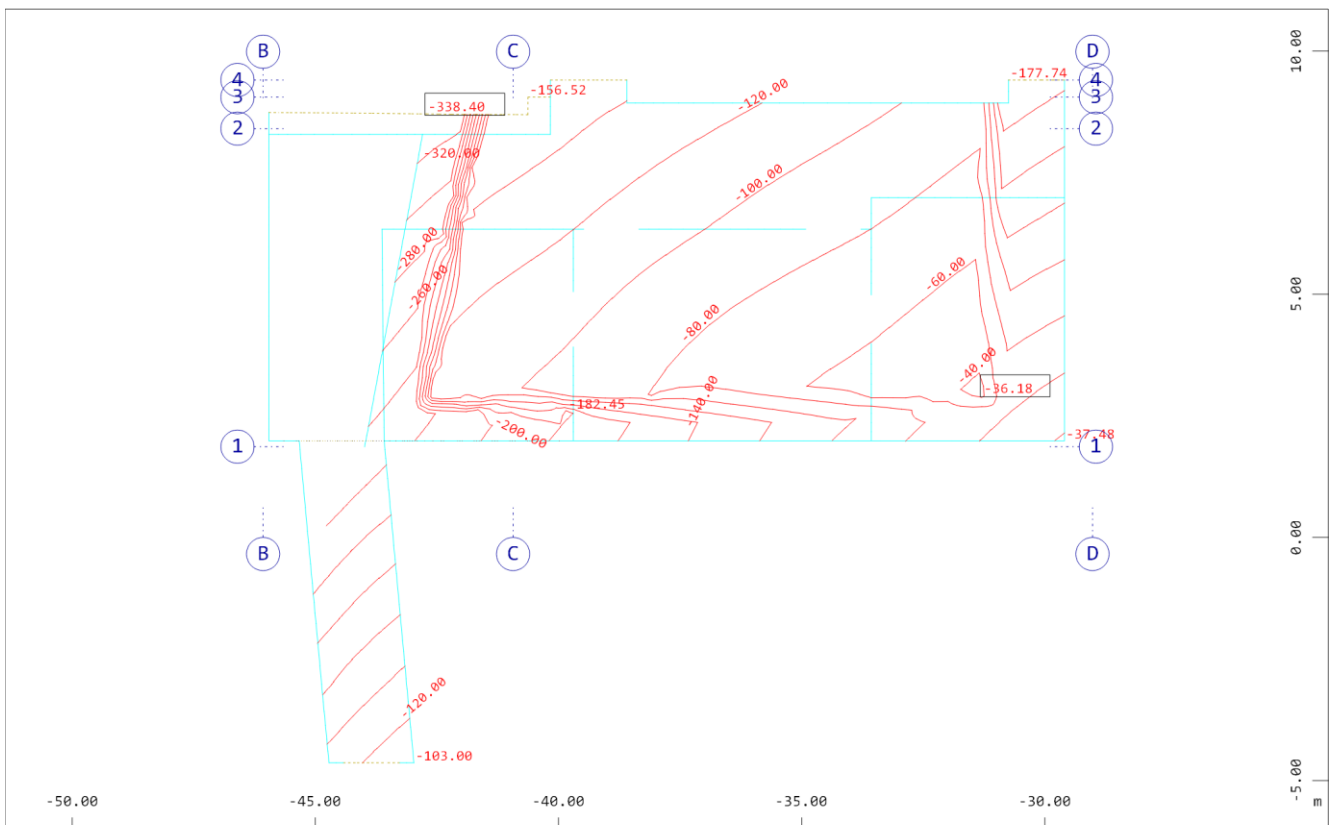
X Systemausschnitt Gruppe 10
Z-Y Alle Lasten, Lastfall 5 q UG , (1 cm im Raum = Unit) Flächenelementlast (Kraft) Vektor
(Unit=5.00 kN/m² ) (Max=5.00)

M 1 : 174



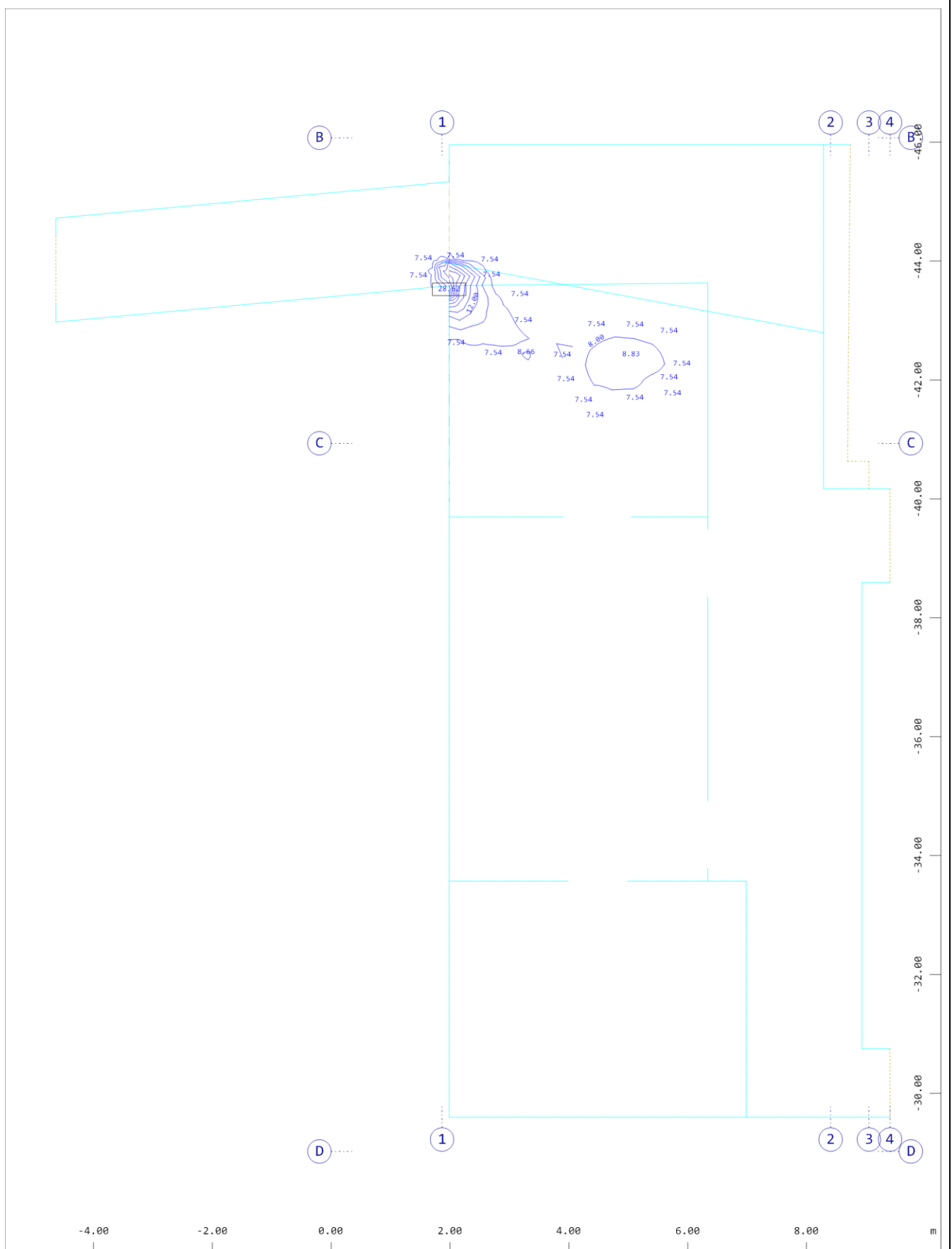
X Systemausschnitt Gruppe 10
Z-Y Bettungsspannung im Knoten , Absoluter Maximalwert von Lastfall 2117 MAX-P QUAD
Bettungsspannungen bis 2198 MIN-PTZ QUAD Bettungsspannungen, von -466.95 bis -49.93 Stufen

M 1 : 152



X Systemausschnitt Gruppe 10
Z-Y Bettungsspannung im Knoten , Absoluter Maximalwert von Lastfall 1117 MAXR-P QUAD
Bettungsspannungen bis 1398 MINP-PTZ QUAD Bettungsspannungen, von -338.40 bis -36.18

M 1 : 152



Z-X
Y

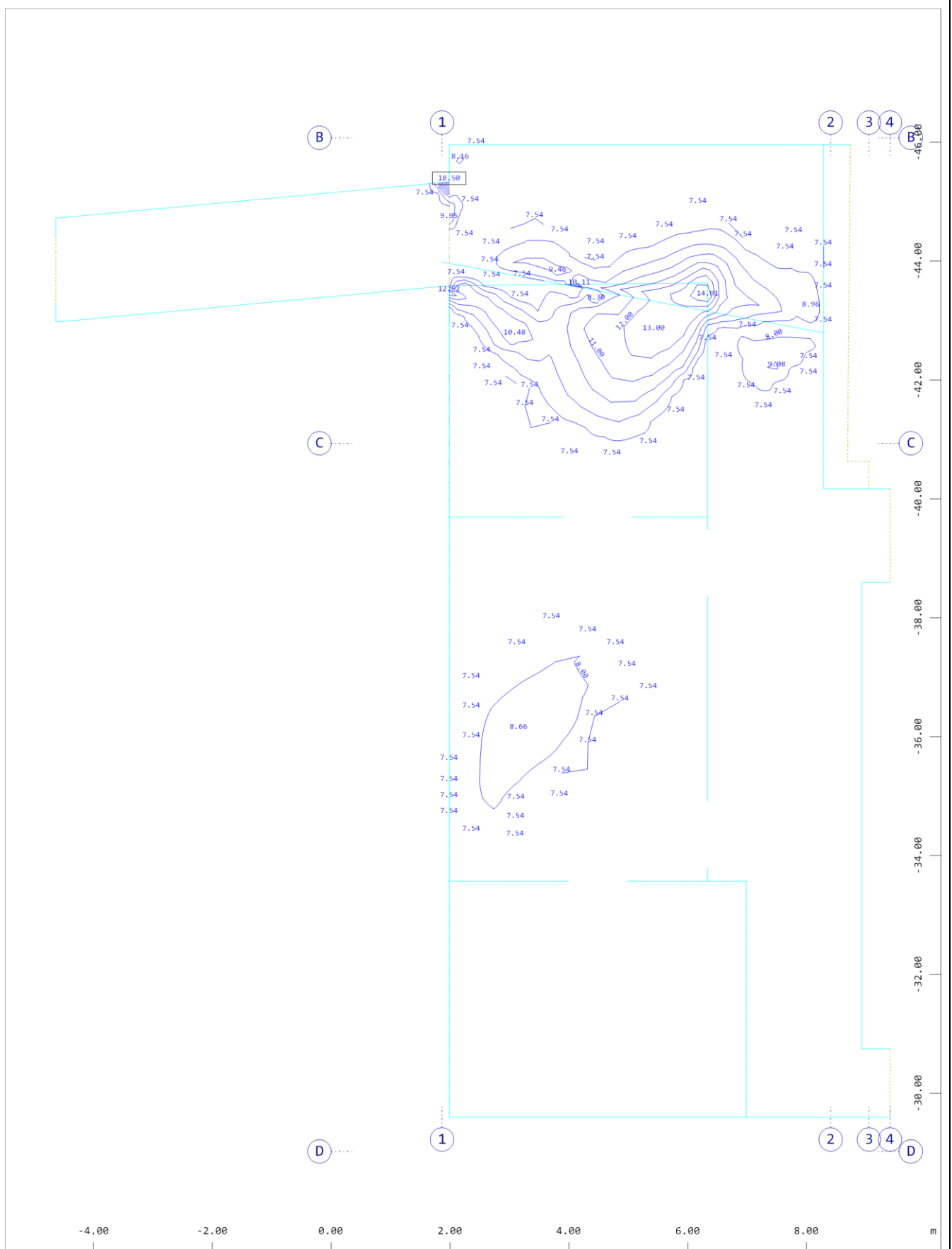
Systemausschnitt Gruppe 10

Flächenelemente, Hauptbewehrung (1.Lage) oben

1, Absoluter Maximalwert von Bemessungsfall

1 bis 99, im Knoten (Max=28.62cm²/m), Bemessungsfehler in der Biegebewehrung (=B) im

M 1 : 88



Z-X
Y

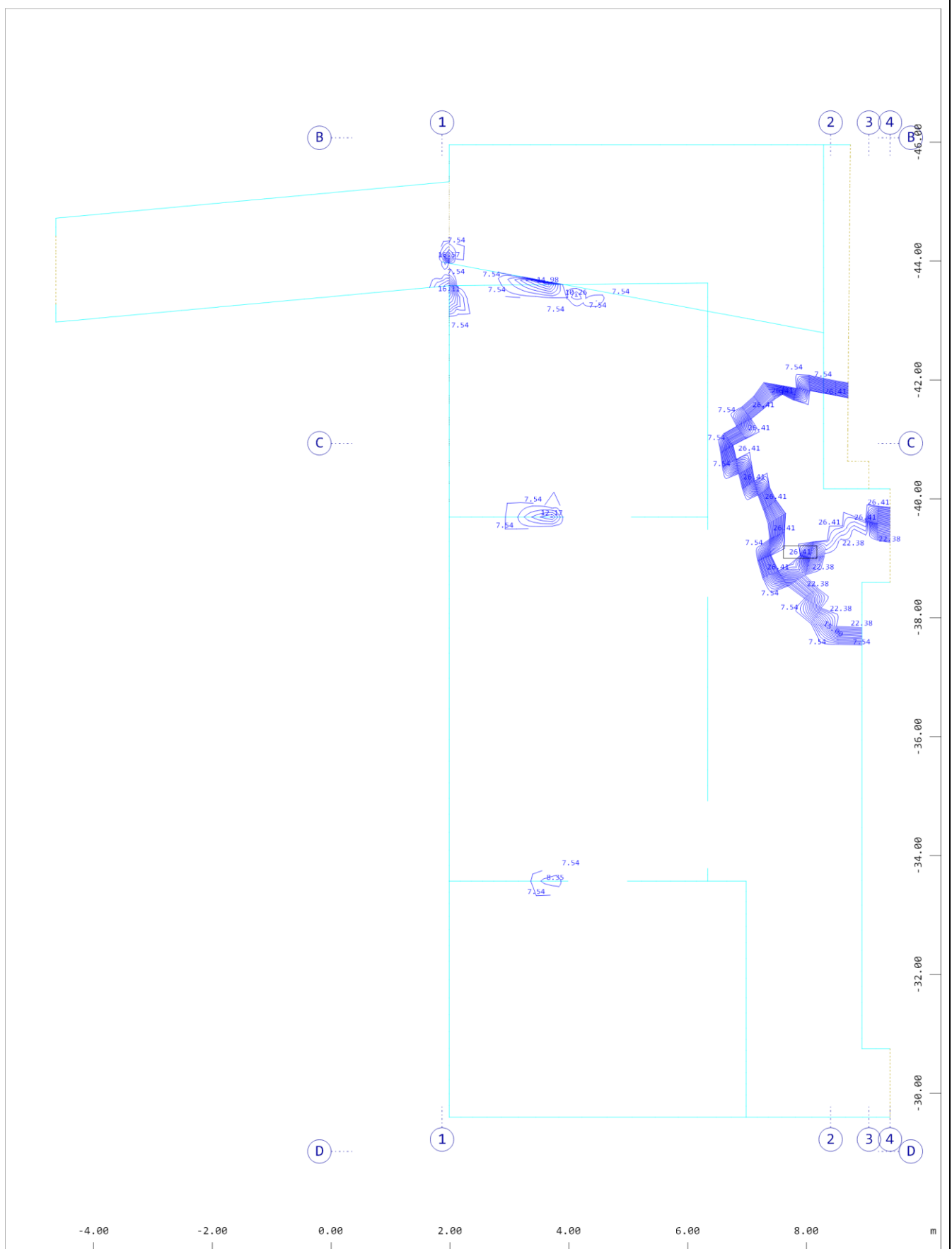
Systemausschnitt Gruppe 10

Flächenelemente, Querbewehrung (2.Lage) oben

bis 99, im Knoten(Max=18.50cm²/m), Bemessungsfehler in der Biegebewehrung (=B) im

↗, Absoluter Maximalwert von Bemessungsfall 1

M 1 : 88



Z-X
Y

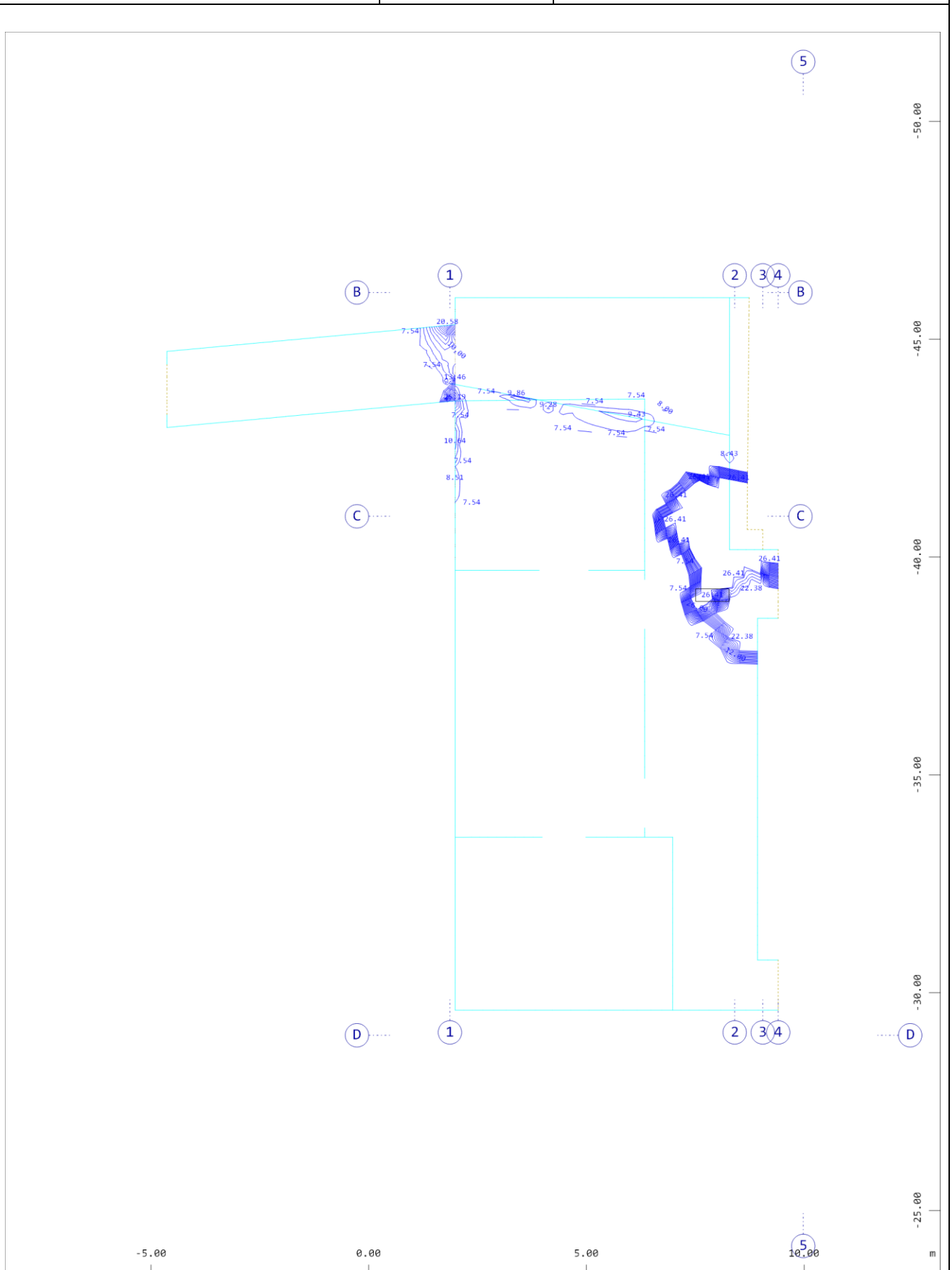
Systemausschnitt Gruppe 10

Flächenelemente, Hauptbewehrung (1.Lage) unten

1 bis 99, im Knoten (Max=26.41cm²/m), Bemessungsfehler in der Biegebewehrung (=B) im

1, Absoluter Maximalwert von Bemessungsfall

M 1 : 88



Z-X
Y

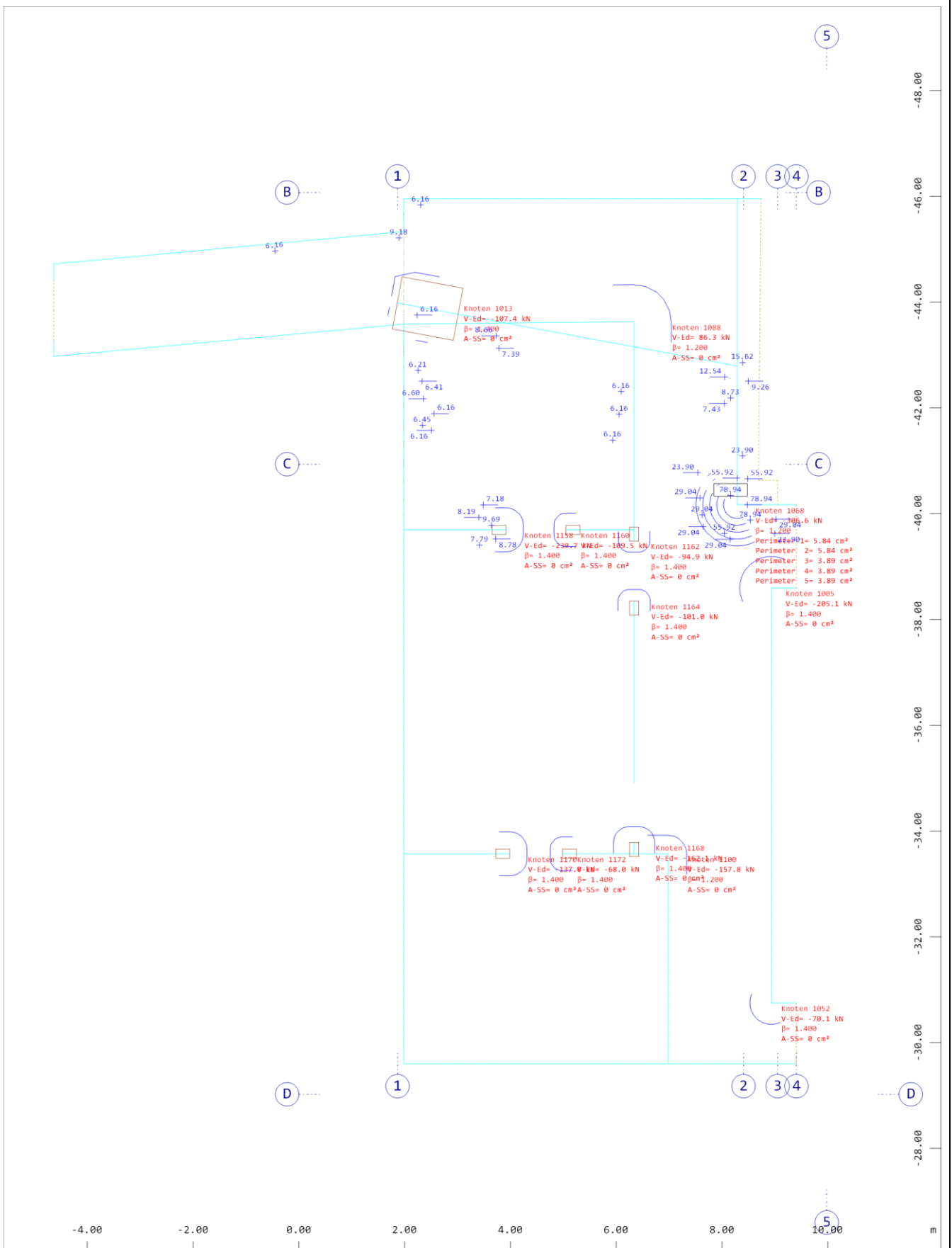
Systemausschnitt Gruppe 10

Flächenelemente, Querbewehrung (2.Lage) unten

↔, Absoluter Maximalwert von Bemessungsfall

1 bis 99, im Knoten (Max=26.41cm²/m), Bemessungsfehler in der Biegebewehrung (=B) im

M 1 : 120

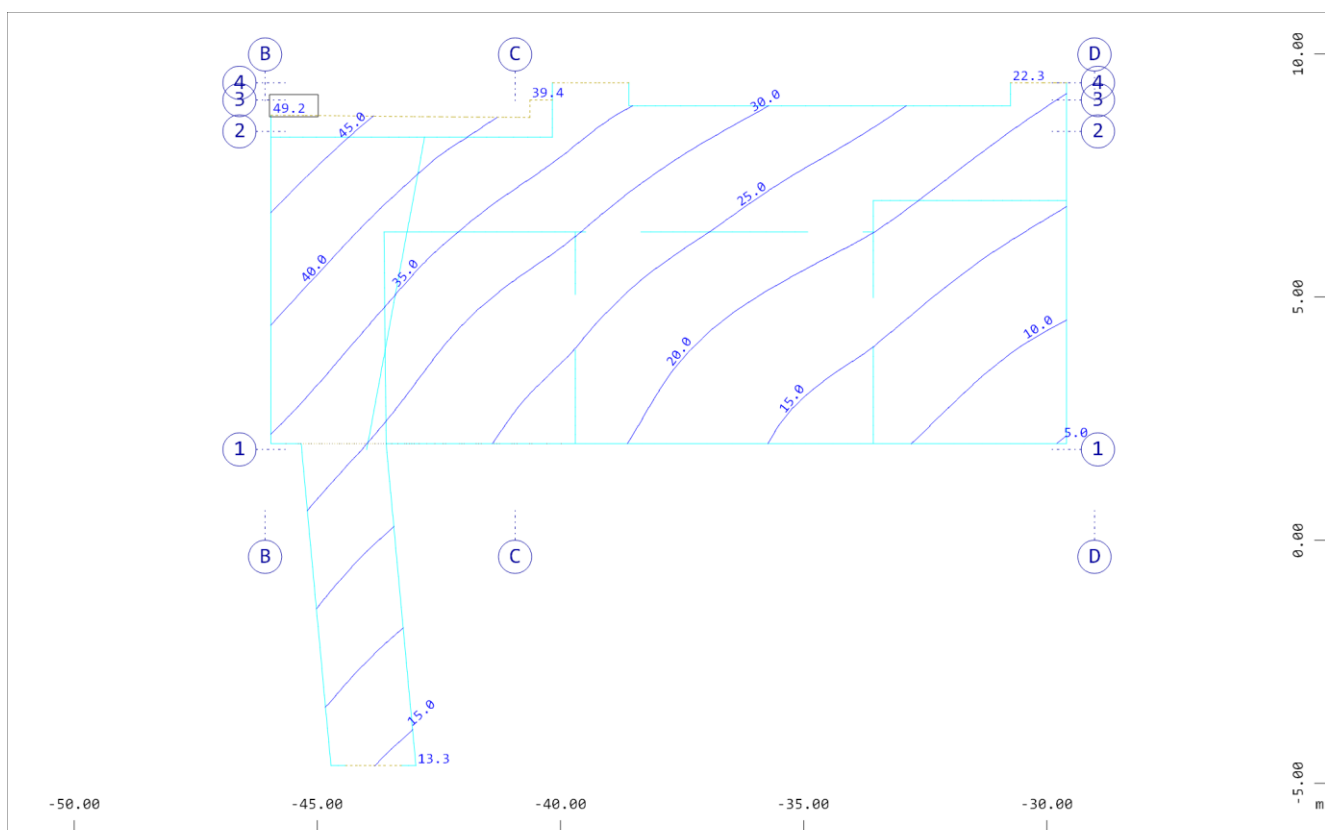


Z-X
Y

Systemausschnitt Gruppe 10
Bügelbewehrung und Durchstanzen in cm²/m², Absoluter Maximalwert von Bemessungsfall 1
bis 99

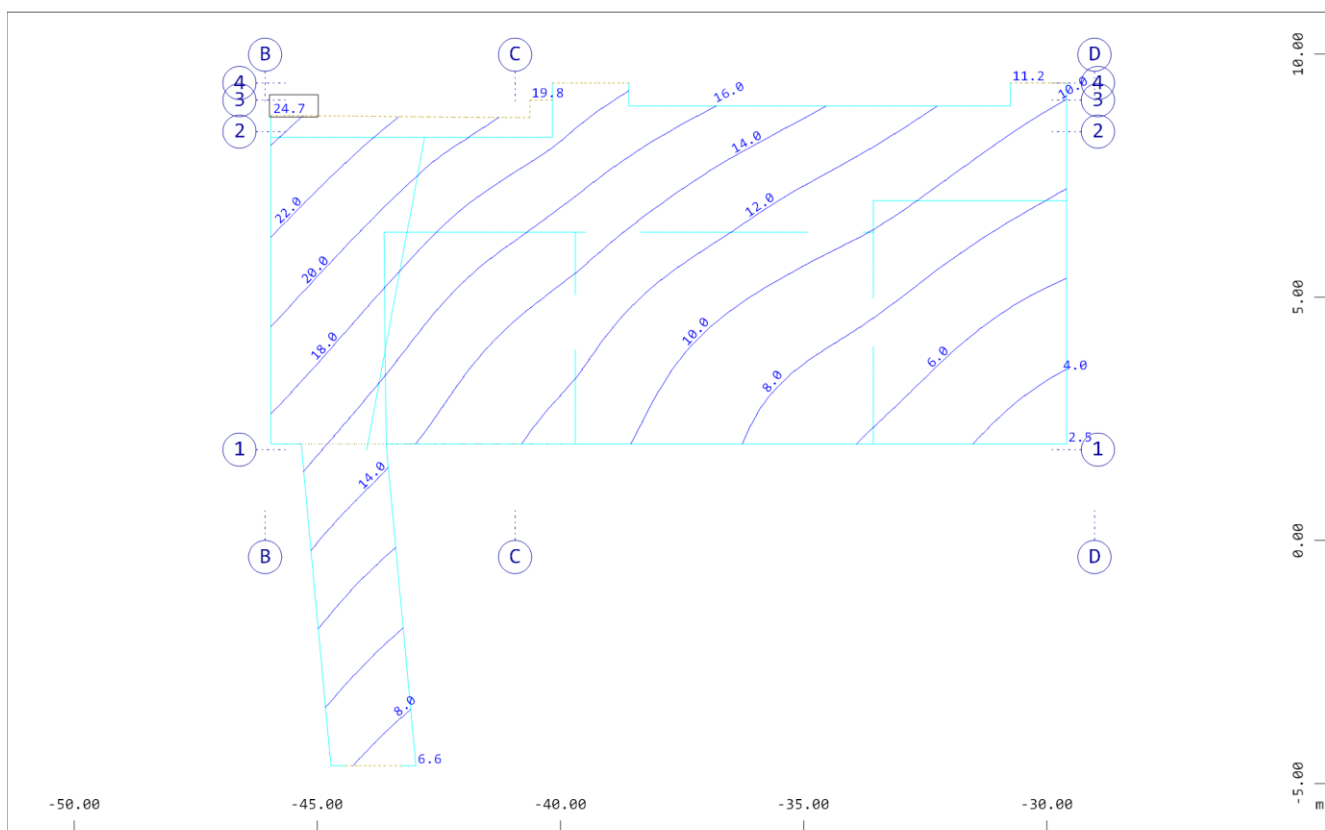
M 1 : 99

M 1 : 88



X Systemausschnitt Gruppe 10
Z-Y Knotenverschiebung in global Z ,Absoluter Maximalwert von Lastfall 1351 MAXP-PX KNOT
Auflagerkräfte in bis 1392 MINP-MB KNOT Auflagerkräfte in, von 4.7 bis 49.2 Stufen 5.0 mm

M 1 : 152



X Systemausschnitt Gruppe 10
Z-Y Knotenverschiebung in global Z ,Absoluter Maximalwert von nichtlinearer Lastfall 15100
(1)+0.6(2)+(10) bis 15113 (1)+0.6(2)+0.6(3)+0.6(4)+0.6(5)+, von 2.5 bis 24.7 Stufen 2.0 mm

M 1 : 152

7.1.21. Durchstanznachweis

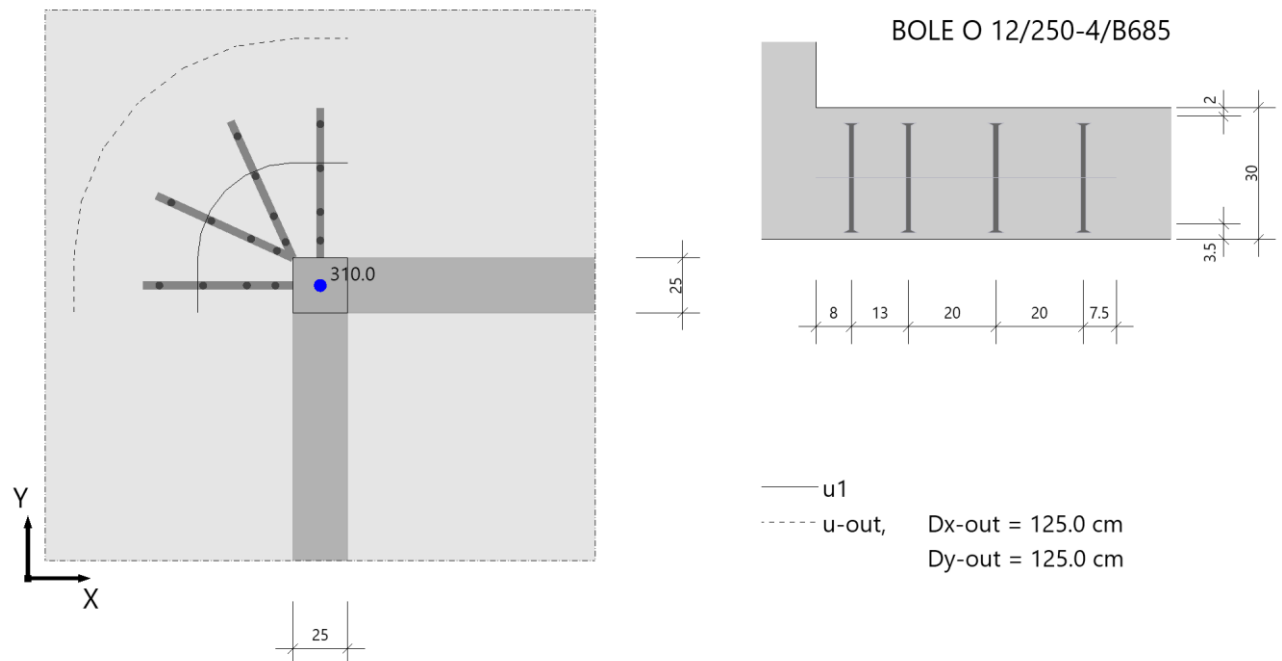
$V_{Ed} = 310,0 \text{ kN}$

Position: 7.1.21 Durchstanzan

Durchstanzan (x64) B6+ 02/25 (FRILO R-2025-2)

System

Grafik



Geometrie und Material

Fundamentplatte	$h =$	30.0 cm	$d_m =$	26.0 cm
Wandinnenecke	$b_x =$	25.0 cm	$d_y =$	25.0 cm
Betondeckung	$c_u =$	3.5 cm	$c_o =$	2.0 cm

Baustoffe	Beton:	C 35/45	Stahl:	B500B
	$\gamma_c =$	1.50	$\gamma_s =$	1.15
	$f_{ck} =$	35.0 N/mm ²	$f_{yk} =$	500.0 N/mm ²

Bewehrungsbereiche :

rechner. Bewehrungsbreite	cal $b_R =$	100.0 cm
vorh. Bewehrung in x-Richtung	$A_{sx} =$	7.9 cm ² = 7.9 cm ² /m
vorh. Bewehrung in y-Richtung	$A_{sy} =$	7.9 cm ² = 7.9 cm ² /m
erforderl. Verlegebreite in y-Richtung für A_{sx}	erf $b_{Ry} \geq$	125.0 cm
erforderl. Bewehrung in x-Richtung	$A_{sx} =$	9.8 cm ²
erforderl. Verlegebreite in x-Richtung für A_{sy}	erf $b_{Rx} \geq$	125.0 cm
erforderl. Bewehrung in y-Richtung	$A_{sy} =$	9.8 cm ²



Hinweis: Die Verlegebreiten $erf b_{gx}$ und $erf b_{gy}$ geben den Minimalbereich an, in dem die der Berechnung zugrunde gelegte Längsbewehrung (vorh ρ bzw. vorh ρ_y und vorh ρ_x) anzuordnen ist.

Längsbewehrungsgrade (ρ je Richtung) :

max. Bewehrungsgrad	$zul\rho \leq 2.000 \% = 52.0 \text{ cm}^2/\text{m}$
erf. Bewehrungsgrad für Mindestmoment	$min\rho = 0.123 \% = 3.2 \text{ cm}^2/\text{m}$ auf $0.3 \cdot l_x$ bzw. $0.3 \cdot l_y$
vorh. Bewehrungsgrad	$vorh\rho = 0.302 \% = 7.8 \text{ cm}^2/\text{m}$

Hinweis: $min \rho (= min \rho_x = min \rho_y)$ wurde mit $\eta_x = \eta_y = 0.125$ ermittelt (s. BK 2016, Teil 2, S. 1116).

Gemäß Abs. 6.4.4 (2) wird der Anteil der Fundamentplatteneigenlast vom Sohldruck abgezogen.

Lasten

vorgeg. Querkraft	$V_E = 310.0 \text{ kN} (= V_{Ed})$
Bodenpressung	$p_0 = 200.00 \text{ kN/m}^2 (= p_{0d})$
Erhöhung	$\beta = 1.200$

Ergebnisse

Durchstanzen nach DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12

NACHWEIS für Schöck-BOLE nach ETA-13/0076 + EOTA TR 060

Fläche im krit. Rundschnitt	$A_{crit} = 0.4286 \text{ m}^2$
Bemessungsquerkraft	$V_{Ed,red} = 228.6 \text{ kN}$ (bei $a = a_{crit}$)
krit. Rundschnitt	$u_1 = 118.3 \text{ cm}$ (bei $a_{crit} = 43.5 \text{ cm}$, iterativ ermittelt)
Bemessungsquerkraft	$V_{Ed} = 0.892 \text{ N/mm}^2$
Vorfaktor	$C_{Rd,c} = 0.100$
Maßstabsfaktor	$k = 1.877 < 2.0$
Bemessungswiderstand	$V_{Rd,c} = 0.637 \text{ N/mm}^2 (= v_{min})$
max. Bemessungswiderstand	$V_{Rd,max} = 0.955 \text{ N/mm}^2 (= 1.5 \cdot V_{Rd,c})$
Der Wert $2 \cdot d_m / a_{crit}$ ist in $v_{Rd,c}$ und v_{min} schon eingerechnet.	

Ergebnis: $V_{Rd,c} < V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$ Durchstanzbewehrung erforderlich

Durchstanzbewehrung mit Schöck-BOLE nach ETA-13/0076 (12.03.2018)

äußerer Rundschnitt :		$erf u_{out} = 188.2 \text{ cm}$	$erf L_s = 49.0 \text{ cm}$
		$vorh u_{out} = 207.1 \text{ cm}$	$vorh L_s = 61.0 \text{ cm}$
vorh. Querkraft (bei vorh. L_s)	$V_{Ed} = 184.7 \text{ kN}$		
Erhöhung	$\beta_{red} = \beta = 1.200$		
Bemessungsquerkraft	$V_{Ed} = 0.412 \text{ N/mm}^2$		
Vorfaktor	$C_{Rd,c} = 0.100$		
Bemessungswiderstand	$V_{Rd,c} = 0.532 \text{ N/mm}^2 (= v_{min})$		
max. zul. Abstand ^{*)}	bei $0.8 \cdot d_m = 39.0 \text{ cm} \geq$	vorh. Abstand ^{*)}	bei $0.8 \cdot d_m = 21.2 \text{ cm}$
	bei $L_s = 52.0 \text{ cm} \geq$		bei $L_s = 42.7 \text{ cm}$
max. zul. Abstand ^{**)}	auf Leiste = $20.0 \text{ cm} \geq$	vorh. Abstand ^{**)}	auf Leiste = 20.0 cm

Hinweis: L_s ist der Abstand von der Stützenkante bis zum äußersten Bolzen. ^{*)} Maximal zulässiger bzw. vorhandener Abstand der Bolzen in tangentialer Richtung bei einem radialen Abstand von $0.8 \cdot d_m$ bzw. L_s von der Stützenkante. ^{**)} Maximal zulässiger bzw. vorhandener Abstand der Bolzen auf der Leiste (in radialer Richtung).

Bolzen : B500A, $\varnothing = 12 \text{ mm}$, $F_{Rd} = 49.2 \text{ kN}$, $F_{Ed} = 34.3 \text{ kN}$, Höhe = 25.0 cm
 Bolzen erf. : 6 Stk. Zone C + 3*2 Stk. Zone D
 Bolzen gew. : 4 Leisten * (2C + 2D) Bolzen = 16 Stk-Ges
 Betondeckung unter/ über Bolzen : $c_u = 3.5 \text{ cm}$, $c_o = 2.0 \text{ cm}$

Lutherhaus 2024 Genehmigungsplanung	Seite: 134a	INGENIEURBÜRO BAUWESEN Krüger, Jungmann und Partner GmbH Beratende Ingenieure VBI 
	Position: 7.1	

gew. Leistentyp je Stütze :
4 * Schöck BOLE O 12/250-4/B685

Die Längsbewehrung ist außerhalb des äußeren Rundschnittes zu verankern.



7.1.22. Achse B4 – E5

Parameter: System: elastisch gebettete Bodenplatte
 Abmessung: $L_x = 10,40 \text{ m}$, $L_y = 24,45 \text{ m}$
 Querschnitt: $h = 30 \text{ cm}$
 Material: Beton C35/45 WU
 Betonstahl B500B
 Expositionsklasse: XC3, XA2, WA $c_{\text{nom}} = 3,5 \text{ cm}$

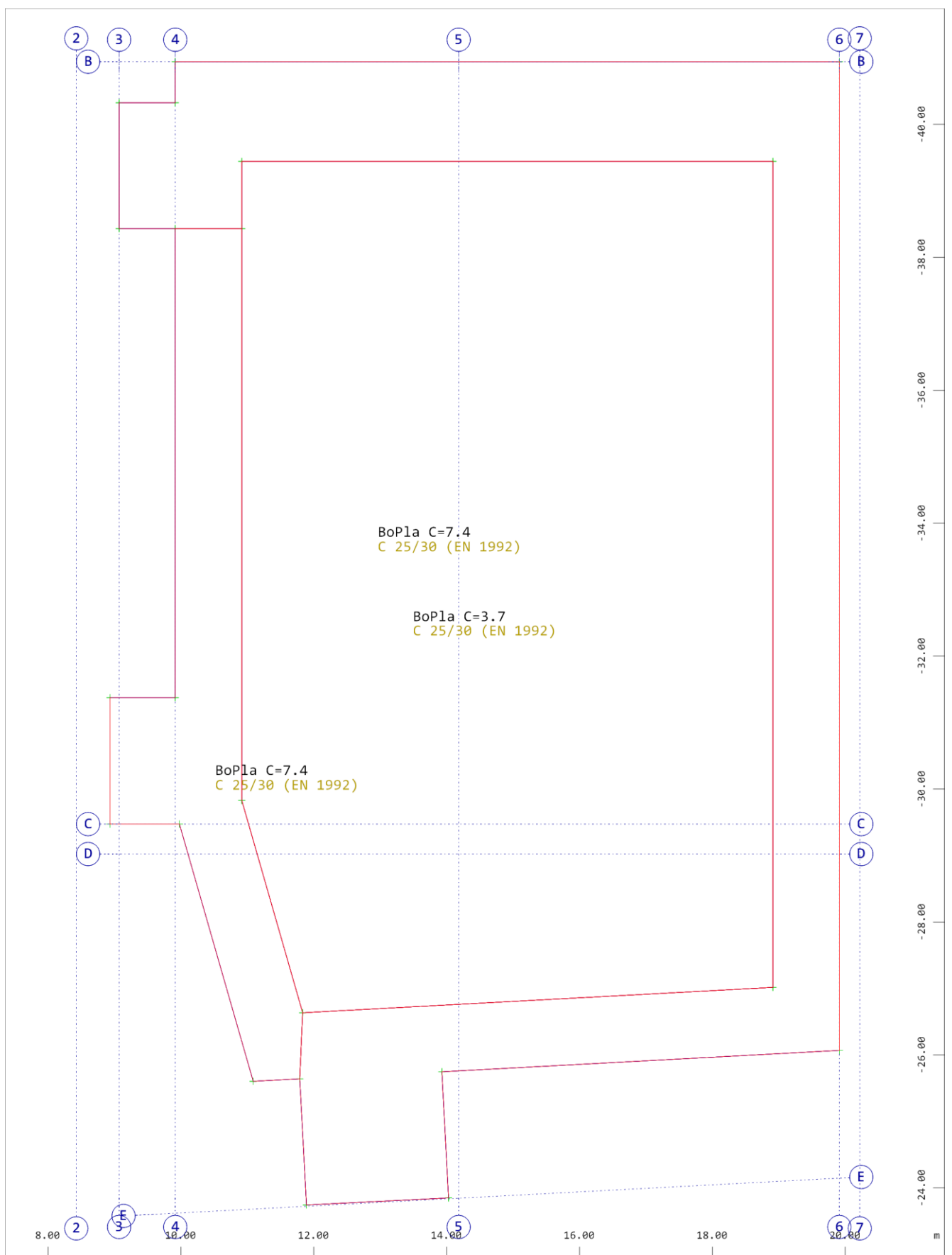
Belastung: ständige Lasten
 Eigenlast programmintern
 Ausbau $g = 1,75 \text{ kN/m}$
 Wände 17,5 $g = (0,175 \times 20 + 0,7) \times 3,65 = 12,7 \text{ kN/m}$
 Innenwände 24 $g = (0,24 \times 20 + 0,7) \times 3,65 = 21,0 \text{ kN/m}$
 Außenwände 24 $g = (0,24 \times 25 + 0,7) \times 3,65 = 24,5 \text{ kN/m}$
 aus Pos. 1.31 siehe Lastübernahme
 aus Pos. 4.20 $m_g = 52,0 \text{ kNm/m}$
 aus Pos. 6.20 $g = 28,8 \text{ kN/m}$
 veränderliche Lasten
 Nutzlast
 aus Pos. 1.31 $q = 5,0 \text{ kN/m}^2$
 aus Pos. 4.20 siehe Lastübernahme
 aus Pos. 6.20 $m_q = 14,6 \text{ kNm/m}$
 $q = 13,7 \text{ kN/m}$

Modellbildung: aus [6]: Bettung $C = 2,5 \dots 7,5 \text{ MN/m}^3$
 gewählt $C_m = 5 \text{ MN/m}^3$

Abgestufte Bettungsmodulverteilung: Randstreifen $b_r \approx 0,1 \text{ l}$
 $A = 156 \text{ m}^2$, $A_r = 56 \text{ m}^2$, $A_i = 100 \text{ m}^2$
 $C_i = (5 \times 156) / (2 \times 56 + 100) = 3,7 \text{ MN/m}^3$
 $C_r = 2 \times 3,7 = 7,4 \text{ MN/m}^3$

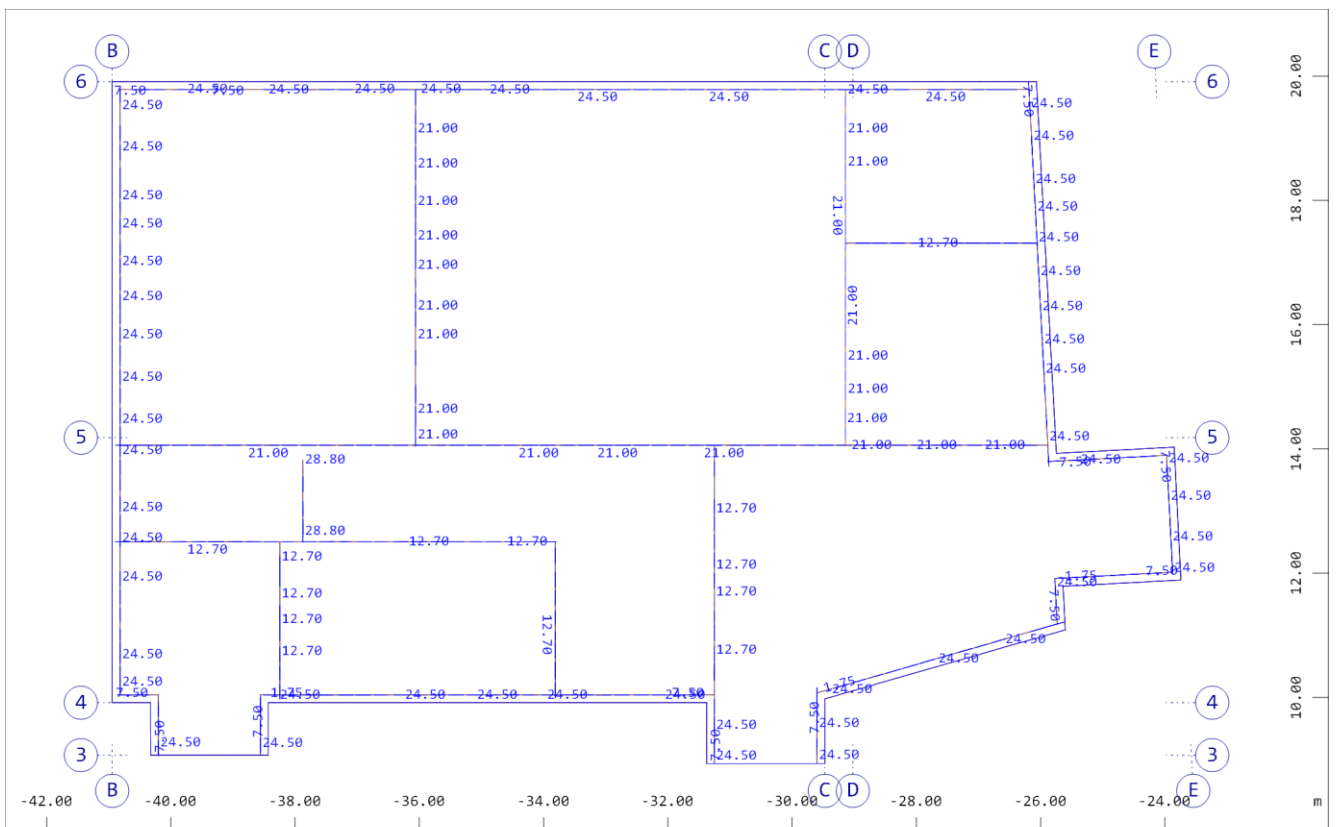
Nachweis: siehe Programmausdruck

Bewehrung: obere Lage $\emptyset 10/10 \#$ vorh. $a_s = 7,85 \text{ cm}^2/\text{m}$
 untere Lage $\emptyset 10/10 \#$ vorh. $a_s = 7,85 \text{ cm}^2/\text{m}$

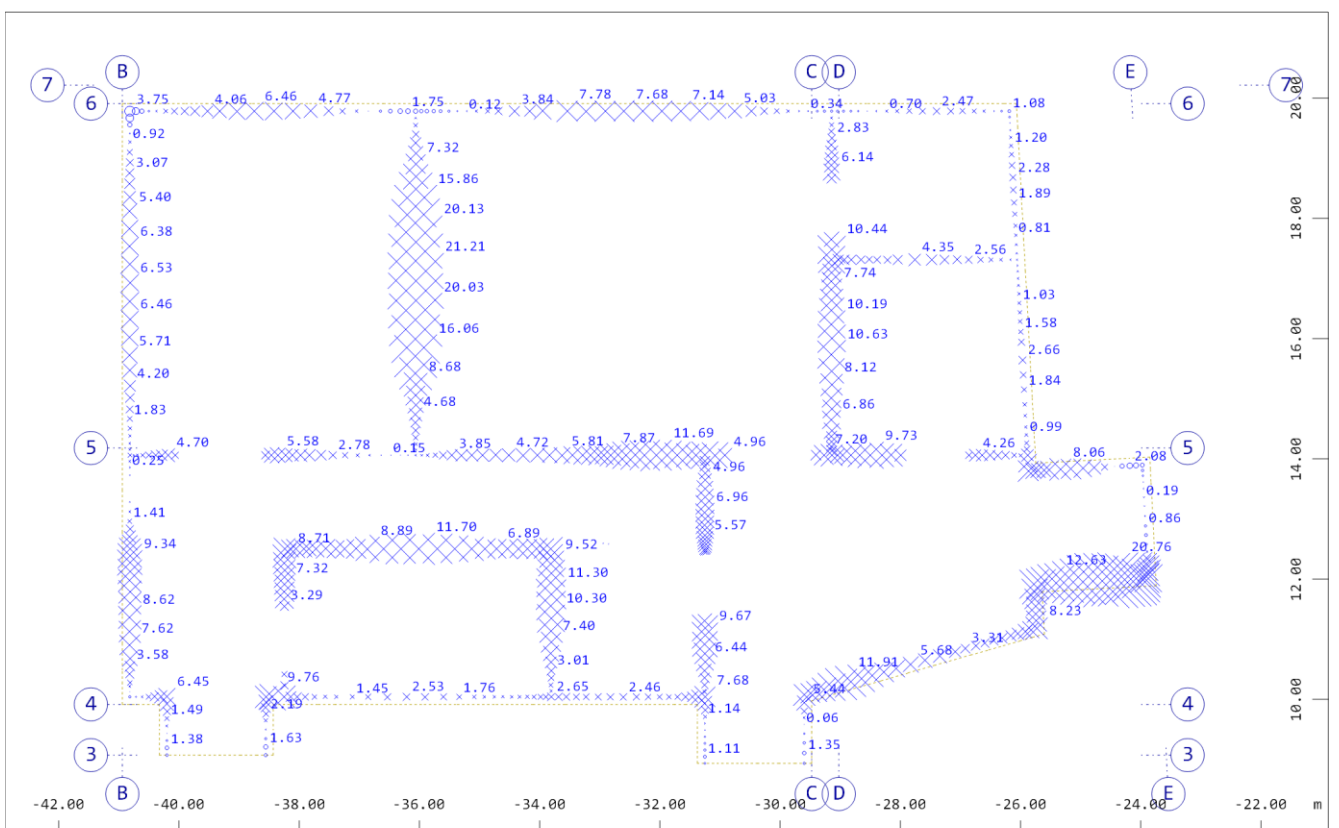


Strukturelemente
Strukturflächen, Materialbezeichnungen (Max=1)
Strukturflächenbezeichnungen (Max=3)

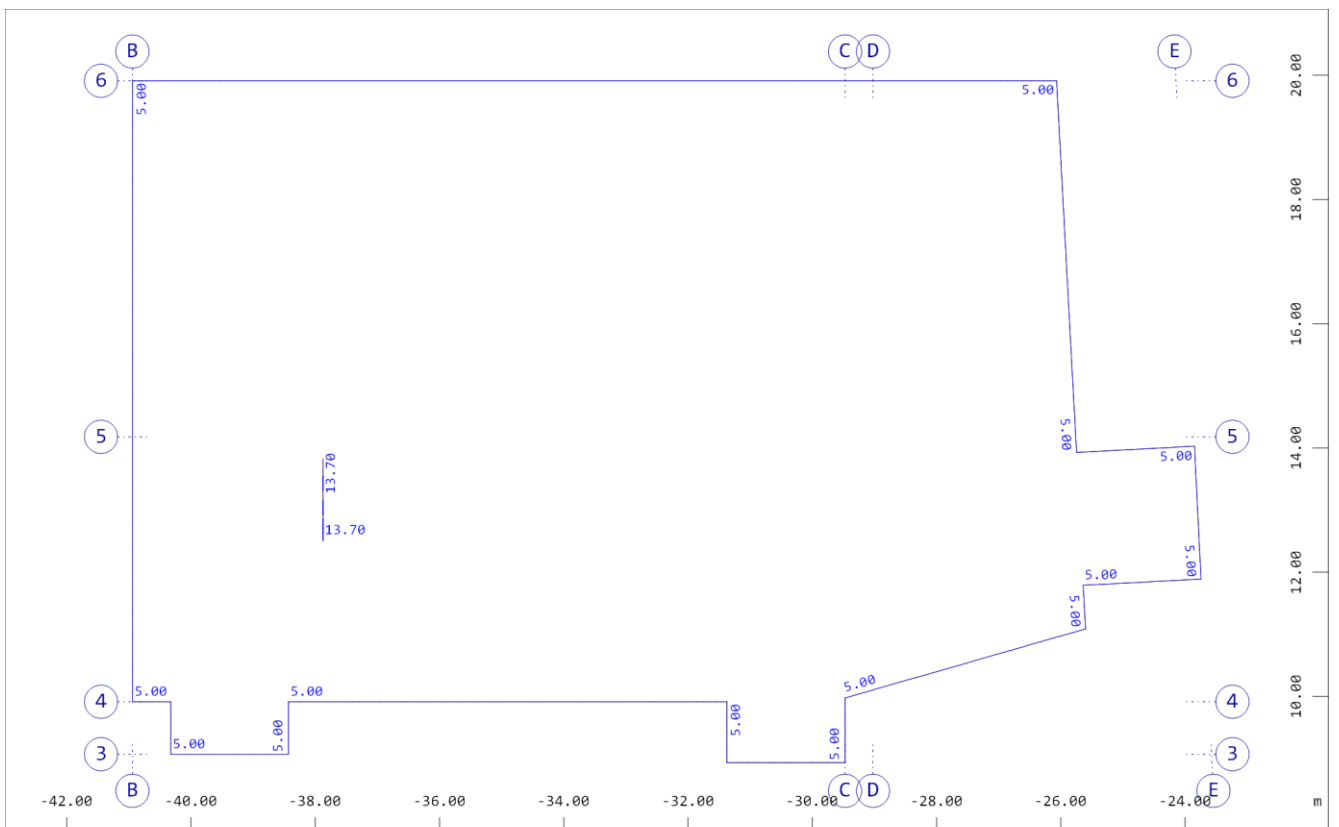
M 1 : 79



M 1 : 119

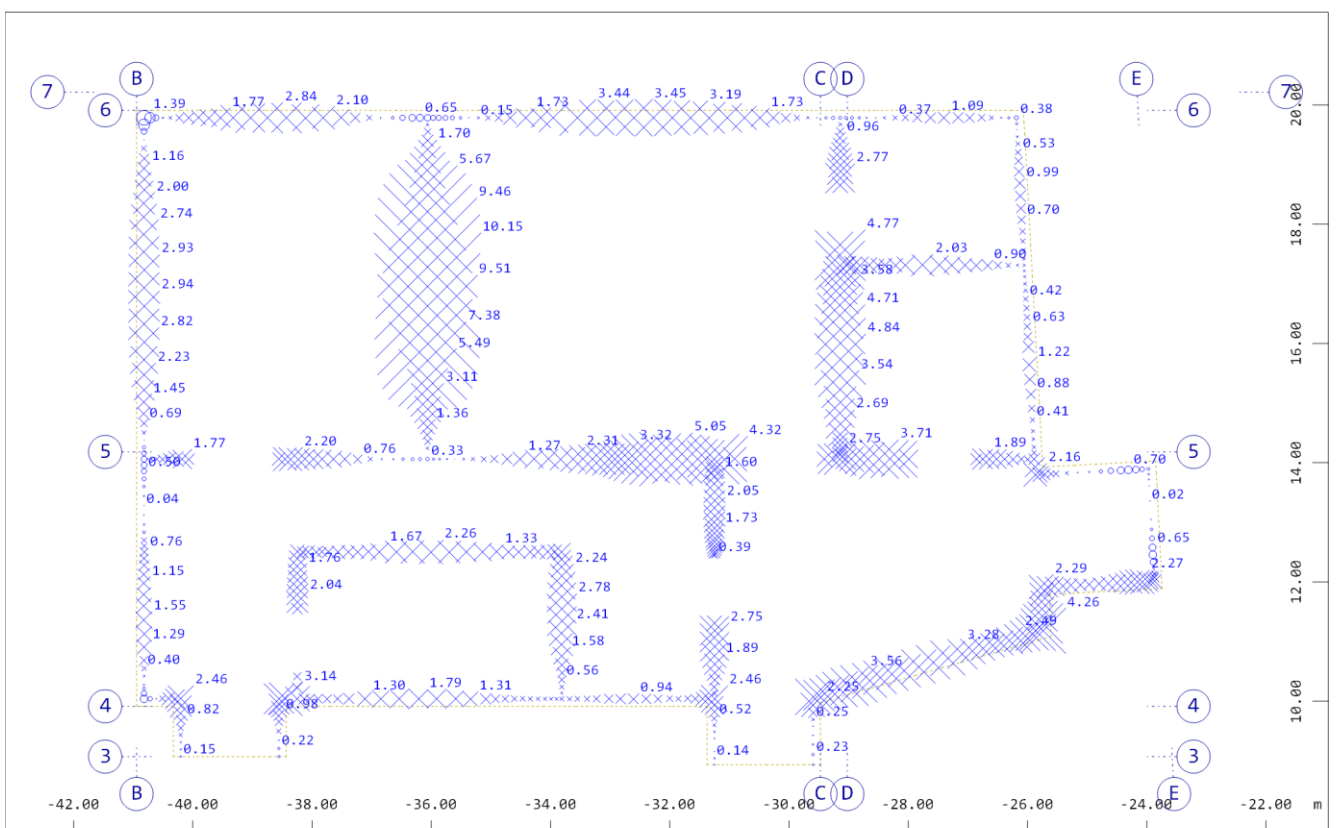


M 1 : 123



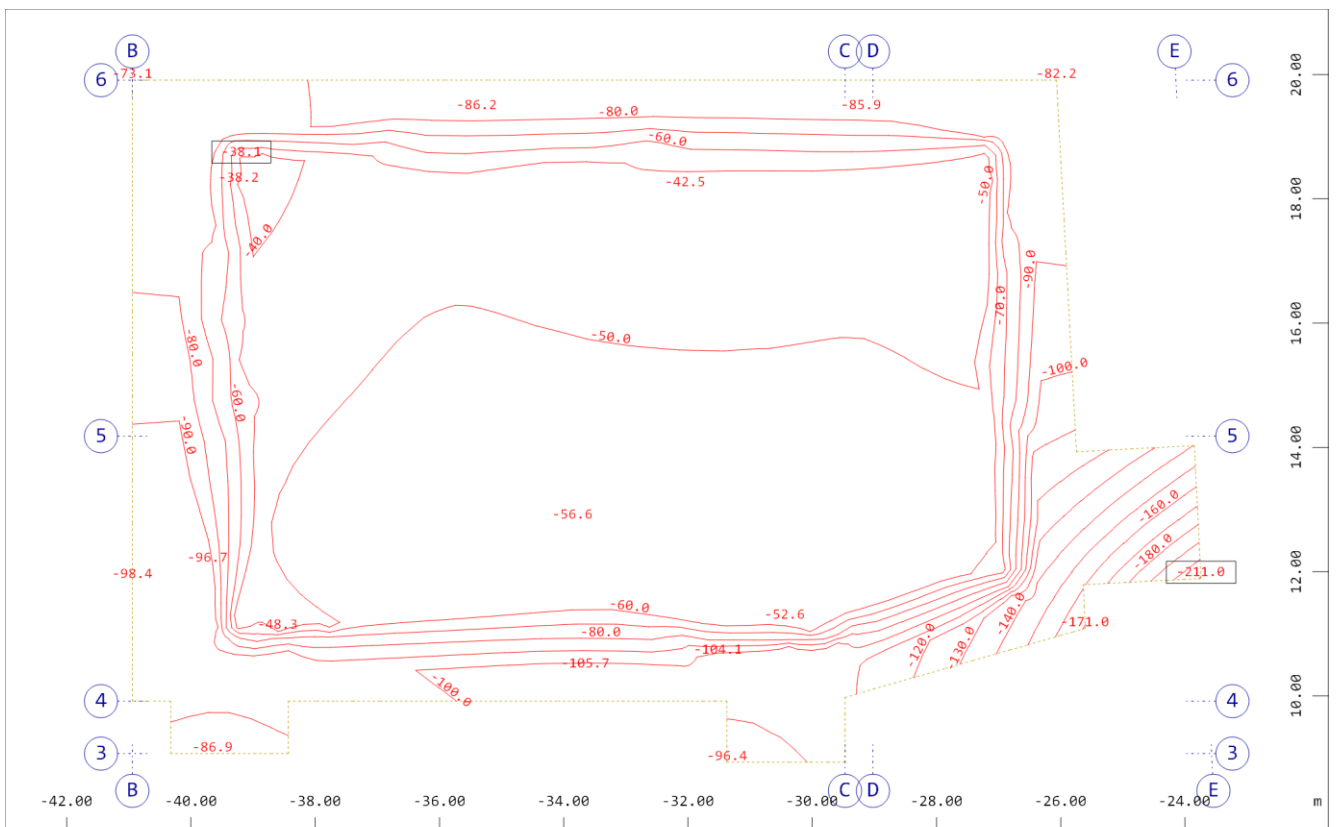
X Alle Lasten, Lastfall 3 q , (1 cm im Raum = Unit) Flächenelementlast (Kraft) Vektor
Z-Y (Unit=5.00 kN/m², Max=5.00 kN/m, Max=13.70 kN/m, Max=13.70 kN/m) Freie Linienlast (Kraft) in global Z (Unit=10.00 kN/m, Max=13.70 kN/m)

M 1 : 119



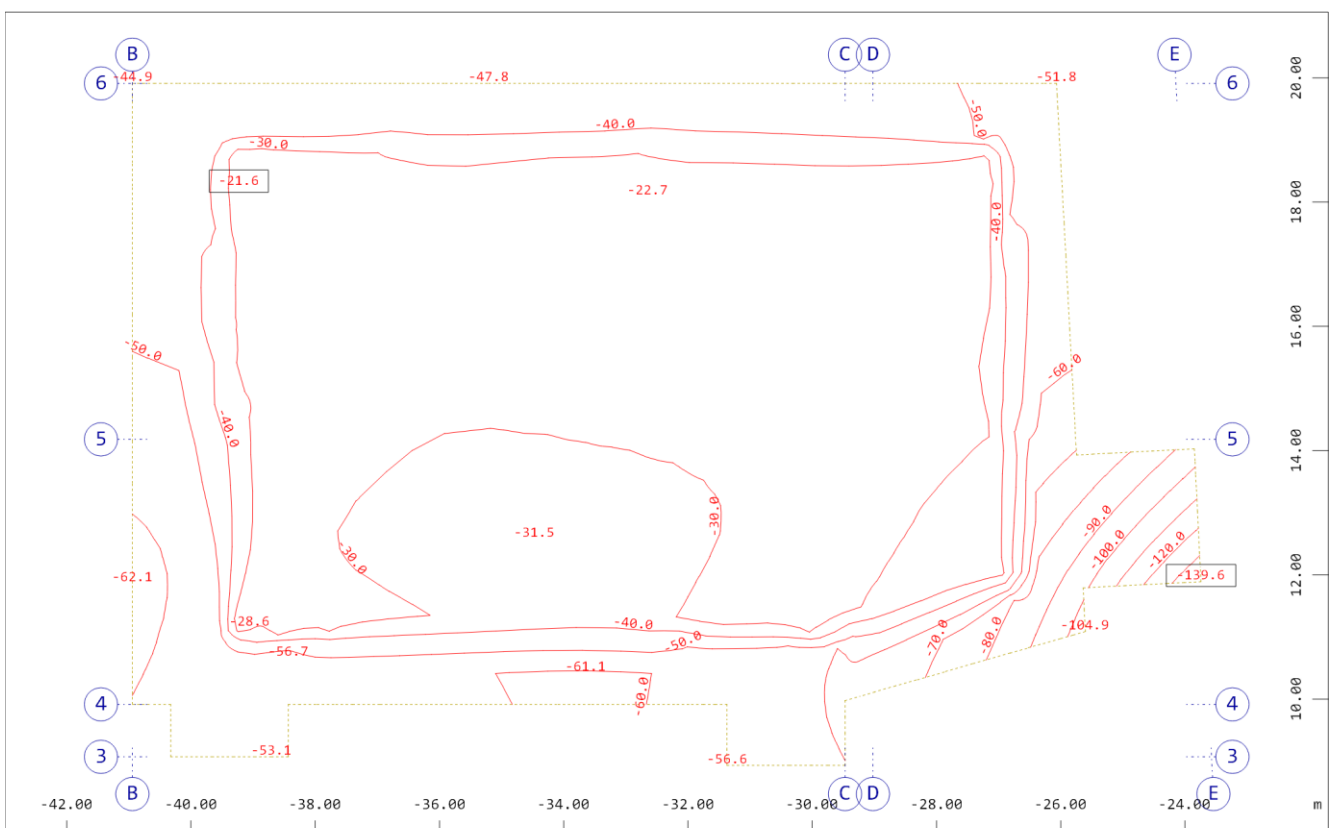
X Alle Lasten, Lastfall 11 q aus KG , (1 cm im Raum = Unit) Freie Einzellast (Kraft)
Z-Y Vektor (Unit=5.00 kN, Max=10.15 kN)

M 1 : 124



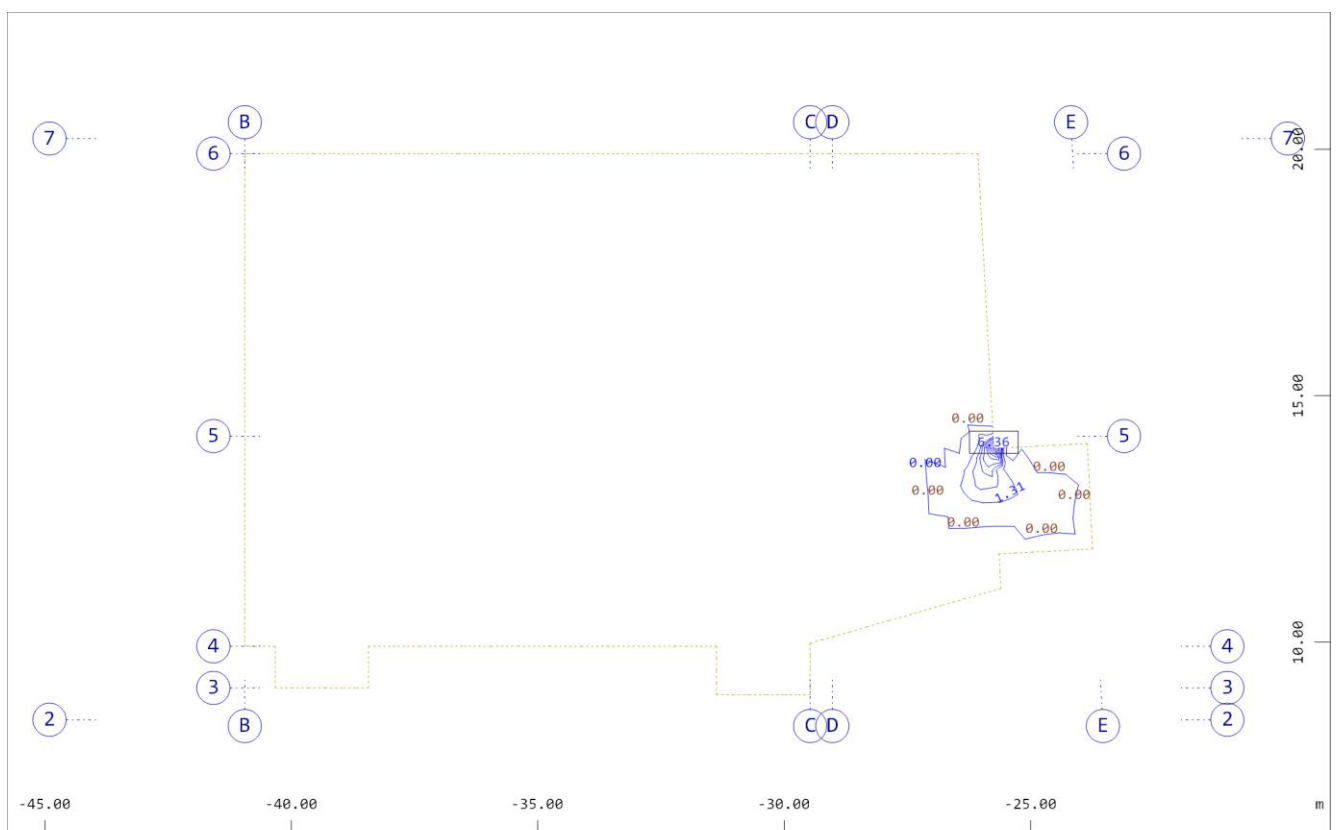
X Bettungsspannung im Knoten $\bigcirc$, Absoluter Maximalwert von Lastfall 2117 MAX-P QUAD
 Z-Y Bettungsspannungen bis 2196 MIN-PTY QUAD Bettungsspannungen, von -211.0 bis -38.1 Stufen
 10.0 kN/m²

M 1 : 119



X Bettungsspannung im Knoten $\bigcirc$, Absoluter Maximalwert von Lastfall 1117 MAXR-P QUAD
 Z-Y Bettungsspannungen und 1396 MINP-PTY QUAD Bettungsspannungen, von -139.6 bis -21.6 Stufen
 10.0 kN/m²

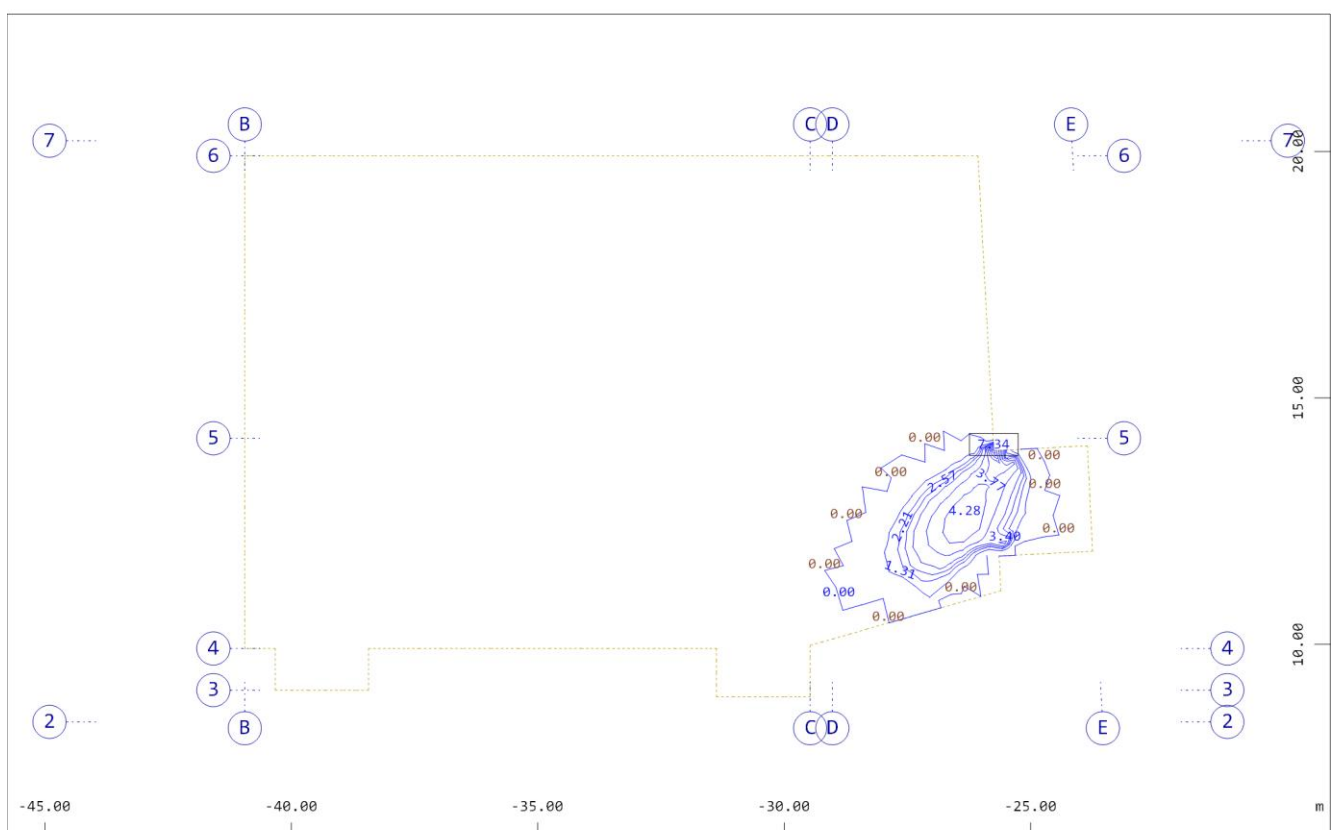
M 1 : 119



X Flächenelemente, Hauptbewehrung (1.Lage) oben im Knoten
Z-Y Differenzen zu 7.85, von 0.00 bis 6.36 cm²/m

↙, Bemessungsfall 1

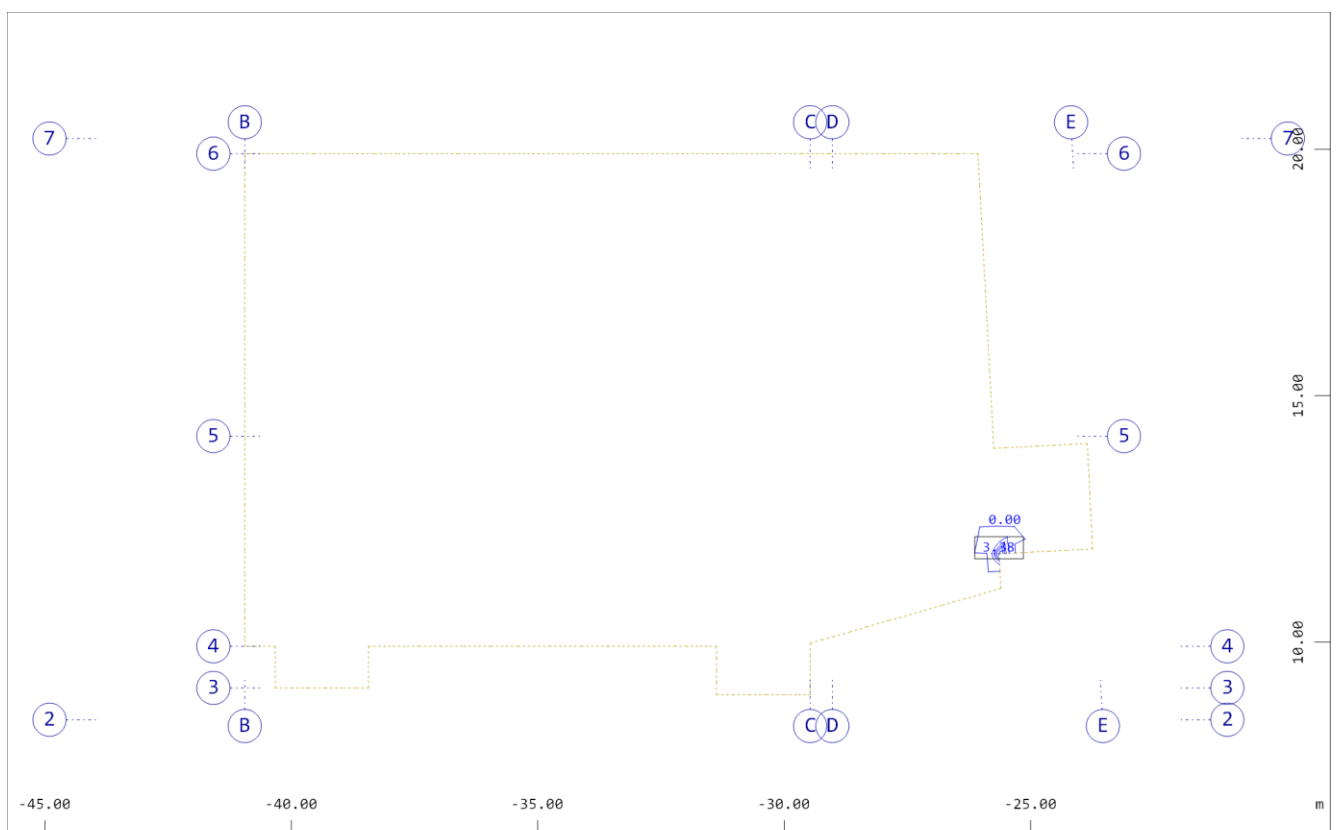
M 1 : 150



X Flächenelemente, Querbewehrung (2.Lage) oben im Knoten
Z-Y Differenzen zu 7.85, von 0.00 bis 7.34 cm²/m

↘, Bemessungsfall 1

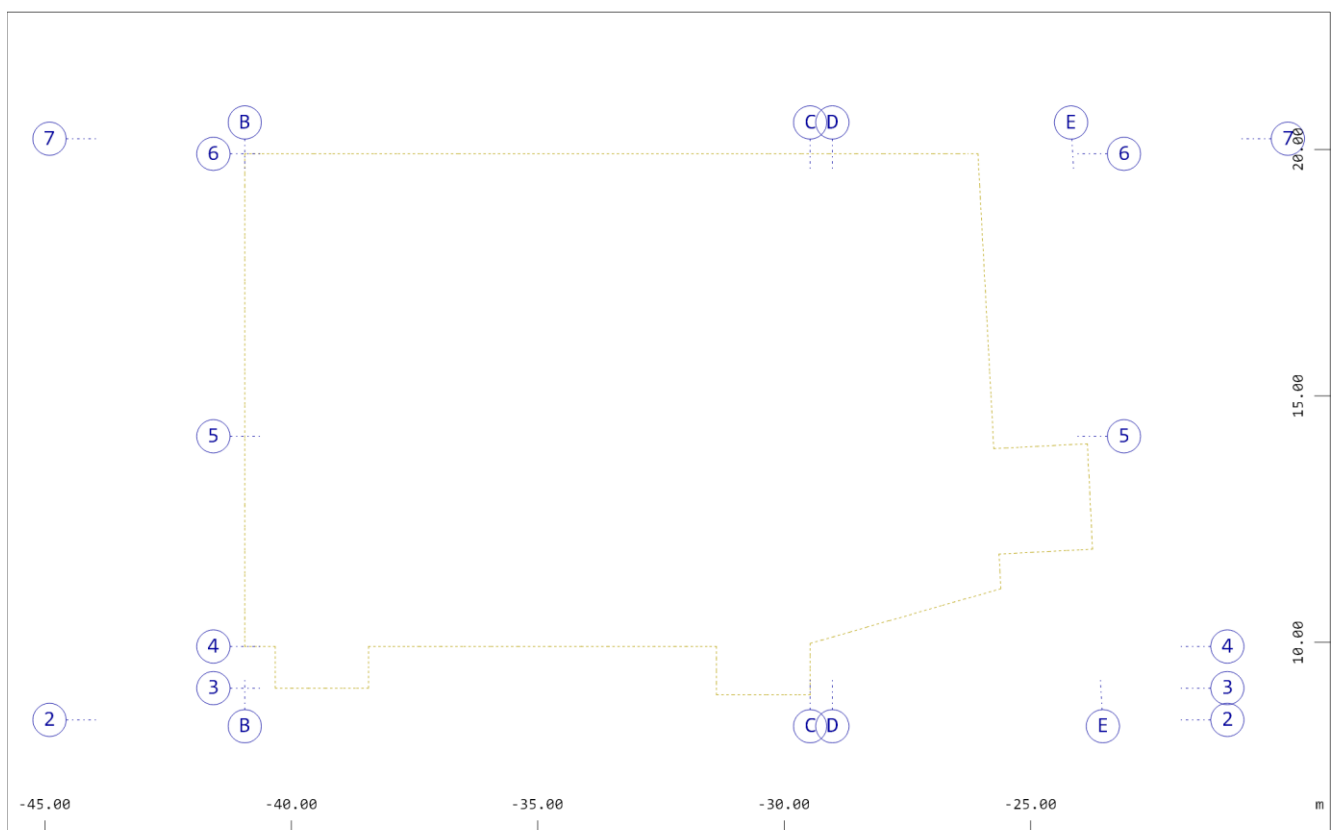
M 1 : 150



X Flächenelemente, Hauptbewehrung (1.Lage) unten im Knoten
Z-Y Differenzen zu 7.85, von 0.00 bis 3.38 cm²/m

↗, Bemessungsfall 1

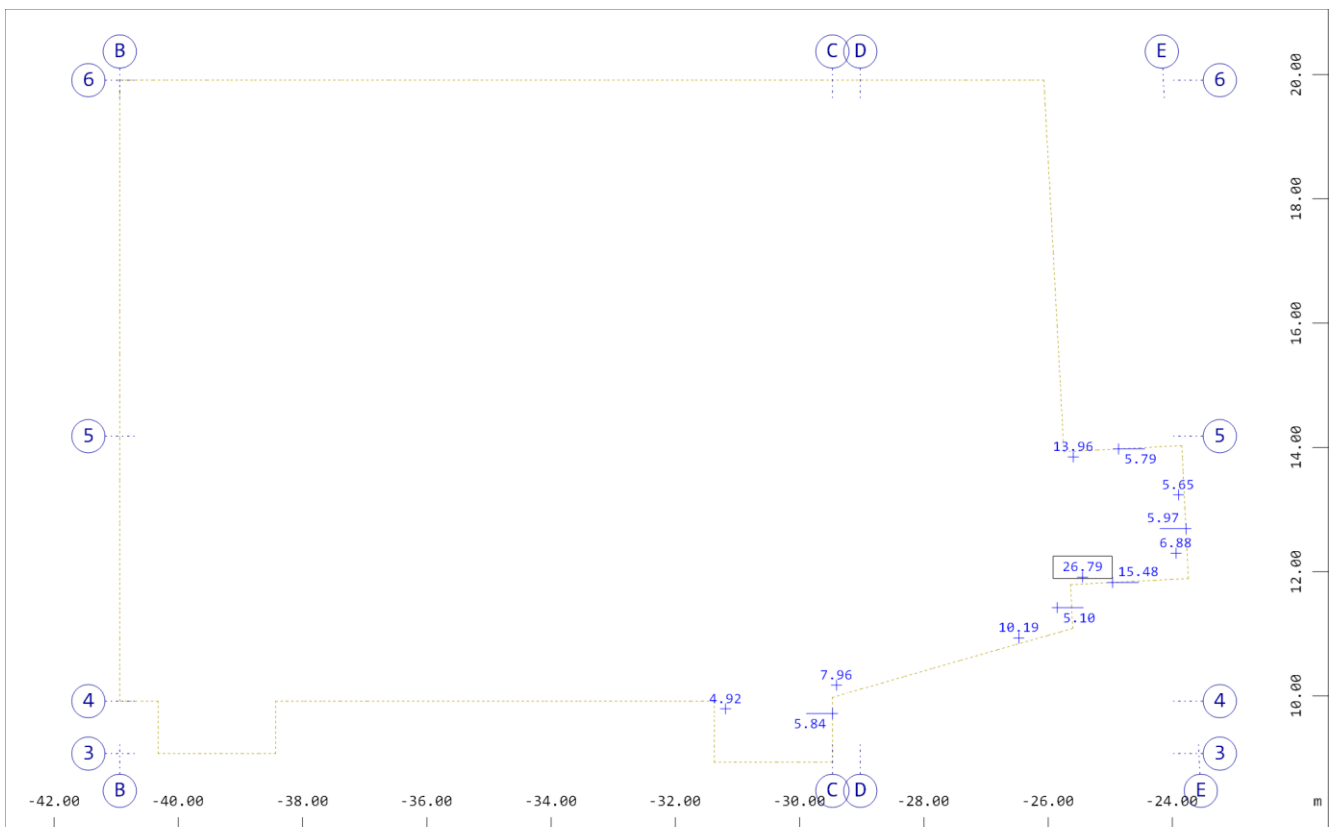
M 1 : 150



X Flächenelemente, Querbewehrung (2.Lage) unten im Knoten
Z-Y Differenzen zu 7.85, von 0.00 bis 0.000 cm²/m

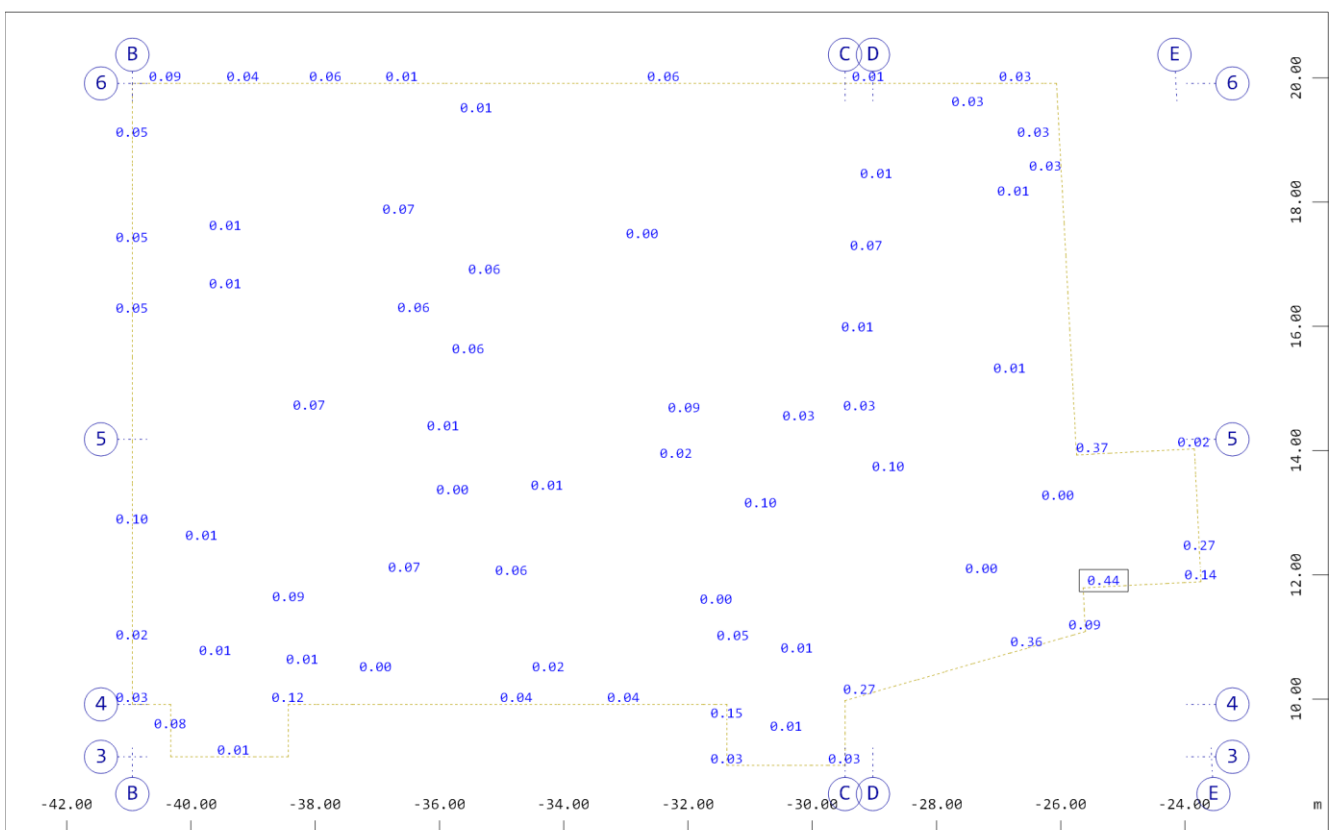
↔, Bemessungsfall 1

M 1 : 150



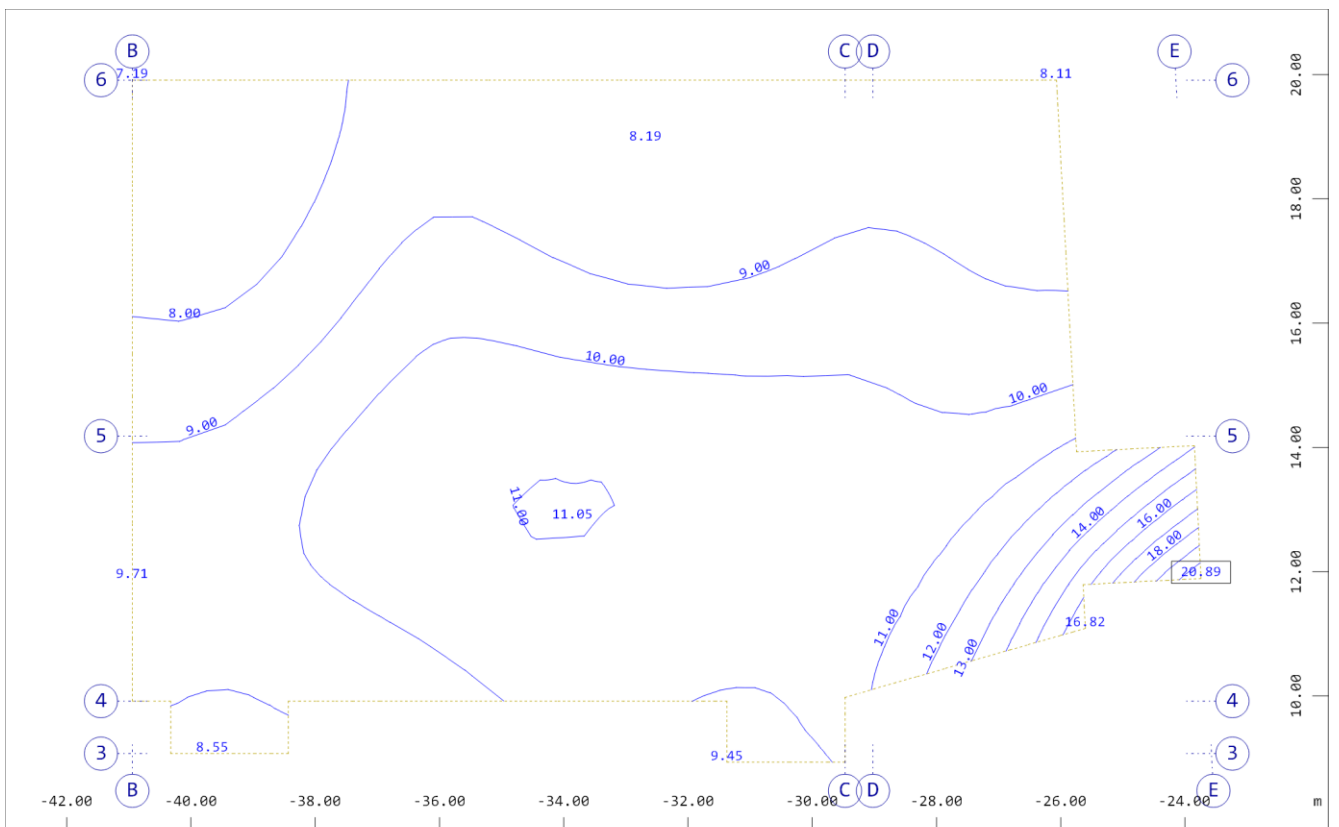
Bügelbewehrung und Durchstanzen in cm^2/m^2 , Bemessungsfall 1
X
Z-Y

M 1 : 119



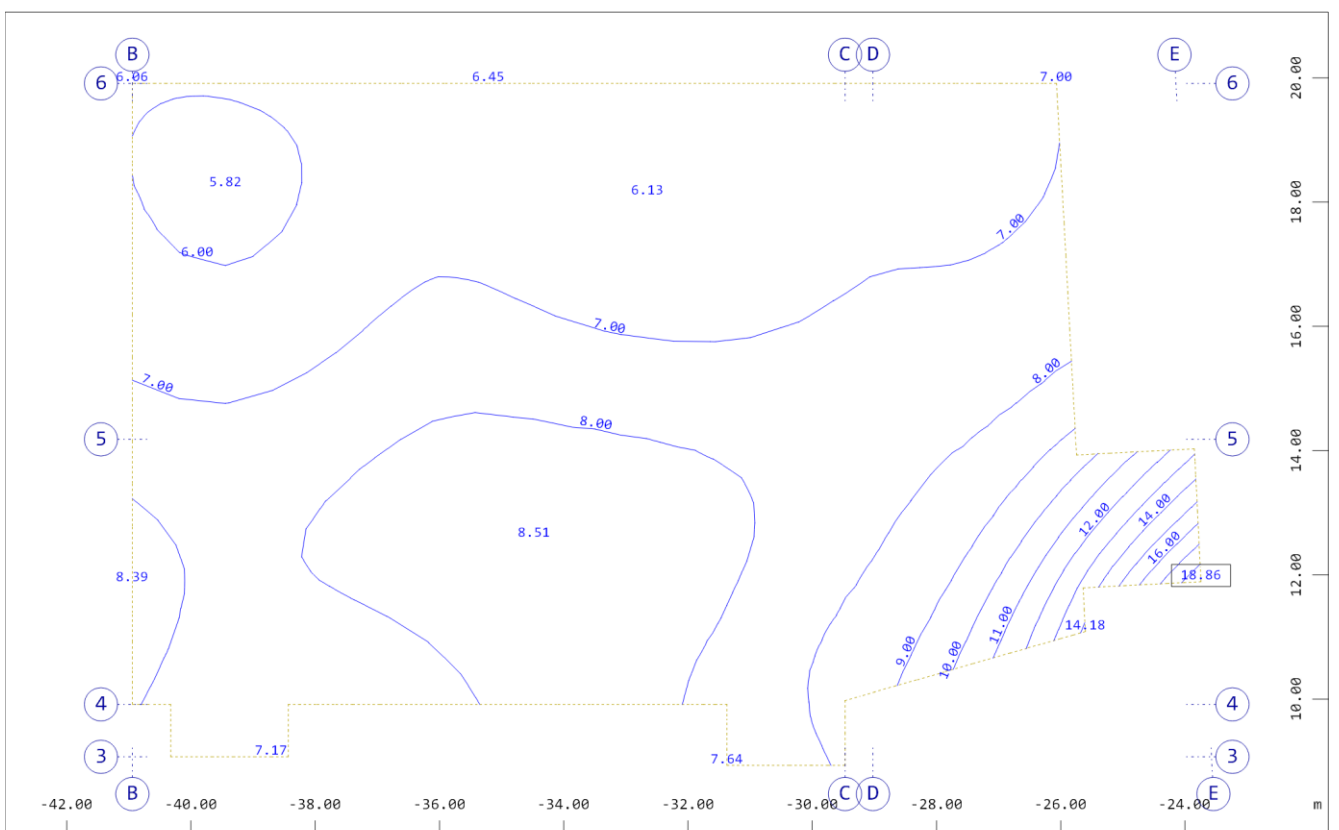
$\text{max.VED} / \text{VRDmax}$ im Knoten, Bemessungsfall 1 , von 0.00 bis 0.44 -
X
Z-Y

M 1 : 119



X Knotenverschiebung in global Z , Absoluter Maximalwert von Lastfall 1151 MAXR-PX KNOT
Z-Y Auflagerkräfte in bis 1382 MINP-URZ KNOT Knotenverschiebung, von 7.19 bis 20.89 Stufen
1.00 mm

M 1 : 119



X Knotenverschiebung in global Z , Lastfall 15000 Summe g , von 5.82 bis 18.86 Stufen
Z-Y 1.00 mm

M 1 : 119



7.2. Pfahlkopfbalken

7.2.20. Achse E

<u>Parameter:</u>	System:	Durchlaufträger
	Abmessung:	$L_{\text{ges}} = 6,55 \text{ m}$
	Querschnitt:	R-QS $b / h = 100 / 100 \text{ cm}$
	Material:	Beton C35/45
		Betonstahl B500B
	Expositionsklasse:	XC2, XF1, XA2 $c_{\text{nom}} = 3,5 \text{ cm}$

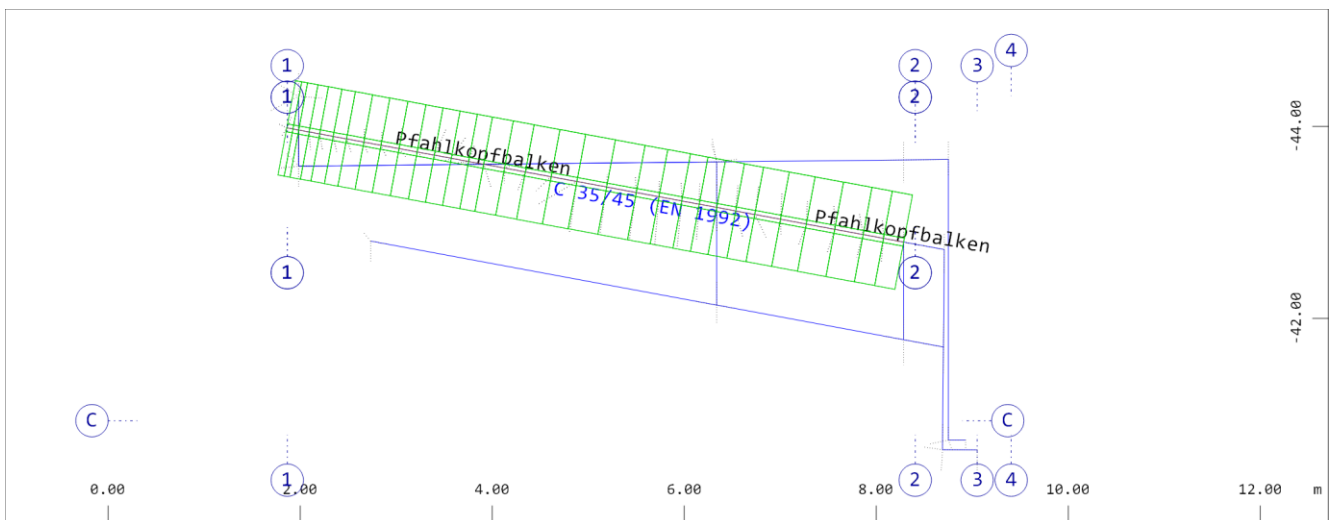
<u>Belastung:</u>	ständige Lasten		
	Eigenlast		programmintern
	aus Pos. 7.1.20		siehe Gesamtmodell
	veränderliche Lasten		
	Nutzlast	aus Pos. 7.1.20	siehe Gesamtmodell
	Schnee	aus Pos. 7.1.20	siehe Gesamtmodell

<u>Modellbildung:</u>	Bettung	$C = 7,5 \text{ MN/m}^3$	
	Nachgiebigkeit Pos. 7.3	$R_k = 600 \text{ kN}, s = 1,5 \text{ cm}$	$C = 40 \text{ MN/m}$

Nachweis: siehe Programmausdruck

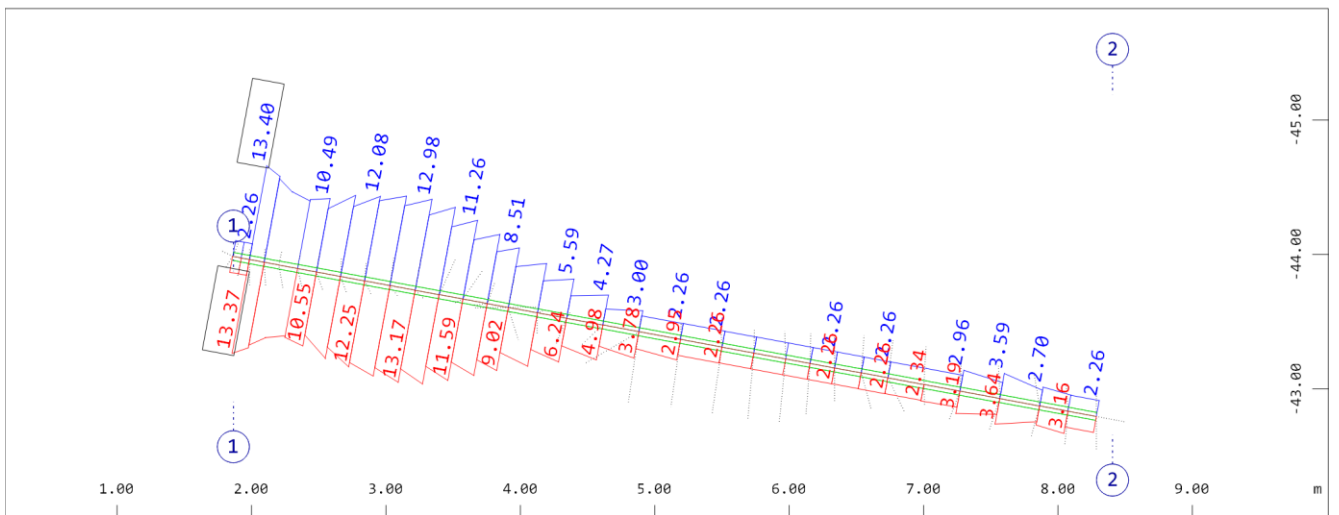
<u>Auflager:</u>	E.1	E.2	E.3	E.4	E.5	E.6	E.7
G [kN]	91,7	197,8	292,1	300,4	321,6	322	153,4
Q [kN]	52,4	111,5	155,8	159,4	166,1	162,5	75,1

<u>Bewehrung:</u>	obere Lage	6Ø20	vorh. $A_s = 18,85 \text{ cm}^2$	$\geq$	erf. $A_s = 13,40 \text{ cm}^2$
	untere Lage	6Ø20	vorh. $A_s = 18,85 \text{ cm}^2$	$\geq$	erf. $A_s = 13,37 \text{ cm}^2$
	Bügel	Ø10/20, n = 4	vorh. $a_{\text{sw}} = 15,71 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\geq$	erf. $a_{\text{sw}} = 12,20 \text{ cm}^2$



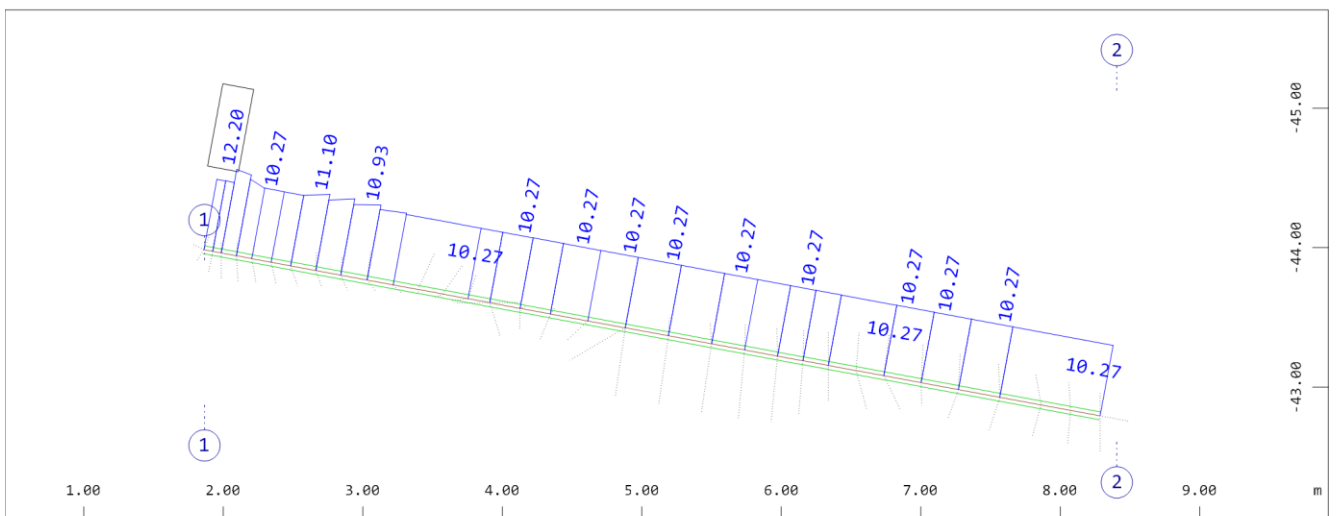
Systemausschnitt Gruppe 0 1
Strukturlinienbezeichnungen (Max=1259)
Materialbezeichnungen, Stabelemente (Max=1)

M 1 : 77



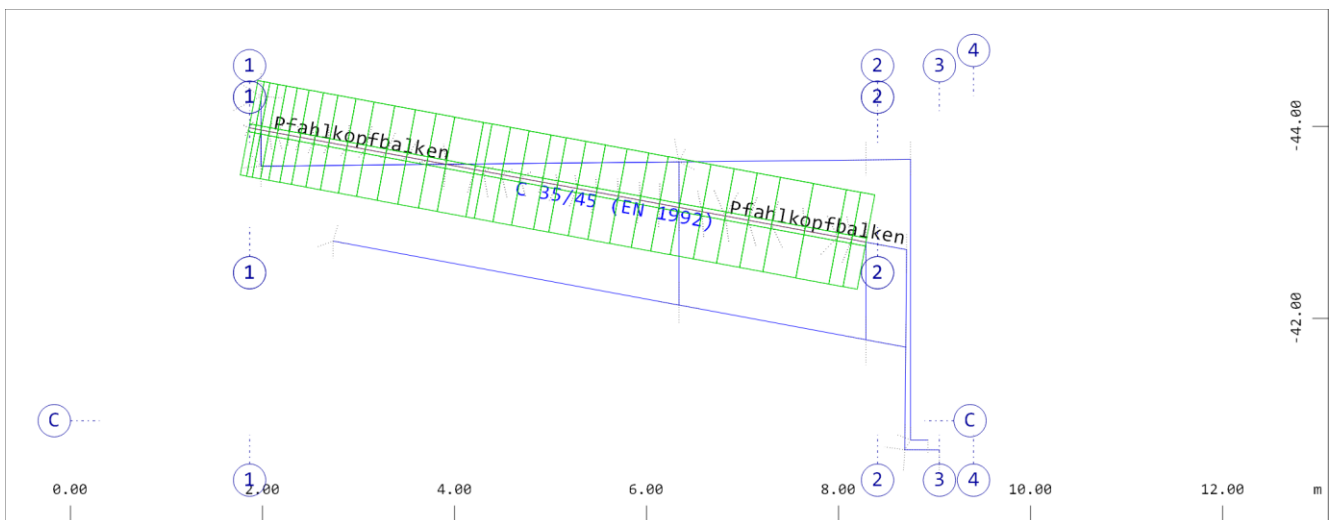
Systemausschnitt Gruppe 1
Stabelemente , Längsbewehrung Rang M1, Absoluter Maximalwert von Bemessungsfall 1 bis 2 ,
1 cm im Raum = 10.000 cm² (Max=13.40)

M 1 : 55



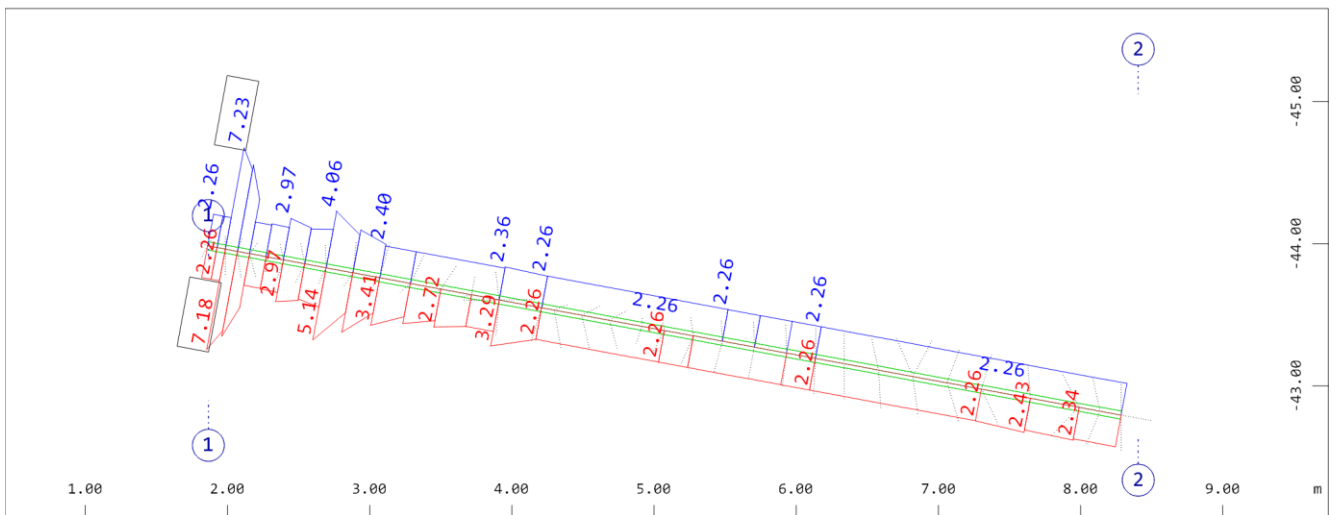
Systemausschnitt Gruppe 1
Stabelemente , Schubbewehrung (Maximum), Absoluter Maximalwert von Bemessungsfall 1 bis 2 ,
1 cm im Raum = 10.000 cm²/m (Max=12.20)

M 1 : 53



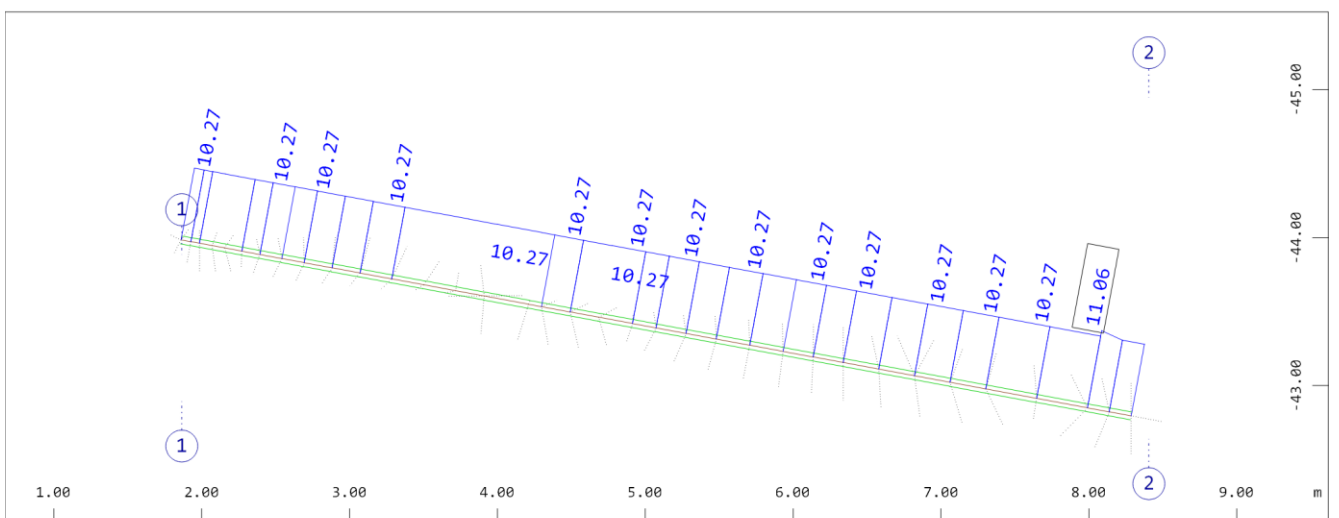
Systemausschnitt Gruppe 0 1
Strukturlinienbezeichnungen (Max=1271)
Materialbezeichnungen, Stabelemente (Max=1)

M 1 : 77



Systemausschnitt Gruppe 1
Stabelemente , Längsbewehrung Rang M1, Absoluter Maximalwert von Bemessungsfall 1 bis 2 ,
1 cm im Raum = 5.0000 cm² (Max=7.23)

M 1 : 52



Systemausschnitt Gruppe 1
Stabelemente , Schubbewehrung (Maximum), Absoluter Maximalwert von Bemessungsfall 1 bis 2 ,
1 cm im Raum = 10.000 cm²/m (Max=11.06)

M 1 : 50



7.3. Pfähle

Die Mikropfähle werden nur im GZG berücksichtigt, um die Setzungen auf ein verträgliches Maß zu reduzieren. Auf der sicheren Seite werden die Pfähle für die Bemessungslast im GZT ausgelegt.

Entsprechend Baugrundgutachten [6] wird für die Vorbemessung der Mikropfähle folgende Mantelreibung angesetzt:

BGS Nr.	Bezeichnung der Baugrundschrift (BGS)	charakteristische Pfahlmantelreibung $q_{s1,k}$ [kN/m²]
1	Auffüllungen	(30,0)
2	Schwemm- und Auelehm, Schwemmsand	40,0
3	Talsande	100,0 / 125,0 ¹⁾

Dabei wurde die Mantelreibung nur für die Baugrundschrift 3 ab einer Tiefe 67,8 m HN berücksichtigt.

Verpresskörper				Stahltragglied nach Z-32.1-8				Stahltragglied nach Z-32.14-217			
Ø [mm] :	250			f_{yk} [N/mm²] :	500			f_{yk} [N/mm²] :	555		
A_s [m²/m] :	0,785			γ_M :	1,15			γ_M :	1,15		
$q_{s,k}$ [kN/m²] :	100	BGS 3.1	66,3...67,8 m HN	Ø [mm] :	43	$R_{i,d}$ [kN] :	631	Ø [mm] :	57,5	$R_{i,d}$ [kN] :	1.129
$q_{s,k}$ [kN/m²] :	125	BGS 3.2	60,00 m HN	Ø [mm] :	50	$R_{i,d}$ [kN] :	854	Ø [mm] :	63,5	$R_{i,d}$ [kN] :	1.377
γ_s :	1,4										
Nr	Achse	G_k [kN]	Q_k [kN]	V_k [kN]	V_{Ed} [kN]	erf. Einbinde- länge [m]	OK Pfahl [m HN]	OK BGS 3.1 [m HN]	erf. Pfahl- länge [m]	gew. Pfahl- länge [m]	Stahltragglied Ø [mm]
B/C 1	B/C				328,0	5,8	66,55	65,80	6,59	8,0	40
B/C 1/2	B/C				347,0	6,1	66,55	65,80	6,86	8,0	40
B/C 2	B/C				376,0	6,5	66,55	65,80	7,27	9,0	40
C/2	B/C				388,0	6,7	66,55	65,80	7,44	9,0	40
									Summe [m]	34,0	40