Bauvorhaben

Neubau KITA Heiligensee

Elchdamm 217
13503 Berlin-Heiligensee

Statische Berechnung

Leistungsphase 4

Bauherr	Ev. Kirchenkreisverband für Kindertageseinrichtungen Berlin Mitte-Nord Händelallee 22 10557 Berlin
Architektur	Stark + Stilb Architekten Am Treptower Park 28-30 12435 Berlin
Tragwerksplanung	Ingenieurbüro für Tragwerksplanung Dr.-Ing. Christian Müller GmbH Windscheidstraße 12 10627 Berlin Tel.: 030 / 323 01 666 www.cmib.de
Aufgestellt	26.07.2024, letzter Stand: 14.01.2025 M.Sc. Cornelia Stiegert M.Sc. Elisa Beringmeier
Auftragsnummer	1911

Inhaltsverzeichnis

Inhaltsverzeichnis		1''
Baubeschreibung		3
Verwendete Normen		4
Verwendete EDV-Programme		4
Plangrundlagen		4
Literaturverzeichnis		4
Allgemeine Hinweise		5
Lastannahmen		6
Feuerwiderstandsnachweis		19
Positionspläne, M 1:100		21
Pos. 1	Aussteifung	22
Pos. 100	Dachdecke, OSB-3 , d=25 mm	61
Pos. 101	Dachbinder, GL24h, b/h= 20/36cm, e $\leq$ 125 cm	70'
Pos. 102	Wechsel, GL24h, b/h= 10/36cm, e $\leq$ 125 cm	93
Pos. 103	Dachbinder, GL24h, b/h $\geq$ 28/36cm	96
Pos. 105	Aufzugsüberfahrt, C25/30, XC1, h=18 cm	117
Pos. 110	Unterzug, S235 JR, HEB 240	120'
Pos. 111	Ringanker, C25/30, XC1, b/h = 24/24 cm	126
Pos. 112	Sturz, KS-Flachsturz, 4DF, b = 24 cm, L_A = 17,5 cm	133
Pos. 113	Unterzug, S235 JR, RRO 150x100x6,3mm	134.1
Pos. 120	Außenwand, KS-P SFK 20, RD 2,0, DBM, d=24 cm	135
Pos. 121	Innenwand, KS-P SFK 20, RD 2,0, DBM, d=24 cm	137
Pos. 122	Innenwand, C25/30, XC1, d=24 cm	139
Pos. 123	Aufzugswand, C25/30, XC1, d=24 cm	140
Pos. 124	Holzständerwand, C24, verschiedene Querschnitte	141'
Pos. 130	Stütze, S235 JR, QRO 100x6,3 mm, warmgefertigt	156
Pos. 200	Decke ü. 1. OG, C25/30, XC1, h=24 cm	160
Pos. 210	Unterzug, C25/30, XC1, b/h = 24/34,5 cm	184
Pos. 211	Sturz, KS-Flachsturz, 4DF, b = 24 cm, L_A = 17,5 cm	189
Pos. 212	Unterzug, C25/30, XC1, b/h = 24/24 cm	190.1
Pos. 220	Außenwand, KS-P SFK 20, RD 2,0, DBM, d=24 cm	191

Pos. 221	Innenwand, KS-P SFK 20, RD 2,0, DBM, d=24 cm	192
Pos. 222	Innenwand, C25/30, XC1, d=24 cm	193
Pos. 223	Aufzugswand, C25/30, XC1, d=25 cm	194
Pos. 224	Holzständerwand	195
Pos. 225	Aufkantung, C25/30, XC3, d=15 cm	196
Pos. 230	Stütze, S235 JR, QRO 100x10,0 mm, warmgefertigt	198'
Pos. 300	Decke ü. EG, C25/30, XC1, h=24 cm	199
Pos. 310	Unterzug, C25/30, XC1, b/h = 24/35 cm	223
Pos. 311	Unterzug, C25/30, XC1, b/h = 24/105 cm	228
Pos. 312	Unterzug, C25/30, XC1, b/h = 55/40 cm	234
Pos. 313	Unterzug, C25/30, XC1, b/h = 50/55 cm	239'
Pos. 314	Unterzug, C25/30, XC1, b/h = 24/55 cm	245'
Pos. 315	Unterzug, C25/30, XC1, b/h = 24x55cm	250
Pos. 316	Unterzug, C25/30, XC1, b/h = 24/60 cm	255
Pos. 317	Unterzug, C25/30, XC1, b/h = 24/40 cm	260
Pos. 318	Sturz, KS-Flachsturz, 4DF, b = 24 cm, L_A = 11,5 cm	265
Pos. 319	Unterzug, C25/30, XC1, b/h = 24/24 cm	267
Pos. 320	Außenwand, KS-P SFK 20, RD 2,0, DBM, d=24 cm	272
Pos. 321	Innenwand, KS-P SFK 20, RD 2,0, DBM, d=24 cm	275
Pos. 322	Innenwand, C25/30, XC1, d=24 cm	277
Pos. 323	Aufzugswand, C25/30, XC1, d=25 cm	279
Pos. 324	Außenwand erdberührt, C25/30, XC3, WU, d=24 cm	280
Pos. 326	Winkelstützwand, C25/30, XC4, d=24 cm	288'
Pos. 327	Winkelstützwand, C25/30, XC4, d=24 cm	292''
Pos. 330	Stütze, C25/30, XC1, b/h=24/24 cm	295
Pos. 341	Deckengleicher Unterzug, C25/30, XC1, b/h = 24x24cm	296.1
Pos. 400	Bodenplatte, C25/30, XC2, WU, h = 40 cm	297
Pos. 500	Treppenlauf mit Podest, C25/30, XC1, h = 20 cm	341'
Pos. 501	Treppenlauf mit Podest, C25/30, XC1, unterschiedliche Höhen	361'
Pos. 502	Podest, C25/30, XC1, h = 24 cm	365'

Baubeschreibung

Die 3- geschossige Kindertagesstätte erhält einen rechteckigen Grundriss mit versetzten Bereichen ab dem ersten Obergeschoss, sodass Rücksprüngen entstehen.

Die äußere Grundfläche beträgt ca. 24,0 m x 42,0 m, mit einer mittleren Tiefe 22 m im Erdgeschoss und im ersten Obergeschoss und zweiten Obergeschoss 17 m.

Die Gebäudehöhe beträgt maximal ca. 13 m. Bei dem ansteigenden Gelände ist ein ebenerdiger Zugang im EG und 1.OG möglich.

Das Gebäude ist in die Gebäudeklasse 3 einzuordnen.

Die Dachform ist ein Sheddach aus Dachbindern, welche sich jeweils aus einem schrägen und einem steilen Sparren zusammensetzen. Der Sparrenabstand ist unregelmäßig, jedoch maximal 1,25 m. Bei den Decken handelt es sich um Stahlbetondecken.

Die tragenden Gruppenraumtrennwände und Treppenhauswände sind in Kalksandstein oder Stahlbeton geplant. Im 2.Obergeschoss ist die Giebelwand eine Holzständerwand (HSW), welche für die Aussteifung mit herangezogen wird. Im 1.Obergeschoss handelt es sich bei der Giebelwand um eine nicht tragende Holzständerwand.

Die Flurwände sind nicht tragend.

Die tragenden Außenwände an Traufe (Ost-/ Westseite) sind in Kalksandstein oder Stahlbeton vorgesehen.

Die nichttragenden Innenwände können in Trockenbauweise mit gleitenden Decken- und Wandanschlüssen hergestellt werden.

Die Aufzugswände können als Stahlbetonwände ausgeführt werden und stehen selbst tragend in dem Treppenauge.

Die außen umlaufenden Treppenhauswände werden in Stahlbeton bzw. Mauerwerk errichtet.

Die Treppenläufe aus Stahlbeton werden akustisch entkoppelt vorgesehen.

Die Hauptpodeste sind in direkter Verbindung mit den Decken und haben einen schwimmenden Estrich.

Das Gebäude wird auf eine gebettete Bodenplatte abgelastet.

Der höchst zu erwartende Grundwasserstand HGW +32,2 m NHN nach FIS-Broker Berlin und somit bei OKG = ca. OKFF EG ca. +38,00 m NHN bei ca. 5,8 unter Gelände.

Für die Gründung ist somit auch keine Wasserhaltung erforderlich.

Das Gebäude ist jedoch durch die Hanglage > 3 m teilweise im Baugrund und somit gegen drückendes Schichtenwasser abzudichten.

Die Aufzugsunterfahrten > 1,0 m sollten nicht minimiert werden um keine höheren Wartungskosten an den Aufzügen zu erhalten.

Verwendete Normen

DIN EN 1990:	2010-12
DIN EN 1991:	2010-12
DIN EN 1992:	2011-01
DIN EN 1993:	2010-12
DIN EN 1995:	2010-12
DIN EN 1996:	2010-12
DIN EN 1997:	2009-09

Verwendete EDV-Programme

RIB Software GmbH, Trimas ®

Harzer Statik Software

Würth Technical Software II

Fischer FiXperience

HALFEN Durchstanz- und Querkraftbewehrung

ALLPLAN, Version Allplan 2021

Plangrundlagen

Architektenpläne von Stark + Stilb Architekten: Grundrisse und Schnitte vom 25.06.2024., M 1:50

Brandschutzkonzept von Büro BBIG Berliner Brandschutz Ingenieurgesellschaft mbH vom 25.04.2024

Baugrundgutachten von Ingenieurbüro für Grundbau und Umwelttechnik Günther & Lippick GbR vom 26.08.2019

Literaturverzeichnis

Schneider: „Bautabellen für Ingenieure", 23. Auflager, Bundesanzeiger Verlag GmbH

Bargmann: „Historische Bautabellen", 3. Auflage, Werner-Verlag

Allgemeine Hinweise

Diese Statische Berechnung erbringt die Nachweise der Bauteile soweit sie zur Beurteilung der Standsicherheit des Bauwerkes erforderlich ist. Sie gilt nur in Verbindung mit den Positionsplänen.

Die Bauausführung hat nach den derzeit geltenden bauaufsichtlich eingeführten Technischen Baubestimmungen sowie den anerkannten Regeln der Technik zu erfolgen.

Lastannahmen

Dachdecke über 2. OG – Steildach ca. 80°

Werkstoff	Stärke [mm]	Lastannahme [kN/m²]
Holz-Verkleidung incl. Unterkonstruktion		0,50
Abdichtung 2lg.		0,14
Dämmung	<160	0,16
Dampfsperre		0,07
OSB-3-Schalung als Scheibe	30	0,21
Dachbinder Holz 20/36 e ≤ 1,25 m	360	0,35
Sparschalung	12	0,08
Dämmung	80	0,08
Akustikdecke zementgebunden – Holzwolle Leichtbauplatte z.B. Fibro-Kustik 50 mm	50	0,30
Installation		0,10
Eigengewicht		Σ g = 1,99
gewählt:		**g = 2,10 kN/m²**

Schneelastermittlung siehe S.18

Schnee incl. Verwehungen **s = 0,68 – 1,36 kN/m²**

Mannlast zur Wartung **Q = 1,5 kN**

Windlastermittlung siehe S. 13

Dachdecke über 2. OG – Schrägdach ca. 10°

Werkstoff	Stärke [mm]	Lastannahme [kN/m²]
PV-Anlage		1,20
Abdichtung 2lg.		0,14
Dämmung	<160	0,16
Dampfsperre		0,07
OSB-3-Schalung als Scheibe	30	0,21
Dachbinder Holz 20/36 e ≤ 1,25 m	360	0,35
Sparschalung	12	0,08
Dämmung	80	0,08
Akustikdecke zementgebunden – Holzwolle Leichtbauplatte z.B. Fibro-Kustik 50 mm	50	0,30
Installation		0,10
Eigengewicht		Σ g = 2,69
gewählt:		**g = 2,80 kN/m²**

Schneelastermittlung siehe S.18

Schnee incl. Verwehungen **s = 0,68 – 1,36 kN/m²**

Mannlast zur Wartung **Q = 1,5 kN**

Windlastermittlung siehe S. 13

Dachdecke über EG – Dachterrasse im 1. OG

Werkstoff	Stärke [mm]	Lastannahme [kN/m²]
Holzbelag	50	0,30
Stahlgeländer	Nicht auf Flä. verteilt	wird lokal berücksichtigt
Abdichtung 2lg.		0,14
Dämmung / Gefälledämmung	170	0,17
Dampfsperre		0,07
Stahlbetonplatte	240	6,00
Spachtel Gips	5	0,09
Akustiksegel GKB 15 + WD 50 mm	50	0,40
Installation		0,10

Eigengewicht Σ g = 7,27

gewählt: **g = 7,65 kN/m²**

Verkehrslast Balkone (Kat. Z) **q = 4,00 kN/m²**

Wind- und Schneelast sind im Balkonbereich vernachlässigbar!

Attikalasten (55/20 cm) **g = 2,75 kN/m**

Dachdecke über EG – Gründach im 1. OG

Werkstoff	Stärke [mm]	Lastannahme [kN/m²]
Betonplatte im Splitt	40 + 40	1,64
Stahlgeländer	Nicht auf Flä. verteilt	wird lokal berücksichtigt
Abdichtung 2lg.		0,14
Dämmung / Gefälledämmung	i.M. 170	0,17
Dampfsperre		0,07
Stahlbetonplatte	240	6,00
Spachtel Gips	5	0,09
Akustiksegel GKB 15 + WD 50 mm	50	0,40
Installation		0,10

Eigengewicht Σ g = 8,61

gewählt: **g = 8,90 kN/m²**

Schneelastermittlung siehe S.18

Schnee incl. Verwehung **s = 0,68 – 1,36 kN/m²**

Attikalasten (55/20 cm) **g_k = 2,75 kN/m**

Decke über EG + 1. OG - Innenräume

Werkstoff	Stärke [mm]	Lastannahme [kN/m²]
Belag Linolium	5	0,07
Zement Estrich	85	1,87
Trittschalldämmung Mineralwolle	40	0,04
Stahlbetonplatte	240	6,00
Spachtel Gips	5	0,09
Akustikdecke GKF 12 + WD	12,5 + 50	0,40
Installation		0,10

Eigengewicht Σ g = 8,65

gewählt: **g = 8,70 kN/m²**

Verkehrslast Kita Gruppenr. (Kat. C1) zzgl TWZ für leichte Trennwände bis 300 kg/m (= 3,0kN/m² + 0,8kN/m²) **q_{C1} = 3,80 kN/m²**

Verkehrslast Kita Flur (Kat. C3) **q_{C3} = 5,0 kN/m²**

Bodenplatte

Werkstoff	Stärke [mm]	Lastannahme [kN/m²]
Belag Linolium	5	0,07
Zement Estrich	85	1,87
Trittschalldämmung Mineralwolle	40	0,04
Dämmung	80	0,08
Stahlbetonplatte	400	10,00
Sauberkeitsschicht Magerbeton	50	-

Eigengewicht Σ g = 12,06

gewählt: **g = 12,10 kN/m²**

Verkehrslast Kita Gruppenr. (Kat. C1) zzgl TWZ für leichte Trennwände bis 300 kg/m (= 3,0kN/m² + 0,8kN/m²) **q_{C1} = 3,80 kN/m²**

Verkehrslast Kita Flur (Kat. C3) **q_{C3} = 5,0 kN/m²**

Treppenlauf (Innen, schallentkoppelt aufgelegt) incl. Zwischenpodest (ohne Stufen)

Werkstoff	Stärke [mm]	Lastannahme [kN/m²]
Stahlgeländer	Auf Fläche verteilt	0,83
Belag Linolium	5	0,07
Spachtelmasse	10	0,24
Stahlbetonlauf 22 cm (α = 59,9°)	220	6,40
Stahlbetonstufe	168 / 2 = 84	2,10

Eigengewicht Σ g = 8,50 + 1,14 = 9,64

gewählt: **g = 9,70 kN/m²**

Verkehrslast Treppe (Kat. T2 n. C1) **q = 5,00 kN/m²**

Treppenlauf Hauptpodest (wie Deckenaufbau Decke über EG / 1. OG – Innenräume)

Werkstoff	Stärke [mm]	Lastannahme [kN/m²]
Wie Innenräume Eigengewicht		

Eigengewicht Σ g = 6,00 + 2,65 = 8,65

gewählt: **g_k = 8,70 kN/m²**

Verkehrslast Treppe (Kat. T2 n. C1) **q = 5,00 kN/m²**

Außenwand nicht tragend - Holzständerwand

Werkstoff	Stärke [mm]	Lastannahme [kN/m²]
Holzschale sibirische Lärche	22	0,18
Unterkonstruktion 30/80	30	0,03
ggf. Blechabdichtung		0,15
ggf. Fassadenbahn Abdichtung 1lg.		0,07
DWD diffusionsoffene Holzfaserplatte	16	0,10
Holz Ständer < 10/20 e = 0,6 m	120 + 80	0,20
Dämmung (MiWo)	120 + 80	0,20
Dampfsperre		0,07
OSB-3-Schalung	18	0,13
Unterkonstruktion 40/60	30	0,03
Installation / Dämmung (MiWo)	40	0,04
3-Schnittplatte Holz oder Schalung	19	0,10

Eigengewicht Σ g = 1,08 kN/m²

gewählt: **g = 1,20 kN/m²**

Als Linienlast 2. OG g_1 = 1,20 kN/m² * 4,3 m = **5,2 kN/m**

Als Linienlast 1. OG g_1 = 1,20 kN/m² * 3,6 m = **4,4 kN/m**

Außenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton - Holzverkleidung

Werkstoff	Stärke [mm]	Lastannahme [kN/m²]
Holzschale sibirische Lärche	22	0,18
Unterkonstruktion 30/80	30	0,03
ggf. Blechabdichtung		0,15
ggf. Fassadenbahn Abdichtung 1lg.		0,07
DWD diffusionsoffene Holzfaserplatte	16	0,10
Holz Ständer < 10/18 e = 0,6 m	180	0,18
Dämmung (MiWo)	180	0,18
Stahlbeton	240	6,00
alternativ Mauerwerk KS RDK 2,2	alternativ 240	alternativ 5,3
Gipsputz	15	0,27

Eigengewicht Σ g = 7,16 kN/m²

gewählt: **g = 7,20 kN/m²**

Als Linienlast 2. OG g_1 = 7,20 kN/m² * 4,3 m = **31,0 kN/m**

Als Linienlast 1. OG g_1 = 7,20 kN/m² * 3,6 m = **26,0 kN/m**

Außenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton - WDVS

Werkstoff	Stärke [mm]	Lastannahme [kN/m²]
Oberputz	15	0,15
Dämmung MiWo	180	0,18
Klebemörtel	1	-
Stahlbeton	240	6,00
Gipsputz	15	0,27

Eigengewicht Σ g = 6,6 kN/m²

gewählt: **g = 7,00 kN/m²**

Als Linienlast EG g_1 = 7,00 kN/m² * 4,0 m = **28,0 kN/m**

Außenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton - erdberührend

Werkstoff	Stärke [mm]	Lastannahme [kN/m²]
Kalkzementputz	15	0,40
Dämmung MiWo	180	0,18
Stahlbeton WU	240	6,00
Gipsputz bzw. Noppenbahn	7	0,30

Eigengewicht Σ g = 6,88 kN/m²

gewählt: **g = 7,00 kN/m²**

Als Linienlast EG g_1 = 7,00 kN/m² * 4,0 m = **28,0 kN/m**

Innenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton

Werkstoff	Stärke [mm]	Lastannahme [kN/m²]
Gipsputz	15	0,27
Stahlbeton	240	6,00
Kalkzementputz	20	0,40

Eigengewicht Σ g = 6,67 kN/m²

gewählt: **g = 6,70 kN/m²**

Als Linienlast 2. OG g_1 = 6,70 kN/m² * 4,3 m = **28,90 kN/m**

Als Linienlast 1. OG g_1 = 6,70 kN/m² * 3,6 m = **24,20 kN/m**

Als Linienlast EG g_1 = 6,70 kN/m² * 4,0 m = **26,8 kN/m**

Windlasten

Es wird mit einer Dachneigung von 13° bzw. 77° gerechnet, welche aufgrund lediglich geringfügiger Unterschiede ebenfalls für die Dachneigung 10° bzw. 80° verwendet werden können.

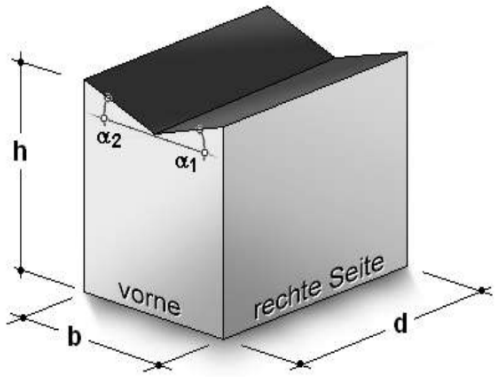
Position: 0 Wind- und Schneelastermittlung

Ermittlung von Wind- und Schneelasten nach EC1 - NA Deutschland

Standortdaten:

Ort =	Berlin
Postleitzahl =	13503
Kreis =	Berlin - Stadt
Regierungsbezirk =	-
Bundesland =	Berlin
Telefon-Vorwahl =	030
Höhe A über NN =	42 m
Schneelastzone =	2
Windzone =	2

Standort gehört zur norddeutschen Tiefebene!



Bauwerksdaten:

Dachform =	Trogdach
Gebäudehöhe h =	12,5 m
Gebäudebreite b =	14,0 m
Gebäudelänge d =	22,0 m
Dachneigung a1 =	13,0 °
Dachneigung a2 =	77,0 °

Windlasten EC1-1-4:

Geländekategorie = III
Geschwindigkeitsdruck qb,0 = 0,39 kN/m²
Winddruck qp(h) = 0,67 kN/m²
Windlasten werden nach genauem Verfahren ermittelt (Anhang B mit Geländekategorien)!

Windlasten für Dach unter Anströmung von vorne (Theta = 90°):

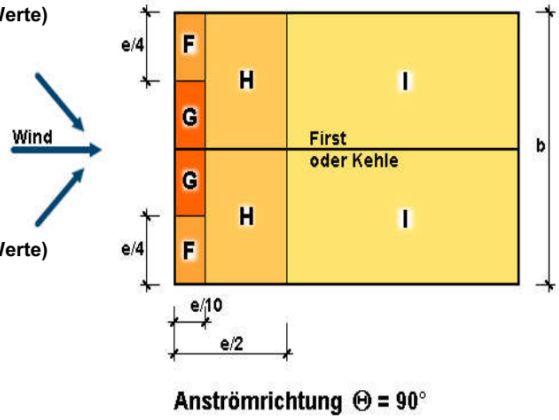
e/10 = 1,40 m e/4 = 3,50 m e/2 = 7,00 m

cpe-Werte / we,k für Dachneigung alpha1 = 13,0 ° (we,k für cpe,10-Werte)

Bereich	cpe,10 [-]	cpe,1 [-]	we,k [kN/m²]
F	-1,88	-2,50	-1,26
G	-1,20	-2,00	-0,80
H	-0,78	-1,20	-0,52
I	-0,76	-1,20	-0,51

cpe-Werte / we,k für Dachneigung alpha2 = 77,0 ° (we,k für cpe,10-Werte)

Bereich	cpe,10 [-]	cpe,1 [-]	we,k [kN/m²]
F	0,00		0,00
G	0,00		0,00
H	0,00		0,00
I	0,00		0,00



Anströmrichtung Θ = 90°

Windlasten für Dach unter Anströmung von rechts / links (Theta = 0° / 180°):

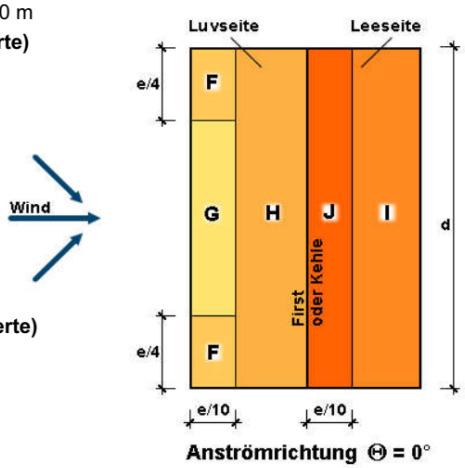
e/10 = 2,20 m e/4 = 5,50 m e/2 = 11,00 m

cpe-Werte / we,k für Wind von rechts, Theta = 0° (we,k für cpe,10-Werte)

Bereich	cpe,10 [-]	cpe,1 [-]	we,k [kN/m²]
F	-2,46	-2,74	-1,64
G	-1,28	-2,00	-0,86
H	-0,88	-1,20	-0,59
I	0,00		0,00
J	0,00		0,00

cpe-Werte / we,k für Wind von links, Theta = 180° (we,k für cpe,10-Werte)

Bereich	cpe,10 [-]	cpe,1 [-]	we,k [kN/m²]
F	0,00		0,00
G	0,00		0,00
H	0,00		0,00
I	-0,52/0,20	-0,52/0,20	-0,35/0,13
J	-0,68/0,20	-1,08/0,20	-0,45/0,13

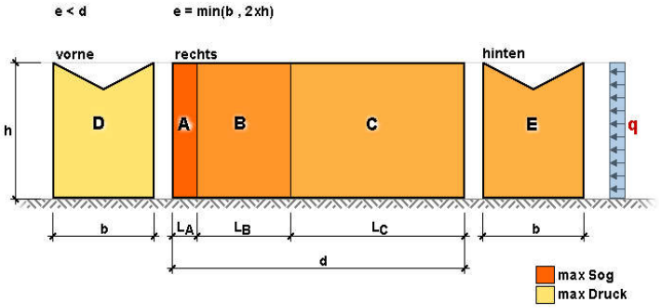


Windlasten für Wände unter Anströmung von vorne:

e = 14,00 m
LA = 2,800 m
LB = 11,200 m
LC = 8,000 m

cpe-Werte und we,k für Wände (für cpe,10 -Werte)

Bereich	cpe,10 [-]	cpe,1 [-]	we,k [kN/m²]
A	-1,20	-1,40	-0,80
B	-0,80	-1,10	-0,53
C	-0,50	-0,50	-0,33
D	0,74	1,00	0,50
E	-0,38	-0,50	-0,26

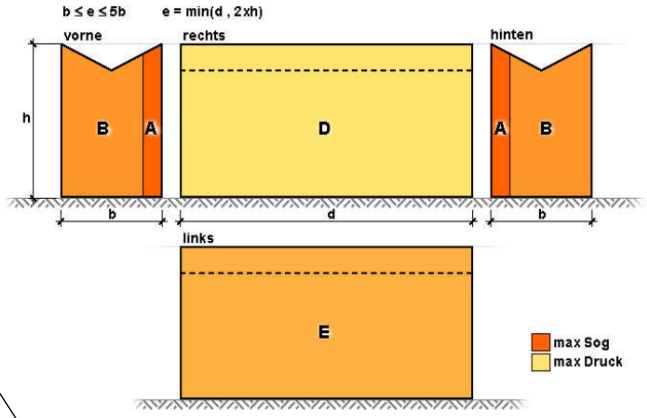


Windlasten für Wände unter Anströmung von rechts:

e = 22,00 m
LA = 4,400 m
LB = 9,600 m

cpe-Werte und we,k für Wände (für cpe,10 -Werte)

Bereich	cpe,10 [-]	cpe,1 [-]	we,k [kN/m²]
A	-1,20	-1,40	-0,80
B	-0,80	-1,10	-0,53
D	0,79	1,00	0,53
E	-0,47	-0,50	-0,32



maßg. Windsog für Bemessung der aussteifenden HSW

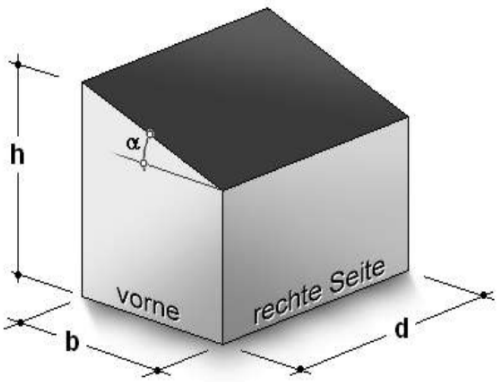
Position: 0 Windlastermittlung_3_Pultdach

Ermittlung von Wind- und Schneelasten nach EC1 - NA Deutschland

Standortdaten:

Ort =	Berlin
Postleitzahl =	13503
Kreis =	Berlin - Stadt
Regierungsbezirk =	-
Bundesland =	Berlin
Telefon-Vorwahl =	030
Höhe A über NN =	42 m
Schneelastzone =	2
Windzone =	2

Standort gehört zur norddeutschen Tiefebene!



Bauwerksdaten:

Dachform =	Pultdach
Gebäudehöhe h =	12,5 m
Gebäudebreite b =	7,0 m
Gebäudelänge d =	22,0 m
Dachneigung a1 =	13,0 °

Windlasten EC1-1-4:

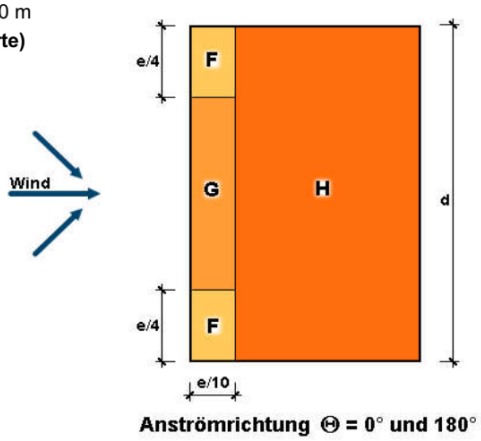
Geländekategorie = III
Geschwindigkeitsdruck qb,0 = 0,39 kN/m²
Winddruck qp(h) = 0,67 kN/m²
Windlasten werden nach genauem Verfahren ermittelt (Anhang B mit Geländekategorien)!

Windlasten für Dach unter Anströmung von rechts (Theta = 0°):

e/10 = 2,20 m e/4 = 5,50 m e/2 = 11,00 m

cpe-Werte / we,k für Dachneigung alpha = 13,0 ° (we,k für cpe,10-Werte)

Bereich	cpe,10 [-]	cpe,1 [-]	we,k [kN/m²]
F	0,16/-1,06	0,16/-2,10	0,11/-0,71
G	0,16/-0,88	0,16/-1,60	0,11/-0,59
H	0,16/-0,36	0,16/-0,48	0,11/-0,24



Anströmrichtung Θ = 0° und 180°

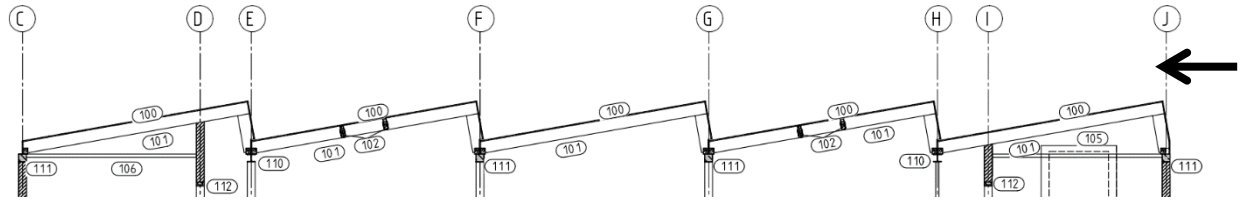
Windlasten für Dach unter Anströmung von links (Theta = 180°):

e/10 = 2,20 m e/4 = 5,50 m e/2 = 11,00 m

cpe-Werte / we,k für Dachneigung alpha = 13,0 ° (we,k für cpe,10-Werte)

Bereich	cpe,10 [-]	cpe,1 [-]	we,k [kN/m²]
F	-2,46	-2,72	-1,64
G	-1,30	-2,00	-0,87
H	-0,80	-1,20	-0,53

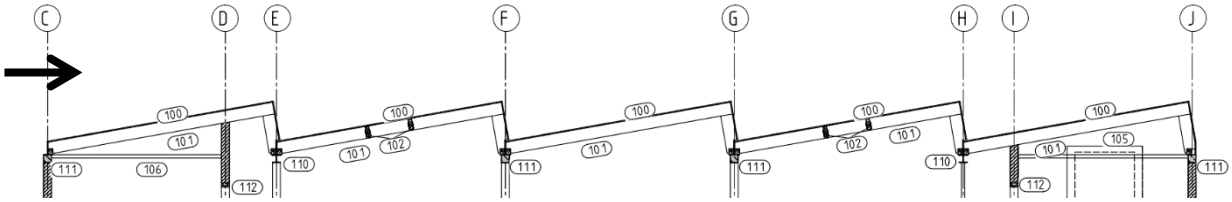
Systemübersicht zur Windlast (Sheddach EC Bild 7.10 Typ A / B)



Windlast Anströmung von **rechts** / 0° max. Druck für das gewählte System

Erste Steildachbereich 80° wie Pultdach	w_{druck}	= + 0,53 kN/m² * 1,0	= + 0,53 kN/m²
1. Trogdachbereich 10° F	w_{sog}	= - 1,64 kN/m² * 1,0	= - 1,64 kN/m²
1. Trogdachbereich 80° H	w_{druck}	= + 0,53 kN/m² * 1,0	= + 0,53 kN/m²
	(w_{sog}	= - 0,59 kN/m² * 1,0, beim System günstig wirkend)	
2. Trogdachbereich 10° H	w_{sog}	= - 0,59 kN/m² * 0,8	= - 0,48 kN/m²
2. Trogdachbereich 80° H	w_{druck}	= + 0,53 kN/m² *0,8	= + 0,42 kN/m²
	(w_{sog}	= - 0,35 kN/m² * 0,8, beim System günstig wirkend)	
3. - 4. Trogdachbereich 10° H	w_{sog}	= - 0,59 kN/m² * 0,6	= - 0,36 kN/m²
3. - 4. Trogdachbereich 80° H	w_{druck}	= + 0,53 kN/m² *0,6	= + 0,32 kN/m²
	(w_{sog}	= - 0,35 kN/m² * 0,6, beim System günstig wirkend)	
letztes Schrägdachb. 10° wie Pult H	w_{sog}	= - 0,53 kN/m² * 0,6	= - 0,32 kN/m²

Systemübersicht zur Windlast (Sheddach EC Bild 7.10 Typ A / B)



Windlast Anströmung von **links** / 180° max. Druck für das gewählte System

1. Schrägdachbereich 10° wie Pultdach	w_{druck}	= + 0,13 kN/m² * 1,0	= + 0,13 kN/m²
1. Trogdachbereich 80°	w_{sog}	= - 0,33 kN/m² * 1,0	= - 0,33 kN/m²
1. Trogdachbereich 10°	w_{druck}	= + 0,13 kN/m² * 1,0	= + 0,13 kN/m²
2. Trogdachbereich 80°	w_{sog}	= - 0,33 kN/m² *0,8	= - 0,27 kN/m²
2. Trogdachbereich 10°	w_{druck}	= + 0,13 kN/m² *0,8	= + 0,11 kN/m²
3. - 4. Trogdachbereich 80°	w_{sog}	= - 0,33 kN/m² * 0,6	= - 0,20 kN/m²
3. - 4. Trogdachbereich 10°	w_{druck}	= + 0,13 kN/m² * 0,6	= + 0,08 kN/m²
letzter Steildachbereich 80° wie Pultdach	w_{sog}	= - 0,33 kN/m² * 0,6	= - 0,20 kN/m²

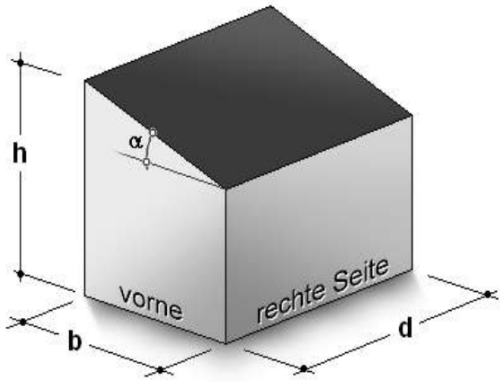
Position: 0 Windlastermittlung_4_Pultdach_steil

Ermittlung von Wind- und Schneelasten nach EC1 - NA Deutschland

Standortdaten:

Ort =	Berlin
Postleitzahl =	13503
Kreis =	Berlin - Stadt
Regierungsbezirk =	-
Bundesland =	Berlin
Telefon-Vorwahl =	030
Höhe A über NN =	42 m
Schneelastzone =	2
Windzone =	2

Standort gehört zur norddeutschen Tiefebene!



Bauwerksdaten:

Dachform =	Pultdach
Gebäudehöhe h =	12,5 m
Gebäudebreite b =	1,0 m
Gebäudelänge d =	22,0 m
Dachneigung a1 =	77,0 °

Windlasten EC1-1-4:

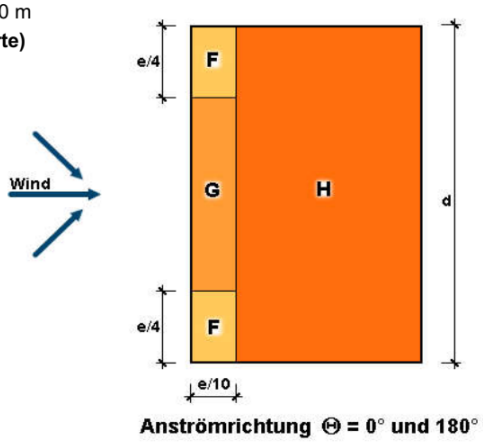
Geländekategorie = III
Geschwindigkeitsdruck qb,0 = 0,39 kN/m²
Winddruck qp(h) = 0,67 kN/m²
Windlasten werden nach genauem Verfahren ermittelt (Anhang B mit Geländekategorien)!

Windlasten für Dach unter Anströmung von rechts (Theta = 0°):

e/10 = 2,20 m e/4 = 5,50 m e/2 = 11,00 m

cpe-Werte / we,k für Dachneigung alpha = 77,0 ° (we,k für cpe,10-Werte)

Bereich	cpe,10 [-]	cpe,1 [-]	we,k [kN/m²]
F	0,80	0,80	0,53
G	0,80	0,80	0,53
H	0,80	0,80	0,53



Anströmrichtung Θ = 0° und 180°

Windlasten für Dach unter Anströmung von links (Theta = 180°):

e/10 = 2,20 m e/4 = 5,50 m e/2 = 11,00 m

cpe-Werte / we,k für Dachneigung alpha = 77,0 ° (we,k für cpe,10-Werte)

Bereich	cpe,10 [-]	cpe,1 [-]	we,k [kN/m²]
F	-0,50	-1,00	-0,33
G	-0,50	-0,50	-0,33
H	-0,50	-0,50	-0,33

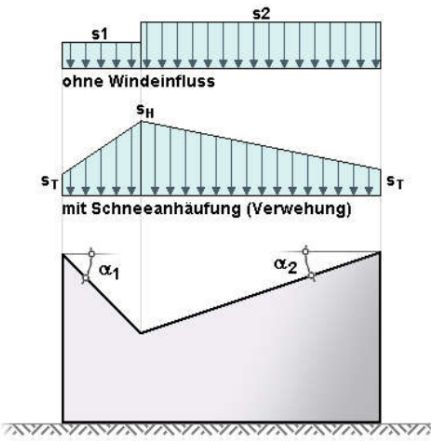
Schneelasten für Trogdach

Schneelasten nach EC1-1-3:

Schneelast sk = 0,85 kN/m²
Bauwerk liegt in norddeutscher Tiefebene
--> Werte 1,0-fach für Grundkombination (Werte für außergew. LFK jeweils in Klammern!)

Schneelasten für das Dach (Normalfall):

$\alpha 3 = (\alpha 1 + \alpha 2)/2$ = 45,0 °
$\mu 1(\alpha 3)$ = 0,40 [-]
$\mu 2(\alpha 3)$ = 1,60 [-]
s1 = 0,68 kN/m² (0,56 kN/m²)
s2 = 0,00 kN/m² (0,00 kN/m²)
sT = 0,34 kN/m² mit Schneeanhäufung / Verwehung (0,78 kN/m²)
sH = 1,36 kN/m² mit Schneeanhäufung / Verwehung (3,13 kN/m²)



Am Firstpunkt wird mit s= 0,68 kN/m² berechnet, in der Traufe mit s = 1,35 kN/m².

Im Mittel mit 1,01 kN/m²

Schneelast im Bereich Dachterrasse im 1.OG

wegen der Verkehrslast 4,0 kN/m² nicht maßgebend

Feuerwiderstandsnachweis

In dem Brandschutzkonzept des Büros BBIG Berliner Brandschutz Ingenieurgesellschaft mbH vom 25.04.2019 sind die Anforderungen an die Bauteile formuliert.

Das Gebäude ist der Gebäudeklasse 3 zuzuordnen.

§ 27 Tragende und aussteifende Wände und Stützen + § 28 Außenwände

Mauerwerkswände, gewählt: KS-P, SFK 20, DBM

REI 90 (gem. DIN EN 1996-1-2/NA, Tab. NA.B.2.2, Zeile 1.3, Ausnutzungsfaktor $\alpha_{6,fi} \leq 0{,}70$)
erf. $t_F = 115$ mm < 240 mm = min. t_F

Stahlbetonwände, einseitige Brandbeanspruchung

REI 30 (gem. DIN EN 1992-1-2, $\mu_{fi} = 0{,}70$)

erf. $h_s = 120$ mm < 240 mm = min. h_s
erf. a = 10 mm $< 25 + 8/2 = 29$ mm = vorh. a

Stahlbetonstützen

Der Nachweis R 30 wird in den jeweiligen Statik-Positionen erbracht.

Stahlstützen

Der Nachweis R 30 wird in den jeweiligen Statik-Positionen erbracht.

Stahlbetonunterzüge, statisch bestimmt gelagert

R 30 (gem. DIN EN 1992-1-2)

erf. $b_{min} = 80$ mm ≤ 240 mm = vorh.b_{min}
erf. a = 25 mm < 34 mm $= 20 + 8 + 12 / 2$ = vorh. a, Betondeckung $c_{nom} = 20$ mm

§ 31 Decken

Stahlbetondecken alle Geschosse (Flachdecke)

REI 30 (gem. DIN EN 1992-1-2)

erf. $h_s = 150$ mm < 180 mm = vorh.h_s
erf. a = 10 mm < 25 mm $= 20 + 10 / 2$ = vorh. a, Betondeckung $c_{nom} = 20$ mm

§ 32 Dächer

Harte Bedachung gefordert gem. BauO Bln §32

Die Bedachung ist mit Wärmedämmung und Bitumenbahnen geplant. Dieses erfüllt laut Brandschutzkonzept die Anforderungen an eine harte Bedachung.

§ 34 + 35 Notwendige Treppen und Treppenräume

Treppenläufe Stahlbeton (Platten statisch bestimmt gelagert, einachsig gespannt)

REI 30 (gem. DIN EN 1992-1-2)

erf. h_s = 60 mm < 200 mm = vorh.h_s
erf. a = 10 mm < 25 mm = 20 + 10 / 2 = vorh. a, Betondeckung c_{nom} = 20 m

Freitragende Abhangdecke Treppenhaus, Knauf D131

Für die Abhangdecke in den beiden Treppenhäusern, ist die Feuerwiderstandsklasse F30 nachzuweisen.

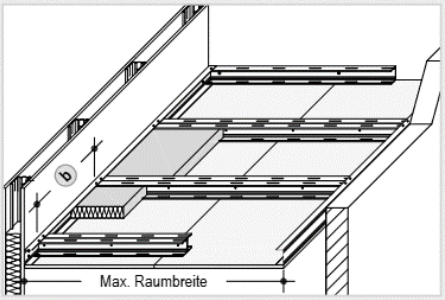
Maximale Feldlänge L_{max} = 4,95 m

Knauf Decken- und Dachsysteme

plus D131.de Freitragende Decke (F30)

Freitragende Decke, die allein einer Feuerwiderstandsklasse angehört

D131.de ■ Allein von unten



Zulässige Wandanschlüsse

Anschluss	Massivwand (z. B. Beton, Stahlbeton oder Mauerwerk) Feuerwiderstands-klasse	Leichte Trennwand (Metallständerwände) Feuerwiderstands-klasse
Direkt		
Tragend Konstruktiv	≥ F30	≥ F30
Schattenfuge		
Tragend Konstruktiv	≥ F30	≥ F30

Metall-UK – freitragend (Knauf CW-/UA-Doppelprofil)

Knauf Profile	Maximale Raumbreite[1] Feuerschutz-platte Knauf Piano 2x 12,5 mm m	Knauf Feuer-schutzplatte 18 mm m	Diamant 18 mm m	Diamant 2x 12,5 mm m	Silentboard 12,5 mm + Diamant 12,5 mm m
Knauf CW-Doppelprofil Blechdicke 0,6 mm					
2x CW 50	2,50	2,55	2,45	2,40	2,45
2x CW 75	3,15	3,15	3,05	3,05	3,05
2x CW 100	3,65	3,70	3,60	3,55	3,60
2x CW 125	4,15	4,20	4,10	4,00	4,05[2]
2x CW 150	4,60	4,65	4,50	4,45	4,50[2]
Knauf UA-Doppelprofil Blechdicke 2,0 mm					
2x UA 50	3,00	3,00	2,95	2,90	2,95
2x UA 75	3,70	3,75	3,65	3,60	3,65[2]
2x UA 100	4,35[2]	4,40	4,30	4,25[2]	4,30[2]
2x UA 125	4,95[2]	5,00	4,85[2]	4,80[2]	4,85[3]
2x UA 150	5,45[2]	5,50[2]	5,40[2]	5,35[2]	5,40[3]

■ Achsabstände der Tragprofile siehe gegenüberliegende Seite
■ Hinweis: Ausführung mit Safeboard möglich - Raumbreiten auf Anfrage

1) Maximale Raumbreiten: Einschließlich Zusatzlasten (0,03 kN/m² = 3 kg/m²) für brandschutztechnisch bzw. schallschutztechnisch erforderliche Dämmschichten bzw. Befestigungslasten.
2) Erforderliche Beplankungsdicke bei flankierenden Metallständerwänden auf der Seite des tragenden Anschlusses:
≥ 18 mm Knauf Platten /
≥ 15 mm Diamant
3) Befestigungstraverse bei flankierenden Metallständerwänden erforderlich.
■ Freitragende Deckenprofile dürfen nicht gestoßen bzw. verlängert werden (größere Raumbreiten durch Mittelabhängung möglich).

D131.de Decke unter Decke ■ Allein von unten
Siehe Seite D-40-11

Gewählt: **Knauf D131**
mit UA-Doppelprofil 2 x UA 150
Beplankung beidseitig 2 x 12,5 mm Diamant
Mineralwolle 50 mm

Positionspläne, M 1:100

Die Positionspläne dienen nur dem Verständnis der Statischen Berechnung und dürfen nicht zur Ausführung verwendet werden!

Siehe gesonderte Pläne!

Dachtragwerk über 2.OG	P-2OG-1
Decke über 1.OG	P-1OG-2
Decke über EG	P-EG-3
Gründung	P-BP-4
Schnitt A-A	P-SN-5

Pos. 1 Aussteifung

Die Aussteifung des Neubaus erfolgt im Allgemeinen über die Decken- und Dachscheiben in Verbindung mit den Wandscheiben.

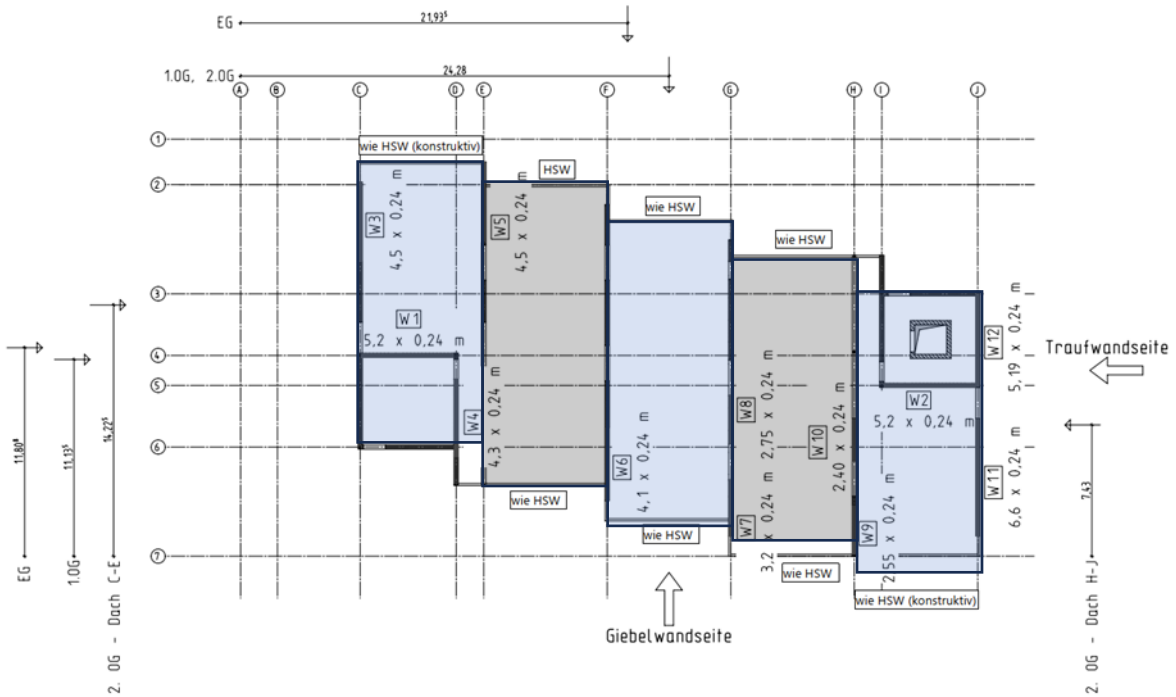
Im 2.OG werden einzelne Dachscheiben durch die OSB-Platten auf den schrägen Dachbindern ausgebildet. Als Wandscheiben im 2.OG fungieren die Stahlbeton- und Mauerwerkswände sowie die Holzständerwände (HSW). Die Holzständerwände werden oben mit der Dachscheibe verbunden.

Die Aussteifung im 1.OG und EG erfolgt durch die Stahlbetondecke als Deckenscheibe und durch die durchgehenden Mauerwerks- und Stahlbetonwände als Wandscheiben.

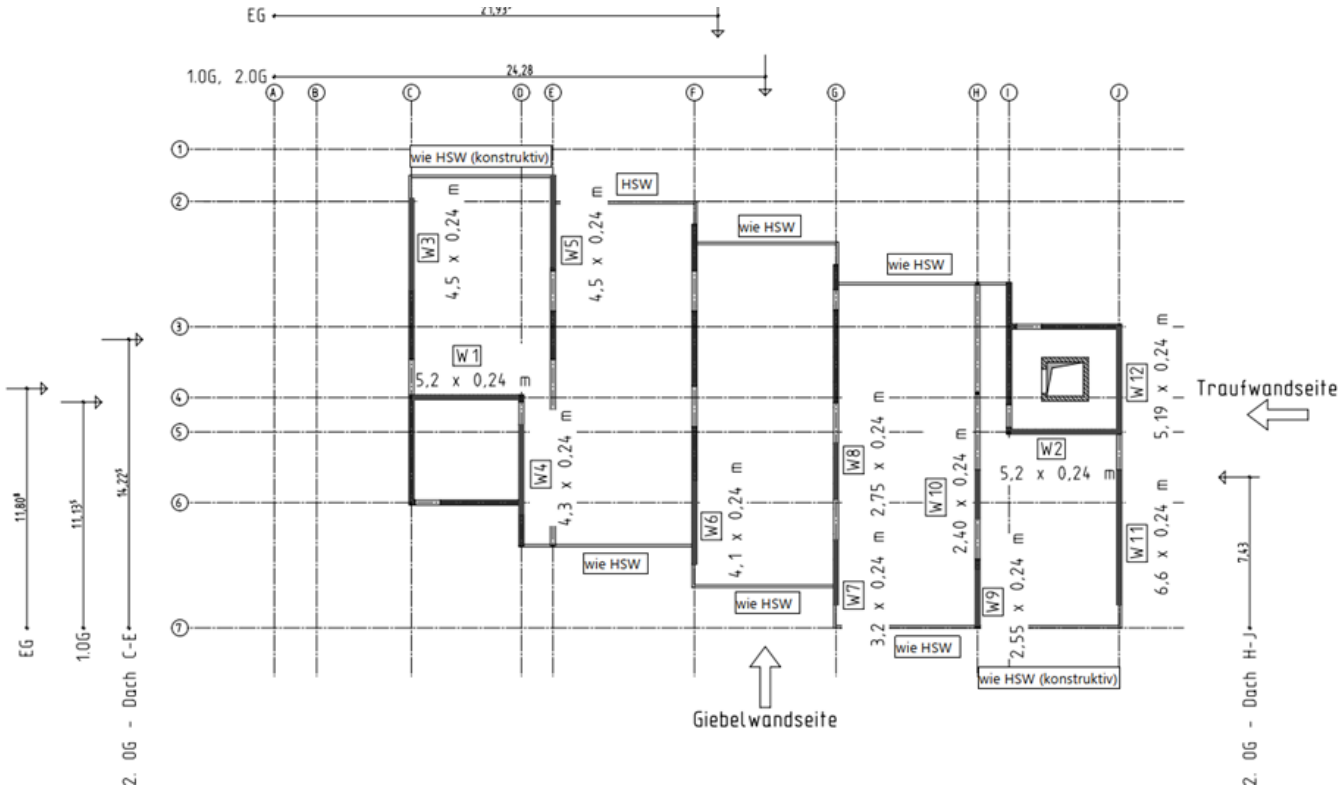
Es werden die Wandscheiben im 2.OG (mit minimaler Auflast und hoher Horizontallast) sowie die Wandscheiben im EG (maximale Auflast) nachgewiesen. Die Nachweise für die Wandscheiben im 1. OG sind nicht maßgebend und werden deshalb nicht aufgeführt.

Hinweise zur Aussteifungsberechnung:

- Windlasten gem. S.14 ff
- Die Aussteifungslast setzt sich zusammen aus einem Anteil aus Lotabweichung und einem Anteil aus der angreifenden Windkraft
- Bei der Belastung aus Wind werden zwei Angriffsrichtungen betrachtet. Wind auf die Traufwandseite und Wind auf die Giebelwandseite.
- Bei der Angriffsrichtung Wind auf die Giebelwandseite ergeben sich für die Wandscheiben lediglich Anteile aus Translation
- Bei der Angriffsrichtung Wind auf die Traufwandseite ergeben sich Anteile aus Translation und Anteile aus Rotation
- Die horizontale Aussteifung in der Dacheben setzt sich aufgrund der Sheddach-Form zusammen aus 5 Dachscheiben, welche unabhängig voneinander die Lasten an die anschließenden Wandscheiben verteilen. (Keine horizontale Lastweiterleitung zwischen den Scheiben)



In der nachfolgenden Skizze sind die aussteifenden Wände mit den in der Berechnung zu Grunde liegenden Maßen anhand des 2. OGs sowie die Windrichtungen dargestellt.



Lotabweichung

$K_i = 0{,}31$, $n_s = 3$

Gesamthöhe = 1,8 m (DG) + 3,7 m (DG) + 3,7 m (1. OG) + 3,7 m (EG) = 12,9 m

Höhe letzte Aussteifungsebene Ringanker ca. 11,1 m

$F_{V,Ed}$ = L_{Giebel} * L_{Traufe} *

[(*Anteil_Schrägdach* * ($g_{k,Schräg}$ + s_k) + *Anteil_Steildach* * ($g_{k,Steil}$ + s_k)

+ ($g_{k,Decke\ über\ 1.OG}$ + q_k)

+ *Anteil_Decke_ü._EG_Dachterrasse* * ($g_{k,D.ü.EG\ Dachterrasse}$ + $q_{k,Balkon}$)

+ *Anteil_Decke_ü._EG_Innenraum* * ($g_{k,D.ü.EG\ Innenraum}$ + q_k)

+ ($g_{k,BPL}$ + q_k)]

+ $g_{k,Wand}$ * ($h_{2.OG}$ * $L_{Wände}$ + $h_{1.OG}$ * $L_{Wände}$ + h_{EG} * $L_{Wände}$)

= 35,6 m * 17,6 m

*[(7/7,2 * (2,80 + 1,00) kN/m² + 0,2/7,2 * (2,10 + 1,00) kN/m²

+(8,70 + 5,00) kN/m²

+ 0,25 * (7,65 + 4,00) kN/m²

+ 0,75 * (8,70 + 5,00) kN/m²

+ (12,10 + 5,00) kN/m²]

+ 7,2 kN/m² * [4,3 m * 120 m + 3,6 m * 120 m + 4,0 m * 140 m]

= **40.500 kN**

wird als gegeben angenommen, bzw. siehe folgende Berechnung (s. Lastannahmen S. 6 ff.)

Imperfektion:	$\theta_i = \theta_0 * \alpha_h * \alpha_m = 1/200 * 0{,}557 * 0{,}791$	= 0,002201
	mit $\theta_0 = 1/200$	
	$\alpha_h = 2 / \sqrt{L} = 2 / \sqrt{12{,}9} = 0{,}557 \leq 1{,}0$	
	$\alpha_m = \sqrt{(0{,}5*(1+1/m))} = \sqrt{(0{,}5*(1+1/4))} = 0{,}791$	
	mit m = Anzahl der vertikalen Bauteile	
Horizontallast aus Lotabweichung	H_{Lot} = 40.500 kN * 0,002201	= 89,1 kN
Umrechnung auf Linienlast	h_{Lot} = 89,1 kN / 12,9 m	= **6,9 kN/m**

Translationssteifigkeit

$F_{V,Ed} \leq K_i * \frac{ns}{ns+1,6} * \frac{\Sigma E*I}{L^2}$

mit: $F_{v,Ed}$ = 40.500 kN = 40,5 MN
K_i = 0,31
n_s = 3 (Geschossanzahl)
$L^2 = 12,9^2$ m = 170 m²

In x-Richtung:

$\Sigma E*I_x$ = 25833,33 MN/m² * 5,624 m⁴ = 145.300 MNm²
mit $\Sigma E = E_{cm} / \gamma_{CE}$ = 31000 MN/m² / 1,2 = 25833,33 MN/m²
$I_{W1} = I_{W2} = b * L^3 / 12$ = 0,24 m * (5,20 m)³ / 12 = 2,812 m⁴
$\Sigma I = I_{w1} + I_{W2}$ = 2,812 m⁴ + 2,812 m⁴ = 5,624 m⁴

$40,5 \text{ MN} \leq 0,31 * \frac{3}{3+1,6} * \frac{145.300\ MNm^2}{170\ m^2}$ = 170,0 MN

40,5 MN < 170,0 MN => **Tragwerk ist unverschieblich in x-Richtung.**

In y-Richtung:

$\Sigma E*I_y$ = 25833,33 * 16,843 m⁴ = 435.111 MNm²
mit $\Sigma E = E_{cm} / \gamma_{CE}$ = 31000 MN/m² / 1,2 = 25833,33 MN/m²
$I_{W3} = I_{W5} = b * L^3 / 12$ = 0,24 m * (4,5 m)³ / 12 = 1,823 m⁴
$I_{W4} = b * L^3 / 12$ = 0,24 m * (4,3 m)³ / 12 = 1,590 m⁴
$I_{W6} = b * L^3 / 12$ = 0,24 m * (4,1 m)³ / 12 = 1,378 m⁴
$I_{W7} = b * L^3 / 12$ = 0,24 m * (3,2 m)³ / 12 = 0,655 m⁴
$I_{W8} = b * L^3 / 12$ = 0,24 m * (2,75 m)³ / 12 = 0,416 m⁴
$I_{W9} = b * L^3 / 12$ = 0,24 m * (2,55 m)³ / 12 = 0,332 m⁴
$I_{W10} = b * L^3 / 12$ = 0,24 m * (2,40 m)³ / 12 = 0,276 m⁴
$I_{W11} = b * L^3 / 12$ = 0,24 m * (6,6 m)³ / 12 = 5,750 m⁴
$I_{W12} = b * L^3 / 12$ = 0,24 m * (5,19 m)³ / 12 = 2,800 m⁴
ΣI = 16,843 m⁴

$40,5 \text{ MN} \leq 0,31 * \frac{3}{3+1,6} * \frac{435.111\ MNm^2}{170\ m^2}$ = 510,0 MN

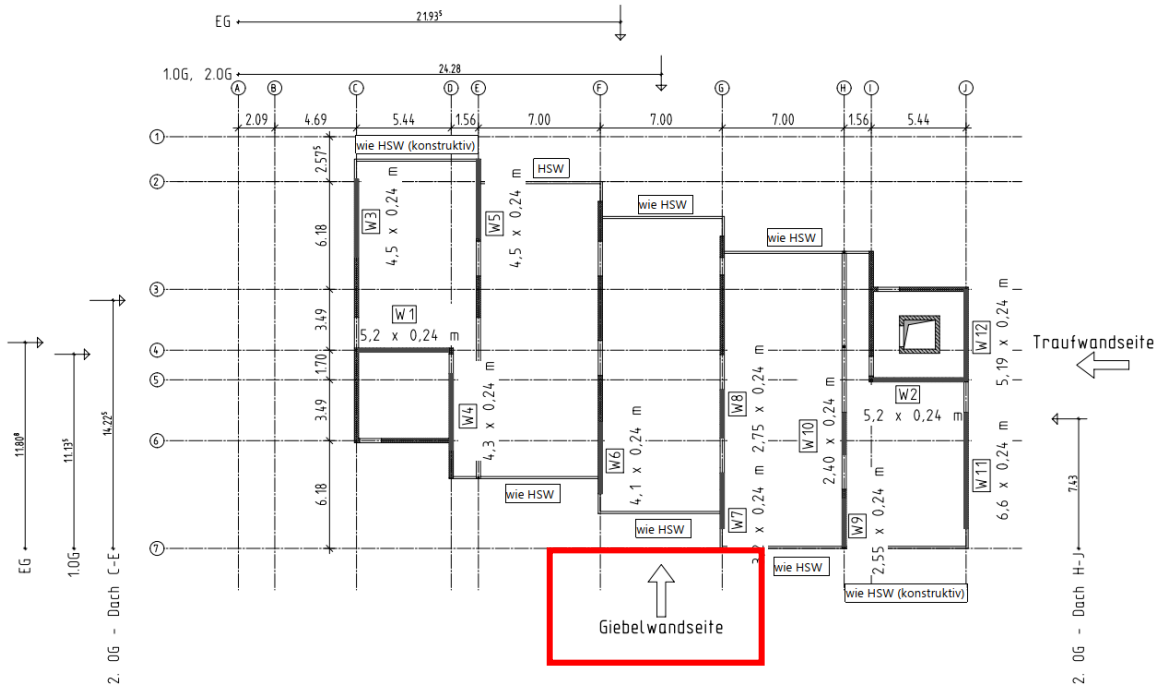
40,5 MN < 510,0 MN => **Tragwerk ist unverschieblich in y-Richtung.**

Rotationssteifigkeit

Betrachtet über das gesamte Gebäude sind die Aussteifungselemente annähernd symmetrisch angeordnet. Der Nachweis kann daher entfallen.

Wind in Richtung Giebelwandseite

Nachfolgend werden die Lastanteile aus Translation auf die Wandscheiben W1-W12 aufgeteilt:



Steifigkeiten der einzelnen Wandscheiben

KOS (0,0) liegt im Schnittpunkt von Achse A und Achse 7

	Flächenträgheitsmomente		Schwerpunktkoordinaten bzgl. KOS (0,0)			
	Ix [m4]	Iy [m4]	x	y	Ix * x [m5]	Iy * y [m5]
W1	0,006	2,812	9,500	11,370	0,057	31,974
W2	0,006	2,812	38,280	9,670	0,229	27,194
W3	1,823	0,005	6,660	19,670	12,138	0,102
W4	1,590	0,005	12,100	7,925	19,241	0,039
W5	1,823	0,005	13,660	20,040	24,895	0,104
W6	1,378	0,005	20,660	5,675	28,478	0,027
W7	0,655	0,004	27,660	3,195	18,127	0,012
W8	0,416	0,003	27,660	8,395	11,505	0,027
W9	0,332	0,003	34,660	1,590	11,494	0,005
W10	0,117	0,002	34,660	6,670	4,043	0,014
W11	5,750	0,008	41,660	4,200	239,542	0,032
W12	2,796	0,006	41,660	12,265	116,480	0,073
Σ	16,691	5,670			486,229	59,602

Gesamt-Schubmittelpunkt

$$x_M = \frac{\Sigma\, x_i * I_{x,i}}{\Sigma\, I_{x,i}} = 29{,}131 \text{ m}$$

$$y_M = \frac{\Sigma\, y_i * I_{y,i}}{\Sigma\, I_{y,i}} = 10{,}512 \text{ m}$$

	Δ xmsi = xm-xi	Δ ymsi = ym-yi	Ix * Δ xmsi² [m6]	Iy * Δ ymsi² [m6]	Ix * Δ xmsi	Iy * Δ ymsi
W1	19,631	-0,858	2,309	2,070	0,118	-2,412
W2	-9,149	0,842	0,501	1,994	-0,055	2,368
W3	22,471	-9,158	920,282	0,435	40,954	-0,047
W4	17,031	2,587	461,240	0,033	27,082	0,013
W5	15,471	-9,528	436,231	0,471	28,196	-0,049
W6	8,471	4,837	98,918	0,111	11,677	0,023
W7	1,471	7,317	1,419	0,197	0,964	0,027
W8	1,471	2,117	0,900	0,014	0,612	0,007
W9	-5,529	8,922	10,137	0,234	-1,833	0,026
W10	-5,529	3,842	3,565	0,031	-0,645	0,008
W11	-12,529	6,312	902,567	0,303	-72,039	0,048
W12	-12,529	-1,753	438,884	0,018	-35,030	-0,010
Σ	40,755	15,481	3276,952	5,910	0,000	0,000

$I_w = \Sigma I_x * \Delta x_{msi}^2 + \Sigma I_y * \Delta y_{msi}^2 = 3282{,}863\ m^6$

Verteilung der Horizontallasten auf die Aussteifungselemente nach Steifigkeit

Lastanteile je Wandscheibe pro Geschoss

	Anteil aus Tranlation	
	Hxi = (EIyi) / (ΣEIy) * Hx	Hyi = (EIxi) / (ΣEIx) * Hy
W1	**0,4960** *Hx	0,0004 *Hy
W2	**0,4960** *Hx	0,0004 *Hy
W3	0,0009 *Hx	**0,1092** *Hy
W4	0,0009 *Hx	**0,0953** *Hy
W5	0,0009 *Hx	**0,1092** *Hy
W6	0,0008 *Hx	**0,0826** *Hy
W7	0,0007 *Hx	**0,0393** *Hy
W8	0,0006 *Hx	**0,0249** *Hy
W9	0,0005 *Hx	**0,0199** *Hy
W10	0,0004 *Hx	**0,0070** *Hy
W11	0,0013 *Hx	**0,3445** *Hy
W12	0,0011 *Hx	**0,1675** *Hy

Für Wand 1 und Wand 2 können die Lastanteile nur für das 1.OG und EG verwendet werden. Im 2. OG werden einzelne Dachscheiben ausgebildet, sodass sich hier der maßgebende Lastanteil aus der Druckkomponente des Winds ergibt.

Im Folgenden werden die Lastanteile auf der sicheren Seite aufgerundet.

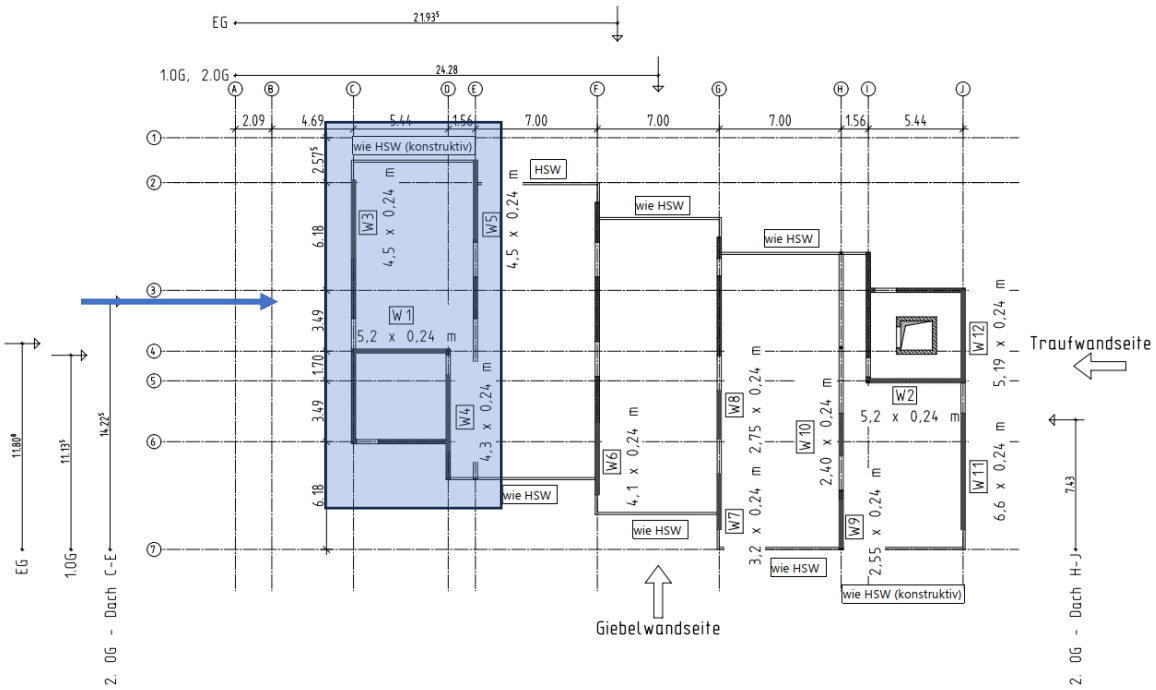
Wind in Richtung Traufwand

Aus dem Wind in Richtung der Traufwand ergeben sich für die Wandscheiben Anteile aus Translation und Rotation.

Die Aussteifungselemente im 1. OG und EG sind annähernd symmetrisch angeordnet, daher muss kein Anteil aus Rotation berücksichtigt werden.

Im 2.OG wird in den Randfeldern (Achse C-E und Achse H-J) lediglich eine Wandscheibe angesetzt, daher ist hier eine Rotationssteifigkeit zu berücksichtigen. Für die Bestimmung der H-Last werden zwei einzelne Systeme betrachtet (Achse C-E und Achse H-J) und je System werden die Lastanteile aus Rotation und Translation bestimmt.

Deckenscheibe Achse C-E:



Steifigkeiten der einzelnen Wandscheiben

KOS (0,0) liegt im Schnittpunkt von Achse A und Achse 7

	Flächenträgheitsmomente		Schwerpunktkoordinaten bzgl. KOS (0,0)			
	Ix [m4]	Iy [m4]	x	y	Ix * x [m5]	Iy * y [m5]
W1	0,006	2,812	9,500	11,370	0,057	31,974
W3	1,823	0,005	6,660	19,670	12,138	0,102
W4	1,590	0,005	12,100	7,925	19,241	0,039
W5	1,823	0,005	13,660	20,040	24,895	0,104
Σ	5,241	2,827			56,331	32,219

Gesamt-Schubmittelpunkt

$$x_M = \frac{\Sigma\, x_i * I_{x,i}}{\Sigma\, I_{x,i}} = 10{,}748 \text{ m}$$

$$y_M = \frac{\Sigma\, y_i * I_{y,i}}{\Sigma\, I_{y,i}} = 11{,}395 \text{ m}$$

Δ xmsi = xm-xi	Δ ymsi = ym-yi	Ix * Δ xmsi² [m6]	Iy * Δ ymsi² [	Ix * Δ xmsi	Iy * Δ ymsi
1,248	0,025	0,009	0,002	0,007	0,071
4,088	-8,275	30,455	0,355	7,450	-0,043
-1,352	3,470	2,907	0,060	-2,150	0,017
-2,912	-8,645	15,456	0,387	-5,307	-0,045
1,071	-13,425	48,827	0,804	0,000	0,000

$I_w = \Sigma\, I_x * \Delta\, x_{msi}^2 + \Sigma\, I_y * \Delta\, y_{msi}^2 = 49{,}631 \text{ m}^6$

Abstand Kraftangriffspunkt zum Schubmittelpunkt in y-Richtung

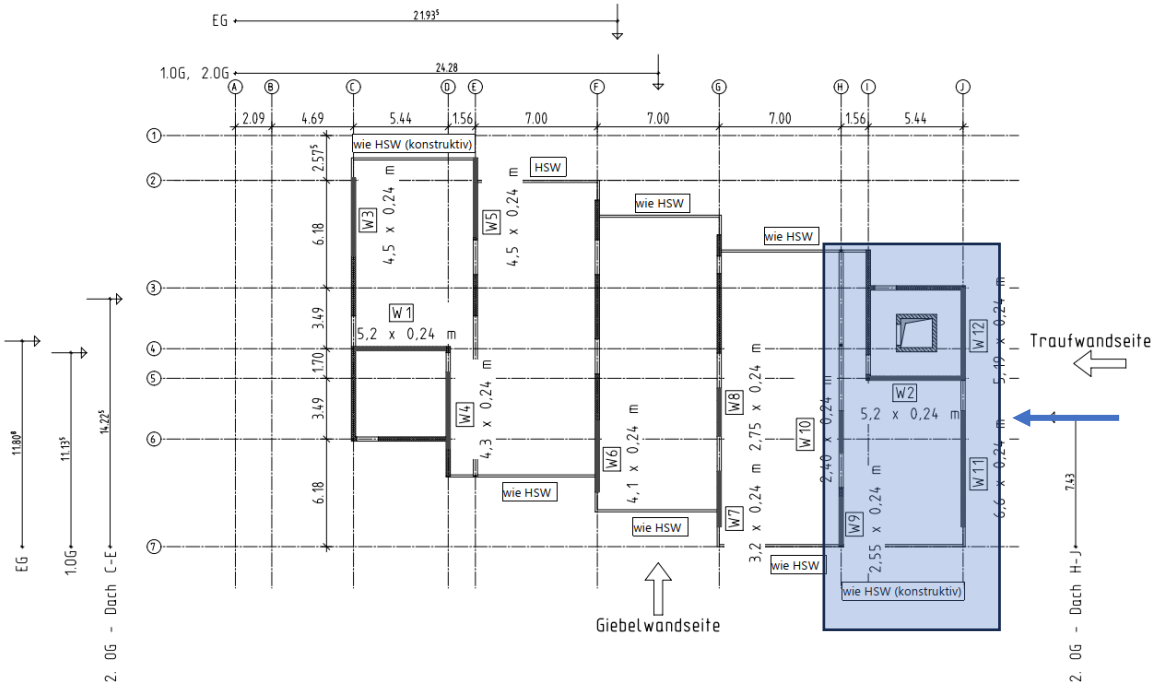
Kraftangriff Y [m]	**ey [m] = |Kraftangriff - yM|**
14,23	2,835

Verteilung der Horizontallasten auf die Aussteifungselemente nach Steifigkeit

Lastanteile je Wandscheibe

	Anteil aus Tranlation		Anteil aus Rotation
	Hxi = (EIyi) / (ΣEIy) * Hx		Hyi = (EIxi * (xi-xm)) / (EIw) * (Hx*ey)
W1	**0,9946**	*Hx	-0,0004 *Hx
W3	0,0018	*Hx	**-0,4255** *Hx
W4	0,0018	*Hx	**0,1228** *Hx
W5	0,0018	*Hx	**0,3032** *Hx

Deckenscheibe Achse H-J:



Steifigkeiten der einzelnen Wandscheiben

KOS (0,0) liegt im Schnittpunkt von Achse A und Achse 7

	Flächenträgheitsmomente		Schwerpunktkoordinaten bzgl. KOS (0,0)			
	Ix [m4]	Iy [m4]	x	y	Ix * x [m5]	Iy * y [m5]
W2	0,006	2,812	39,060	9,670	0,234	27,194
W9	0,332	0,003	34,660	2,125	11,494	0,006
W10	0,276	0,003	34,660	6,600	9,583	0,018
W11	5,750	0,008	41,660	4,460	239,542	0,034
W12	2,796	0,006	41,660	12,265	116,480	0,073
Σ	9,160	2,831			377,333	27,325

Gesamt-Schubmittelpunkt

$$x_M = \frac{\Sigma\, x_i * I_{x,i}}{\Sigma\, I_{x,i}} = 41{,}194 \text{ m}$$

$$y_M = \frac{\Sigma\, y_i * I_{y,i}}{\Sigma\, I_{y,i}} = 9{,}651 \text{ m}$$

	Δ xmsi = xm-xi	Δ ymsi = ym-yi	Ix * Δ xmsi² [m6]	Iy * Δ ymsi² [	Ix * Δ xmsi	Iy * Δ ymsi
W2	2,134	-0,019	0,027	0,001	0,013	-0,054
W9	6,534	7,526	14,156	0,166	2,167	0,022
W10	6,534	3,051	11,802	0,026	1,806	0,008
W11	-0,466	5,191	1,251	0,205	-2,682	0,039
W12	-0,466	-2,614	0,608	0,041	-1,304	-0,016
Σ	14,268	13,133	27,845	0,439	0,000	0,000

$I_w = \Sigma I_x * \Delta x_{msi}^2 + \Sigma I_y * \Delta y_{msi}^2 = 28{,}284\ m^6$

Abstand Kraftangriffspunkt zum Schubmittelpunkt in y-Richtung

Kraftangriff Y [m]	**ey [m] = |Kraftangriff - yM|**
7,43	2,221

Verteilung der Horizontallasten auf die Aussteifungselemente nach Steifigkeit

Lastanteile je Wandscheibe pro Geschoss

	Anteil aus Tranlation		Anteil aus Rotation
	Hxi = (EIyi) / (ΣEIy) * Hx		Hyi = (EIxi * (xi-xm)) / (EIw) * (Hx*ey)
W2	**0,9932**	*Hx	-0,0010 *Hx
W9	0,0010	*Hx	**-0,1701** *Hx
W10	0,0010	*Hx	**-0,1418** *Hx
W11	0,0027	*Hx	**0,2106** *Hx
W12	0,0021	*Hx	**0,1024** *Hx

Berechnung der wirkenden Horizontallasten je Geschoss

Gesamter Winddruck resultierend aus Winddruck + Windsog:
$w_{Wand,ges,k}$ = 0,53 kN/m² + 0,32 kN/m² = 0,85 kN/m²

2.OG Horizontallast in Richtung Giebelwandfläche

$H_{2.OG}$ = L_{Giebel} * ($h_{2.OG}$ /2 + h_{DG}) * $w_{Wand,ges.,k}$ + h_{Lot} * ($h_{2.OG}$ /2 + h_{DG})
= 35,6 m * (3,7 m / 2 + 1,8 m) x 0,85 kN/m² + 6,9 kN/m * (3,7 m / 2+ 1,85m) = **138 kN**

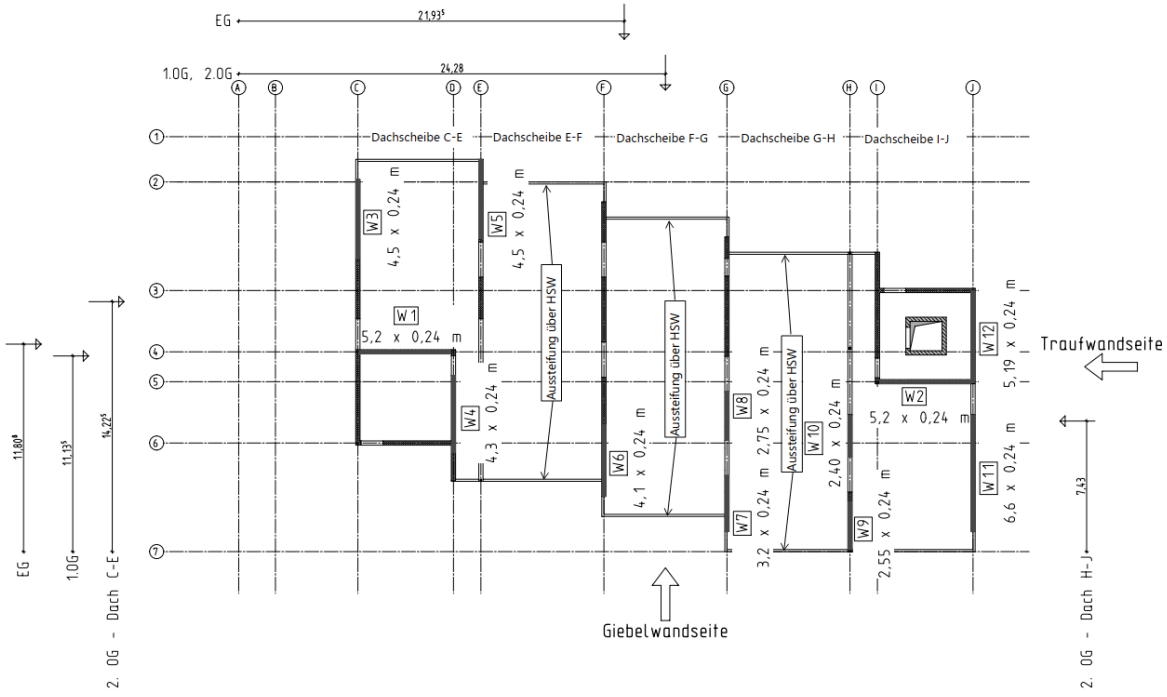
2.OG Horizontallasten in Richtung Traufwandfläche

Hier erfolgt eine einzelne Betrachtung der Druck und Sogkomponenten, weil in der Dachdecke einzelne Scheiben ausgebildet werden.

Die Randfelder (Dachscheibe C – E und H - J) leiten die dort wirkenden Windlasten in die aussteifenden Wände (W1 und W2) ein.

Die mittleren Felder (Dachscheibe E – F, F – G und G – H) leiten die dort wirkende Windlast über die Holzständerwand (HSW) in die Geschossdecke über 1. OG ein.

Eine Zusammenstellung der Winddruck und -soglasten findet sich in der Windlastermittlung S. 13ff.



$H_{2.OG,k,Druck\ J-H}$ = (L_{Traufe} * $h_{2.OG}$ /2 * $w_{Wand,Druck,k}$) + (h_{Lot} * ($h_{2.OG}$ /2 + h_{DG}) /2)
+ (L_{Traufe} * L_{Steil} * $w_{Steildach,Druck}$ * sin(α_{Steil})) + (L_{Traufe} * $L_{Schrägl}$ * $w_{Schrägdach,Sog}$ * sin($\alpha_{Schräg}$))
= (21,6 m * 3,7 m /2 x 0,53 kN/m²) + (6,9 kN/m * (3,7 m /2 + 1,85m) / 2)
+ (17,1 m * 1,63 m *0,53 kN/m² * sin(80°)) + (17,1 m *6,90 m * 1,64 kN/m² * sin(10°))
=21,18 kN + 12,77 kN + 14,55 kN + 33,60 kN

= **82,10 kN**

$H_{2.OG,k,Sog\ E\text{-}C}$ $= (L_{Traufe} * h_{2.OG}\ /2 * w_{Wand,Sog,k}) + (h_{Lot} * (h_{2.OG}\ /2 + h_{DG})\ /2)\ /2)$
$+ (L_{Traufe} * L_{Steil} * w_{Steildach,Druck} * \sin(\alpha_{Steil})) + (L_{Traufe} * L_{Schrägl} * w_{Schrägdach,Sog} * \sin(\alpha_{Schräg}))$
$= (21{,}6\ m\ x\ (3{,}7\ m\ /\ 2)\ x\ 0{,}32\ kN/m^2) + (6{,}9\ kN/m\ x\ (3{,}7\ m\ /\ 2 + 1{,}85m)\ /2)$
$+ (17{,}1\ m * 1{,}63\ m\ *0{,}32\ kN/m^2 * \sin(80°)) + (17{,}1\ m\ *6{,}90\ m * 0{,}32\ kN/m^2 * \sin(10°))$
$= 12{,}79\ kN + 12{,}77\ kN + 8{,}78\ kN + 6{,}56\ kN$
$= \mathbf{40{,}90\ kN}$

$H_{2.OG,k,H\text{-}G}$ $= (L_{Traufe} * L_{Steil} * w_{Steildach,Druck} * \sin(\alpha_{Steil})) + (L_{Traufe} * L_{Schrägl} * w_{Schrägdach,Sog} * \sin(\alpha_{Schräg})$
$= (17{,}1\ m * 1{,}63\ m * 0{,}53\ kN/m^2 * \sin(80°)) + (17{,}1\ m * 6{,}90\ m * 0{,}48\ kN/m^2 * \sin(10°))$
$= 14{,}55\ kN + 9{,}84\ kN$
$= \mathbf{24{,}39\ kN}$

$H_{2.OG,k,G\text{-}F}$ $= (L_{Traufe} * L_{Steil} * w_{Steildach,Druck} * \sin(\alpha_{Steil})) + (L_{Traufe} * L_{Schrägl} * w_{Schrägdach,Sog} * \sin(\alpha_{Schräg}))$
$= (17{,}1\ m * 1{,}63\ m * 0{,}42\ kN/m^2 * \sin(80°)) + (17{,}1\ m * 6{,}90\ m * 0{,}36\ kN/m^2 * \sin(10°))$
$= 11{,}53\ kN + 7{,}38\ kN$
$= 18{,}91\ kN$

$H_{2.OG,k,F\text{-}E}$ $= (L_{Traufe} * L_{Steil} * w_{Steildach,Druck} * \sin(\alpha_{Steil})) + (L_{Traufe} * L_{Schrägl} * w_{Schrägdach,Sog} * \sin(\alpha_{Schräg}))$
$= (17{,}1\ m * 1{,}63\ m * 0{,}32\ kN/m^2 * \sin(80°)) + (17{,}1\ m\ *6{,}90\ m * 0{,}36\ kN/m^2 * \sin(10°))$
$= 8{,}79\ kN + 7{,}38\ kN$
$= 16{,}17\ kN$

Für die Lastweiterleitung unterhalb des 2. OGs wird hier die Summe der Lasten aus den Dachscheiben E – F, F – G und G – H ermittelt:

$H_{2.OG,k,H\text{-}E}$ $= 24{,}39\ kN + 18{,}91\ kN + 16{,}17\ kN$ $= \mathbf{59{,}47\ kN}$

Lastangriffspunkt für Dachscheibe C-E: 14,23 m
Lastangriffspunkt für Dachscheibe H-J: 7,43 m

<u>1.OG Horizontallasten in Richtung Giebelwandfläche</u>

$H_{1.OG,k} = L_{Giebel,1.OG} * h_{1.OG} * w_{Wand,ges.,k} + h_{Lot} * h_{1.OG} + H_{2.OG,k}$
$= 35{,}6\ m * 3{,}7\ m * 0{,}85\ kN/m^2 + 6{,}9\ kN/m * 3{,}7\ m\ + 138\ kN = 138\ kN + 138\ kN$ $= \mathbf{276\ kN}$

<u>1.OG Horizontallasten in Richtung Traufwandfläche in Höhe ca. +7,3 m</u>

$H_{1.OG,k} = L_{Traufe,1.OG} * h_{1.OG} * w_{Wand,ges.,k} + h_{Lot} * h_{1.OG} + H_{2.OG,k,J\text{-}H} + H_{2.OG,k,E\text{-}G} + H_{2.OG,k,H\text{-}E}$
$= 21{,}6\ m\ x\ 3{,}7\ m\ x\ 0{,}85\ kN/m^2 + 6{,}9\ kN/m\ x\ 3{,}7\ m + 82{,}10\ kN + 40{,}90\ kN + 59{,}47\ kN =$ **275,9 kN**

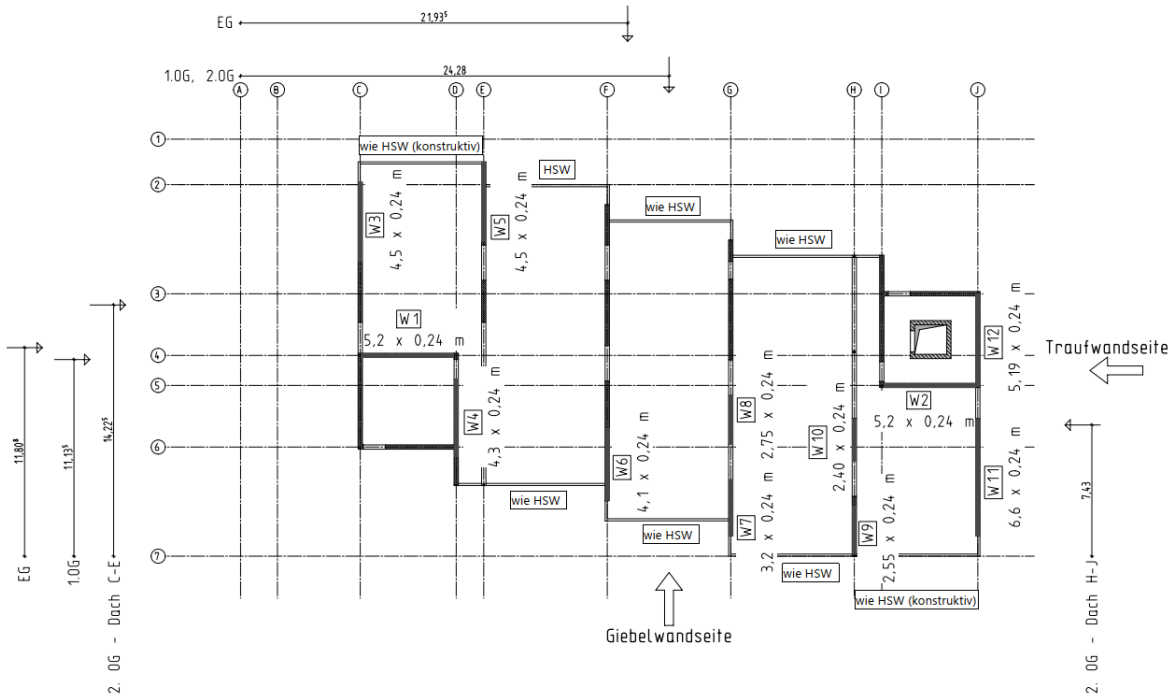
<u>EG Horizontallasten in Richtung Giebelwandfläche</u>

$H_{EG,k} = L_{GiebelEG,gemittelt} * h_{EG} * w_{Wand,ges.,k} + h_{Lot} * h_{EG} + H_{1.OG,k}$
$= 39{,}1\ m * 3{,}7\ m * 0{,}85\ kN/m^2 + 6{,}9\ kN/m\ x\ 3{,}7\ m\ + 276\ kN$ $= \mathbf{425\ kN}$

<u>EG Horizontallasten in Richtung Traufwandfläche</u>

$H_{EG,k} = L_{TraufeEG,gemittelt} * h_{EG} * w_{Wand,ges.,k} + h_{Lot} * h_{EG} + H_{1.OG,k}$
$= 24{,}0\ m\ x\ 3{,}7\ m\ x\ 0{,}85\ kN/m^2 + 6{,}9\ kN/m\ x\ 3{,}7\ m\ +275{,}93\ kN$ $= \mathbf{376{,}9\ kN}$

Nachweis der Wandscheiben im 2.OG



2.OG Horizontallasten in x- Richtung für Dachscheibe, Wände:

$F_{h,1}$ = $H_{2.OG,k,Sog\ C\text{-}E}$ = 40,90 kN

$F_{h,2}$ = $H_{2.OG,k,Druck\ J\text{-}H}$ = 82,10 kN

$F_{h,HSW}$ = $H_{2.OG,k,H\text{-}G}$ / 2 = 24,39 kN / 2 = 12,20 kN

2.OG Horizontallasten in y- Richtung für Dachscheibe, Wände:

$F_{h,3}$	= 0,11 * $H_{2.OG,k}$ + 0,43 * $H_{2.OG,k,\ Sog\ C_E}$	= 0,11 * 138 kN + 0,43 * 40,90 kN	= 32,8 kN
$F_{h,4}$	= 0,10 * $H_{2.OG,k}$ +0,13 * $H_{2.OG,k,\ Sog\ C\text{-}E}$	= 0,10 * 138 kN + 0,13 * 40,90 kN	= 19,2 kN
$F_{h,5}$	= 0,11 * $H_{2.OG,k}$ + 0,30 * $H_{2.OG,k,\ Sog\ C\text{-}E}$	= 0,11 * 138 kN + 0,30 * 40,90 kN	= 27,5 kN
$F_{h,6}$	= 0,09 * $H_{2.OG,k}$ = 0,09 * 138 kN		= 13,8 kN
$F_{h,7}$	= 0,04 * $H_{2.OG,k}$ = 0,04 * 138 kN		= 6,9 kN
$F_{h,8}$	= 0,03 * $H_{2.OG,k}$ = 0,03 * 138 kN		= 5,6 kN
$F_{h,9}$	= 0,02 * $H_{2.OG,k}$ + 0,163* $H_{2.OG,k,Druck\ J\text{-}H}$	= 0,02 * 138 kN + 0,17* 82,10 kN	= 16,8 kN
$F_{h,10}$	= 0,01 * $H_{2.OG,k}$ + 0,14 * $H_{2.OG,k,Druck\ J\text{-}H}$	= 0,01 * 138 kN + 0,14* 82,10 kN	= 12,9 kN
$F_{h,11}$	= 0,35 * $H_{2.OG,k}$ + 0,21 * $H_{2.OG,k,Druck\ J\text{-}H}$	= 0,35 * 138 kN + 0,21* 82,10 kN	= 65,6 kN
$F_{h,12}$	= 0,17 * $H_{2.OG,k}$ + 0,10 * $H_{2.OG,k,Druck\ J\text{-}H}$	= 0,17 * 138 kN + 0,10* 82,10 kN	= 31,7 kN

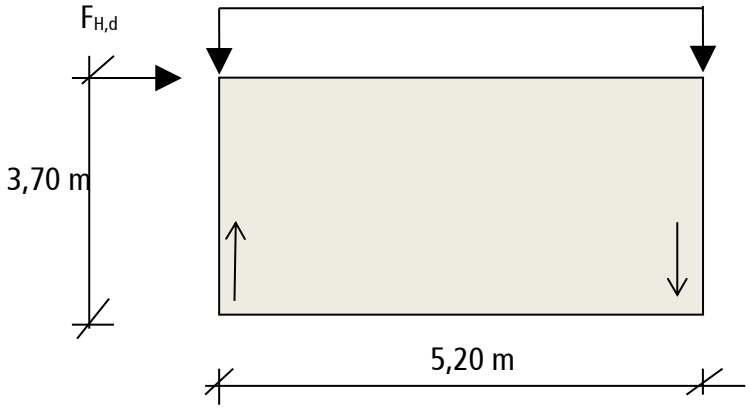
Wandscheiben 1/2

$F_{h,d}$ = 82,10 kN * 1,50 = 123,2 kN

(Wandscheibe 1 auf der sicheren Seite wie Wandscheibe 2)

M_d = 123,2 kN * 3,70 m = 455,7 kNm

Z_d = 455,7 kNm / 5,2 m = 87,7 kN



Vertikallasten: Druckkraft nur aus dem Eigengewicht der Wand (ungünstigster Fall):

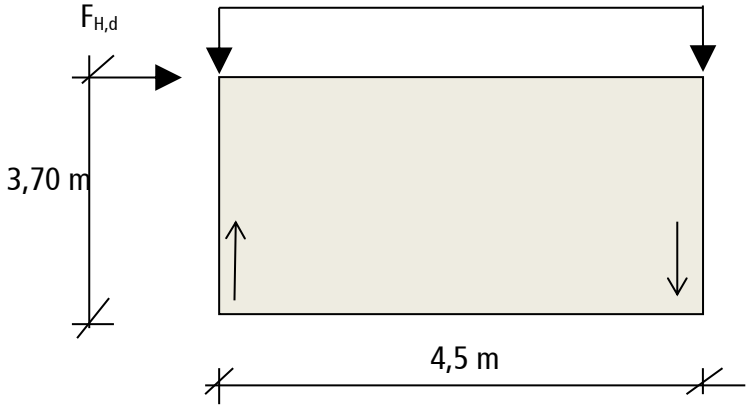
G_w = 0,9 * 25 kN/m³ * 0,24 m * 3,70 m * 5,20 m / 2 = 52,0 kN < 87,7 kN = Z_d

Zugverankerung erforderlich.

Erf. A_s = (87,7 kN – 52,0 kN) / 43,5 kN/cm²= 0,9 cm² gewählt **2 ∅ 14 mm (3,08 cm²)**

Wandscheiben 3

$F_{h,d}$ = 32,8 kN * 1,50 = 49,2 kN
M_d = 49,2 kN * 3,70 m = 182,1 kNm
Z_d = 182,1 kNm / 4,5 m = 40,5 kN

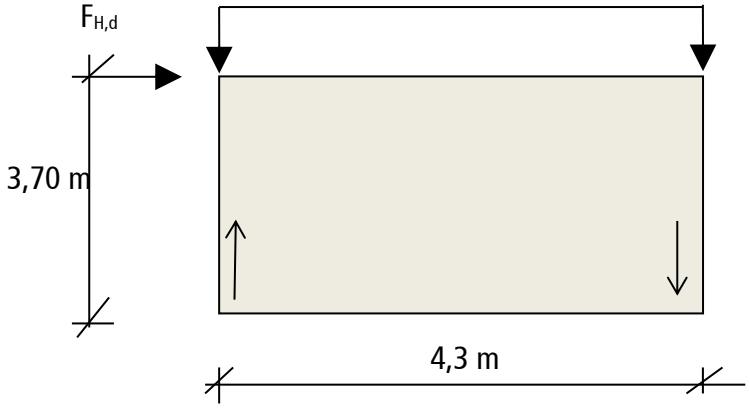


Vertikallasten: Druckkraft aus dem Eigengewicht der Wand und dem Eigengewicht der Dachkonstruktion:
Aus Eigengewicht der Wand G_k = 18,0 kN/m³ * 0,24 m * 3,70 m * 4,50 m / 2 = 36,0 kN
Aus Schrägdach o. PV (s. S. 7) G_k = (2,8 kN/m² - 1,2 kN/m²) * 3,5 m * 4,50 m / 2 = 12,6 kN

G_w = 0,9 * (36,0 kN + 12,6 kN) = 43,7 kN > 40,5 kN = Z_d
Keine Zugverankerung erforderlich.

Wandscheiben 4

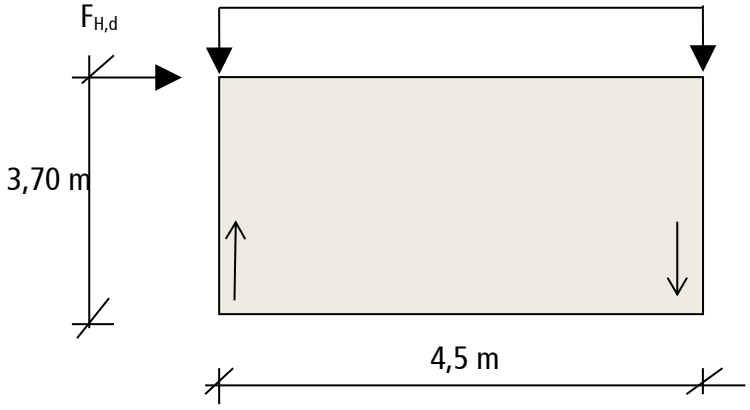
$F_{h,d}$ = 19,2 kN * 1,50 = 28,8 kN
M_d = 28,8 kN * 3,70 m = 106,6 kNm
Z_d = 106,6 kNm / 4,3 m = 24,8 kN



Vertikallasten: Druckkraft nur aus dem Eigengewicht der Wand (ungünstigster Fall):
G_w = 0,9 * 18 kN/m³ * 0,24 m * 3,70 m * 4,30 m / 2 = 30,9 kN > 24,8 kN = Z_d
Keine Zugverankerung erforderlich.

Wandscheiben 5

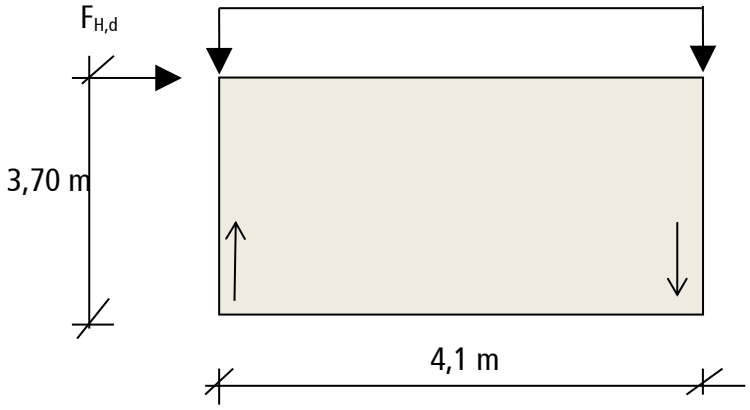
$F_{h,d}$ = 27,5 kN * 1,50 = 41,3 kN
M_d = 41,3 kN * 3,70 m = 152,7 kNm
Z_d = 152,7 kNm / 4,5 m = 34,0 kN



Vertikallasten: Druckkraft aus dem Eigengewicht der Wand und dem Eigengewicht der Dachkonstruktion:
Aus Eigengewicht der Wand G_k = 18,0 kN/m³ * 0,24 m * 3,70 m * 4,50 m / 2 = 36,0 kN
Aus Schrägdach o. PV (s. S. 7) G_k = (2,8 kN/m² - 1,2 kN/m²) * 2*3,5 m * 4,50 m / 2 = 25,2 kN
G_w = 0,9 * (36,0 kN + 25,2 kN) = 55,0 kN > 34,0 kN = Z_d
Keine Zugverankerung erforderlich.

Wandscheiben 6

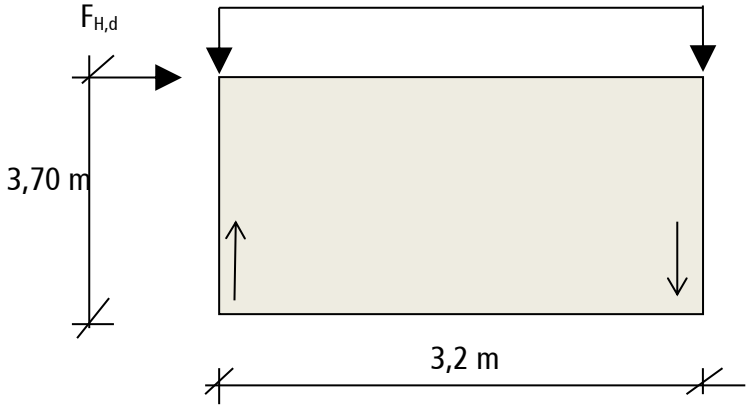
$F_{h,d}$ = 13,8 kN * 1,50 = 20,7 kN
M_d = 20,7 kN * 3,70 m = 76,6 kNm
Z_d = 76,6 kNm / 4,1 m = 18,7 kN



Vertikallasten: Druckkraft nur aus dem Eigengewicht der Wand (ungünstigster Fall):
G_w = 0,9 * 18 kN/m³ * 0,24 m * 3,70 m * 4,1 m / 2 = 29,5 kN > 18,7 kN = Z_d
Keine Zugverankerung erforderlich.

Wandscheiben 7

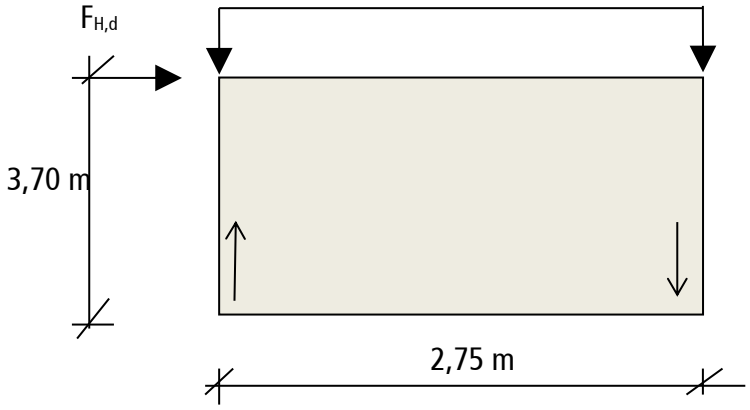
$F_{h,d}$ = 6,9 kN * 1,50 = 10,4 kN
M_d = 10,4 kN * 3,70 m = 38,3 kNm
Z_d = 38,3 kNm / 3,2 m = 12,0 kN



Vertikallasten: Druckkraft nur aus dem Eigengewicht der Wand (ungünstigster Fall):
G_w = 0,9 * 18 kN/m³ * 0,24 m * 3,70 m * 3,2 m / 2 = 23,0 kN > 12,0 kN = Z_d
Keine Zugverankerung erforderlich.

Wandscheiben 8

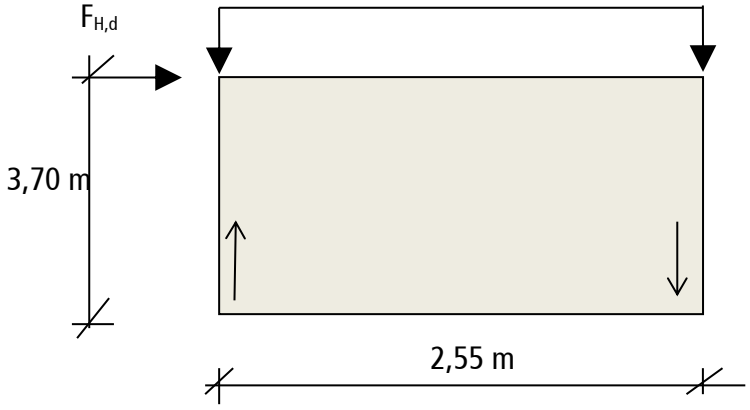
$F_{h,d}$ = 5,6 kN * 1,50 = 8,4 kN
M_d = 8,4 kN * 3,70 m = 31,1 kNm
Z_d = 31,1 kNm / 2,75 m = 11,4 kN



Vertikallasten: Druckkraft nur aus dem Eigengewicht der Wand (ungünstigster Fall):
G_w = 0,9 * 18 kN/m³ * 0,24 m * 3,70 m * 2,9 m / 2 = 20,8 kN > 11,4 kN = Z_d
Keine Zugverankerung erforderlich.

Wandscheiben 9

$F_{h,d}$ = 16,8 kN * 1,50 = 25,2 kN
M_d = 25,2 kN * 3,70 m = 93,3 kNm
Z_d = 93,3 kNm / 2,55 m = 36,6 kN



Vertikallasten: Druckkraft aus dem Eigengewicht der Wand, dem Eigengewicht der Dachkonstruktion und des Ringankers (Da die tatsächliche Länge der Wand im 2. OG 2,55 m überschreitet, wird das Eigengewicht hier mit einer Länge von 3,2 m angesetzt):

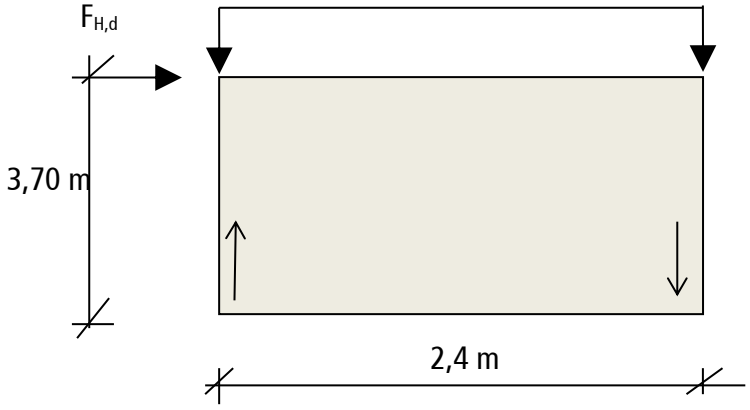
Aus Eigengewicht der Wand	G_k = 18,0 kN/m³ * 0,24 m * 3,70 m * 3,20 m / 2	= 25,6 kN
Aus Schrägdach o. PV (s. S. 7)	G_k = (2,8 kN/m² - 1,2 kN/m²) * 2*3,5 m * 3,20 m / 2	= 17,9 kN
Aus Ringanker	G_k = 25,0 kN/m³ * 0,24 m * 0,24 m * 3,20 m / 2	= 2,3 kN

G_w = 0,9 * (25,6 kN + 17,9 kN + 2,3 kN) = 41,2 kN > 36,6 kN = Z_d

Keine Zugverankerung erforderlich.

Wandscheiben 10

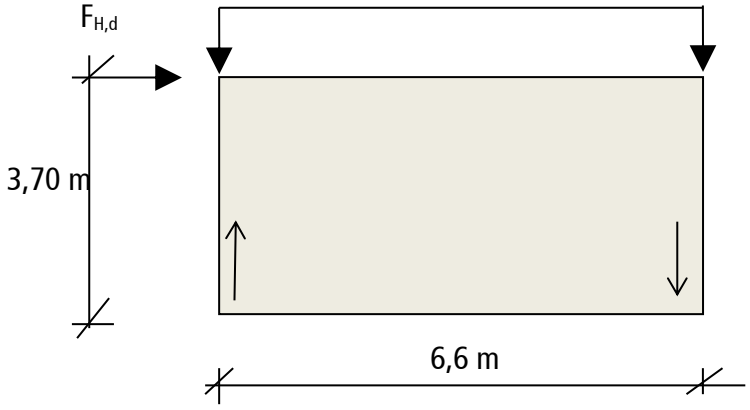
$F_{h,d}$ = 12,9 kN * 1,50 = 19,4 kN
M_d = 19,4 kN * 3,70 m = 71,6 kNm
Z_d = 71,6 kNm / 2,4 m = 29,9 kN



Vertikallasten: Druckkraft aus dem Eigengewicht der Wand, dem Eigengewicht der Dachkonstruktion. Aufgrund der beidseitig von der Wand angeordneten Unterzüge wird für den Lastanteil aus der Dachkonstruktion die Lasteinflusslänge beidseitig um 1m vergrößert.
Aus Eigengewicht der Wand G_k = 18,0 kN/m³ * 0,24 m * 3,70 m * 2,40 m / 2 = 19,2 kN
Aus Schrägdach o. PV (s. S. 7) G_k = (2,8 kN/m² - 1,2 kN/m²) * 2*3,5 m * (2,40 m / 2 + 1,0 m)= 24,6 kN
G_w = 0,9 * (19,2 kN + 24,6 kN) = 39,4 kN > 29,9 kN = Z_d
Keine Zugverankerung erforderlich.

Wandscheiben 11

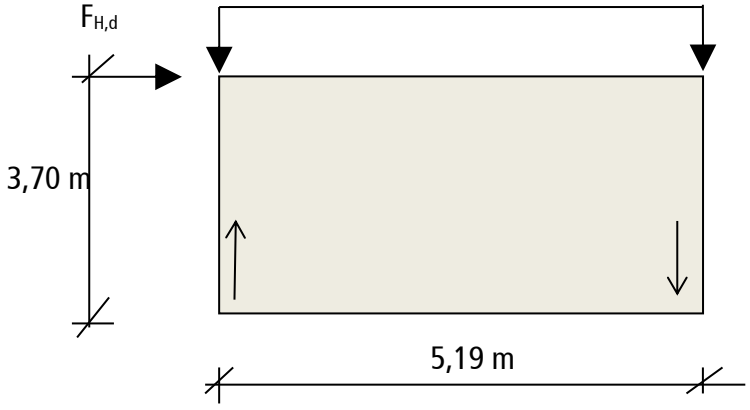
$F_{h,d}$ = 65,6 kN * 1,50 = 98,4 kN
M_d = 98,4 kN * 3,70 m = 364,1 kNm
Z_d = 364,1 kNm / 6,6 m = 55,2 kN



Vertikallasten: Druckkraft aus dem Eigengewicht der Wand und dem Eigengewicht der Dachkonstruktion:
Aus Eigengewicht der Wand G_k = 18,0 kN/m³ * 0,24 m * 3,70 m * 6,60 m / 2 = 52,7 kN
Aus Schrägdach o. PV (s. S. 7) G_k = (2,8 kN/m² - 1,2 kN/m²) *3,5 m * 6,60 m / 2 = 18,5 kN
G_w = 0,9 * (52,7 kN + 18,5 kN) = 64,0 kN > 55,2 kN = Z_d
Keine Zugverankerung erforderlich.

Wandscheiben 12

$F_{h,d}$ = 31,7 kN * 1,50 = 47,6 kN
M_d = 47,6 kN * 3,70 m = 176,0 kNm
Z_d = 176,0 kNm / 5,19 m = 33,9 kN

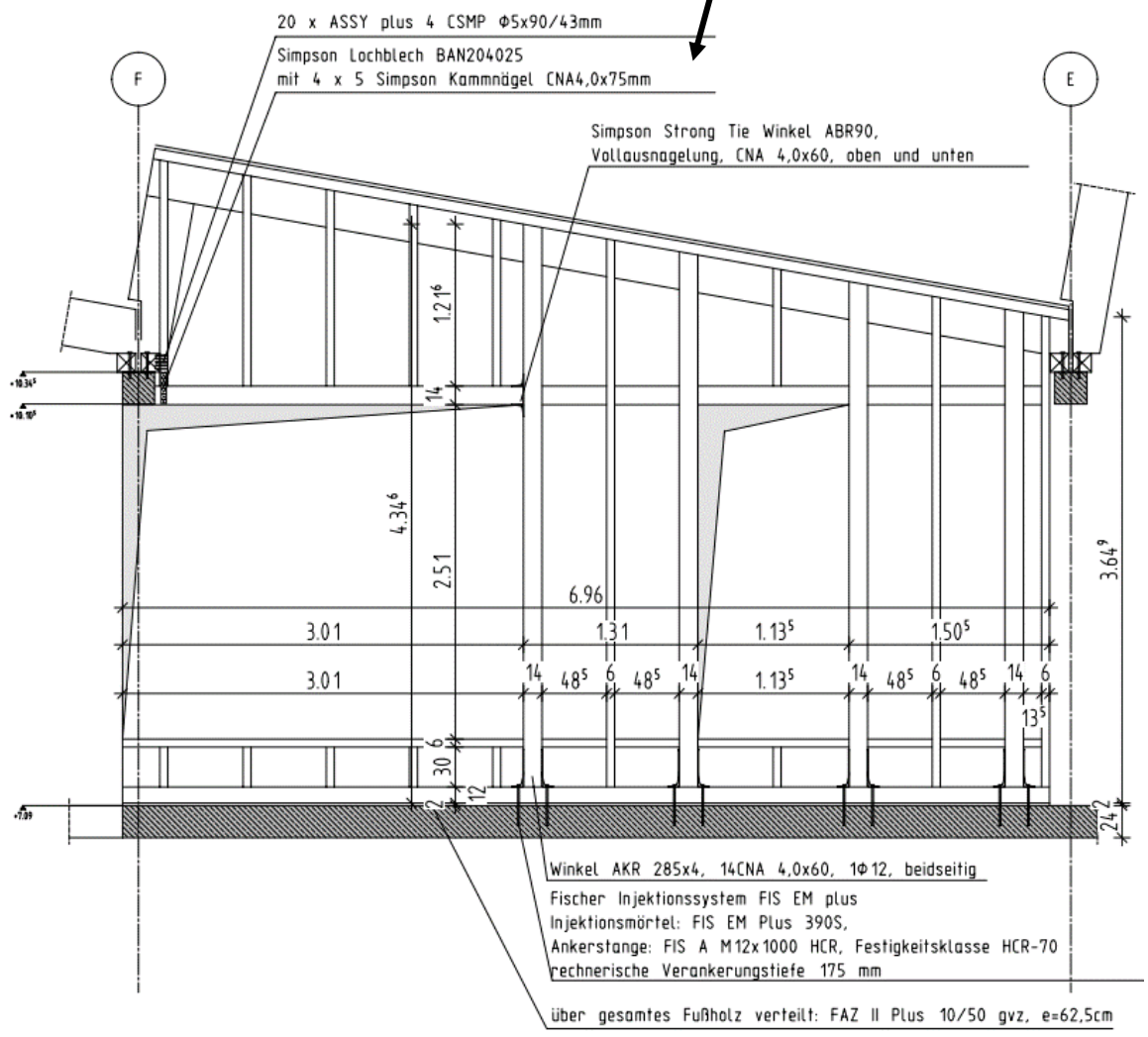


Vertikallasten: Druckkraft aus dem Eigengewicht der Wand (ungünstigster Fall):
G_w = 0,9 * 18 kN/m³ * 0,24 m * 3,70 m * 5,19 m / 2 = 37,3 kN > 33,9 kN = Z_d
Keine Zugverankerung erforderlich.

Wandscheiben HSW

Als maßgebend betrachtet wird die Wandscheibe Achse 2-E/F. Der Teil mit dem Eckfenster wird nicht in der Bemessung berücksichtigt. Die maßgebende Last wird aus der Dachscheibe G-H angesetzt.





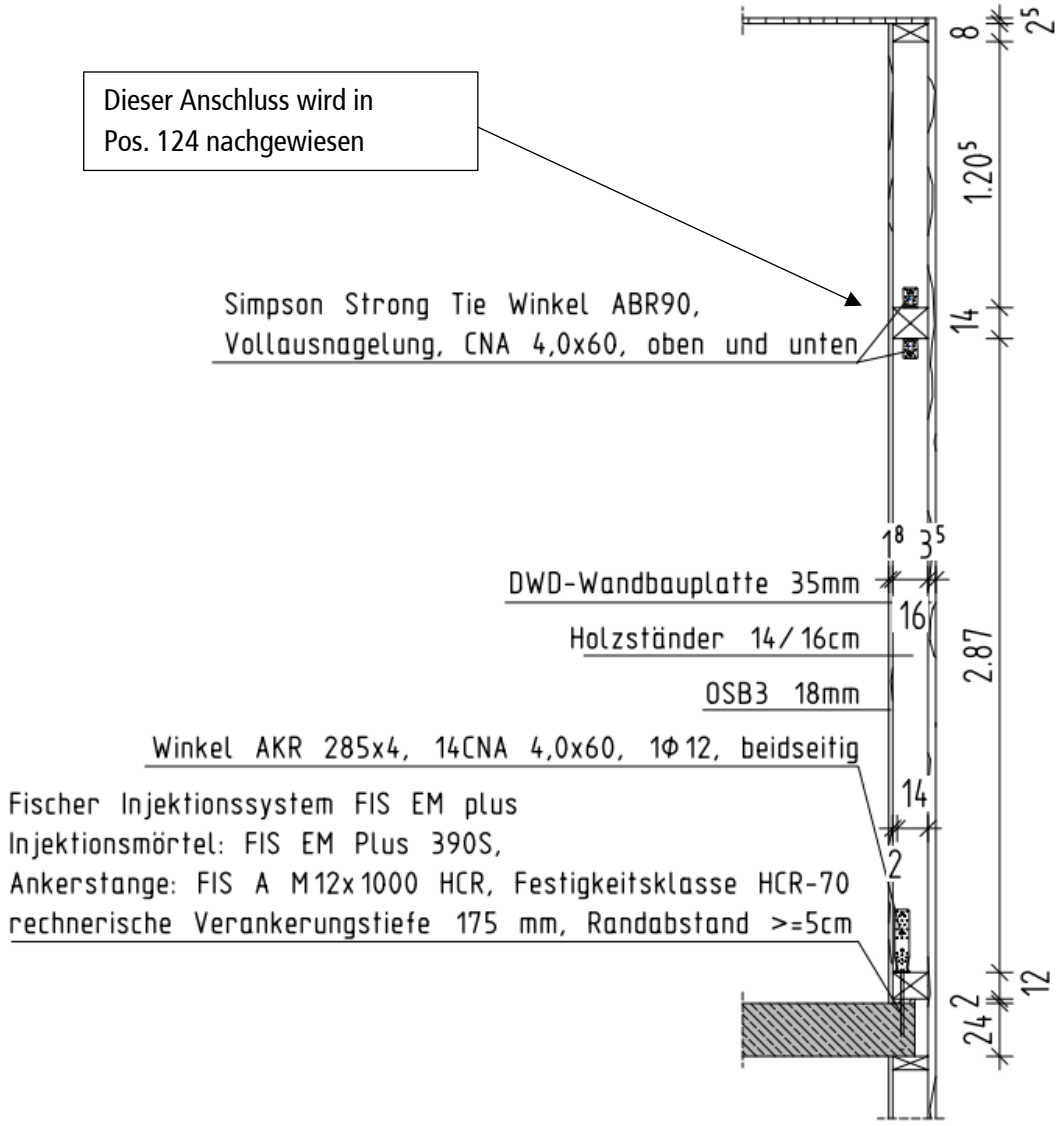
Abmessungen der Wandscheibe für den Nachweis:

l_{ersatz} = 1,31m + 1,51 m

= 2,80 m

$h_{gemittelt}$ = 3,9 m

e_{max} = 0,625 m



Lasten:

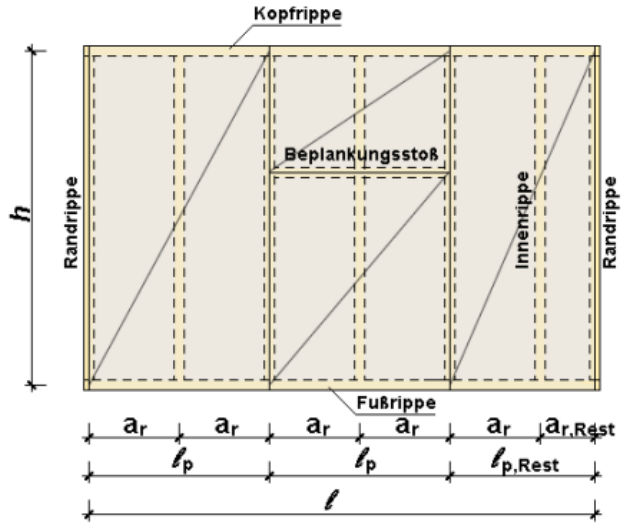
Das Eigengewicht wird programmintern berücksichtigt. Es wirkt keine weitere Vertikale Last.

Aussteifungslast	$F_{h,HSW}$		= **12,20 kN**
Wind senkrecht (s. S. 13ff.)	w_k	= 1,2 * -0,8 kN/m²	= **-0,96 kN/m²**

Siehe nachfolgenden Harzer-Ausdruck.

Bemessung von Wandtafeln (V.30.1) nach EC5-1-1 (NA Deutschland)

Geometrie Prinzipskizze



Rippen:
Randrippen: 6,0/16,0 cm - C24
Innenrippen: 6,0/16,0 cm, a = 62,5 cm - C24
Kopfrippe: 16,0/8,0 cm - C24
Fußrippe: 16,0/6,0 cm - C24

Beplankung 1:
OSB/3, t = 18,0 mm
Beplankung ohne horizontalen Stoß
Nägel 2,7x50, av = 60 mm
VM nicht vorgebohrt

Beplankung 2:
Die Wandtafel ist nur einseitig beplankt!

Auf der sicheren Seite liegend wird für die Bemessung der Wandscheibe nur eine einseitige Beplankung angesetzt.

1. System

1.1 Abmessungen

Wandlänge l = 2,800 m
Wandhöhe h = 4,000 m
Abstand der Rippen ar = 0,625 m (ar,Rest = 0,300 m)

1.2 Querschnittswerte/Material Rippen

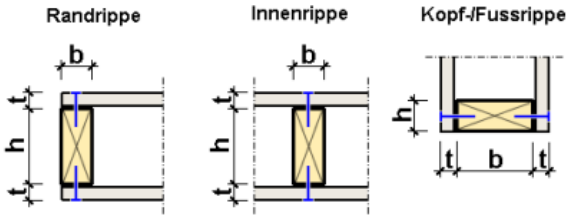
Holzfestigkeitsklasse = Nadelholz C24
Nutzungsklasse für Rippen: NKL 1

1.2.1 Randrippen

b/h = 6,0/16,0 cm
A = 96,000 cm²
Wy = 256,000 cm³

1.2.2 Innenrippen

b/h = 6,0/16,0 cm
A = 96,000 cm²
Wy = 256,000 cm³



1.2.3 Kopfrippe

b/h = 16,0/8,0 cm
A = 128,000 cm²

Randrippe für Zugverankerung zu 14/16 cm gewählt.

1.2.4 Fussrippe

b/h = 16,0/6,0 cm
A = 96,000 cm²

Fußrippe konstruktiv zu 16/12 cm gewählt.

Fussrippe links bündig (Überstand ü = 3cm wird nur einseitig angesetzt für A,ef)
Fussrippe rechts bündig (Überstand ü = 3cm wird nur einseitig angesetzt für A,ef)

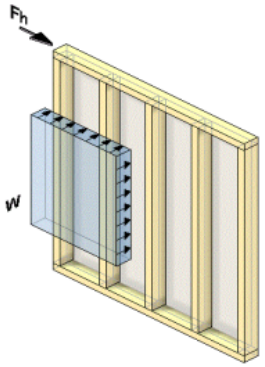
1.3 Beplankung
Die Wandtafel ist nur einseitig beplankt!

1.3.1 Beplankung 1
Material = OSB/3
Nutzungsklasse für Beplankung 1: NKL 1
Plattendicke t = 18,0 mm
Plattenbreite lp = 1,250 m
Die Beplankung ist horizontal nicht gestossen.

1.4 Verbindungsmittel VM

1.4.1 für Beplankung 1
VM = Nägel 2,7x50
Abstand av = 60 mm
Kopfdurchmesser dk = 6,1 mm
Zugfestigkeit fuk = 600,0 N/mm²
VM wird nicht vorgebohrt
VM wird bündig eingeschlagen / eingeschraubt und nicht versenkt

2. Belastung
Schneelasten für Höhe NN <= 1000 m
Kategorie Nutzlast = A: Wohn-/Aufenthaltsräume



2.1 Horizontale Lasten
Fh,g,k = 0,000 kN (ständig)
Fh,w,k = 12,500 kN (veränderlich, Wind)
Fh,E = 0,000 kN (Erdbeben --> außergew.LFK)

2.2 Vertikale Lasten
Eigengewicht Wand g,k,Wand = 1,181 kN/m

2.3 Wind quer auf Wandebene
Wind quer zur Wand w,k = -1,000 kN/m²

2.4 Imperfektionen
Imperfektionen werden nicht angesetzt!

3. Bemessungsparameter / Festigkeiten etc.

3.1 Bemessungsparameter
-> Keine Erhöhung von Rd für VM um 20% gemäß EC5-1-1, 9.2.4.2(5)
-> Erhöhung Rd infolge des Einhängeeffektes wird nicht angesetzt!
-> Verteilung der Vertikallasten vereinfacht nur über die Rippen angesetzt
-> Innenrippen ohne Längsdruckkraft aus Horizontalschub

3.2 Festigkeiten

Rippen:
Biegefestigkeit fm,k = 24,000 N/mm²
Druckfestigkeit fc0,k = 21,000 N/mm²
Druckfestigkeit fc90,k = 2,500 N/mm²
Zugfestigkeit ft0,k = 14,000 N/mm²

Beplankung 1:
Schubfestigkeit fv,k = 6,800 N/mm²
Druckfestigkeit fc,k = 15,400 N/mm²
Biegefestigkeit fm,k = 8,200 N/mm²
G,mean = 1080,000 N/mm²
G,05 = 918,000 N/mm²

3.3 Tragfähigkeiten

Wandscheibentragfähigkeit Fi,v,Rd:
Tragfähigkeit Fi,v,Rd = 25,02 kN (gesamt)

Verbindungsmittel:
Abscherfestigkeit Rd = 536,073 N (je VM, Beplankung 1)

Beplankung:
Faktor Schubtragfähigkeit = 0,33 [-]
fv,0,d,1 = 31,071 N/mm (längenbezogene Schubfestigkeit parallel zum Plattenrand, Beplankung 1)
fv,0,d,gesamt = 31,071 N/mm (längenbezogene Schubfestigkeit parallel zum Plattenrand, gesamt)
fv,0,d = min[Faktor*fv,d*t; Faktor*fv,d*35*t²/ar]
fv,0,d,1 = min[31,071; 31,319] (Beplankung 1)

4. Beanspruchungen

4.1 Bemessungskraft Fi,v,Ed

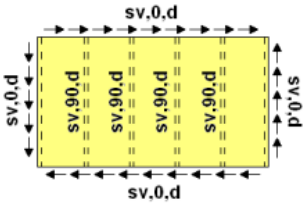
Fi,v,Ed = 18,750 kN

4.2 Schubfluss parallel zu den Plattenrändern

sv,0,d = 6,696 N/mm

4.3 längenbez. Druckbeanspruchung senkrecht zu den Plattenrändern:

sv,90,d = 0,000 N/mm



4.4 Druckkräfte für Schwellenpressung

max. Fc,d = 27,025 kN

4.5 Druckkräfte für Stabilitätsnachweis

max. Fc,d = 27,025 kN

4.6 Zugkräfte für Nachweis Längszug Rippen

max. Ft,d = 26,786 kN

4.7 Momente aus Wind quer zur Plattenebene

max.My,d = 1,875 kNm

5. Nachweise

5.1 Nachweis der Scheibenbeanspruchung

Ausnutzung Scheibentragfähigkeit: eta = Fi,v,Ed / Fi,v,Rd = 0,75 <= 1,00
(LFK = 1,35*g + 1,50*w)

Ausnutzung Scheibenschub parallel zu Rändern: eta = sv,0,d / fv,0,d = 0,22 <= 1,00

5.2 Nachweis der Schwellenpressung

kc,90 = 1,25 [-]
max. Ausnutzung = 0,651 <= 1,00

5.3 Nachweis der Stabilität

max. Ausnutzung = 0,550 <= 1,00

5.4 Nachweis der Rippen auf Zug

max. Ausnutzung = 0,259 <= 1,00

5.5 Nachweis der Beplankung 1 auf Biegung

max. Ausnutzung = 0,215 <= 1,00 (max. Sigma = 1,356 N/mm²)

5.6 Nachweis der VM auf Herausziehen

max. Ausnutzung eta = 0,448 <= 1,00
max.Fax,d = 70,313 N
Rx,d = 156,800 N

5.7 Nachweis der horizontalen Verformung

u,ges = 4,361 mm <= u,zul = 13,333 mm (Grenzzustand Gebrauchstauglichkeit)
Ersatzbiegesteifigkeit der Wand für horizontale Kopfverschiebung EI = 61,1500 MNm²

5.8 Nachweis der Lagesicherheit / Verankerung

Nachweis nicht erforderlich bzw. gemäß Vorgabe nicht geführt!

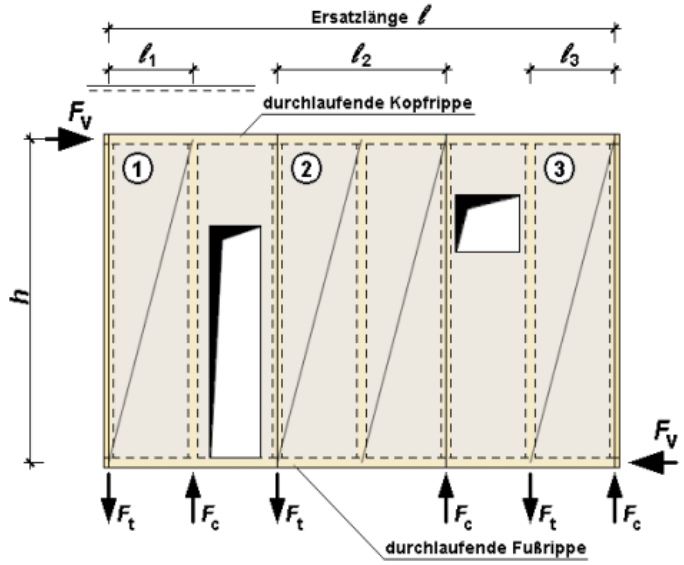
6. Zusammenfassung

--> Alle Nachweise werden erfüllt!

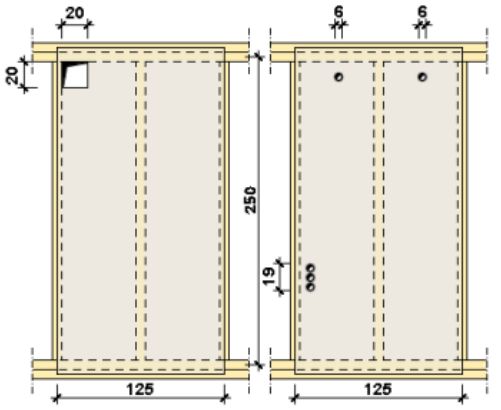
7. Randbedingungen

Konstruktive Randbedingungen für Gruppen von Wandtafeln

Die Tragfähigkeiten von Wandbereichen mit Tür - oder Fensteröffnungen dürfen unter horizontaler Scheibenbeanspruchung vernachlässigt werden. Die ungestörten Bereiche sind als einzelne Tafeln zu betrachten und jede Tafel ist für sich zu verankern.
Ist bei einer Gruppe von Wandtafelelementen eine durchgehende Kopf und Fußrippe vorhanden, so kann der Nachweis vereinfacht mit der Ersatzlänge l, die sich aus der Summe der Einzellängen der Tafelelemente ergibt, geführt werden.



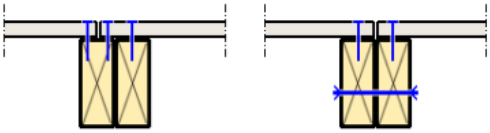
Konstruktive Randbedingungen für Öffnungen



- Keine Aussparungen in den Rippen!
- Einzelöffnungen bis maximal 20/20 cm.
- Maximale Öffnung: 10% der Höhe, 10% der Breite.
- Bei mehreren Öffnungen muss die Summe kleiner 10% der Höhe bzw. 10% der Breite sein.

Konstruktive Randbedingungen für Elementstöße

Wenn Tafeln aus mehreren einzelnen Elementen zusammengesetzt werden, dann müssen die Elemente so verbunden werden, dass der Schubfluss sv,0,d der angrenzenden Plattenränder von Element zu Element übertragen werden kann. Das Bild zeigt zwei Möglichkeiten, für die Ausbildung eines solchen Elementstoßes.



Um das vereinfachte Nachweisverfahren A für Wandtafeln nach EC5-1-1, 9.2.4.2, welches die Grundlage dieses Programms darstellt, anwenden zu können, müssen folgende konstruktive Randbedingungen eingehalten werden:

Die Randrippen dürfen nicht gestoßen sein, außer, die Stöße werden verformungsarm ausgeführt. Stöße gelten als verformungsarm, wenn die Tragfähigkeit des Stoßes größer als der 1,5-fache Wert der Beanspruchung ist.

Wenn Tafeln aus mehreren einzelnen Elementen zusammengesetzt werden, dann müssen die Elemente so verbunden werden, dass der Schubfluss der angrenzenden Plattenränder von Element zu Element übertragen werden kann.

Die Fußrippe muss horizontal und vertikal gelagert sein!

Die ein- oder zweiseitige Beplankung muss aus über die volle Tafelhöhe durchgehenden Platten bestehen. Diese dürfen auf vertikalen Rippen gestoßen werden. Die Mindestbreite der Platten lp beträgt h/4, also ein Viertel der Tafelhöhe.
Ein horizontaler Stoß je Wandtafel ist zulässig, wenn dies in der Berechnung so angesetzt wurde und der Stoß schubsteif ausgebildet wird.

Die Tragfähigkeiten von Wandbereichen mit Tür - oder Fensteröffnungen dürfen unter horizontaler Scheibenbeanspruchung vernachlässigt werden. Die ungestörten Bereiche sind als einzelne Tafeln zu betrachten und jede Tafel ist für sich zu verankern. Ist bei einer Gruppe von Wandtafelelementen eine durchgehende Kopf und Fußrippe vorhanden, so kann der Nachweis vereinfacht mit der Ersatzlänge l, die sich aus der Summe der Einzellängen der Tafelelemente ergibt, geführt werden.

Bohrungen, Schlitze und Aussparungen in den Pfosten, Fuß- und Kopfrippen sind rechnerisch nachzuweisen.

Nachweis der Winkelverbinder zwischen Stütze und Fußholz für die Zugverankerung

Zur Übertragung der Zugkraft von der Stütze in das Fußholz werden beidseitig von der Stütze folgende Winkel angebracht:

Simpson Strong Tie Winkel AKR 285x4 14CNA 4,0x60 1ø12

$F_{1,d}$		= **26,786 kN**
$R_{1,d}$	= min{42,80 kN; 42,8 kN / 0,9 + 6,55 kN} * 0,9 / 1,3 (siehe Bemessungstabelle folgende Seite)	= **29,630 kN**
$F_{1,d} / R_{1,d}$	= 0,91 < 1,0	

Nagelbild 17, Blechdicke 4,0 mm

Die Zugverankerung ist an jeder Randrippe der einzelnen Wandtafeln erforderlich. Für diese Rippen ist ein Querschnitt von 14/16 cm erforderlich.

Winkelverbinder – **AKR**

SIMPSON Strong-Tie

Werte für Berechnungen und charakteristische Werte

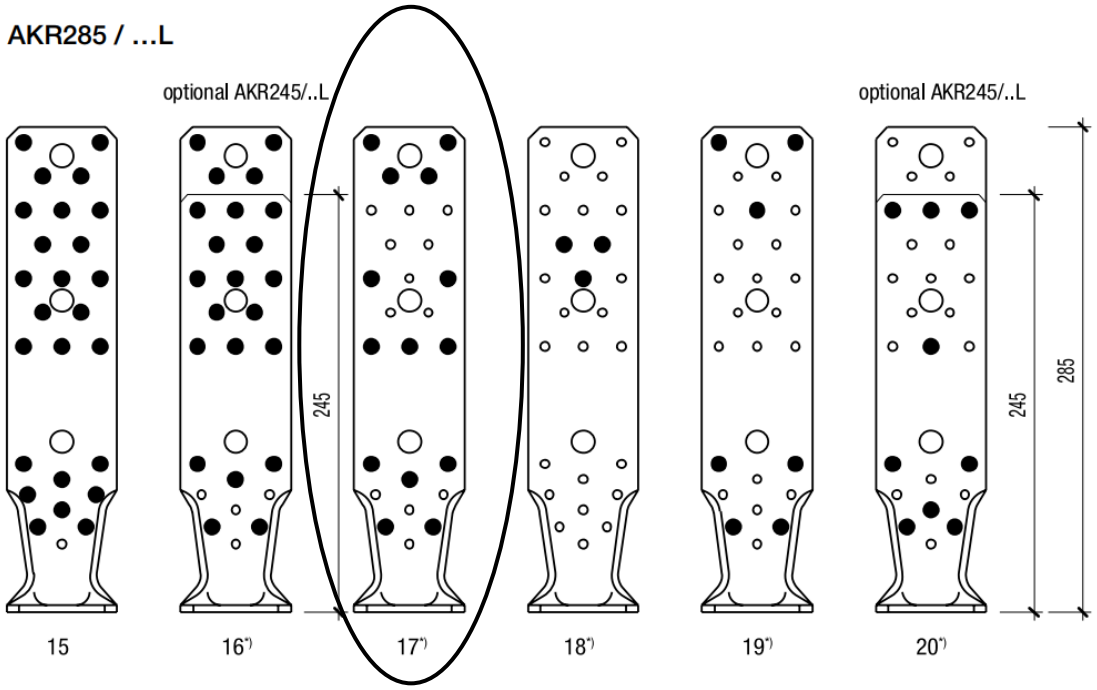
Tabelle 2

Art. Nr.	Nagelbild	Anzahl Nägel (n)	Tabelle für Anschlüsse mit 2 AKR Winkelverbinder					
			Werte für die Formeln [1] und [2] zur Berechnung von $R_{1,k}$ [kN]				Charakteristische Werte der Tragfähigkeit [kN]	
			CNA4,0x50		CNA4,0x60		CNA4,0x50	CNA4,0x60
			$R_{bend,nail,k}$	$R_{1,nail,k}$	$R_{bend,nail,k}$	$R_{1,nail,k}$	$R_{2/3,k}$	$R_{2/3,k}$
AKR95	1	8	17,60	22,64	22,00	26,48	6,2	6,9
AKR95	2	5	7,97	14,78	9,96	17,19	4,4	5,0
AKR95	3	5	16,83	13,34	21,03	15,71	4,0	4,5
AKR95	4	4	13,50	10,70	16,88	12,59	3,8	4,2
AKR135	5	13	11,58	40,69	14,48	46,92	10,1	11,2
AKR135	6	9	11,58	27,21	14,48	31,54	7,5	8,4
AKR135	7	8	5,24	26,13	6,55	29,94	7,0	7,9
AKR135	8	5	5,24	16,05	6,55	18,44	4,9	5,5
AKR205	9	10	11,58	24,71	14,48	29,33	8,3	9,5
AKR205	10	14	11,58	42,86	14,48	49,59	10,0	11,8
AKR165; AKR205	11	11	11,58	37,14	14,48	42,33	9,0	10,4
AKR205	12	8	5,24	18,64	6,55	22,25	6,2	7,2
AKR205	13	3	Siehe ETA-07/0285 Tabelle D61-4				–	–
AKR205	14	8	2,14	22,08	2,68	25,90	7,0	8,0
AKR285	15	25	11,58	58,98	14,48	70,31	11,6	14,1
AKR245	16	18	5,24	50,40	6,56	59,00	7,6	9,2
AKR285	16	22	5,24	54,19	6,55	64,34	7,6	9,3
AKR285	17	14	5,24	36,23	6,55	42,80	7,3	8,8

Nagelbilder gemäß ETA-07/0285

Die mit * versehenen Ausführungen können auch für Stützenanschlüsse verwendet werden.

AKR285 / ...L



Formel [1] für 2 AKR mit Blechdicke 4,0 mm

$$R_{1,k} = \min \left\{ \begin{array}{l} R_{1,nail,k} \\ \dfrac{42{,}8\ \text{kN}}{k_{mod}} + R_{bend,nail,k} \end{array} \right.$$

Formel [2] für 2 AKR mit Blechdicke 3,0 mm

$$R_{1,k} = \min \left\{ \begin{array}{l} R_{1,nail,k} \\ \dfrac{25{,}0\ \text{kN}}{k_{mod}} + R_{bend,nail,k} \end{array} \right.$$

Nachweis des Bolzens für die Zugverankerung in die Stahlbetondecke

Der beidseitig an der Stütze angebrachten Winkel werden mit folgenden Verbindungsmitteln in der Stahlbetondecke zugverankert:

Fischer Injektionssystem FIS EM plus
Injektionsmörtel: FIS EM Plus 390 S
Ankerstange FIS A M 12 x 1000 HCR, Festigkeitsklasse HCR-70
Rechnerischer Verankerungstiefe 175 mm

$F_{t,d}$ = **26,786 kN**

Siehe nachfolgenden Fischer-Ausdruck.

Bemessungsgrundlagen

Anker

Ankersystem	fischer Injektionssystem FIS EM plus
Injektionsmörtel	FIS EM Plus 390 S
Befestigungselement	Ankerstange FIS A M 12x1000 HCR, hochkorrosionsbeständiger Stahl, Festigkeitsklasse HCR-70 Mit der gewählten Gewindestange können Sie bis zu 3 Befestigungen durchführen.
Rechnerische Verankerungstiefe	175 mm
Bemessungsdaten	Ankerbemessung in Beton nach Europäischer Technischer Bewertung ETA-17/0979, Option 1, Erteilungsdatum 17.06.2020



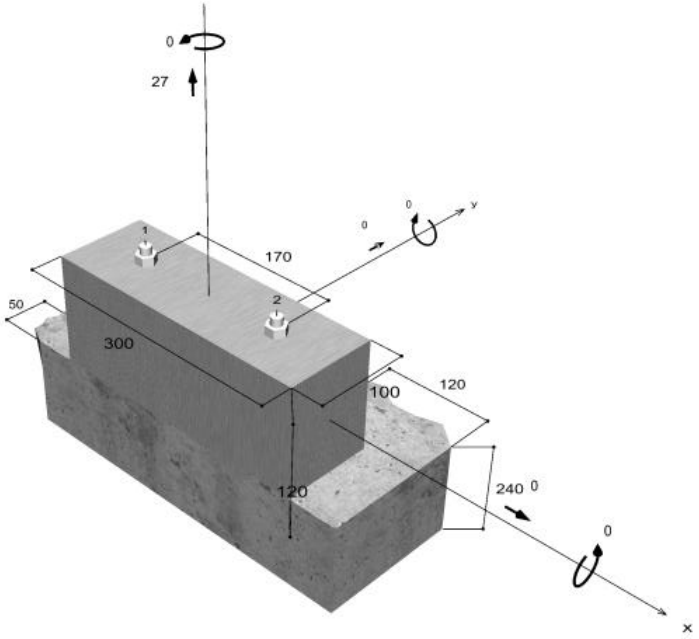
Geometrie / Lasten / Maßeinheiten

mm, kN, kNm

Bemessungswert der Einwirkungen

(inkl. Teilsicherheitsbeiwert Last)





Nicht maßstabsgetreu

Die Eingabewerte und die Bemessungsergebnisse sind zu kontrollieren und anhand gültiger Normen und Zulassungen auf Plausibilität zu prüfen.
Bitte beachten Sie den Haftungsausschluss in den Lizenzbedingungen der Software.

FiXperience

C-FIX 1.123.0.0
Datenbankversion
2024.4.26.15.27
Datum
18.07.2024

fischer

Eingabedaten

Bemessungsverfahren	EN1992-4:2018 Verbundanker
Verankerungsgrund	C25/30, EN 206
Betonzustand	Gerissen, Trockenes Bohrloch
Temperaturbereich	24 °C Langzeittemperatur, 40 °C Kurzzeittemperatur
Bewehrung	Keine oder normale Bewehrung. Gerade Randbewehrung (Ø ≥ 12 mm) mit Bügelbewehrung (a < 100 mm). Mit Spaltbewehrung
Bohrverfahren	Hammerbohren
Montageart	Durchsteckmontage
Ringspalt	gemäß Benutzereingabe
Belastungsart	Statisch oder quasi-statisch
Ankerplattenposition	Bündig montierte Ankerplatte
Ankerplattenmaße	300 mm x 100 mm x 120 mm
Profiltyp	Kein Profil

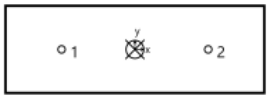
Bemessungslasten *)

#	N_{Ed} kN	$V_{Ed,x}$ kN	$V_{Ed,y}$ kN	$M_{Ed,x}$ kNm	$M_{Ed,y}$ kNm	$M_{T,Ed}$ kNm	Belastungsart
1	27,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Statisch oder quasi-statisch

*) Ind. Teilsicherheitsbeiwert Last

Resultierende Ankerkräfte

Anker-Nr.	Zugkraft kN	Querkraft kN	Querkraft x kN	Querkraft y kN
1	13,50	0,00	0,00	0,00
2	13,50	0,00	0,00	0,00



Max. Betonstauchung : 0,00 ‰
Max. Betondruckspannung : 0,0 N/mm²
Resultierende Zugkraft : 27,00 kN , X/Y Position (0 / 0)
Resultierende Druckkraft : 0,00 kN , X/Y Position (0 / 0)

Ausnutzung für kombinierte Zug- und Querbelastung

$$\beta_N = \beta_{N,g;1} = 1{,}00 \leq 1$$

Nachweis erfolgreich

Hinweise

Die allgemeinen und technischen Hinweise finden Sie im vollständigen Ausdruck.

Die Eingabewerte und die Bemessungsergebnisse sind zu kontrollieren und anhand gültiger Normen und Zulassungen auf Plausibilität zu prüfen.
Bitte beachten Sie den Haftungsausschluss in den Lizenzbedingungen der Software.

Nachweis der horizontalen Krafteinleitung in die Stahlbetondecke

Die Kraft in Längsrichtung des Fußholzes und senkrecht zum Fußholz wird über folgende Verankerung in die Stahlbetondecke eingeleitet:

Fischer FAZ II Plus 10/50, e = 62,5 cm

$F_{längs,d} = F_{v,Ed} / L_{Holzständerwand} * e$
$= 18{,}75 \text{ kN} / 3{,}95 \text{ m} * 0{,}625 \text{ m}$ $= \mathbf{3{,}0 \text{ kN}}$

$F_{senkr.,d} = \gamma_{wk} * w_k * h_{Holzständerwand} / 2 * e$
$= 1{,}5 * 1{,}0 \text{ kN/m}^2 * 4{,}0 \text{ m} / 2 * 0{,}625 \text{ m}$ $= \mathbf{1{,}9 \text{ kN}}$

Siehe nachfolgenden Fischer-Ausdruck.

Bemessungsgrundlagen

Anker

Ankersystem	fischer Bolzenanker FAZ II Plus
Anker	Bolzenanker FAZ II Plus 10/100, galvanisch verzinkter Stahl
Rechnerische Verankerungstiefe	40 mm
Bemessungsdaten	Ankerbemessung in Beton nach Europäischer Technischer Bewertung ETA-19/0520, Option 1, Erteilungsdatum 24.05.2023

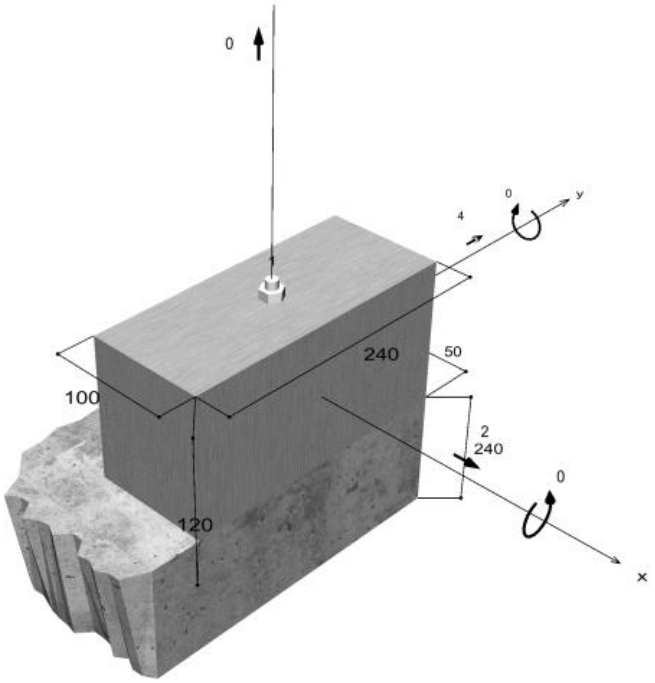


Geometrie / Lasten / Maßeinheiten

mm, kN, kNm

Bemessungswert der Einwirkungen

(inkl. Teilsicherheitsbeiwert Last)



Nicht maßstabsgetreu

Die Eingabewerte und die Bemessungsergebnisse sind zu kontrollieren und anhand gültiger Normen und Zulassungen auf Plausibilität zu prüfen.
Bitte beachten Sie den Haftungsausschluss in den Lizenzbedingungen der Software.

FiXperience

C-FIX 1.123.0.0
Datenbankversion
2024.4.26.15.27
Datum
18.07.2024

fischer

Eingabedaten

Bemessungsverfahren	EN 1992-4:2018 mechanische Befestigungselemente
Verankerungsgrund	C20/25, EN 206
Betonzustand	Gerissen, Trockenes Bohrloch
Bewehrung	Keine oder normale Bewehrung. Ohne Randbewehrung. Mit Spaltbewehrung
Bohrverfahren	Hammerbohren
Montageart	Durchsteckmontage
Ringspalt	gemäß Benutzereingabe
Belastungsart	Statisch oder quasi-statisch
Ankerplattenposition	Bündig montierte Ankerplatte
Ankerplattenmaße	100 mm x 240 mm x 120 mm
Profiltyp	Kein Profil

Bemessungslasten *)

#	N_{Ed} kN	$V_{Ed,x}$ kN	$V_{Ed,y}$ kN	$M_{Ed,x}$ kNm	$M_{Ed,y}$ kNm	$M_{T,Ed}$ kNm	Belastungsart
1	0,00	2,00	4,00	0,00	0,00	0,00	Statisch oder quasi-statisch

*) Incl. Teilsicherheitsbeiwert Last

Resultierende Ankerkräfte

Anker-Nr.	Zugkraft kN	Querkraft kN	Querkraft x kN	Querkraft y kN
1	0,00	4,47	2,00	4,00



Max. Betonstauchung : ‰
Max. Betondruckspannung : N/mm²
Resultierende Zugkraft : kN , X/Y Position (/)
Resultierende Druckkraft : kN , X/Y Position (/)

Ausnutzung für kombinierte Zug- und Querbelastung

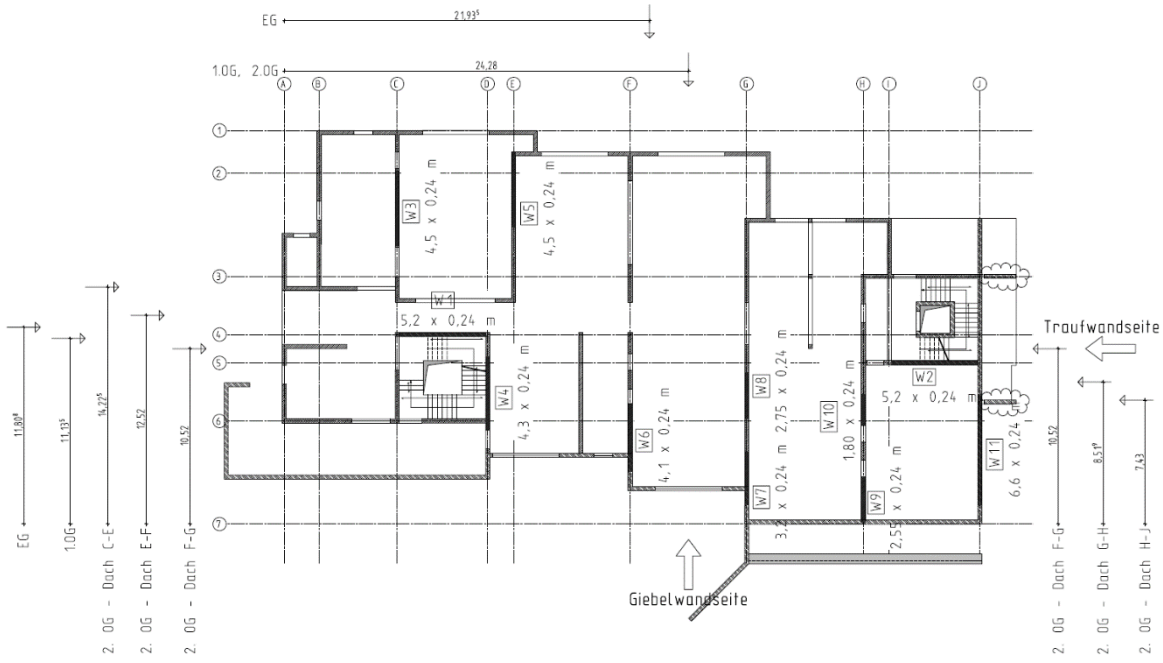
$$\beta_V = \beta_{V,c1} = 0{,}98 \leq 1$$ Nachweis erfolgreich

Hinweise

Die allgemeinen und technischen Hinweise finden Sie im vollständigen Ausdruck.

Die Eingabewerte und die Bemessungsergebnisse sind zu kontrollieren und anhand gültiger Normen und Zulassungen auf Plausibilität zu prüfen.
Bitte beachten Sie den Haftungsausschluss in den Lizenzbedingungen der Software.

Nachweis der Wandscheiben im EG



EG Horizontallasten in x- Richtung für Dachscheibe, Wände:

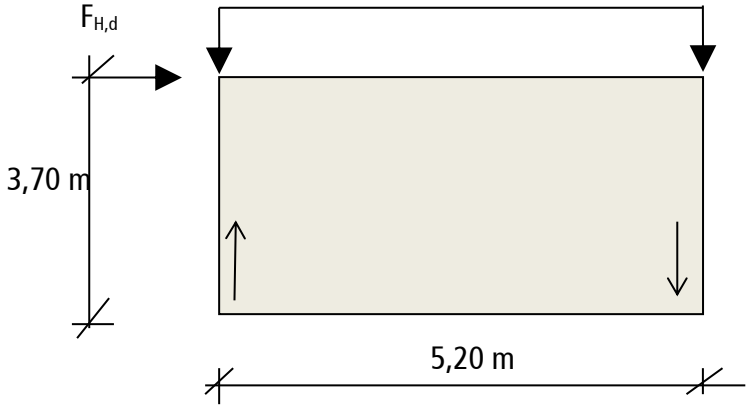
$F_{h,1\text{-}2}$ = 0,5 * $H_{2.OG,k}$ = 0,5 * 376,9 kN = 189 kN

EG Horizontallasten in y- Richtung für Dachscheibe, Wände (für die Lastanteile aus Rotation siehe Aussteifung 2.OG S. **Fehler! Textmarke nicht definiert.**):

$F_{h,3}$	= 0,11 * $H_{2.OG,k}$ + $F_{h,3,Rot.\ 2.OG}$	= 0,11 * 425 kN + 0,43 * 40,9 kN	= 64,4 kN
$F_{h,4}$	= 0,10 * $H_{2.OG,k}$ + $F_{h,4,Rot.\ 2.OG}$	= 0,10 * 425 kN + 0,13 * 40,9 kN	= 47,9 kN
$F_{h,5}$	= 0,11 * $H_{2.OG,k}$ + $F_{h,5,Rot.\ 2.OG}$	= 0,11 * 425 kN + 0,30 * 40,9 kN	= 59,1 kN
$F_{h,6}$	= 0,09 * $H_{2.OG,k}$	= 0,09 * 425 kN	= 38,3 kN
$F_{h,7}$	= 0,04 * $H_{2.OG,k}$	= 0,04 *425 kN	= 17,0 kN
$F_{h,8}$	= 0,03 * $H_{2.OG,k}$	= 0,03 * 425 kN	= 12,8 kN
$F_{h,9}$	= 0,02 * $H_{2.OG,k}$ + $F_{h,9,Rot.\ 2.OG}$	= 0,02 * 425 kN + 0,17 * 82,1 kN	= 22,5 kN
$F_{h,10}$	= 0,01 * $H_{2.OG,k}$ + $F_{h,10,Rot.\ 2.OG}$	= 0,01 * 425 kN + 0,14 * 82,1 kN	= 15,8 kN
$F_{h,11}$	= 0,35 * $H_{2.OG,k}$ + $F_{h,11,Rot\ 2.OG}$	= 0,35 * 425 kN + 0,21 * 82,1 kN	= 166,0 kN
$F_{h,12}$	= 0,17 * $H_{2.OG,k}$ + $F_{h,12,Rot\ 2.OG}$	= 0,17 * 425 kN + 0,10 * 82,1 kN	= 80,5 kN

Wandscheiben 1/2

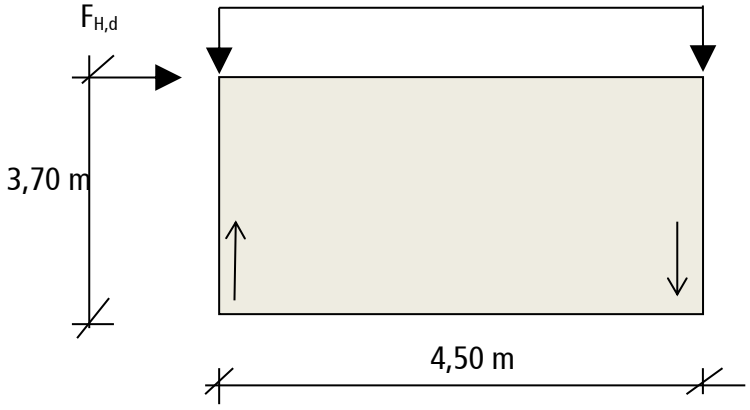
$F_{h,d}$ = 189,0 kN * 1,50 = 283,5 kN
M_d = 283,5 kN * 3,70 m = 1049,0 kNm
Z_d = 1049,0 kNm / 5,2 m = 201,8 kN



Vertikallasten: Druckkraft nur aus dem Eigengewicht der Wände (ungünstigster Fall):
G_w = 3 * 0,9 * 20 kN/m³ * 0,24 m * 3,70 m * 5,20 m / 2 = 124,6 kN < 201,8 kN = Z_d
Zugverankerung erforderlich.
erf. A_s = (201,8 kN – 124,6 kN) / 43,5 kN/cm²= 1,8 cm² gewählt **2 ∅ 14 mm (3,08 cm²)**

Wandscheiben 3

$F_{h,d}$ = 64,4 kN * 1,50 = 96,6 kN
M_d = 96,6 kN * 3,70 m = 357,5 kNm
Z_d = 357,5 kNm / 4,5 m = 79,5 kN

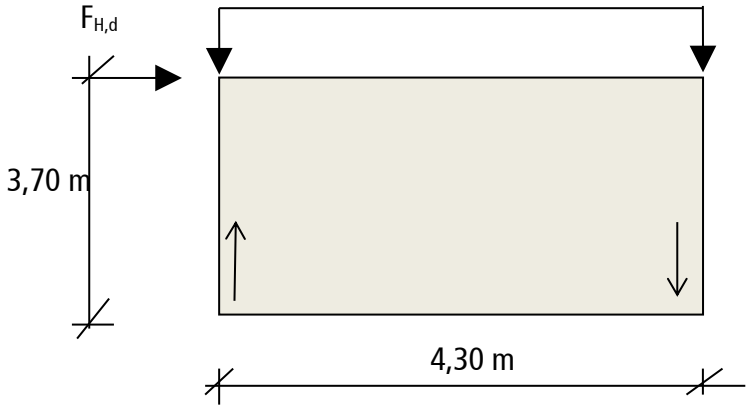


Vertikallasten: Druckkraft aus dem Eigengewicht der Wände und dem Eigengewicht der Dachkonstruktion:
Aus Eigengewicht der Wände G_k = 3 * 18,0 kN/m³ * 0,24 m * 3,70 m * 4,50 m / 2 = 107,9 kN
Aus Schrägdach o. PV (s. S. 7) G_k = (2,8 kN/m² - 1,2 kN/m²) * 3,5 m * 4,50 m / 2 = 12,6 kN

G_w = 0,9 * (107,9 kN + 12,6 kN) = 108,4 kN > 79,5 kN = Z_d
Keine Zugverankerung erforderlich.

Wandscheiben 4

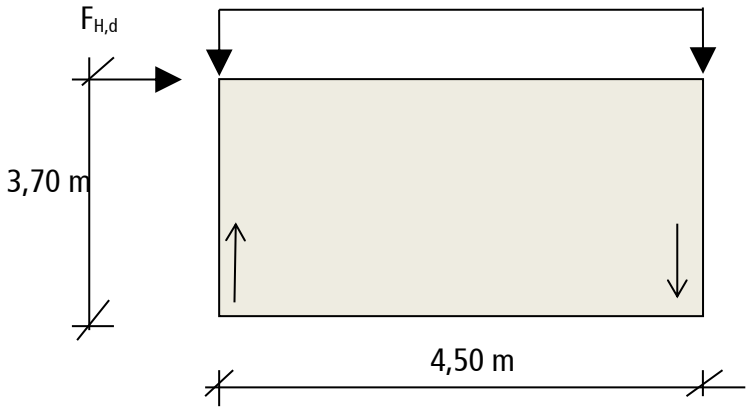
$F_{h,d}$ = 47,9 kN * 1,50 = 71,9 kN
M_d = 71,9 kN * 3,70 m = 265,9 kNm
Z_d = 265,9 kNm / 4,5 m = 59,1 kN



Vertikallasten: Druckkraft nur aus dem Eigengewicht der Wände (ungünstigster Fall):
G_w = 3 * 0,9 * 18 kN/m³ * 0,24 m * 3,70 m * 4,30 m / 2 = 92,7 kN > 59,1 kN = Z_d
Keine Zugverankerung erforderlich.

Wandscheiben 5

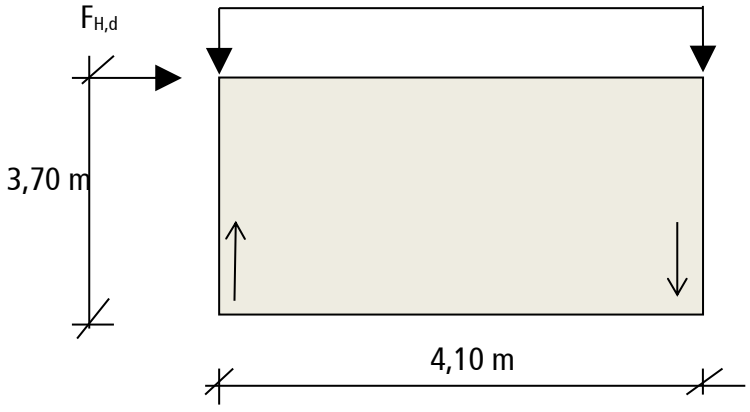
$F_{h,d}$ = 59,1 kN * 1,50 = 88,7 kN
M_d = 88,7 kN * 3,70 m = 328,0 kNm
Z_d = 328,0 kNm / 4,5 m = 72,9 kN



Vertikallasten: Druckkraft nur aus dem Eigengewicht der Wände (ungünstigster Fall):
G_w = 3 * 0,9 * 18 kN/m³ * 0,24 m * 3,70 m * 4,50 m / 2 = 97,1 kN > 72,9 kN = Z_d
Keine Zugverankerung erforderlich.

Wandscheiben 6

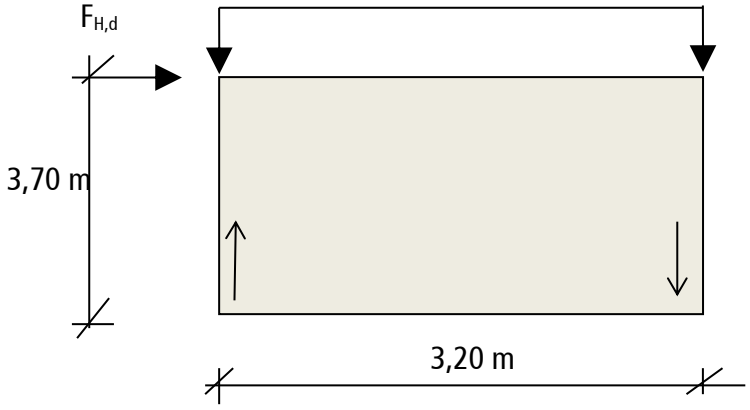
$F_{h,d}$ = 38,3 kN * 1,50 = 57,5 kN
M_d = 57,5 kN * 3,70 m = 212,6 kNm
Z_d = 212,6 kNm / 4,1 m = 51,9 kN



Vertikallasten: Druckkraft nur aus dem Eigengewicht der Wände (ungünstigster Fall):
G_w = 3 * 0,9 * 18 kN/m³ * 0,24 m * 3,70 m * 4,10 m / 2 = 88,4 kN > 51,9 = Z_d
Keine Zugverankerung erforderlich.

Wandscheiben 7

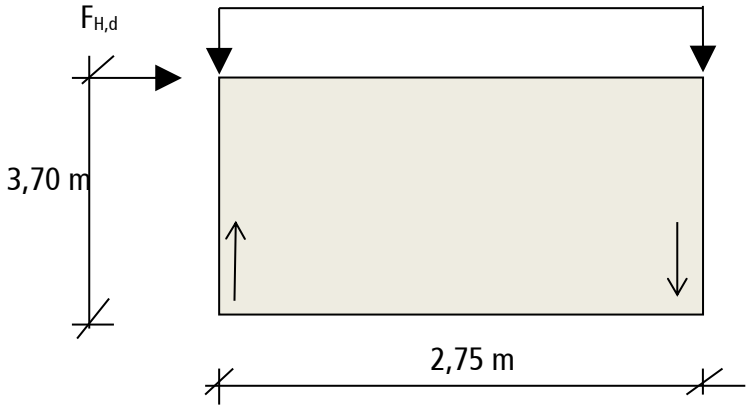
$F_{h,d}$ = 17,0 kN * 1,50 = 25,5 kN
M_d = 25,5 kN * 3,70 m = 94,4 kNm
Z_d = 94,4 kNm / 3,2 m = 29,5 kN



Vertikallasten: Druckkraft nur aus dem Eigengewicht der Wände (ungünstigster Fall):
G_w = 3 * 0,9 * 18 kN/m³ * 0,24 m * 3,70 m * 3,20 m / 2 = 76,5 kN > 29,5 kN = Z_d
Keine Zugverankerung erforderlich.

Wandscheiben 8

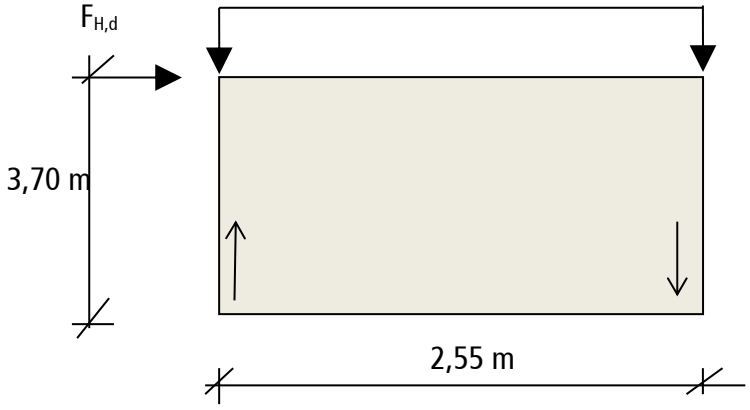
$F_{h,d}$ = 12,8 kN * 1,50 = 19,2 kN
M_d = 19,2 kN * 3,70 m = 71,1 kNm
Z_d = 71,1 kNm / 2,75 m = 25,9 kN



Vertikallasten: Druckkraft nur aus dem Eigengewicht der Wände (ungünstigster Fall):
G_w = 3 * 0,9 * 18 kN/m³ * 0,24 m * 3,70 m * 2,75 m / 2 = 59,3 kN > 25,9 kN = Z_d
Keine Zugverankerung erforderlich.

Wandscheiben 9

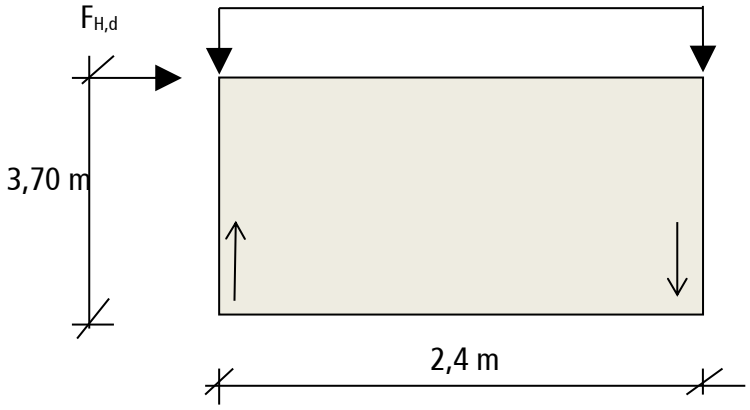
$F_{h,d}$ = 22,5 kN * 1,50 = 33,8 kN
M_d = 33,8 kN * 3,70 m = 124,9 kNm
Z_d = 124,9 kNm / 2,55 m = 49,0 kN



Vertikallasten: Druckkraft nur aus dem Eigengewicht der Wände (ungünstigster Fall)
G_w = 3 * 0,9 * 18 kN/m³ * 0,24 m * 3,70 m * 2,55 m / 2 = 55,0 kN > 49,0 kN = Z_d
Keine Zugverankerung erforderlich.

Wandscheiben 10

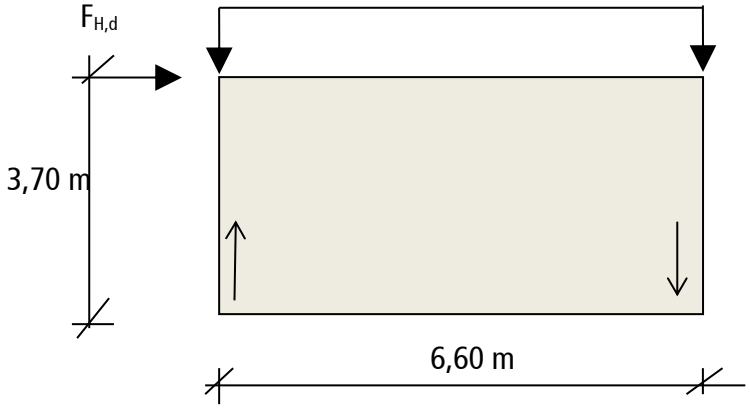
$F_{h,d}$ = 15,8 kN * 1,50 = 23,7 kN
M_d = 23,7 kN * 3,70 m = 87,7 kNm
Z_d = 87,7 kNm / 2,4 m = 36,6 kN



Vertikallasten: Druckkraft nur aus dem Eigengewicht der Wände (ungünstigster Fall):
G_w = 3 * 0,9 * 18 kN/m³ * 0,24 m * 3,70 m * 2,4 m / 2 = 51,8 kN > 36,6 kN = Z_d
Keine Zugverankerung erforderlich.

Wandscheiben 11

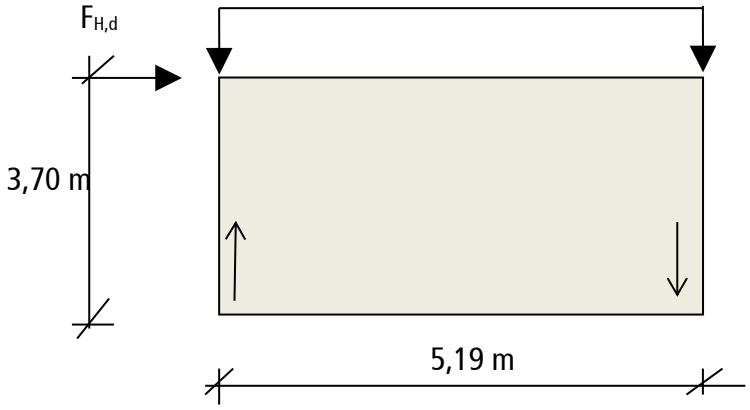
$F_{h,d}$ = 166,0 kN * 1,50 = 249,0 kN
M_d = 249,0 kN * 3,70 m = 921,3 kNm
Z_d = 921,3 kNm / 6,6 m = 139,6 kN



Vertikallasten: Druckkraft nur aus dem Eigengewicht der Wände und der Dachkonstruktion:
G_w = 3 * 0,9 * 18 kN/m³ * 0,24 m * 3,70 m * 6,60 m / 2 = 142,4 kN > 139,6 kN = Z_d
Keine Zugverankerung erforderlich.

Wandscheiben 12

$F_{h,d}$ = 80,5 kN * 1,50 = 120,8 kN
M_d = 120,8 kN * 3,70 m = 446,8 kNm
Z_d = 446,8 kNm / 5,19 m = 86,1 kN



Vertikallasten: Druckkraft nur aus dem Eigengewicht der Wände und der Dachkonstruktion:
G_w = 3 * 0,9 * 18kN/m³ * 0,24 m * 3,70 m * 5,19 m / 2 = 112,0 kN > 86,1 kN = Z_d
Keine Zugverankerung erforderlich.

Pos. 100 Dachdecke, OSB-3 , d=25 mm

Der Sparren bzw. Binderabstand sind auf maximal e=125 cm wegen der Lieferabmessung der OSB-Platten festgelegt worden.

Jede Deckenscheibe steift die an der jeweiligen Scheibe angreifenden Windlasten für sich aus. Die äußeren Deckenscheiben nehmen zusätzlich die Windlast der halben Geschosshöhe des 2. OG und die Last aus Schiefstellung auf.

Als maßgebendes System wird die rechte Dachscheibe von Achse H bis J mit dem Lastfall Wind von rechts betrachtet.

Lastannahmen

In dem Bemessungsprogramm werden die veränderlichen Lasten als Nutzlasten mit einem $k_{mod} = 0,7$ berücksichtigt. Da es sich hier bei den veränderlichen Lasten um

-Schnee <1000m, mit $k_{mod} = 0,9$

-Wind, mit $k_{mod} = 0,9$

handelt werden vorab die veränderlichen Lasten um den Faktor *** 0,7 / 0,9** reduziert.

Dachaufbau einschließlich OSB (s. S. 7)	g_k = 1,2 kN/m² + 0,58 kN/m²		= **1,78 kN/m²**
Schnee (s. S. 18)	s_k		= 0,68 bis 1,36 kN/m²
Windduck (s. S. 13ff.)	w_k		= 0,16 kN/m²
	$q_{k,ges}$	= $(s_k + w_k)$ * $Faktor_{kmod}$	
		= (1,36 + 0,16) * 0,7 / 0,9	= **1,19 KN/m²**

Horizontallasten auf die Dachscheibe bzw. Aussteifungslastejn (siehe auch Pos. 1 S. 22ff.). Auf der sicheren Seite liegend werden für Wind auf die Traufseite die horizontalen Windanteile von Achse F/G bis J berücksichtigt. Für Wind auf die Giebelseite werden die Aussteifungslasten des 2.OGs aus Translation der Wandscheiben 9 und 10 zur Hälft und 11 und 12 komplett berücksichtigt.

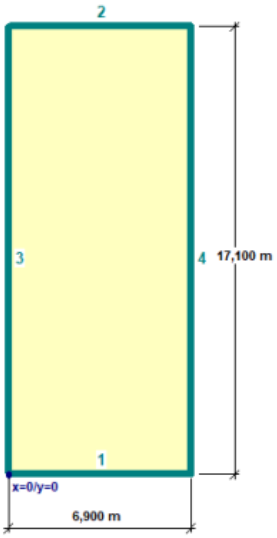
Wind Traufseite w_{kH} = 0,53 kN/m² * 3,7 m / 2
+ 6,9 kN/m * (3,7 m / 2 + 1,85 m) / 2 / 17,1 m
+ 1,63 m * 0,66 kN/m² * sin(80°) + 6,9 m * 2,05 kN/m² * sin(10°)
= 0,99 kN/m + 0,75 kN/m + 1,06 kN/m + 2,46 kN/m
= **5,26 kN/m**

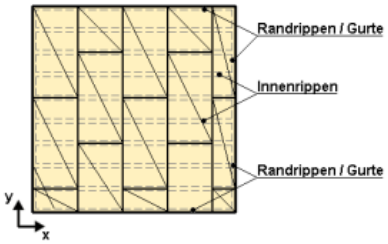
Wind Giebelseite w_{kH} = (0,02 / 2 + 0,01 / 2 + 0,35 + 0,17) * 138 kN / 7,0 m
= **10,6 kN/m**

Bemessung

Deckenscheibe - Holz (V.29.1) nach EC5-1-1, NA Deutschland

1. System





1.1 Abmessungen / Verlegerichtung

Scheibenlänge in x-Richtung = 6,900 m
Scheibenhöhe in y-Richtung = 17,100 m
Abstand der Rippen ar = 1,250 m
Verlegung der Innenrippen in x-Richtung, Verlegung der Beplankung in y-Richtung

1.2 Wände

Wand	xa [m]	ya [m]	xe [m]	ye [m]	lx [m]	ly [m]	xs [m]	ys [m]
1	0,000	0,000	6,900	0,000	6,900	0,000	3,450	0,000
2	0,000	17,100	6,900	17,100	6,900	0,000	3,450	17,100
3	0,000	17,100	0,000	0,000	0,000	17,100	0,000	8,550
4	6,900	17,100	6,900	0,000	0,000	17,100	6,900	8,550

1.3 Querschnittswerte/Material Rippen

Holzfestigkeitsklasse Innenrippen: Brettschichtholz GL24h
Holzfestigkeitsklasse Randgurte/Randrippen x-Richtung: Nadelholz C24
Holzfestigkeitsklasse Randgurte/Randrippen y-Richtung: Nadelholz C24
Nutzungsklasse für Rippen: NKL 1

1.3.1 Innenrippen

b/h = 20,0/20,0 cm
A = 400,000 cm²
Wy = 1333,333 cm³

1.3.2 Randrippen/Gurte in x-Richtung

b/h = 12,0/8,0 cm
A = 96,000 cm²
Wy = 128,000 cm³

1.3.3 Randrippen/Gurte in y-Richtung

b/h = 12,0/8,0 cm
A = 96,000 cm²
Wy = 128,000 cm³

Die Sparren bzw. Binder sind hier nur minimal angegeben und Pos 101 ist maßgebend.

Die Randkurte sind wie angegeben Zug und Druckfest zwischen die Sparren bzw. Binder anzuordnen.

1.4 Beplankung

Die Deckenscheibe ist nur einseitig beplankt!
Die Beplankung wird ohne freie Ränder verlegt.

1.4.1 Beplankung 1 (oben)

Material = OSB/3
Nutzungsklasse für Beplankung 1: NKL 1
Plattendicke t = 25,0 mm
Plattenbreite bp = 1,250 m
Plattenlänge lp = 2,500 m

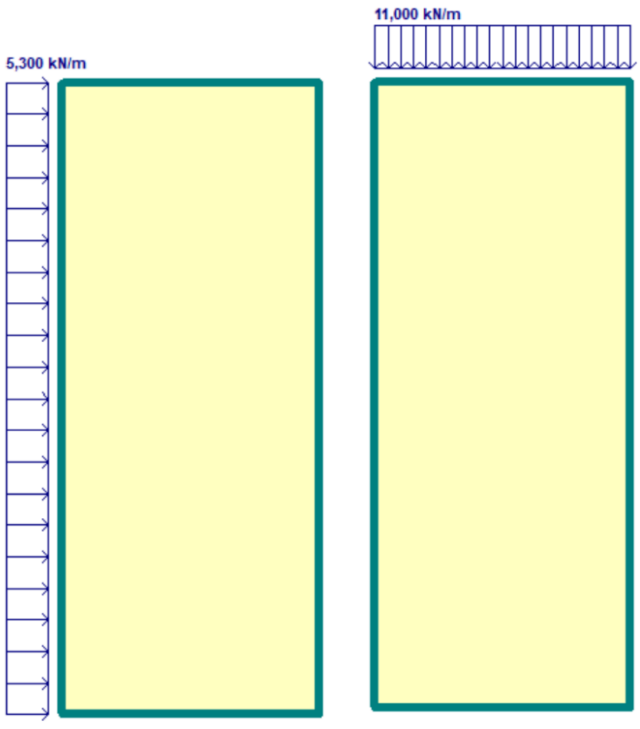
1.5 Verbindungsmittel VM

1.5.1 für Beplankung 1

VM = Nägel 3,4x60
Abstand av = 40 mm
Kopfdurchmesser dk = 7,7 mm
Zugfestigkeit fuk = 600,0 N/mm²
VM wird nicht vorgebohrt
VM wird bündig eingeschlagen / eingeschraubt und nicht versenkt

2. Belastung

Winddruck wx,d,k in x-Richtung = 5,300 kN/m
Windsog wx,s,k in x-Richtung = 0,000 kN/m
Winddruck wy,d,k in y-Richtung = 11,000 kN/m
Windsog wy,s,k in y-Richtung = 0,000 kN/m
Erdbeben ex,d in x-Richtung = 0,000 kN/m
Erdbeben ey,d in y-Richtung = 0,000 kN/m
g = 1,800 kN/m² (ständige Flächenlast auf Decke für Nachweis Biegung der Beplankung)
q = 1,200 kN/m² (veränderliche Flächenlast auf Decke für Nachweis Biegung der Beplankung)
Kategorie Nutzlast = A: Wohn-/Aufenthaltsräume



Wind in x-Richtung Wind in y-Richtung

3. Bemessungsparameter / Festigkeiten etc.

3.1 Bemessungsparameter

-> Keine Erhöhung von Rd für VM um 20% gemäß EC5-1-1, 9.2.3.1(2)
-> Erhöhung Rd mit deltaRd infolge des Einhängeeffektes wird nicht angesetzt!
-> rechn. Scheibenhöhe wird mit l/2 angesetzt, wenn Bedingung nach NA.5 nicht erfüllt ist
-> rechn. Scheibenhöhe wird automatisch mit l/2 oder l/4 angesetzt um die Bedingungen nach NA.8 zu erfüllen
-> als Spannweite l wird jeweils die gesamte Scheibenlänge bzw. Scheibenhöhe angesetzt
-> Gamma,M = 1,30[-] bei Nachweis Erdbeben (sonst 1,30)

3.2 Festigkeiten

Innenrippen:
Biegefestigkeit fm,k = 24,000 N/mm²
Druckfestigkeit fc0,k = 24,000 N/mm²
Druckfestigkeit fc90,k = 2,500 N/mm²
Zugfestigkeit ft0,k = 19,200 N/mm²

Randrippen / Gurte in x-Richtung:
Biegefestigkeit fm,k = 24,000 N/mm²
Druckfestigkeit fc0,k = 21,000 N/mm²
Druckfestigkeit fc90,k = 2,500 N/mm²
Zugfestigkeit ft0,k = 14,000 N/mm²

Randrippen / Gurte in y-Richtung:
Biegefestigkeit fm,k = 24,000 N/mm²
Druckfestigkeit fc0,k = 21,000 N/mm²
Druckfestigkeit fc90,k = 2,500 N/mm²
Zugfestigkeit ft0,k = 14,000 N/mm²

Beplankung 1:
Schubfestigkeit fv,k = 6,800 N/mm²
Druckfestigkeit fc,k = 14,800 N/mm²
G,mean = 1080,000 N/mm²
G,05 = 918,000 N/mm²

3.3 Tragfähigkeiten

Scheibentragfähigkeit (über Verbindungsmittel):
Tragfähigkeit f0,d (Wind) = 19,41 N/mm

Verbindungsmittel:
kmod (Wind) = 1,00 [-]
Abscherfestigkeit Rd (Wind) = 776,387 N (je VM, Beplankung 1)

Beplankung:
Faktor Schubtragfähigkeit = 0,33 [-]
kmod (Wind) = 1,00 [-]
fv,0,d,1 (Wind) = 30,208 N/mm (längenbez. Schubfestigkeit parallel zum Plattenrand, Beplankung 1)
fv,0,d,gesamt (Wind) = 30,208 N/mm (längenbez. Schubfestigkeit parallel zum Plattenrand, gesamt)
fv,0,d (Wind) = min[Faktor*fv,d*t; Faktor*fv,d*35*t²/ar]
fv,0,d,1 (Wind) = min[43,154; 30,208] (Beplankung 1)

4. Beanspruchungen

4.1 Scheibenbeanspruchung / Schubfluss parallel zu den Plattenrändern

Wind in x-Richtung: s,0,d = 9,720 N/mm (Vd = 67,066 kN / h,eff = 6,900 m)
Wind in y-Richtung: s,0,d = 16,280 N/mm (Vd = 56,166 kN / h,eff = 3,450 m)
Erdbeben in x-Richtung: nicht vorhanden
Erdbeben in y-Richtung: nicht vorhanden

4.2 längenbez. Druckbeanspruchung senkrecht zu den Plattenrändern (für Nachweis Lasteinleitung)

Nachweis der Lasteinleitung nicht erforderlich (NA.8)

4.3 Längskräfte in den Randgurten / Randrippen

Wind in x-Richtung:
|max.Md,Scheibe| = 290,582 kNm / h,eff = 6,900 m
|Nd,Gurte,y-Richtung| = 42,113 kN
|Nd,Randrippen,x-Richtung| = 67,973 kN
|max.Sigma,N,Gurte,y-Richtung| = 4,387 N/mm² (Anteil Längskraft)
|max.Sigma,M,Gurte,y-Richtung| = 0,000 N/mm² (Anteil Biegung)
|max.Sigma,N,Randrippen,x-Richtung| = 7,080 N/mm² (Anteil Längskraft)
|max.Sigma,M,Randrippen,x-Richtung| = 0,000 N/mm² (Anteil Biegung)

Wind in y-Richtung:
|max.Md,Scheibe| = 98,196 kNm / h,eff = 3,450 m
|Nd,Gurte,x-Richtung| = 28,463 kN
|Nd,Randrippen,y-Richtung| = 56,925 kN
|max.Sigma,N,Gurte,x-Richtung| = 2,965 N/mm² (Anteil Längskraft)
|max.Sigma,M,Gurte,x-Richtung| = 0,000 N/mm² (Anteil Biegung)
|max.Sigma,N,Randrippen,y-Richtung| = 5,930 N/mm² (Anteil Längskraft)
|max.Sigma,M,Randrippen,y-Richtung| = 0,000 N/mm² (Anteil Biegung)

Erdbeben in x-Richtung: nicht vorhanden

Erdbeben in y-Richtung: nicht vorhanden

4.4 Versatzmomente aus Exzentrizität Wandschwerpunkt/Lastschwerpunkt

Diese Momente sind durch die jeweils quer zur Belastung stehenden Wände aufzunehmen!

Wind in x-Richtung: M,k = 0,00 kNm (e = 0,000 m)

Wind in y-Richtung: M,k = 0,00 kNm (e = 0,000 m)

Erdbeben in x-Richtung: nicht vorhanden

Erdbeben in y-Richtung: nicht vorhanden

4.5 Biegemomente in oberer Beplankung aus Flächenlasten

|max.My,d| = 0,826 kNm
|max.Sigma,M,d| = 7,931 N/mm²

5. Nachweise

5.1 Nachweis der Scheibenbeanspruchung / Beplankung

Wind in x-Richtung:
Scheibentragfähigkeit parallel zu Rändern: eta = s,0,d / f,0,d = 0,50 <= 1,00
Lasteinleitung: Nachweis nicht erforderlich (Bedingungen nach NA.8 eingehalten)
Scheibenschub Bepl. parallel zu Rändern: eta = sv,0,d / fv,0,d = 0,32 <= 1,00
Druckbeanspr. Bepl. senkrecht zu Rändern: Nachweis nicht erforderlich
Scheibenschub Bepl. kombiniert: Nachweis nicht erforderlich

Wind in y-Richtung:
Scheibentragfähigkeit parallel zu Rändern: eta = s,0,d / f,0,d = 0,84 <= 1,00
Lasteinleitung: Nachweis nicht erforderlich (Bedingungen nach NA.8 eingehalten)
Scheibenschub Bepl. parallel zu Rändern: eta = sv,0,d / fv,0,d = 0,54 <= 1,00
Druckbeanspr. Bepl. senkrecht zu Rändern: Nachweis nicht erforderlich
Scheibenschub Bepl. kombiniert: Nachweis nicht erforderlich

Erdbeben in x-Richtung: nicht vorhanden

Erdbeben in y-Richtung: nicht vorhanden

5.2 Nachweis der Randgurte/Randrippen in x-Richtung (Anteil Biegung nur, wenn Moment vorhanden)

Wind in x-Richtung: Ausnutzung Druck und Biegung = 0,440 <= 1,00

Wind in y-Richtung:
Ausnutzung Druck und Biegung = 0,180 <= 1,00
Ausnutzung Zug und Biegung = 0,280 <= 1,00

Erdbeben in x-Richtung: nicht vorhanden

Erdbeben in y-Richtung: nicht vorhanden

5.3 Nachweis der Randgurte/Randrippen in y-Richtung (Anteil Biegung nur, wenn Moment vorhanden)

Wind in x-Richtung:
Ausnutzung Druck und Biegung = 0,270 <= 1,00
Ausnutzung Zug und Biegung = 0,410 <= 1,00

Wind in y-Richtung: Ausnutzung Druck und Biegung = 0,370 <= 1,00

Erdbeben in x-Richtung: nicht vorhanden

Erdbeben in y-Richtung: nicht vorhanden

5.4 Nachweis der Beplankung auf Biegung

Biegung parallel zur Faserrichtung der Deckschicht

Ausnutzung Biegung = 1,000 <= 1,00 (kmod = 0,70)
Biegefestigkeit fm,d = 7,969 N/mm²

5.5 Nachweis der Scheibendurchbiegung

Bedingungen für Entfall Nachweis Durchbiegung eingehalten, d.h. keine weiteren Nachweise notwendig!

6. Zusammenfassung

--> Alle Nachweise werden erfüllt!

Die Scheibe wird als ausreichend steif angesehen.

Die Randgurte C24 bxh > 12x8 cm sind zug- und druckfest zwischen den Sparren bzw. Binder anzuordnen.

Einzelnachweise

Nachweis der Lasteinleitung in Aussteifungswände

An dieser Stelle folgt der Nachweis der Lasteinleitung der Aussteifungslasten in die jeweiligen Wände.

Für den Nachweis der Lasteinleitung in die Wände in y-Richtung siehe Pos. 101 (S. 70ff.).

In x-Richtung erfolgt die Lasteinleitung in die Wandscheibe 1/ 2 über einen seitlich angeordneten Streichbalken (b/h = 10/24 cm). Die Wandscheiben müssen mit einem Ringbalken b/h = 24/24 cm abschließen.

Maßgebend ist hierbei die Wandscheibe 2 mit einer Aussteifungslast von (s. S. **Fehler! Textmarke nicht definiert.**)

$$F_{h,d} = 94{,}13 \text{ kN} * 1{,}50 = 141{,}2 \text{ kN}$$

Diese verteilt sich gleichmäßig auf den Streichbalken mit einer Länge von 5,2 m. Alle 25 cm wird ein Anker angeordnet, daraus ergibt sich die Bemessungslast je Anker zu

$$F_{h,Anker,d} = (141{,}2 \text{ kN} / 5{,}2 \text{ m}) * 0{,}25 \text{ m} = 6{,}8 \text{ kN}$$

Gewählte Verankerung:
Fischer FAZ II Plus 12/160, gvz, Verankerungstiefe 117 mm, alle 25 cm

In Kombination mit einem **einseitigen Scheibendübel B1-65mm, Einlass-/ Einpresstiefe = 15,0 mm**

Siehe nachfolgenden Fischer- und Harzerausdruck.

FiXperience

C-FIX 1.123.0.0
Datenbankversion
2024.4.26.15.27
Datum
18.07.2024

fischer

www.fischer.de

Bemessungsgrundlagen

Anker

Ankersystem	fischer Bolzenanker FAZ II Plus
Anker	Bolzenanker FAZ II Plus 12/160, galvanisch verzinkter Stahl
Rechnerische Verankerungstiefe	117 mm
Bemessungsdaten	Ankerbemessung in Beton nach Europäischer Technischer Bewertung ETA-19/0520, Option 1, Erteilungsdatum 24.05.2023



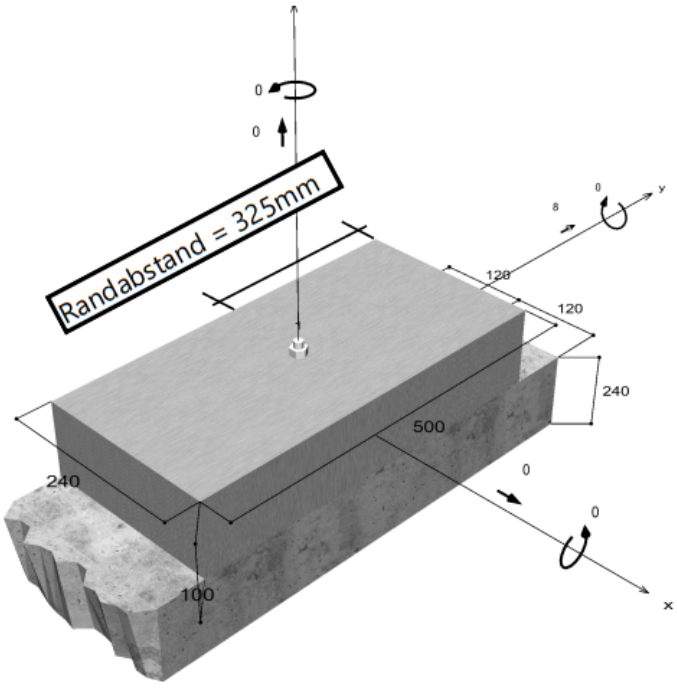
Geometrie / Lasten / Maßeinheiten

mm, kN, kNm

Bemessungswert der Einwirkungen

(inkl. Teilsicherheitsbeiwert Last)

Statische Einwirkung



Nicht maßstabsgetreu

Die Eingabewerte und die Bemessungsergebnisse sind zu kontrollieren und anhand gültiger Normen und Zulassungen auf Plausibilität zu prüfen.
Bitte beachten Sie den Haftungsausschluss in den Lizenzbedingungen der Software.

FiXperience

C-FIX 1.123.0.0
Datenbankversion
2024.4.26.15.27
Datum
18.07.2024

fischer

Eingabedaten

Bemessungsverfahren	EN 1992-4:2018 mechanische Befestigungselemente
Verankerungsgrund	C25/30, EN 206
Betonzustand	Gerissen, Trockenes Bohrloch
Bewehrung	Keine oder normale Bewehrung. Ohne Randbewehrung. Mit Spaltbewehrung
Bohrverfahren	Hammerbohren
Montageart	Durchsteckmontage
Ringspalt	gemäß Benutzereingabe
Belastungsart	Statisch oder quasi-statisch
Ankerplattenposition	Bündig montierte Ankerplatte
Ankerplattenmaße	240 mm x 500 mm x 100 mm
Profiltyp	Kein Profil

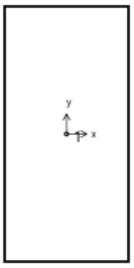
Bemessungslasten *)

#	N_{Ed} kN	$V_{Ed,x}$ kN	$V_{Ed,y}$ kN	$M_{Ed,x}$ kNm	$M_{Ed,y}$ kNm	$M_{T,Ed}$ kNm	Belastungsart
1	0,00	0,00	8,00	0,00	0,00	0,00	Statisch oder quasi-statisch

*) Incl. Teilsicherheitsbeiwert Last

Resultierende Ankerkräfte

Anker-Nr.	Zugkraft kN	Querkraft kN	Querkraft x kN	Querkraft y kN
1	0,00	8,00	0,00	8,00



Max. Betonstauchung : ‰
Max. Betondruckspannung : N/mm²
Resultierende Zugkraft : kN , X/Y Position (/)
Resultierende Druckkraft : kN , X/Y Position (/)

Ausnutzung für kombinierte Zug- und Querbelastung

$$\beta_V = \beta_{V,c1} = 1{,}00 \leq 1$$

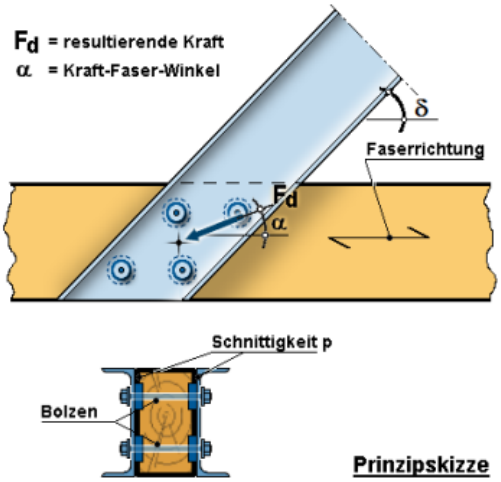
Nachweis erfolgreich

Hinweise

Die allgemeinen und technischen Hinweise finden Sie im vollständigen Ausdruck.

Die Eingabewerte und die Bemessungsergebnisse sind zu kontrollieren und anhand gültiger Normen und Zulassungen auf Plausibilität zu prüfen.
Bitte beachten Sie den Haftungsausschluss in den Lizenzbedingungen der Software.

Anschluss-Holz (V.30.1) EC5-1-1, 6.5 (NA Deutschland)



Prinzipskizze

Holz - Stahl - Anschluss mit Dübeln besonderer Bauart

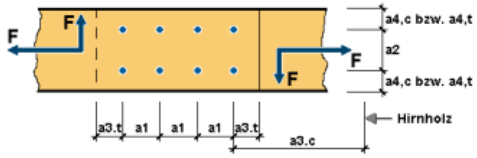
Anschlusswinkel Delta = 0,0 °
Dübeltyp = einseitiger Scheibendübel B1-65mm
Einlass-/Einpresstiefe he = 15,0 mm
Blechdicke = 4,0 mm
Bolzen d = 12 mm (Festigkeitsklasse 4.6)
Verbindung ist 1 - schnittig
2 Reihen quer zur Faserrichtung übereinander
2 Reihen in Faserrichtung hintereinander
Abstand a3,t in Faserrichtung = 300 mm (für Beiwert k2)
Hirnholzende gemäß Abs. 8.9(7) unbeansprucht
t,Seitenholz = 12,0 cm

Fd = 8,000 kN
Winkel Kraft-Faser = 0,0 °
kmod = 0,800 [-]

Nadelholz C24
rho,k = 350,000 kg/m³
fc,90,k = 2,500 N/mm²

Rd,Dübel = 11,287 kN

Fd = 8,00 <= Rd,tot = 45,15 kN (nef = 2,00)



a1 = 130 mm | a3,t = 130 mm | a3,c = 26 mm
a2 = 78 mm | a4,t = 39 mm | a4,c = 39 mm
(Mindestwerte für Abstände)

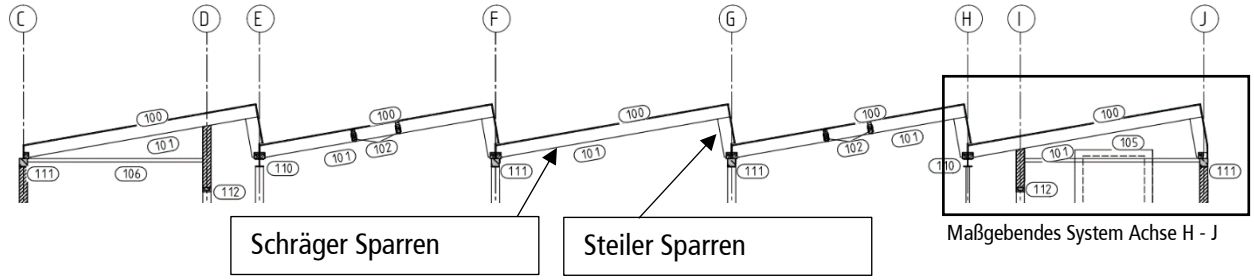
t1,req = 34 mm (Mindestdicke Seitenhölzer)

Pos. 101 Dachbinder, GL24h, b/h= 20/36cm, e ≤ 125 cm

Der Binderabstand ist auf maximal **e=125 cm** wegen der Lieferabmessung der OSB-Platten festgelegt. Ein Binder besteht aus einem schrägen und einem steilen Sparren, die einen Drei-Gelenk-Rahmen bilden.

An den Fußpunkten ergeben sich Horizontallasten. In Achse C werden die Horizontallasten direkt in die aussteifende Scheibe (Pos. 100) eingeleitet. In den mittleren Feldern (Achse E, F, G und H) werden die Horizontallasten im Ringbalken kurzgeschlossen. In Achse J werden die Horizontallasten über den Ringbalken in die aussteifenden Querwände (Achse 3, 5 und 7) eingeleitet.

Die Bemessung des Binders erfolgt für das maßgebende System Achse H – J .



Maßgebendes System Achse H - J

Lastannahmen

Vertikallasten

Aus Lastannahme Steildach (s. S. 6)	g_k	= 2,1 kN/m² * 1,25 m	= **2,63 kN/m**
Aus Lastannahme Schrägdach (s. S. 7), Schnee (s. S.18)	g_k	= 2,8 kN/m² * 1,25 m	= **3,50 kN/m**
	$s_{k,min}$	=0,34 kN/m² * 1,25 m	= **0,43 kN/m**
	$s_{k,max}$	= 1,36 kN/m² * 1,25 m	= **1,70 kN/m**
	$Q_{k,Wartung}$		= **1,50 kN**

Windlasten von rechts

Aus Lastannahme Wind (s. S. 16)	$w_{Sog,Schräg}$	= 1,64 kN/m² * 1,25 m	= **2,05 kN/m**
	$w_{Druck,Steil}$	= 0,53 kN/m² * 1,25 m	= **0,66 kN/m**
Aus Lastannahme Wind (s. S. 15)	$w_{Druck,Wand,k}$		= 0,53 kN/m²
Aus Schiefstellung/ Lotabweichung (s. S. 24)	$h_{Lot,\ Hälfte}$	= 6,9 kN/m / 2	= 3,45 kN/m

Die Horizontallast wird als Punktlast am Auflager angesetzt. In Summe ergibt sich folgende Punktlast:

$W_{H,Druck+Lotabw.} = [w_{druck,k} * h_{2.OG} /2 + h_{Lot,\ Hälfte} * (h_{2.OG} /2 + h_{DG}) / L_{Traufe}] * e$

= [0,53 kN/m² * 3,7 m /2 + 3,45 kN/m * (3,7 m /2 + 1,85 m) / 17 m] * 1,25 m = **2,2 kN**

Windlasten von links

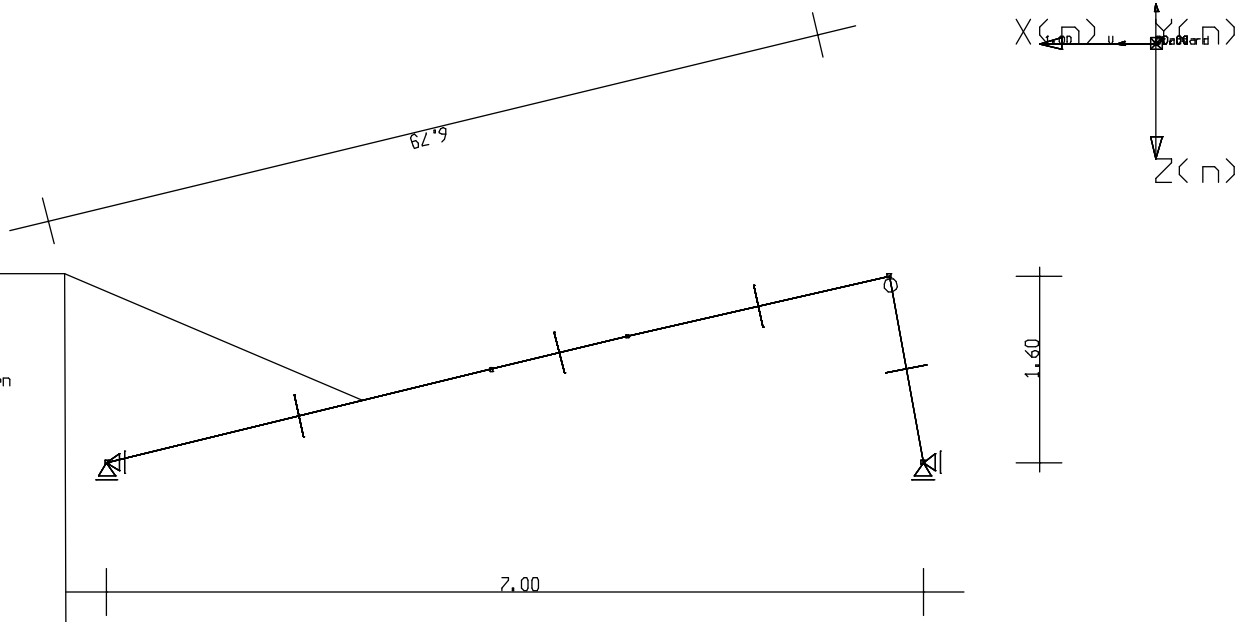
Aus Lastannahme Wind (s. S. 16)	$w_{Druck,Schräg}$	= 0,08 kN/m² * 1,25 m	= **0,10 kN/m**
	$w_{Sog,Steil}$	= 0,20 kN/m² * 1,25 m	= **0,25 kN/m**
Aus Lastannahme Wind (s. S. 16)	$w_{sog,k}$		= -0,32 kN/m²
Aus Schiefstellung/ Lotabweichung (s. S. 24)	$h_{Lot,\ Hälfte}$	= 6,9 kN/m / 2	= 3,45 kN/m

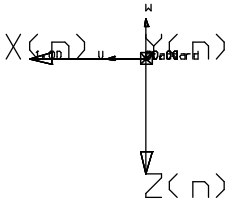
Die Horizontallast wird als Punktlast am Auflager angesetzt. In Summe ergibt sich folgende Punktlast:

$W_{H,Sog+Lotabw.} = [w_{Sog,k} * h_{2.OG} /2 + h_{Lot,\ Hälfte} * (h_{2.OG} /2 + h_{DG}) / L_{Traufe}] * e$

= [0,32 kN/m² * 3,7 m /2 + 3,45 kN/m * (3,7 m /2 + 1,85 m) / 17 m] * 1,25 m = **1,7 kN**

System: [m]
Querschnitt überall
identisch





Dachbinder_2
Element-Typ: Biegebalken
Bemessung als: Biegebalken
l = 3.40 m
R20/36
A = 720.00 cm2
Iy = 77760. cm4
It = 62667. cm4
GL24h

Lasten
Fläche : [kN/m2]
Linie : [kN/m; kNm/m]
Punkt : [kN; kNm]
Temp. : [C]

Lagerung, Gelenke
0=frei, f=fest c=elast.
b=dx,,,dz,,,ry,,
Lagersteifigkeiten
Linie : [kN/m2; kN]
Punkt : [kN/m; kNm]

Pos 101
Dachbinder
GL24h
b/h=20/36 cm e<125cm

Datum : 27.09.2024
Zeit : 11:09:16
Autor : FR

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Generierung
Version 23.0 D8022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Datum

Auftrag Nr. 1911

Pos. 101

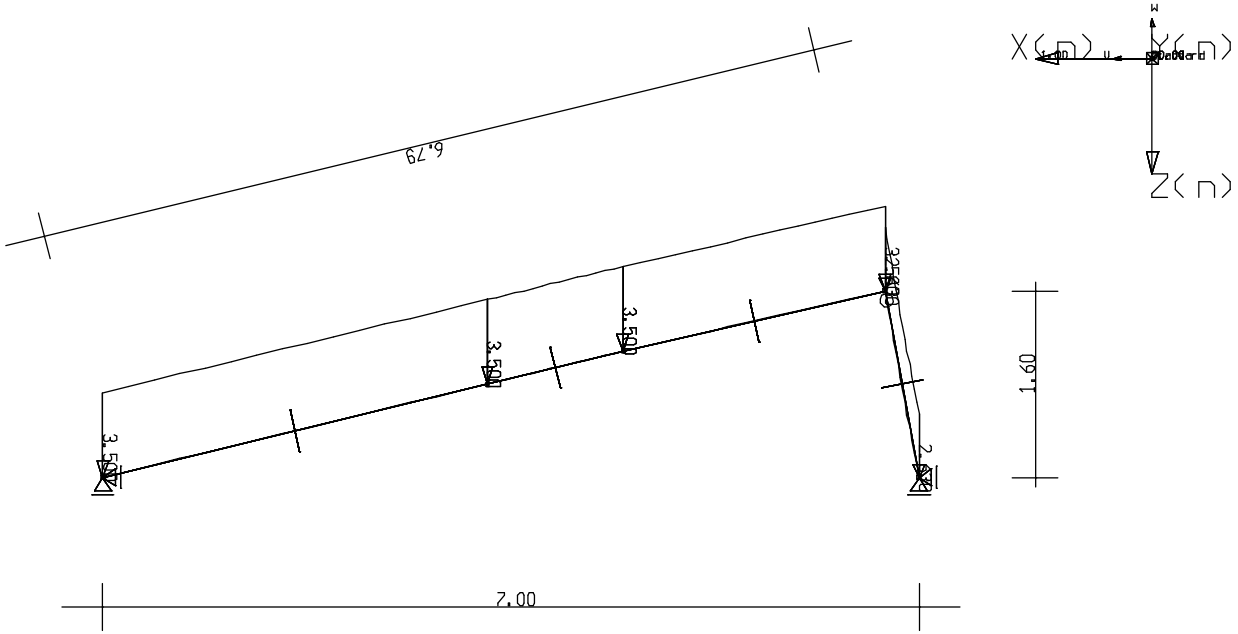
Seite 71'

Lastfall g_k Eigenlasten

$g_{Steildach}$ = 2,63 kN/m

$g_{Schrägldach}$ = 3,50 kN/m

Das Eigengewicht wird programmintern berücksichtigt



Lasten
Fläche : [kN/m2]
Linie : [kN/m; kNm/m]
Punkt : [kN; kNm]
Temp. : [C]

Lagerung, Gelenke
0=frei, f=fest c=elast.
b=dx,,,dz,,,ry,,
Lagersteifigkeiten
Linie : [kN/m2; kN]
Punkt : [kN/m; kNm]

Teilsicherheitsbeiwerte:
gamma=1.00/1.35
Kombinationsbeiwerte:
psi(0/1)=1.00/1.00
psi(2/1l)=1.00/1.00

Pos 101
Dachbinder
GL24h
b/h=20/36 cm e<125cm

Datum : 27.09.2024
Zeit : 08:13:38
Autor : FR

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Generierung
Version 23.0 D8022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Datum

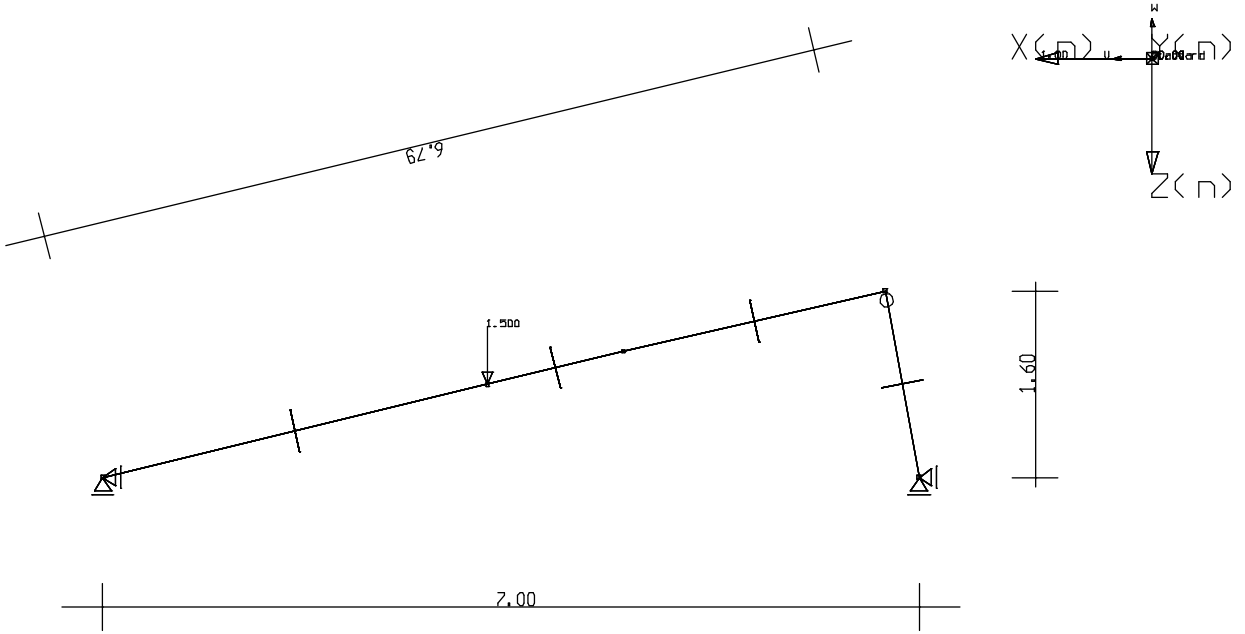
Auftrag Nr. 1911

Pos. 101

Seite 72'

Lastfall G_k Mannlast

G = 1,50 kN/m



Lasten
Fläche : [kN/m2]
Linie : [kN/m; kNm/m]
Punkt : [kN; kNm]
Temp. : [C]

Lagerung, Gelenke
0=frei, f=fest c=elast.
b=dx,,,dz,,,ry,,
Lagersteifigkeiten
Linie : [kN/m2; kN]
Punkt : [kN/m; kNm]

Teilsicherheitsbeiwerte:
gamma=1.50
Kombinationsbeiwerte:
psi(0/1)=0.00/0.00
psi(2/1l)=0.00/0.00

Pos 101
Dachbinder
GL24h
b/h=20/36 cm e<125cm

Datum : 27.09.2024
Zeit : 08:14:35
Autor : FR

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Generierung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Datum

Auftrag Nr. 1911

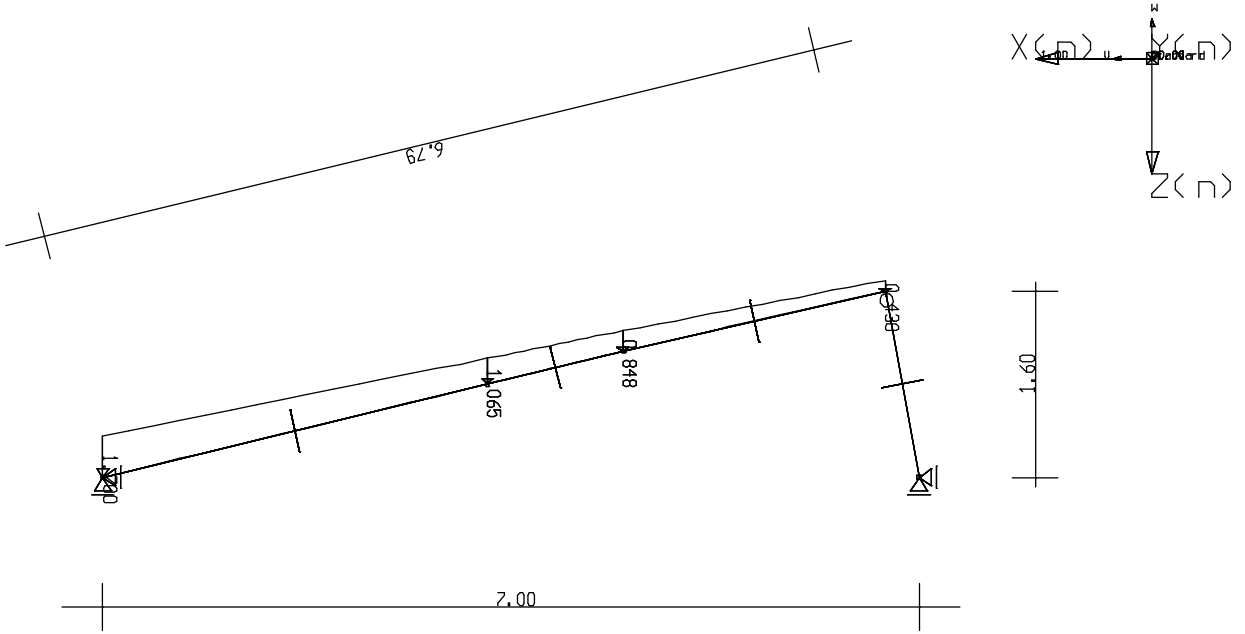
Pos. 101

Seite 73'

Lastfall s_k Schneelast

s_{min} = 0,43 kN/m

s_{max} = 1,70 kN/m



Lasten
Fläche : [kN/m2]
Linie : [kN/m; kNm/m]
Punkt : [kN; kNm]
Temp. : [C]

Lagerung, Gelenke
0=frei, f=fest c=elast.
b=dx,,,dz,,,ry,,
Lagersteifigkeiten
Linie : [kN/m2; kN]
Punkt : [kN/m; kNm]

Teilsicherheitsbeiwerte:
gamma=1.50
Kombinationsbeiwerte:
psi(0/1)=0.50/0.20
psi(2/1l)=0.00/0.00

Pos 101
Dachbinder
GL24h
b/h=20/36 cm e<125cm

Datum : 27.09.2024
Zeit : 08:13:52
Autor : FR

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Generierung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Datum

Auftrag Nr. 1911

Pos. 101

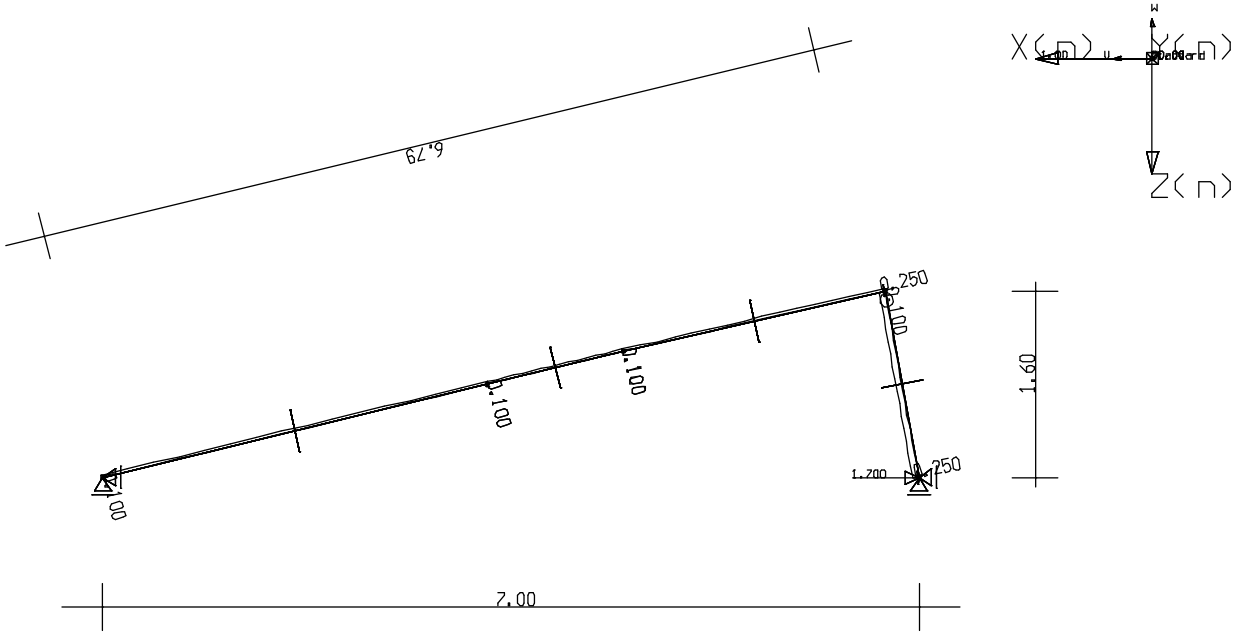
Seite 74'

Lastfall w_k Wind links

$w_{80°,Sog}$ = -0,25 kN/m

$w_{10°,Druck}$ = 0,10 kN/m

w_{Sog} = 1,7 kN



Lasten
Fläche : [kN/m2]
Linie : [kN/m; kNm/m]
Punkt : [kN; kNm]
Temp. : [C]

Lagerung, Gelenke
0=frei, f=fest c=elast.
b=dx,,,dz,,,ry,,
Lagersteifigkeiten
Linie : [kN/m2; kN]
Punkt : [kN/m; kNm]

Teilsicherheitsbeiwerte:
gamma=1.50
Kombinationsbeiwerte:
psi(0/1)=0.60/0.20
psi(2/IL)=0.00/1.00

Pos 101
Dachbinder
GL24h
b/h=20/36 cm e<125cm

Datum : 27.09.2024
Zeit : 08:14:50
Autor : FR

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Generierung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

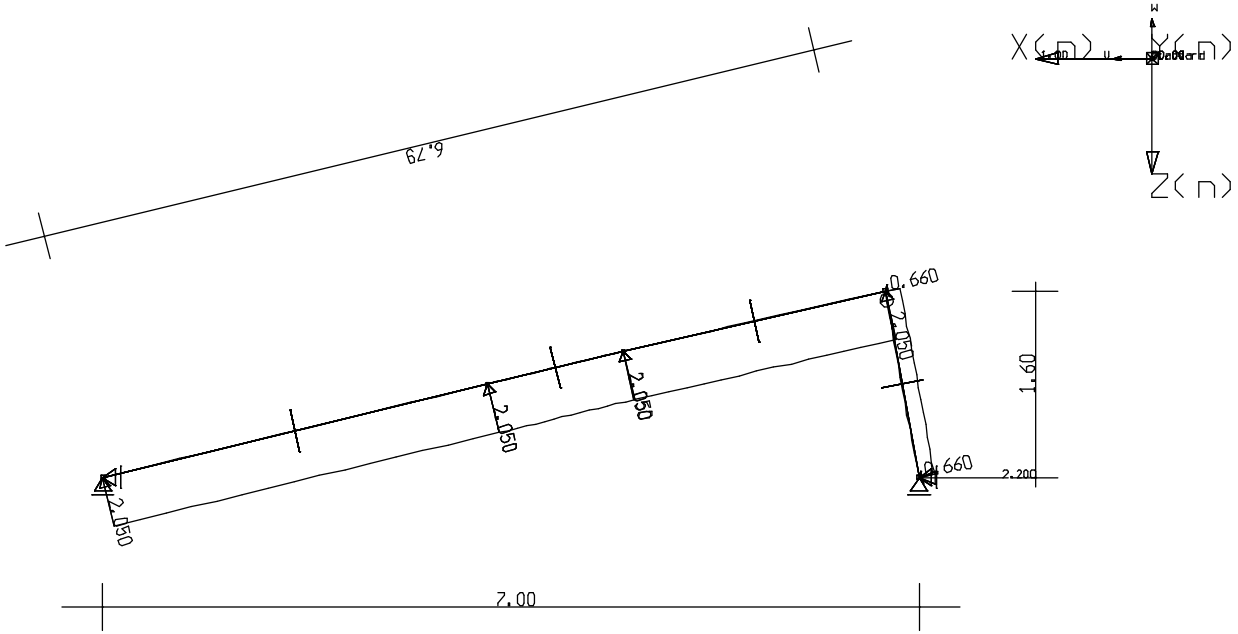
Auftrag Nr. 1911
Seite 75'
Datum
Pos. 101

Lastfall w_k Wind rechts

$w_{80°,Druck}$ = 0,66 kN/m

$w_{10°,Sog}$ = -2,05 kN/m

w_{Druck} = 2,2 kN



Lasten
Fläche : [kN/m2]
Linie : [kN/m; kNm/m]
Punkt : [kN; kNm]
Temp. : [C]

Lagerung, Gelenke
0=frei, f=festc=elast.
b=dx,,,dz,,,ry,,
Lagersteifigkeiten
Linie : [kN/m2; kN]
Punkt : [kN/m; kNm]

Teilsicherheitsbeiwerte:
gamma=1.50
Kombinationsbeiwerte:
psi(0/1)=0.60/0.20
psi(2/1l)=0.00/1.00

Pos 101
Dachbinder
GL24h
b/h=20/36 cm e<125cm

Datum : 27.09.2024
Zeit : 08:14:16
Autor : FR

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Generierung
Version 23.0 08022024

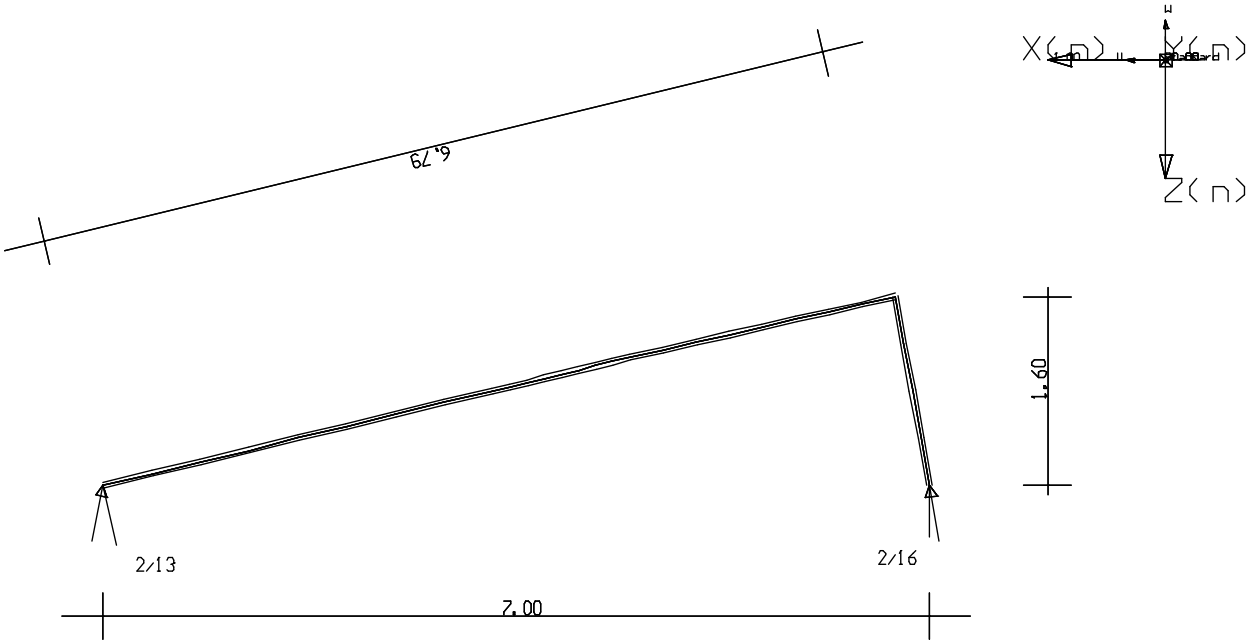
Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Auftrag Nr. 1911
Seite 76'
Datum
Pos. 101

Lagerkräfte:

Lastfall g_k Eigenlasten [kN]

charakteristisch



Teilsicherheitsbeiwerte:
gamma=1.00/1.35
Kombinationsbeiwerte:
psi(0/1)=1.00/1.00
psi(2/11)=1.00/1.00

Lagerreaktionen
min Fsx = -2 kN
max Fsx = 2 kN
min Fsz = 13 kN
max Fsz = 16 kN

Äußere Lasten
Summe Px = 0.00kN
Summe Pz = 28.42kN
Summe My = -145.51kNm

Zahlenwerte
Lagerreaktionen
Fsx/Fsz [kN]
Msy [kNm]

Pos 101
Dachbinder
GL24h
b/h=20/36 cm e<125cm

Datum : 07.10.2024
Zeit : 07:59:16
Autor : FR

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

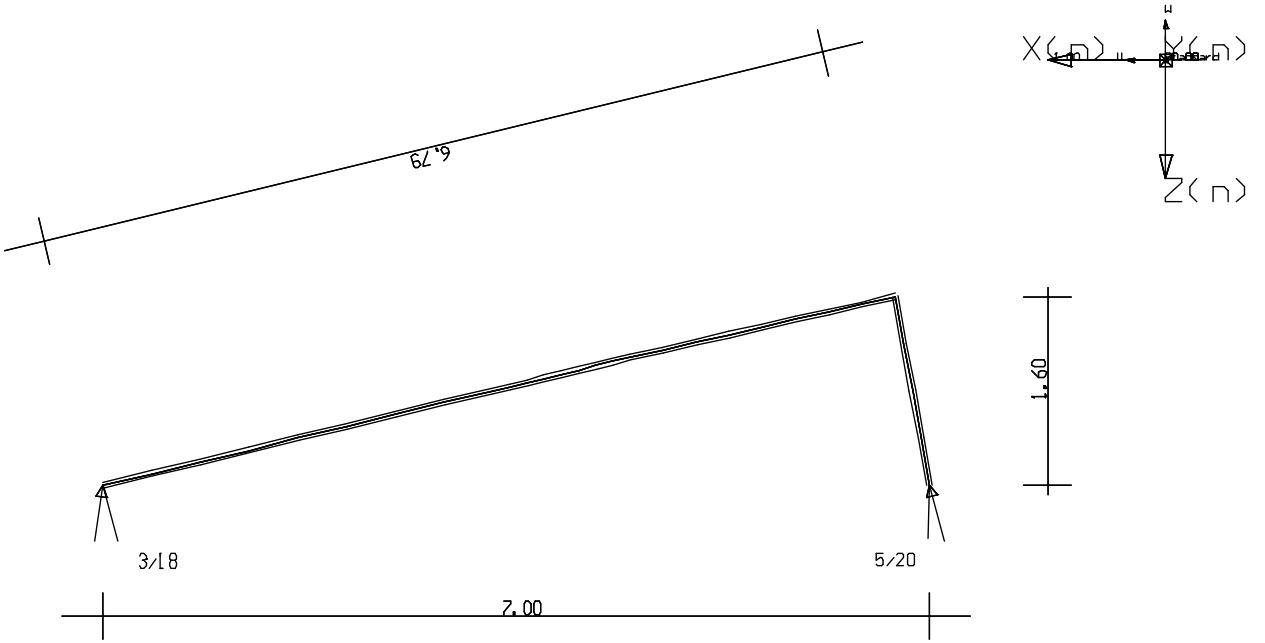
Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Auftrag Nr. 1911
Seite 77'
Datum
Pos. 101

Lagerkräfte:

Lastfallkombination $F_{sz,k}$ [kN]

charakteristisch



Lagerreaktionen Maximum
min Fsx = -5 kN
max Fsx = 5 kN
min Fsz = 6 kN
max Fsz = 20 kN

Zahlenwerte (max)
Lagerreaktionen
Fsx/Fsz [kN]
Msy [kNm]

Pos 101
Dachbinder
GL24h
b/h=20/36 cm e<125cm

Datum : 07.10.2024
Zeit : 07:55:44
Autor : FR

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Datum

Auftrag Nr. 1911

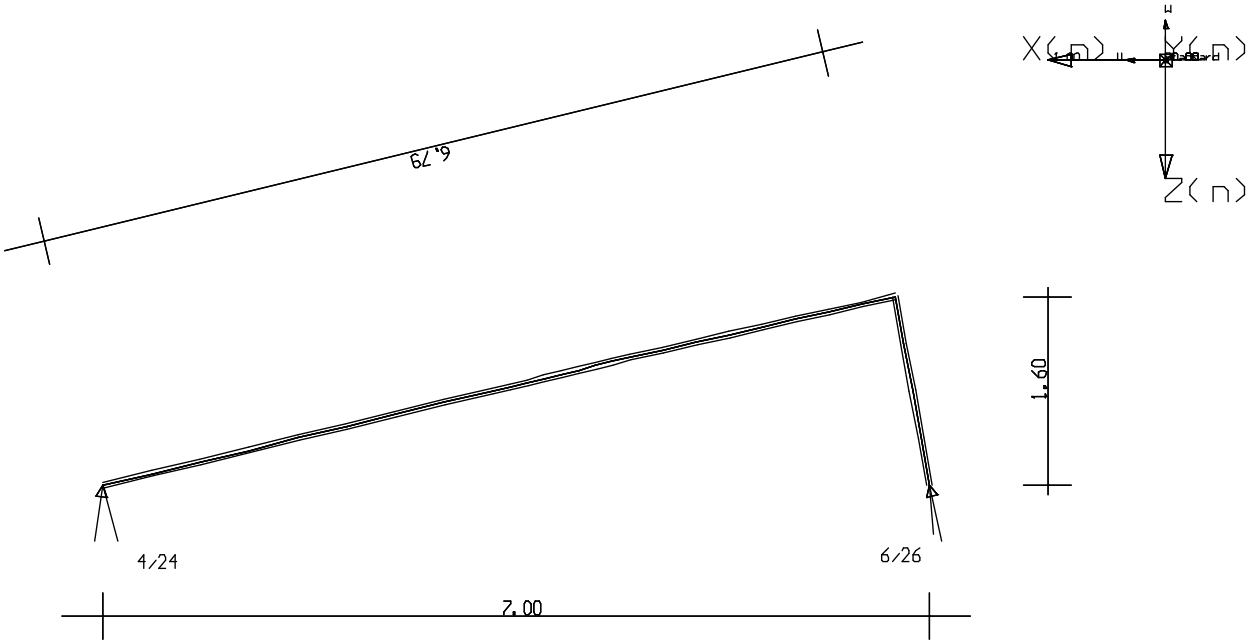
Pos. 101

Seite 78'

Lagerkräfte:

Grundkombination $F_{sz,d}$ [kN]

(Maximum)



Lagerreaktionen Maximum
min Fsx = -6 kN
max Fsx = 6 kN
min Fsz = 3 kN
max Fsz = 26 kN

Zahlenwerte (max)
Lagerreaktionen
Fsx/Fsz [kN]
Msy [kNm]

Pos 101
Dachbinder
GL24h
b/h=20/36 cm e<125cm

Datum : 07.10.2024
Zeit : 08:01:52
Autor : FR

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Datum

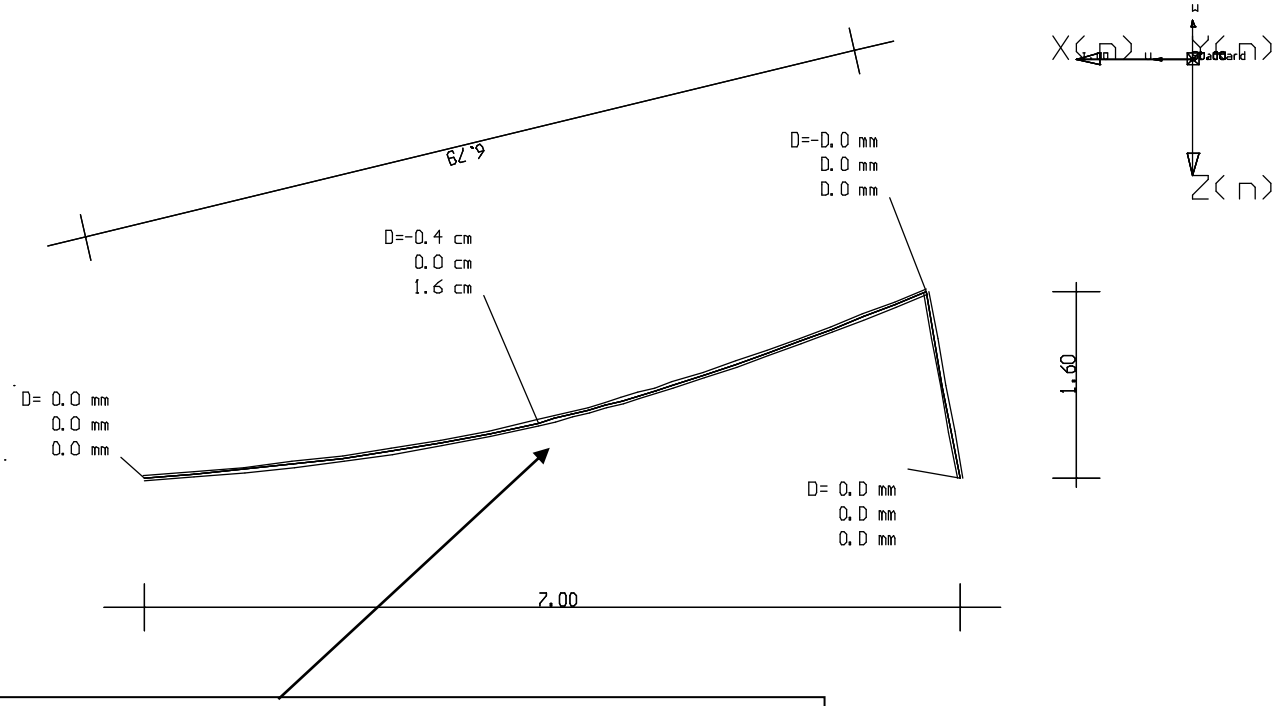
Auftrag Nr. 1911

Pos. 101

Seite 79'

Verformungen: d_z charakteristisch [mm]

Verformungsanteile aus der quasi-ständigen Situation sind auf der folgenden Seite dargestellt.



Feld darunter Wohnen:

$f_{max.}$ = L/250 = 7000/250 = 28,0 mm

f_{vorh} = $w_{inst,char.} + k_{def} * w_{qs}$

= 16,0 mm + 0,6 * 11,0 mm = 22,6 mm ≤ 28,0 mm

Verformung eingehalten

Verschiebung
Dz
max = 1.6 cm
min = 0.0 mm

Verformtes System
Skalierung : 20

Pos 101
Dachbinder
GL24h
b/h=20/36 cm e<125cm

Datum : 27.09.2024
Zeit : 10:27:21
Autor : FR

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Datum

Auftrag Nr. 1911

Pos. 101

Seite 80'

INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG
Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin
KITA Heiligensee (1911-101_20240927) Quasi-ständig_t0_1

Verschiebung
Dz
max = 1.1 cm
min = 0.0 mm

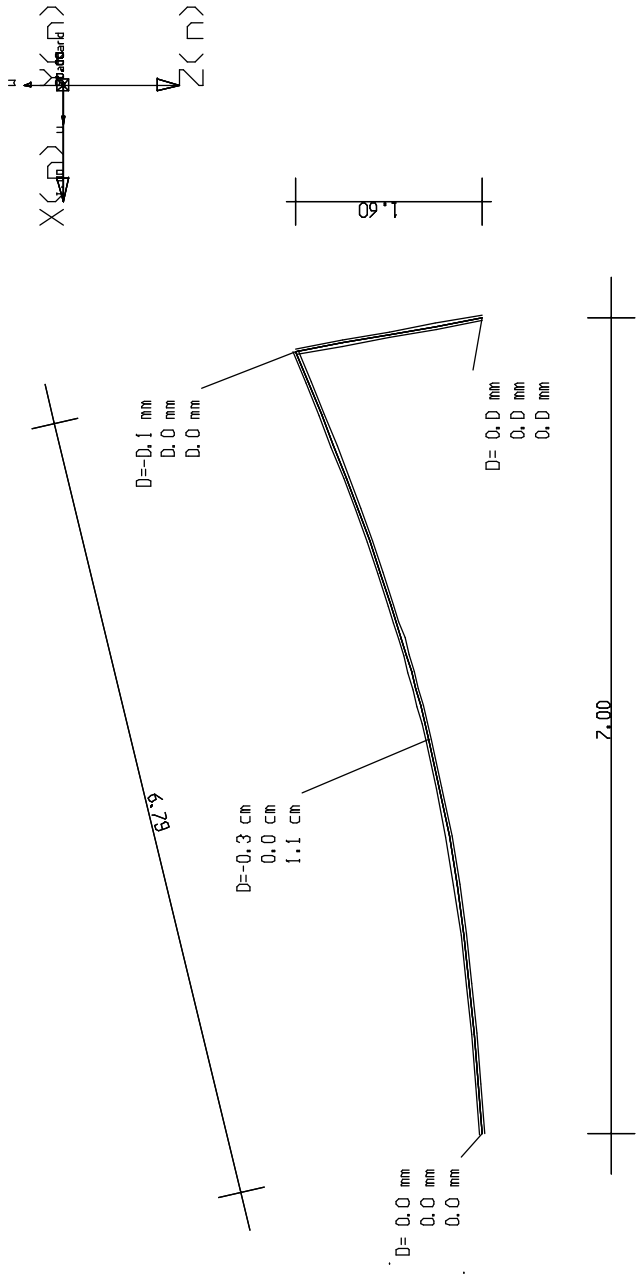
Verformtes System
Skalierung : 30

Pos 101
Dachbinder
GL24h
b/h=20/36 cm e<125cm

Datum : 27.09.2024
Zeit : 10:26:56
Autor : FR

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 D8022024

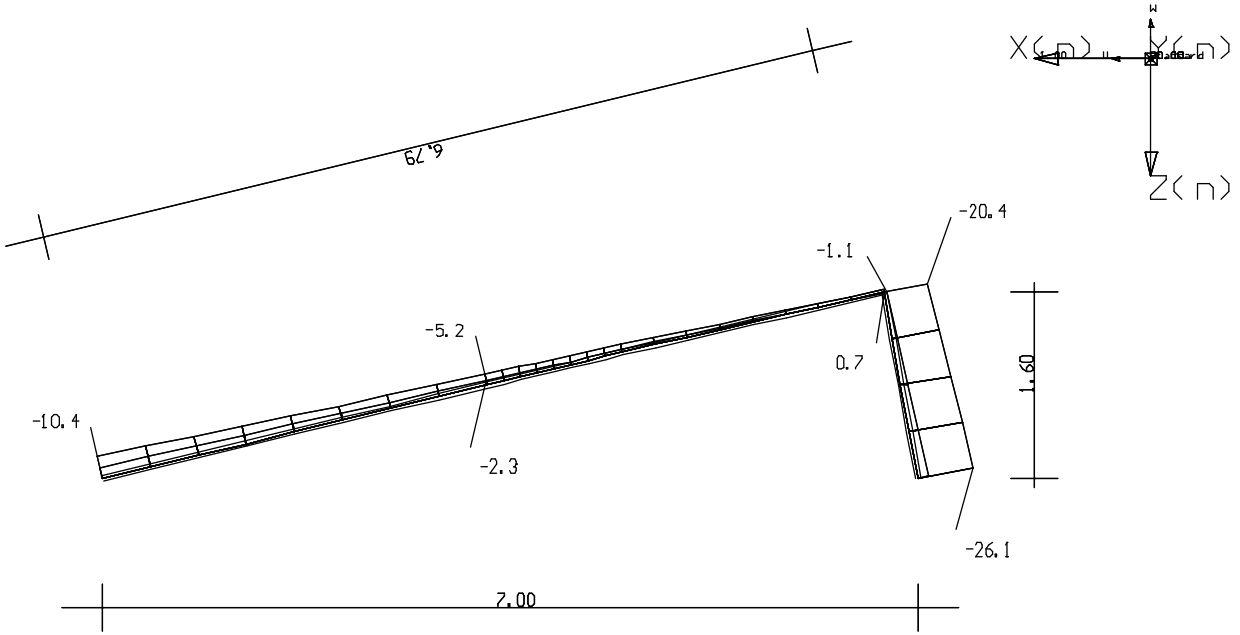
Verformungen: d_z quasi ständig [mm]



Schnittkräfte:

Normalkraft N_{xd} [kN]

Grundkombination



Normalkraft
Nx (max) [kN]
max = 0.7
min = -26.1

Verformtes System
Skalierung : 20

Pos 101
Dachbinder
GL24h
b/h=20/36 cm e<125cm

Datum : 27.09.2024
Zeit : 11:03:47
Autor : FR

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Datum

Auftrag Nr. 1911

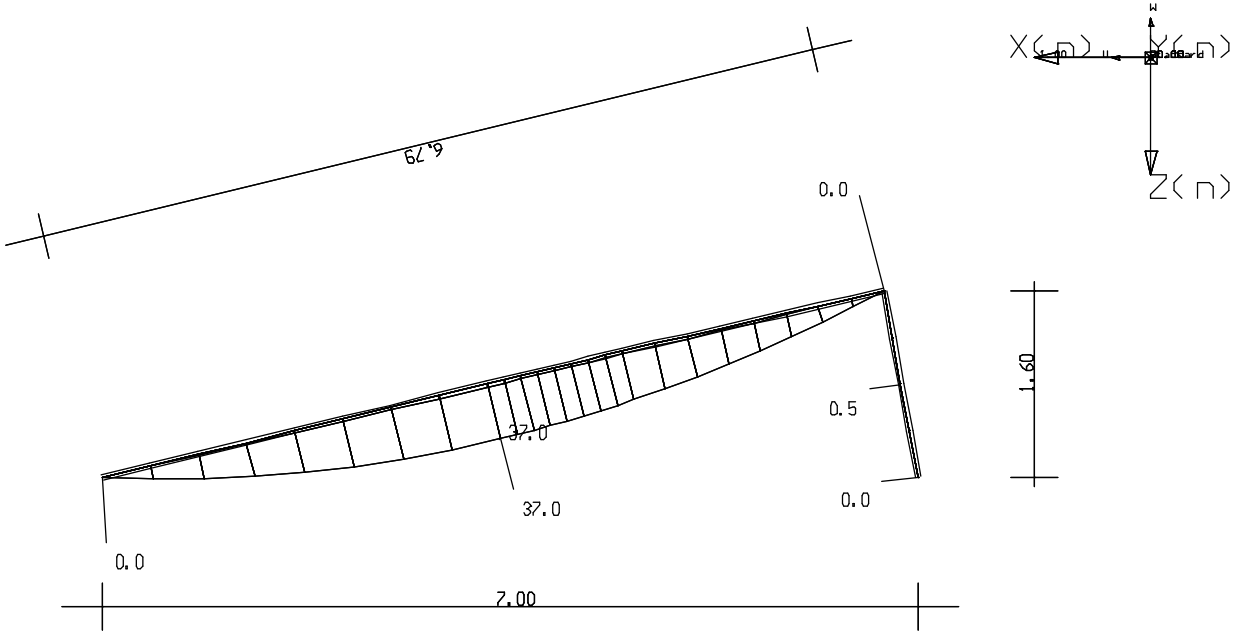
Pos. 101

Seite 82'

Schnittkräfte:

Moment M_{yd} [kN]

Grundkombination



Biegemoment
My (max) [kNm]
max = 37.0
min = 0.0

Verformtes System
Skalierung : 20

Pos 101
Dachbinder
GL24h
b/h=20/36 cm e<125cm

Datum : 27.09.2024
Zeit : 11:04:40
Autor : FR

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Datum

Auftrag Nr. 1911

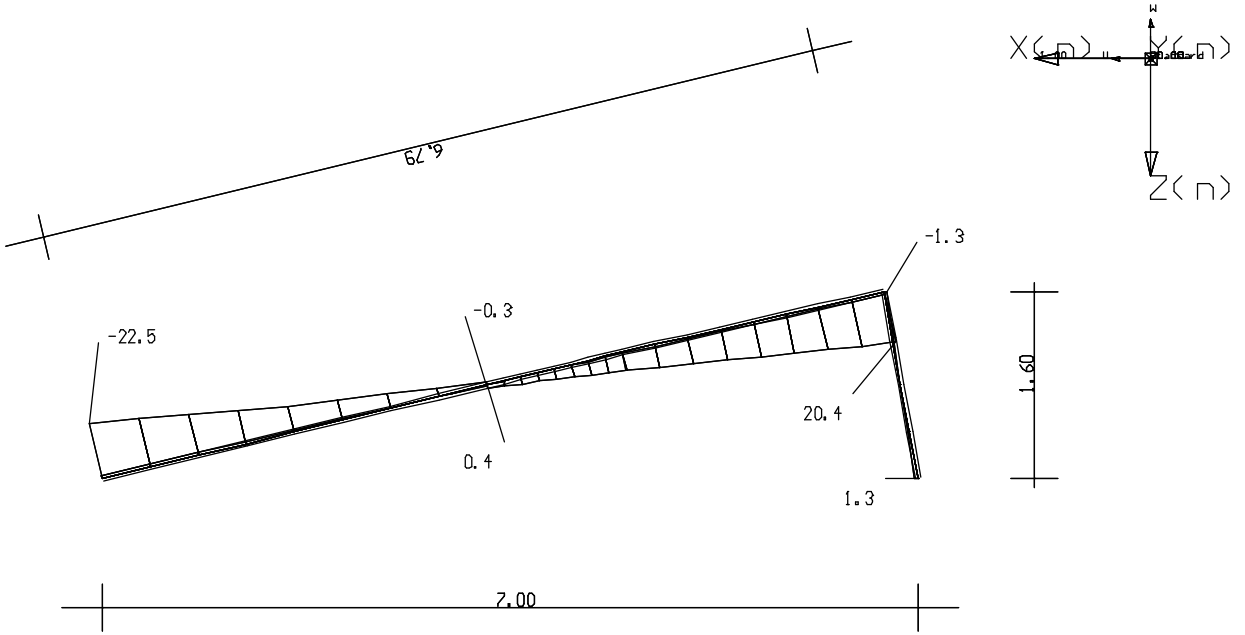
Pos. 101

Seite 83'

Schnittkräfte:

Querkraft V_{zd} [kN]

Grundkombination



Querkraft
Vz (max) [kN]
max = 20.4
min = -22.5

Verformtes System
Skalierung : 20

Pos 101
Dachbinder
GL24h
b/h=20/36 cm e<125cm

Datum : 27.09.2024
Zeit : 11:05:37
Autor : FR

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Datum

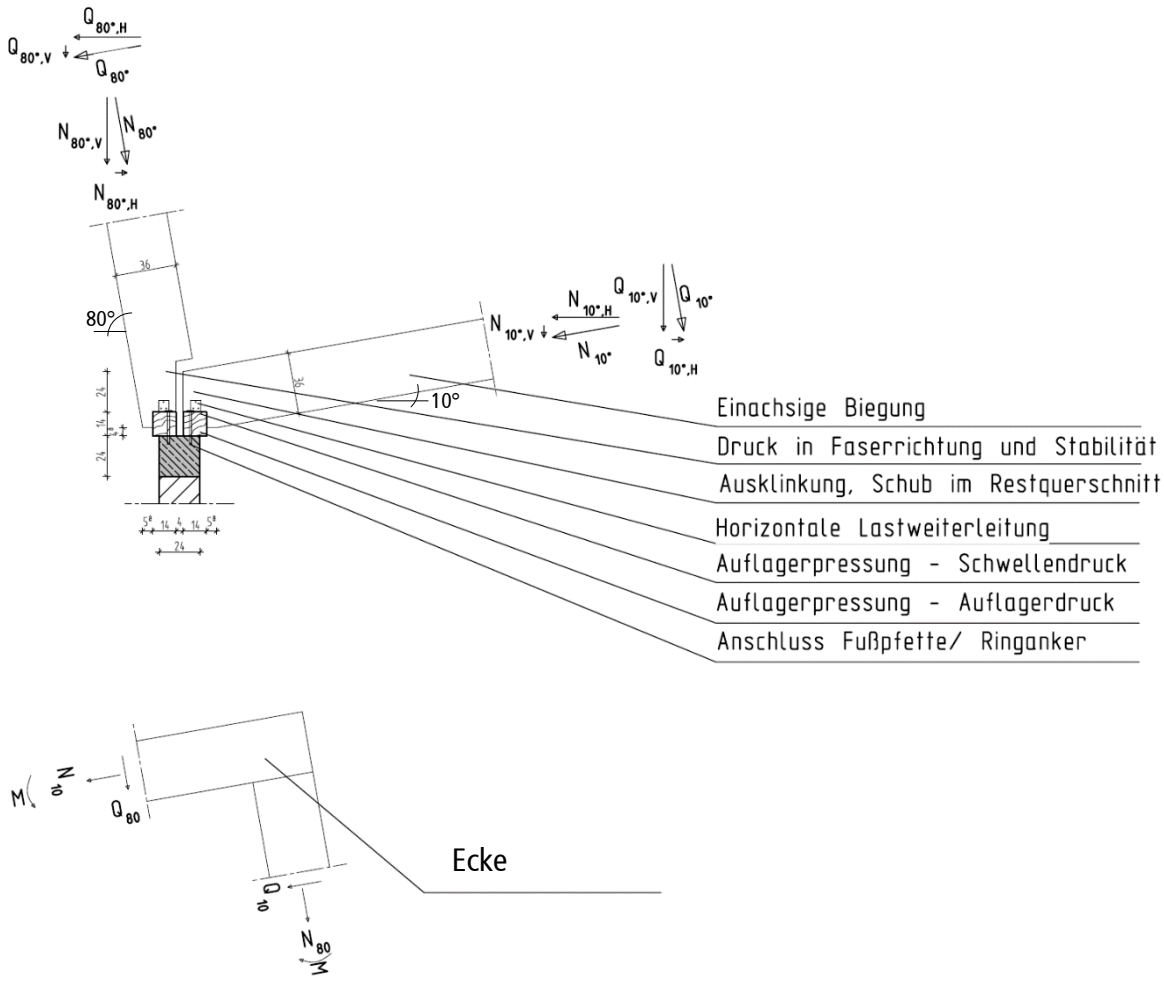
Auftrag Nr. 1911

Pos. 101

Seite 84'

Nachweisführung an den Querschnitten

In den folgenden Skizzen sind die zu führenden Nachweise zu sehen.



Weitere Nachweise: abhebende Kräfte

Nachweis einachsige Biegung des Sparrens

Biegung am Schrägdach (10°) ist maßgebend.

$$\frac{M_d/W_n}{k_h * f_{m,d}} \leq 1$$

mit	M_d	= 37,00 kNm = 3700 kNcm
	$W_n = 20 * 36^2 / 6$	= 4320 cm³
	k_h	= 1,05
	$f_{m,d} = k_{mod} * f_{m,k} / \gamma_M = 0{,}9 * 24{,}0$ N/mm² / 1,3	= 16,61 N/mm² = 1,661 kN/cm²

(3700 kNcm / 4320 cm³) / (1,05 * 1,661 kN/cm²) = **0,50 < 1,00** **Nachweis erfüllt**

Nachweis Druck in Faserrichtung und Stabilität des Sparrens

Im Folgenden wird der Sparren auf Druck in Faserrichtung und Stabilität nachgewiesen. Die Normalkraft aus dem Steildach (80°) ist maßgebend.

$$\frac{N_d/A_n}{k_c * f_{c,0,d}} \leq 1$$

mit N_d = 26,10 kN

A_n = 14 cm * 20 cm = 280 cm²

k_c = 0,897

mit β = 2, l = 1,3 m, l_{ef} = 2 * 1,3 = 2,6 m, i = 20/12^{0,5} = 5,77 cm,

λ = 260/5,77 = 45,1

$f_{c,0,d} = k_{mod} * f_{c,0,k} / \gamma_M$ = 0,9 * 24 N/mm² /1,3 = 16,61 N/mm² = 1,661 kN/cm²

(26,10 / 280) / (0,897 * 1,661) = **0,07 < 1,00** **Nachweis erfüllt**

Nachweis der Ausklinkung im Sparren

Im Folgenden wird die Ausklinkung der Sparren nachgewiesen. Der Sparren des Schrägdaches (10°) ist maßgebend.

$$1{,}5 * \frac{V_d}{k_{cr} * b * h_{ef}} \leq k_v * f_{v,d}$$

mit V_d = V_d * cos(10°) + N_d * sin(10°)

= 22,50 kN * cos(10°) + 10,40 kN * sin(10°) = 24,00 kN

k_{cr} = 0,714

b = 20 cm

h_{ef} = 24 cm

k_v = 6,5 / [360^{0,5} * ((0,67*(1-0,67))^{0,5} + 0,8 * 70/360 * (1/0,67 – 0,67^2)^{0,5})]

= 0,54

$f_{v,d}$ = k_{mod} * $f_{v,k}$ / γ_M = 0,9 * 3,5 N/mm² / 1,3 = 2,18 N/mm² = 0,218 kN/cm²

1,5 * 24,00 kN / (0,714 * 20 cm * 24 cm) = **0,106 kN/cm² <** 0,54 * 0,218 kN/cm² = **0,117 kN/cm²**

Nachweis erfüllt

Nachweis der Auflagerpressung in der Fußpfette

Im Folgenden wird die Fußpfette auf **Schwellendruck** nachgewiesen. Die Auflagerlasten aus dem Steildach sind maßgebend.

$$\frac{F_{c,90,d}/A_{ef}}{k_{c,90} * f_{c,90,d}} \leq 1$$

mit $F_{c,90,d}$ = N_d * cos(10°) + V_d * sin(10°)

= 26,10 kN * cos(10°) + 1,30 kN * sin(10°) = 26,00 kN

A_{ef} = l_{ef} * b = (3 + 20 + 3) cm * 14 cm = 364 cm²

$k_{c,90}$ = 1,25 (NH; l_1>2,0h)

$f_{c,90,d}$ = k_{mod} * $f_{c,90,k}$ / γ_M = 0,9 * 2,5 N/mm² / 1,3 = 1,73 N/mm² = 0,173 kN/cm²

(26,00 kN / 364 cm²) / (1,25 * 0,173 kN/cm²) = **0,33 < 1,0** **Nachweis erfüllt**

Im Folgenden wird die Fußpfette auf **Auflagerdruck** nachgewiesen. Die Auflagerlasten aus dem Steildach sind maßgebend.

$$\frac{F_{c,90,d}/A_{ef}}{k_{c,90} * f_{c,90,d}} \leq 1$$

mit $F_{c,90,d}$ $= N_d * \cos(10°) + V_d * \sin(10°)$

$= 26{,}10\ kN * \cos(10°) + 1{,}30\ kN * \sin(10°)$ $= 26{,}00\ kN$

A_{ef} $= l_{ef} * b = (3 + 20 + 3)\ cm * 10\ cm$ $= 260\ cm^2$

$k_{c,90}$ $= 1{,}50$ (NH; $l_1 > 2{,}0h$)

$f_{c,90,d}$ $= k_{mod} * f_{c,90,k} / \gamma_M = 0{,}9 * 2{,}5\ N/mm^2 / 1{,}3$ $= 1{,}73\ N/mm^2 = 0{,}173\ kN/cm^2$

$(26{,}00\ kN / 260\ cm^2) / (1{,}5 * 0{,}173\ kN/cm^2) =$ **0,39 < 1,0** **Nachweis erfüllt**

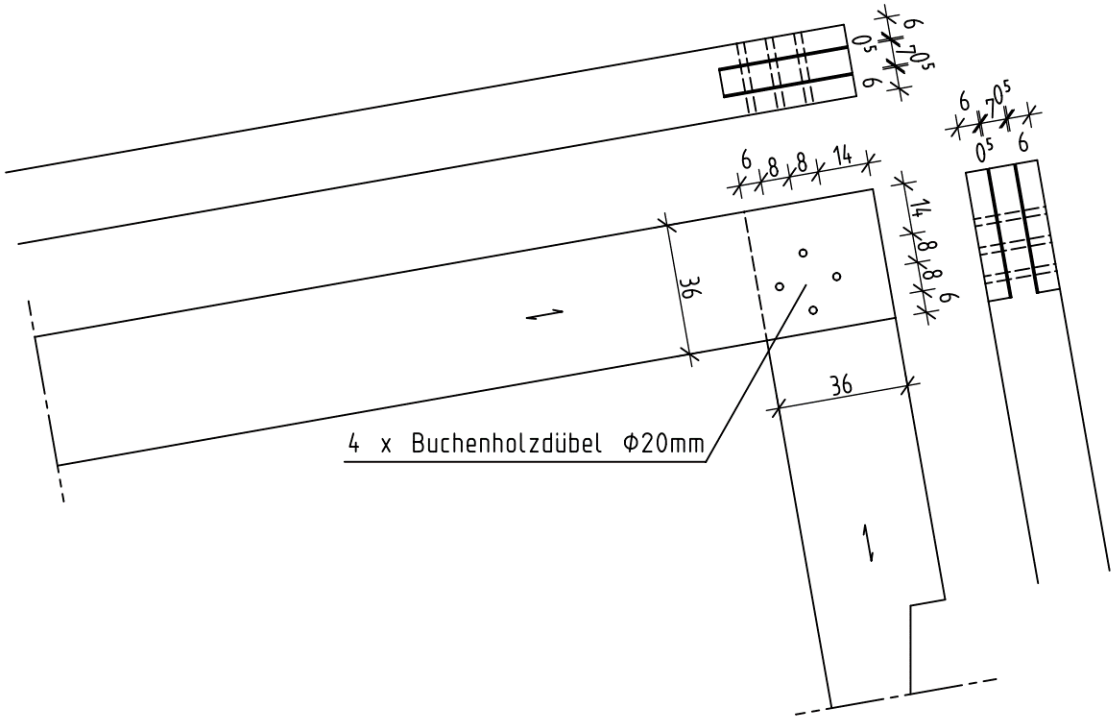
Nachweis der Ecke des Binders

Die Ecke des Binders wird gelenkig mit einer zimmermannsmäßigen Verbindung ausgeführt. Es wurde sich für eine Gabellagerung entschieden, in Kombination 4 konstruktiv gewählten Buchenholzdübeln ø20 zur Stabilisierung.

Den aufgeführten Schnittgrößen der Trimas-Berechnung können die folgenden Bemessungsschnittgrößen entnommen werden:

Schrägsparren:	N_{Ed}	= 1,10 kN
	V_{Ed}	= 20,40 kN
Steilsparren	N_{Ed}	= 20,40 kN
	V_{Ed}	= 1,30 kN

Skizze der Ecke:



Nachweis Schub infolge Querkraft

Im Folgenden wird die Querkrafttragfähigkeit des schrägen Sparrens nachgewiesen.

$$1{,}5 * \frac{V_d}{k_{cr} * A_n} \leq f_{v,d}$$

mit V_d = 20,40 kN

k_{cr} = 0,714

A_n = 2 * 6 cm * 36 cm = 432 cm²

$f_{v,d}$ = k_{mod} * $f_{v,k}$ / γ_M = 0,9 * 3,5 N/mm² / 1,3 = 2,4 N/mm² = 0,24 kN/cm²

1,5 * 20,40 kN / (0,714 * 432 cm²) = **0,10 kN/cm² < 0,24 kN/cm² Nachweis erfüllt**

Nachweis Druck in Faserrichtung und Stabilität des Sparrens

Im Folgenden wird die Normalkrafttragfähigkeit des Steilsparrens nachgewiesen

$$\frac{N_d / A_n}{f_{c,0,d}} \leq 1$$

mit N_d = 26,00 kN

A_n = 2 * 6 cm * 36 cm = 432 cm²

$f_{c,0,d}$ = k_{mod} * $f_{c,0,k}$ / γ_M = 0,9 * 24 N/mm² /1,3 = 16,6 N/mm² = 1,66 kN/cm²

(26,00 / 432) / (1,66) = **0,04 < 1,00** **Nachweis erfüll**

Abhebende Kräfte

Die maximale Sogkraft aus Wind ergibt sich, wie in den Lastannahmen Windlasten (s. S. 13ff.) ermittelt zu 1,64 kN/m². Dem entgegengesetzt wird das Eigengewicht der Dachkonstruktion (ohne PV-Anlage). Der Nachweis der Sogverankerung erfolgt in dem folgenden Nachweis „Horizontale Lastweiterleitung Sparren – Fußpfette - Ringanker"

Aus Lastannahme Schrägdach (s. S. 7) $g_{k,ohne\ PV}$ = 2,69 kN/m² - 1,20 kN/m² = **1,49 kN/m²**

Aus Lastannahme Windlasten (s. S. 13ff.) $w_{k,Sog,BereichG}$ = **0,86 kN/m²**
(Für die gesamte Scheibe wird die Soglast aus Bereich G 0,86 kN/m² (höher als Bereich H mit 0,59 kN/m², niedriger als Bereich F mit 1,64 kN/m²) angesetzt.

Nachweis:

$g_{d,Schrägdach,\ ohne\ PV}$	$\leq w_{d,Sog}$	
0,9 * 1,49 kN/m²	≤ 1,5 * 0,86 kN/m²	
1,34 kN/m²	≤ 1,29 kN/m²	**Nachweis erfüllt**

Keine Sogverankerung erforderlich!

Horizontale Lastweiterleitung Sparren – Ringanker/ Stahlträger

Die horizontalen Lasten aus „Wind auf Giebelseite" werden über seitliche Winkel von den Sparren in die Fußpfette eingeleitet. Die Lastübertragung von der Fußpfette in den Ringanker erfolgt über Bolzen. Die Lasten werden über die gesamte Länge der Fußpfette/ des Ringankers von 14,95 m verschmiert.

Maßgebend ist die Achse J mit den am höchst-belasteten Wandscheiben W11 und W12. Für die Berechnung der Aussteifungslasten dieser Wandscheiben (s. S. 22ff.) wurde die Horizontallast aus dem Dach und dem halben 2. OG herangezogen. Da hier lediglich die Dachlasten weitergeleitet werden müssen (und die Lasten aus dem halben 2. OG direkt in die Wände eingeleitet werden), wird die Aussteifungslast der Wandscheiben W11 und W12 für diesen Nachweis neu bestimmt:

$H_{2.OG,k,neu} = L_{Giebel} * (\sout{h_{2.OG} /2 +} h_{DG}) * w_{Wand,ges.,k} + h_{Lot} * (\sout{h_{2.OG} /2 +} h_{DG})$
= 35,6 m * (~~3,7 m / 2 +~~ 1,85 m) * 0,85 kN/m² + 6,9 kN/m * (~~3,7 m / 2 +~~ 1,85m) = **68,8 kN**
(statt 138 kN, s. S. 22ff)

$F_{h,W11,neu} = 0,35 * H_{2.OG,k,neu} + 0,21 * H_{2.OG,Druck\ J-H} = 0,35 * 68,8\ kN + 0,21 * 82,10\ kN$ = 41,4 kN
$F_{h,W12,neu} = 0,17 * H_{2.OG,k,neu} + 0,10 * H_{2.OG,Druck\ J-H} = 0,17 * 68,8\ kN + 0,10 * 82,10\ kN$ = 19,9 kN
(s. S. **Fehler! Textmarke nicht definiert.**)

Horizontale Lasten:

$F_{d,Sparren,Fußpfette} = \gamma * (F_{h,W11,neu} + F_{h,W12,neu}) / L_{Fußpfette} * e_{Sparren}$

$= 1{,}5 * (41{,}4\ kN + 19{,}9\ kN)\ kN / 14{,}95\ m * 1{,}25\ m/Sparren$ = **7,7 kN/Sparren** = $F_{4/5d}$

$F_{d,Fußpfette\ Ringanker} = \gamma * (F_{h,W11,neu} + F_{h,W12,neu}) / L_{Fußpfette} * e_{Schrauben}$

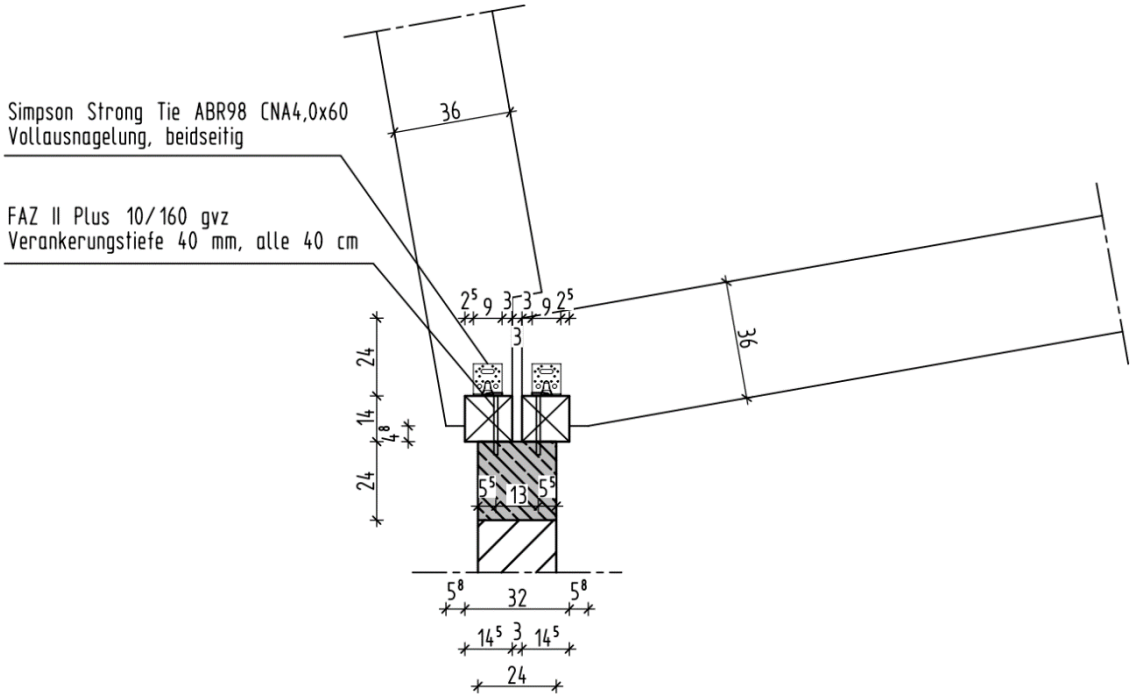
$= 1{,}5 * (41{,}4\ kN + 19{,}9\ kN)\ kN / 14{,}95\ m * 0{,}4\ m/Anker$ = **2,5 kN/Anker**

(Da auf dem Ringbalken immer zwei Fußhölzer verlaufen werden für den Nachweis zwei Anker bemessen, welche jeweils eine Last von 2,5 kN aufnehmen müssen, also in Summe 5,0 kN)

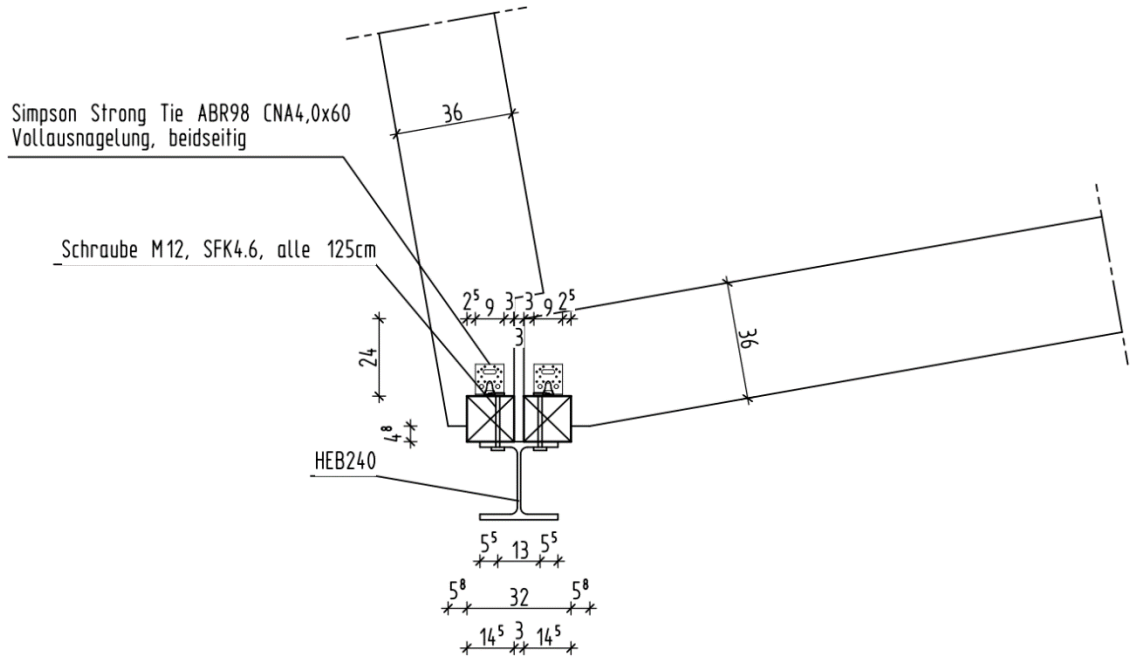
$F_{d,Fußpfette\ Stahlträger} = \gamma * (F_{h,W11,neu} + F_{h,W12,neu}) / L_{Stahlträger} * e_{Schrauben}$

$= 1{,}5 * (41{,}4\ kN + 19{,}9\ kN)\ kN / 9{,}20\ m * 1{,}25\ m/Schraube$ = **12,5 kN/Schraube**

Skizze Sparrenauflager auf Ringbalken:



Skizze Sparrenauflager auf HEB 240:



Horizontale Lasten aus dem Binder:

$H_{d,\ Sparren\text{-}Fußpfette}$ = **6,00 kN/Sparren =** $F_{2/3,d}$

$H_{d,\ Fußpfette\text{-}Ringanker}$ = 6,00 kN / 1,25 m * 0,4 m = **1,92 kN/ Anker**

(Da auf dem Ringbalken immer zwei Fußhölzer verlaufen werden für den Nachweis zwei Anker bemessen, welche jeweils eine Last von 1,92 kN aufnehmen müssen, also in Summe 3,85 kN)

$H_{d,\ Fußpfette\text{-}Stahlträger}$ = 6,00 kN / 1,25 m * 1,25m = **6,00 kN/ Schraube**

Gewählte Anschlüsse:

Sparren -Fußpfette: **Simpson Strong-Tie ABR98 CNA4,0x60 Vollausnagelung**

mit $R_{2/3,d}$ = 19,80 * 0,9 / 1,30 = 13,70 kN

$R_{4/5,d}$ = 14,00 * 0,9 / 1,30 = 9,69 kN

Nachweis: $[(F_{4/5d} / R_{4/5d})^2 + (F_{2/3d} / R_{2/3d})^2]^{1/2}$

$= [(7{,}7\ kN / 9{,}69\ kN)^2 + (6{,}0\ kN / 13{,}70\ kN)]^{1/2}$

= **0,91 < 1,0**

Nachweis erfüllt

Fußpfette – Ringanker: **Fischer FAZ II Plus 10/160 gvz, Verankerungstiefe 72 mm, alle 40 cm**

Nachweis siehe nachfolgenden Fischer-Ausdruck

Fußpfette – Stahlunterzug: **Schrauben M12 SFK 4.6, alle 125 cm**, $t_{FlanschHEB240}$ = 17 mm

mit $F_{V,Rd}$ = 21,70 kN

$F_{b,Rd} = 1{,}5 * f_u * d * t / \gamma_{M2}$

$= 1{,}5 * 360\ N/mm^2 * 12\ mm * 17\ mm / 1{,}25$

= 88,0kN

Nachweis $F_{V,Ed} / F_{V,Rd} = [12{,}50^2 + 6{,}00^2]^{1/2}$ kN / 21,7 kN = **0,64 < 1,0**

$F_{V,Ed} / F_{b,Rd} = [12{,}50^2 + 6{,}00^2]^{1/2}$ kN / 88,0 kN = **0,16 < 1,0**

Nachweis erfüllt

Bemessungsgrundlagen

Anker

Ankersystem	fischer Bolzenanker FAZ II Plus
Anker	Bolzenanker FAZ II Plus 10/160, galvanisch verzinkter Stahl
Rechnerische Verankerungstiefe	72 mm
Bemessungsdaten	Ankerbemessung in Beton nach Europäischer Technischer Bewertung ETA-19/0520, Option 1, Erteilungsdatum 24.05.2023

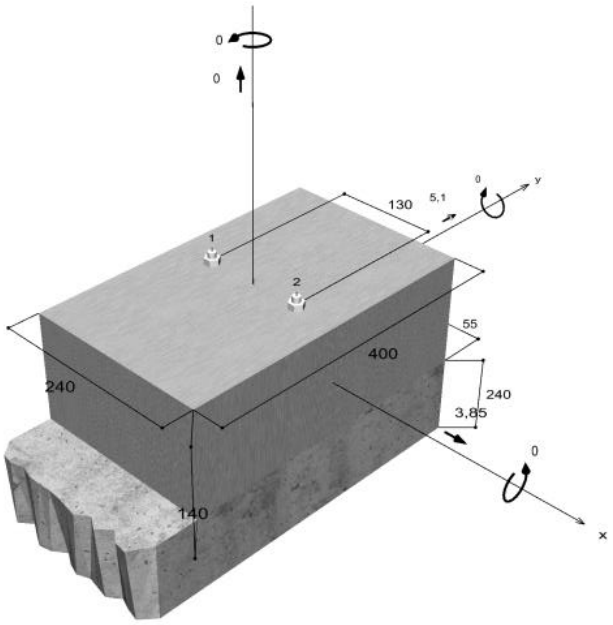


Geometrie / Lasten / Maßeinheiten

mm, kN, kNm

Bemessungswert der Einwirkungen

(inkl. Teilsicherheitsbeiwert Last)



Nicht maßstabsgetreu

Eingabedaten

Bemessungsverfahren	EN 1992-4:2018 mechanische Befestigungselemente
Verankerungsgrund	C25/30, EN 206
Betonzustand	Gerissen, Trockenes Bohrloch
Bewehrung	Keine oder normale Bewehrung. Ohne Randbewehrung. Mit Spaltbewehrung
Bohrverfahren	Hammerbohren
Montageart	Durchsteckmontage
Ringspalt	gemäß Benutzereingabe
Belastungsart	Statisch oder quasi-statisch
Ankerplattenposition	Bündig montierte Ankerplatte
Ankerplattenmaße	240 mm x 400 mm x 140 mm
Profiltyp	Kein Profil

Bemessungslasten *)

#	N_{Ed} kN	$V_{Ed,x}$ kN	$V_{Ed,y}$ kN	$M_{Ed,x}$ kNm	$M_{Ed,y}$ kNm	$M_{T,Ed}$ kNm	Belastungsart
1	0,00	0,00	5,10	0,00	0,00	0,00	Statisch oder quasi-statisch

*) Ind. Teilsicherheitsbeiwert Last

Resultierende Ankerkräfte

Anker-Nr.	Zugkraft kN	Querkraft kN	Querkraft x kN	Querkraft y kN
1	0,00	2,55	0,00	2,55
2	0,00	2,55	0,00	2,55

Max. Betonstauchung : ‰
Max. Betondruckspannung : N/mm²
Resultierende Zugkraft : kN , X/Y Position (/)
Resultierende Druckkraft : kN , X/Y Position (/)

Ausnutzung für kombinierte Zug- und Querbelastung

$$\beta_V = \beta_{V,c1} = 0{,}85 \leq 1$$ Nachweis erfolgreich

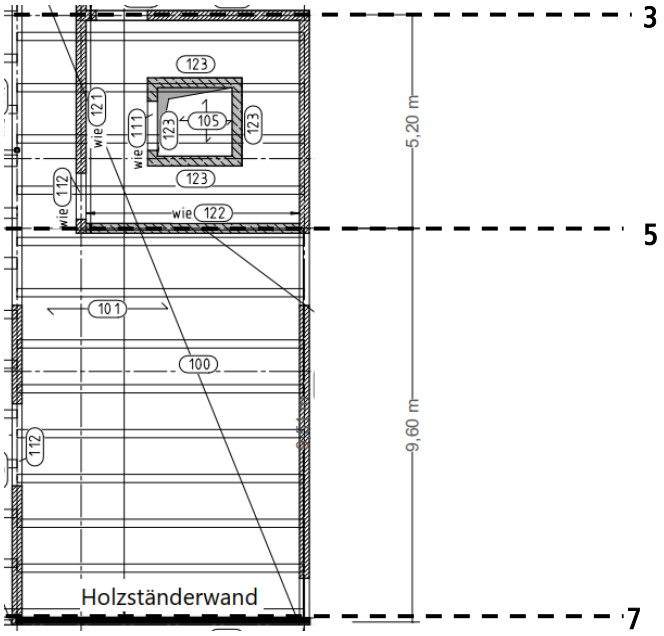
Hinweise

Die allgemeinen und technischen Hinweise finden Sie im vollständigen Ausdruck.

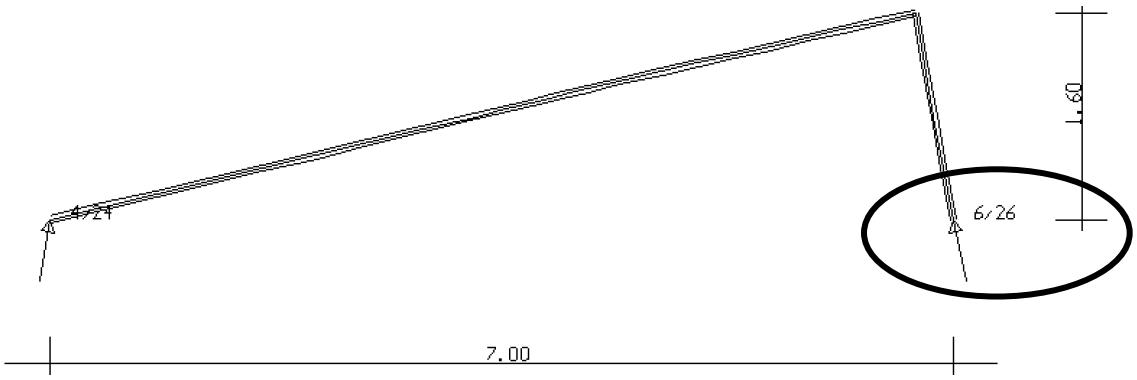
Lastweiterleitung

Zunächst wird der Ringanker für die Lastweiterleitung bemessen. Dieser nimmt die Horizontallast aus den Bindern auf und leitet sie in die aussteifenden Querwände in Achse 3, 5 und 7.

Statisches System: Zweifeldträger $L_1 = 5{,}20$ m, $L_2 = 9{,}60$ m

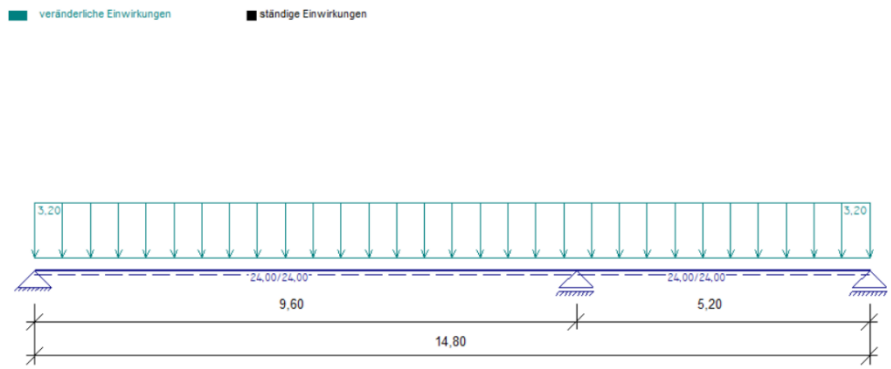


Lastannahmen:



$F_{h,d,je\ Binder}$		= 6,00 kN
$F_{h,k,\ Wind,\ je\ Binder}$	= 6,00 kN / 1,5	= 4,00 kN
$f_{h,k}$	= 4,00 kN / 1,25 m	= **3,20 kN/m**

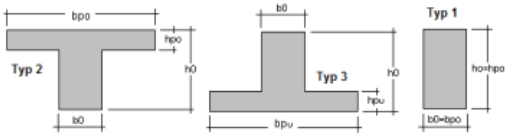
Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland



Systemwerte :

links gelenkig gelagert

rechts gelenkig gelagert



Feld	Feldlänge [m]	b0 [cm]	h0 [cm]	bpo/u [cm]	hpo/u [cm]	QS-Typ
1	9,600	24,00	24,00	24,00	24,00	1
2	5,200	24,00	24,00	24,00	24,00	1

Lager	Lagerung	Länge [cm]
1	direkt	24,0
2	direkt	24,0
3	direkt	24,0

Belastung: (EWA = Einwirkungsart)

Einwirkungsart 1=Wohn-/Aufenthaltsräume
Einwirkungsart 2=Büros
Einwirkungsart 3=Versammlungsräume
Einwirkungsart 4=Verkaufsräume
Einwirkungsart 5=Lagerräume
Einwirkungsart 6=Schneelasten H <= 1000m NN
Einwirkungsart 7=Schneelasten H > 1000m NN
Einwirkungsart 8=Windlasten
Einwirkungsart 9=Temperatur (nicht Brand)
Einwirkungsart 10=Kategorie F (F <=30 kN)
Einwirkungsart 11=Kategorie G (F<=160 kN)
Einwirkungsart 12=Kategorie H (Dächer)
Einwirkungsart 13=sonstige Einwirkungen
Einwirkungsart 14=Wind alternativ zu Nr.8
Einwirkungsart 15=Erdbeben

g über Gesamtlänge = 0,000 kN/m

q über Gesamtlänge = 3,200 kN/m aus Einwirkungsart 1

Schnee- u. Windlasten werden nicht feldweise angesetzt, sondern als Vollast!

Feldschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):

Feld	max.MEd [kNm]	min.MEd [kNm]	abs.max.VEd [kN]
1	38,816	-41,568	27,370
2	13,499	-41,568	20,474

Lagerschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):

Lager	min.MEd [kNm]	max.MEd [kNm]	min.VEd-li. [kN]	max.VEd-li. [kN]	min.VEd-re. [kN]	max.VEd-re. [kN]
1	0,000	0,000			-0,594	19,304
2	-41,568	0,000	-27,370			20,474
3	0,000	0,000	-11,384	6,898		

Auflagerkräfte (ohne Teilsicherheitsbeiwerte):

Lager	max.F [kN]	min.F [kN]	F aus g [kN]	F aus q* [kN]	Vollast g+q [kN]
1	12,87	-0,40	0,00	12,87/-0,40	12,47
2	31,90	0,00	0,00	31,90/0,00	31,90
3	7,59	-4,60	0,00	7,59/-4,60	2,99

Momentennullpunkte (für Stützmomente):

Feld	x1 [m]	x2 [m]
1	0,000	0,048
2	5,200	5,200

Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland:

Beton: C25/30

Betonstahl: B500 (A,B)

d1 = 4,10 cm (Achsabstand Bewehrung unten) --> Betondeckung c,vl,unten = 2,0 cm

d2 = 4,10 cm (Achsabstand Bewehrung oben) --> Betondeckung c,vl,oben = 2,0 cm

- ☑ Grenze x/d <= 0.45 eingehalten (Biegung)
- ☑ Stützmomente am Anschnitt ermittelt (Mindestmomente berücksichtigt)
- ☑ Längsbewehrung nicht gestaffelt
- ☑ Mindestbewehrung berücksichtigt

Biegebewehrung Stützen:

Stütze	erf.As oben [cm²]	erf.As unten [cm²]	min.As [cm²]	|Mbem| [kNm]
1	0,00	0,00		0,00
2	5,50	0,23	0,67	39,11
3	0,00	0,00		0,00

*) Mindestmoment nach EC2

Biegebewehrung Felder :

Feld	erf.As oben [cm²]	erf.As unten [cm²]	min.As [cm²]
1	0,48	5,45	0,67
2	3,47	1,58	0,67

Bewehrung am Endauflager:

Erforderliche Bewehrung für Verankerung am linken Endauflager = 1,36 cm²
Erforderliche Bewehrung für Verankerung am rechten Endauflager = 0,39 cm²

Querkraftbewehrung: (VRd,c,min wird angesetzt, ggfs. gewählte Bewehrung wird angesetzt)

Keine Querkraftbewehrung erforderlich ! (max.erf.Mindestbewehrung = 2,00 cm²/m)

Nachweis Biegeschlankheit EC2-1-1, 7.4.2:

- keine verformungsempfindlichen angrenzenden Bauteile, d.h. f <= l/250
- ab einem Momentenverhältnis |M,Stütze/M,Feld| von >= 0,50 wird eine volle Einspannung angesetzt

Feld	K [-]	Rho,0 [%]	erf.Rho [%]	erf.Rho' [%]	vorh.l/d [-]	zul.l/d [-]
1	1,30	0,50	1,14	0,10	48,24	**45,50 !!!**
2	1,30	0,50	0,73	0,33	26,13	45,50

--> erf.Rho u. erf.Rho' = Bewehrungsgehalt aus erforderlicher Biegebewehrung (Rho = unten / Rho' = oben)
--> zul.l/d auch unter Berücksichtigung der gewählten Bewehrung (Faktor = vorh.Rho/erf.Rho)
--> Stützweitenverhältnis zum Teil < 0,8 bzw. > 1,25 --> Anwendbarkeit des Verfahrens prüfen!

Überschreitung der Biegeschlankheit vertretbar, weil davon ausgegangen wird, dass aufgrund der steifen Dachscheibe weniger Last, als hier rechnerisch angesetzt, in den Ringbalken eingeleitet wird.

Bewehrungswahl:

Felder:

Feld	gewählte Bewehrung (in Klammern = erf.As --> inkl. Mindestbewehrung)	vorh.As [cm²]
1 unten	3Ø25	14,73 cm² (5,45)
1 oben	3Ø25	14,73 cm² (0,67)
2 unten	3Ø25	14,73 cm² (1,58)
2 oben	3Ø25	14,73 cm² (3,47)

Stützen:

Stütze	gewählte Bewehrung (in Klammern = erf.As --> inkl. Mindestbewehrung)	vorh.As [cm²]
1 oben	3Ø25	14,73 cm² (0,67)
1 unten	3Ø25	14,73 cm² (0,67)
2 oben	3Ø25	14,73 cm² (5,50)
2 unten	3Ø25	14,73 cm² (0,67)
3 oben	3Ø25	14,73 cm² (0,67)
3 unten	3Ø25	14,73 cm² (0,67)

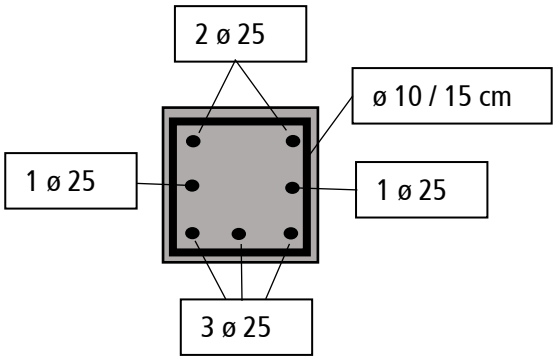
Querkraftbewehrung:

Stütze	gewählte Bewehrung, e in [cm], n = Schnittigkeit (in Klammern = erf.as --> inkl. Mindestbewehrung)	vorh.as [cm²/m]
1 links	---	0,00 (2,00)
1 rechts	Ø8/15-n=2	6,71 (2,00)
2 links	Ø8/15-n=2	6,71 (2,00)
2 rechts	Ø8/15-n=2	6,71 (2,00)
3 links	Ø8/15-n=2	6,71 (2,00)
3 rechts	---	0,00 (2,00)

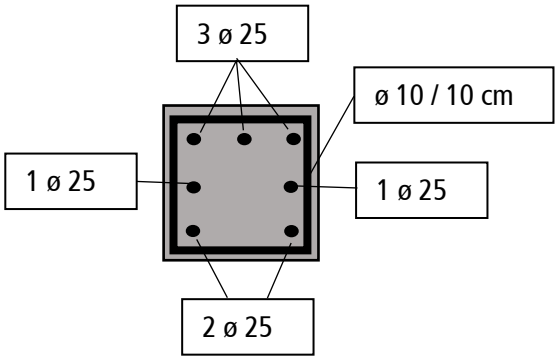
Bewehrungsvorschlag unter Berücksichtigung von Pos. 111 (s. S. 132)

Feld:

Betondeckung c_{nom} = 2,5 cm



Kragarm:

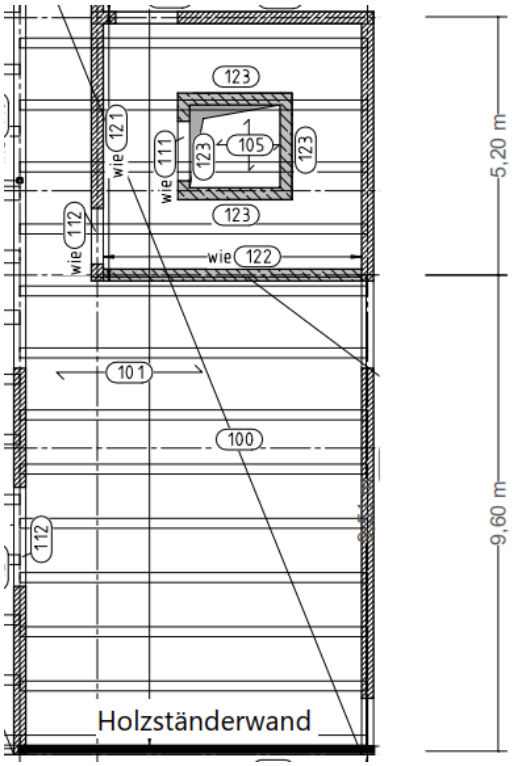


Die Holzständerwand wird in Pos. 1 (Aussteifung) für die Windlast aus dem Dach eines Mittelfeldes nachgewiesen. Die Lasteinzugsfläche ist die halbe Dachfläche. Im Folgenden wird nachgewiesen, dass resultierend aus dem Randfeld Achse H bis J die Belastung für die Holzständerwand kleiner-gleich der bereits nachgewiesenen Belastung ist und somit kein zusätzlicher Nachweis erforderlich ist.

Die Holzständerwand wurde für eine horizontale Windlast von **$F_{h,w,k}$ = 12,50 kN** nachgewiesen (s. S. 45).

Lastermittlung:

$f_{h,k}$ = 3,20 kN/m (siehe oben)



Statisches System:
Zwei-Feldträger,
L_1 = 5,20 m,
L_2 = 9,60 m

Auflagerkraft Holzständerwand

$F_{HSW,k}$ = TW * $f_{h,d}$ * L_1
= 0,752 * 3,20 kN/m * 5,20 m
= 12,50 kN
mit L_1 / L_2 = 1,85
TW = 0,752

Lastvergleich:

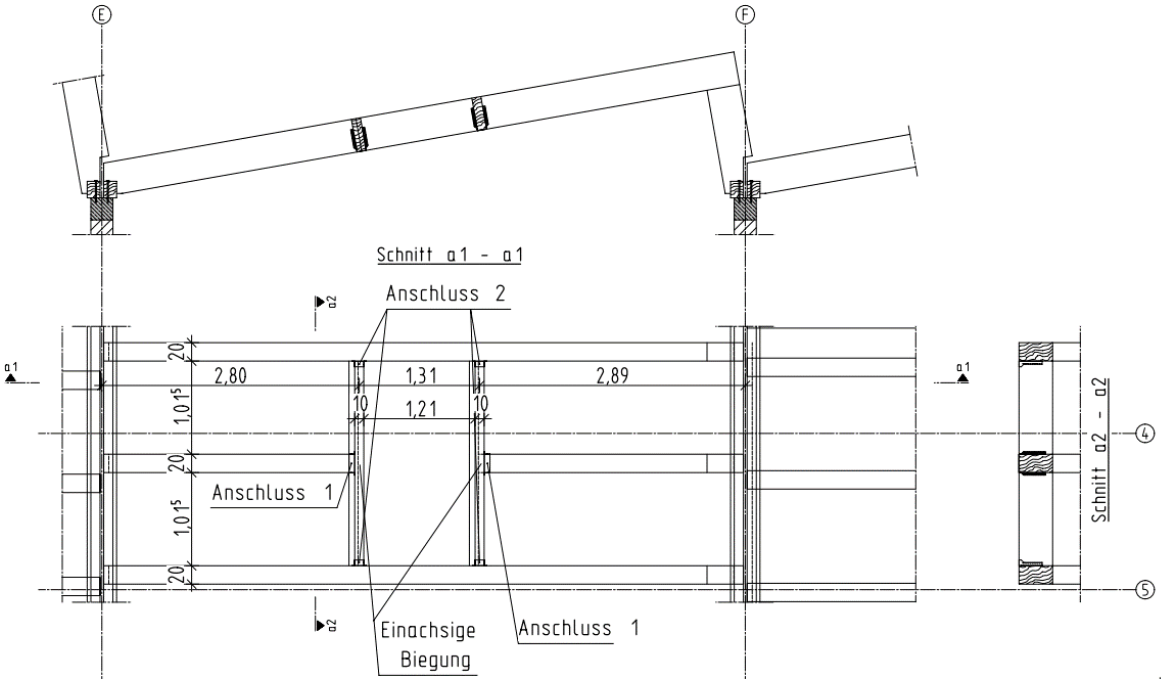
$F_{HSW,k}$ = **12,50 kN** ≤ **12,50 kN** = $F_{h,w,k}$ **kein zusätzlicher Nachweis erforderlich**

Pos. 102 Wechsel, GL24h, b/h= 10/36cm, e ≤ 125 cm

Es folgt die Bemessung eines Wechsels. Das Binder-Wechsel-System zwischen Achse E und F wird als maßgebendes System betrachtet.

Statisches System

Einfeldträger l = 2,30 m



Lastannahmen

Vertikallasten

Aus Lastannahme Steildach (s. S. 6) g_k = 2,1 kN/m² * 1,25 m = **2,63 kN/m**

Aus Lastannahme Schrägdach (s. S. 7), Schnee (s. S. 18)

$g_{k,inkl.PV}$	= 2,8 kN/m² * 1,25 m	= **3,5 kN/m**
$g_{k,o.PV}$	= (2,8 – 1,2) kN/m² * 1,25 m	= **2,0 kN/m**
$s_{k,min}$	=0,34 kN/m² * 1,25 m	= **0,43 kN/m**
$s_{k,max}$	= 1,36 kN/m² * 1,25 m	= **1,70 kN/m**
$Q_{k,Wartung}$		= **1,5 kN**

Windlasten von links

Aus Lastannahme Wind (s. S. 13ff.) $w_{Druck,Schräg}$ = 0,13 kN/m² * 1,25 m = **0,16 kN/m**

Einzellast in Feldmitte des Wechsels:

G_k = $g_{k,Schräg,inkl.PV}$ * L_i / 2 + $g_{k,Schräg,o.PV}$ * L_i / 2
= 3,50 kN/m * 2,89m / 2 + 2,00 kN/m * 1,31 m / 2 = **12 kN** (aufgerundet)

Q_k = (($s_{k,min}$ + $s_{k,max}$) / 2 + $w_{Druck,Schräg,links}$) * L_i / 2 + $Q_{k,Wartung}$
= ((0,43 + 1,70)kN/m / 2 + 0,16 kN/m) * (2,89 m + 1,31 m) / 2 + 1,5 kN = **6,0 kN** (aufgerundet)

Bemessung

Nachweis einachsige Biegung des Wechselträgers

$$\frac{M_d/W_n}{k_h * f_{m,d}} \leq 1$$

mit M_d $= (\gamma * G_k + \gamma * Q_k) * L_{Wechsel} / 4$

$= (1{,}35 * 12{,}0 + 1{,}5 * 6{,}0)$ kN $* 2{,}30$ m $/ 4$ $= 14{,}5$ kNm $= 1450$ kNcm

W_n $= 10 * 36^2 / 6$ $= 2160$ cm³

k_h $= 1{,}05$

$f_{m,d}$ $= k_{mod} * f_{m,k} / \gamma_M = 0{,}9 * 24{,}0$ N/mm² $/ 1{,}3$ $= 16{,}61$ N/mm² $= 1{,}661$kN/cm²

(1450 kNcm / 2160 cm³) / (1,05 * 1,661 kN/cm²) = **0,39 < 1,0** **Nachweis erfüllt**

Schubnachweis infolge Querkraft des Wechselträgers

$$1{,}5 * \frac{V_d}{k_{cr} * b * h_{ef}} \leq f_{v,d}$$

mit V_d $= (\gamma * G_k + \gamma * Q_k) / 2$

$= (1{,}35 * 12{,}0 + 1{,}5 * 6{,}0)$ kN $/ 2$ $= 12{,}6$ kN

k_{cr} $= 0{,}714$

b $= 10$ cm

h_{ef} $= 36$ cm

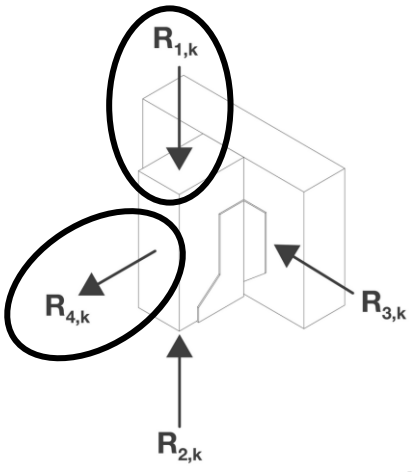
$f_{v,d} = k_{mod} * f_{v,k} / \gamma_M = 0{,}9 * 3{,}5$ N/mm² $/ 1{,}3$ $= 2{,}42$ N/mm² $= 0{,}242$ kN/cm²

1,5 * 12,6 kN / (0,714 * 10 cm * 36 cm) = **0,074 kN/cm² < 0,242 kN/cm²** **Nachweis erfüllt**

Nachweis Anschluss 1 – gekürzter Binder an Wechsel

Die Lage der Anschlüsse ist in der Übersichtsskizze zu Beginn der Position dargestellt.

Gewählter Balkenschuh: **Simpson Strong-Tie GLE600/200/2,5, Teilausnagelung**



Aufgrund der Neigung des Sparrens ergibt sich aus der vertikalen Bemessungskraft V_{Ed}

eine Belastung F_{1d} und F_{4d} auf den Balkenschuh.

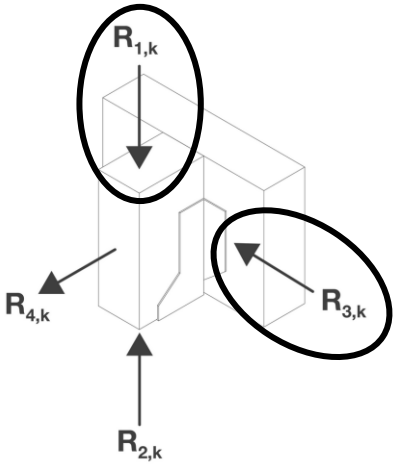
Bemessungsquerkraft	V_{Ed}	$= \gamma * (g_{k,inkl.PV} * L_i / 2) + \gamma * ((s_{k,min} + s_{k,max}) / 2) * L_i / 2 + \gamma * \psi * Q_k$	
		= 1,35 * (3,50 kN/m * 2,89 m /2)	
		+ 1,5 * ((0,43 + 1,70)kN/m / 2) * 2,89 m /2	
		+ 1,5 * 0,7 * 1,5 kN	= 11,0 kN
	F_{1d}	= 11,0 kN * cos(10°)	= 10,9 kN
	F_{4d}	= 11,0 kN * sin(10°)	= 2,0 kN
Bemessungswiderstand	R_{1d}	= 17,2 kN * 0,9 / 1,3	= 11,9 kN
	R_{4d}	= 9,8 kN * 0,9 /1,3	= 6,8 kN

$(10,9 \text{ kN} / 11,9 \text{ kN})^2 + (2,0 \text{ kN} / 6,8 \text{ kN})^2 =$ **0,93 < 1** **Nachweis erfüllt**

Nachweis Anschluss 2 – Wechsel an Binder

Die Lage der Anschlüsse ist in der Übersichtsskizze zu Beginn der Position dargestellt.

Gewählter Balkenschuh: **Simpson Strong-Tie GLE660/100/2,5, Teilausnagelung**



Aufgrund der Neigung des Sparrens ergibt sich aus der vertikalen Bemessungskraft V_{Ed} eine Belastung F_{1d} und F_{3d} auf den Balkenschuh.

Bemessungsquerkraft	V_{Ed}	$= (\gamma * G_k + \gamma * Q_k) / 2$	
		= (1,35 * 12,0 + 1,5 * 6,0) / 2	= 12,6 kN
	F_{1d}	= 12,6 kN * cos(10°)	= 12,4 kN
	F_{3d}	= 12,6 kN * sin(10°)	= 2,2 kN
Bemessungswiderstand	R_{1d}	= 26,3 kN * 0,9 / 1,3	= 18,2 kN
	R_{3d}	= 5,8 kN * 0,9 /1,3	= 4,0 kN

$12,4 \text{ kN} / 18,2 \text{ kN})^2 + (2,2 \text{ kN} / 4,0 \text{ kN})^2 =$ **0,77 < 1** **Nachweis erfüllt**

Pos. 103 Dachbinder, GL24h, b/h ≥ 28/36cm

Es folgt die Bemessung eines Binders mit der Auflast aus zwei Wechseln. Das System zwischen Achse E und F wird als maßgebendes System betrachtet.

Lastannahmen

Es wird das gleiche System mit den zugehörigen Lasten wie in Pos. 101 (s. S. 70ff.) verwendet. Hinzu kommen zusätzliche Lasten aus den zwei Wechseln Pos. 102 (s. S. 93ff.).

Zusätzliche Vertikallasten aus Pos. 102

Aus Wechsel Pos. 102 (s. S. 93) mit G_k $= (g_{k,Schräg,inkl.PV} * L_i / 2 + g_{k,Schräg,o.PV} * L_i / 2) / 2$
$= (3{,}50\ kN/m * 2{,}89m / 2 + 2{,}00\ kN/m * 1{,}31\ m / 2) / 2$
= 3,5 kN

S_k $= ((s_{k,min} + s_{k,max}) / 2) * L_i / 2 / 2$
$= ((0{,}43 + 1{,}70\ )kN/m / 2 * (2{,}89\ m + 1{,}31\ m) / 2 / 2$
= 1,2 kN

$Q_{k,Wartung} = 1{,}5\ kN / 2$ **= 0,75 kN**

Zusätzliche Windlasten von rechts aus Pos. 102

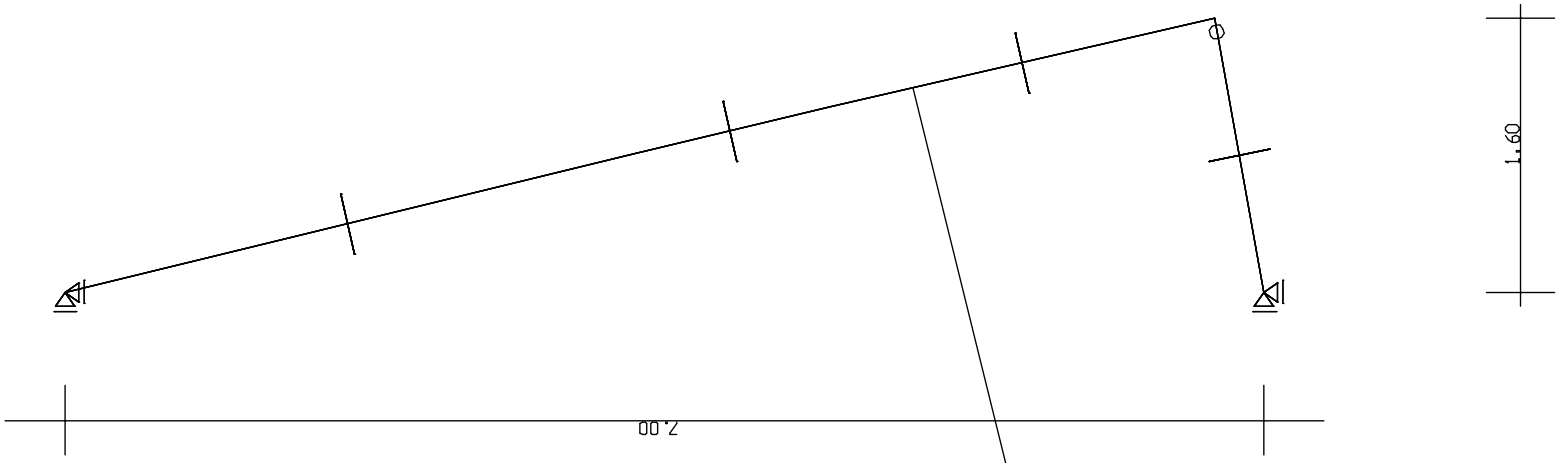
Aus Lastannahmen Windlast (s. S. 13ff.) $W_{k,rechts,E-F} = w_{k,rechts,E-F}\ L_i / 2 / 2$
$= -0{,}59\ kN/m * (2{,}89 + 1{,}31)\ m / 2 / 2$ = **-0,70 kN**

Zusätzliche Windlasten von links aus Pos. 102

Aus Lastannahmen Windlast (s. S. 13ff.) $W_{k,links,E-F} = w_{k,linkss,E-F}\ L_i / 2 / 2$
$= 0{,}16\ kN/m * (2{,}89 + 1{,}31)\ m / 2 / 2$ = **0,20 kN**

Siehe nachfolgenden Trimas-Ausdruck.

System: [m]
Querschnitt überall gleich



Dachbinder_11
Element-Typ: Biegebalken
Bemessung als: Biegebalken
l = 3.50 m
R28/36
A = 1008.00 cm2
Iy = 0.00109 m4
It = 0.00138 m4
GL24h

Hinweis:

Auf den Seiten 98 - 106 werden lediglich die Lasten dargestellt. Das statische System ist dieser Abbildung, S. 97' zu entnehmen, ein Drei-Gelenk-Rahmen.

Lasten
Fläche : [kN/m2]
Linie : [kN/m; kNm/m]
Punkt : [kN; kNm]
Temp. : [C]

Lagerung, Gelenke
0=frei, f=festc=elast.
b=dx,,,dz,,,ry,,
Lagersteifigkeiten
Linie : [kN/m2; kN]
Punkt : [kN/m; kNm]

Pos 103
Dachbinder mit Wechsellast
GL24h
b/h=28/36 cm e<125cm

Datum : 30.09.2024
Zeit : 13:25:48
Autor : FR

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Generierung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

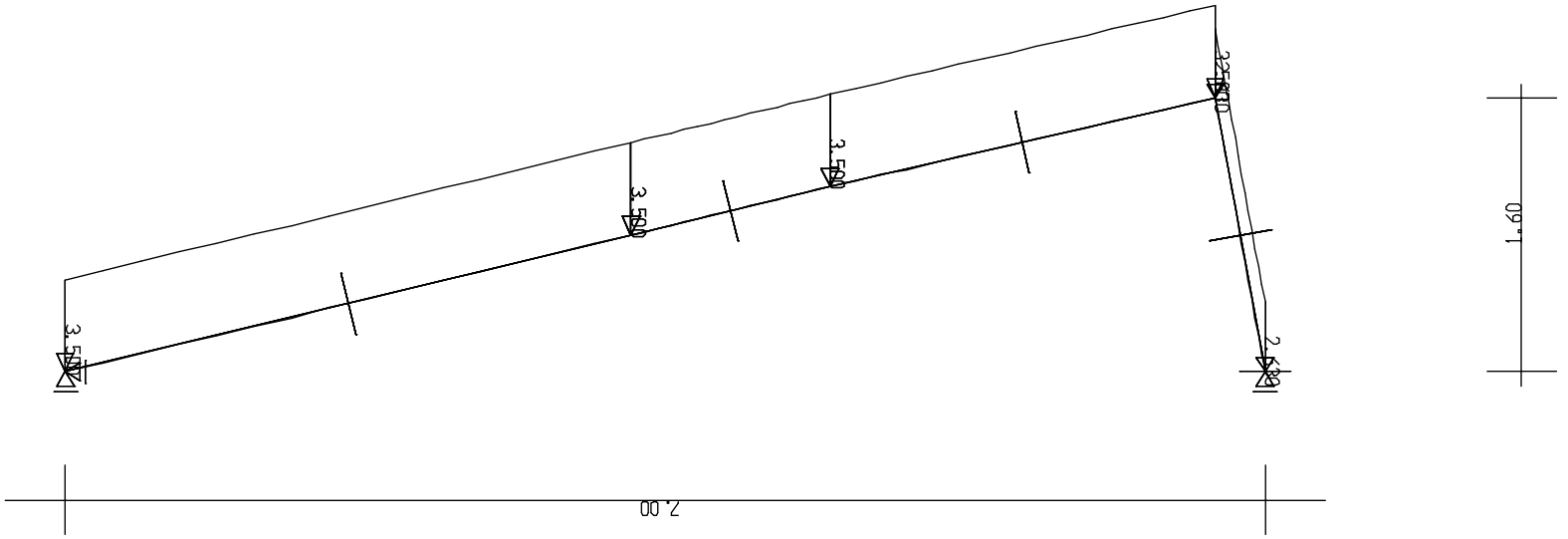
Datum	Auftrag Nr.
07.10.2024	1911
Pos.	**Seite**
101	97'

Lastfall g_k Eigenlasten

Hier nur Linienlasten

$g_{Steildach}$ = 2,63 kN/m

$g_{Schrägldach}$ = 3,50 kN/m



Lasten
Fläche : [kN/m2]
Linie : [kN/m; kNm/m]
Punkt : [kN; kNm]
Temp. : [C]

Lagerung, Gelenke
0=frei, f=festc=elast.
b=dx,,,dz,,,ry,,
Lagersteifigkeiten
Linie : [kN/m2; kN]
Punkt : [kN/m; kNm]

Teilsicherheitsbeiwerte:
gamma=1.00/1.35
Kombinationsbeiwerte:
psi(0/1)=1.00/1.00
psi(2/11)=1.00/1.00

Pos 103
Dachbinder mit Wechsellast
GL24h
b/h=28/36 cm e<125cm

Datum : 19.07.2024
Zeit : 09:02:0
Autor : FR

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Generierung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

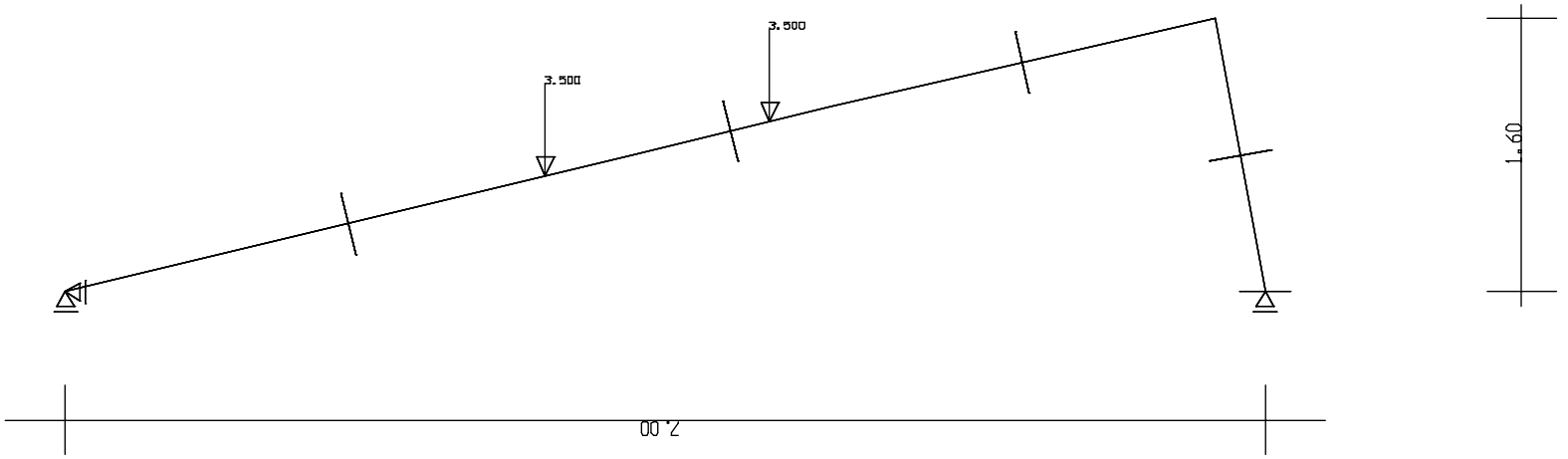
Datum 07.10.2024
Auftrag Nr. 1911
Pos. 101
Seite 98

Lastfall g_k Eigenlasten

Hier nur Punktlasten

Lasten aus Wechsel:

G_k = 3,50 kN



Lasten
Fläche : [kN/m2]
Linie : [kN/m; kNm/m]
Punkt : [kN; kNm]
Temp. : [C]

Lagerung, Gelenke
0=frei, f=festc=elast.
b=dx,,,dz,,,ry,,
Lagersteifigkeiten
Linie : [kN/m2; kN]
Punkt : [kN/m; kNm]

Teilsicherheitsbeiwerte:
gamma=1.00/1.35
Kombinationsbeiwerte:
psi(0/1)=1.00/1.00
psi(2/11)=1.00/1.00

Pos 103
Dachbinder mit Wechsellast
GL24h
b/h=28/36 cm e<125cm

Datum : 19.07.2024
Zeit : 09:01:40
Autor : FR

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Generierung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

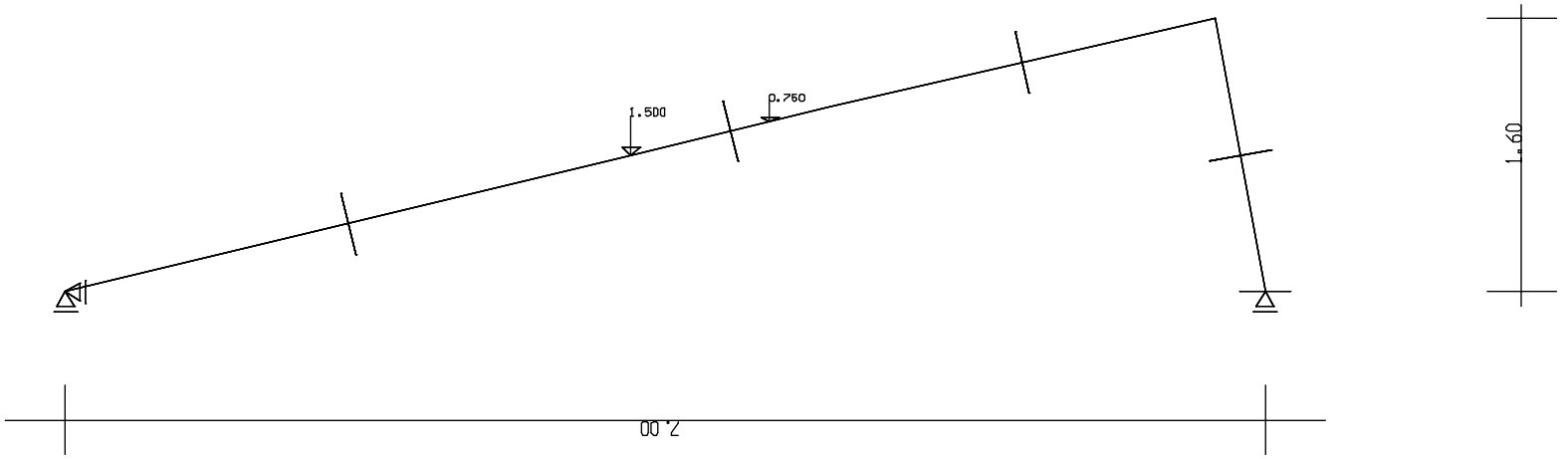
Datum	Auftrag Nr.
07.10.2024	1911
Pos.	**Seite**
101	99

Lastfall Qk Mannlast

Q_k = 1,5 kN

Lasten aus Wechsel

Q_k = 0,75 kN



Lasten
Fläche : [kN/m2]
Linie : [kN/m; kNm/m]
Punkt : [kN; kNm]
Temp. : [C]

Lagerung, Gelenke
0=frei, f=festc=elast.
b=dx,,,dz,,,ry,,
Lagersteifigkeiten
Linie : [kN/m2; kN]
Punkt : [kN/m; kNm]

Teilsicherheitsbeiwerte:
gamma=1.50
Kombinationsbeiwerte:
psi(0/1)=0.00/0.00
psi(2/11)=0.00/0.00

Pos 103
Dachbinder mit Wechsellast
GL24h
b/h=28/36 cm e<125cm

Datum : 19.07.2024
Zeit : 09:02:26
Autor : FR

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Generierung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Datum 07.10.2024
Auftrag Nr. 1911
Pos. 101
Seite 100

INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG
Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin
KITA Heiligensee (19l-103_20240628_Sparren mit Wechsel E-F) Lastfall 2 : Schnee(Schneelast)

Lastfall s_k Schnee

Hier nur Linienlasten

s_k = 1,70 – 0,43 kN/m

s_k = 0,00 – 1,70 kN/m

Lasten
Fläche : [kN/m2]
Linie : [kN/m; kNm/m]
Punkt : [kN; kNm]
Temp. : [C]

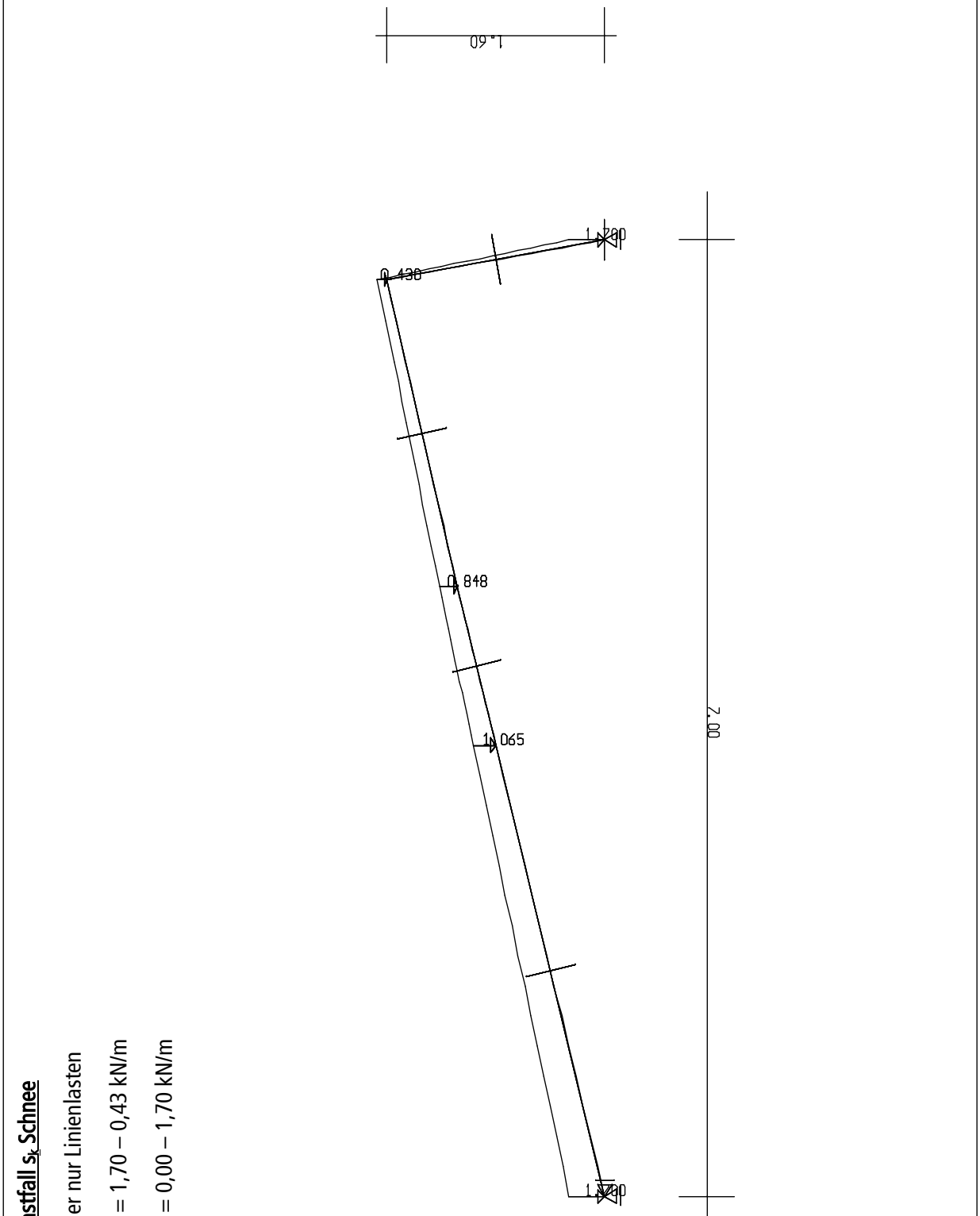
Lagerung, Gelenke
0=frei, f=fest<=elast.
b=dx,,,dz,,,ry,,
Lagersteifigkeiten
Linie : [kN/m2; kN]
Punkt : [kN/m; kNm]

Teilsicherheitsbeiwerte:
gamma=1.50
Kombinationsbeiwerte:
psi(0/1)=0.50/0.20
psi(2/1)=0.00/0.00

Pos 103
Dachbinder mit Wechsellast
GL24h
b/h=28/36 cm e<125cm

Datum : 19.07.2024
Zeit : 09:02:53
Autor : FR

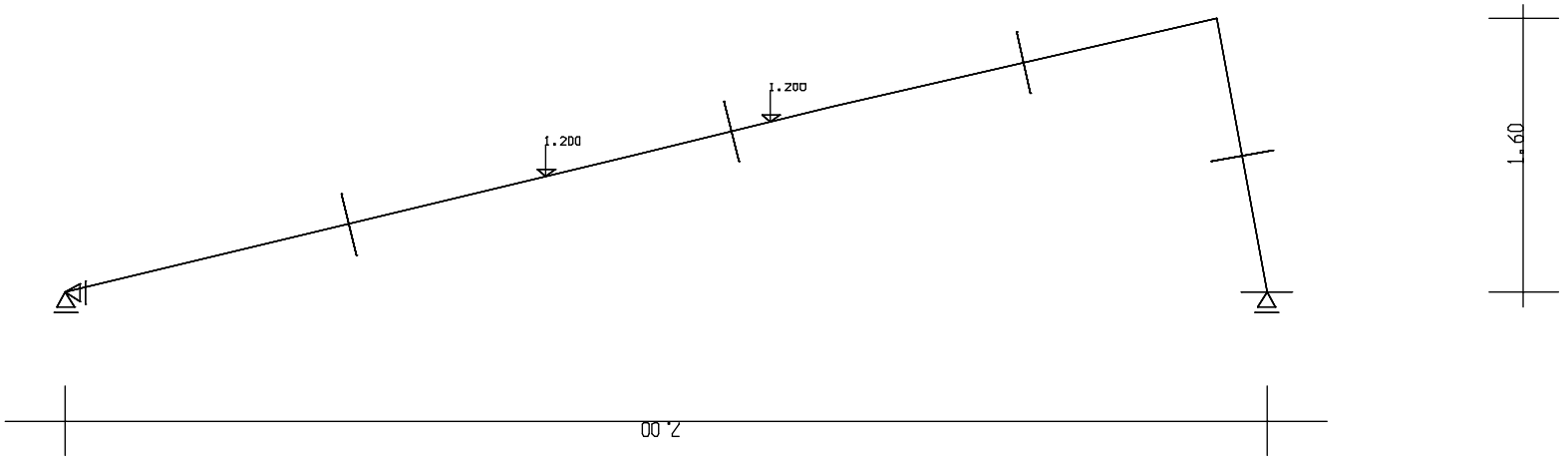
RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Generierung
Version 23.0 08022024



Lastfall s_k Schnee

Hier nur Punktlasten

S_k = 1,20 kN



Lasten
Fläche : [kN/m2]
Linie : [kN/m; kNm/m]
Punkt : [kN; kNm]
Temp. : [C]

Lagerung, Gelenke
0=frei, f=festc=elast.
b=dx,,,dz,,,ry,,
Lagersteifigkeiten
Linie : [kN/m2; kN]
Punkt : [kN/m; kNm]

Teilsicherheitsbeiwerte:
gamma=1.50
Kombinationsbeiwerte:
psi(0/1)=0.50/0.20
psi(2/11)=0.00/0.00

Pos 103
Dachbinder mit Wechsellast
GL24h
b/h=28/36 cm e<125cm

Datum : 19.07.2024
Zeit : 09:03:8
Autor : FR

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Generierung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

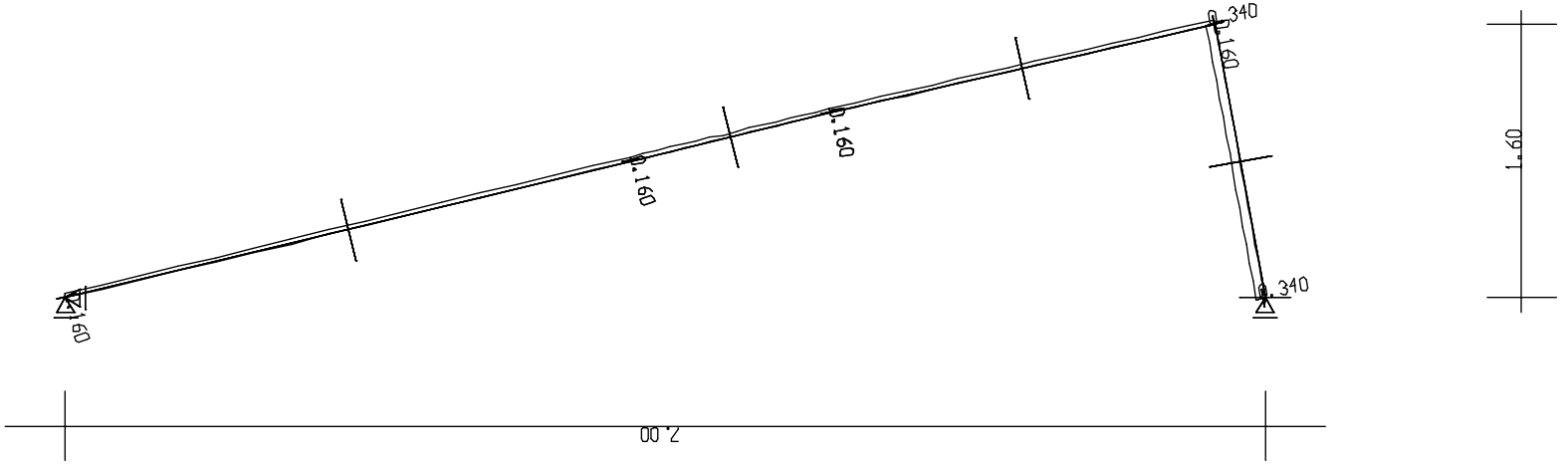
Datum	Auftrag Nr.
07.10.2024	1911
Pos.	**Seite**
101	102

Lastfall w_k Wind links

Hier nur Linienlasten

w_k = 0,16 kN/m

w_k = -0,34 kN/m



Lasten
Fläche : [kN/m2]
Linie : [kN/m; kNm/m]
Punkt : [kN; kNm]
Temp. : [C]

Lagerung, Gelenke
0=frei, f=festc=elast.
b=dx,,,dz,,,ry,,
Lagersteifigkeiten
Linie : [kN/m2; kN]
Punkt : [kN/m; kNm]

Teilsicherheitsbeiwerte:
gamma=1.50
Kombinationsbeiwerte:
psi(0/1)=0.60/0.20
psi(2/11)=0.00/1.00

Pos 103
Dachbinder mit Wechsellast
GL24h
b/h=28/36 cm e<125cm

Datum : 19.07.2024
Zeit : 09:03:49
Autor : FR

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Generierung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

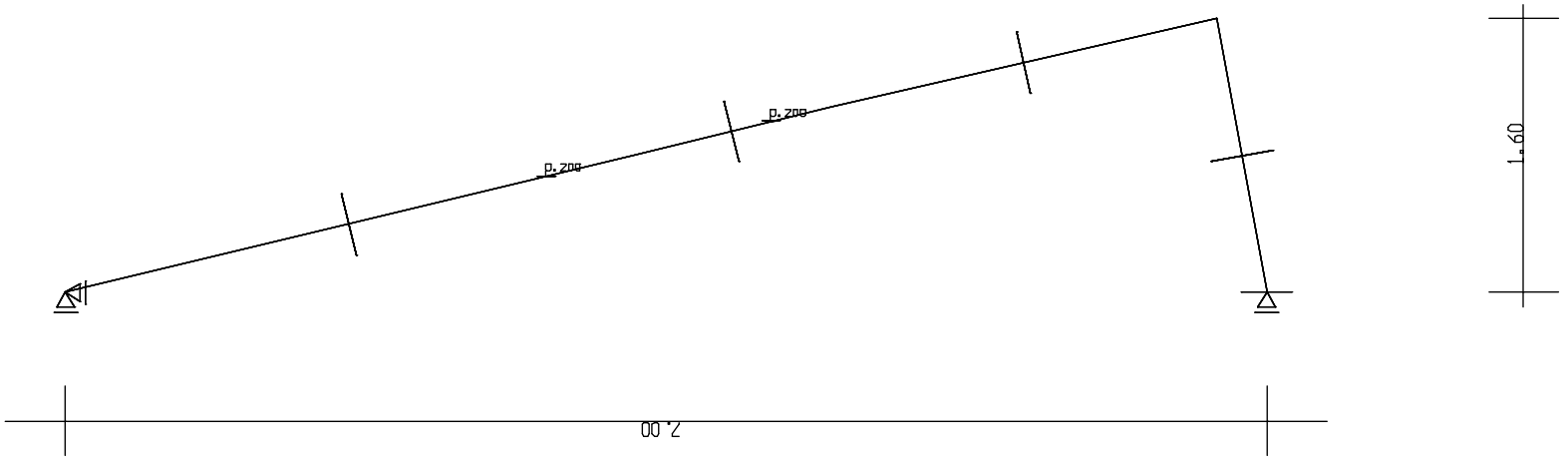
Auftrag Nr.	Seite
1911	103
Datum	Pos.
07.10.2024	101

Lastfall w_k Wind links

Hier nur Punktlasten

Lasten aus Wechsel:

W_k = 0,20 kN



Lasten
Fläche : [kN/m2]
Linie : [kN/m; kNm/m]
Punkt : [kN; kNm]
Temp. : [C]

Lagerung, Gelenke
0=frei, f=festc=elast.
b=dx,,,dz,,,ry,,
Lagersteifigkeiten
Linie : [kN/m2; kN]
Punkt : [kN/m; kNm]

Teilsicherheitsbeiwerte:
gamma=1.50
Kombinationsbeiwerte:
psi(0/1)=0.60/0.20
psi(2/11)=0.00/1.00

Pos 103
Dachbinder mit Wechsellast
GL24h
b/h=28/36 cm e<125cm

Datum : 19.07.2024
Zeit : 09:03:28
Autor : FR

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Generierung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

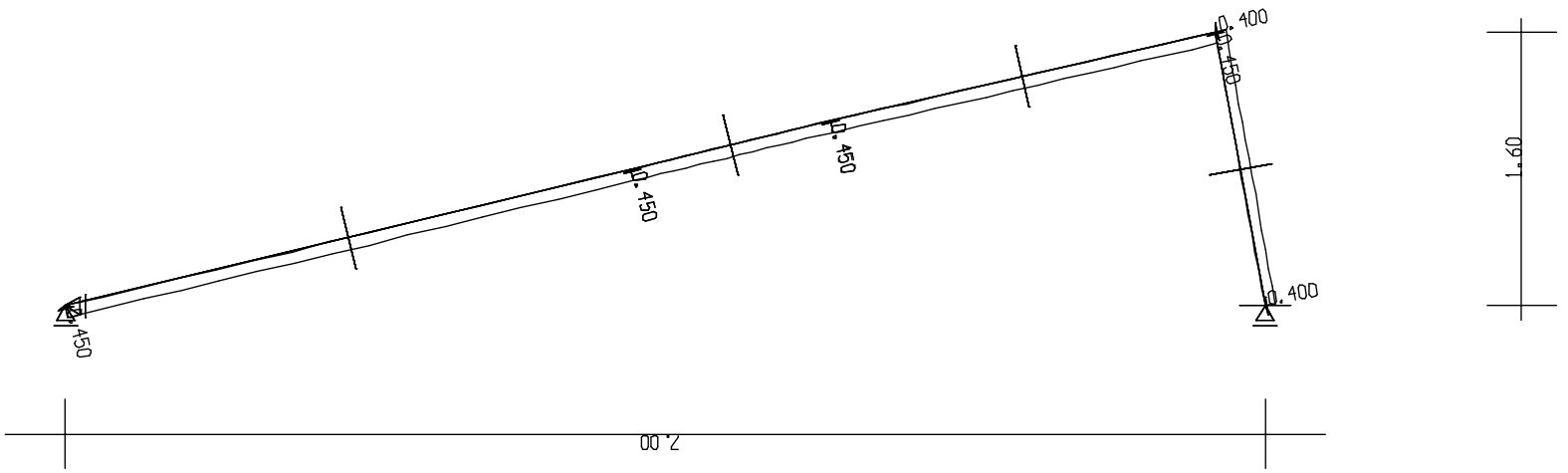
Datum 07.10.2024
Auftrag Nr. 1911
Pos. 101
Seite 104

Lastfall w_k Wind rechts

Hier nur Linienlasten

w_k = -0,45 kN/m

w_k = 0,4 kN/m



Lasten
Fläche : [kN/m2]
Linie : [kN/m; kNm/m]
Punkt : [kN; kNm]
Temp. : [C]

Lagerung, Gelenke
0=frei, f=festc=elast.
b=dx,,,dz,,,ry,,
Lagersteifigkeiten
Linie : [kN/m2; kN]
Punkt : [kN/m; kNm]

Teilsicherheitsbeiwerte:
gamma=1.50
Kombinationsbeiwerte:
psi(0/1)=0.60/0.20
psi(2/11)=0.00/1.00

Pos 103
Dachbinder mit Wechsellast
GL24h
b/h=28/36 cm e<125cm

Datum : 19.07.2024
Zeit : 09:04:11
Autor : FR

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Generierung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

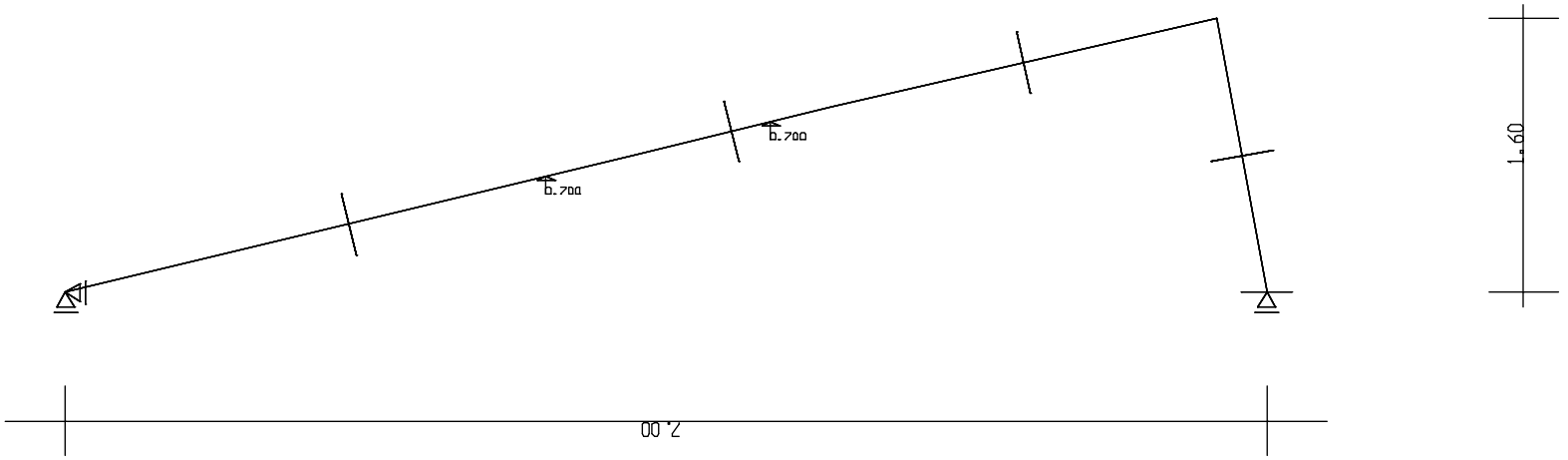
Datum	Auftrag Nr.
07.10.2024	1911
Pos.	**Seite**
101	105

Lastfall w_k Wind rechts

Hier nur Punktlasten

Lasten aus Wechsel:

W_k = -0,7 kN



Lasten
Fläche : [kN/m2]
Linie : [kN/m; kNm/m]
Punkt : [kN; kNm]
Temp. : [C]

Lagerung, Gelenke
0=frei, f=festc=elast.
b=dx,,,dz,,,ry,,
Lagersteifigkeiten
Linie : [kN/m2; kN]
Punkt : [kN/m; kNm]

Teilsicherheitsbeiwerte:
gamma=1.50
Kombinationsbeiwerte:
psi(0/1)=0.60/0.20
psi(2/11)=0.00/1.00

Pos 103
Dachbinder mit Wechsellast
GL24h
b/h=28/36 cm e<125cm

Datum : 19.07.2024
Zeit : 09:04:28
Autor : FR

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Generierung
Version 23.0 08022024

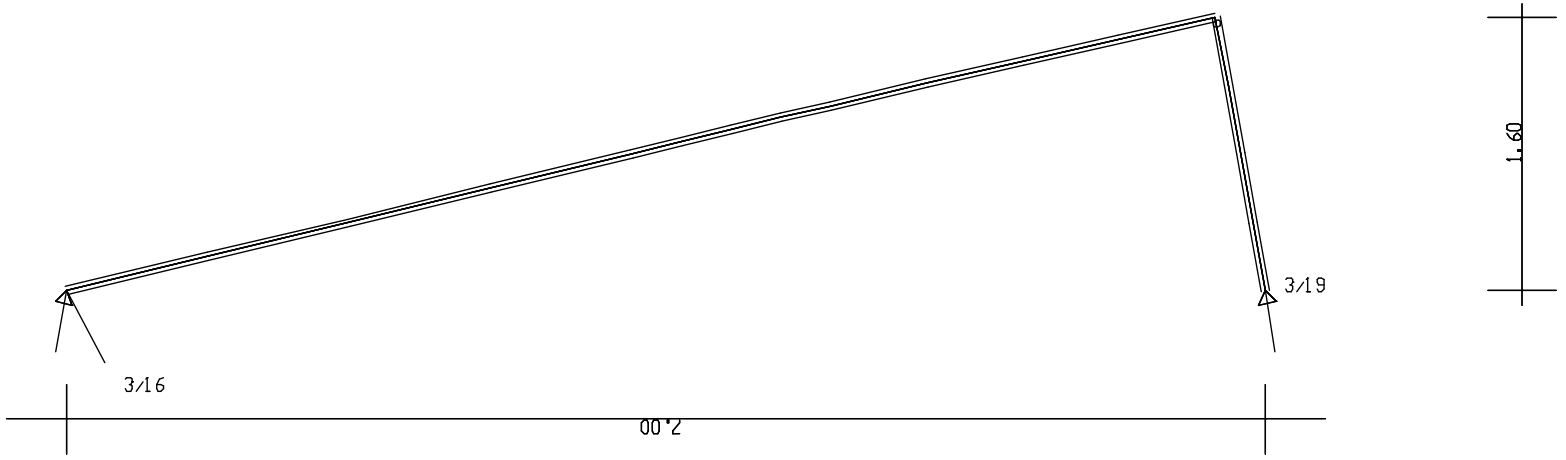
Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Datum	Auftrag Nr.
07.10.2024	1911
Pos.	**Seite**
101	106

Lagerkräfte:

Lastfall G Eigengewicht [kN]

charakteristisch



Teilsicherheitsbeiwerte:
gamma=1.00/1.35
Kombinationsbeiwerte:
psi(0/1)=1.00/1.00
psi(2/11)=1.00/1.00

Lagerreaktionen
min Fsx = -3 kN
max Fsx = 3 kN
min Fsz = 16 kN
max Fsz = 19 kN

Äußere Lasten
Summe Px = 0.00kN
Summe Pz = 35.42kN
Summe My = -928.15kNm

Zahlenwerte
Lagerreaktionen
Fsx/Fsz [kN]
Msy [kNm]

Pos 103
Dachbinder mit Wechsellast
GL24h
b/h=28/36 cm e<125cm

Datum : 30.09.2024
Zeit : 13:35:24
Autor : FR

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

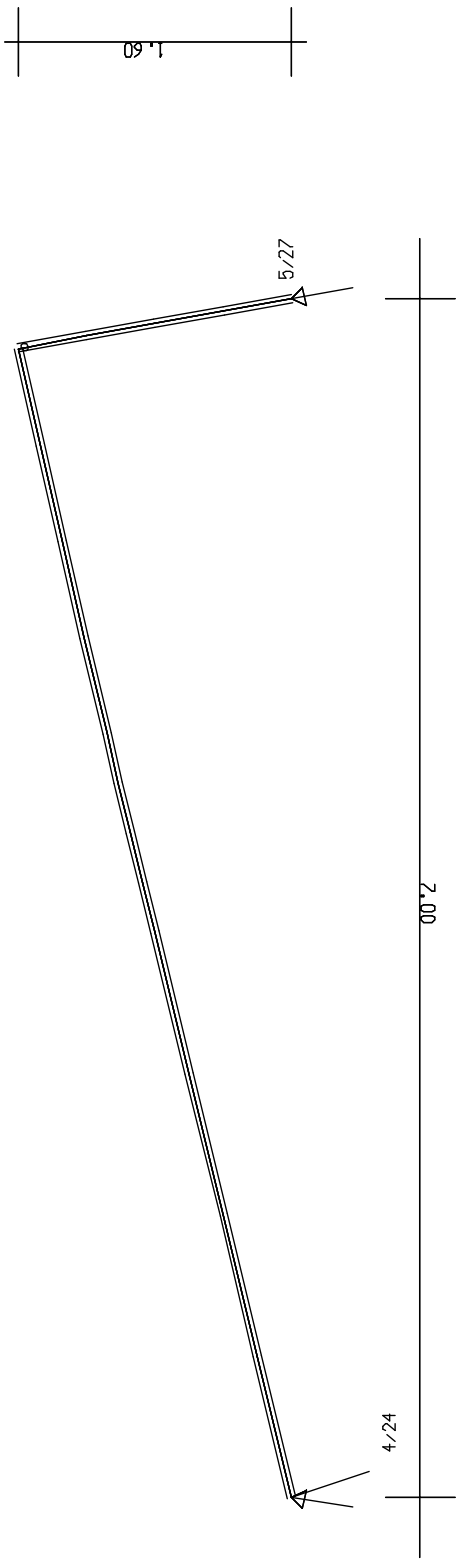
Auftrag Nr.	Seite
1911	107'
Datum	Pos.
07.10.2024	101

INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG
Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin
KITA Heiligensee (19l1-103_20240930_Sparren mit Wechsel E-F)

EI Lager/F(z): (K) Fsz Standardüberlagerung (charakteristisch)

Lagerkräfte:

Lastfallkombination $F_{sz,k}$ [kN]
charakteristisch



Lagerreaktionen Maximum
min Fsx = -5 kN
max Fsx = 4 kN
min Fsz = 14 kN
max Fsz = 27 kN

Zahlenwerte (max)
Lagerreaktionen
Fsx/Fsz [kN]
Msy [kNm]

Pos 103
Dachbinder mit Wechsellast
GL24h
b/h=28/36 cm e<125cm

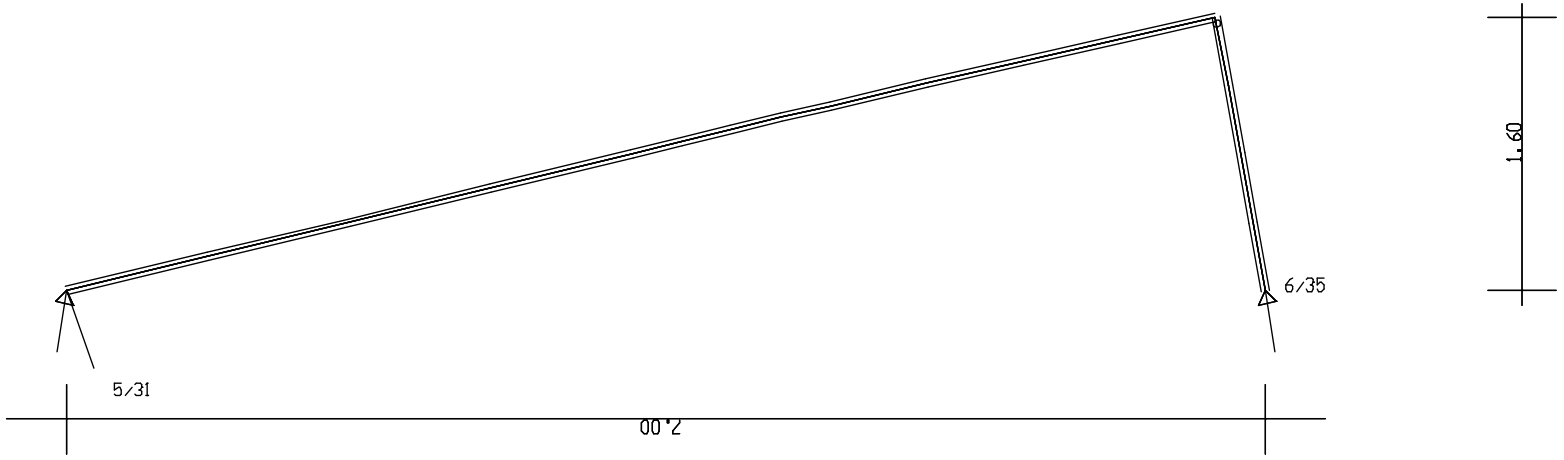
Datum : 30.09.2024
Zeit : 13:34:3
Autor : FR

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

Lagerkräfte:

Grundkombination $F_{sz,d}$ [kN]

design (Maximum)



Lagerreaktionen Maximum
min Fsx = -6 kN
max Fsx = 5 kN
min Fsz = 13 kN
max Fsz = 35 kN

Zahlenwerte (max)
Lagerreaktionen
Fsx/Fsz [kN]
Msy [kNm]

Pos 103
Dachbinder mit Wechsellast
GL24h
b/h=28/36 cm e<125cm

Datum : 30.09.2024
Zeit : 13:34:43
Autor : FR

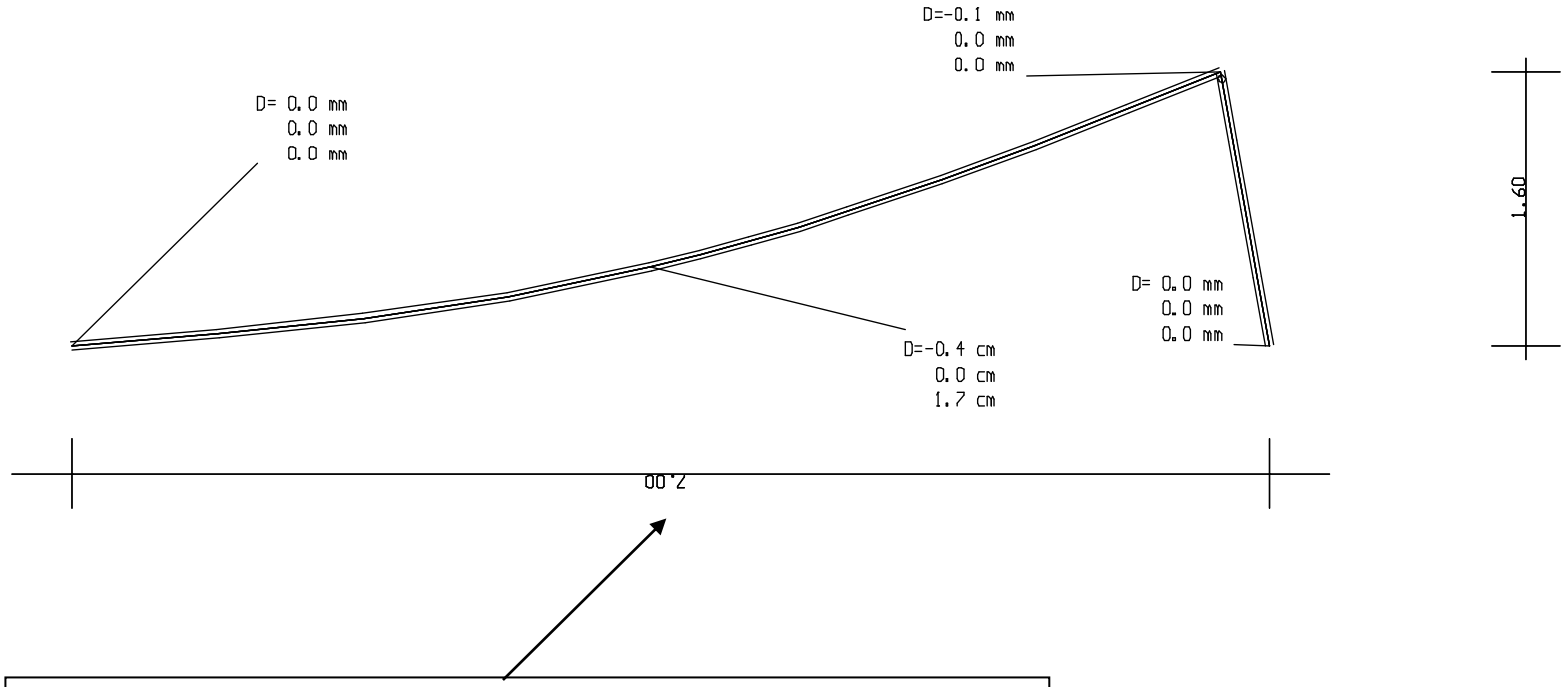
RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Datum 07.10.2024
Auftrag Nr. 1911
Pos. 101
Seite 109'

Verformungen: d_z charakteristisch [mm]

Verformungsanteile aus der quasi-ständigen Situation sind auf der folgenden Seite dargestellt.



Feld darunter Wohnen:

$f_{max.}$ = L/250 = 7000/250 = 28,0 mm

f_{vorh} = $w_{inst,char.} + k_{def} * w_{qs}$

= 17,0 mm + 0,6 * 12,0 mm = 24,2 mm ≤ 28,0 mm

Verformung eingehalten

Verschiebung
Dz
max = 1.7 cm
min = 0.0 mm

Verformtes System
Skalierung : 20

Pos 103
Dachbinder mit Wechsellast
GL24h
b/h=28/36 cm e<125cm

Datum : 30.09.2024
Zeit : 13:37:20
Autor : FR

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

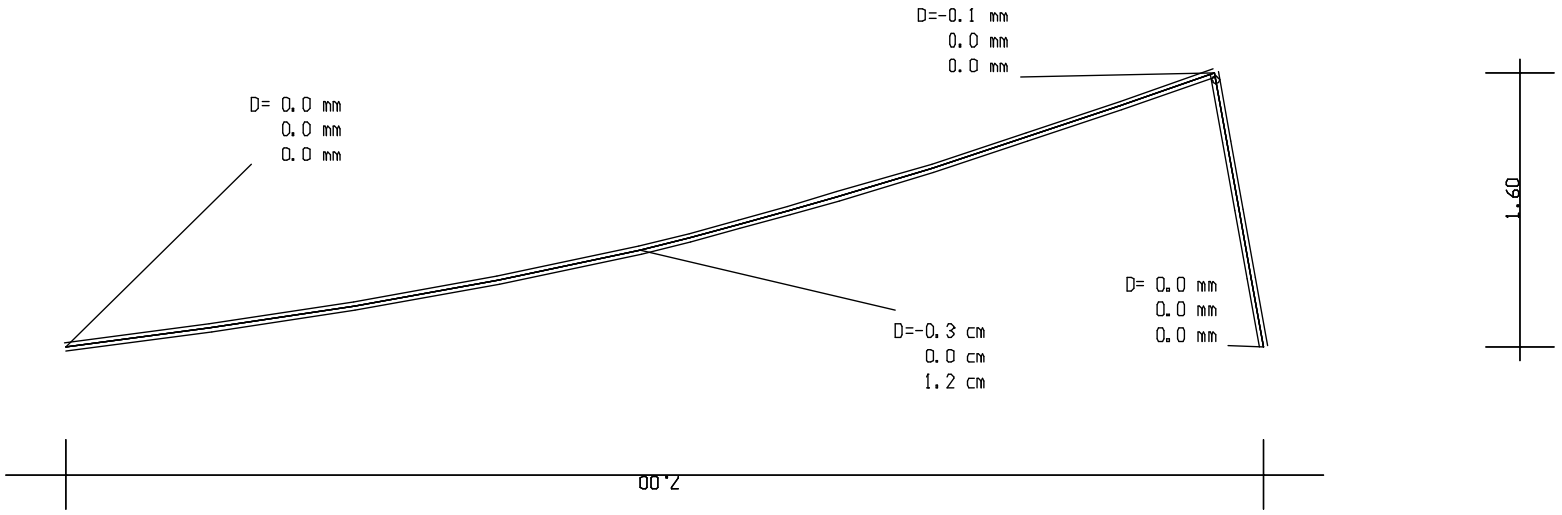
Datum 07.10.2024

Auftrag Nr. 1911

Pos. 101

Seite 110'

Verformungen: d_z quasi ständig [mm]



Verschiebung
Dz
max = 1.2 cm
min = 0.0 mm

Verformtes System
Skalierung : 20

Pos 103
Dachbinder mit Wechsellast
GL24h
b/h=28/36 cm e<125cm

Datum : 30.09.2024
Zeit : 13:37:44
Autor : FR

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Auftrag Nr.	Seite
1911	111'
Datum	Pos.
07.10.2024	101

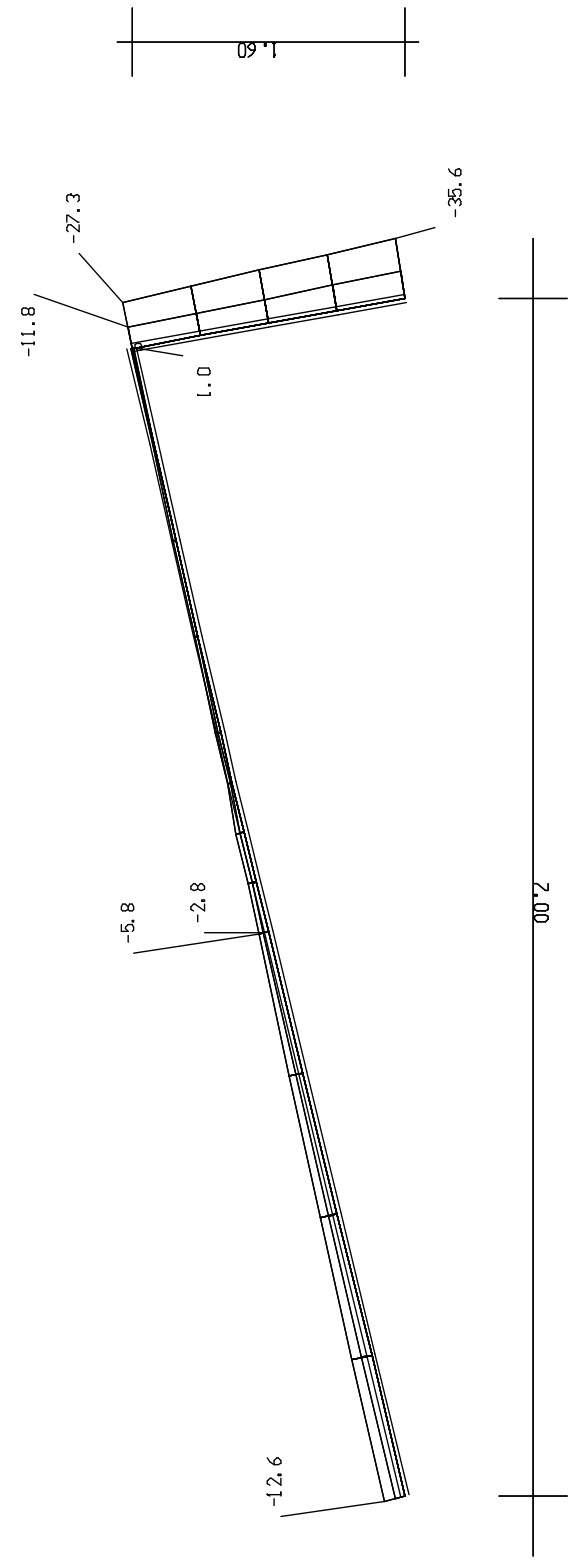
INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG
Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin
KITA Heiligensee (1911-103_20240930_Sparren mit Wechsel E-F)

E2 Balken/N(x): (S) Nx Grundkombination (design)

Schnittkräfte:

Normalkraft N_{xd} [kN]

Grundkombination



Normalkraft
Nx (max) [kN]
max = 1.0
min = -35.6

Verformtes System
Skalierung : 20

Pos 103
Dachbinder mit Wechsellast
GL24h
b/h=28/36 cm e<125cm

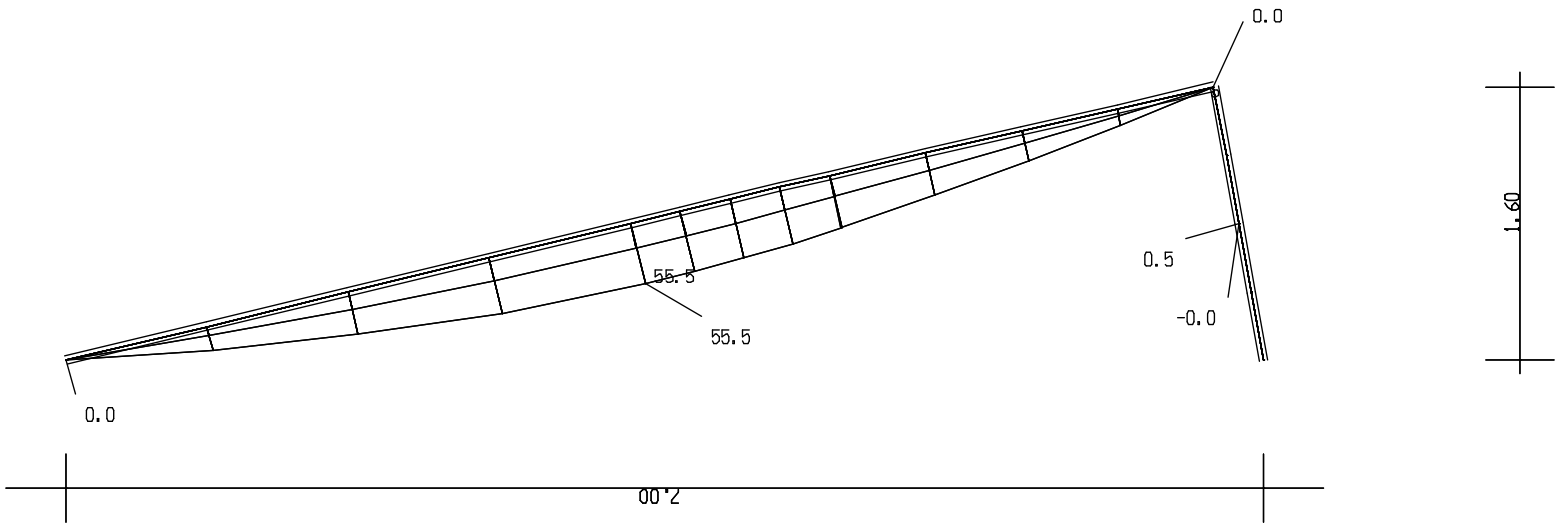
Datum : 30.09.2024
Zeit : 13:41:25
Autor : FR

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

Schnittkräfte:

Moment M_{yd} [kN]

Grundkombination



Biegemoment
My (max) [kNm]
max = 55.5
min = -0.0

Verformtes System
Skalierung : 20

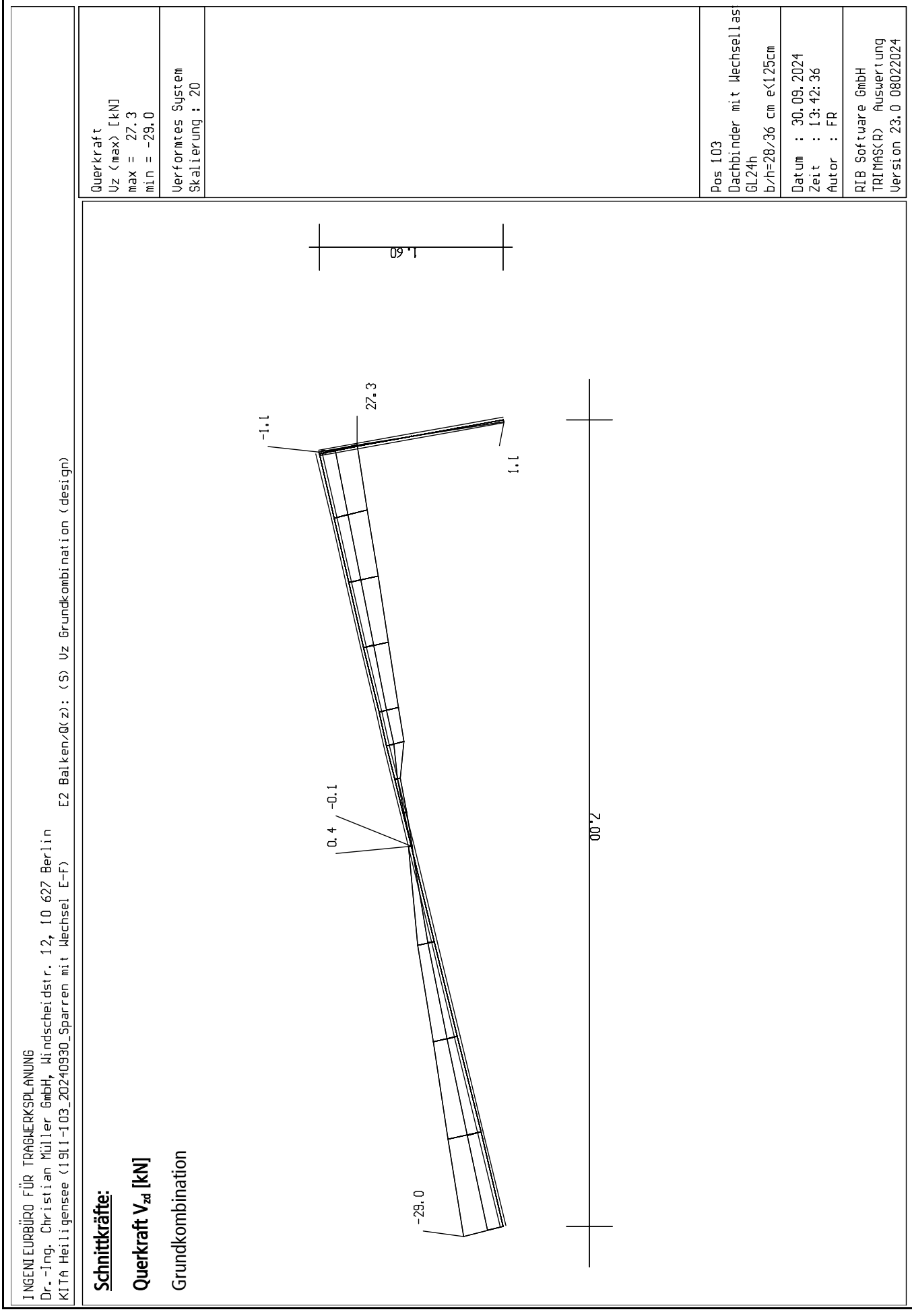
Pos 103
Dachbinder mit Wechsellast
GL24h
b/h=28/36 cm e<125cm

Datum : 30.09.2024
Zeit : 13:41:59
Autor : FR

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Auftrag Nr.	Seite
1911	113'
Datum	Pos.
07.10.2024	101


INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG
Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin
KITA Heiligensee (1911-103_20240930_Sparren mit Wechsel E-F)
E2 Balken/Q(z): (S) Vz Grundkombination (design)
Schnittkräfte:
Querkraft V_{zd} [kN]
Grundkombination
Querkraft
Vz (max) [kN]
max = 27.3
min = -29.0
Verformtes System
Skalierung : 20
Pos 103
Dachbinder mit Wechsellast
GL24h
b/h=28/36 cm e<125cm
Datum : 30.09.2024
Zeit : 13:42:36
Autor : FR
RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024
1.60
-1.1
27.3
1.1
0.4
-0.1
20.2
-29.0

Nachweisführung an den Querschnitten

Die Widerstandswerte werden von den in Pos.101 (s. S. 70ff.) geführten Nachweisen übernommen.

Einachsige Biegung

$$\frac{M_d/W_n}{k_h * f_{m,d}} \leq 1$$

mit M_d = 55,50 kNm = 5550 kNcm

W_n = 28 cm * (36 cm)² / 6 = 6048 cm³

(5550 kNcm / 6048 cm³) / (1,05 * 1,661 kN/cm²) = **0,53 < 1,0** **Nachweis erfüllt**

Druck in Faserrichtung und Stabilität

Im Folgenden wird der Sparren auf Druck in Faserrichtung und Stabilität nachgewiesen. Die Normalkraft aus dem Steildach ist maßgebend.

$$\frac{N_d/A_n}{k_c * f_{c,0,d}} \leq 1$$

mit N_d = 35,60 kN

(35,60 kN / 280) / (0,897 * 1,661) = **0,09 < 1,0** **Nachweis erfüllt**

Ausklinkung

Im Folgenden wird die Ausklinkung der Sparren des Schrägdaches nachgewiesen.

$$1{,}5 * \frac{V_d}{k_{cr} * b * h_{ef}} \leq k_v * f_{v,d}$$

mit V_d = V_d * cos(10°) + N_d * sin(10°)
= 29,00 kN * cos(10°) + 12,60 kN * sin(10°) = 30,80 kN

1,5 * 30,801 kN / (0,714 * 26 cm * 24 cm) = **0,104 kN/cm² >** 0,540 * 0,218 kN/cm² = **0,117 kN/cm²**

Nachweis erfüllt

Auflagerpressung

Im Folgenden wird die Fußpfette auf **Schwellendruck** nachgewiesen. Die Auflagerlasten aus dem Steildach sind maßgebend.

$$\frac{F_{c,90,d}/A_{ef}}{k_{c,90} * f_{c,90,d}} \leq 1$$

mit $F_{c,90,d}$ = N_d * cos(10°) + V_d * sin(10°)
= 35,60 kN * cos(10°) + 1,10 kN * (sin(10°) = 35,30 kN

A_{ef} = l_{ef} * b = (3 + 26 + 3) cm * 14 cm = 448 cm²

(35,30 kN / 448 cm²) / (1,50 * 0,173 kN/cm²) = **0,31 < 1,0** **Nachweis erfüllt**

Im Folgenden wird die Fußpfette auf **Auflagerdruck** nachgewiesen. Die Auflagerlasten aus dem Steildach sind maßgebend.

$$\frac{F_{c,90,d}/A_{ef}}{k_{c,90} * f_{c,90,d}} \leq 1$$

mit $F_{c,90,d}$ = = 35,1 kN

A_{ef} $= l_{ef} * b = (3 + 26 + 3)$ cm * 10 cm = 320 cm²

(35,1 kN / 320 cm²) / (1,75 * 0,173 kN/cm²) = **0,37 < 1,0** **Nachweis erfüllt**

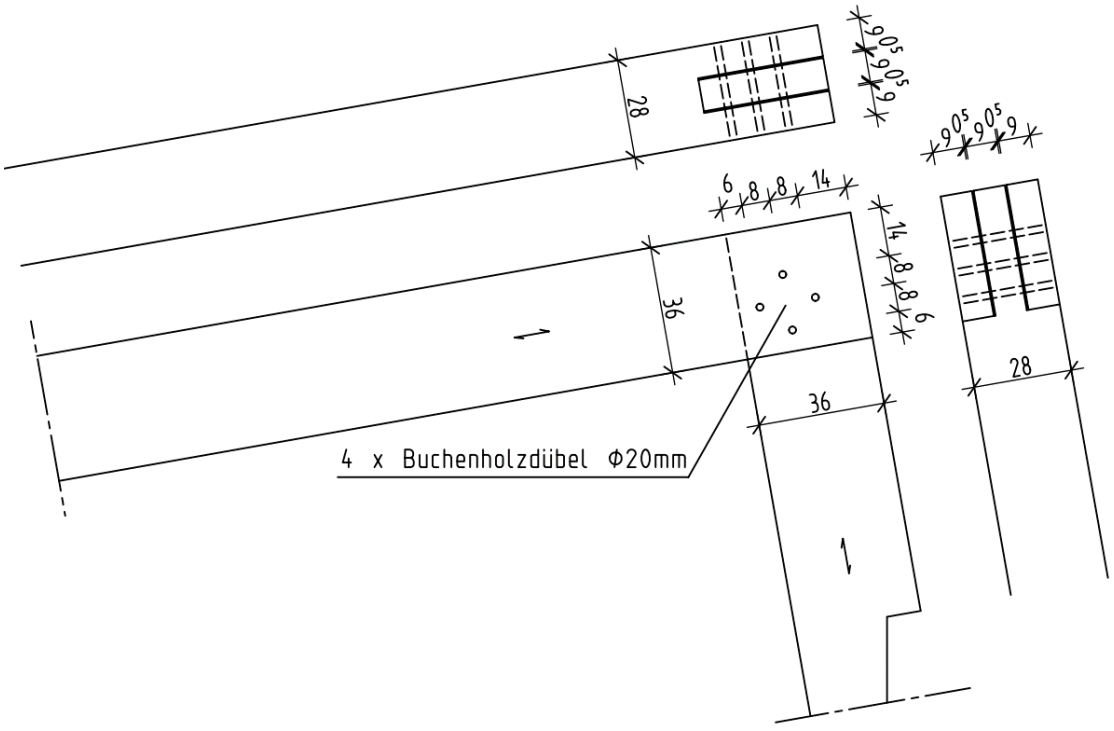
Ecke

Die Ecke des Binders wird gelenkig mit einer zimmermannsmäßigen Verbindung ausgeführt. Es wurde sich für eine Gabellagerung entschieden, in Kombination mit 4 konstruktiven Buchenholzdübeln ø20 zur Stabilisierung.

Den aufgeführten Schnittgrößen der Trimas-Berechnung können die folgenden Bemessungsschnittgrößen entnommen werden:

Schrägsparren:	N_{Ed}	= 1,00 kN
	V_{Ed}	= 27,30 kN
Steilsparren	N_{Ed}	= 27,30 kN
	V_{Ed}	= 1,10 kN

Skizze der Ecke:



Nachweis Schub infolge Querkraft

Im Folgenden wird die Querkrafttragfähigkeit des schrägen Sparrens nachgewiesen.

$$1{,}5 * \frac{V_d}{k_{cr} * A_n} \leq f_{v,d}$$

mit V_d = 27,30 kN

k_{cr} = 0,714

A_n = 2 * 9 cm * 36 cm = 648 cm²

$f_{v,d}$ = k_{mod} * $f_{v,k}$ / γ_M = 0,9 * 3,5 N/mm² / 1,3 = 2,4 N/mm² = 0,24 kN/cm²

1,5 * 27,30 kN / (0,714 * 648 cm²) = **0,09 kN/cm² < 0,24 kN/cm² Nachweis erfüllt**

Nachweis Druck in Faserrichtung und Stabilität des Sparrens

Im Folgenden wird die Normalkrafttragfähigkeit des Steilsparrens nachgewiesen

$$\frac{N_d / A_n}{f_{c,0,d}} \leq 1$$

mit N_d = 27,30kN

A_n = 2 * 9 cm * 36 cm = 648 cm²

$f_{c,0,d}$ = k_{mod} * $f_{c,0,k}$ / γ_M = 0,9 * 24 N/mm² /1,3 = 16,6 N/mm² = 1,66 kN/cm²

(27,30 / 648) / (1,66) = **0,03 < 1,00** **Nachweis erfüllt**

Pos. 105 Aufzugsüberfahrt, C25/30, XC1, h=18 cm

Die Aufzugsüberfahrt wird als einachsig über die kürzere Seite spannend angenommen und berechnet.

L = 2,15 m

Lastannahmen

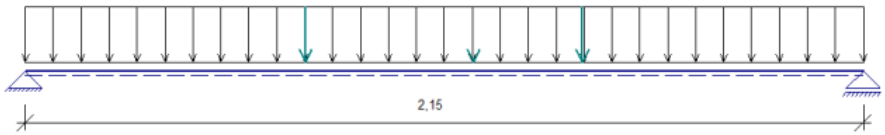
Die Aufzugsüberfahrt befindet sich im Innenraum. Zu einem Deckenaufbau liegen keine Angaben vor. Das Eigengewicht wird programmintern berücksichtigt.

g_k = 1,3 kN/m² (Annahme, entspricht einem Zementestricht mit d = 55 mm)
Q_{kMann} = 1,5 kN (für Wartungszwecke)
Q_k = 2 * 20 kN (Annahme für Lasten aus Aufzug)

Bemessung

Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland

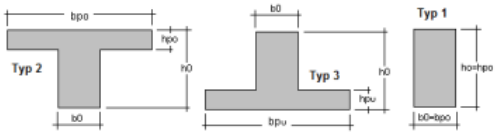
veränderliche Einwirkungen ■ ständige Einwirkungen --> Eigengewicht mit 25,0 kN/m³ berücksichtigt



Systemwerte :

links gelenkig gelagert

rechts gelenkig gelagert



Feld	Feldlänge [m]	b0 [cm]	h0 [cm]	bpo/u [cm]	hpo/u [cm]	QS-Typ
1	2,150	100,00	18,00	100,00	18,00	1

Lager	Lagerung	Länge [cm]
1	direkt	24,0
2	direkt	24,0

Belastung: (EWA = Einwirkungsart)

Einwirkungsart 1=Wohn-/Aufenthaltsräume
Einwirkungsart 2=Büros
Einwirkungsart 3=Versammlungsräume
Einwirkungsart 4=Verkaufsräume
Einwirkungsart 5=Lagerräume
Einwirkungsart 6=Schneelasten H <= 1000m NN
Einwirkungsart 7=Schneelasten H > 1000m NN
Einwirkungsart 8=Windlasten
Einwirkungsart 9=Temperatur (nicht Brand)
Einwirkungsart 10=Kategorie F (F <=30 kN)
Einwirkungsart 11=Kategorie G (F<=160 kN)
Einwirkungsart 12=Kategorie H (Dächer)
Einwirkungsart 13=sonstige Einwirkungen
Einwirkungsart 14=Wind alternativ zu Nr.8
Einwirkungsart 15=Erdbeben

g über Gesamtlänge = 1,300 kN/m

q über Gesamtlänge = 0,000 kN/m aus Einwirkungsart 1

Eigengewicht der Konstruktion wird mit 25,0 kN/m³ berücksichtigt

Schnee- u. Windlasten werden nicht feldweise angesetzt, sondern als Vollast!

Lastarten : 1 = Einzellast 2 = Gleichlast 3 = Einzelmoment 4 = Trapezlast 5 = Teiltrapezlast

Nr.	Art	Feld	G links	Q links	G rechts	Q rechts	Abstand [m]	Lastlänge [m]	EWA	Faktor	Bemerkung
1	1	1	0,000	20,000	0,000	0,000	0,720	0,000	1	1,000	
2	1	1	0,000	20,000	0,000	0,000	1,430	0,000	1	1,000	
3	1	1	0,000	1,500	0,000	0,000	1,150	0,000	1	1,000	

Feldschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):

Feld	max.MEd [kNm]	min.MEd [kNm]	abs.max.VEd [kN]
1	27,305	0,000	39,621

Lagerschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):

Lager	min.MEd [kNm]	max.MEd [kNm]	min.VEd-li. [kN]	max.VEd-li. [kN]	min.VEd-re. [kN]	max.VEd-re. [kN]
1	0,000	0,000				39,464
2	0,000	0,000	-39,621			

Auflagerkräfte (ohne Teilsicherheitsbeiwerte):

Lager	max.F [kN]	min.F [kN]	F aus g [kN]	F aus g* [kN]	Vollast g+q [kN]
1	26,93	6,24	6,24	20,70/0,00	26,93
2	27,04	6,24	6,24	20,80/0,00	27,04

Lastweiterleitung für Pos. 323

Auflagerkräfte für Einzellastfälle [kN] (charakt.), maximale Werte:

Lager	LF g	EWA 1	EWA 2	EWA 3	EWA 4	EWA 5	EWA 6	EWA 7	EWA 8/14	EWA 9	EWA 10	EWA 11	EWA 12	EWA 13	EWA 15
1	6,24	20,70	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	6,24	20,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Auflagerkräfte für Einzellastfälle [kN] (charakt.), minimale Werte:

Lager	LF g	EWA 1	EWA 2	EWA 3	EWA 4	EWA 5	EWA 6	EWA 7	EWA 8/14	EWA 9	EWA 10	EWA 11	EWA 12	EWA 13	EWA 15
1	6,24	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	6,24	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland:

Beton: C25/30
Betonstahl: B500 (A,B)
d1 = 5,00 cm (Achsabstand Bewehrung unten) --> Betondeckung c,vl,unten = 3,5 cm
d2 = 5,00 cm (Achsabstand Bewehrung oben) --> Betondeckung c,vl,oben = 3,5 cm

- ☑ Grenze x/d <= 0.45 eingehalten (Biegung)
- ☑ Stützmomente am Anschnitt ermittelt (Mindestmomente berücksichtigt)
- ☑ Längsbewehrung nicht gestaffelt
- ☑ Mindestbewehrung berücksichtigt
- ☑ an Endauflagern wird eine Bewehrung gemäß DIN EN 1992-1-1, 9.2.1.2 (1) ermittelt

Biegebewehrung Stützen: (an Endauflagern mit Berücksichtigung von 9.2.1.2 (1))

Stütze	erf.As oben [cm²/m]	erf.As unten [cm²/m]	min.As [cm²/m]	|Mbem| [kNm]
1	1,17	0,00		6,83
2	1,17	0,00		6,83

*) Mindestmoment nach EC2

Biegebewehrung Felder :

Feld	erf.As oben [cm²/m]	erf.As unten [cm²/m]	min.As [cm²/m]
1	0,00	4,96	2,40

Bewehrung am Endauflager:
Erforderliche Bewehrung für Verankerung am linken Endauflager = 2,48 cm²/m
Erforderliche Bewehrung für Verankerung am rechten Endauflager = 2,48 cm²/m

Querkraftbewehrung: (VRd,c,min wird angesetzt, ggfs. gewählte Bewehrung wird angesetzt)

Keine Querkraftbewehrung erforderlich ! (VRd,c = 64,347 kN/m > VEd = 38,021 kN/m)

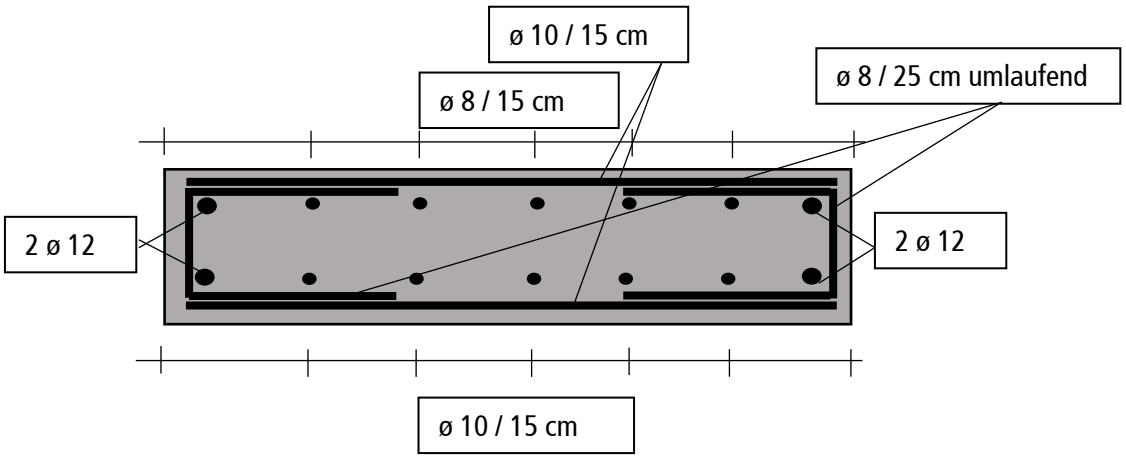
Nachweis Biegeschlankheit EC2-1-1, 7.4.2:

- verformungsempfindliche angrenzende Bauteile, d.h. w <= l/500
- ab einem Momentenverhältnis |M,Stütze/M,Feld| von >= 0,50 wird eine volle Einspannung angesetzt

Feld	K [-]	Rho,0 [%]	erf.Rho [%]	erf.Rho' [%]	vorh.l/d [-]	zul.l/d [-]
1	1,00	0,50	0,38	0,00	16,54	23,59

--> erf.Rho u. erf.Rho' = Bewehrungsgehalt aus erforderlicher Biegebewehrung (Rho = unten / Rho' = oben)
--> zul.l/d auch unter Berücksichtigung der gewählten Bewehrung (Faktor = vorh.Rho/erf.Rho)

Bewehrungsvorschlag:



Pos. 110 Unterzug, S235 JR, HEB 240

Statisches System: Zweifeldträger $L_1 = 5{,}8$ m, $L_2 = 3{,}4$ m

Der Unterzug lagert auf der einen Seite auf der anschließenden Mauerwerkswand, in der Mitte und auf der anderen Seite auf einer Stahlstütze (Pos. 130, s. S. 156) auf.

Lastannahmen

Vertikallasten

Der Unterzug wird von den Dachbindern (Pos. 101) belastet.
Es wird von einem minimalen Dachbinderabstand von e = 1,10 m ausgegangen.
Die Differenz aus zusätzlichen Last aus den Bindern mit Wechsel (Pos. 103) wird mit einer Einzellast berücksichtigt.

Aus Pos. 101 (s. S. 77'ff.)	g_k	= (16,00 + 13,00) kN / 1,10 m	= **27,00 kN/m**
	q_k	= (4,30 + 4,30) kN / 1,10 m	= **7,90 kN/m**
Aus Pos. 103 (s. S. 107'ff.)	G_k	= 16,00 kN – 13,00 kN	= **3,00 kN**
	Q_k	= 8,00 kN – 5,00 kN	= **3,00kN**

Horizontallasten

Über die auf dem Unterzug aufliegenden Fußhölzer wird ebenfalls die Aussteifungslast aus "Wind auf Giebelseite" in Achsrichtung in den Unterzug eingeleitet. Hierfür wird ein gesonderter Nachweis geführt, in welchem das große Feld des Unterzuges ($L_1 = 5{,}8$ m) als Pendelstütze betrachtet wird.

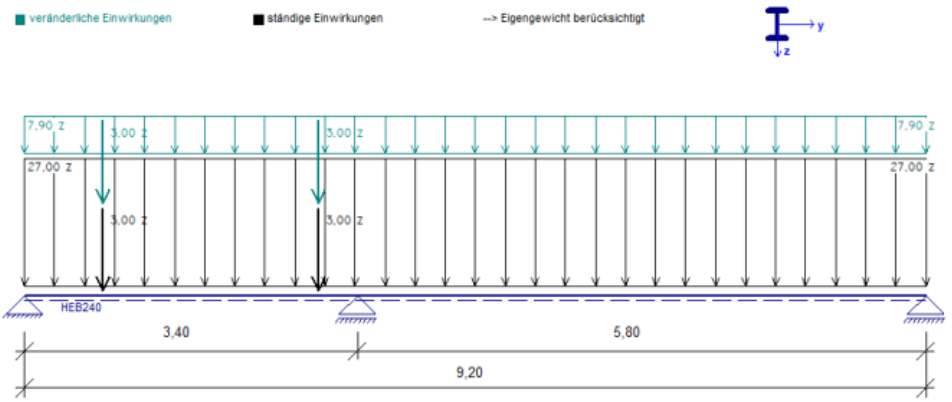
Aus Pos. 101 "Horizontale Lastweiterleitung Sparren – Ringanker/ Stahlträger" (s. S. 70'ff.)

$W_{k,\text{Fußpfette Stahlträger}} = (F_{h,W11,neu} + F_{h,W12,neu})$
= (41,4 kN + 19,9 kN) kN = **61,3 kN**

Siehe nachfolgende Harzer-Ausdrucke.

Bemessung

Stahlträger - zweiachsig (V.29.1) nach EC3 (NA Deutschland)



Systemwerte :

linkes Trägerende gelenkig gelagert

rechtes Trägerende gelenkig gelagert

Feld	Feldlänge [m]
1	3,400
2	5,800

Belastung: (EWA = Einwirkungsart) y = horizontal, z = vertikal

Einwirkungsart 1 = Nutzlasten
Einwirkungsart 2 = Schneelasten
Einwirkungsart 3 = Windlasten
Einwirkungsart 4 = sonstige veränderliche Einwirkungen
Einwirkungsart 5 = Windlasten als Alternativlastfall zu EW 3
Einwirkungsart 6 = Erdbeben

gz über Gesamtlänge = 27,000 kN/m aus ständ. Last
qz über Gesamtlänge = 7,900 kN/m aus EW Nutzlast
Eigengewicht der Konstruktion wird mit 78,5 kN/m³ berücksichtigt
Typ der EW-Art Nutzlast: A,B - Wohn-/Büroräume
Schnee- u. Windlasten werden nicht feldweise angesetzt, sondern als Volllast!

Lastarten :

1 = Einzellast z - Richtung 2 = Gleichlast z - Richtung 3 = Einzelmoment um y - Achse 4 = Trapezlast z - Richtung 5 = Teiltrapezlast z - Richtung
6 = Einzellast y - Richtung 7 = Gleichlast y - Richtung 8 = Einzelmoment um z - Achse 9 = Trapezlast y - Richtung 10 = Teiltrapezlast y - Richtung

Nr.	Art	Feld	G links	Q links	G rechts	Q rechts	Abstand [m]	Lastlänge [m]	EWA	Faktor	Bemerkung
1	1	1	3,000	3,000	0,000	0,000	0,800	0,000	1	1,000	
2	1	1	3,000	3,000	0,000	0,000	3,000	0,000	1	1,000	

Feldschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten) - je Träger:

Feld	max.Myd [kNm]	min.Myd [kNm]	abs.max.Vzd [kN]
1	27,596	-159,656	140,533
2	138,711	-159,656	170,854

Lagerschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten) - je Träger:

Lager	min.Myd [kNm]	max.Myd [kNm]	min.Vzd-li. [kN]	max.Vzd-li. [kN]	min.Vzd-re. [kN]	max.Vzd-re. [kN]
1	0,000	0,000				53,845
2	-159,656	0,000	-140,533			170,854
3	0,000	0,000	-117,095			

Lastweiterleitung für Pos. 130

Auflagerkräfte (ohne Teilsicherheitsbeiwerte) - gesamt für alle Träger:

Lager	max.Fz [kN]	min.Fz [kN]	Fz aus g [kN]	Fz aus q [kN]	Fz Volllast [kN]
1	38,26	17,50	23,66	14,60/-6,16	32,10
2	224,90	173,10	173,10	51,80/0,00	224,90
3	84,59	64,43	65,29	19,30/-0,86	83,73

Lastweiterleitung für Pos.314

Auflagerkräfte für Einzellastfälle (charakt.) - gesamt für alle Träger, jeweils max/min:

Lager	Fz aus LF g [kN]	Fz aus q [kN]	Fz aus s [kN]	Fz aus w [kN]	Fz aus sonst.q [kN]	Fz aus Erdbeben [kN]
1	23,66	14,60 / -6,16	0,00 / 0,00	0,00 / 0,00	0,00 / 0,00	0,00 / 0,00
2	173,10	51,80 / 0,00	0,00 / 0,00	0,00 / 0,00	0,00 / 0,00	0,00 / 0,00
3	65,29	19,30 / -0,86	0,00 / 0,00	0,00 / 0,00	0,00 / 0,00	0,00 / 0,00

Bemessung:

Profil: HEB240

Profilart =	I - Profil
Material =	S 235
fy =	235,00 N/mm²
fu =	360,00 N/mm²
γ M0 =	1,00 [-]
γ M1 =	1,10 [-]
η =	1,20 [-] (EC3-1-5 für Querkraft)
A =	105,99 cm²
Iy =	11259,30 cm^4
Iz =	3922,66 cm^4
W yo =	938,27 cm³
W yu =	938,27 cm³
W zo =	326,89 cm³
W zu =	326,89 cm³
A-Vz =	33,23 cm²
A-Vy =	81,60 cm²
N,pl,Rd =	2490,66 kN
M,pl,y,Rd =	24748,91 kNcm
M,pl,z,Rd =	11712,84 kNcm
V,pl,z,Rd =	450,80 kN
V,pl,y,Rd =	1107,13 kN
QK =	1 (Querschnittsklasse)

☑ Walzprofil
☑ Nachweisverfahren: elastisch - plastisch

Spannungsnachweise: (elastisch - plastisch) --> Interaktion nach 6.2.4 bis 6.2.10

Felder: fyd = 23,500 kN/cm²

Feld Nr.	Stelle	|Myd|/|Mzd| [kNm]	|Vzd|/|Vyd| [kN]	η,pl-My/Mz [-]	η,pl-Vz/Vy [-]	η,pl-Int. [-]
1	links	0,00/0,00	53,85/0,00	0,00/0,00	0,12/0,00	0,12
	rechts	159,66/0,00	140,53/0,00	0,65/0,00	0,31/0,00	0,65
	max.M	27,60/0,00	53,85/0,00	0,11/0,00	0,12/0,00	0,12
	max.eta	---	---	---	---	0,65
2	links	159,66/0,00	170,85/0,00	0,65/0,00	0,38/0,00	0,65
	rechts	0,00/0,00	117,09/0,00	0,00/0,00	0,26/0,00	0,26
	max.M	159,66/0,00	170,85/0,00	0,65/0,00	0,38/0,00	0,65
	max.eta	---	---	---	---	0,65

Nachweis Schubbeulen:

hw/tw = 20,600 <= 72*epsilon/eta --> kein Nachweis für Schubbeulen des Steges gem. EC3-1-5 notwendig!

Nachweis Biegedrillknicken: (je Träger)

☑ Lastangriff an Trägeroberkante
☑ Druckgurt ist an den Lagern gehalten
☑ χ LT wird gemäß (6.58) mit Faktor f erhöht
☑ Beiwerte C1, C2 und C3 zur Ermittlung von Mcr werden vom Programm ermittelt

h/b = 1,00 [-]
Knicklinie b
α LT = 0,34 [-]
Einspanngrad kz = 1,00 [-]
Einspanngrad kw = 1,00 [-]

Felder: (c = Abstand Halterungen)

Feld Nr.	vorh.c [cm]	C1/C2/C3 [-]	Mcr [kNm]	λLT [-]	ϕ LT [-]	χ LT,mod [-]	Mb,Rd [kNm]	η [-]
1	340,0	3,36/0,45/1,00	2617,32	0,31	0,52	1,00	224,99	0,71
2	580,0	1,47/0,45/1,00	600,95	0,64	0,70	0,92	207,94	0,77

Verformungen - seltene Kombination:

Felder:

Feld Nr.	|max.f,res| [cm]	entspricht
1	0,15	L / 2322,55
2	1,26	L / 460,01

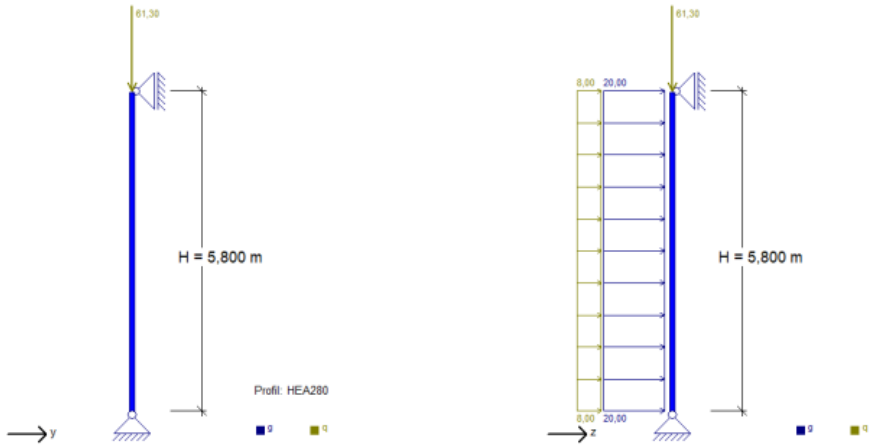
>L/300 = f_{zul} **Nachweis erfüllt**

Brandschutz:

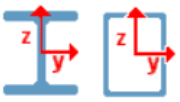
F30 --> Träger mit zugelassenem Brandschutzsystem in F30 verkleiden oder mit zugelassener Brandschutzbeschichtung versehen!

Im Folgenden erfolgt die Bemessung für die Horizontallasten:

Stahlstütze (V.29.1) nach EC3 (NA Deutschland)



Systemwerte:
Stützenhöhe H = 5,800 m
Pendelstütze mit beta,y = 1,00 / beta,z = 1,00
Stütze in y - und z - Richtung frei



Belastungen:
Eigengewicht der Stütze wird nicht automatisch berücksichtigt
Typ der EW-Art Nutzlast: A,B - Wohn-/Büroräume
Knotenlasten: Einwirkungen (EW) --> 1 = ständig g 2 = Schnee s 3 = Wind w 4 = Nutzlast q 5 = Erdbeben E

Lastart	Richtung	EW	F / M [kN / kNm]	ey [cm]	ez [cm]	Bemerkung
Einzellast	vertikal	3	61,300	0,0	0,0	

Stablasten: Einwirkungen (EW) --> 1 = ständig g 2 = Schnee s 3 = Wind w 4 = Nutzlast q 5 = Erdbeben E

Lastart	Richtung	EW	F,unten [kN,kNm,kN/m]	F,oben [kN,kNm,kN/m]	x von unten [m]	Länge [m]	Bemerkung
Gleichl.	in z-Richtung	1	20,000	20,000	0,000	9,200	
Gleichl.	in z-Richtung	3	8,000	8,000	0,000	9,200	

Bemessung:

Profil: HEA280

Profilart =	I - Profil	Walzprofil	
Material =	S 235	QK =	1 (Querschnittsklasse)
fy =	235,00 N/mm²		
γ M0 =	1,00 [-]	γ M1 =	1,10 [-]
η =	1,20 [-] (EC3-1-5 für Querkraft)		
A =	97,26 cm²		
Iy =	13673,28 cm^4	Iz =	4762,64 cm^4
Wyo =	1012,84 cm³	Wyu =	1012,84 cm³
Wzo =	340,19 cm³	Wzu =	340,19 cm³
A-Vz =	31,74 cm²	A-Vy =	72,80 cm²
N,pl,Rd =	2285,71 kN		
M,pl,y,Rd =	26137,23 kNcm	M,pl,z,Rd =	12176,12 kNcm
V,pl,z,Rd =	430,70 kN	V,pl,y,Rd =	987,73 kN
KL _|_ y-y =	b	KL _|_ z-z =	c

Spannungsnachweis elastisch - plastisch (e-p):
massg. LFK = 1,35*G + 1,50*W (fy,d = 23,50 kN/cm²)

|max.N,Ed| kN	|max.My,Ed| kNm	|max.Mz,Ed| kNm	|max.Vy,Ed| kN	|max.Vz,Ed| kN	max. η,pl [-]
91,95	164,00	0,00	0,00	113,10	0,63

Nachweis Stabilität: (Knicken/Drillknicken/Biegedrillknicken):

massg. LFK = 1,35*G + 1,50*W

- ☑ die Stütze wird als verdrehweiches System angesetzt
- ☑ Lastangriff für BDK an OK Profil
- ☑ χLT wird gemäß (6.58) mit Faktor f erhöht
- ☑ Beiwerte C1, C2 und C3 zur Ermittlung von Mcr werden vom Programm ermittelt
- ☑ h/b = 0,96 [-]
- ☑ Knicklinie b für BDK
- ☑ αLT = 0,34 [-]
- ☑ Einspanngrad kz = 1,00 [-]
- ☑ Einspanngrad kw = 1,00 [-]

Knicken in	**y - Richtung**	**z - Richtung**
Knicklänge Lcr	5,800 m	5,800 m
Trägheitsradius iz / iy	7,00 cm	11,86 cm
Schlankheit λ	82,89	48,92
Bezugsschlankheit λ1	93,91	93,91
bez. Schlankheitsgrad λ	0,88	0,52
Beiwert α	0,49	0,34
Beiwert ϕ	1,06	0,69
Beiwert χ	0,61	0,87
Nb,Rd	1268,72 kN	1817,86 kN
Momentenbeiwert Cmz/y	---	0,950
Momentenbeiwert CmLT	---	0,950
Beiwert kzz / kyy	---	0,965
Beiwert kzy / kyz	0,990	---
Normalkraft |N,Ed|	91,95 kN	91,95 kN
Bemessungsmoment M,Ed	0,00 kNm	164,00 kNm
Ausnutzung η,Stabilität	0,87	0,83

Werte für BDK:

α_{LT} =	0,34 [-]
Beiwerte C1/C2/C3 =	1,12 / 0,45 / 0,53 [-]
Mcr =	435,256 kNm
λ_{LT} =	0,77 [-]
ϕ_{LT} =	0,79 [-]
χ_{LT} =	0,85 [-]
Mb,Rd =	202,987 kNm

Nachweis Drillknicken:

λT = 0,66 [-]
χT = 0,75 [-]
Nb,Rd = 1553,67 kN
|N,Ed| = 91,95 kN
Ausnutzung η,Drillknicken: 0,06 <= 1,00

Nachweis Schubbeulen:

hw/tw = 30,500 <= 72*epsilon/eta --> kein Nachweis für Schubbeulen des Steges gem. EC3-1-5 notwendig!
bw/tf = 21,538 <= 72*epsilon/eta --> kein Nachweis für Schubbeulen der Flansche gem. EC3-1-5 notwendig!

Verformungen

|max.fy| = 0,00 cm / |max.fz| = 1,44 cm

Pos. 111 Ringanker, C25/30, XC1, b/h = 24/24 cm

Der Ringanker wird auf der sicheren Seite liegend als Einfeldträger und als Kragarm bemessen. Für die Bemessung werden Lager im Abstand von 0,5 m generiert, um die Durchlaufwirkung des Ringbalkens zu berücksichtigen.

l_{max} = 2,7 m, $l_{Kragarm}$ = 1,26 m

d = $h - d_1$ = 24 m – 0,05 m = 0,19 m

Lastannahmen

Das Eigengewicht wird programmintern berücksichtigt.

Lasten für Bemessung des Ringankers als Einfeldträger

Es wird von einem minimalen Binderabstand von 1,1 m ausgegangen.

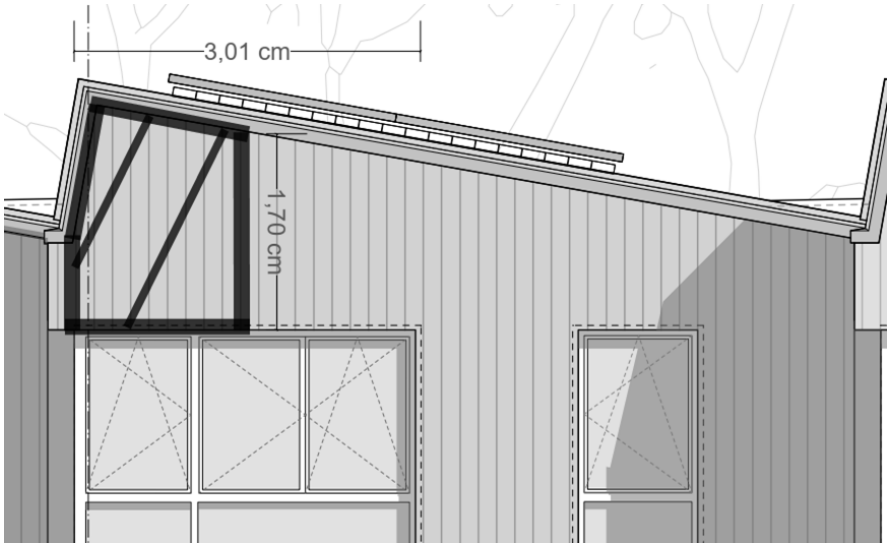
Aus Pos. 101 (s. S. 70ff.):	g_k	= (16,0 kN + 13,0 kN) / 1,1 m	= 26,4 kN/m
	q_k	= (4,3 kN + 4,3 kN) / 1,1 m	= 7,9 kN/m

Lasten für Bemessung des Ringankers als Kragarm

Aus Pos. 101 (s. S. 70ff.):	$G_{k,101,Kragarm}$	= 16,0 kN
	$Q_{k,101,Kragarm}$	= 4,3 kN

Aus Holzständerwand (s. S. 11) $G_{k,Holzständerwand}$ = 1,2 kN/m² * 3,01 m / 2 * 1,7 m = 3,1 kN

(siehe nachfolgende Skizze zur Lasteinleitungsfläche)



Horizontale Lasten aus der Fußpunktverformung von Pos. 101 (s. S. 70ff.)

Die Verformung am Fußpunkt von Pos. 101 wird durch eine äquivalente Horizontalkraft ersetzt, welche auf den Ringbalken wirkt. Für die Angabe als Linienlast wird von einem minimalen Sparrenabstand von 1,1 m ausgegangen.

$H = V * \theta_0 * \alpha_h * \alpha_m$

mit $\theta_0 = 1/200$

$\alpha_h = 1{,}0 \leq 1{,}0$ (Annahme)

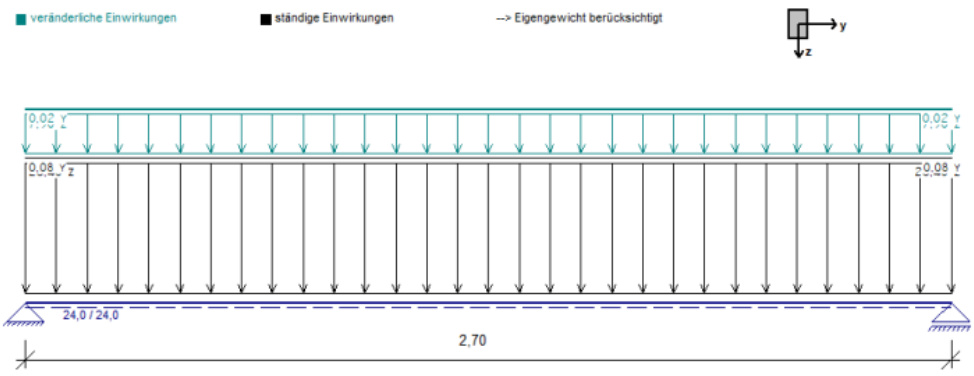
$\alpha_m = 1{,}0$ (Annahme)

Aus Pos. 101 (s. S. 70ff.):	$G_{k,101,Kragarm}$		= 16,0 kN
	$Q_{k,101,Kragarm}$		= 4,3 kN
Somit ergibt sich	h_{gk}	= 16,0 kN * 1/200 * 1,0 * 1,0 / 1,1m	= 0,08 kN/m
	h_{qk}	= 4,3 kN* 1/200 * 1,0 * 1,0 / 1,1m	= 0,02 kN/m

Bemessung

Zunächst erfolgt die Bemessung als Einfeldträger mit dem maßgebenden Feldmoment.

Stahlbetonträger-zweiachsig (V.29.1) nach EC2 - NA Deutschland



Systemwerte :

Balken mit by x bz = 24,0 x 24,0 cm
linkes Trägerende gelenkig gelagert
rechtes Trägerende gelenkig gelagert

Feld	Feldlänge [m]
1	2,700

Lager	Lagerart	Lagerlänge [cm]
1	direkt	24,0
2	direkt	24,0

Belastung: (EWA = Einwirkungsart) y = horizontal, z = vertikal

Einwirkungsart 1 = Nutzlasten
Einwirkungsart 2 = Schneelasten (Höhe über NN <= 1000m)
Einwirkungsart 3 = Windlasten
Einwirkungsart 4 = sonstige veränderliche Einwirkungen
Einwirkungsart 5 = Windlasten als Alternativlastfall zu EW 3
Einwirkungsart 6 = Erdbeben

gz über Gesamtlänge = 26,400 kN/m aus ständ. Last
qz über Gesamtlänge = 7,900 kN/m aus EW Nutzlast
gy über Gesamtlänge = 0,080 kN/m aus ständ. Last
qy über Gesamtlänge = 0,020 kN/m aus EW Wind
Eigengewicht der Konstruktion wird mit 25,0 kN/m³ berücksichtigt
Schnee- u. Windlasten werden nicht feldweise angesetzt, sondern als Vollast!
Nutzlasten aus Kategorie: A,B - Wohn-/Büroräume

Feldschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):

Feld	max.Myd [kNm]	min.Myd [kNm]	abs.max.Vzd [kN]	max.Mzd [kNm]	min.Mzd [kNm]	abs.max.Vyd [kN]
1	45,047	0,000	66,736	0,126	0,000	0,186

Lagerschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):

Lager	min.Myd [kNm]	max.Myd [kNm]	min.Vzd-li. [kN]	max.Vzd-li. [kN]	min.Vzd-re. [kN]	max.Vzd-re. [kN]
1	0,000	0,000				66,736
2	0,000	0,000	-66,736			

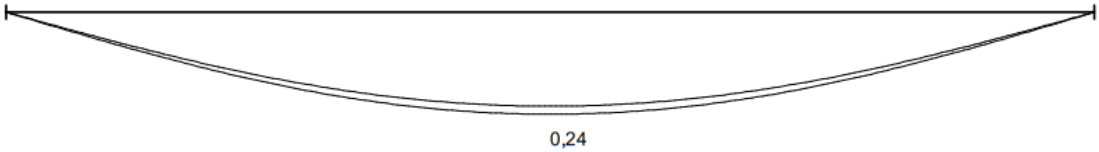
Lager	min.Mzd [kNm]	max.Mzd [kNm]	min.Vyd-li. [kN]	max.Vyd-li. [kN]	min.Vyd-re. [kN]	max.Vyd-re. [kN]
1	0,000	0,000				0,186
2	0,000	0,000	-0,186			

Auflagerkräfte (ohne Teilsicherheitsbeiwerte):

Lager	max.Fz [kN]	min.Fz [kN]	Fz aus g [kN]	Fz aus q [kN]	Fz Vollast [kN]
1	48,25	37,58	37,58	10,67/0,00	48,25
2	48,25	37,58	37,58	10,67/0,00	48,25

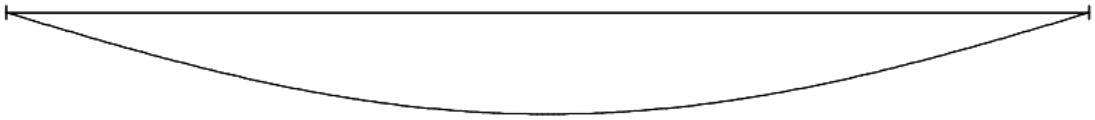
Lager	max.Fy [kN]	min.Fy [kN]	Fy aus g [kN]	Fy aus q* [kN]	Fy Vollast [kN]
1	0,14	0,11	0,11	0,03/0,00	0,14
2	0,14	0,11	0,11	0,03/0,00	0,14

fz [cm] - quasi-ständige Kombination, Zustand I

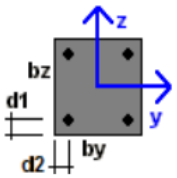


fy [cm] - quasi-ständige Kombination, Zustand I

Keine Verformung aus der Fußpunktverformung von Pos. 101



Stahlbetonträger - zweiachsig (V.29.1) nach EC2 + NA Deutschland:



Beton: C25/30
Betonstahl: B500 (A) - in den Ecken konzentriert
d1 = 5,00 cm (Achsabstand Bewehrung unten/oben)
d2 = 5,00 cm (Achsabstand Bewehrung seitlich)
Betondeckung c,vl (unten/oben) = 3,5 cm
Betondeckung c,vl (seitlich) = 3,5 cm

- ☑ Stützmomente mit Ausrundung gerechnet
- ☑ Mindestbewehrung berücksichtigt
- ☑ Querkraftbemessung erfolgt immer am Auflagerrand
- ☑ zweiachsige Querkraftbemessung erfolgt nach Prof. Mark

Psi - Werte:

Einwirkung	Psi,0	Psi,1	Psi,2
Schnee s	0,50	0,20	0,00
Wind w	0,60	0,20	0,00
Nutzlasten q	0,70	0,50	0,30
Nutzlasten qs	0,80	0,70	0,50

Biegebewehrung Stützen:

Stütze	erf.As [cm²]	min.As [cm²]	|Myd,bem| [kNm]	|Mzd,bem| [kNm]
1	0,00	0,70	0,00	0,00
2	0,38	0,70	-2,00	-0,01

Biegebewehrung Felder:

Feld	erf.As [cm²]	min.As [cm²]	Myd,bem [kNm]	Mzd,bem [kNm]
1	13,33	0,70	45,05	0,13

Querkraftbewehrung: (VRd,c,min wird angesetzt)

Stütze	asw-links [cm²/m]	asw-rechts [cm²/m]	min.asw-li. [cm²/m]	min.asw-re. [cm²/m]	|Vzd,li| [kN]	|Vyd,li| [kN]	|Vzd,re| [kN]	|Vyd,re| [kN]
1	0,00	6,61	0,00	2,00	0,00	0,00	60,73	0,17
2	6,61	0,00	2,00	0,00	60,73	0,17	0,00	0,00

Nachweis Biegeschlankheit EC2-1-1, 7.4.2:

- keine verformungsempfindlichen angrenzenden Bauteile, d.h. f <= l/250
- ab einem Momentenverhältnis |M,Stütze/M,Feld| von >= 0,00 wird eine volle Einspannung angesetzt

Nachweis für z-Richtung:

Feld	K [-]	Rho,0 [%]	erf.Rho [%]	vorh.l/d [-]	zul.l/d [-]
1	1,00	0,50	1,46	14,21	15,35

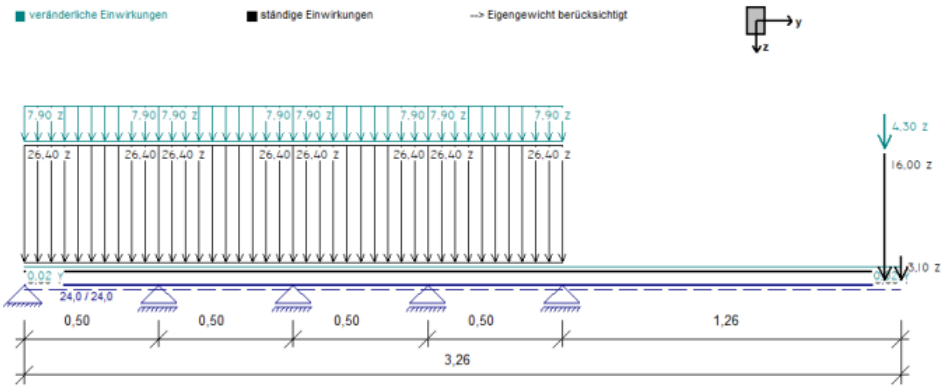
Nachweis für y-Richtung:

Feld	K [-]	Rho,0 [%]	erf.Rho [%]	vorh.l/d [-]	zul.l/d [-]
1	1,00	0,50	1,46	14,21	14,26

--> erf.Rho = Bewehrungsgehalt aus erforderlicher Biegebewehrung (für Zugseite)
--> zul.l/d auch unter Berücksichtigung der gewählten Bewehrung (Faktor = vorh.Rho/erf.Rho)

Des Weiteren erfolgt an dieser Stelle die Bemessung des Ringbalkens als Kragarm mit dem maßgebenden Stützmoment.

Stahlbetonträger-zweiachsig (V.29.1) nach EC2 - NA Deutschland



Systemwerte :

Balken mit by x bz = 24,0 x 24,0 cm
linkes Trägerende gelenkig gelagert
rechtes Trägerende: Kragarm, l = 1,260 m

Feld	Feldlänge [m]
1	0,500
2	0,500
3	0,500
4	0,500

Lager	Lagerart	Lagerlänge [cm]
1	direkt	24,0
2	direkt	24,0
3	direkt	24,0
4	direkt	24,0
5	direkt	24,0

Belastung: (EWA = Einwirkungsart) y = horizontal, z = vertikal

Einwirkungsart 1 = Nutzlasten
Einwirkungsart 2 = Schneelasten (Höhe über NN <= 1000m)
Einwirkungsart 3 = Windlasten
Einwirkungsart 4 = sonstige veränderliche Einwirkungen
Einwirkungsart 5 = Windlasten als Alternativlastfall zu EW 3
Einwirkungsart 6 = Erdbeben

gy über Gesamtlänge = 0,080 kN/m aus ständ. Last
qy über Gesamtlänge = 0,020 kN/m aus EW Nutzlast
Eigengewicht der Konstruktion wird mit 25,0 kN/m³ berücksichtigt
Schnee- u. Windlasten werden nicht feldweise angesetzt, sondern als Vollast!
Nutzlasten aus Kategorie: A,B - Wohn-/Büroräume

Lastarten :

1 = Einzellast z - Richtung 2 = Gleichlast z - Richtung 3 = Einzelmoment um y -Achse 4 = Trapezlast z - Richtung 5 = Teiltrapezlast z - Richtung
6 = Einzellast y - Richtung 7 = Gleichlast y - Richtung 8 = Einzelmoment um z -Achse 9 = Trapezlast y - Richtung 10 = Teiltrapezlast y - Richtung

Nr.	Art	Feld	G links	Q links	G rechts	Q rechts	Abstand [m]	Lastlänge [m]	EWA	Faktor	Bemerkung
1	2	1	26,400	7,900	0,000	0,000	0,000	0,000	1	1,000	
2	2	2	26,400	7,900	0,000	0,000	0,000	0,000	1	1,000	

Belastung: (Kragarmlasten)

Nr.	Art	Kragarm	G links	Q links	G rechts	Q rechts	Abstand [m]	Lastlänge [m]	EWA	Faktor	Bemerkung
1	1	rechts	16,000	4,300	0,000	0,000	1,200	0,000	1	1,000	Pos. 101
2	1	rechts	3,100	0,000	0,000	0,000	1,260	0,000	1	1,000	HSW

Fortsetzung Belastung Felder :

3	2	3	26,400	7,900	0,000	0,000	0,000	0,000	1	1,000	
4	2	4	26,400	7,900	0,000	0,000	0,000	0,000	1	1,000	

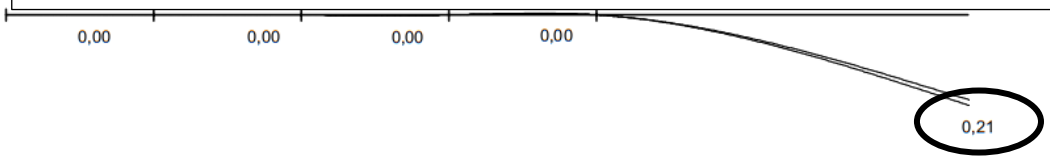
Belastung: (Kragarmlasten)

Nr.	Art	Kragarm	G links	Q links	G rechts	Q rechts	Abstand [m]	Lastlänge [m]	EWA	Faktor	Bemerkung
1	1	rechts	16,000	4,300	0,000	0,000	1,200	0,000	1	1,000	
2	1	rechts	3,100	0,000	0,000	0,000	1,260	0,000	1	1,000	

fz [cm] - quasi-ständige Kombination, Zustand I

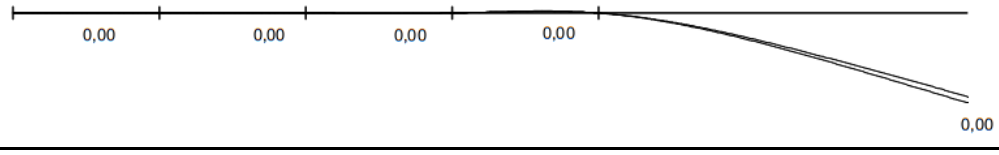
Verformungsnachweis:

f_{max} = 126 cm * 2,5 / 500 = 0,63 cm
gewählte Überhöhung $f_{üb}$ = 1,0 cm
f_{vorh} = 0,21 cm * 3 – 1,0 cm = -0,37 cm ≤ 0,63 cm **Nachweis erbracht**

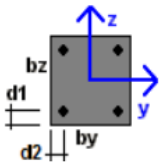


fy [cm] - quasi-ständige Kombination, Zustand I

Keine Verformung aus der Fußpunktverformung von Pos. 101



Stahlbetonträger - zweiachsig (V.29.1) nach EC2 + NA Deutschland:



Beton: C25/30
Betonstahl: B500 (A) - in den Ecken konzentriert
d1 = 5,00 cm (Achsabstand Bewehrung unten/oben)
d2 = 5,00 cm (Achsabstand Bewehrung seitlich)
Betondeckung c,vl (unten/oben) = 3,5 cm
Betondeckung c,vl (seitlich) = 3,5 cm

- ☑ Stützmomente mit Ausrundung gerechnet
- ☑ Mindestbewehrung berücksichtigt
- ☑ Querkraftbemessung erfolgt immer am Auflagerrand
- ☑ zweiachsige Querkraftbemessung erfolgt nach Prof. Mark

Psi - Werte:

Einwirkung	Psi,0	Psi,1	Psi,2
Schnee s	0,50	0,20	0,00
Wind w	0,60	0,20	0,00
Nutzlasten q	0,70	0,50	0,30
Nutzlasten qs	0,80	0,70	0,50

Biegebewehrung Stützen:

Stütze	erf.As [cm²]	min.As [cm²]	|Myd,bem| [kNm]	|Mzd,bem| [kNm]
1	0,00	0,70	0,00	0,00
2	0,00	0,70	0,13	0,00
3	0,40	0,70	2,11	0,01
4	1,53	0,70	7,58	0,02
5	10,37	0,70	36,06	0,10

Biegebewehrung Felder:

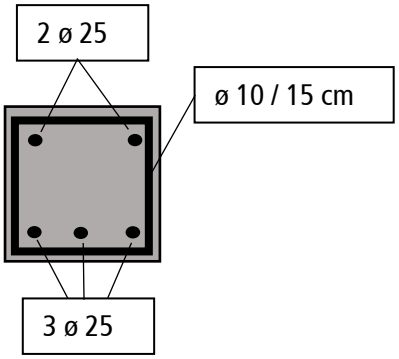
Feld	erf.As [cm²]	min.As [cm²]	Myd,bem [kNm]	Mzd,bem [kNm]
1	0,25	0,70	1,33	0,00
2	0,00	0,70	-0,19	0,00
3	2,11	0,70	9,87	0,03
4	2,05	0,70	9,65	0,03

Querkraftbewehrung: (VRd,c,min wird angesetzt)

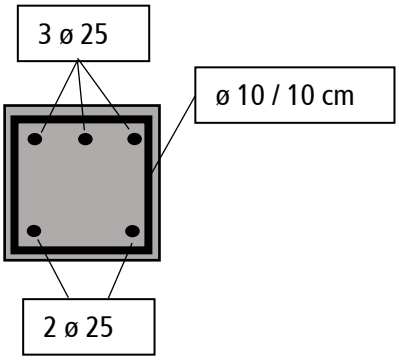
Stütze	asw-links [cm²/m]	asw-rechts [cm²/m]	min.asw-li. [cm²/m]	min.asw-re. [cm²/m]	|Vzd,li| [kN]	|Vyd,li| [kN]	|Vzd,re| [kN]	|Vyd,re| [kN]
1	0,00	0,35	0,00	2,00	0,00	0,00	5,42	0,01
2	0,52	0,14	2,00	2,00	7,98	0,02	2,16	0,01
3	0,87	2,18	2,00	2,00	13,41	0,04	33,52	0,09
4	1,45	12,35	2,00	2,00	22,31	0,06	95,91	0,26
5	14,12	0,00	2,00	0,00	106,73	0,29	0,00	0,00

Bewehrungsvorschlag Feld:

Betondeckung c_{nom} = 2,5 cm



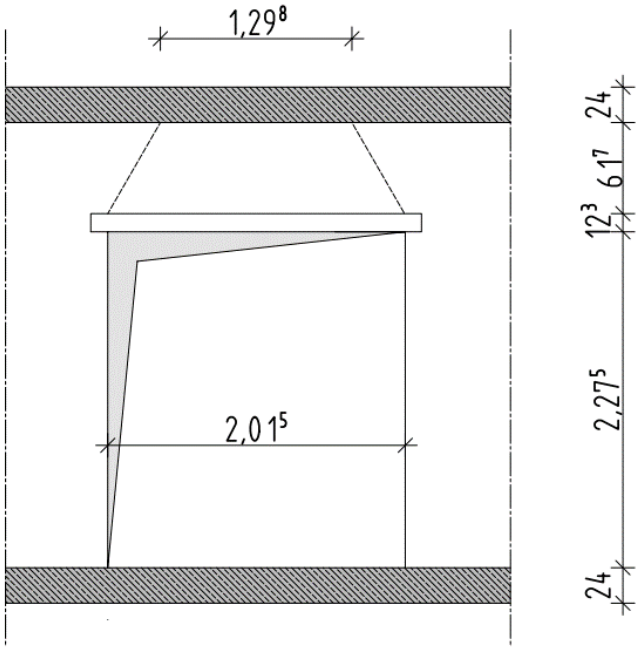
Bewehrungsvorschlag Kragarm:



Pos. 112 Sturz, KS-Flachsturz, 4DF, b = 24 cm, L_A = 17,5 cm

Als Stürze werden 24 cm breite KS-Flachstürze 4DF gewählt, mit einer Auflagertiefe von 17,50 cm gewählt.
Die Bemessung erfolgt auf der Basis einer geprüften Typenstatik.
Maßgebend für die Bemessung ist der KS-Flachsturz in Achse H-6/7 aufgrund der dort maximalen Last.

L_n = 2,01 m



Lastannahmen

Auf den Flachsturz wirkt gemäß der obigen Skizze das Eigengewicht der Wand sowie die Auflagerlasten aus dem Ringbalken.

Aus Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk bzw. Stahlbeton" (s. S. 12)

	g_k	= 6,7 kN/m² * 0,617 m	= 4,14 kN/m
Aus Eigengewicht Ringanker	g_k	= 25 kN/m³ * 0,24 m * 0,24 m	= 1,44 kN/m
Aus Pos. 101 (s. S. 70ff.)	g_k	= (16,0 + 14,0) kN / 1,1 m * 1,298 m / 2,015 m	= 17,58 kN/m
	q_k	= (4,5 + 4,5) kN / 1,1 m* 1,298 m / 2,015 m	= 5,28 kN/m

e_d =1,35 * (4,14 + 1,44 + 17,58) kN/m + 1,5 * 5,28 kN/m = **39,2 kN/m**

r_d = 40,16 kN (siehe Bemessungstabelle folgende Seite)

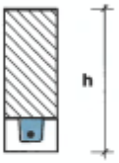
e_d / r_d = **0,98 < 1,0** **Nachweis erfüllt**

Auflagertiefe 17,5 cm mit Übermauerung >61,3 cm und vermörtelten Stoß- und Lagerfugen!

KS-Flachstürze *)

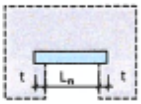
Anlage Nr.: 14 zum Bescheid
Prüf.-Nr.: 04/19 vom 9.04.2019

Antragsteller : Werbegemeinschaft KS-Sturz, Remsfeld
Steinformat : 4 DF (Breite B = 24,0 cm)
Auflagertiefe : 11,5 bzw. 17,5 cm
Bewehrung : 2 ∅ 10 – B500A oder B500B
Druckzone : Übermauerung mit **Vollsteinen** nach DIN EN 771-2:2015-11 in Verb. mit DIN 20000-402:2017-01 ausschließlich mit vermörtelten Stoß- und Lagerfugen !! (auch bei Plansteinmauerwerk)
Mörtel : Normalmörtel (mind. MG IIa) oder Dünnbettmörtel



Als Typenprüfung in statischer Hinsicht geprüft
Hannover, den 9.04.2019
Landeshauptstadt Hannover
Prüfamt für Baustatik
Leiter: Sachbearbeiter:

Druckzone aus Mauerwerk



Bemessungswert der Beanspruchungen $e_d = g_d + q_d$ [kN/m]
(Bemessungsgrößen)

lichte Weite L_n [m]	Sturzhöhe h [cm]									
	23,8		36,3		48,8		61,3		73,8	
	Auflagertiefe t [cm]									
	11,5	17,5	11,5	17,5	11,5	17,5	11,5	17,5	11,5	17,5
0,635	–	30,78	–	100,09	–	113,41	–	113,41	–	113,41
0,760	26,86	24,00	68,99	68,68	68,99	98,25	68,99	98,25	68,99	98,25
0,885	21,49	19,58	58,68	51,59	60,37	86,66	60,37	86,66	60,37	86,66
1,010	17,84	16,48	45,51	40,98	53,66	77,52	53,66	77,52	53,66	77,52
1,135	15,22	14,20	36,93	33,81	48,29	70,05	48,29	70,13	48,29	70,13
1,260	13,24	12,46	30,94	28,67	43,90	56,63	43,90	64,02	43,90	64,02
1,385	11,71	11,09	26,54	24,82	40,25	47,29	40,25	58,89	40,25	58,89
1,510	10,49	9,99	23,19	21,85	37,15	40,44	37,15	54,52	37,15	54,52
1,635	9,49	9,08	20,55	19,48	34,50	35,23	34,50	50,75	34,50	50,75
1,760	8,66	8,32	18,43	17,56	32,20	31,15	32,20	47,48	32,20	47,48
1,885	7,97	7,67	16,70	15,97	29,36	27,87	30,18	44,59	30,18	44,59
2,010	7,37	6,99	15,25	14,63	26,41	25,18	28,41	40,16	28,41	42,04
2,135	6,59	6,25	14,02	13,50	23,97	22,94	26,83	36,06	26,83	39,77
2,260	5,91	5,63	12,97	12,52	21,92	21,05	25,42	32,68	25,42	37,73
2,385	5,34	5,09	12,06	11,67	20,19	19,44	24,15	29,85	24,15	35,88
2,510	4,84	4,63	11,27	10,93	18,69	18,05	23,00	27,45	23,00	34,21
2,635	4,41	4,23	10,57	10,27	17,39	16,83	21,95	25,38	21,95	32,69
2,760	4,04	–	9,96	–	16,26	–	21,00	–	21,00	–

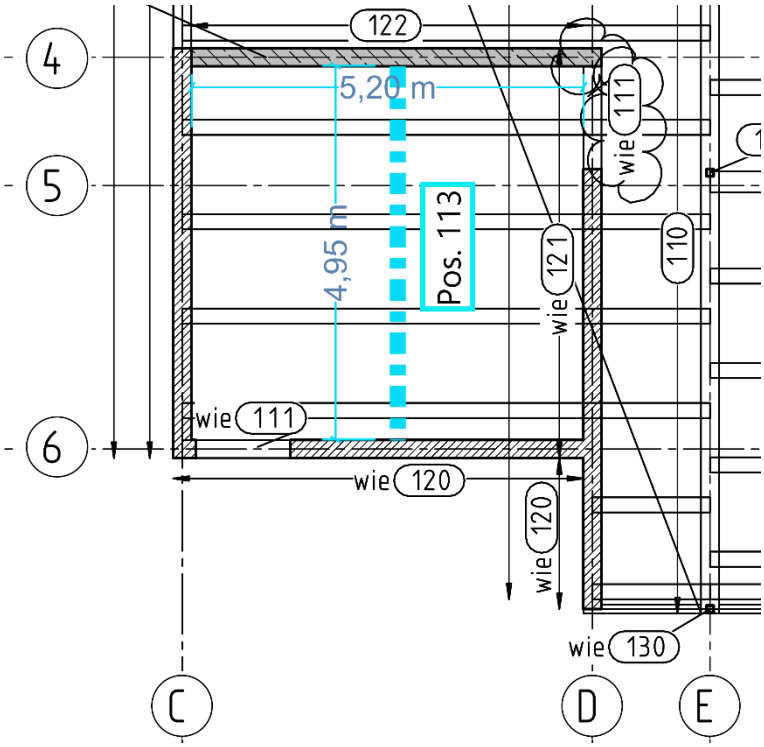
*) nach der "Allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung Nr. Z-17.1-978"

Nächster Sichtvermerk durch das Prüfamt für Baustatik der Landeshauptstadt Hannover ist spätestens am 9.4.2024 erforderlich

Pos. 113 Unterzug, S235 JR, RRO 150x100x6,3mm

Statisches System: Einfeldträger L = 4,95 m

Der Unterzug spannt von Achse 6 in Richtung Achse 4.
Die Oberkante des Unterzugs ist gleich der Oberkante des Ringabalkens +10,345m in Achse 6.
Der Unterzug wird in Achse 6 mit einer Kopfplatte an dem Ringbalken befestigt und in Achse 4 mit einer Kopfplatte an der Stahlbetonwand.



Lastannahmen

Aus Abhangdecke (s. S. 20), Last wird angenommen

g_k = 1,00 kN/m² * 5,20 m / 2 = **2,60 kN/m**

Aus Dekoration in Feldmitte, Last wird angenommen

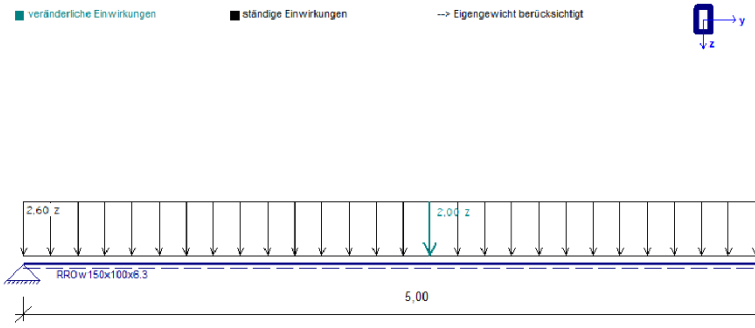
Q_k = **1,00 kN**

Aus Mannlast in Feldmitte

Q_k = **1,00 kN**

Bemessung

Stahlträger - zweiachsig (V.30.1) nach EC3 (NA Deutschland)



Systemwerte :

linkes Trägerende gelenkig gelagert

rechtes Trägerende gelenkig gelagert

Feld	Feldlänge [m]
1	5,000

Belastung: (EWA = Einwirkungsart) y = horizontal, z = vertikal

Einwirkungsart 1 = Nutzlasten
Einwirkungsart 2 = Schneelasten
Einwirkungsart 3 = Windlasten
Einwirkungsart 4 = sonstige veränderliche Einwirkungen
Einwirkungsart 5 = Windlasten als Alternativlastfall zu EW 3
Einwirkungsart 6 = Erdbeben

gz über Gesamtlänge = 2,600 kN/m aus ständ. Last

Eigengewicht der Konstruktion wird mit 78,5 kN/m³ berücksichtigt

Typ der EW-Art Nutzlast: A,B - Wohn-/Büroräume

Schnee- u. Windlasten werden nicht feldweise angesetzt, sondern als Volllast!

Lastarten :

1 = Einzellast z - Richtung 2 = Gleichlast z - Richtung 3 = Einzelmoment um y -Achse 4 = Trapezlast z - Richtung 5 = Teiltrapezlast z - Richtung
6 = Einzellast y - Richtung 7 = Gleichlast y - Richtung 8 = Einzelmoment um z -Achse 9 = Trapezlast y - Richtung 10 = Teiltrapezlast y - Richtung

Nr.	Art	Feld	G links	Q links	G rechts	Q rechts	Abstand [m]	Lastlänge [m]	EWA	Faktor	Bemerkung
1	1	1	0,000	2,000	0,000	0,000	2,500	0,000	1	1,000	

Feldschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten) - je Träger:

Feld	max.Myd [kNm]	min.Myd [kNm]	abs.max.Vzd [kN]
1	15,695	0,000	11,056

Lagerschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten) - je Träger:

Lager	min.Myd [kNm]	max.Myd [kNm]	min.Vzd-li. [kN]	max.Vzd-li. [kN]	min.Vzd-re. [kN]	max.Vzd-re. [kN]
1	0,000	0,000				11,056
2	0,000	0,000	-11,056			

Auflagerkräfte (ohne Teilsicherheitsbeiwerte) - gesamt für alle Träger:

Lager	max.Fz [kN]	min.Fz [kN]	Fz aus g [kN]	Fz aus q [kN]	Fz Volllast [kN]
1	8,08	7,08	7,08	1,00/0,00	8,08
2	8,08	7,08	7,08	1,00/0,00	8,08

Bemessung:

Profil: RROw150x100x6.3

Profilart =	Rechteckrohr
Material =	S 235
fy =	235,00 N/mm²
fu =	360,00 N/mm²
γ M0 =	1,00 [-]
γ M1 =	1,10 [-]
η =	1,20 [-] (EC3-1-5 für Querkraft)
A =	29,48 cm²
Iy =	897,51 cm^4
Iz =	473,88 cm^4
Wyo =	119,67 cm³
Wyu =	119,67 cm³
Wzo =	94,78 cm³
Wzu =	94,78 cm³
A-Vz =	17,69 cm²
A-Vy =	11,79 cm²
N,pl,Rd =	692,74 kN
M,pl,y,Rd =	3446,18 kNcm
M,pl,z,Rd =	2593,00 kNcm
V,pl,z,Rd =	239,97 kN
V,pl,y,Rd =	159,98 kN
QK =	1 (Querschnittsklasse)

☑ Walzprofil
☑ Nachweisverfahren: elastisch - plastisch

Spannungsnachweise: (elastisch - plastisch) --> Interaktion nach 6.2.4 bis 6.2.10

Felder: fyd = 23,500 kN/cm²

Feld Nr.	Stelle	|Myd|/|Mzd| [kNm]	|Vzd|/|Vyd| [kN]	η,pl-My/Mz [-]	η,pl-Vz/Vy [-]	η,pl-Int. [-]
1	links	0,00/0,00	11,06/0,00	0,00/0,00	0,05/0,00	0,05
	rechts	0,00/0,00	11,06/0,00	0,00/0,00	0,05/0,00	0,05
	max.M	15,69/0,00	11,06/0,00	0,46/0,00	0,05/0,00	0,46

Fortsetzung Nachweise Felder:

	max.eta	---	---	---	---	0,46

Nachweis Schubbeulen:

hw/tw = 23,810 <= 72*epsilon/eta --> kein Nachweis für Schubbeulen des Steges gem. EC3-1-5 notwendig!

Nachweis Biegedrillknicken: (je Träger)

☑ Lastangriff an Trägeroberkante
☑ Druckgurt ist an den Lagern gehalten
☑ χ LT wird gemäß (6.58) mit Faktor f erhöht
☑ Beiwerte C1, C2 und C3 zur Ermittlung von Mcr werden vom Programm ermittelt

-> Für das gewählte Profil muss kein Nachweis für Biegedrillknicken geführt werden (Hohlprofil)!

Verformungen - seltene Kombination:

Felder:

Feld Nr.	|max.f,res| [cm]	entspricht
1	1,50	L / 333,58

Brandschutz:

F30 --> Träger mit zugelassenem Brandschutzsystem in F30 verkleiden oder mit zugelassener Brandschutzbeschichtung versehen!

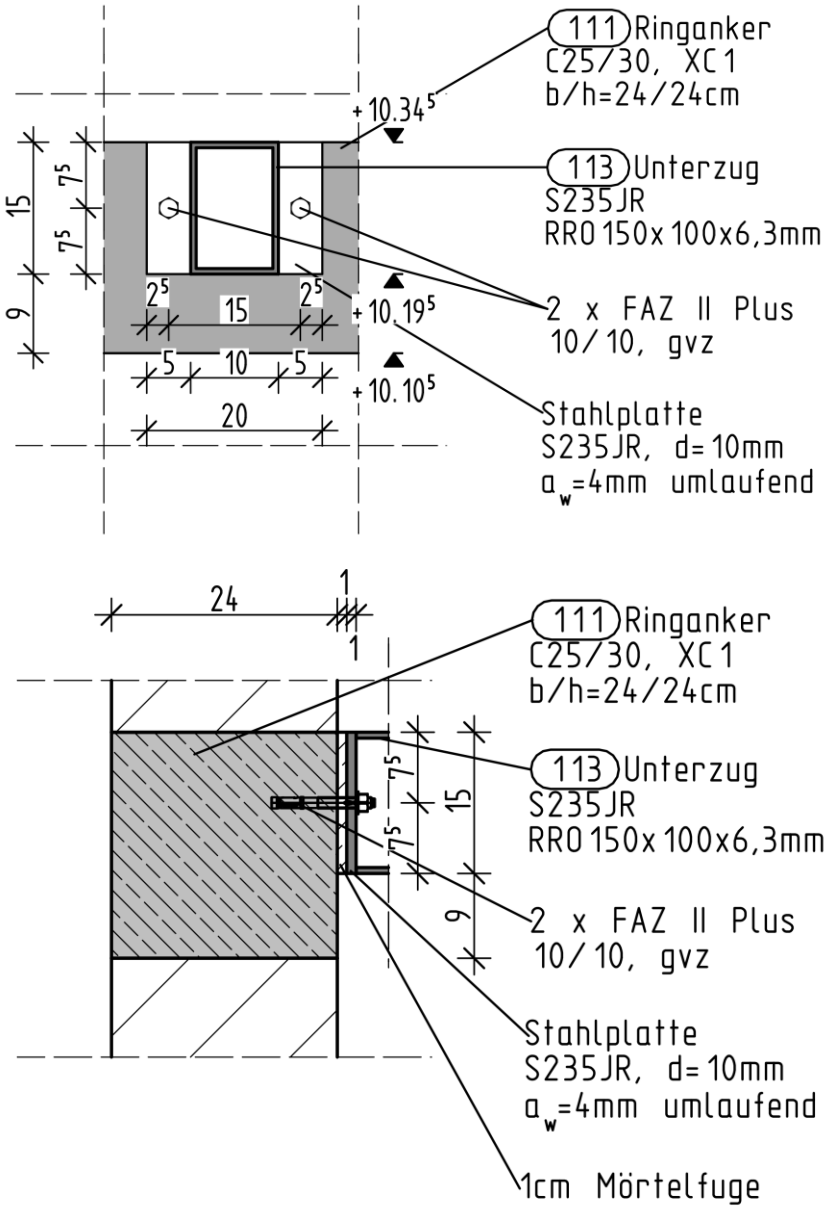
Nachweis des Anschlusses an Stahlbetonwand/ Ringbalken

Lastannahmen:

V_{Ed} = **11,00 kN**

Gewählt: **2 x Fischer FAZ II Plus 10/10, gvz, rechnerische Verankerungstiefe 40 mm mit Ankerplatte S235 JR 200/150/10 mm**

Skizzen:



FiXperience

C-FIX 1.125.0.0
Datenbankversion
2024.9.10.5.24
Datum
03.01.2025

fischer

www.fischer.de

Bemessungsgrundlagen

Anker

Ankersystem	fischer Bolzenanker FAZ II Plus
Anker	Bolzenanker FAZ II Plus 10/10, galvanisch verzinkter Stahl
Rechnerische Verankerungstiefe	40 mm
Bemessungsdaten	Ankerbemessung in Beton nach Europäischer Technischer Bewertung ETA-19/0520, Option 1, Erteilungsdatum 24.05.2023



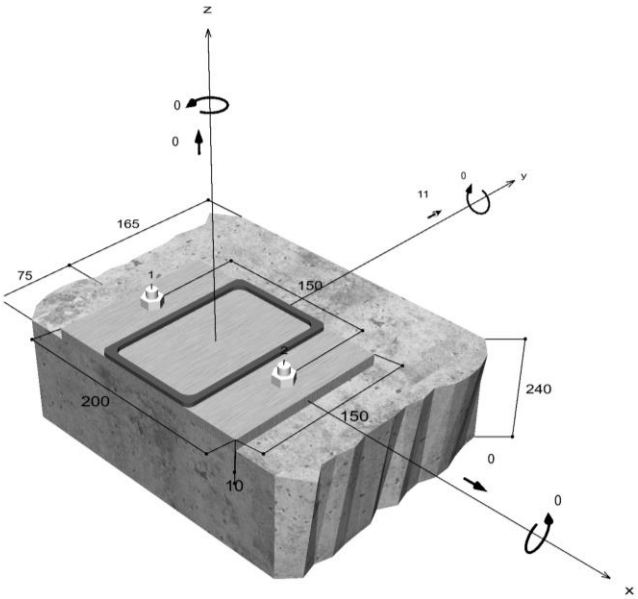
Geometrie / Lasten / Maßeinheiten

mm, kN, kNm

Bemessungswert der Einwirkungen

(inkl. Teilsicherheitsbeiwert Last)

Statische Einwirkung



Nicht maßstabsgetreu

Die Eingabewerte und die Bemessungsergebnisse sind zu kontrollieren und anhand gültiger Normen und Zulassungen auf Plausibilität zu prüfen.
Bitte beachten Sie den Haftungsausschluss in den Lizenzbedingungen der Software.

FiXperience

C-FIX 1.125.0.0
Datenbankversion
2024.9.10.5.24
Datum
03.01.2025

fischer

Eingabedaten

Bemessungsverfahren	EN 1992-4:2018 mechanische Befestigungselemente
Verankerungsgrund	C25/30, EN 206
Betonzustand	Gerissen, Trockenes Bohrloch
Bewehrung	Keine oder normale Bewehrung. Ohne Randbewehrung. Mit Spaltbewehrung
Bohrverfahren	Hammerbohren
Montageart	Durchsteckmontage
Ringspalt	gemäß Benutzereingabe
Belastungsart	Statisch oder quasi-statisch
Ankerplattenposition	Bündig montierte Ankerplatte
Ankerplattenmaße	200 mm x 150 mm x 10 mm
Profiltyp	Rechteckiges Hohlprofil warmgefertigt (150x100x6,3)

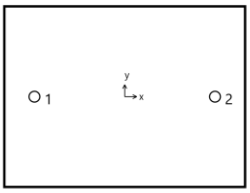
Bemessungslasten *)

#	N_{Ed} kN	$V_{Ed,x}$ kN	$V_{Ed,y}$ kN	$M_{Ed,x}$ kNm	$M_{Ed,y}$ kNm	$M_{T,Ed}$ kNm	Belastungsart
1	0,00	0,00	11,00	0,00	0,00	0,00	Statisch oder quasi-statisch

*) Incl. Teilsicherheitsbeiwert Last

Resultierende Ankerkräfte

Anker-Nr.	Zugkraft kN	Querkraft kN	Querkraft x kN	Querkraft y kN
1	0,00	5,50	0,00	5,50
2	0,00	5,50	0,00	5,50



Max. Betonstauchung :	‰
Max. Betondruckspannung :	N/mm²
Resultierende Zugkraft :	kN , X/Y Position (/)
Resultierende Druckkraft :	kN , X/Y Position (/)

Ausnutzung für kombinierte Zug- und Querbelastung

$$\beta_V = \beta_{V,c1} = 0{,}52 \leq 1$$

Nachweis erfolgreich

Hinweise

Die allgemeinen und technischen Hinweise finden Sie im vollständigen Ausdruck.

Die Eingabewerte und die Bemessungsergebnisse sind zu kontrollieren und anhand gültiger Normen und Zulassungen auf Plausibilität zu prüfen.
Bitte beachten Sie den Haftungsausschluss in den Lizenzbedingungen der Software.

Pos. 120 Außenwand, KS-P SFK 20, RD 2,0, DBM, d=24 cm

Wandhöhe h = 3,00 m
Wandlänge l = 4,50 m

Maßgebend für die Bemessung ist die Wandscheibe 3 in Achse 2/3-C.

Die Anwendungsgrenzen des vereinfachten Verfahrens sind eingehalten:

- Gebäudehöhe $\leq$ 20,0 m über Gelände — h = 13,0 m $\leq$ 20,0 m — **eingehalten**
- Deckenstützweite $l_f \leq$ 6,0 m — Die Deckenstützweite ist mit l_f = 7,0 m > 6,0 m. Jedoch sorgt der durchgehende Ringbalken sorgt für eine zentrische Lasteinleitung, sodass die Bedingung als erfüllt angesehen wird. **eingehalten**
- Nutzlast $\leq$ 5,0 kN/m² — $q_{k,max}$ = 5,0 kN/m² — **eingehalten**
- In Wandhöhenmitte treten nur Biegemomente aus Deckeneinspannung, exzentrischer Deckenauflagerung und Wind auf — **eingehalten**
- Deckenauflagertiefe a $\geq$ 0,5 t — a = 12 cm $\geq$ 0,5 * 24 cm = 12 cm — **eingehalten**
- Überbindemaß $l_{ol} \geq 0{,}4\ h_u \geq$ 45 mm/ bei Elementmauerwerk $l_{ol} \geq 0{,}2\ h_u \geq$ 125 mm — **eingehalten**
- $W_k \leq$ 1,25 kN/m² — w_k = 0,8 kN/m² (s. S. 13ff.) — **eingehalten**
- Zulässige lichte Wandhöhe h = 3,6 m (nach SBT S. 7.13, Auflage 24) — h = 3,0 m < 3,6 m — **eingehalten**

Lastannahmen

Es wird von einem minimalen Sparrenabstand von e = 1,10 m ausgegangen.

Das Eigengewicht wird programmintern berücksichtigt.

Aus Pos. 101 (s. S. 70ff.)	g_k	= 16,0 kN / 1,10 m	= 14,6 kN/m
	q_k	= 4,5 kN / 1,10 m	= 4,1 kN/m

Aus Pos. 1, 2. OG, Wandscheibe 3 (s. S. **Fehler! Textmarke nicht definiert.**)

V_k		= 32,8 kN
M_k	= 32,8 kN * 3,0 m	= 98,4 kNm

N_{Ed} = 1,35 * 14,6 kN/m + 1,5 * 3,9 kN/m = **25,6 kN/m**

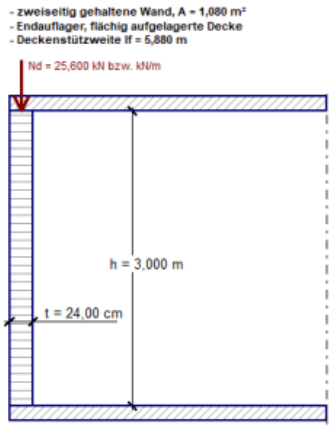
Min N_{Ed} = 0,9 * 0,5 * 14,6 kN/m = **6,5 kN/m**
(Hier werden nur 50% der Dachlast angesetzt, für den Fall keiner PV-Anlage.)

V_{Ed} = 1,5 * 32,8 kN = **50,0 kN**

M_{Ed} = 1,5 * 98,4 kNm = **150,0 kN/m**

Bemessung

Mauerwerk (V.30.2) nach EC6-3 + NA Deutschland



Systemwerte :

Höhe h = 3,000 m
Wanddicke t = 24,0 cm
Wandbreite b = 450,0 cm
Auflagertiefe a = 24,0 cm
Deckenstützweite lf = 5,880 m

zweiseitig gehaltene Wand
Endauflager
flächig aufgelagerte Decke
Decke ist oberste Decke / Dachdecke
Decke ist zweiachsig gespannt mit 0,5 <= l1/l2 <= 2,0

Mauerwerk = SFK 20/DM

KS-Plansteine KS-P mit Dünnbettmörtel

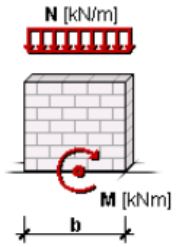
Druckfestigkeit fk = 10,51 MN/m²
Gamma,M = 1,50 [-] für Mauerwerk
Beiwert Zeta = 0,85 [-] für Druckfestigkeit fd
Mauerwerk Gruppe 1 nach EC6-1-1, 3.1.1
Stoßfugen vermörtelt

Belastung : (Längskraft Nd bei b > 1m bezogen auf 1m !)

Vertikallast Nd am Wandkopf = 25,600 kN bzw. kN/m

Eigengewicht der Wand = 18,000 kN/m³
Gesamtlast NEd am Wandfuß = 43,096 kN bzw. kN/m
Moment MEd (z.B. aus Windscheibe) = 150,000 kNm
min.Nd am Wandkopf = 6,500 kN bzw. kN/m
(am Wandfuss min.Nd,u = 87,570 kN zur Ermittlung von e)
qEwd = 0,800 kN/m² (Wind quer auf Wand für Nachweis nach 4.2.1.2 (2))

Längsschubkraft VEd = 50,000 kN (für Nachweis Scheibenschub)
Wand mit Schubbelastung aus Wind



Nachweise :

Nachweis für Längsdruckkraft (EC6-3, 4.2.2):

fd = 5,95 N/mm² (Bemessungswert Druckfestigkeit)
hef = 2,700 m
rho2 = 0,900 (Faktor für Knicklänge nach NCI zu 4.2.2.4)
phi1 = 0,40 (bei Endauflagern)
phi2 = 0,71 (Berücksichtigung Knicken)
phi3 = 0,24 (Berücksichtigung EC6-1-1, NCI zu 6.2, NA.11)
phi = 0,24 -> min(phi1; phi2; phi3)

NEd = 43,096 kN/m <= NRd = 341,068 kN/m

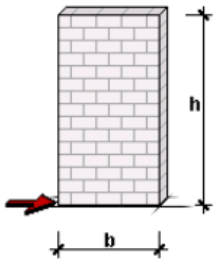
Nachweis für erforderliche Dicke t nach 4.2.1.2 (2):

c1 = 0,120 / c2 = 0,017
erf.t = 18,4 cm <= vorh.t = 24,0 cm

Nachweis für Exzentrizität aus MEd bzw. MEk:

MEk = 0,667 x MEd
min.NEk = 1,000 x min.NEd
Exzentrizität e = MEk/min.NEk = 1,143 m <= b/3
Exzentrizität e = MEd / min.NEd1,713 m
lc = 1,611 m
Sigma,D = 0,226 N/mm²
Randdehnung epsilon,R = 0,000077 <= 0,00010

Scheibenschub



VEd wird vom Programm am Wandfuss angesetzt und nicht automatisch mit der Wandhöhe multipliziert und zu MEd addiert!

Schubnachweis für Scheibenschub nach EC6-1-1, 6.2:

Beiwert c = 1,000
lc,lin = 1,611 m
lcal = 2,148 m
fvk0 = 0,220 N/mm²
fbt,cal = 0,650 N/mm²
fvlt1 = 0,311 N/mm² (Reibungsversagen)
fvlt2 = 0,340 N/mm² (Steinzugversagen)
fvk = 0,311 N/mm²
fvd = 0,207 N/mm²

VEd = 50,000 kN <= VRdlt = 106,731 kN

Pos. 121 Innenwand, KS-P SFK 20, RD 2,0, DBM, d=24 cm

Wandhöhe h = 3,00 m
Wandlänge l = 3,15 m Für die Aussteifungsbemessung wurde lediglich eine Länge von 2,55 m in Ansatz gebracht. Die tatsächliche Länge der Wand im 2.OG und 1.OG beträgt aber 3,15 m.
Die Pos. 318 (s. S. 265)erfährt hierdurch keine zusätzliche Beanspruchung.

Maßgebend für die Bemessung ist die Wandscheibe 9 in Achse 6/7-H.

Die Anwendungsgrenzen des vereinfachten Verfahrens sind eingehalten:

- Gebäudehöhe $\leq$ 20,0 m über Gelände — h = 13,0 m $\leq$ 20,0 m — **eingehalten**
- Deckenstützweite $l_f \leq$ 6,0 m — Zwischenauflager → Berücksichtigung der Durchlaufwirkung l_f = 0,8 * 7,0 m = 5,6 m — **eingehalten**
- Nutzlast $\leq$ 5,0 kN/m² — $q_{k,max}$ = 5,0 kN/m² — **eingehalten**
- In Wandhöhenmitte treten nur Biegemomente aus Deckeneinspannung, exzentrischer Deckenauflagerung und Wind auf — **eingehalten**
- Deckenauflagertiefe a $\geq$ 0,5 t — a = 12 cm $\geq$ 0,5 * 24 cm = 12 cm — **eingehalten**
- Überbindemaß $l_{ol} \geq 0{,}4\ h_u \geq$ 45 mm/ bei Elementmauerwerk $l_{ol} \geq 0{,}2\ h_u \geq$ 125 mm — **eingehalten**

Lastannahmen

Es wird von einem minimalen Sparrenabstand von e = 1,10 m ausgegangen.

Aus Pos. 101 (s. S. 70ff.)	g_k	= (16,0 + 14,0) kN / 1,10 m	= 27,3 kN/m
	$q_{k.}$	= (4,3 + 4,3) kN / 1,10 m	= 7,9 kN/m

Aus Pos. 1, 2. OG, Wandscheibe 9 (s. S. **Fehler! Textmarke nicht definiert.**)

V_k		= 16,8 kN
M_k	= 16,8 kN * 3,0 m	= 50,4 kNm

N_{Ed} = 1,35 * 27,3 kN/m + 1,5 * 7,9 kN/m = **48,8 kN/m**

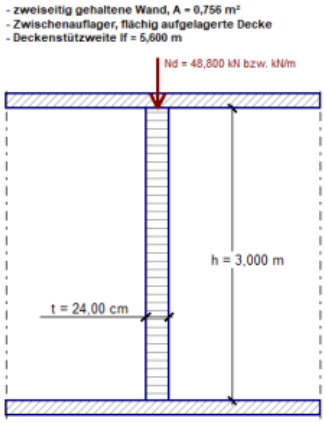
Min N_{Ed} = 0,9 * 0,5 * 27,3 kN/m = **12,3 kN/m**
(Hier werden nur 50% der Dachlast angesetzt, für den Fall keiner PV-Anlage.)

V_{Ed} = 1,5 * 16,8 kN = **26,0 kN**

M_{Ed} = 1,5 * 50,4 kNm = **80,0 kN/m**

Bemessung

Mauerwerk (V.30.2) nach EC6-3 + NA Deutschland



Systemwerte :

Höhe h = 3,000 m
Wanddicke t = 24,0 cm
Wandbreite b = 315,0 cm
Deckenstützweite lf = 5,600 m

zweiseitig gehaltene Wand
Zwischenauflager
flächig aufgelagerte Decke
Decke ist oberste Decke / Dachdecke
Decke ist zweiachsig gespannt mit 0,5 <= l1/l2 <= 2,0

Mauerwerk = SFK 20/DM

KS-Plansteine KS-P mit Dünnbettmörtel

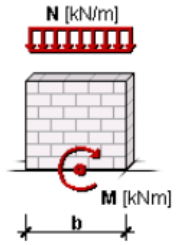
Druckfestigkeit fk = 10,51 MN/m²
Gamma,M = 1,50 [-] für Mauerwerk
Beiwert Zeta = 0,85 [-] für Druckfestigkeit fd
Mauerwerk Gruppe 1 nach EC6-1-1, 3.1.1
Stoßfugen vermörtelt

Belastung : (Längskraft Nd bei b > 1m bezogen auf 1m !)

Vertikallast Nd am Wandkopf = 48,800 kN bzw. kN/m

Eigengewicht der Wand = 18,000 kN/m³
Gesamtlast NEd am Wandfuß = 66,296 kN bzw. kN/m
Moment MEd (z.B. aus Windscheibe) = 80,000 kNm
min.Nd am Wandkopf = 12,300 kN bzw. kN/m
(am Wandfuss min.Nd,u = 79,569 kN zur Ermittlung von e)

Längsschubkraft VEd = 26,000 kN (für Nachweis Scheibenschub)
Wand mit Schubbelastung aus Wind



Nachweise :

Nachweis für Längsdruckkraft (EC6-3, 4.2.2):

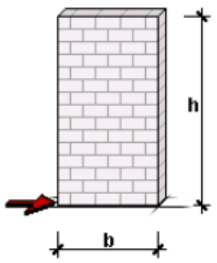
fd = 5,95 N/mm² (Bemessungswert Druckfestigkeit)
hef = 2,700 m
rho2 = 0,900 (Faktor für Knicklänge nach NCI zu 4.2.2.4)
phi1 = 1,00 (bei Endauflagern)
phi2 = 0,71 (Berücksichtigung Knicken)
phi3 = 0,36 (Berücksichtigung EC6-1-1, NCI zu 6.2, NA.11)
phi = 0,36 -> min(phi1; phi2; phi3)

NEd = 66,296 kN/m <= NRd = 516,723 kN/m

Nachweis für Exzentrizität aus MEd bzw. MEk:

MEk = 0,667 x MEd
min.NEk = 1,000 x min.NEd
Exzentrizität e = MEk/min.NEk = 0,671 m <= b/3
Exzentrizität e = MEd / min.NEd1,005 m
lc = 1,709 m
Sigma,D = 0,194 N/mm²
Randdehnung epsilon,R = 0,000031 <= 0,00010

Scheibenschub



VEd wird vom Programm am Wandfuss angesetzt und nicht automatisch mit der Wandhöhe multipliziert und zu MEd addiert!

Schubnachweis für Scheibenschub nach EC6-1-1, 6.2:

Beiwert c = 1,000
lc,lin = 1,709 m
lcal = 2,278 m
fvk0 = 0,220 N/mm²
fbt,cal = 0,650 N/mm²
fvlt1 = 0,298 N/mm² (Reibungsversagen)
fvlt2 = 0,333 N/mm² (Steinzugversagen)
fvk = 0,298 N/mm²
fvd = 0,198 N/mm²

VEd = 26,000 kN <= VRdIt = 108,461 kN

Pos. 122 Innenwand, C25/30, XC1, d=24 cm

Maßgebend für die Bemessung ist die Wandscheibe 1 in Achse C-D/4.

Wandhöhe h = 3,30 m

Lastannahmen

Aus Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk bzw. Stahlbeton" (s. S. 12)

g_k = 6,7 kN/m² * 3,30 m = **22,2 kN/m**

Aus Aussteifung Pos. 1, 2. OG, Wandscheibe 1/2 (s. S. **Fehler! Textmarke nicht definiert.**f.)

w_k = Z_d / γ / 1,0 m = 87,7 kN / 1,5 / 1,0 m = **59,0 kN/m**

Bemessung

N_{Ed} = 1,35 * 22,2 kN/m + 1,5 * 59,0 kN/m = 120,0 kN/m

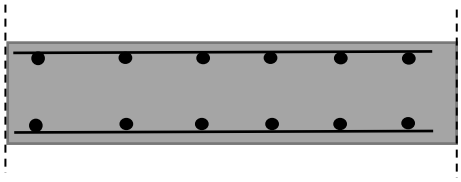
N_{Rd} = 0,3 * f_{cd} * A_c = 0,3 * 14,2 * 1000 kN/m² * 0,24 m * 1,0 m = 1022,4 kN > 120,0 kN

→Mindestbewehrung maßgebend

Bewehrungsvorschlag

- Lotrechte Bewehrung:
  min A_s = 0,0015 * A_c = 0,0015 * 24 cm * 100 cm = 3,6 cm²/m
  je Seite: $a_{s,min}$ = 1,80 cm²/m
  →gewählt: **Ø8/25**
- Horizontale Bewehrung:
  min $A_{s,w}$ = 0,5 * $A_{s,lotrecht}$ = 0,5 * 3,6 cm²/m = 1,8 cm²/m
  je Seite: $a_{s,min}$ = 0,9 cm²/m
  →gewählt: **Ø8/30**

Die Wände sind mit **2 ∅ 14 mm** als Zugverankerung gesichert. Siehe Windlastverteilung 2.OG.



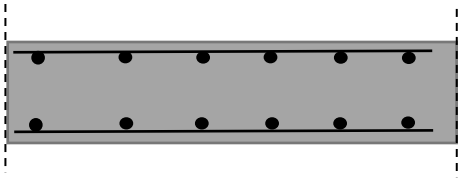
Horizontal	**∅ 8 / 30**	**je Seite**
Vertikal	**∅ 8 / 25**	**je Seite**

Pos. 123 Aufzugswand, C25/30, XC1, d=24 cm

Analog zu Pos. 323 (s. S. 279)

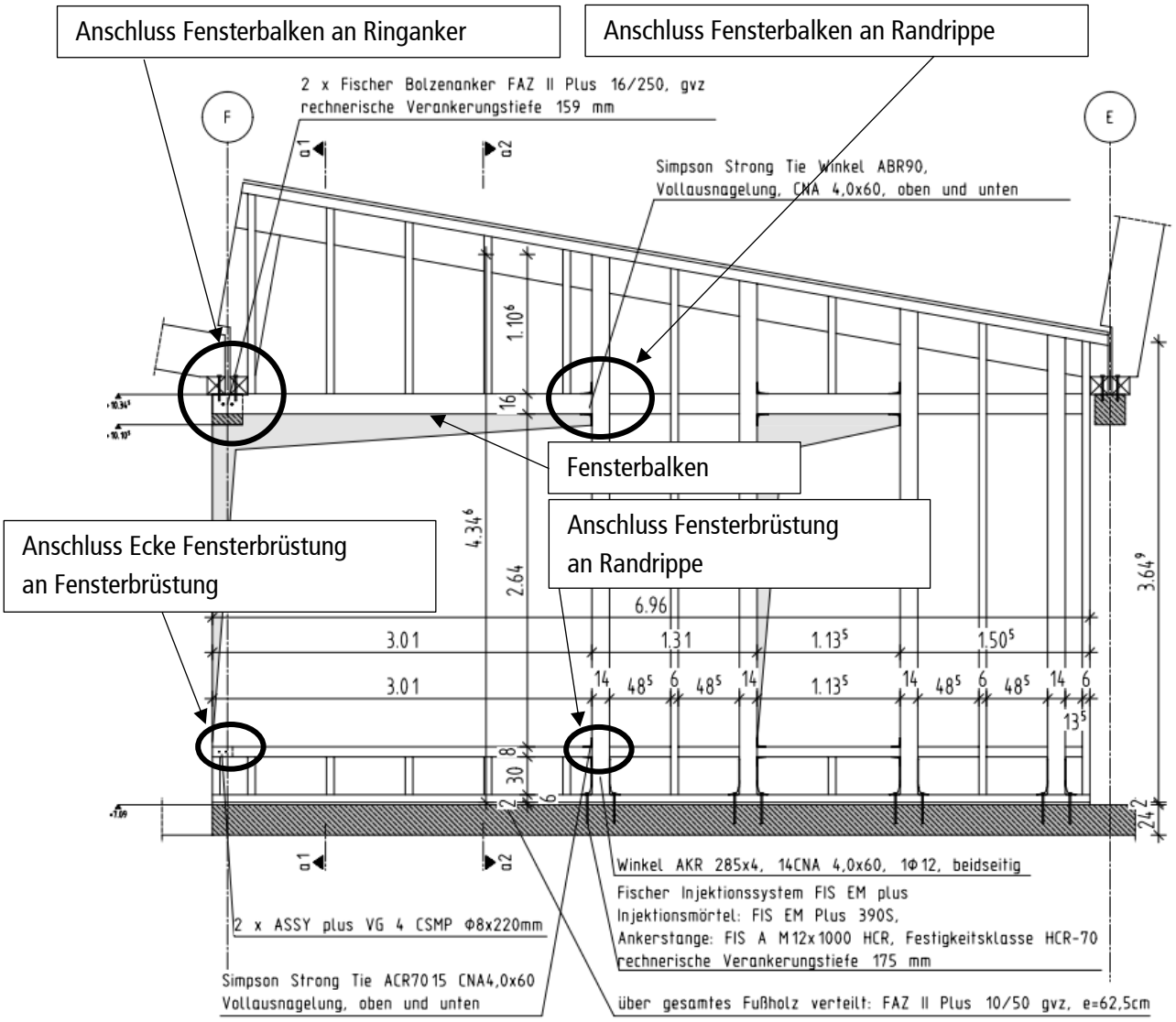
Bewehrungsvorschlag

Betondeckung c_{nom} = 2,5 cm



Horizontal	**∅ 8 / 30**	**je Seite**
Vertikal	**∅ 8 / 25**	**je Seite**

Pos. 124 Holzständerwand, C24, verschiedene Querschnitte



Die Holzständerwand setzt sich aus folgenden Querschnitten zusammen:

Kopfrippe	b/h	= 16/ 8 cm
Fußrippe	b/h	= 16/6 cm
Randrippe	b/h	= 14/16 cm
Innenrippe	b/h	= 6/16 cm
Beplankungsstoß	b/h	= 16/16 cm

Für die Holzständerwand werden Einzelnachweise geführt. Darüber hinaus ist eine konstruktive Ausbildung vorgesehen.

Die Querschnittsnachweise und erforderlichen Verbindungsmittel der Aussteifungsberechnung (s. S. 141ff.) sind zu beachten.

Nachweis des Balkens über dem Fenster als Einfeldträger

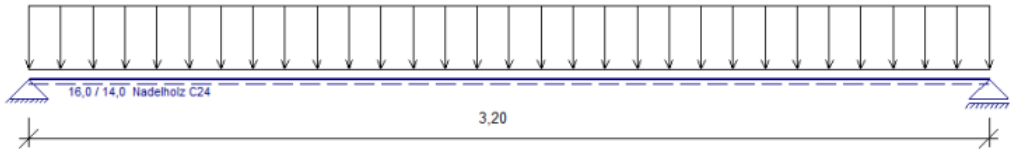
Maßgebend ist der Balken über dem Eckfenster. Der Anschlüsse der Endpunkte werden weiter unten nachgewiesen

L = 3,20 m

Aus Lastannahme Holzständerwand (s. S. 11) g_k = 1,2 kN/m² * 1,7 m = **2,1 kN/m**

Holzträger (V.30.1) nach EC5 - NA Deutschland





Systemwerte :

linkes Trägerende gelenkig gelagert

rechtes Trägerende gelenkig gelagert

Feld	Feldlänge [m]
1	3,200

Lager	Lagerlänge [cm]	Lagerbreite [cm]	kc90 [-]
1	12,0	10,0	1,00
2	12,0	10,0	1,00

Belastung: (EWA = Einwirkungsart) y = horizontal, z = vertikal

Einwirkungsart 1 = Nutzlasten
Einwirkungsart 2 = Schneelasten (Höhe über NN <= 1000m)
Einwirkungsart 3 = Windlasten
Einwirkungsart 4 = sonstige veränderliche Einwirkungen
Einwirkungsart 5 = Windlasten als Alternativlastfall zu EW 3
Einwirkungsart 6 = Erdbeben

gz über Gesamtlänge = 2,100 kN/m aus ständ. Last
Eigengewicht der Konstruktion wird mit 5,00 kN/m³ berücksichtigt
Schnee- u. Windlasten werden nicht feldweise angesetzt, sondern als Vollast!
KLED für Nutzlasten = mittel, aus Kategorie: A,B - Wohn-/Büroräume

Feldschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten) - je Träger:

Feld	max.Myd [kNm]	min.Myd [kNm]	abs.max.Vzd [kN]
1	3,822	0,000	4,778

Lagerschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten) - je Träger:

Lager	min.Myd [kNm]	max.Myd [kNm]	min.Vzd-li. [kN]	max.Vzd-li. [kN]	min.Vzd-re. [kN]	max.Vzd-re. [kN]
1	0,000	0,000				4,778
2	0,000	0,000	-4,778			

Auflagerkräfte (ohne Teilsicherheitsbeiwerte) - gesamt für alle Träger:

Lager	max.Fz [kN]	min.Fz [kN]	Fz aus g [kN]	Fz aus q [kN]	Fz Vollast [kN]
1	3,54	3,54	3,54	0,00/0,00	3,54
2	3,54	3,54	3,54	0,00/0,00	3,54

Lastweiterleitung für Pos. 111

Bemessung nach EC5:

gew.: b / h = 1 x 16,0 / 14,0 cm

A = 224,0 cm²
Wy = 522,7 cm³ / Wz = 597,3 cm³
Iy = 3658,7 cm4 / Iz = 4778,7 cm4

Nadelholz C24
E0,mean = 11000,000 N/mm²
G,mean = 690,000 N/mm²
fm,k = 24,00 N/mm²
fc,0,k = 21,00 N/mm²
fc,90,k = 2,50 N/mm²
fv,k = 4,00 N/mm²
γM = 1,300 [-]

Bemessungsparameter:
- ☑ Nutzungsklasse NKL = 1
- ☑ fm,d wird für Vollholz mit h<150 mm erhöht 3.2(3)
- ☑ zul.w,inst = l/300
- ☑ zul.w,fin = l/200
- ☑ zul.w,net,fin = l/250
- ☑ Werte für zul.Durchbiegungen w werden bei Kragarmen verdoppelt!
- ☑ bei Kragarmen werden nur positive Durchbiegungen erfasst
- ☑ Schubnachweis wird bei x = h geführt (bzw. x = b in y-Richtung)
- ☑ Schubnachweis wird bei Lagern mit Lagerbreiten lb = 0 an der Lagerlinie geführt!
- ☑ Querkraftanteile auflagernaher Einzellasten werden beim Schubnachweis abgezogen
- ☑ kcR wird bei NH in Bereichen, welche min. 1,50 m vom Hirnholzende entfernt sind, nicht erhöht
- ☑ Querkraftinteraktion bei zweiachsiger Querkraft mit quadrat. Anteilen nach Norm
- ☑ beim Nachweis der Auflagerpressung wird der Überstand mit max. 30 mm berücksichtigt
- ☑ Biegedrillknick-Nachweis wird nicht geführt! (BDK durch entsprechende Halterung verhindert)

Psi - Werte:

Einwirkung	Psi,0	Psi,1	Psi,2
Schnee s	0,50	0,20	0,00
Wind w	0,60	0,20	0,00
Nutzlasten q	0,70	0,50	0,30
Nutzlasten qs	0,80	0,70	0,50

Nachweise:

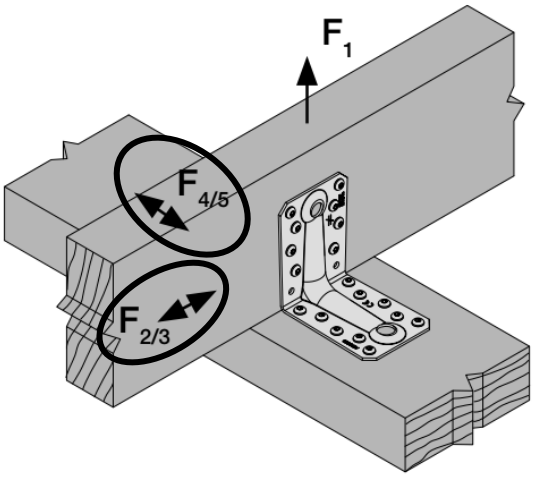
Biegung: eta = 0,65 < 1,00 |max.Sigma,m,y,d| = 7,31 N/mm²
Schub: eta = 0,31 < 1,00 |max.Tau,z,d| = 0,56 N/mm²
Durchbiegung: max.eta = 0,93 < 1,00
Auflagerpressung: max.eta = 0,27 < 1,00 (Lager 1)

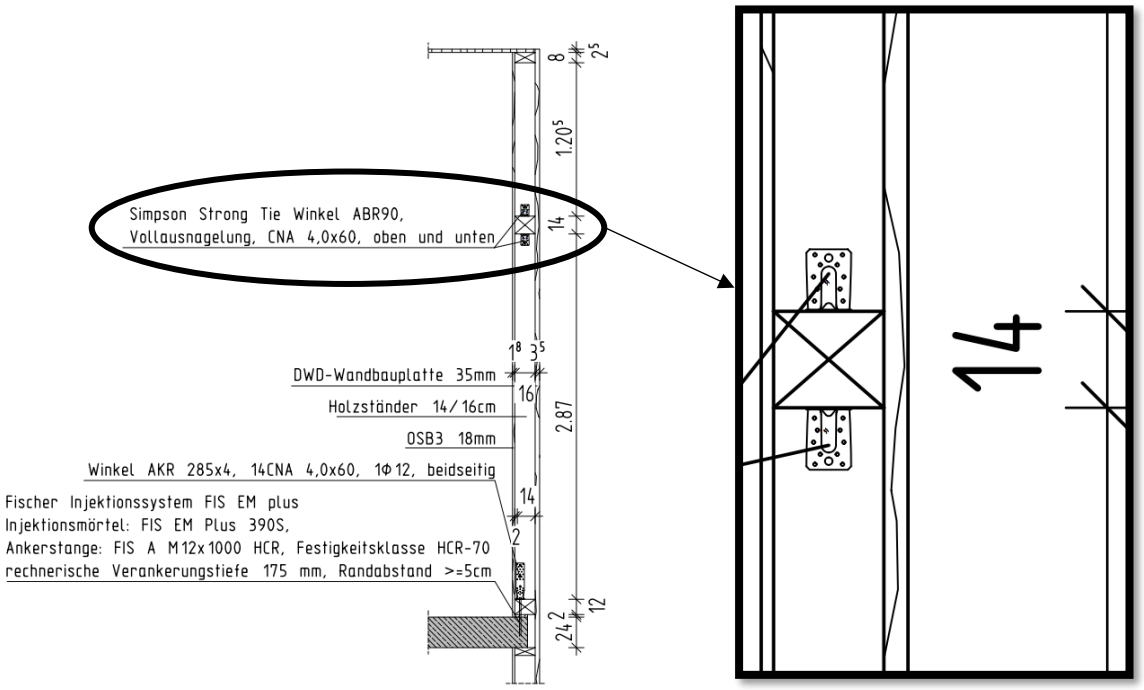
k,mod = 0,60 [-] (Biegung)
k,mod = 0,60 [-] (Querkraft)
k,mod = 0,60 [-] (Auflagernachweis)
kcR = 0,50 [-] (Querkraft)
|Myd| = 3,822 kNm (LFK = 1,35*g)
|Vzd| = 4,205 kN an Lager 1, rechts bei x = 0,192 m (LFK = 1,35*g)
ext.w,z,inst Feld = 0,75 cm
ext.w,z,fin Feld = 1,20 cm
ext.w,z,net,fin Feld = 1,20 cm (quasi-ständig, zweiachsig)
kdef = 0,600

Nachweis des Anschlusses Fensterbalken an Randrippe

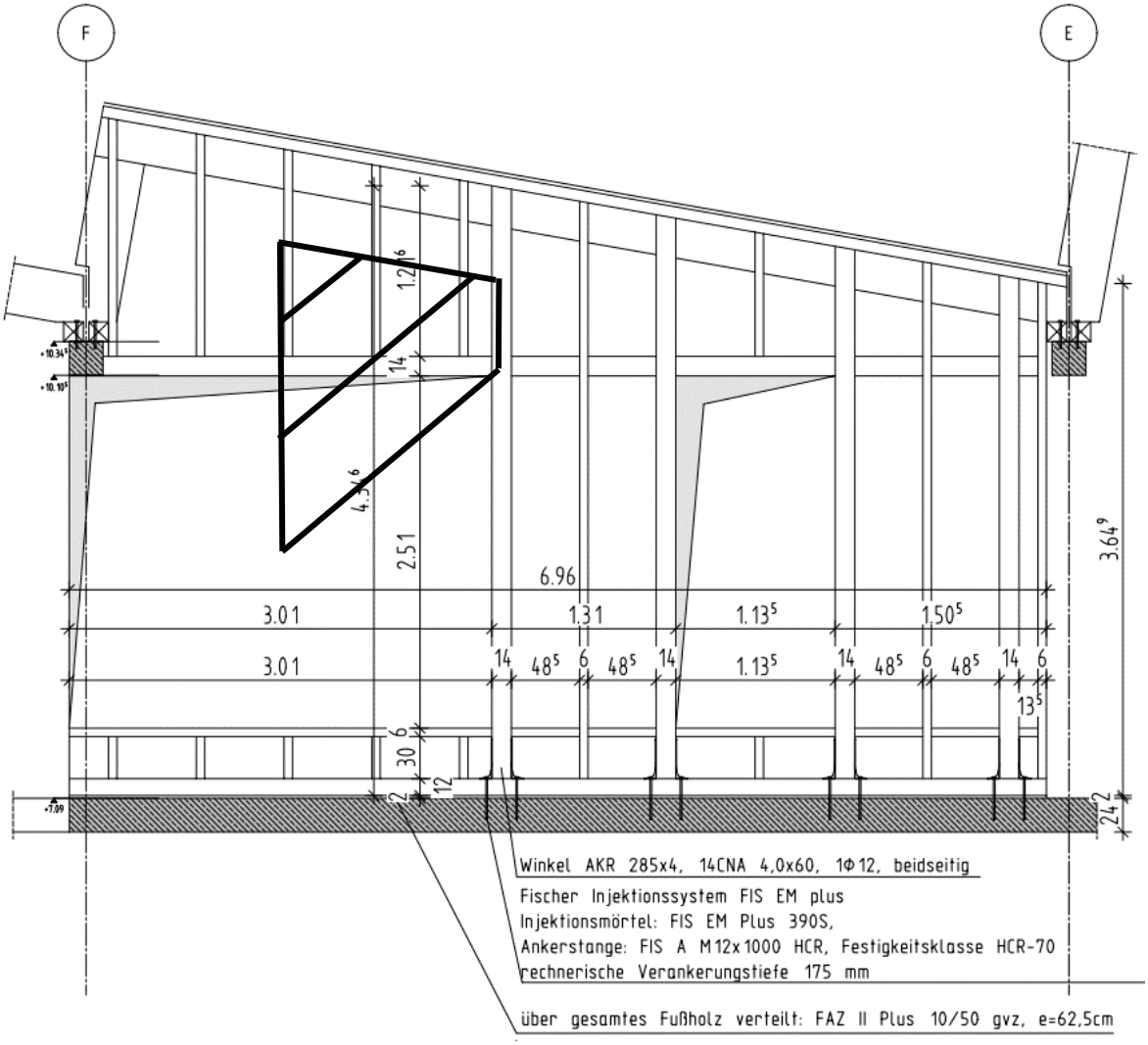
Zur Auflagerung des Fensterbalken an der Randrippe ist dieser von oben und unten mit einem Winkel an die Rippe anzuschließen:

Simpson Strong Tie ABR90, Vollausnagelung, CNA 4,0*60





In der folgenden Skizze ist die Lasteinzugsfläche markiert, die für den Windsog angesetzt wird:



$F_{4/5,d} = V_{Ed}$ = **4,8 kN**

$F_{2/3,d} = W_d = \gamma\, c_{pe,1} * w_k * A = 1,5 * 1,4 * 0,8\ kN/m^2 * (3,2\ m / 2 * (1,7\ m + 2,51\ m / 2) / 2) =$ **4,0 kN**

$R_{4/5,d} = 10,4\ kN / 0,9^{0,75} * 0,9 / 1,3$ = **7,79 kN**

$R_{3,d} = 11,8\ kN * 0,9 / 1,3$ = **8,16 kN**

$[(F_{2/3,d} / R_{2/3,d})^2 + (F_{4/5,d} / R_{4/5,d})^2]^{0,5} = [(4,0\ kN / 8,16\ kN)^2 + (4,8\ kN / 7,79\ kN)^2]^{0,5} =$ **0,79 < 1,0**

Nachweis erbracht

Simpson-Bemessungstabellen siehe unten.

Charakteristische Werte der Tragfähigkeit

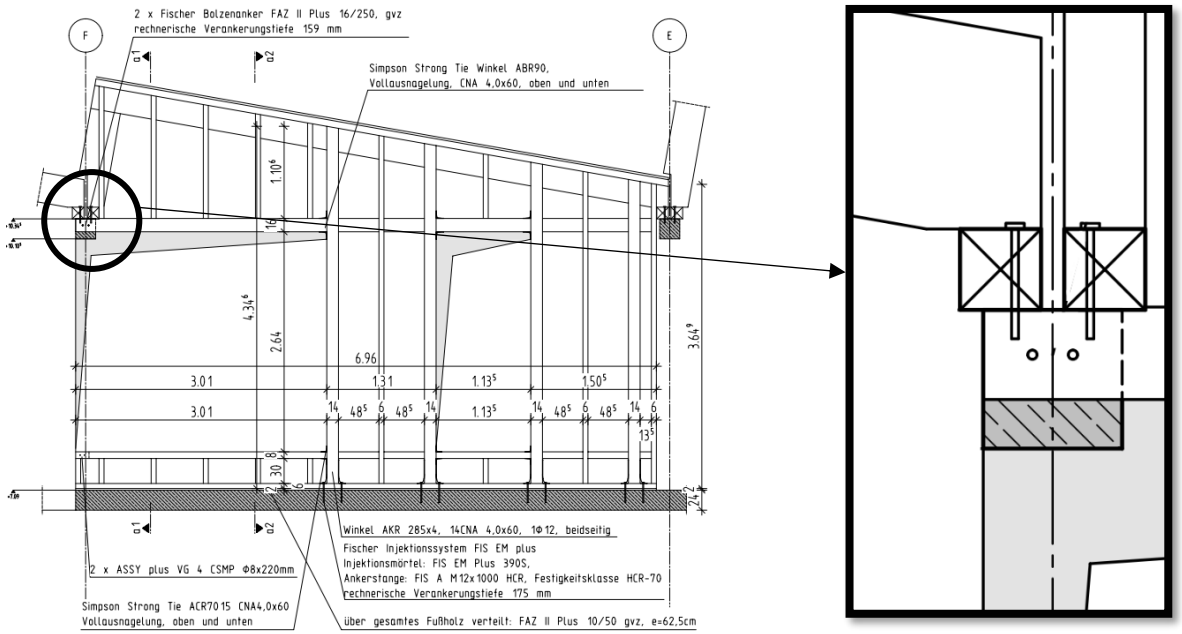
Tabelle 3

Art. Nr.	Verbindungsmittel	Charakteristische Werte der Tragfähigkeit [kN] 2 Winkel – Anschluss zwei sich kreuzende Hölzer					
		Teilausnagelung			Vollausnagelung		
		$R_{1,k}$	$R_{2/3,k}$	$R_{4/5,k}$ [1)]	$R_{1,k}$	$R_{2/3,k}$	$R_{4/5,k}$ [1)]
ABR90	CNA4,0x40	5,3	5,7	$6,9 / k_{mod}^{0,5}$	7,9	9,2	$9,0 / k_{mod}^{0,85}$
	CNA4,0x60	8,8	7,3	$9,6 / k_{mod}^{0,75}$	13,3	11,8	$10,4 / k_{mod}^{0,75}$
ABR9015	CSA5,0x40	–	–	–	13,2	10,5	$5,7 / k_{mod}^{0,5}$
	CNA4,0x60	–	–	–	6,6	9,6	–
ABR9020	CNA4,0x40	5,9	6,5	$5,5 / k_{mod}^{0,5}$	10,8	10,3	$5,4 / k_{mod}^{0,75}$
	CNA4,0x60	9,8	8,1	$6,5 / k_{mod}^{0,65}$	14,9	13,0	$6,5 / k_{mod}^{0,65}$
ACR9020	CNA4,0x60	–	–	–	13,3	11,9	$9,0 / k_{mod}^{0,4}$

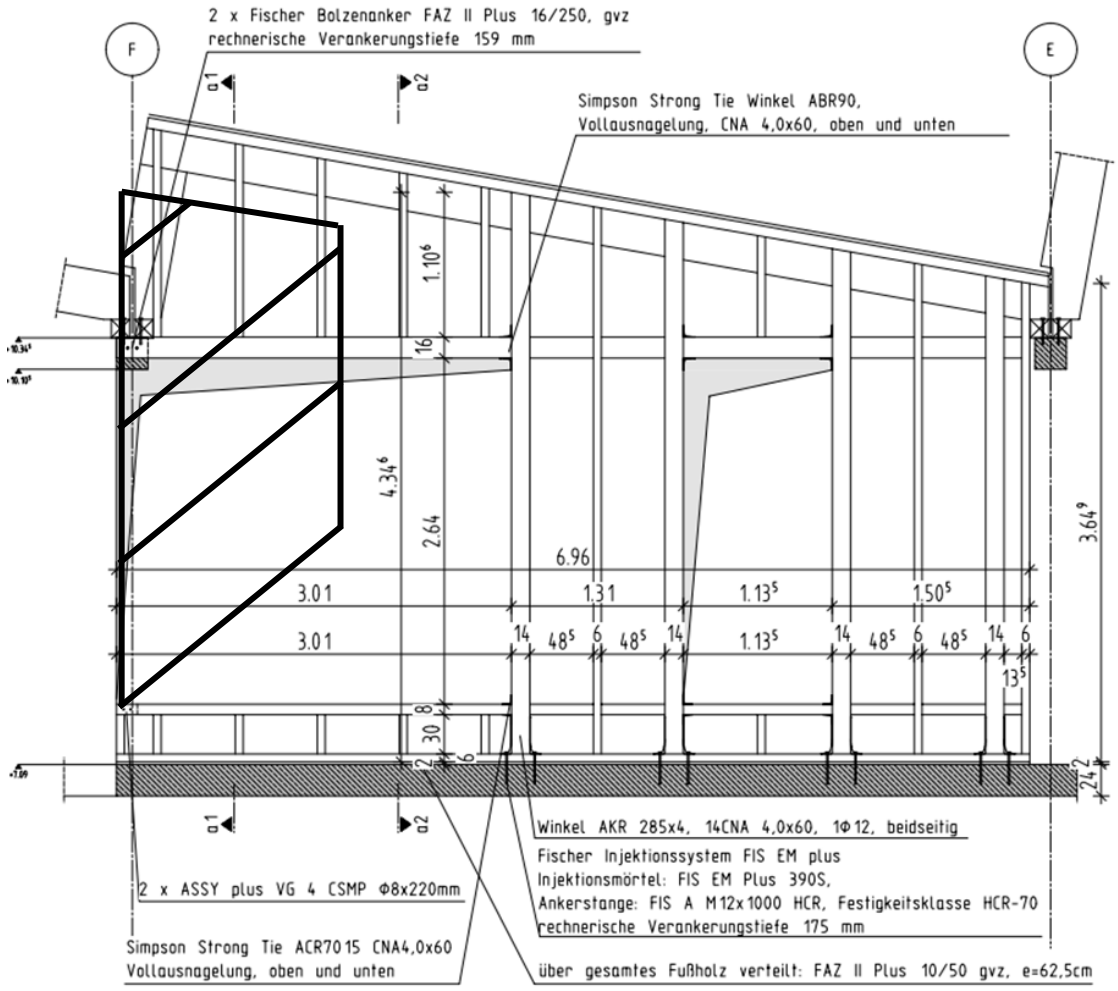
[1)] b = 80 und e = 120

Nachweis des Anschlusses Fensterbalken an Ringanker

Der Fensterbalken verläuft vor dem Ringbalken und wird in der Stirnseite des Ringbalkens mit Ankern befestigt.



In der folgenden Skizze ist die Lasteinzugsfläche markiert, die für den Windsog angesetzt wird:



Lastannahmen:

$F_{lat,Ed} = V_{Ed}$ = **4,8 kN**

$F_{ax,Ed} = W_d = \gamma\, c_{pe,1} * w_k * A = 1{,}5 * 1{,}4 * 0{,}8\ kN/m^2 * (3{,}2\ m / 2 * (1{,}7\ m + 2{,}51\ m + 2{,}51\ m / 2) / 2)$

= **7,4 kN**

Gewählt: **2 x Fischer Bolzenanker FAZ II Plus 16/250, gvz, rechnerische Verankerungstiefe 159 mm**

FiXperience

C-FIX 1.124.0.0
Datenbankversion
2024.7.10.16.23
Datum
02.10.2024

fischer

www.fischer.de

Bemessungsgrundlagen

Anker

Ankersystem	fischer Bolzenanker FAZ II Plus
Anker	Bolzenanker FAZ II Plus 16/250, galvanisch verzinkter Stahl
Rechnerische Verankerungstiefe	159 mm
Bemessungsdaten	Ankerbemessung in Beton nach Europäischer Technischer Bewertung ETA-19/0520, Option 1, Erteilungsdatum 24.05.2023



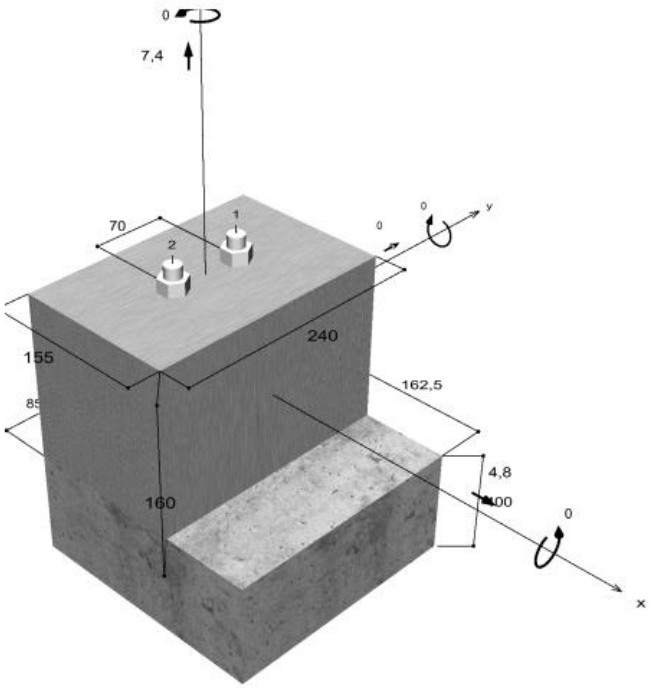
Geometrie / Lasten / Maßeinheiten

mm, kN, kNm

Bemessungswert der Einwirkungen

(inkl. Teilsicherheitsbeiwert Last)

Statische Einwirkung



Nicht maßstabsgetreu

Die Eingabewerte und die Bemessungsergebnisse sind zu kontrollieren und anhand gültiger Normen und Zulassungen auf Plausibilität zu prüfen.
Bitte beachten Sie den Haftungsausschluss in den Lizenzbedingungen der Software.

FiXperience

C-FIX 1.124.0.0
Datenbankversion
2024.7.10.16.23
Datum
02.10.2024

fischer

Eingabedaten

Bemessungsverfahren	EN 1992-4:2018 mechanische Befestigungselemente
Verankerungsgrund	C20/25, EN 206
Betonzustand	Gerissen, Trockenes Bohrloch
Bewehrung	Keine oder normale Bewehrung. Ohne Randbewehrung. Mit Spaltbewehrung
Bohrverfahren	Hammerbohren
Montageart	Durchsteckmontage
Ringspalt	gemäß Benutzereingabe
Belastungsart	Statisch oder quasi-statisch
Ankerplattenposition	Bündig montierte Ankerplatte
Ankerplattenmaße	155 mm x 240 mm x 160 mm
Profiltyp	Kein Profil

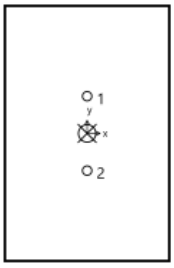
Bemessungslasten *)

#	N_{Ed} kN	$V_{Ed,x}$ kN	$V_{Ed,y}$ kN	$M_{Ed,x}$ kNm	$M_{Ed,y}$ kNm	$M_{T,Ed}$ kNm	Belastungsart
1	7,40	4,80	0,00	0,00	0,00	0,00	Statisch oder quasi-statisch

*) Ind. Teilsicherheitsbeiwert Last

Resultierende Ankerkräfte

Anker-Nr.	Zugkraft kN	Querkraft kN	Querkraft x kN	Querkraft y kN
1	3,70	2,40	2,40	0,00
2	3,70	2,40	2,40	0,00



Max. Betonstauchung :	0,00 ‰
Max. Betondruckspannung :	0,0 N/mm²
Resultierende Zugkraft :	7,40 kN , X/Y Position (0 / 0)
Resultierende Druckkraft :	0,00 kN , X/Y Position (0 / 0)

Ausnutzung für kombinierte Zug- und Querbelastung

Ausnutzung Stahl

$$\beta_{N,s} = \beta_{N,s;1} = 0{,}07 \leq 1$$
$$\beta_{V,s} = \beta_{Vs;1} = 0{,}04 \leq 1$$
$$\beta_N^2 + \beta_V^2 = \beta_{N,s;1}^2 + \beta_{Vs;1}^2 = 0{,}01 \leq 1 \qquad \text{Gl. (7.55)}$$

Ausnutzung Beton

$$\beta_{N,c} = \beta_{N,c;1} = 0{,}62 \leq 1$$
$$\beta_{V,c} = \beta_{V,c;1} = 0{,}64 \leq 1$$
$$\beta_N^{1,5} + \beta_V^{1,5} = \beta_{N,c;1}^{1,5} + \beta_{V,c;1}^{1,5} = 1{,}00 \leq 1 \qquad \text{Gl. (7.56)}$$

Nachweis erfolgreich

Die Eingabewerte und die Bemessungsergebnisse sind zu kontrollieren und anhand gültiger Normen und Zulassungen auf Plausibilität zu prüfen.
Bitte beachten Sie den Haftungsausschluss in den Lizenzbedingungen der Software.

FiXperience

C-FIX 1.124.0.0
Datenbankversion
2024.7.10.16.23
Datum
02.10.2024

fischer

Technische Hinweise

Bei der Bemessung wurde vorausgesetzt, dass die Ankerplatte (falls vorhanden) unter den einwirkenden Schnittkräften eben bleibt. Deshalb muss sie ausreichend steif sein. Die in C-Fix enthaltene Ankerplattenbemessung basiert auf einem Spannungsnachweis, erlaubt aber keine direkte Aussage über die Plattensteifigkeit.
Die Lastweiterleitung im Beton ist für den Grenzzustand der Tragfähigkeit sowie den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nachzuweisen. Hierfür sind die erforderlichen Nachweise für das Bauteil incl. den Ankerlasten zu führen. Die weitergehenden Bestimmungen des Bemessungsverfahrens hierfür sind zu beachten.
Die Nachweise gelten nur für die Kaltbemessung.

Allgemeine Hinweise

Sämtliche in den Programmen enthaltenen Informationen und Daten beziehen sich ausschließlich auf die Verwendung von fischer-Produkten und basieren auf den Grundsätzen, Formeln und Sicherheitsbestimmungen gem. den technischen Anweisungen und Bedienungs-, Setz und Montageanleitungen usw. von fischer, die vom Anwender genau eingehalten werden müssen.
Die Anzahl, der Hersteller, die Art und die Geometrie
der Befestigungselemente dürfen nicht geändert werden wenn dies nicht vom verantwortlichen Tragwerksplaner nachgewiesen und gestattet ist.
Sämtliche enthaltenen Werte sind Durchschnittswerte; daher sind vor Anwendung des jeweiligen fischer-Produkts stets einsatzspezifische Tests durchzuführen. Die Ergebnisse der mittels der Software durchgeführten Berechnungen beruhen maßgeblich auf den von Ihnen einzugebenden Daten. Sie tragen daher die alleinige Verantwortung für die Fehlerfreiheit, Vollständigkeit und Relevanz der von Ihnen einzugebenden Daten. Sie sind weiterhin alleine dafür verantwortlich, die erhaltenen Ergebnisse der Berechnung vor der Verwendung für Ihre spezifische(n) Anlage(n) durch einen Fachmann überprüfen und freigeben zu lassen, insbesondere hinsichtlich der Konformität mit geltenden Normen und Zulassungen. Das Bemessungsprogramm dient lediglich als Hilfsmittel zur Auslegung von Normen und Zulassungen ohne jegliche Gewährleistung auf Fehlerfreiheit, Richtigkeit und Relevanz der Ergebnisse oder Eignung für eine bestimmte Anwendung. Sie haben alle erforderlichen und zumutbaren Maßnahmen zu ergreifen, um Schäden durch das Bemessungsprogramm zu verhindern oder zu begrenzen. Insbesondere müssen Sie für die regelmäßige Sicherung von Programmen und Daten sorgen sowie regelmäßig ggf. von fischer angebotene Updates des Bemessungsprogramms durchführen. Sofern Sie nicht die automatische Update-Funktion der Software nutzen, müssen Sie durch manuelle Updates über die fischer Internetseite sicherstellen, dass Sie jeweils die aktuelle und somit gültige Version des Bemessungsprogramms verwenden. Soweit Sie diese Verpflichtung schuldhaft verletzen, haftet fischer nicht für daraus entstehende Folgen, insbesondere nicht für die Wiederbeschaffung verlorener oder beschädigter Daten oder Programme.

FiXperience

C-FIX 1.124.0.0
Datenbankversion
2024.7.10.16.23
Datum
02.10.2024

fischer

Angaben zur Montage

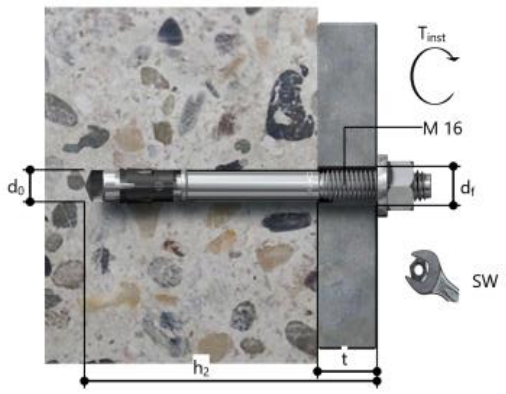
Anker

Ankersystem	**fischer Bolzenanker FAZ II Plus**	
Anker	Bolzenanker FAZ II Plus 16/250, galvanisch verzinkter Stahl	Art.-Nr. 564600
Zubehör	Handausbläser Groß ABG	Art.-Nr. 567792
	Quattric II 16/400/450	Art.-Nr. 549954



Montagedetails

Gewindegröße	M 16
Bohrlochdurchmesser	d_0 = 16 mm
Bohrlochtiefe	h_2 = 358 mm
Rechnerische Verankerungstiefe	h_{ef} = 159 mm
Einbautiefe	h_{nom} = 177 mm
Bohrverfahren	Hammerbohren
Bohrlochreinigung	Bohrloch mit Handausbläser ausblasen. Die Montageanleitung sollte beachtet werden, wenn die Installation ohne Bohrlochreinigung erfolgt.
Montageart	Durchsteckmontage
Ringspalt	gemäß Benutzereingabe
Montagedrehmoment	T_{inst} = 110,0 Nm
Schlüsselweite SW	24 mm
Ankerplattendicke	t = 160 mm
Gesamte Befestigungsdicke	t_{fix} = 160 mm
Tfix,max	$t_{fix,\,max}$ = 176 mm

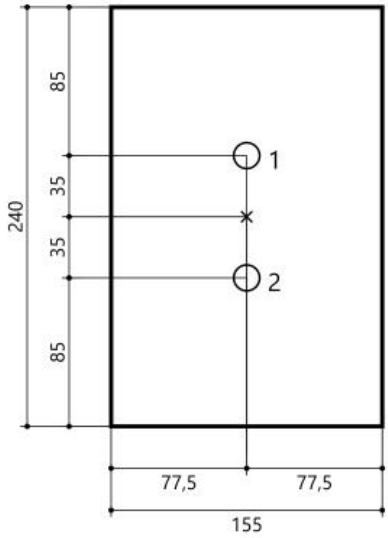


Ankerplattendetails

Material der Ankerplatte	Nicht verfügbar
Ankerplattendicke	t = 160 mm
Durchgangsloch im Anbauteil	d_f=18 mm

Anbauteil

Profiltyp	Kein Profil



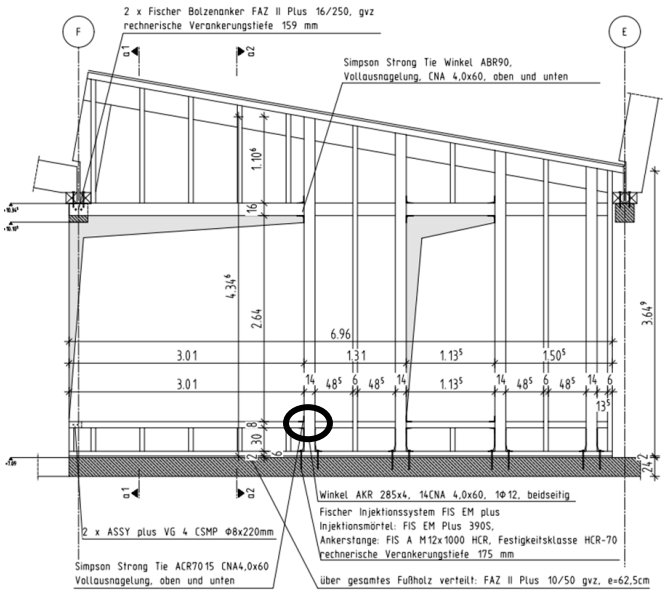
Ankerkoordinaten

Anker-Nr.	x mm	y mm
1	0	35
2	0	-35

Die Eingabewerte und die Bemessungsergebnisse sind zu kontrollieren und anhand gültiger Normen und Zulassungen auf Plausibilität zu prüfen.
Bitte beachten Sie den Haftungsausschluss in den Lizenzbedingungen der Software.

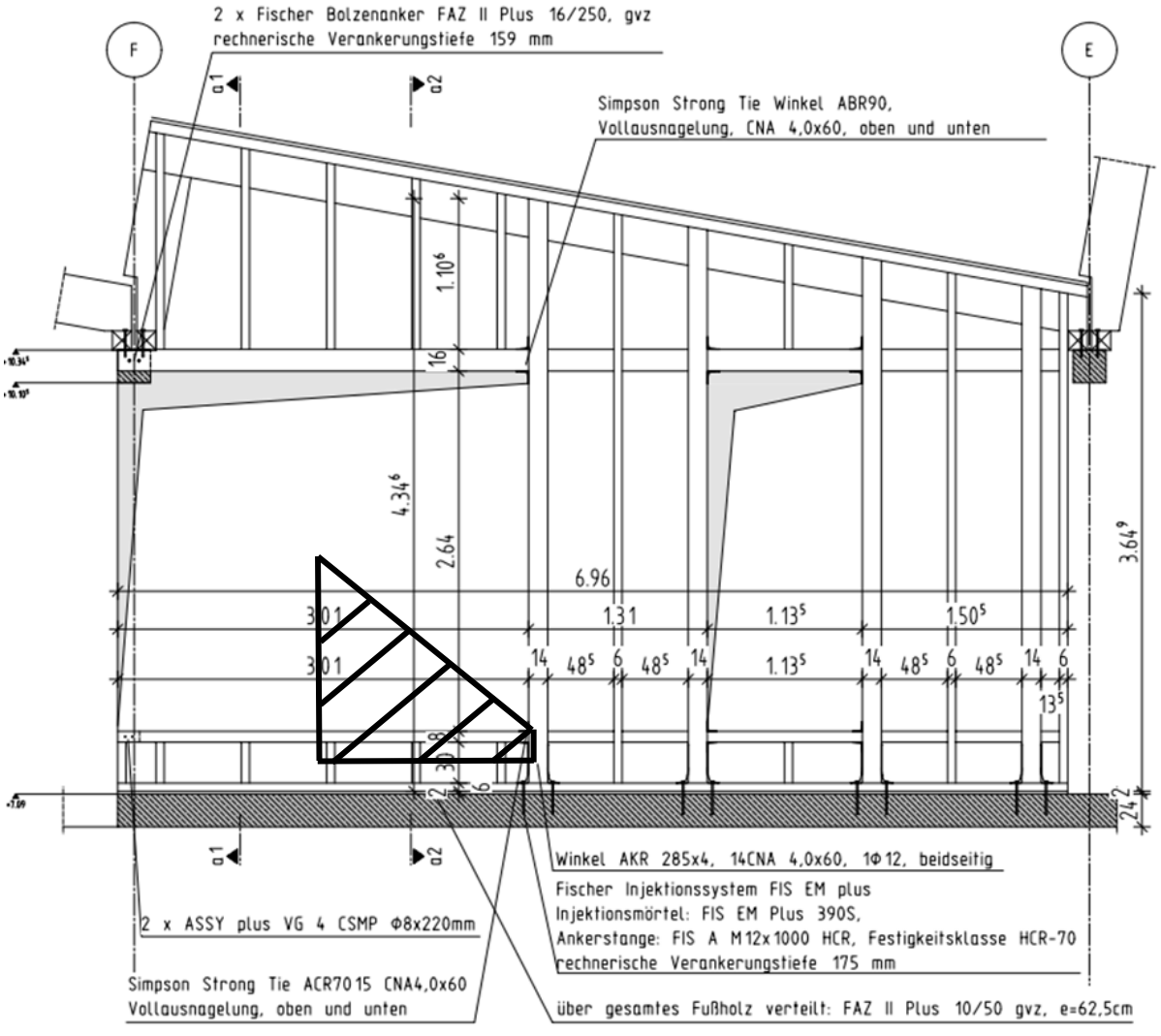
Nachweis des Anschlusses Fensterbrüstung an Randrippe

Die Fensterbrüstung wird über Winkel von oben und unten an der Randrippe befestigt.



Lastannahmen:

In der folgenden Skizze ist die Lasteinzugsfläche markiert, die für den Windsog angesetzt wird:



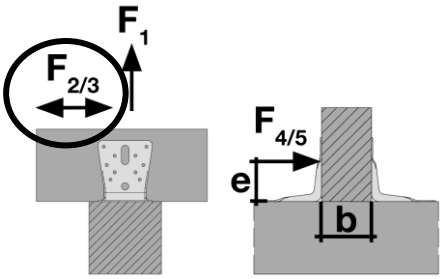
Neben dem Wind wirkt eine Holmlast von 1,00 kN/m.

$F_{2/3,Ed} = W_d + H_d =$ $\gamma * (c_{pe,1} * w_k * A + \varphi_0 * h_k * L)$

$= 1{,}5 * (1{,}4 * 0{,}8\ kN/m^2 * (0{,}5 * 3{,}20\ m / 2 * 2{,}51\ m / 2 + 3{,}20\ m / 2 * 0{,}40\ m / 2)$

$+ 0{,}7 * 1{,}00\ kN/m * 3{,}20\ m / 2)$ = **4,00 kN**

Gewählt: **Simpson Strong-Tie ACR7015 CNA4,0x60 Vollausnagelung, beidseitig**



$$\frac{F_{2/3,Ed}}{R_{2/3,d}} \leq 1{,}0$$

mit $R_{2/3,d}$ = 0,9 / 1,3 * 7,30 kN = 5,00 kN (siehe nachfolgende Bemessungstabelle)

4,00 kN / 5,00 kN = **0,80 ≤ 1,0** **Nachweis erbracht**

Artikel	Tragfähigkeiten - Balken an Balken - Vollausnagelung				
	Verbindungsmittel		Charakteristische Tragfähigkeit C24 - 2 Winkelverbinder je Anschluss [kN]		
	Schenkel A	Schenkel B	$R_{1,k}$	$R_{2,k} = R_{3,k}$	$R_{4,k} = R_{5,k}$
	Anzahl	Anzahl	CNA4.0x60	CNA4.0x60	CNA4.0x60
ACR7015	4	6	8.9	7.3	min (((3.54xb) + 200 / kmod^0.6) / e ; 13.2)
ACR9020	8	10	13.3	11.9	min (((8xb) + 343 / kmod) / e-10.7 ; 14.5/kmod^0.15)
ACR10520	10	14	17.9	20.3	min (((15.6xb) / kmod^0.6 + (556/kmod)) / e-10.7 ; 21.2/kmod^0.15)

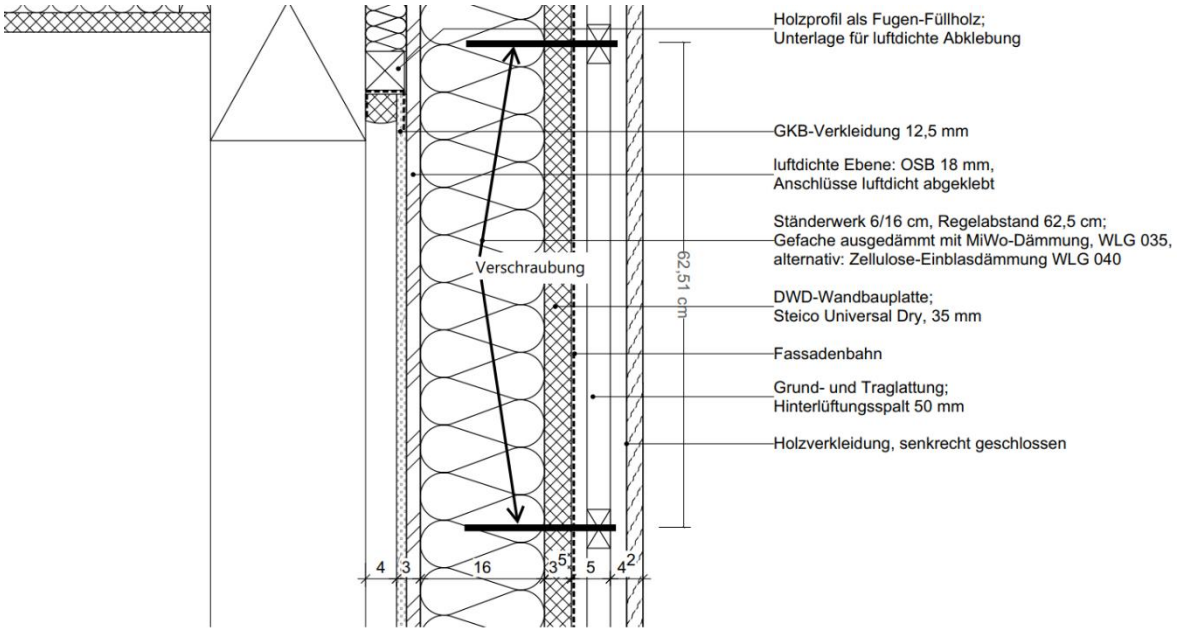
Nachweis des Sogbefestigung der Traglattung an den Rand- und Innenrippen der Holzständerwand

In der Fassade ist eine Hinterlüftung von 5 cm vorhanden. Diese setzt sich zusammen aus einer

vertikalen Grundlattung, d = 2 cm

horizontalen Traglattung d = 3 cm, Abstand 625 cm

Für die Sogverankerung wird die horizontale Traglattung mit den Holzrahmenprofilen (min. 16/6 cm, e = 62,5 cm) verschraubt. Für die Bemessung wird die Dicke der horizontalen Traglattung um die vorhandenen Zwischenschichten vergrößert.



Aus Lastannahme Wind (s. S. 13ff.)

W_d = γ $c_{pe,1}$ * w_k * A= 1,5 * 1,4 * 0,8 kN/m² * (0,625 m * 0,625 m) = **1,5 kN**

Gewählt: **2 x Assy plus 4CSMP ø5x80/38 mm, Teilgewinde/ Senkkopf**

Würth-Ausgaben siehe folgende Seiten.

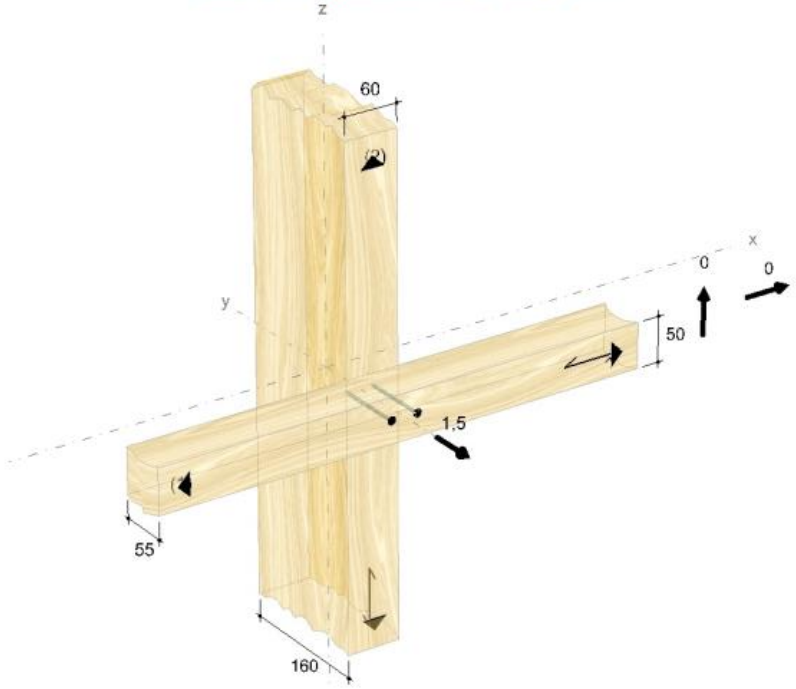
WÜRTH

Bauprojektname: 15. Juli 2024
Bauherr: Elisa
Adresse Bauprojekt:

Eingabedaten

Gewähltes Verbindungsmittel	**2 x ASSY® plus 4 CSMP Ø5 x 80/38 mm**
	Teilgewinde | Senkkopf
Artikelnummer	verzinkt, blau 0178 115 80 (VE 200 Stück)
Bewertung	ETA-11/0190 gültig ab 23.07.2018
System	Queranschluss
Bauteil 1	horizontal
	Nadelholz / Vollholz | Fichte, Kiefer, Tanne | C24
	Breite = 55 mm | Höhe = 50 mm
Bauteil 2	Nadelholz / Vollholz | Fichte, Kiefer, Tanne | C24
	Breite = 160 mm | Höhe = 60 mm
Lasteinwirkung	$F_{ax,d}$ = 1,50 kN | Lasteinwirkungsdauer = kurz / sehr kurz
	Nutzungsklasse 1
Verbindungsmittel	Bauteil 1 nicht vorgebohrt
	Bauteil 2 nicht vorgebohrt
	gerade Einzelschrauben 90 ° | bündig Träger
	Sicherheitsabstand Schraubenspitze = 5 mm





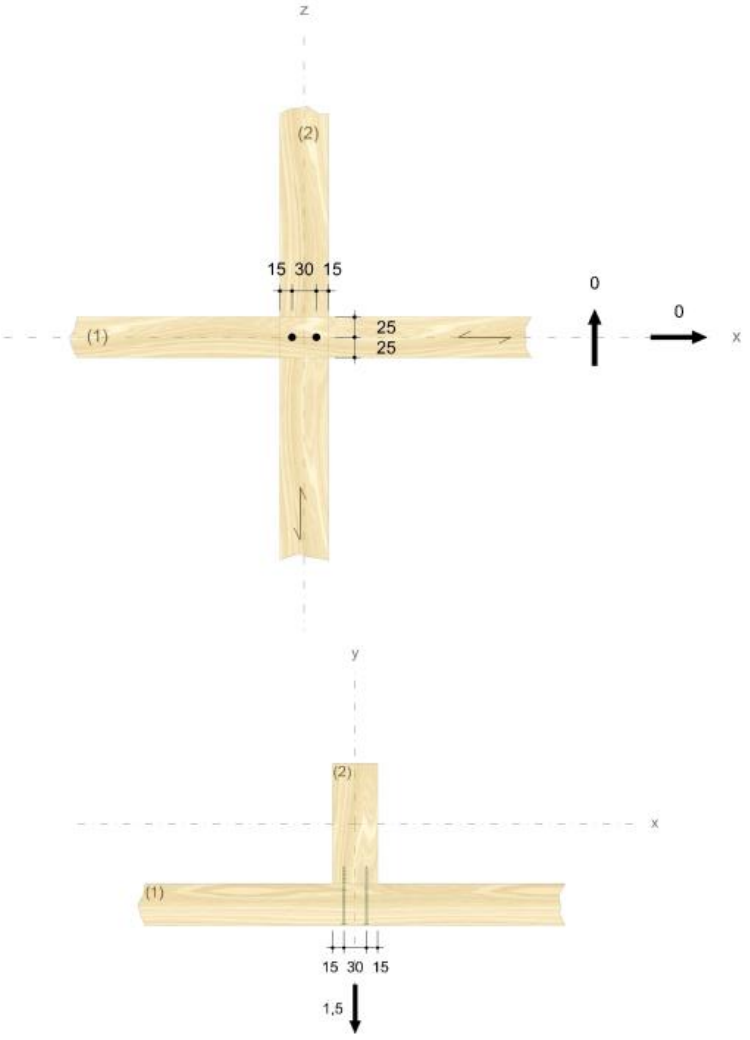
Die Daten sind auf Übereinstimmung mit den gegebenen Randbedingungen zu kontrollieren und auf Plausibilität zu prüfen! Würth übernimmt keine Haftung für Eingabedaten durch den Anwender.

Montagedaten

Abstände - Bauteil 1 [mm]		Minimum	vorhanden	
a_1	$(4+\lvert cos\,\alpha\rvert)\,d = (4+\lvert cos\,90°\rvert)\,d$	20	30	EN 1995-1-1 8.3.1.2 T.8.2
$a_{4,c}$	$3\,d$	15	25	EN 1995-1-1 8.3.1.2 T.8.2

Abstände - Bauteil 2 [mm]		Minimum	vorhanden	
$a_{2,c}$	$3\,d$	15	15	ETA-11/0190
a_2	$5\,d$	25	30	ETA-11/0190

Die Minimalwerte können von den Mindestabständen nach EN 1995-1-1 Tabelle 8.2 aufgrund der Festlegungen der ETA-11/0190, der Bedingung DIN EN 1995-1-1 Abs. 8.3.1.2 (7) oder baukonstruktiver Randbedingungen abweichen.



Nachweise

Übersicht

Bemessungsvorschriften

EN 338 (2016-07) + EN 14080 (2013-09)
EN 14374:2004 + EN 14374:2016 Draft
EN 338 (2016-07) + EN 14081-1 (2016-06)
EN 636 (2015-05) + EN 13968 (2015-05) + DIN 20000-1 (2017-05)
EN 1990 (2010-12) + DIN EN 1990/NA (2010-12) + DIN EN 1990/NA/A1 (2012-08)
EN 1991-1-1 (2010-12) + DIN EN 1991-1-1/NA (2010-12)
EN 1993-1-1 (2010-12) + DIN EN 1993-1-1/NA (2010-12)
EN 1993-1-8 (2010-12) + DIN EN 1993-1-8/NA (2010-12)
EN 1995-1-1 (2010-12) + EN 1995-1-1/A2 (2014-07) + DIN EN 1995-1-1/NA (2013-08)
ETA-11/0190 (2018-07-23)

Quellen

[1] Blaß H.J. und Laskewitz B. (2003). Tragfähigkeit von Verbindungen mit stiftförmigen Verbindungsmitteln und Zwischenschichten. Bauen mit Holz.
[2] Blaß H.J. und Sandhaas C. (2016). Ingenieurholzbau - Grundlagen der Bemessung. KIT Scientific Publishing, Karlsruhe.

Zusammenfassung

Lastkombinationen

Bemessungslast in Achsrichtung der Verbindungsmittel $F_{ax,d} = 1{,}50\,kN$

Nachweise	Ausnutzung
Verbindungsmittel	87,22 %

Nachweise erfolgreich durchgeführt!

Hinweise

- Dies ist eine Vorbemessung/Empfehlung. Ohne eine Prüfung und Freigabe der Bemessung durch den zuständigen Planer/Statiker darf das Verbindungsmittel nicht eingebaut werden!
- Die Schrauben dürfen nur für vorwiegend ruhende Belastungen verwendet werden.
- Die ausreichende Querzugtragfähigkeit des Anschlusses ist gesondert nachzuweisen.
- Bei außermittigen Anschlüssen ist die Aufnahme des Versatzmomentes gesondert nachzuweisen.
- Bitte beachten Sie die Softwarenutzungsbedingungen insbesondere den §4.
- Dargestellt sind die Lasten, die in der Anschlussfläche wirken.

Pos. 130 Stütze, S235 JR, QRO 100x6,3 mm, warmgefertigt

Im Folgenden wird die Pos. 130 als Pendelstütze bemessen. Der Brandschutz für die Feuerwiderstandsklasse F30 erfolgt über eine Beplankung durch die Holzständerwand bzw. durch die Trockenbauwand im Inneren.

Lastannahmen

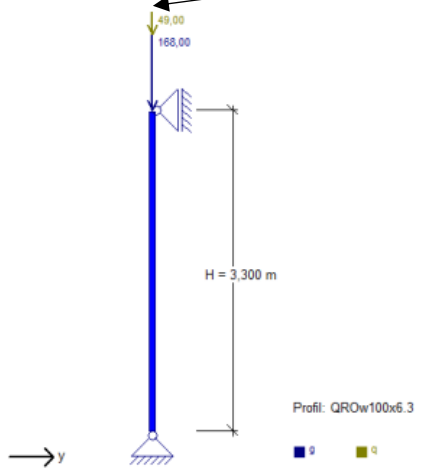
Aus Pos. 110 (s. S. 120ff.)

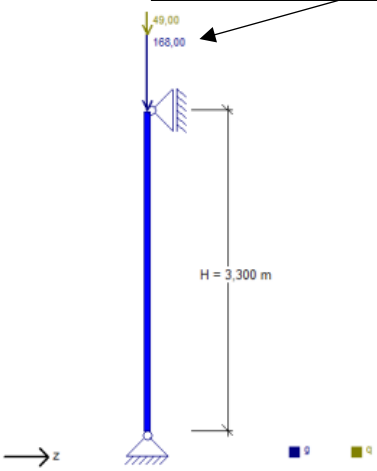
G_k = 130,0 kN
Q_k = 49,0 kN

Bemessung

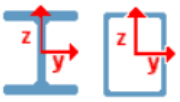
168,0 kN > 130,0 kN
Auf der sicheren Seite für eine höhere Last bemessen.

Stahlstütze (V.29.1) nach EC3 (NA Deutschland)





Systemwerte:
Stützenhöhe H = 3,300 m
Pendelstütze mit beta,y = 1,00 / beta,z = 1,00
Stütze in y - und z - Richtung frei



Belastungen:
Eigengewicht der Stütze wird mit 78,5 kN/m³ berücksichtigt
Typ der EW-Art Nutzlast: A,B - Wohn-/Büroräume
Knotenlasten: Einwirkungen (EW) --> 1 = ständig g 2 = Schnee s 3 = Wind w 4 = Nutzlast q 5 = Erdbeben E

Lastart	Richtung	EW	F / M [kN / kNm]	ey [cm]	ez [cm]	Bemerkung
Einzellast	vertikal	1	168,000	0,0	0,0	
Einzellast	vertikal	4	49,000	0,0	0,0	

Keine Stablasten vorhanden!

Auflagerreaktionen (ohne Sicherheitsbeiwerte):

Stützenkopf:

Lastfall	V [kN]	Hy [kN]	Hz [kN]
ständige L. G	0,00	0,00	0,00
Schnee S	0,00	0,00	0,00
Wind w	0,00	0,00	0,00
Nutzlast Q	0,00	0,00	0,00
Erdbeben E	0,00	0,00	0,00

Stützenfuß: (Eigengewicht Stütze = 0,600 kN)

Lastfall	V [kN]	Hy [kN]	Hz [kN]
ständige L. G	168,60	0,00	0,00
Schnee S	0,00	0,00	0,00
Wind w	0,00	0,00	0,00
Nutzlast Q	49,00	0,00	0,00
Erdbeben E	0,00	0,00	0,00

Bemessung:

Profil: QROw100x6.3

Profilart =	Quadratrohr	Walzprofil	
Material =	S 235	QK =	1 (Querschnittsklasse)
fy =	235,00 N/mm²		
γ M0 =	1,00 [-]	γ M1 =	1,10 [-]
η =	1,20 [-] (EC3-1-5 für Querkraft)		
A =	23,18 cm²		
Iy =	335,39 cm^4	Iz =	335,39 cm^4
Wyo =	67,08 cm³	Wyu =	67,08 cm³
Wzo =	67,08 cm³	Wzu =	67,08 cm³
A-Vz =	11,59 cm²	A-Vy =	11,59 cm²
N,pl,Rd =	544,69 kN		
M,pl,y,Rd =	1899,38 kNcm	M,pl,z,Rd =	1899,38 kNcm
V,pl,z,Rd =	157,24 kN	V,pl,y,Rd =	157,24 kN
KL _|_ y-y =	a	KL _|_ z-z =	a

Spannungsnachweis elastisch - plastisch (e-p):

massg. LFK = 1,35*G + 1,50*Q (fy,d = 23,50 kN/cm²)

|max.N,Ed| kN	|max.My,Ed| kNm	|max.Mz,Ed| kNm	|max.Vy,Ed| kN	|max.Vz,Ed| kN	max. η,pl [-]
301,11	0,00	0,00	0,00	0,00	0,55

Nachweis Stabilität: (Knicken/Drillknicken/Biegedrillknicken):

massg. LFK = 1,35*G + 1,50*Q

- ☑ die Stütze wird als verdrehsteifes System angesetzt
- ☑ Lastangriff für BDK an OK Profil
- ☑ χ LT wird gemäß (6.58) mit Faktor f erhöht
- ☑ Beiwerte C1, C2 und C3 zur Ermittlung von Mcr werden vom Programm ermittelt
- ☑ der Nachweis für Biegedrillknicken ist nicht erforderlich

Knicken in	**y - Richtung**	**z - Richtung**
Knicklänge Lcr	3,300 m	3,300 m
Trägheitsradius iz / iy	3,80 cm	3,80 cm
Schlankheit λ	86,75	86,75
Bezugsschlankheit λ1	93,91	93,91
bez. Schlankheitsgrad λ̄	0,92	0,92
Beiwert α	0,21	0,21
Beiwert ϕ	1,00	1,00
Beiwert χ	0,72	0,72
Nb,Rd	355,60 kN	355,60 kN
Normalkraft |N,Ed|	301,11 kN	301,11 kN
Bemessungsmoment M,Ed	0,00 kNm	0,00 kNm
Ausnutzung η,Stabilität	0,85	0,85

Nachweis Drillknicken:

--> Nachweis nicht erforderlich!

Verformungen

|max.fy| = 0,00 cm / |max.fz| = 0,00 cm

Nachweis Schubbeulen:

hw/tw = 15,873 <= 72*epsilon/eta --> kein Nachweis für Schubbeulen des Steges gem. EC3-1-5 notwendig!
bw/tf = 15,873 <= 72*epsilon/eta --> kein Nachweis für Schubbeulen der Flansche gem. EC3-1-5 notwendig!

Brandnachweis

Nachweis für F30

Brandschutzmaterial (Annahme): Kastenverkleidung und 4-seitige Brandbeanspruchung

Putzbekleidung

mit $\lambda_p = 0{,}12$ W/m K

$d_p = 1{,}5$ cm

Profil HEB240

mit $V = 106$ cm²

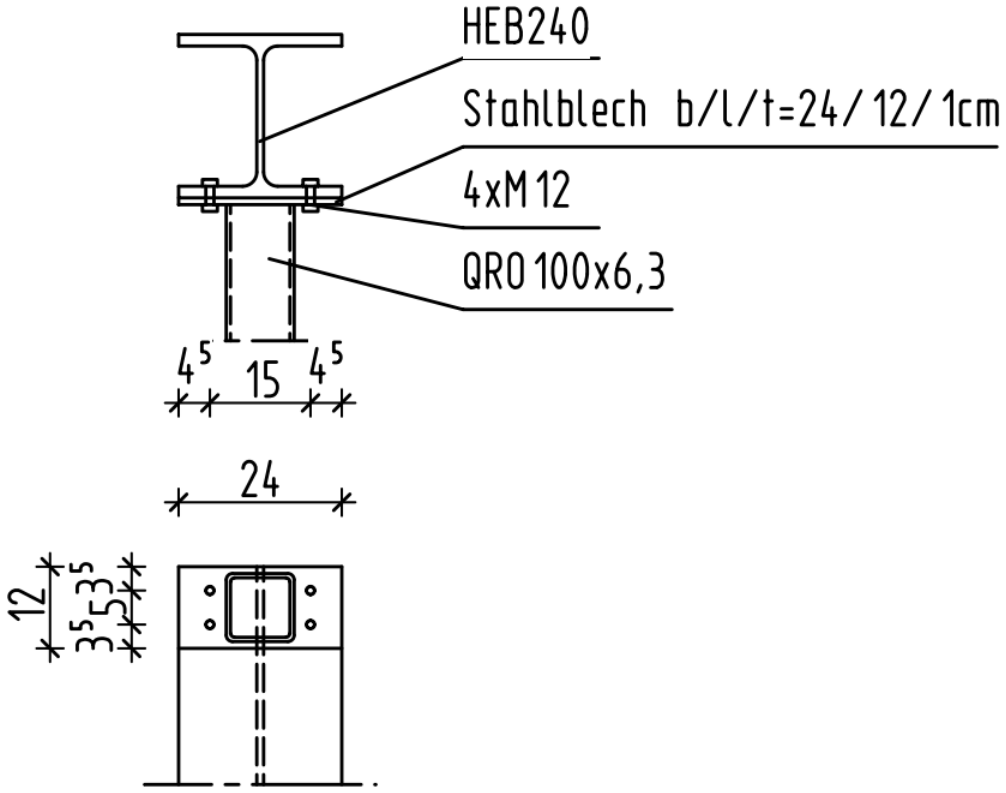
$A_p / V * \lambda_p / d_p = 4 * 0{,}24$ m / 0,0106 m² * 0,12 W/m K / 0,015 m $= 725$ W/m³K

$\theta_a = 220$ °C (abgelesen aus SBT 23. Auflage, Tafel 10.111a) ≤ 540 °C $= \theta_{a,cr}$

Der Nachweis für die Feuerwiderstandsklasse F30 ist erbracht.

Anschluss Stahlträger an Stahlstütze

Die folgende Skizze zeigt den Anschluss des Stahlträgers (Pos. 110, s. S. 120) an die in dieser Position bemessene Stahlstütze.



Pos. 200 Decke ü. 1. OG, C25/30, XC1, h=24 cm

Die Decke ist als Ortbetondecke mit einer Dicke 24cm bemessen.

Lastannahmen

Aus Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenraum" (s. S. 9)

g_k = 2,7 kN/m²
$q_{k,C1}$ = 3,8 kN/m²
$q_{k,C3}$ = 5,0 kN/m²

Aus Lastannahmen „Außenwand nicht tragend – Holzständerwand" (s. S. 11)

g_k = 5,2 kN/m

Aus Treppenlauf mit Podest Pos. 501 (s. S. **Fehler! Textmarke nicht definiert.**), L = 1,4 m, überschlägliche Lastannahme

$g_{k,max}$ = 30,0 kN/m
$g_{k,min}$ = 17,5 kN/m
$q_{k,max}$ = 12,8 kN/m
$q_{k,min}$ = 7,5 kN/m

Aus Stütze Pos. 130 (s. S. 156)

G_k = 170,0 kN
Q_k = 50,0 kN

Das Eigengewicht wird programmintern berücksichtigt.

Rissverteilende Bewehrung

Die erforderliche Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite darf nach DIN EN 1992-1-1 7.3.2 mit folgender Gleichung ermittelt werden:

$A_{s,min} = k_c * k * f_{ct,eff} * A_{ct} / \sigma_s$

mit $k_c = 0,4$ (reine Biegung)
$k = 0,8$ (für $h \leq 300$ mm)
$f_{ct,eff} = 0,5 * f_{ctm} = 0,5 * 2,6$ N/mm² = 1,3 N/mm²
$A_{ct} = 0,06$ m²/m = 60 mm²/mm (= 0,25 * 0,24 m²/m Annahme)
$\sigma_s = 200$ N/mm² (gewählt, Grenzdurchmesser $\phi_s^* = 35$ mm)

$A_{s,min} = 0,4 * 0,8 * 1,3$ N/mm² * 60 mm²/mm / 20 N/mm² = **1,3 cm²/m**

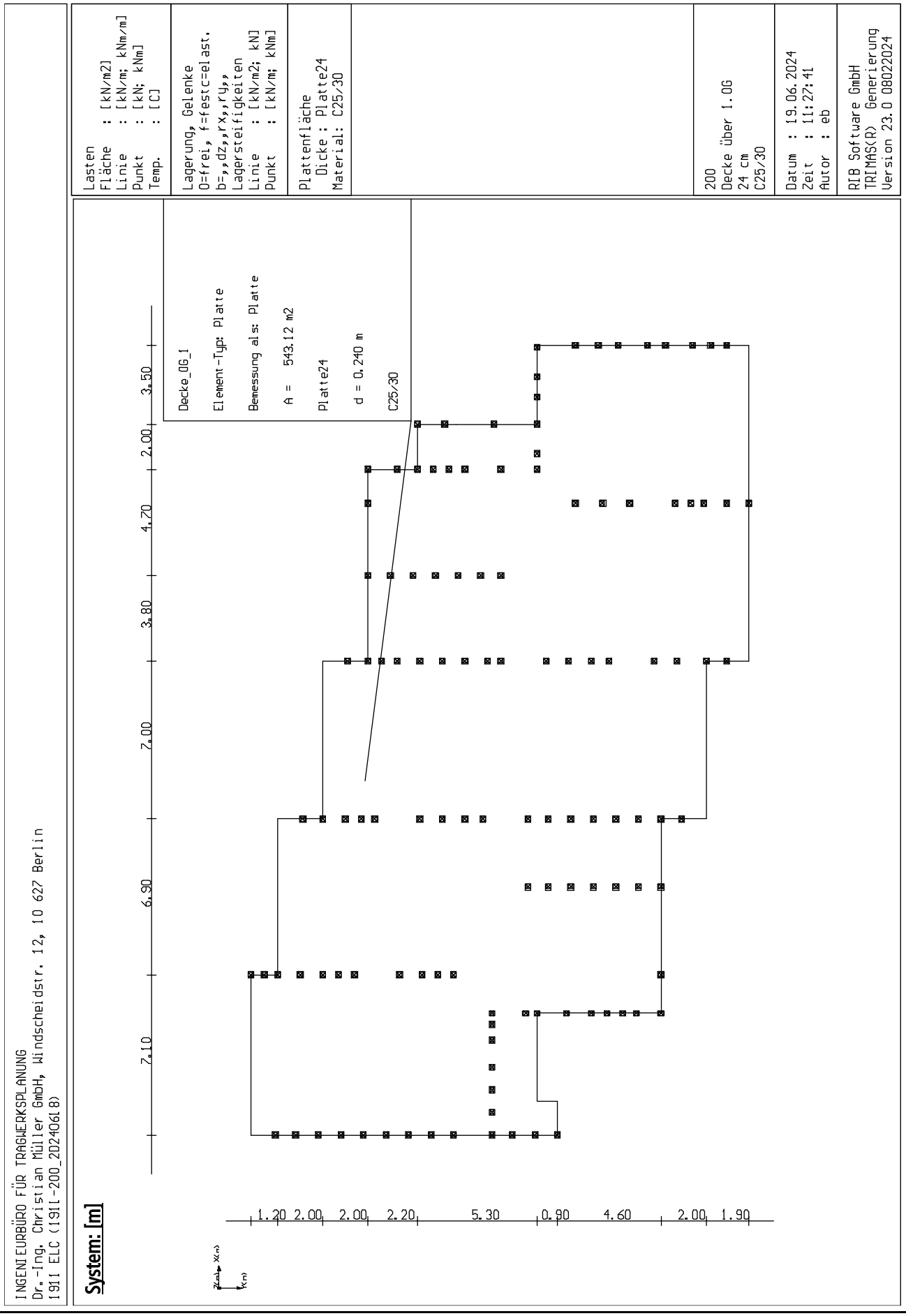
Untere Lage gewählt als **Grundbewehrung R524 A** mit 2,01 cm²/m > 1,3 cm²/m
Obere Lage gewählt als **Grundbewehrung R524 A** mit 2,01 cm²/m > 1,3 cm²/m

Betondeckung Decke:

Expositionsklasse: XC1, WO oben und unten
c_{nom} = 25 mm
$d_{1,x} = c_{nom} + Ø_{Stab} / 2 = 25$ mm + 8 mm / 2 = 29 mm ≥ 20 mm = a für Brandschutz
$d_{1,y} = d_{1,x} + Ø_{Stab} = 29 + 8 = 37$ mm
$d_{1,m} = (29 + 37) / 2 = 33$ mm
Annahme $d_{1,x} = d_{1,y} = 35$ mm → $d_m = (24 – 3,5) = 20,5$ cm

RIB-TRIMAS-Ausgaben: siehe folgende Seiten

Bemessung

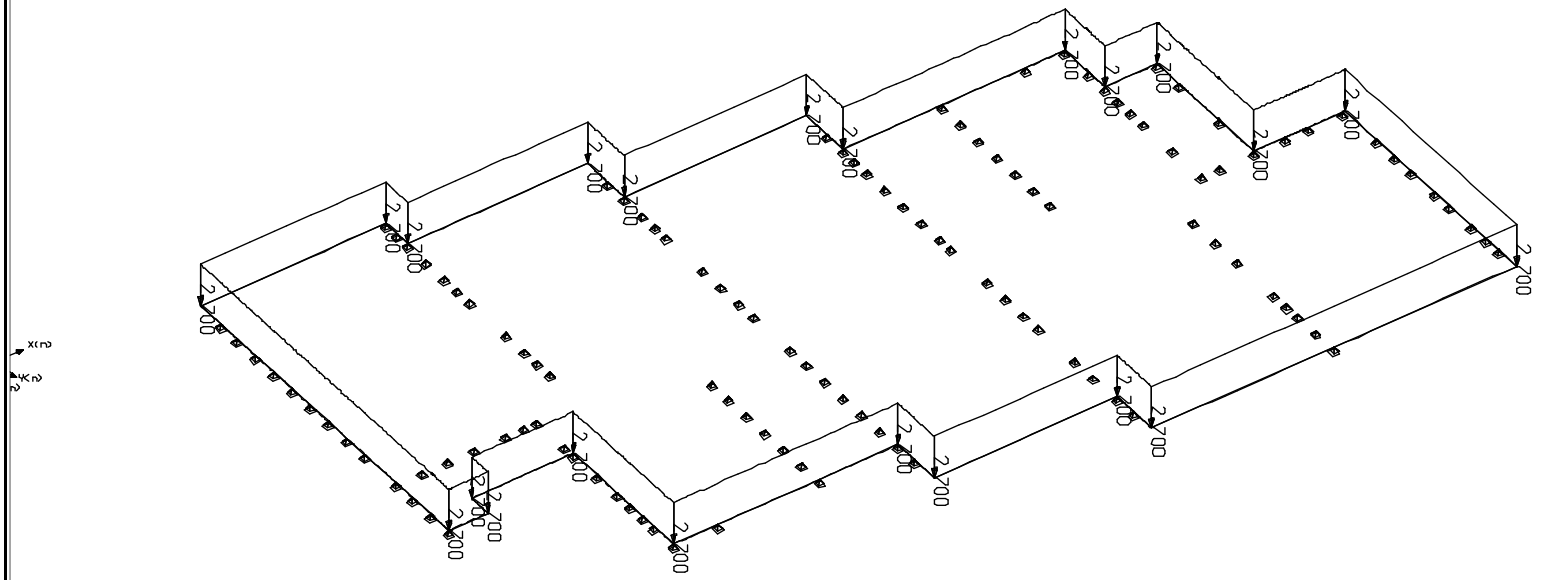

Lasten
Fläche : [kN/m2]
Linie : [kN/m; kNm/m]
Punkt : [kN; kNm]
Temp. : [C]
Lagerung, Gelenke
0=frei, f=fest<=elast.
b=,,dz,,rx,,ry,,
Lagersteifigkeiten
Linie : [kN/m2; kN]
Punkt : [kN/m; kNm]
Plattenfläche
Dicke : Platte24
Material: C25/30
200
Decke über 1.OG
24 cm
C25/30
Datum : 19.06.2024
Zeit : 11:27:41
Autor : eb
RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Generierung
Version 23.0 08022024
Decke_OG_1
Element-Typ: Platte
Bemessung als: Platte
A = 543.12 m2
Platte24
d = 0.240 m
C25/30
3.50
2.00
4.20
3.80
2.00
6.90
2.10
1.20 2.00 2.00 2.20 5.30 0.90 4.60 2.00 1.90
INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG
Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin
1911 ELC (1911-200_2D24061 8)
System: [m]

Lastfall g_k Eigenlasten

Hier nur Flächenlasten dargestellt:

g = 2,7 kN/m²

Das Eigengewicht der Konstruktion
wird programmintern berücksichtigt



Lasten
Fläche : [kN/m2]
Linie : [kN/m; kNm/m]
Punkt : [kN; kNm]
Temp. : [C]

Lagerung, Gelenke
0=frei, f=festc=elast.
b=,,dz,,rx,,ry,,,
Lagersteifigkeiten
Linie : [kN/m2; kN]
Punkt : [kN/m; kNm]

Plattenfläche
Dicke : Platte24
Material: C25/30

Teilsicherheitsbeiwerte:
gamma=1.00/1.35
Kombinationsbeiwerte:
psi(0/1)=1.00/1.00
psi(2/11)=1.00/1.00

200
Decke über 1.OG
24 cm
C25/30

Datum : 19.06.2024
Zeit : 11:29:23
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Generierung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Auftrag Nr. 1911
Seite 162
Datum
Pos. 200

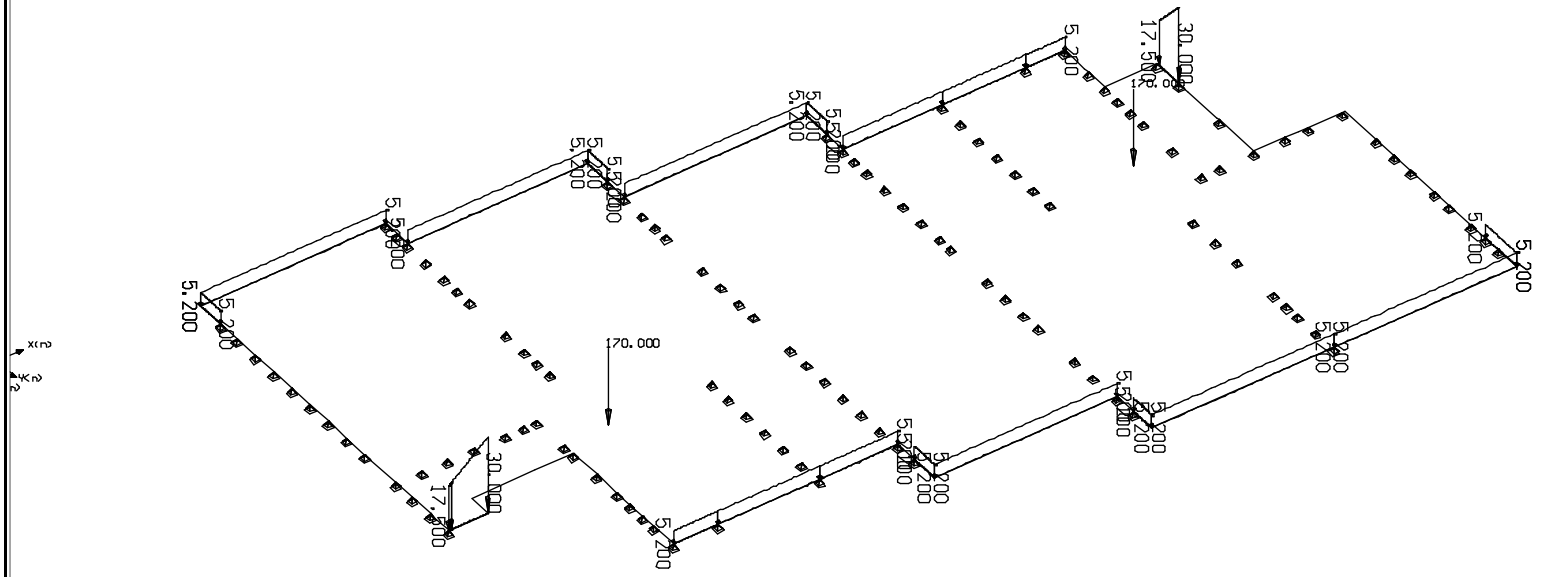
Lastfall g_k Eigenlasten

Hier nur Linien- und Punktlasten dargestellt:

Aus Holzständerwand g = 5,20 kN/m

Aus Treppenlauf $g_{k,min}$ = 17,5 kN/m
$g_{k,max}$ = 30,0 kN/m

Aus Stützen G = 170,0 kN



Lasten
Fläche : [kN/m2]
Linie : [kN/m; kNm/m]
Punkt : [kN; kNm]
Temp. : [C]

Lagerung, Gelenke
0=frei, f=festc=elast.
b=,,dz,,rx,,ry,,,
Lagersteifigkeiten
Linie : [kN/m2; kN]
Punkt : [kN/m; kNm]

Plattenfläche
Dicke : Platte24
Material: C25/30

Teilsicherheitsbeiwerte:
gamma=1.00/1.35
Kombinationsbeiwerte:
psi(0/1)=1.00/1.00
psi(2/11)=1.00/1.00

200
Decke über 1.OG
24 cm
C25/30

Datum : 19.06.2024
Zeit : 11:28:55
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Generierung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Auftrag Nr. 1911
Seite 163
Datum
Pos. 200

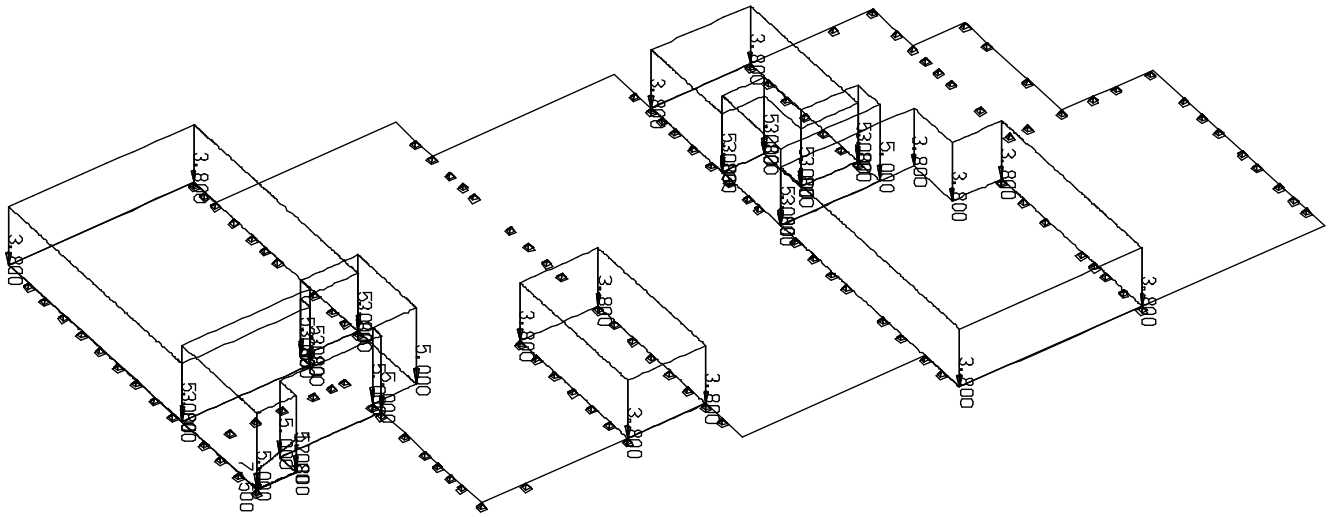
Lastfall Q_{k1} Verkehr

Feldweise angeordnet.

$q_{k,C1}$ = 3,80 kN/m²

$q_{k,C3}$ = 5,00 kN/m²

Aus Treppenlauf $q_{k,min}$ = 7,5 kN/m
$q_{k,max}$ = 12,8 kN/m



Lasten
Fläche : [kN/m2]
Linie : [kN/m; kNm/m]
Punkt : [kN; kNm]
Temp. : [C]

Lagerung, Gelenke
0=frei, f=festc=elast.
b=,,dz,,rx,,ry,,
Lagersteifigkeiten
Linie : [kN/m2; kN]
Punkt : [kN/m; kNm]

Plattenfläche
Dicke : Platte24
Material: C25/30

Teilsicherheitsbeiwerte:
gamma=1.50
Kombinationsbeiwerte:
psi(0/1)=0.70/0.50
psi(2/11)=0.30/1.00

200
Decke über 1.OG
24 cm
C25/30

Datum : 19.06.2024
Zeit : 11:29:51
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Generierung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Auftrag Nr. 1911
Seite 164
Datum
Pos. 200

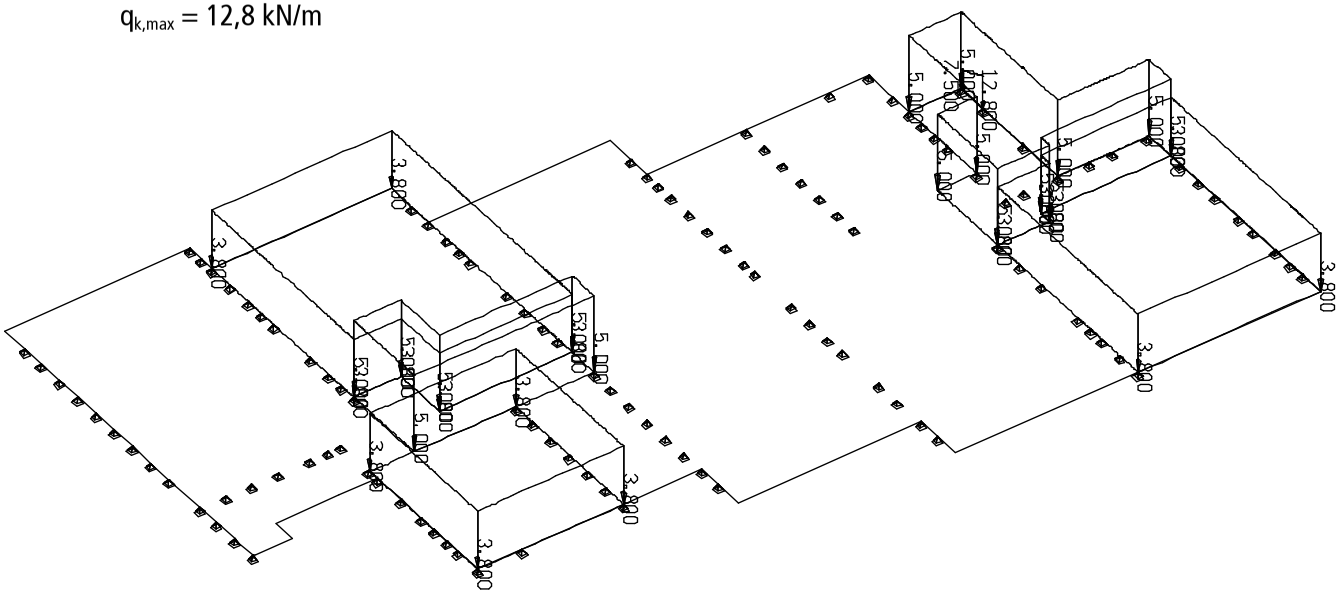
Lastfall Q_{k2} Verkehr

Feldweise angeordnet.

$q_{k,C1}$ = 3,80 kN/m²

$q_{k,C3}$ = 5,00 kN/m²

Aus Treppenlauf $q_{k,min}$ = 7,5 kN/m
$q_{k,max}$ = 12,8 kN/m



Lasten
Fläche : [kN/m2]
Linie : [kN/m; kNm/m]
Punkt : [kN; kNm]
Temp. : [C]

Lagerung, Gelenke
0=frei, f=festc=elast.
b=,,dz,,rx,,ry,,,
Lagersteifigkeiten
Linie : [kN/m2; kN]
Punkt : [kN/m; kNm]

Plattenfläche
Dicke : Platte24
Material: C25/30

Teilsicherheitsbeiwerte:
gamma=1.50
Kombinationsbeiwerte:
psi(0/1)=0.70/0.50
psi(2/11)=0.30/1.00

200
Decke über 1.OG
24 cm
C25/30

Datum : 19.06.2024
Zeit : 11:30:10
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Generierung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

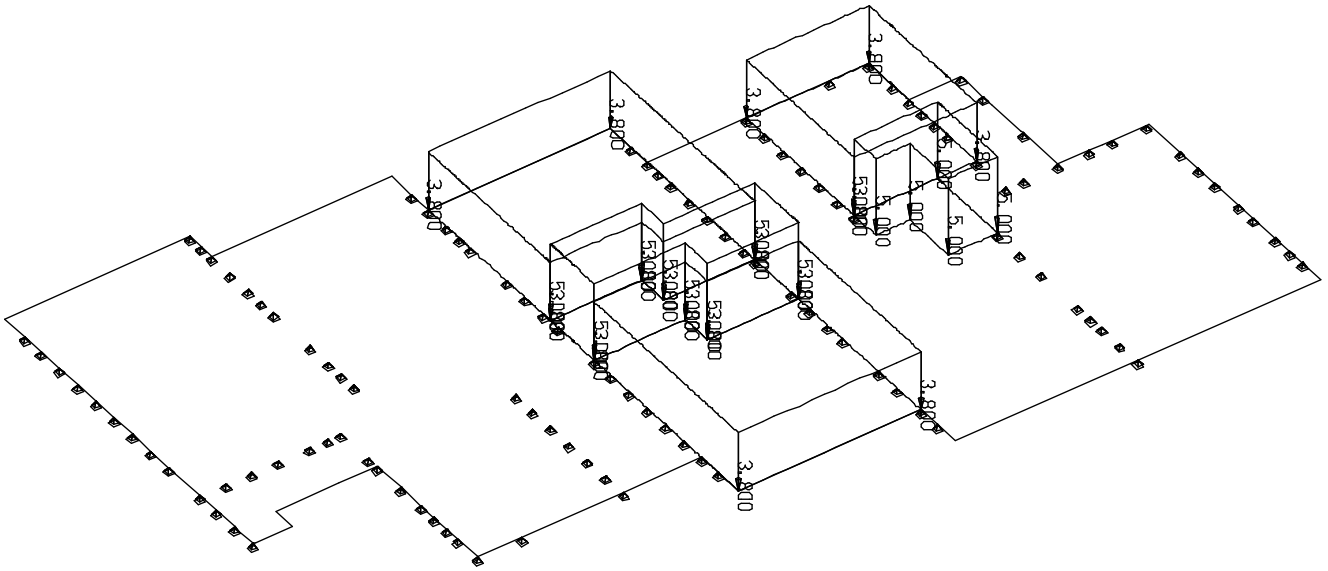
Auftrag Nr. 1911
Seite 165
Datum
Pos. 200

Lastfall Q_{k3} Verkehr

Feldweise angeordnet.

$q_{k,C1}$ = 3,80 kN/m²

$q_{k,C3}$ = 5,00 kN/m²



Lasten
Fläche : [kN/m2]
Linie : [kN/m; kNm/m]
Punkt : [kN; kNm]
Temp. : [C]

Lagerung, Gelenke
0=frei, f=festc=elast.
b=,,dz,,rx,,ry,,
Lagersteifigkeiten
Linie : [kN/m2; kN]
Punkt : [kN/m; kNm]

Plattenfläche
Dicke : Platte24
Material: C25/30

Teilsicherheitsbeiwerte:
gamma=1.50
Kombinationsbeiwerte:
psi(0/1)=0.70/0.50
psi(2/11)=0.30/1.00

200
Decke über 1.OG
24 cm
C25/30

Datum : 19.06.2024
Zeit : 11:30:29
Autor : eb

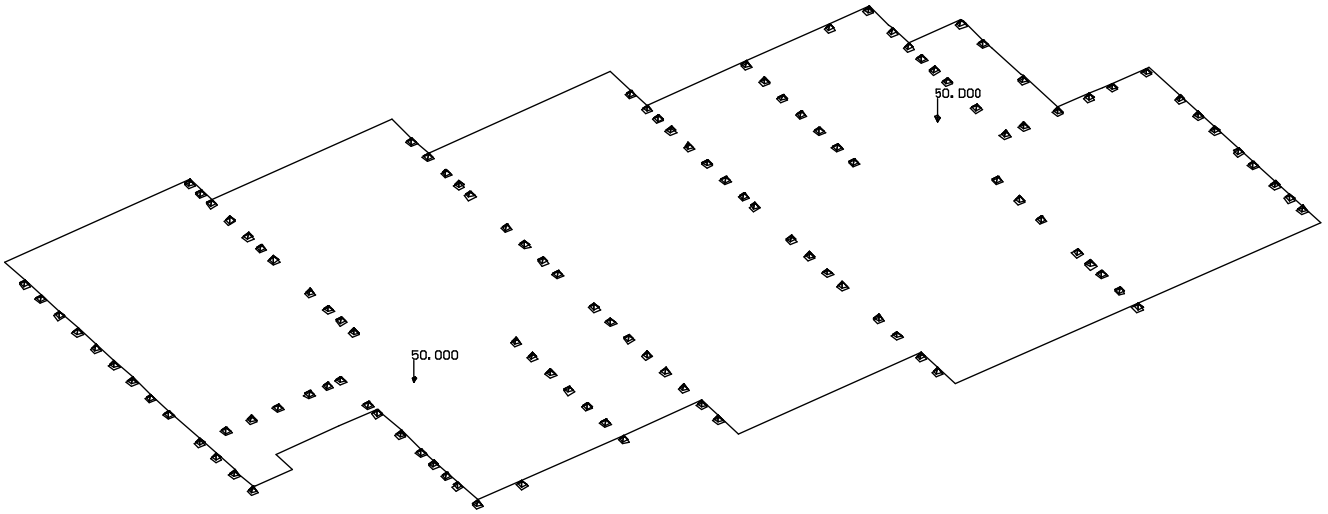
RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Generierung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Auftrag Nr. 1911
Seite 166
Datum
Pos. 200

Lastfall Q_k Import Dach

Q_k = 50,0 kN



Lasten
Fläche : [kN/m2]
Linie : [kN/m; kNm/m]
Punkt : [kN; kNm]
Temp. : [C]

Lagerung, Gelenke
0=frei, f=festc=elast.
b=,,dz,,rx,,ry,,
Lagersteifigkeiten
Linie : [kN/m2; kN]
Punkt : [kN/m; kNm]

Plattenfläche
Dicke : Platte24
Material: C25/30

Teilsicherheitsbeiwerte:
gamma=1.50
Kombinationsbeiwerte:
psi(0/1)=0.50/0.20
psi(2/11)=0.00/0.00

200
Decke über 1.OG
24 cm
C25/30

Datum : 19.06.2024
Zeit : 11:30:52
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Generierung
Version 23.0 08022024

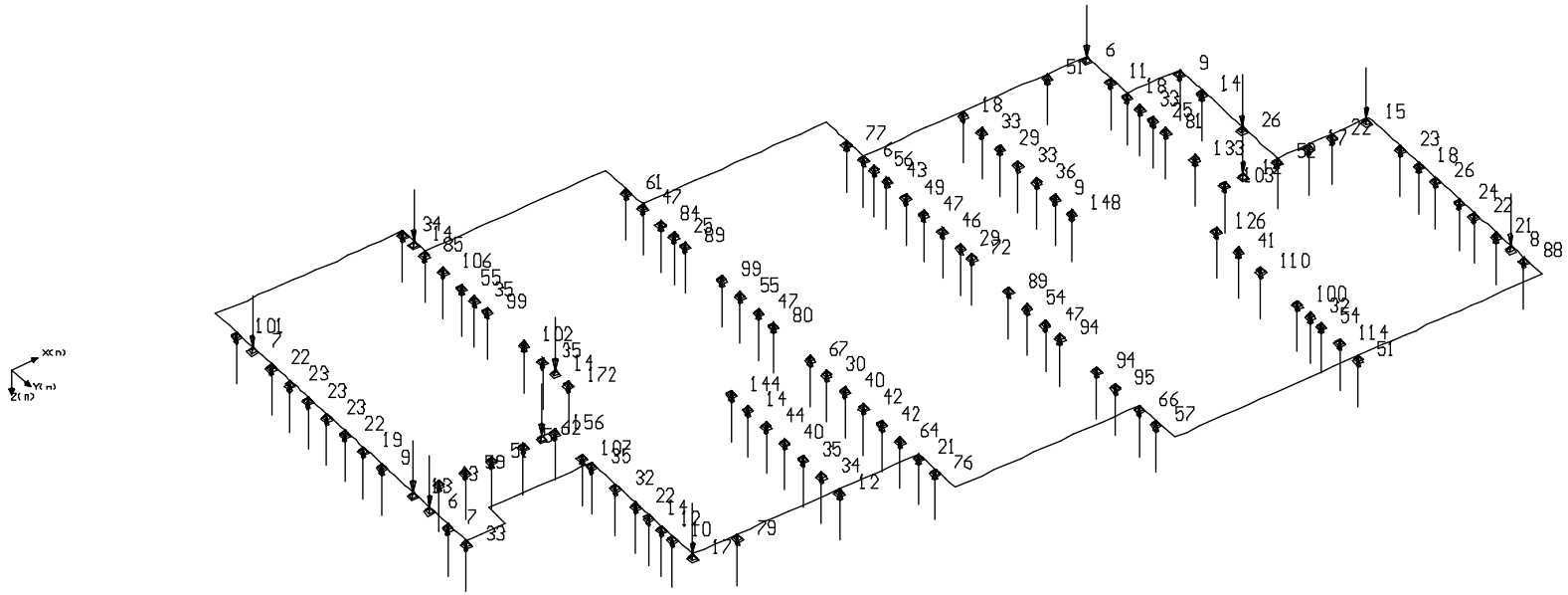
Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Auftrag Nr.	Seite
1911	167
Datum	Pos.
	200

Lagerkräfte:

Lastfall g_k Eigenlasten [kN]

charakteristisch



Bemessung
nach DIN EN 1992-1-1

Teilsicherheitsbeiwerte:
gamma=1.00/1.35
Kombinationsbeiwerte:
psi(0/1)=1.00/1.00
psi(2/11)=1.00/1.00

Lagerreaktionen
min Fsz = -62 kN
max Fsz = 172 kN

Äußere Lasten
Summe Pz = 5471.13kN
Summe Mx = 70528.21kNm
Summe My = -131154.42kNm

Zahlenwerte
Lagerreaktionen
Fsz [kN]
Msx/Msy [kNm]

200
Decke über 1.OG
24 cm
C25/30

Datum : 17.06.2024
Zeit : 08:38:1
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

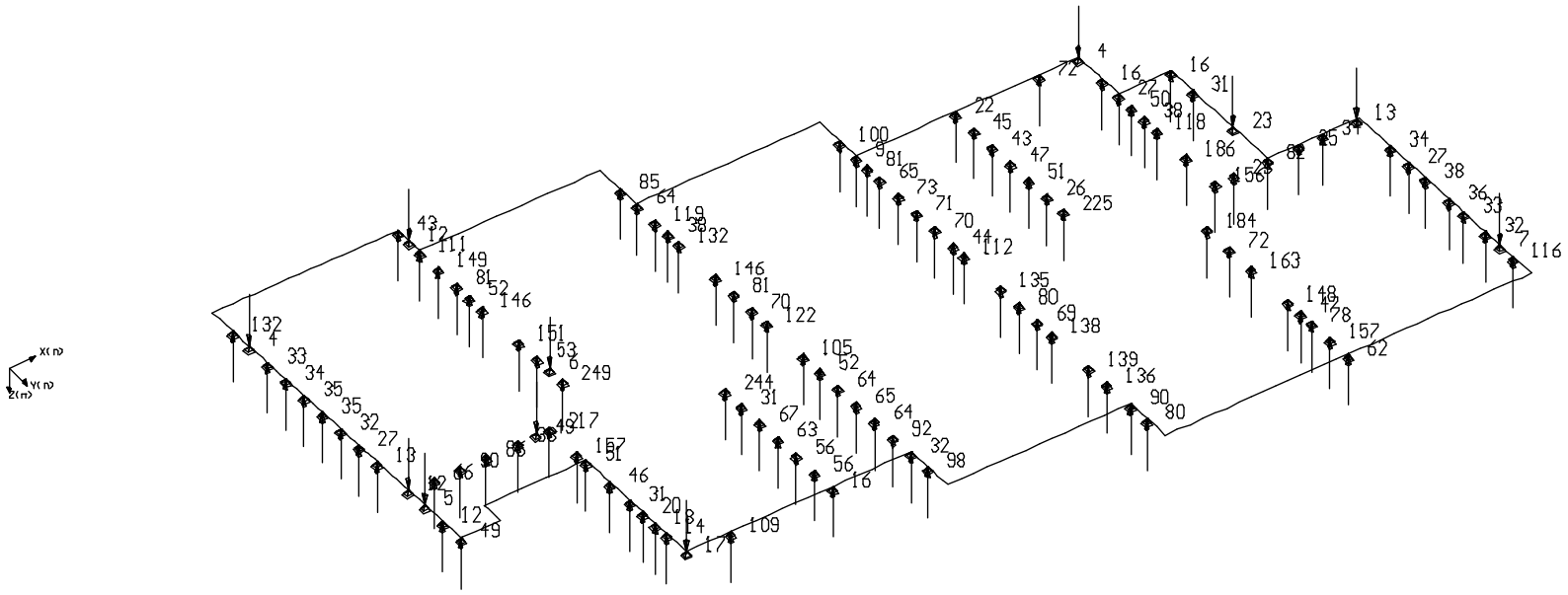
Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Auftrag Nr. 1911
Seite 168
Datum
Pos. 200

Lagerkräfte:

Lastfallkombination $F_{sz,k}$ [kN]

charakteristisch



Lagerreaktionen Maximum
min Fsz = -96 kN
max Fsz = 249 kN

Zahlenwerte (max)
Lagerreaktionen
Fsz [kN]
Msx/Msy [kNm]

200
Decke über 1.OG
24 cm
C25/30

Datum : 17.06.2024
Zeit : 08:39:1
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

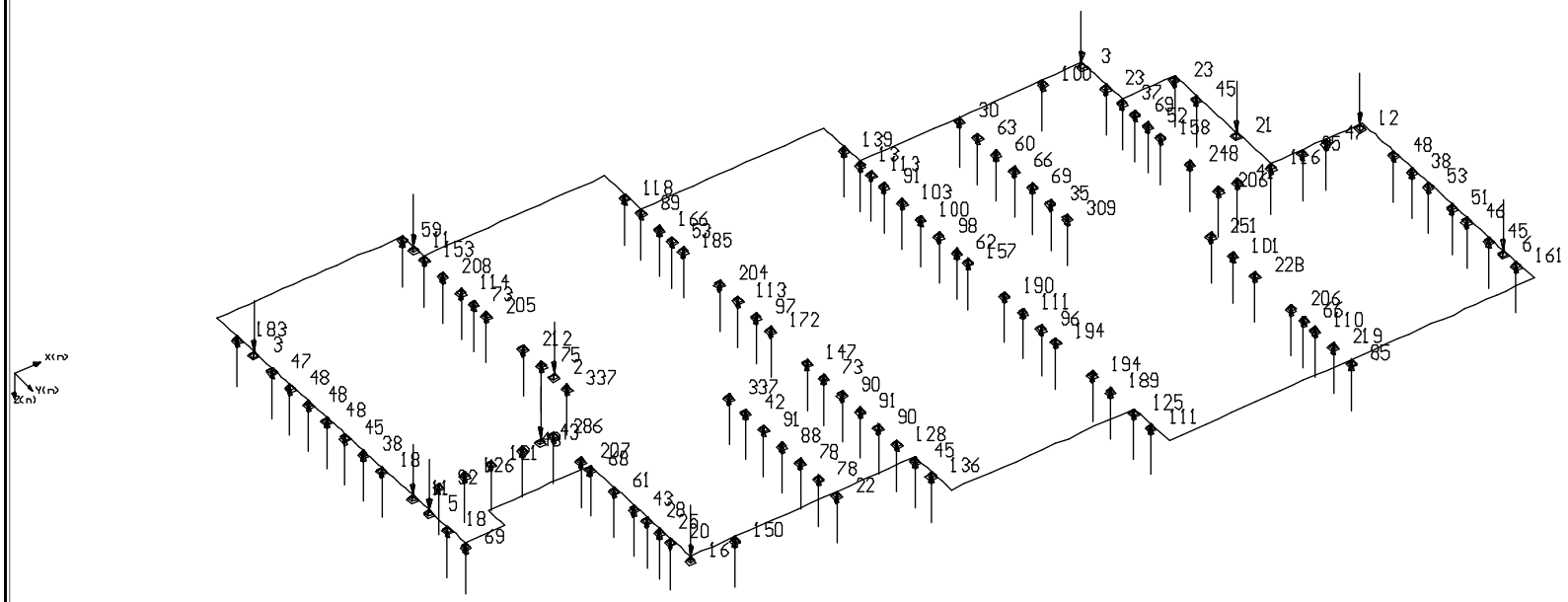
Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Datum	Auftrag Nr.
	1911
Pos.	Seite
200	169

Lagerkräfte:

Grundkombination $F_{sz,d}$ [kN]

(Maximum)



Lagerreaktionen Maximum
min Fsz = -126 kN
max Fsz = 337 kN

Zahlenwerte (max)
Lagerreaktionen
Fsz [kN]
Msx/Msy [kNm]

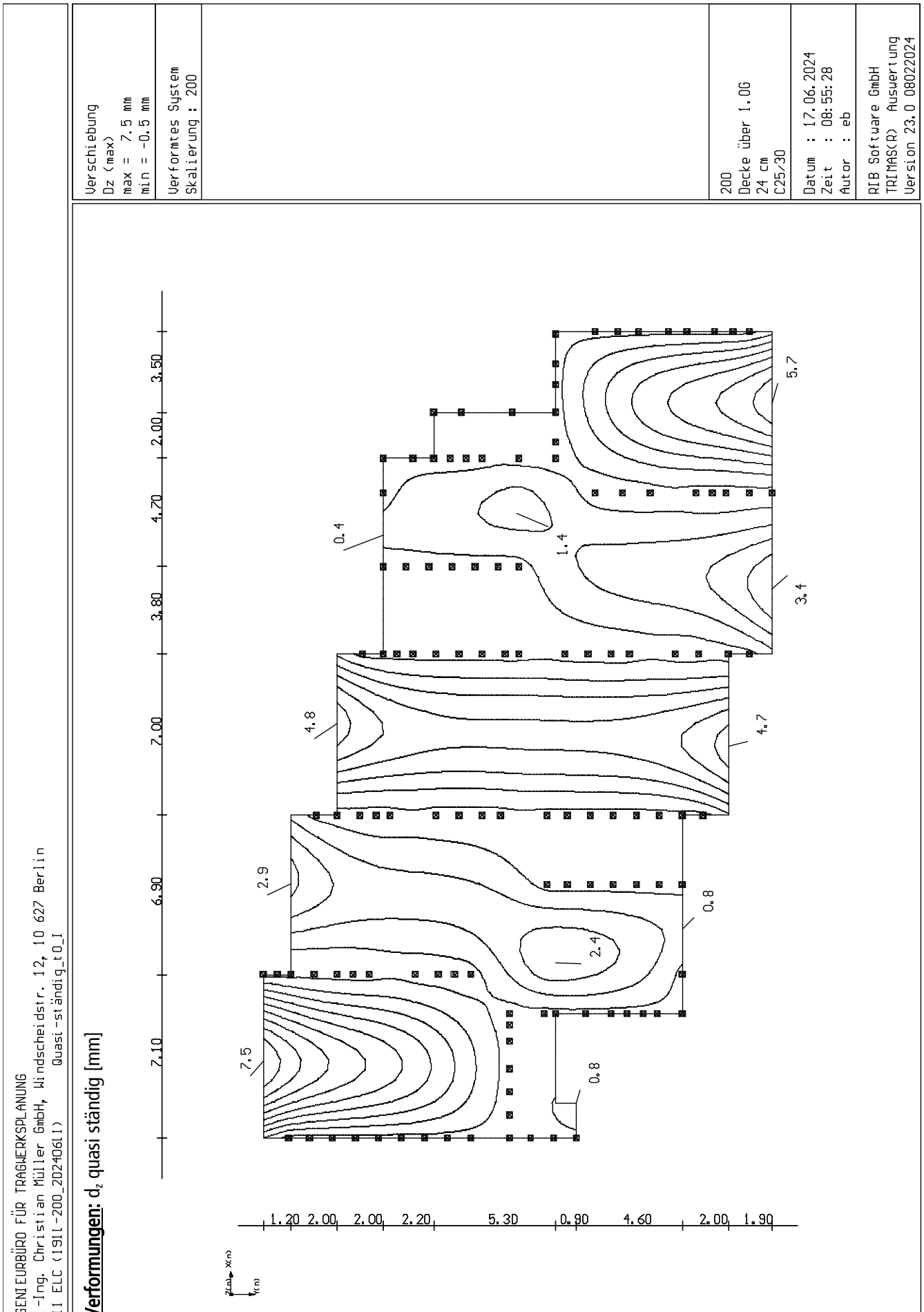
200
Decke über 1.OG
24 cm
C25/30

Datum : 18.06.2024
Zeit : 15:37:0
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

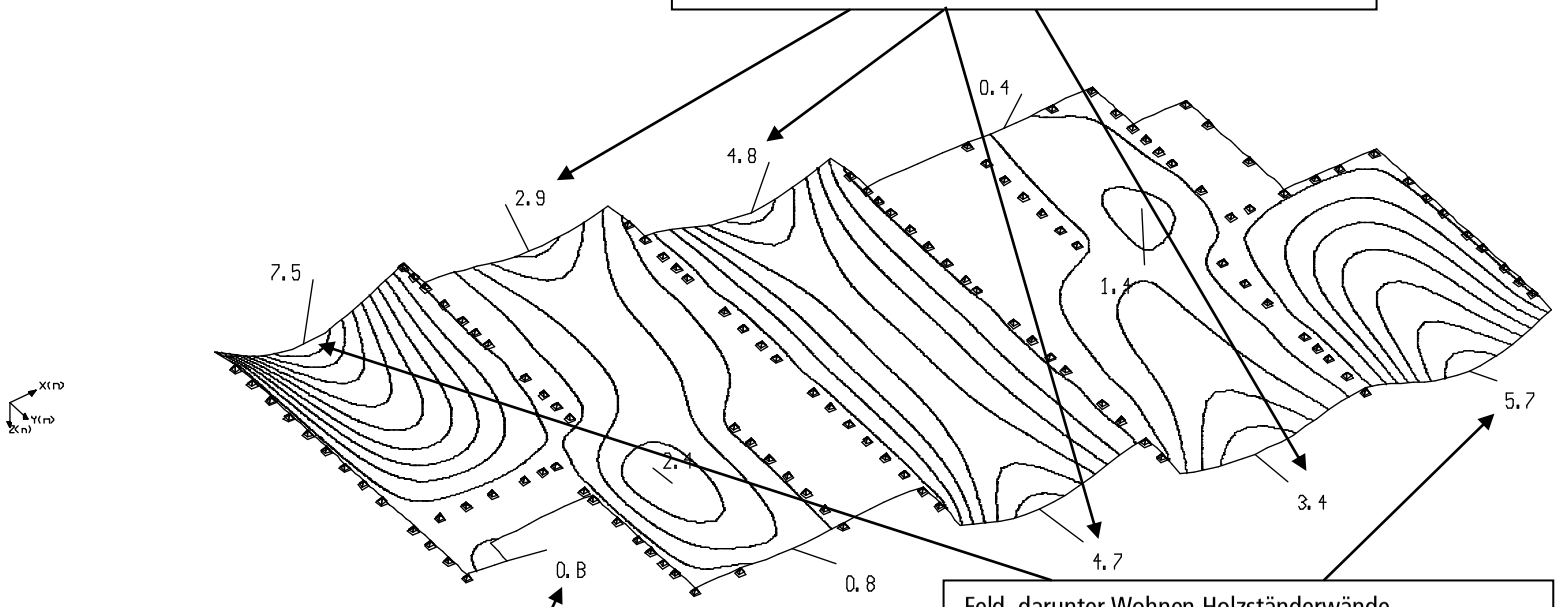
Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Auftrag Nr.	Seite
1911	170
Datum	Pos.
	200


INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG
Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin
1911 ELC (1911-200_20240611) Quasi-ständig_t0_1
Verschiebung
Dz (max)
max = 7.5 mm
min = -0.5 mm
Verformtes System
Skalierung : 200
200
Decke über 1.OG
24 cm
C25/30
Datum : 17.06.2024
Zeit : 08:55:28
Autor : eb
RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024
Verformungen: dz quasi ständig [mm]
7.10
6.90
2.00
3.80
4.70
2.00
3.50
1.20 2.00 2.00 2.20 5.30 0.90 4.60 2.00 1.90
7.5
0.8
2.4
0.8
2.9
4.8
4.7
0.4
1.4
3.4
5.7

Verformungen: d_z quasi ständig [mm]

Feld, darunter Wohnen Holzständerwände:
$f_{max.}$ = L/500 = 7000/500 = 14,00 mm
f_{vorh} = **4** * 4,8 = 19,2 mm ≤ 14,00 mm
Faktor erhöht wegen randnaher Streckenlast.
Verformung nicht eingehalten
Eine Überschreitung des l/500-Kriteriums von 5,2 mm wird als vertretbar angesehen.



Kragarm, darunter Wohnen:
$f_{max.}$ = L * 2,5/500 = 1400 * 2,5/500 = 7,00 mm
f_{vorh} = 3 * 0,8 = 2,40 mm ≤ 7,00 mm

Verformung eingehalten

Feld, darunter Wohnen Holzständerwände
$f_{max.}$ = L/500 = 7000/500 = 14,00 mm
f_{vorh} = **4** * 7,5 = 30,00 mm

Faktor erhöht wegen randnaher Streckenlast.

Decke mit Überhöhung = 20mm einbauen.

dann: f_{vorh} = **4** * 7,5 -20 = 10,00 mm < 14,00 mm

Verformung eingehalten
Zusätzlich Erhöhung der Bewehrung

Verschiebung
Dz (max)
max = 7.5 mm
min = -0.5 mm

Verformtes System
Skalierung : 200

200
Decke über 1.OG
24 cm
C25/30

Datum : 17.06.2024
Zeit : 08:41:15
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Datum

Auftrag Nr. 1911

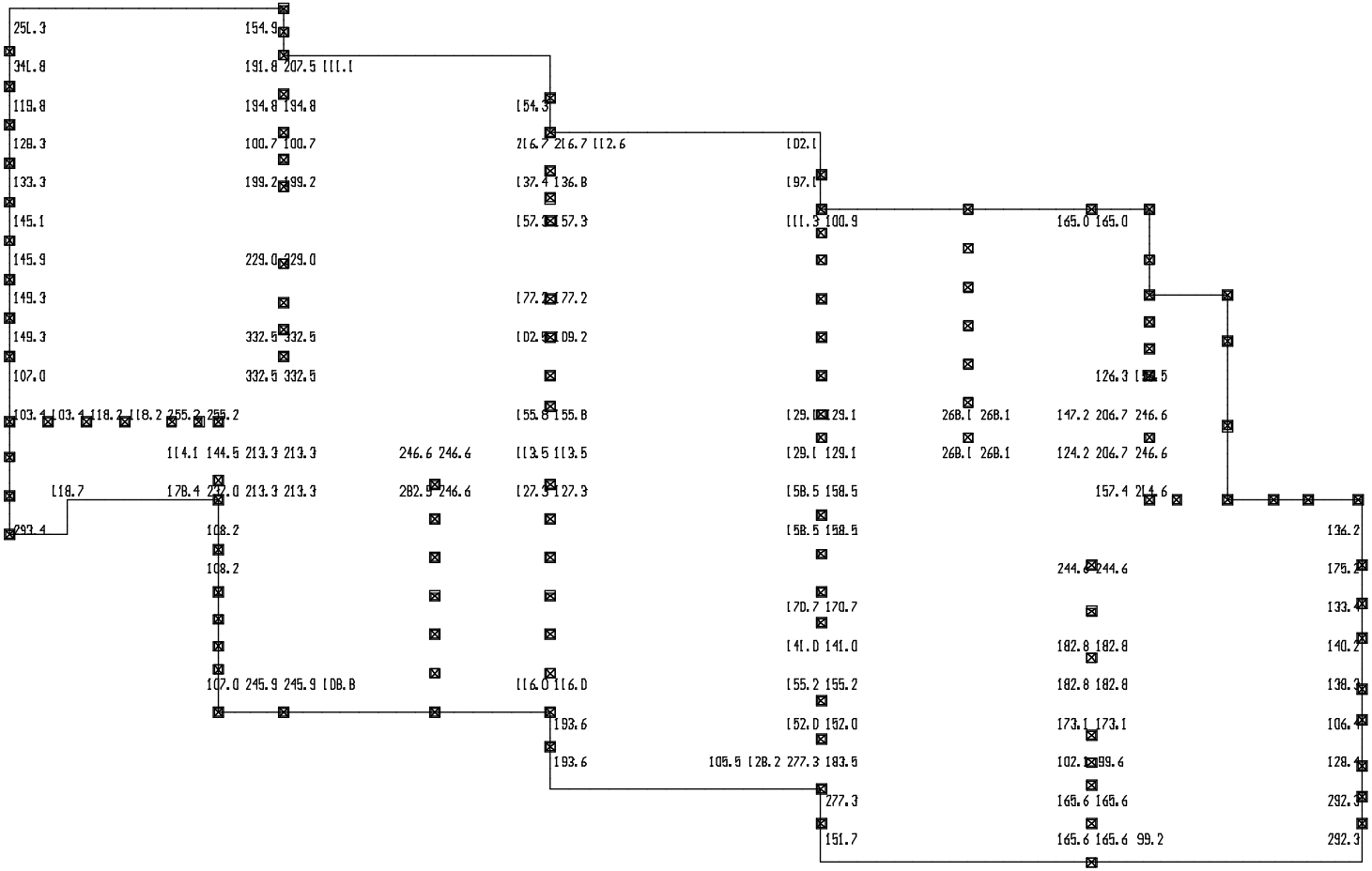
Pos. 200

Seite 172

Bemessungsquerkraft: Übersicht V_{Ed} [kN/m]

(Maximalwerte im Raster 1,00 m)

Unterer Grenzwert 99,00 kN = V_{Rdc}



Bemessung
nach DIN EN 1992-1-1
Beton = C25/30
Stahl = B500S
Theor. Stahlverbrauch:
3027.2 kg
Bemessung als Platte
Bemessungsort:
- Eckpunkt

Darstellung im Raster
maximaler Wert / absolut
Bemessungsquerkraft
VEd [kN/m]
max = 341.8
min = 2.4
Untere Schranke : 99.0
Obere Schranke : 400.0

Verformtes System
Skalierung : 100

200
Decke über 1.OG
24 cm
C25/30

Datum : 17.06.2024
Zeit : 08:47:19
Autor : eb

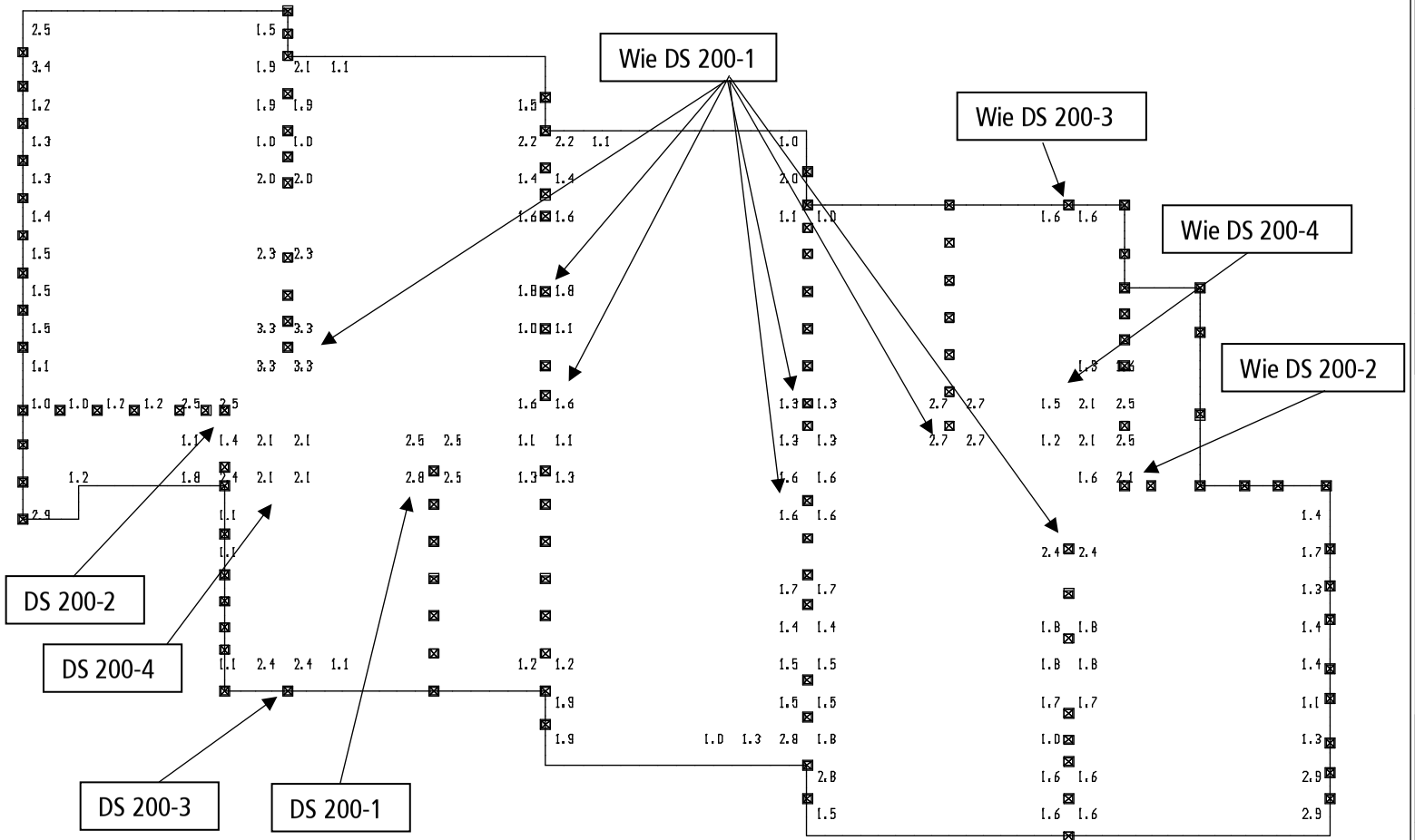
RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Datum	Auftrag Nr.
	1911
Pos.	**Seite**
200	173

Schubtragfähigkeit:

Schubbewehrung nur erforderlich, wenn: $V_{Ed} / V_{Rd,c} > 1,0$



Bemessung
nach DIN EN 1992-1-1
Beton = C25/30
Stahl = B500S
Theor. Stahlverbrauch:
3027.2 kg
Bemessung als Platte
Bemessungsort:
- Eckpunkt

Darstellung im Raster
maximaler Wert / absolut
Ausnutzung
VEd/VRd,c [-]
max = 3.4
min = 0.0
Untere Schranke : 1.0
Obere Schranke : 5.0

Verformtes System
Skalierung : 100

200
Decke über 1.OG
24 cm
C25/30

Datum : 17.06.2024
Zeit : 08:48:14
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Datum	Auftrag Nr.
	1911
Pos.	**Seite**
200	174

Nachweis der Querkrafttragfähigkeit

Zunächst wird berechnet wie viel Querkraft die Decke ohne eine zusätzliche Querkraftbewehrung aufnehmen kann:

C25/30 mit f_{ck} = 25,00 N/mm², f_{cd} = 14,20 N/mm², γ_c = 1,5

h = 240,00 mm

c = 25,00 mm

A_{sl} = 2,01 cm² / 5,24 cm²

b_w = 1000,00 mm (Betrachtung eines 1 m breiten Deckenstreifens)

$d = h - c - 20{,}00/2 - 10{,}00/2$ = 200,00 mm (Ann.: $d_{längs}$ = 20 mm, $d_{Bügel}$ = 10 mm)

$k = \min\{1 + (200/d)^{0,5}; 2\}$ = 2,00

$\rho_l = \min\{A_{sl} / (b_w * d); 0{,}02\}$ = 0,0018

$\nu_{min} = 0{,}0525 / \gamma_c * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2}$ = 0,49 (für d = 200 mm ≤ 600 mm)

σ_{cp} = 0,00 N/mm² (keine Betonlängsspannung)

$V_{Rdc} = \max\{ [0{,}15 / \gamma_c * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} + 0{,}12 * \sigma_{cp}] * b_w * d;$
$[\nu_{min} + 0{,}12 * \sigma_{cp}] * b_w * d] \}$
= 98,00 kN/m

Demnach muss für **$V_{Ed} \leq$ 98,00 kN/m** keine Querkraftbewehrung eingebaut werden.

Mit einer Zulage von **ø25/15 cm** in x-Richtung und **ø20/12,5 cm** in y-Richtung ergibt sich folgende Querkrafttragfähigkeit:

$A_{sl,x}$ = 5,24 cm² + 32,72 cm² = 37,96 cm²

$A_{sl,y}$ = 2,01 cm² + 25,13 cm² = 27,14 cm²

$A_{sl,m}$ = (37,96 cm² + 27,14 cm²) / 2 = 32,55 cm²

$\rho_l = \min\{A_{sl} / (b_w * d); 0{,}02\}$ = 0,0162

$V_{Rdc,Zulage} = \max\{ [0{,}15 / \gamma_c * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} + 0{,}12 * \sigma_{cp}] * b_w * d;$
$[\nu_{min} + 0{,}12 * \sigma_{cp}] * b_w * d] \}$
= 137,0 kN/m

Demnach muss für **$V_{Ed} \leq$ 137,00 kN/m** keine Querkraftbewehrung, aber die aufgeführte Zulage eingebaut werden.

An den Linienlagern kann von einer gleichmäßigen Lastverteilung ausgegangen werden. Eine maximal mögliche Auflagerlast ergibt sich zu
V_{Ed} = (1,35 * 8,7 kN/m² + 1,5 * 5,0 kN/m²) * (7,0 + 7,0) m / 2 = **135,0 kN/m < 137,0 kN/m** = $V_{Rdc,Zulage}$
Demnach kann die erforderliche Querkrafttragfähigkeit an den Linienlagern mit einer Zulage von von **ø25/15 cm** in x-Richtung und **ø20/12,5 cm** in y-Richtung abgedeckt werden.

Durchstanzen DS 200-1

Wandende, b = 24 cm

C25/30 mit f_{ck} = 25,00 N/mm², f_{cd} = 14,20 N/mm², γ_c = 1,5, f_{yd} = 435,0 N/mm²

h		= 240 mm	
c		= 25 mm	
d = h – c – 20,00/2 – 10,00/2		= 200,00 mm	(Ann.: $d_{längs}$ = 20 mm, $d_{Bügel}$ = 10 mm)
$A_{sl,x}$	= 5,24 cm² + 10,26 cm² (ø14/15)	= 15,50 cm²	
$A_{sl,y}$	= 2,01 cm² + 19,63 cm² (ø25/25)	= 21,64 cm²	
$A_{sl,m}$	= (15,50 cm² + 21,64 cm²) / 2	= 18,57 cm²	
b_w		= 1000,00 mm	
Faktor zur Berücksichtigung von Lastausmitten		β	= 1,35
bezogener Stützenumfang		u_0 / d	= 4,8 m
C_{Rdc} = 0,18 / γ_c * (0,1 * u_0/d + 0,6)			= 0,12
k = min{1 + (200/d)^{0,5}; 2,00}			= 2,00
ρ_l = min{A_{sl} / (b_w * d); 0,02; 0,5 * f_{cd} / f_{yd}}			= 0,0093
σ_{cp}			= 0,00 N/mm² (keine Betonlängsspannung)
ν_{min} = 0,0525 / γ_c * $k^{3/2}$ * $f_{ck}^{1/2}$			= 0,49 (für d = 200 mm ≤ 600 mm)
u_1			= 1977 mm (im Abstand von 2d)

Widerstand:

Bemessungswiderstand ν_{Rdc} = max{[C_{Rdc} * k * (100 * ρ_l f_{ck})$^{1/3}$ + 0,10 * σ_{cp}]; ν_{min} + 0,10 * σ_{cp}} * (u_1 * d)

= **270,6 kN**

Einwirkung:

Lasteinzugsfläche A = (2,00 + 0,30) m * (1,50 + 2,80) m	= 10,00 m² (Annahme)
V_{Ed} = 10,00 m² * (1,35 * 8,7 kN/m² + 1,5 * 5,00 kN/m²)	= 192,5 kN
Bemessungswert der Querkraft ν_{Ed} = β * V_{Ed} = 1,35 * 192,5	= **259,9 kN**

Nachweis:

ν_{Ed} = 259,9 kN < 270,6 kN = ν_{Rdc}

Keine Durchstanzbewehrung erforderlich.
Erforderliche Zulage in x: ø14/15 cm
y: ø25/25 cm

Durchstanzen DS 200-2

Wandecke, b = 24 cm

C25/30 mit f_{ck} = 25,00 N/mm², f_{cd} = 14,20 N/mm², γ_c = 1,5, f_{yd} = 435,0 N/mm²

h		= 240 mm	
c		= 25 mm	
d = h – c – 20,00/2 – 10,00/2		= 200,00 mm	(Ann.: $d_{längs}$ = 20 mm, $d_{Bügel}$ = 10 mm)
A_{sl}		= 2,01 cm²	
b_w		= 1000,00 mm	
Faktor zur Berücksichtigung von Lastausmitten	β	= 1,20	
bezogener Stützenumfang	u_0 / d	= 4,8 m	
C_{Rdc} = 0,18 / γ_c * (0,1 * u_0/d + 0,6)		= 0,12	
k = min{1 + (200/d)^{0,5}; 2,00}		= 2,00	
ρ_l = min{A_{sl} / (b_w * d); 0,02; 0,5 * f_{cd} / f_{yd}}		= 0,0010	
σ_{cp}		= 0,00 N/mm²	(keine Betonlängsspannung)
ν_{min} = 0,0525 / γ_c * k$^{3/2}$ * $f_{ck}^{1/2}$		= 0,49	(für d = 200 mm ≤ 600 mm)
u_1		= 1228 mm	(im Abstand von 2d)

Widerstand:

Bemessungswiderstand ν_{Rdc} = max{[C_{Rdc} * k * (100 * ρ_l f_{ck})$^{1/3}$ + 0,10 * σ_{cp}]; ν_{min} + 0,10 * σ_{cp}} * (u_1 * d)

= **121,6 kN**

Einwirkung:

Lasteinzugsfläche A = 2,10 m * 2,10 m / 2	= 2,50 m² (Annahme)
V_{Ed} = 2,50 m² * (1,35 * 8,7 kN/m² + 1,5 * 5,00 kN/m²)	= 48,11 kN
Bemessungswert der Querkraft ν_{Ed} = β * V_{Ed} = 1,20 * 48,11	= **57,8 kN**

Nachweis:

ν_{Ed} = 57,8 kN < 121,6 kN = ν_{Rdc} **Keine Durchstanzbewehrung erforderlich.**

Durchstanzen DS 200-3

Randstütze, b/d = 10/10cm

C25/30 mit f_{ck} = 25,00 N/mm², f_{cd} = 14,20 N/mm², γ_c = 1,5, f_{yd} = 435,0 N/mm²

h		= 240 mm	
c		= 25 mm	
d = h – c – 20,00/2 – 10,00/2		= 200,00 mm	(Ann.: $d_{längs}$ = 20 mm, $d_{Bügel}$ = 10 mm)
$A_{sl,x}$	= 5,24 cm² + 5,24 cm² (ø10/15)	= 10,48 cm²	
$A_{sl,y}$	= 2,01 cm² + 6,16 cm² (ø14/25)	= 8,17 cm²	
$A_{sl,m}$	= (10,48 cm² + 8,17 cm²) / 2	= 9,32cm²	
b_w		= 1000,00 mm	
Faktor zur Berücksichtigung von Lastausmitten		β	= 1,40
bezogener Stützenumfang		u_0 / d	= 2,8 m
C_{Rdc} = 0,18 / γ_c * (0,1 * u_0/d + 0,6)			= 0,12
k = min{1 + (200/d)^{0,5}; 2,00}			= 2,00
ρ_l = min{A_{sl} / (b_w * d); 0,02; 0,5 * f_{cd} / f_{yd}}			= 0,0046
σ_{cp}			= 0,00 N/mm² (keine Betonlängsspannung)
ν_{min} = 0,0525 / γ_c * k$^{3/2}$ * $f_{ck}^{1/2}$			= 0,49 (für d = 200 mm ≤ 600 mm)
u_1			= 1637 mm (im Abstand von 2d)

Widerstand:

Bemessungswiderstand ν_{Rdc} = max{[C_{Rdc} * k * (100 * ρ_l f_{ck})$^{1/3}$ + 0,10 * σ_{cp}]; ν_{min} + 0,10 * σ_{cp}} * (u_1 * d)

= **169,0 kN**

Einwirkung:

Lasteinzugsfläche A = 2,50 m * 2,50 m = 6,25 m² (Annahme)

V_{Ed} = 6,25 m² * (1,35 * 8,70 kN/m² + 1,5 * 5,0 kN/m²) = **120,28 kN** (Auflagerkraft)

Bemessungswert der Querkraft ν_{Ed} = β * V_{Ed} = 1,40 * 120,28 = **168,4 kN**

Nachweis:

ν_{Ed} = 168,4 kN < 169,0 kN = ν_{Rdc}

Keine Durchstanzbewehrung erforderlich.

Erforderliche Zulage in x: ø10/15 cm

y: ø14/25 cm

Durchstanzen DS 200-4

Mittelstütze, b/d	= 10/10cm		
Fußplatte d/b	= 10/18 cm		
C25/30 mit f_{ck} = 25,00 N/mm²,	f_{cd} = 14,20 N/mm²,	γ_c = 1,5,	f_{yd} = 435,0 N/mm²
h	= 240 mm		
c	= 25 mm		
d = h – c – 20,00/2 – 10,00/2	= 200,00 mm	(Ann.: $d_{längs}$ = 20 mm, $d_{Bügel}$ = 10 mm)	
$A_{sl,x}$ = 5,24 cm² + 10,26 cm² (ø14/15)	= 15,5 cm²		
$A_{sl,y}$ = 2,01 cm² + 12,57 cm² (ø20/25)	= 14,58 cm²		
$A_{sl,m}$ = (15,5 cm² + 14,58 cm²) / 2	= 15,04 cm²		
b_w	= 1000,00 mm		
Faktor zur Berücksichtigung von Lastausmitten	β	= 1,10	
bezogener Stützenumfang	u_0 / d	= 2,8 m	
$C_{Rdc} = 0{,}18 / \gamma_c * (0{,}1 * u_0/d + 0{,}6)$		= 0,106	
$k = \min\{1 + (200/d)^{0,5}; 2{,}00\}$		= 2,00	
$\rho_l = \min\{A_{sl} / (b_w * d); 0{,}02; 0{,}5 * f_{cd} / f_{yd}\}$		= 0,0075	
σ_{cp}		= 0,00 N/mm² (keine Betonlängsspannung)	
$\nu_{min} = 0{,}0525 / \gamma_c * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2}$		= 0,49	(für d = 200 mm $\leq$ 600 mm)
u_1		= 3073 mm	(im Abstand von 2d)

<u>Widerstand:</u>

Bemessungswiderstand $\nu_{Rdc} = \max\{[C_{Rdc} * k * (100 * \rho_l f_{ck})^{1/3} + 0{,}10 * \sigma_{cp}]; \nu_{min} + 0{,}10 * \sigma_{cp}\} * (u_1 * d)$

= **346,1 kN**

<u>Einwirkung:</u>

V_{Ed} = 1,35 * 170 kN + 1,5 * 50 kN = 304,5 kN

Bemessungswert der Querkraft $\nu_{Ed} = \beta * V_{Ed}$ = 1,10 * 304,5 = **335,0 kN**

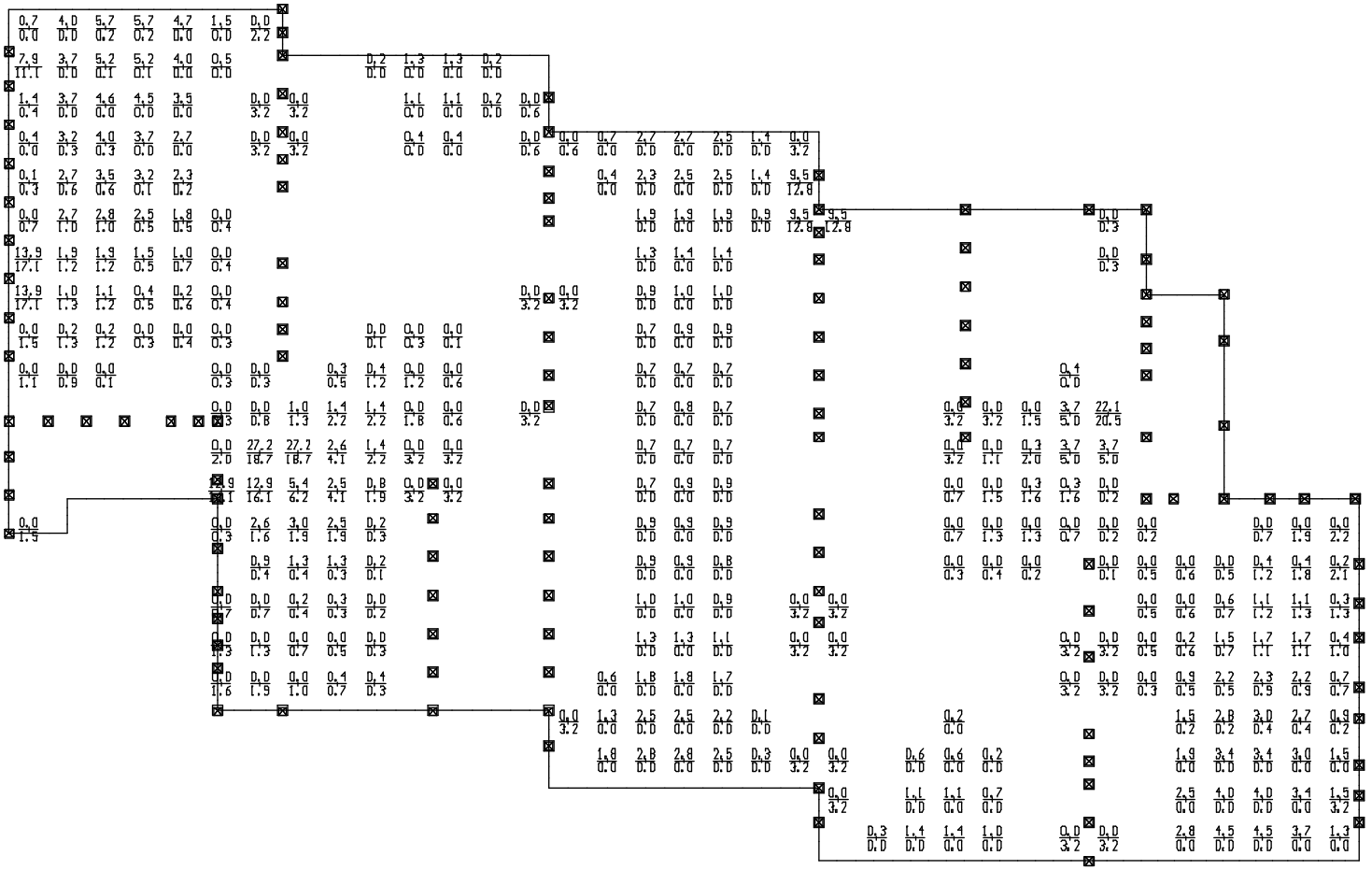
<u>Nachweis:</u>

ν_{Ed} = 335,0 kN < 346,1 kN = ν_{Rdc}

Keine Durchstanzbewehrung erforderlich.
Erforderliche Zulage in x: ø14/15 cm
y: ø20/25 cm

Erforderliche Bewehrung: [cm²/m]

Untere Lage; Grundbewehrung: R524 A



Bemessung
nach DIN EN 1992-1-1
Beton = C25/30
Stahl = B500S
Theor. Stahlverbrauch:
3027.2 kg
untere Lage [cm2/m]
Darstellung im Raster
Grundbew. : R524 A
wird berücksichtigt
Randachsabstand [cm]:
dl-x, dl-y: 3.5/3.5
Bemessung als Platte
Bemessungsort:
- Eckpunkt

Lagerreaktionen

Zahlenwerte
Lagerreaktionen
Fsz [kN]
Msx/Msy [kNm]

200
Decke über 1.OG
24 cm
C25/30

Datum : 18.06.2024
Zeit : 15:53:27
Autor : eb

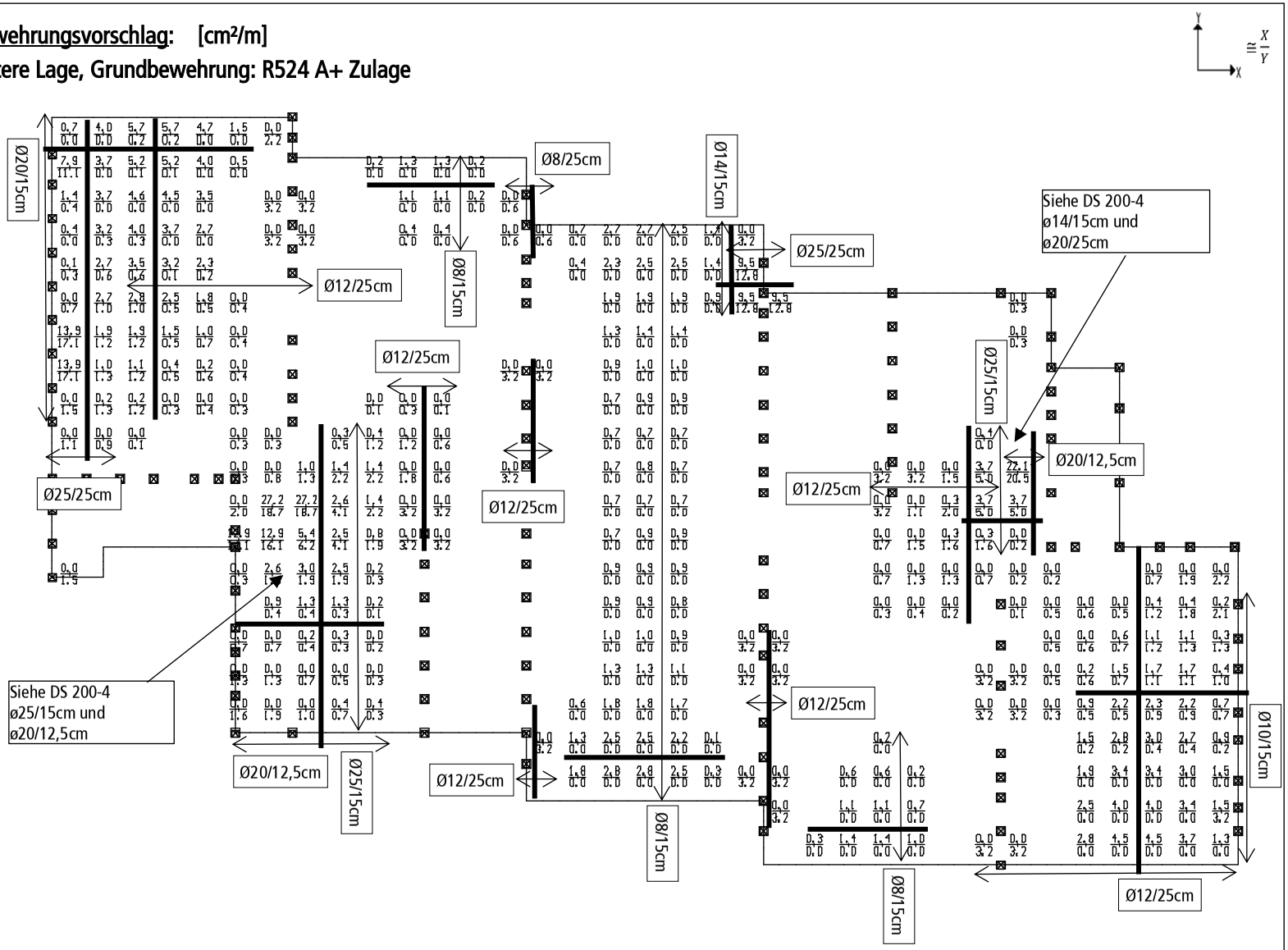
RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Datum	Auftrag Nr.
	1911
Pos.	Seite
200	180

Bewehrungsvorschlag: [cm²/m]

Untere Lage, Grundbewehrung: R524 A+ Zulage



Die Matten werden in den Stützbereichen gestoßen und mit einer Zulage ø10/15cm versehen

Bemessung
nach DIN EN 1992-1-1
Beton = C25/30
Stahl = B500S
Theor. Stahlverbrauch:
3027.2 kg
untere Lage [cm2/m]
Darstellung im Raster
Grundbew. : R524 A
wird berücksichtigt
Randachsabstand [cm]:
dl-x, dl-y: 3.5/3.5
Bemessung als Platte
Bemessungsort:
- Eckpunkt

Lagerreaktionen

Zahlenwerte
Lagerreaktionen
Fsz [kN]
Msx/Msy [kNm]

200
Decke über 1.OG
24 cm
C25/30

Datum : 18.06.2024
Zeit : 15:53:27
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Datum

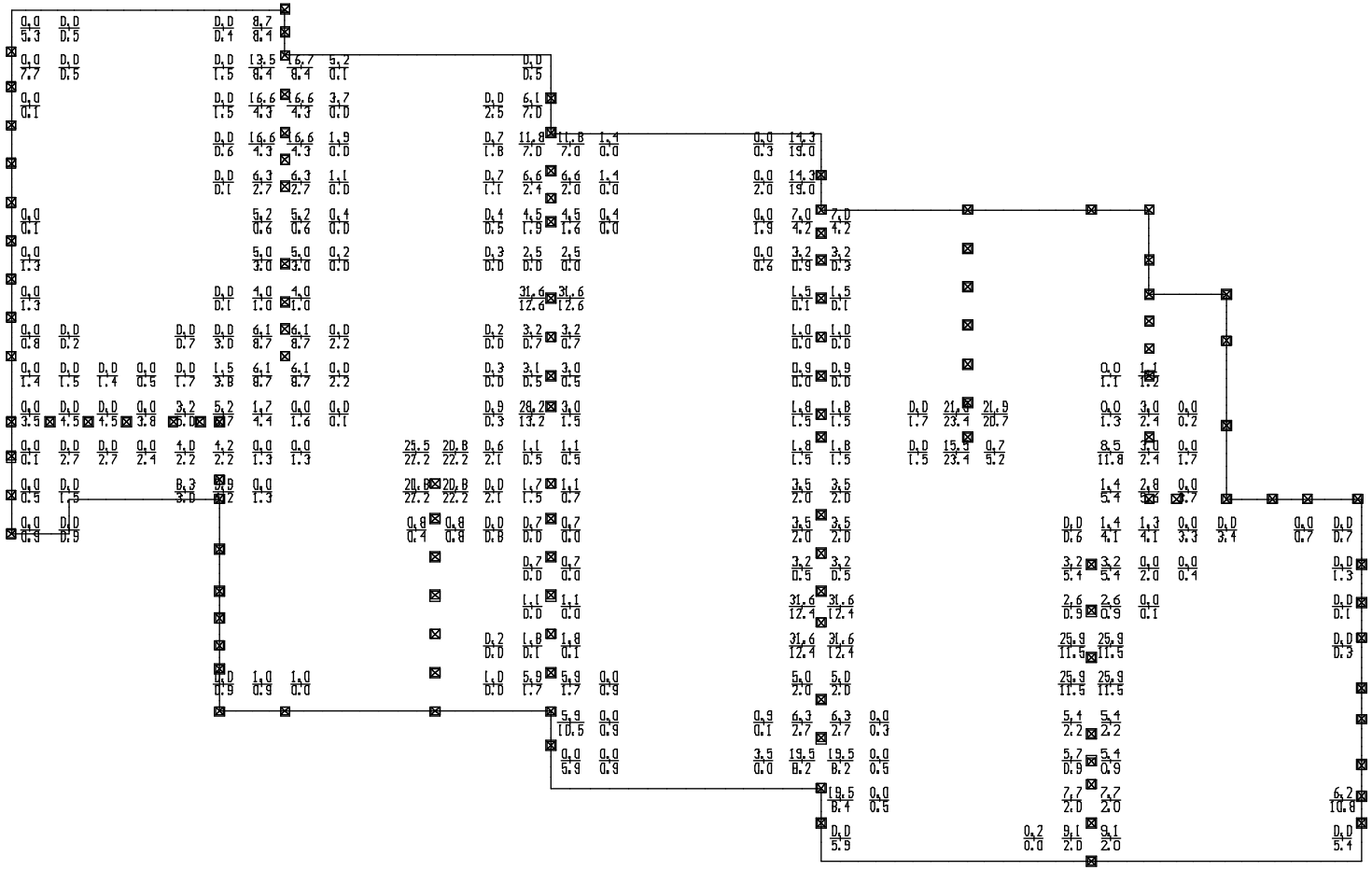
Auftrag Nr. 1911

Pos. 200

Seite 181

Erforderliche Bewehrung: [cm²/m]

Obere Lage, Grundbewehrung: R524 A



Bemessung
nach DIN EN 1992-1-1
Beton = C25/30
Stahl = B500S
Theor. Stahlverbrauch:
3027.2 kg
obere Lage [cm2/m]
Darstellung im Raster
Grundbew. : R524 A
wird berücksichtigt
Randachsabstand [cm]:
d1-x, d1-y: 3.5/3.5
Bemessung als Platte
Bemessungsort:
- Eckpunkt

Lagerreaktionen

Zahlenwerte
Lagerreaktionen
Fsz [kN]
Msx/Msy [kNm]

200
Decke über 1.OG
24 cm
C25/30

Datum : 18.06.2024
Zeit : 15:57:44
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Datum

Auftrag Nr. 1911

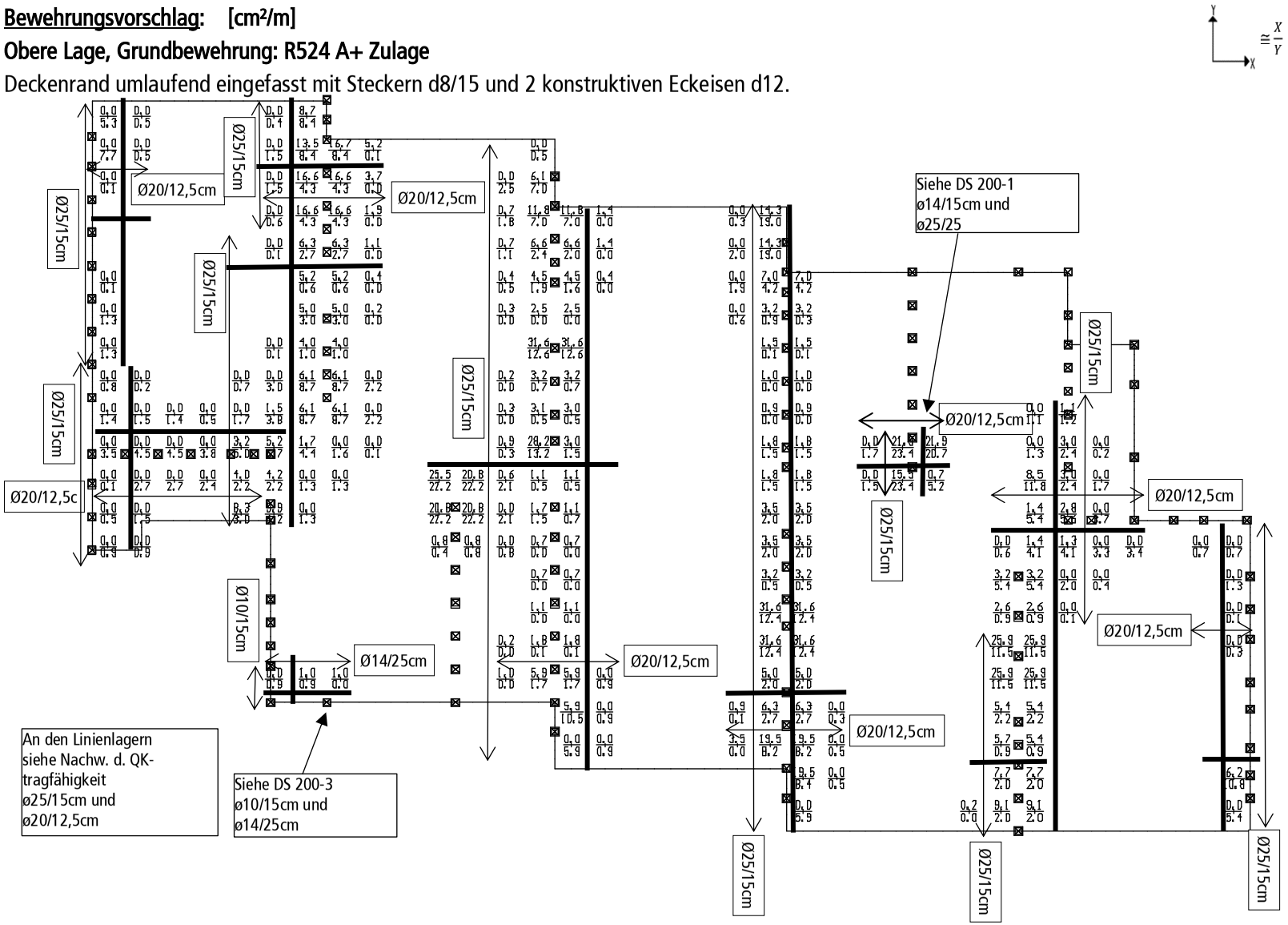
Pos. 200

Seite 182

Bewehrungsvorschlag: [cm²/m]

Obere Lage, Grundbewehrung: R524 A+ Zulage

Deckenrand umlaufend eingefasst mit Steckern d8/15 und 2 konstruktiven Eckeisen d12.



Die Matten werden in den Feldbereichen gestoßen und mit einer Zulage ø10/15cm versehen

Bemessung
nach DIN EN 1992-1-1
Beton = C25/30
Stahl = B500S
Theor. Stahlverbrauch:
3027.2 kg
obere Lage [cm2/m]
Darstellung im Raster
Grundbew. : R524 A
wird berücksichtigt
Randachsabstand [cm]:
d1-x, d1-y: 3.5/3.5
Bemessung als Platte
Bemessungsort:
- Eckpunkt

Lagerreaktionen

Zahlenwerte
Lagerreaktionen
Fsz [kN]
Msx/Msy [kNm]

200
Decke über 1.OG
24 cm
C25/30

Datum : 18.06.2024
Zeit : 15:57:44
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Auftrag Nr. 1911
Seite 183
Datum
Pos. 200

Pos. 210 Unterzug, C25/30, XC1, b/h = 24/34,5 cm

Es folgt die Bemessung des Stahlbetonunterzuges Pos. 210. Maßgebend für die Bemessung ist der Unterzug in Achse E-2/3 aufgrund der maximalen Last.

L_{max} = 2,4 m
Statische Höhe d = 0,345 m – 0,05 m = 0,295 m

Lastannahmen

In der Deckenbemessung wurde der Unterzug nicht als Auflager berücksichtig. Die Bemessungslast für den Unterzug wird deswegen an dieser Stelle über Lasteinzugsflächen ermittelt.

L_1 = 7,0 m / 2 = 3,5 m
L_2 = 7,0 m / 2 = 3,5 m

Aus Lastannahme „Decke über EG + 1. OG – Innenräume" (s. S. 9)

g_k = 8,7 kN/m² * (3,5 m + 3,5 m) = 60,9 kN/m
q_k = 3,8 kN/m² * (3,5 m + 3,5 m) = 26,6 kN/m

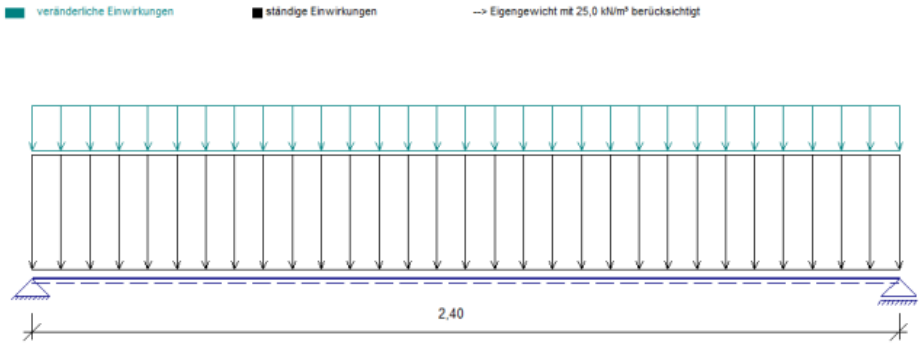
Aus Lastannahme „Innenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton" (s. S. 12),
Annahme Übermauerung ≤ 1,0 m g_k = 6,7 kN/m² * 1,0 m = 6,7 kN/m

$\sum g_k$ **= 67,6 kN/m**
$\sum q_k$ **= 26,6 kN/m**

Das Eigengewicht wird Programmintern berücksichtigt.

Bemessung

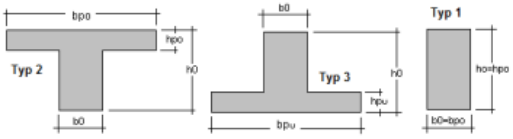
Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland



Systemwerte :

links gelenkig gelagert

rechts gelenkig gelagert



Feld	Feldlänge [m]	b0 [cm]	h0 [cm]	bpo/u [cm]	hpo/u [cm]	QS-Typ
1	2,400	24,00	34,50	24,00	34,50	1

Lager	Lagerung	Länge [cm]
1	direkt	24,0
2	direkt	24,0

Belastung: (EWA = Einwirkungsart)

Einwirkungsart 1=Wohn-/Aufenthaltsräume
Einwirkungsart 2=Büros
Einwirkungsart 3=Versammlungsräume
Einwirkungsart 4=Verkaufsräume
Einwirkungsart 5=Lagerräume
Einwirkungsart 6=Schneelasten H <= 1000m NN
Einwirkungsart 7=Schneelasten H > 1000m NN
Einwirkungsart 8=Windlasten
Einwirkungsart 9=Temperatur (nicht Brand)
Einwirkungsart 10=Kategorie F (F <=30 kN)
Einwirkungsart 11=Kategorie G (F<=160 kN)
Einwirkungsart 12=Kategorie H (Dächer)
Einwirkungsart 13=sonstige Einwirkungen
Einwirkungsart 14=Wind alternativ zu Nr.8
Einwirkungsart 15=Erdbeben

g über Gesamtlänge = 67,600 kN/m

q über Gesamtlänge = 26,600 kN/m aus Einwirkungsart 1

Eigengewicht der Konstruktion wird mit 25,0 kN/m³ berücksichtigt

Schnee- u. Windlasten werden nicht feldweise angesetzt, sondern als Vollast!

Feldschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):

Feld	max.MEd [kNm]	min.MEd [kNm]	abs.max.VEd [kN]
1	96,447	0,000	160,745

Lagerschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):

Lager	min.MEd [kNm]	max.MEd [kNm]	min.VEd-li. [kN]	max.VEd-li. [kN]	min.VEd-re. [kN]	max.VEd-re. [kN]
1	0,000	0,000				160,745
2	0,000	0,000	-160,745			

Auflagerkräfte (ohne Teilsicherheitsbeiwerte):

Lager	max.F [kN]	min.F [kN]	F aus g [kN]	F aus q* [kN]	Vollast g+q [kN]
1	115,52	83,60	83,60	31,92/0,00	115,52
2	115,52	83,60	83,60	31,92/0,00	115,52

Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland:

Beton: C25/30
Betonstahl: B500 (A,B)
d1 = 5,00 cm (Achsabstand Bewehrung unten) --> Betondeckung c,vl,unten = 3,5 cm
d2 = 5,00 cm (Achsabstand Bewehrung oben) --> Betondeckung c,vl,oben = 3,5 cm

- ☑ Grenze x/d <= 0.45 eingehalten (Biegung)
- ☑ Stützmomente am Anschnitt ermittelt (Mindestmomente berücksichtigt)
- ☑ Längsbewehrung nicht gestaffelt
- ☑ Mindestbewehrung berücksichtigt
- ☑ an Endauflagern wird eine Bewehrung gemäß DIN EN 1992-1-1, 9.2.1.2 (1) ermittelt

Biegebewehrung Stützen: (an Endauflagern mit Berücksichtigung von 9.2.1.2 (1))

Stütze	erf.As oben [cm²]	erf.As unten [cm²]	min.As [cm²]	|Mbem| [kNm]
1	1,87	0,00		24,11
2	1,87	0,00		24,11

*) Mindestmoment nach EC2

Biegebewehrung Felder :

Feld	erf.As oben [cm²]	erf.As unten [cm²]	min.As [cm²]
1	0,78	9,58	0,93

Bewehrung am Endauflager:

Erforderliche Bewehrung für Verankerung am linken Endauflager = 3,39 cm²
Erforderliche Bewehrung für Verankerung am rechten Endauflager = 3,37 cm²

Querkraftbewehrung: (VRd,c,min wird angesetzt, ggfs. gewählte Bewehrung wird angesetzt)

Stütze	asw-links [cm²/m]	asw-rechts [cm²/m]	min.asw-links [cm²/m]	min.asw-rechts [cm²/m]
1	0,00	6,08	0,00	2,00
2	6,22	0,00	2,00	0,00

Stütze	VEd [kN]-links	VEd [kN]-rechts	VEd,red [kN]-links	VEd,red [kN]-rechts	VRd,c [kN]-links	VRd,c [kN]-rechts	VRd,max [kN]-li.	VRd,max [kN]-re
1	0,00	149,49	0,00	109,31		41,76	1,00	257,34
2	151,10	0,00	110,91	0,00	41,76		257,75	1,00

Stütze	Theta [°]-links	Theta [°]-rechts	cot(Theta)-links	cot(Theta)-rechts	VEd/VRd,max-li.	zul.e [cm]-li.	VEd/VRd,max-re.	zul.e [cm]-re.
1		28,6		1,8	0,000	30,0	0,581	17,3
2	28,7		1,8		0,586	17,3	0,000	30,0

Nachweis Biegeschlankheit EC2-1-1, 7.4.2:

- verformungsempfindliche angrenzende Bauteile, d.h. w <= l/500
- ab einem Momentenverhältnis |M,Stütze/M,Feld| von >= 0,50 wird eine volle Einspannung angesetzt

Feld	K [-]	Rho,0 [%]	erf.Rho [%]	erf.Rho' [%]	vorh.l/d [-]	zul.l/d [-]
1	1,00	0,50	1,35	0,11	8,14	13,81

--> erf.Rho u. erf.Rho' = Bewehrungsgehalt aus erforderlicher Biegebewehrung (Rho = unten / Rho' = oben)
--> zul.l/d auch unter Berücksichtigung der gewählten Bewehrung (Faktor = vorh.Rho/erf.Rho)

Nachweis der Verankerungslängslänge:

Auflagertiefe = 24 cm

Verankerungslänge = 24 cm – 3,0 cm = 21,0 cm

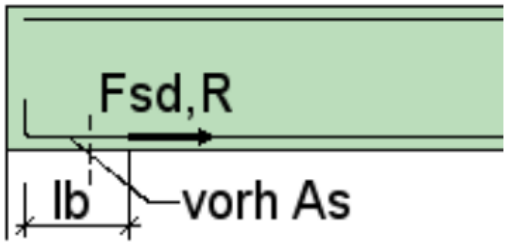
Zugkraft am Auflager $F_s = V_{Ed} * \cot(\Theta) / 2 = 161\ kN * 1,4 / 2$ = 112,7 kN

Vorhandene Bewehrungsstäbe = 5ø16 (10,1 cm² > 9,58 cm² = $A_{s,erf}$)

MZ-Stb-Endverankerung
DIN EN 1992-1-1

MZ

System



Eingabewerte:

Material

Beton C25/30 fck = 25.00 N/mm² fcd = 14.17 N/mm²
(gammac=1.50 alpha=0.85 nue1=1.00 betact=2.40)
Stahl BSt.500S fyk = 500.0 N/mm² fyd = 434.8 N/mm²

Belastung

Zugkraft am Auflager Fsd,R =	112.7 kN

Endauflager

Auflagerart	direkt
Vorhandene Verankerungslänge =	0.210 m
Vorhandene Bewehrungsstäbe =	5d16g

Ergebnisse:

Verankerung Biegebewehrung am Endauflager

Verankerungskraft Fsd,R = 112.70 kN
Erforderliche Bewehrung am Auflager = 2.59 cm²

Stäbe am direkten Auflager mit Verankerungslänge = 0.210m :

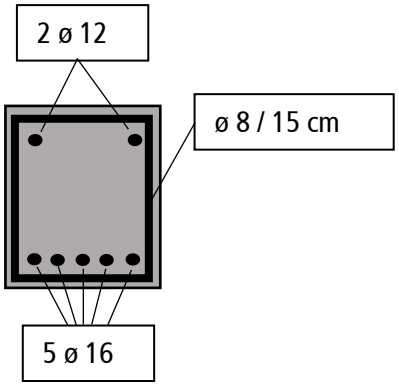
5 Ø 16 mm mit geradem Stabende
As = 10.053cm² alpha1 = 1.0 lb = 0.646m = lb,rqd*(erfAs/vorhAs = 1)
vorh lb = 0.210m > = 6.0*ds = 0.096m OK
vorh lb = 0.210m > = 0.3*0.67*1.0*0.646m > = 10*ds*0.67 = 0.129m OK
FRd = 10.05*434.8/10 / 0.67 / 1.0 * 0.210 / 0.646 (< = As*fyd) = **213.11kN**

FEd = 112.70kN < = **213.1kN** = FRd (Alle Stäbe)
= > Verankerung ausreichend! OK

Nachweis erbracht

Bewehrungsvorschlag:

Betondeckung c_{nom} = 2,5 cm



Nachweis der Auflagerpressung

Teilflächenpressung

$N_{Edc} \geq N_{Rd}c$

mit	a_1	=	= 0
	A_b	= 20 cm * 24 cm	= 480 cm²
	A_{ef}	= (20 cm + (329 cm / 2 – 102 cm) * tan(30°)) * 24 cm	= 1346 cm²
	β	= (1 + 0,3 * a_1 / h_c) * (1,5 – 1,1 * A_b / A_{ef})	
		= (1 + 0,3 * 0) * (1,5 – 1,1 * 480 cm² / 1346 cm²)	= **1,10** > 1,0
	f_d	= 0,85 * 10,5 N/mm² / 1,5	= 0,6 N/mm²
	N_{Rdc}	= β * A_b * f_d = 1,1 * 480 cm² * 0,6 kN/cm²	= 316,8 kN
	N_{Edc}	= V_{Ed}	= 160,8 kN

160,8 kN < 316,8 kN **Nachweis erfüllt**

Knicken auf halber Wandhöhe

$N_{Ed} \geq N_{Rd}$

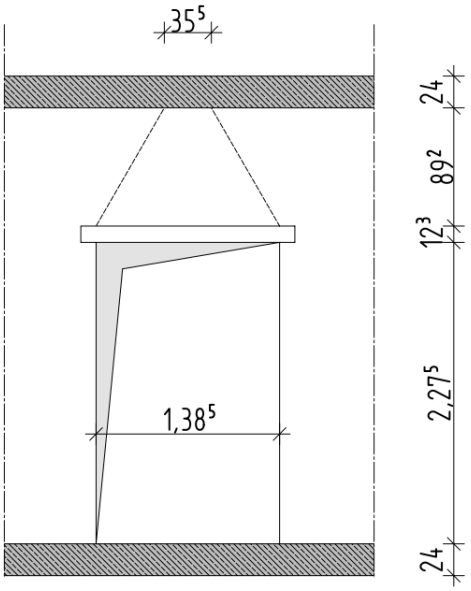
mit	e_{mk}	= 0,05 * t = 0,05 * 24 cm	= 1,2 cm
	h_{ef}	= ρ_2 * h = 0,75 * 353 cm	= 265 cm
	Φ_m	= 1,14 * (1 – 2 * e_{mk} / t) – 0,024 * h_{ef} / t	
		= 1,14 * (1 – 2 * 1,2 / 24) – 0,024 * 265 cm / 24 cm	= **0,761**
			≤ 0,9 = 1 – 2 * 1,2 / 24
			= 1 – 2 * e_{mk} / t = 0,9
	N_{Rd}	= Φ_m * t * f_d * L = 0,761 * 24 cm * 0,6 kN/cm² * 20 cm	= 219,0 kN
	N_{Edc}	= V_{Ed}	= 160,8 kN

160,8 kN < 219,0 kN **Nachweis erfüllt**

Pos. 211 Sturz, KS-Flachsturz, 4DF, b = 24 cm, L_A = 17,5 cm

Als Stürze werden 24 cm breite KS-Flachstürze 4DF gewählt, mit einer Auflagertiefe von 17,50 cm gewählt. Die Bemessung erfolgt auf der Basis einer geprüften Typenstatik.

L_n = 1,385 m



Lastannahmen

Auf den Flachsturz wirkt gemäß der obigen Skizze das Eigengewicht der Wand sowie die Auflagerlasten aus der Decke. Es wird die maßgebende Länge (Achse I-4/5) mit der maßgebenden Belastung (Achse G-2/3) für die Bemessung kombiniert.

Aus Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk bzw. Stahlbeton (s. S. 12)

g_k = 6,7 kN/m² * 0,892 m = 5,98 kN/m

Aus Lastannahmen „Decke über 1. OG“ (s. S. 9)

g_k = 8,9 kN/m² * (7 + 3,5) m / 2 * 0,355 m / 1,385 m = 11,98 kN/m

q_k = 3,8 kN/m² * (7 + 3,5) m / 2 * 0,355 m / 1,385 m = 5,12 kN/m

e_d =1,35 * (5,98 + 11,98) kN/m + 1,5 * 5,12 kN/m = **32,0 kN/m**

r_d = 40,25 kN/m (siehe Bemessungstabelle folgende Seite)

e_d / r_d = **0,80 < 1,0** **Nachweis erfüllt**

Auflagertiefe 11,5 cm mit Übermauerung >48,8 cm und vermörtelten Stoß- und Lagerfugen!

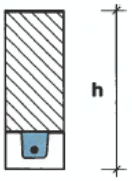
Anlage 13 zur Typenstatik für KS-Flachstürze,
Formate NF, NF17.5, 2DF, 3DF, 4DF, 150, 200, 214

KS STURZ Sicherheit mit System

KS-Flachstürze *)

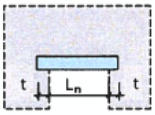
Anlage Nr.: 14 zum Bescheid
Prüf.-Nr.: 04/18 vom 2.04.2019

Antragsteller : Werbegemeinschaft KS-Sturz, Remsfeld
Steinformat : 4 **DF** (Breite B = 24,0 cm)
Auflagertiefe : 11,5 bzw. 17,5 cm
Bewehrung : 2 ∅ 10 – B500A oder B500B
Druckzone : Übermauerung mit **Voll**steinen nach DIN EN 771-2:2015-11 in Verb. mit DIN 20000-402:2017-01 ausschließlich mit vermörtelten Stoß- und Lagerfugen !! (auch bei Plansteinmauerwerk)
Mörtel : Normalmörtel (mind. MG IIa) oder Dünnbettmörtel



Als Typenprüfung in statischer Hinsicht geprüft
Hannover, den 2.04.2019
Landeshauptstadt Hannover
Prüfamt für Baustatik
Leiter: Sachbearbeiter: Richt

Druckzone aus Mauerwerk



Bemessungswert der Beanspruchungen $e_d = g_d + q_d$ [kN/m]
(Bemessungsgrößen)

lichte Weite L_n [m]	Sturzhöhe h [cm]									
	23,8		36,3		48,8		61,3		73,8	
	Auflagertiefe t [cm]									
	11,5	17,5	11,5	17,5	11,5	17,5	11,5	17,5	11,5	17,5
0,635	–	30,78	–	100,09	–	113,41	–	113,41	–	113,41
0,760	26,86	24,00	68,99	68,68	68,99	98,25	68,99	98,25	68,99	98,25
0,885	21,49	19,58	58,68	51,59	60,37	86,66	60,37	86,66	60,37	86,66
1,010	17,84	16,48	45,51	40,98	53,66	77,52	53,66	77,52	53,66	77,52
1,135	15,22	14,20	36,93	33,81	48,29	70,05	48,29	70,13	48,29	70,13
1,260	13,24	12,46	30,94	28,67	43,90	56,63	43,90	64,02	43,90	64,02
1,385	11,71	11,09	26,54	24,82	40,25	47,29	40,25	58,89	40,25	58,89
1,510	10,49	9,99	23,19	21,85	37,15	40,44	37,15	54,52	37,15	54,52
1,635	9,49	9,08	20,55	19,48	34,50	35,23	34,50	50,75	34,50	50,75
1,760	8,66	8,32	18,43	17,56	32,20	31,15	32,20	47,48	32,20	47,48
1,885	7,97	7,67	16,70	15,97	29,36	27,87	30,18	44,59	30,18	44,59
2,010	7,37	6,99	15,25	14,63	26,41	25,18	28,41	40,16	28,41	42,04
2,135	6,59	6,25	14,02	13,50	23,97	22,94	26,83	36,06	26,83	39,77
2,260	5,91	5,63	12,97	12,52	21,92	21,05	25,42	32,68	25,42	37,73
2,385	5,34	5,09	12,06	11,67	20,19	19,44	24,15	29,85	24,15	35,88
2,510	4,84	4,63	11,27	10,93	18,69	18,05	23,00	27,45	23,00	34,21
2,635	4,41	4,23	10,57	10,27	17,39	16,83	21,95	25,38	21,95	32,69
2,760	4,04	–	9,96	–	16,26	–	21,00	–	21,00	–

*) nach der "Allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung Nr. Z-17.1-978"

Nächster Sichtvermerk durch das Prüfamt für Baustatik der Landeshauptstadt Hannover ist spätestens am 9.4.2024 erforderlich

Pos. 212 Unterzug, C25/30, XC1, b/h = 24/24 cm

In Achse D-4/5 wird aufgrund des veränderten Treppensystems nun ein Stahlbetonunterzug geplant (statt des KS-Flachsturzes, wie Pos. 211).

L_{max} = 1,6 m
Statische Höhe d = 0,345 m – 0,05 m = 0,295 m

Lastannahmen

In der Deckenbemessung wurde der Unterzug nicht als Auflager berücksichtigt. Die Bemessungslast für den Unterzug wird deswegen an dieser Stelle über Lasteinzugsflächen ermittelt.

L_1 = 7,0 m / 2 = 3,5 m

Aus Lastannahme „Decke über EG + 1. OG – Innenräume" (s. S. 9)

g_k = 8,7 kN/m² * 3,5 ,m = 30,5 kN/m
q_k = 3,8 kN/m² * 3,5 m = 13,3 kN/m

Aus Pos. 502 (s. S. 364'.4), bei x = 0,8 m G_k = $(V_{d1} + V_{d2} + V_{d3}) / 1,4 * 0,7$
= (6 + 39 + 60) kN / 1,4 * 0,7 = **52,5 kN**
Q_k = $(V_{d1} + V_{d2} + V_{d3}) / 1,4 * 0,3$
= (6 + 39 + 60) kN / 1,4 * 0,3 = **22,5 kN**

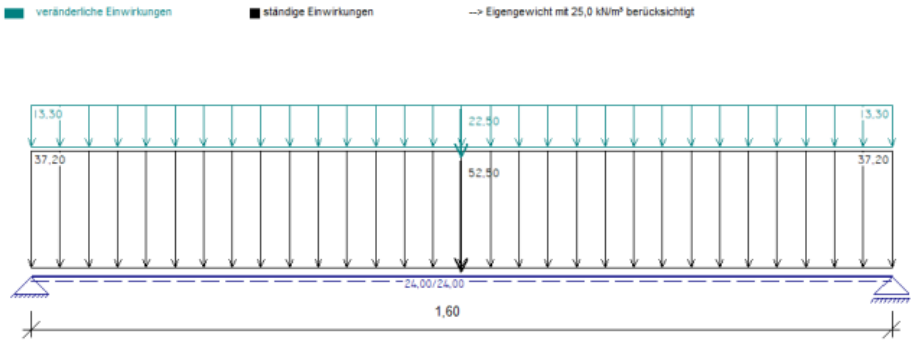
Aus Lastannahme „Innenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton" (s. S. 12),
Annahme Übermauerung ≤ 1,0 m g_k = 6,7 kN/m² * 1,0 m = 6,7 kN/m

$\sum g_k$ **= 37,2 kN/m**
$\sum q_k$ **= 13,3 kN/m**

Das Eigengewicht wird programmintern berücksichtigt.

Bemessung

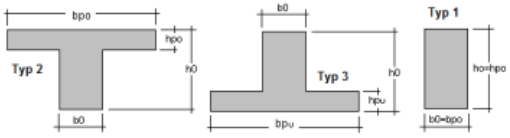
Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland



Systemwerte :

links gelenkig gelagert

rechts gelenkig gelagert



Feld	Feldlänge [m]	b0 [cm]	h0 [cm]	bpo/u [cm]	hpo/u [cm]	QS-Typ
1	1,600	24,00	24,00	24,00	24,00	1

Lager	Lagerung	Länge [cm]
1	direkt	24,0
2	direkt	24,0

Belastung: (EWA = Einwirkungsart)

Einwirkungsart 1=Wohn-/Aufenthaltsräume
Einwirkungsart 2=Büros
Einwirkungsart 3=Versammlungsräume
Einwirkungsart 4=Verkaufsräume
Einwirkungsart 5=Lagerräume
Einwirkungsart 6=Schneelasten H <= 1000m NN
Einwirkungsart 7=Schneelasten H > 1000m NN
Einwirkungsart 8=Windlasten
Einwirkungsart 9=Temperatur (nicht Brand)
Einwirkungsart 10=Kategorie F (F <=30 kN)
Einwirkungsart 11=Kategorie G (F<=160 kN)
Einwirkungsart 12=Kategorie H (Dächer)
Einwirkungsart 13=sonstige Einwirkungen
Einwirkungsart 14=Wind alternativ zu Nr.8
Einwirkungsart 15=Erdbeben

g über Gesamtlänge = 37,200 kN/m

q über Gesamtlänge = 13,300 kN/m aus Einwirkungsart 1

Eigengewicht der Konstruktion wird mit 25,0 kN/m³ berücksichtigt

Schnee- u. Windlasten werden nicht feldweise angesetzt, sondern als Vollast!

Lastarten : 1 = Einzellast 2 = Gleichlast 3 = Einzelmoment 4 = Trapezlast 5 = Teiltrapezlast

Nr.	Art	Feld	G links	Q links	G rechts	Q rechts	Abstand [m]	Lastlänge [m]	EWA	Faktor	Bemerkung
1	1	1	52,500	22,500	0,000	0,000	0,800	0,000	1	1,000	

Feldschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):

Feld	max.MEd [kNm]	min.MEd [kNm]	abs.max.VEd [kN]
1	64,926	0,000	110,004

Lagerschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):

Lager	min.MEd [kNm]	max.MEd [kNm]	min.VEd-li. [kN]	max.VEd-li. [kN]	min.VEd-re. [kN]	max.VEd-re. [kN]
1	0,000	0,000				110,004
2	0,000	0,000	-110,004			

Auflagerkräfte (ohne Teilsicherheitsbeiwerte):

Lager	max.F [kN]	min.F [kN]	F aus g [kN]	F aus q* [kN]	Vollast g+q [kN]
1	79,05	57,16	57,16	21,89/0,00	79,05
2	79,05	57,16	57,16	21,89/0,00	79,05

Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland:

Beton: C25/30
Betonstahl: B500 (A,B)
d1 = 6,50 cm (Achsabstand Bewehrung unten) --> Betondeckung c,vl,unten = 2,5 cm
d2 = 6,50 cm (Achsabstand Bewehrung oben) --> Betondeckung c,vl,oben = 2,5 cm

- ☑ Grenze x/d <= 0.45 eingehalten (Biegung)
- ☑ Stützmomente am Anschnitt ermittelt (Mindestmomente berücksichtigt)
- ☑ Längsbewehrung nicht gestaffelt
- ☑ Mindestbewehrung berücksichtigt
- ☑ an Endauflagern wird eine Bewehrung gemäß DIN EN 1992-1-1, 9.2.1.2 (1) ermittelt

Biegebewehrung Stützen: (an Endauflagern mit Berücksichtigung von 9.2.1.2 (1))

Stütze	erf.As oben [cm²]	erf.As unten [cm²]	min.As [cm²]	|Mbem| [kNm]
1	2,28	0,00		16,23
2	2,28	0,00		16,23

*) Mindestmoment nach EC2

Biegebewehrung Felder :

Feld	erf.As oben [cm²]	erf.As unten [cm²]	min.As [cm²]
1	7,80	11,03	0,76

Bewehrung am Endauflager:

Erforderliche Bewehrung für Verankerung am linken Endauflager = 2,76 cm²
Erforderliche Bewehrung für Verankerung am rechten Endauflager = 2,76 cm²

Querkraftbewehrung: (VRd,c,min wird angesetzt, ggfs. gewählte Bewehrung wird angesetzt)

Stütze	asw-links [cm²/m]	asw-rechts [cm²/m]	min.asw-links [cm²/m]	min.asw-rechts [cm²/m]
1	0,00	10,81	0,00	2,00
2	10,90	0,00	2,00	0,00

Stütze	VEd [kN]-links	VEd [kN]-rechts	VEd,red [kN]-links	VEd,red [kN]-rechts	VRd,c [kN]-links	VRd,c [kN]-rechts	VRd,max [kN]-li.	VRd,max [kN]-re
1	0,00	104,23	0,00	91,54		30,95	1,00	146,98
2	104,23	0,00	92,12	0,00	30,95		146,98	1,00

Stütze	Theta [°]-links	Theta [°]-rechts	cot(Theta)-links	cot(Theta)-rechts	VEd/VRd,max-li.	zul.e [cm]-li.	VEd/VRd,max-re.	zul.e [cm]-re.
1		32,7		1,6	0,000	30,0	0,709	6,0
2	32,7		1,6		0,709	6,0	0,000	30,0

Nachweis Biegeschlankheit EC2-1-1, 7.4.2:

- verformungsempfindliche angrenzende Bauteile, d.h. w <= l/500
- ab einem Momentenverhältnis |M,Stütze/M,Feld| von >= 0,50 wird eine volle Einspannung angesetzt

Feld	K [-]	Rho,0 [%]	erf.Rho [%]	erf.Rho' [%]	vorh.l/d [-]	zul.l/d [-]
1	1,00	0,50	2,63	1,86	9,14	12,59

--> erf.Rho u. erf.Rho' = Bewehrungsgehalt aus erforderlicher Biegebewehrung (Rho = unten / Rho' = oben)
--> zul.l/d auch unter Berücksichtigung der gewählten Bewehrung (Faktor = vorh.Rho/erf.Rho)

Nachweis der Verankerungslängslänge:

Auflagertiefe = 24 cm

Verankerungslänge = 24 cm – 3,0 cm = 21,0 cm

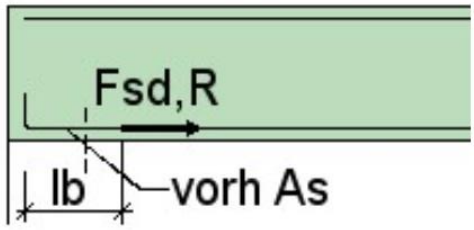
Zugkraft am Auflager $F_s = V_{Ed} * \cot(\Theta) / 2 = 110$ kN * 1,4 / 2 = 77,0 kN

Vorhandene Bewehrungsstäbe = 5ø20 (15,70 cm² > 11,03 cm² = $A_{s,erf}$)

MZ-Stb-Endverankerung
DIN EN 1992-1-1

MZ

System



Eingabewerte:

Material

Beton C20/25 fck = 20.00 N/mm² fcd = 11.33 N/mm²
(gammac=1.50 alpha=0.85 nue1=1.00 betact=2.40)
Stahl BSt.500S fyk = 500.0 N/mm² fyd = 434.8 N/mm²

Belastung

Zugkraft am Auflager Fsd,R =	77.0 kN

Endauflager

Auflagerart	direkt
Vorhandene Verankerungslänge =	0.210 m
Vorhandene Bewehrungsstäbe =	5d20g

Ergebnisse:

Verankerung Biegebewehrung am Endauflager

Verankerungskraft Fsd,R = 77.00 kN
Erforderliche Bewehrung am Auflager = 1.77 cm²

Stäbe am direkten Auflager mit Verankerungslänge = 0.210m :

5 Ø 20 mm mit geradem Stabende
As = 15.708cm² alpha1 = 1.0 lb = 0.937m = lb,rqd*(erfAs/vorhAs = 1)
vorh lb = 0.210m > = 6.0*ds = 0.120m OK
vorh lb = 0.210m > = 0.3*0.67*1.0*0.937m > = 10*ds*0.67 = 0.187m OK
FRd = 15.71*434.8/10 / 0.67 / 1.0 * 0.210 / 0.937 (< = As*fyd) = **229.57kN**

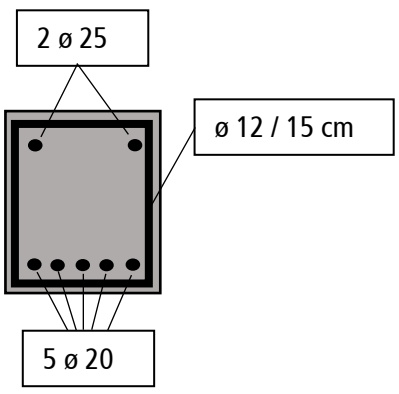
FEd = 77.00kN < = **229.6kN** = FRd (Alle Stäbe)
= > Verankerung ausreichend! OK

Eingaben korrigieren [Ergebnis drucken] [Neue Berechnung]

Nachweis erbracht

Bewehrungsvorschlag:

Betondeckung c_{nom} = 2,5 cm



Nachweis der Auflagerpressung

Teilflächenpressung

$N_{Edc} \geq N_{Rd}c$

mit	a_1	=	= 0
	A_b	= 20 cm * 24 cm	= 480 cm²
	A_{ef}	= 30 cm * 24 cm	= 720 cm²
	β	= (1 + 0,3 * a_1 / h_c) * (1,5 – 1,1 * A_b / A_{ef})	
		= (1 + 0,3 * 0) * (1,5 – 1,1 * 480 cm² / 720 cm²)	= 0,76 > **1,0**
	f_d	= 0,85 * 10,5 N/mm² / 1,5	= 0,6 N/mm²
	N_{Rdc}	= β * A_b * f_d = 1,0 * 480 cm² * 0,6 kN/cm²	= 288,0 kN
	N_{Edc}	= V_{Ed}	= 110,0 kN

110,0 kN < 288,0 kN **Nachweis erfüllt**

Knicken auf halber Wandhöhe

$N_{Ed} \geq N_{Rd}$

mit	e_{mk}	= 0,05 * t = 0,05 * 24 cm	= 1,2 cm
	h_{ef}	= ρ_2 * h = 0,75 * 353 cm	= 265 cm
	Φ_m	= 1,14 * (1 – 2 * e_{mk} / t) – 0,024 * h_{ef} / t	
		= 1,14 * (1 – 2 * 1,2 / 24) – 0,024 * 265 cm / 24 cm	= **0,761**
			≤ 0,9 = 1 – 2 * 1,2 / 24
			= 1 – 2 * e_{mk} / t = 0,9
	N_{Rd}	= Φ_m * t * f_d * L = 0,761 * 24 cm * 0,6 kN/cm² * 20 cm	= 219,0 kN
	N_{Edc}	= V_{Ed}	= 110,0 kN

110,0 kN < 219,0 kN **Nachweis erfüllt**

Pos. 220 Außenwand, KS-P SFK 20, RD 2,0, DBM, d=24 cm

Siehe Pos. 120 (S. 1) für den Nachweis Scheibenschub und Exzentrizität.

Siehe Pos. 320 (S. 272) für den Nachweis der Längsdruckkraft.

Pos. 221 Innenwand, KS-P SFK 20, RD 2,0, DBM, d=24 cm

Siehe Pos. 121 (S. 137) für den Nachweis Scheibenschub und Exzentrizität.

Siehe Pos. 321 (S. 275) für den Nachweis der Längsdruckkraft.

Pos. 222 Innenwand, C25/30, XC1, d=24 cm

Es folgt die Bemessung der maßgebenden Innenwand aus Stahlbeton in Achse C/D-4 aufgrund der maximalen Belastung.

Wandhöhe h = 3,60 m

Lastannahmen

Aus Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton" (s. S. 12)

g_k = 6,70 kN/m² * 3,60 m = 24,2 kN/m

Aus Innenwand Pos. 122 (s. S. 139) (nur ständige Last)

g_k = 22,2 kN/m

Aus Lastannahmen „Decke über EG + 1. OG – Innenräume" (s. S. 9)

g_k = 8,7 kN/m² * (7,0 + 7,0) m / 2 = 60,9 kN/m

q_k = 3,8 kN/m² * (7,0 + 7,0) m / 2 = 26,6 kN/m

Aus Aussteifung Pos. 1 Wandscheibe 1/2 (s. S. 22ff.)

w_k = $H_{1.OG,k}$ h_{Wand} L_{Wand} / 1,0 m = 275,9 kN * 3,60 m / 5,20 m = 191,0 kN/m

$\sum g_k$ **= 107,3 kN/m**

$\sum q_k$ **= 191,0 kN/m**

Bemessung

N_{Ed} = 1,35 * 107,3 kN/m + 1,5 * 191,0 kN/m = 431,4 kN/m

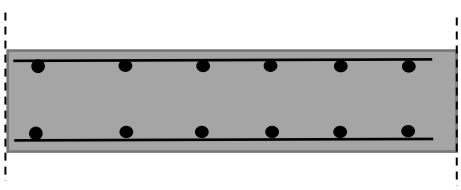
N_{Rd} = 0,3 * f_{cd} * A_c = 0,3 * 14,2 * 1000 kN/m² * 0,24 m * 1,0 m = 1022,4 kN > 431,4 kN

→Mindestbewehrung maßgebend

Bewehrungsvorschlag

- Lotrechte Bewehrung:
  min A_s = 0,0015 * A_c = 0,0015 * 24 cm * 100 cm = 3,6 cm²/m
  je Seite: $a_{s,min}$ = 1,80 cm²/m
  →gewählt: **Ø8/25cm**
- Horizontale Bewehrung:
  min $A_{s,w}$ = 0,5 * $A_{s,lotrecht}$ = 0,5 * 3,6 cm²/m = 1,8 cm²/m
  je Seite: $a_{s,min}$ = 0,9 cm²/m
  →gewählt: **Ø8/30cm**

Die Wände sind mit **2 ∅ 14 mm** als Zugverankerung gesichert. (siehe Windlastverteilung Pos. 1).



Horizontal **∅ 8 / 30 cm** **je Seite**

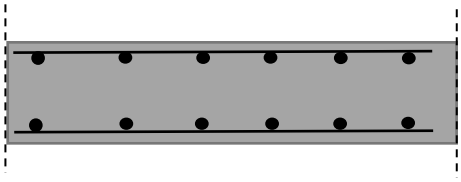
Vertikal **∅ 8 / 25 cm** **je Seite**

Pos. 223 Aufzugswand, C25/30, XC1, d=25 cm

Analog zu Pos. 323 (S. 279).

Bewehrungsvorschlag

Betondeckung c_{nom} = 2,5 cm



Horizontal	**∅ 8 / 30**	**je Seite**
Vertikal	**∅ 8 / 25**	**je Seite**

Pos. 224 Holzständerwand

Analog zu Pos. 124 (S. 141).

Weil die Holzständerwand im 1. OG nicht zur Aussteifung angesetzt wird, können hier die statisch erforderlichen Verbindungsmittel, die sich aus Pos. 1 „Aussteifung“ ergeben entfallen.

Pos. 225 Aufkantung, C25/30, XC3, d=15 cm

Auf der Decke über EG wird in den Terrassenbereichen eine Aufkantung erstellt, damit der Fußpunkt der Holzständerwand nicht im Spritzwasserbereich liegt.

Höhe h = 0,5 m
Breite b = 0,15 m

Die Aufkantung wird als eine Kragplatte betrachtet.

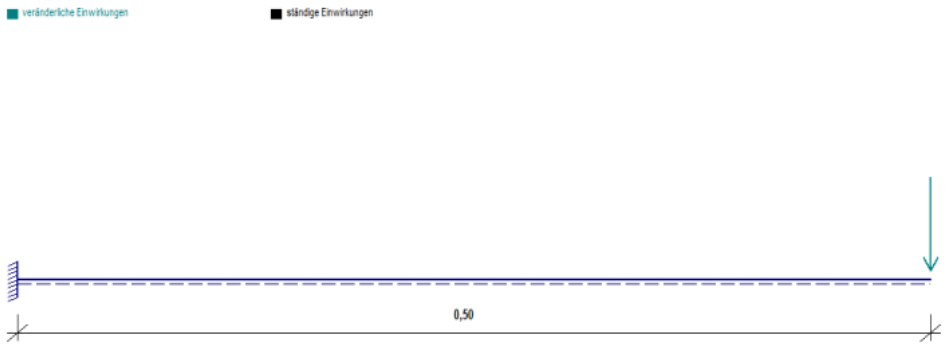
Lastannahmen

Die vertikalen Lasten aus Eigengewicht und der nichttragenden Holzständerwand werden vernachlässigt.

Aus Lastannahmen Wind (s. S. 13ff.) w_k = w_k * h/2 = 0,8 kN/m² * 3,0 m / 2 = **1,5 kN/m**

Bemessung

Stahlbeton - Kragträger (V.29.1) nach EC2 + NA Deutschland



Systemwerte :

Kragarm, l = 0,500 m --> b/h = 100,00 / 15,00 cm

Belastung: (EWA = Einwirkungsart)

Einwirkungsart 1 = Nutzlasten z.B. aus Wohn-/Aufenthaltsräume
Einwirkungsart 2 = Schneelasten
Einwirkungsart 3 = Windlasten
Einwirkungsart 4 = sonstige veränderliche Einwirkungen
Einwirkungsart 5 = Erdbeben

Typ der EW-Art Nutzlast: A,B - Wohn-/Büroräume

Lastarten : 1 = Einzellast 2 = Gleichlast 3 = Einzelmoment 4 = Trapezlast 5 = Teiltrapezlast

Belastung: (Kragarmlasten)

Nr.	Art	G links	Q links	G rechts	Q rechts	Abstand [m]	Lastlänge [m]	EWA	Faktor	Bemerkung
1	1	0,000	1,500	0,000	0,000	0,500	0,000	3	1,000	

Bemessung:

Beton : C25/30
Betonstahl: B500 (A,B)
d1 = 3,50 cm (Achsabstand Bewehrung unten) --> Betondeckung c,vl,unten = 3,5 cm
d2 = 2,00 cm (Achsabstand Bewehrung oben) --> Betondeckung c,vl,oben = 3,5 cm

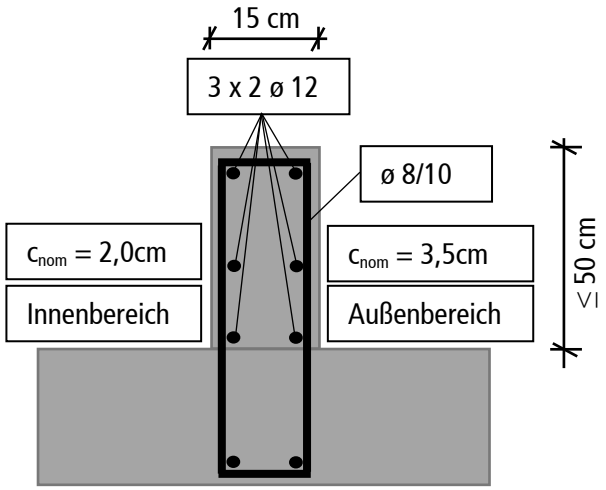
☑ Grenze x/d <= 0.45 eingehalten (Biegung)
☑ Mindestbewehrung berücksichtigt

Erforderliche Bewehrung:

erf.As,oben = 0,19 cm²/m
erf.As,unten = 0,00 cm²/m
erf.as,w = 0,00 cm²/m

min.As = 1,67 cm²/m
zul.ds = 0,0 mm (w,max = 0,4 mm)
min.as,w = 0.00 cm²/m
VRd,c = 71,06 kN (VRd,c,min wird berücksichtigt)
VRd,max = 143,20 kN
Theta = 18,4 °
Cot(Theta) = 3,0
VEd / VRd,max = 0,016 [-]
zul. Abstand Bügel = 10,5 cm

Bewehrungsvorschlag



Pos. 230 Stütze, S235 JR, QRO 100x10,0 mm, warmgefertigt

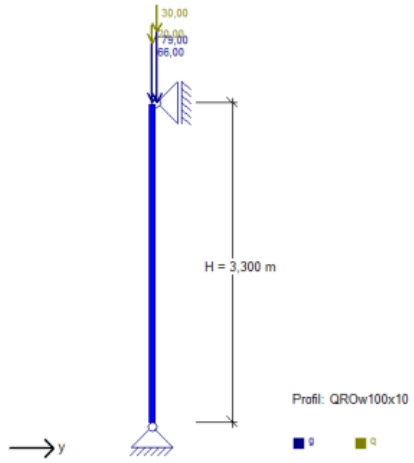
Die Lasten aus der darüberliegenden Stütze werden zentrisch eingeleitet und die Lasten aus der Decke mit einer Außermittigkeit von 5 cm.

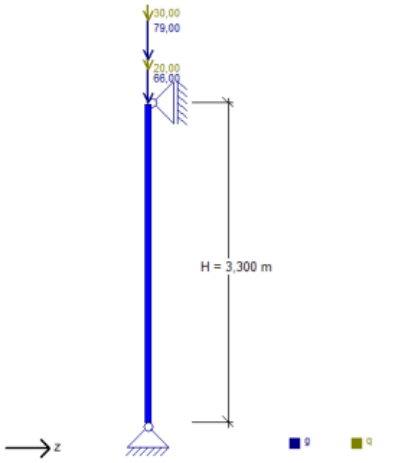
Lastannahmen:

Aus Pos. 110 (s. S. 122') G_k = 66,0 kN
Q_k = 20,0 kN

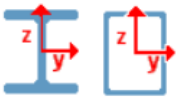
Aus Pos. 200 (s. S. 168f.) G_k = 79,0 kN
Q_k = 30,0 kN

Stahlstütze (V.29.1) nach EC3 (NA Deutschland)





Systemwerte:
Stützenhöhe H = 3,300 m
Pendelstütze mit beta,y = 1,00 / beta,z = 1,00
Stütze in y - und z - Richtung frei



Belastungen:
Eigengewicht der Stütze wird mit 78,5 kN/m³ berücksichtigt
Typ der EW-Art Nutzlast: A,B - Wohn-/Büroräume
Knotenlasten: Einwirkungen (EW) --> 1 = ständig g 2 = Schnee s 3 = Wind w 4 = Nutzlast q 5 = Erdbeben E

Lastart	Richtung	EW	F / M [kN / kNm]	ey [cm]	ez [cm]	Bemerkung
Einzellast	vertikal	1	66,000	0,0	0,0	Pos. 110
Einzellast	vertikal	4	20,000	0,0	0,0	Pos. 110
Einzellast	vertikal	1	79,000	5,0	0,0	Pos. 200
Einzellast	vertikal	4	30,000	5,0	0,0	Pos. 200

Keine Stablasten vorhanden!

Auflagerreaktionen (ohne Sicherheitsbeiwerte):
Stützenkopf:

Lastfall	V [kN]	Hy [kN]	Hz [kN]
ständige L. G	0,00	1,20	0,00
Schnee S	0,00	0,00	0,00
Wind w	0,00	0,00	0,00
Nutzlast Q	0,00	0,45	0,00
Erdbeben E	0,00	0,00	0,00

Stützenfuß: (Eigengewicht Stütze = 0,905 kN)

Lastfall	V [kN]	Hy [kN]	Hz [kN]
ständige L. G	145,90	-1,20	0,00
Schnee S	0,00	0,00	0,00
Wind w	0,00	0,00	0,00
Nutzlast Q	50,00	-0,45	0,00
Erdbeben E	0,00	0,00	0,00

Bemessung:

Profil: QROw100x10

Profilart =	Quadratrohr	Walzprofil	
Material =	S 235	QK =	1 (Querschnittsklasse)
fy =	235,00 N/mm²		
γ M0 =	1,00 [-]	γ M1 =	1,10 [-]
η =	1,20 [-] (EC3-1-5 für Querkraft)		
A =	34,93 cm²		
Iy =	462,09 cm^4	Iz =	462,09 cm^4
Wyo =	92,42 cm³	Wyu =	92,42 cm³
Wzo =	92,42 cm³	Wzu =	92,42 cm³
A-Vz =	17,46 cm²	A-Vy =	17,46 cm²
N,pl,Rd =	820,78 kN		
M,pl,y,Rd =	2731,45 kNcm	M,pl,z,Rd =	2731,45 kNcm
V,pl,z,Rd =	236,94 kN	V,pl,y,Rd =	236,94 kN
KL _|_ y-y =	a	KL _|_ z-z =	a

Spannungsnachweis elastisch - plastisch (e-p):
massg. LFK = 1,35*G + 1,50*Q (fy,d = 23,50 kN/cm²)

|max.N,Ed| kN	|max.My,Ed| kNm	|max.Mz,Ed| kNm	|max.Vy,Ed| kN	|max.Vz,Ed| kN	max. η,pl [-]
271,97	0,00	7,58	2,30	0,00	0,33

Nachweis Stabilität: (Knicken/Drillknicken/Biegedrillknicken):
massg. LFK = 1,35*G + 1,50*Q

- ☑ die Stütze wird als verdrehsteifes System angesetzt
- ☑ Lastangriff für BDK an OK Profil
- ☑ χ LT wird gemäß (6.58) mit Faktor f erhöht
- ☑ Beiwerte C1, C2 und C3 zur Ermittlung von Mcr werden vom Programm ermittelt
- ☑ der Nachweis für Biegedrillknicken ist nicht erforderlich

Knicken in	**y - Richtung**	**z - Richtung**
Knicklänge Lcr	3,300 m	3,300 m
Trägheitsradius iz / iy	3,64 cm	3,64 cm
Schlankheit λ	90,73	90,73
Bezugsschlankheit λ1	93,91	93,91
bez. Schlankheitsgrad λ	0,97	0,97
Beiwert α	0,21	0,21
Beiwert ϕ	1,05	1,05
Beiwert χ	0,69	0,69
Nb,Rd	514,27 kN	514,27 kN
Momentenbeiwert Cmz/y	0,600	---
Momentenbeiwert CmLT	---	0,600
Beiwert kzz / kyy	0,843	---
Beiwert kzy / kyz	---	0,506
Normalkraft |N,Ed|	271,97 kN	271,97 kN
Bemessungsmoment M,Ed	-7,58 kNm	0,00 kNm
Ausnutzung η,Stabilität	0,79	0,68

Nachweis Drillknicken:
--> Nachweis nicht erforderlich!

Nachweis Schubbeulen:
hw/tw = 10,000 <= 72*epsilon/eta --> kein Nachweis für Schubbeulen des Steges gem. EC3-1-5 notwendig!
bw/tf = 10,000 <= 72*epsilon/eta --> kein Nachweis für Schubbeulen der Flansche gem. EC3-1-5 notwendig!

Verformungen
|max.fy| = 0,39 cm / |max.fz| = 0,00 cm

Pos. 300 Decke ü. EG, C25/30, XC1, h=24 cm

Die Decke ist als Ortbetondecke mit einer Dicke 24cm bemessen.

Lastannahmen

Aus Lastannahmen „Decke über EG + 1. OG – Innenraum" (s. S. 9)

g_k = 2,7 kN/m²
$q_{k,C1}$ = 3,8 kN/m²
$q_{k,C2}$ = 5,0 kN/m²

Aus Lastannahmen „Dachdecke über EG – Dachterrasse im 1. OG" (s. S. 8)

g_k = 1,65 kN/m²
$g_{k,Attika}$ = 2,75 kN/m
$q_{k,Z}$ = 4,0 kN/m²

Aus Lastannahmen „Dachdecke über EG – Gründach im 1. OG" (s. S. 8)

g_k = 2,9 kN/m²
$g_{k,Attika}$ = 2,75 kN/m
s_k = 1,0 kN/m²

Aus Lastannahmen „Außenwand nicht tragend – Holzständerwand" (s. S. 11)

g_k = 4,4 kN/m

Aus Treppenlauf Pos. 500 (s. S.**Fehler! Textmarke nicht definiert.**), L = 1,4 m, überschlägliche Lastannahme

g_k = 10,5 kN/m
q_k = 5,8 kN/m

Aus Treppenlauf mit Podest Pos. 501 (s. S. **Fehler! Textmarke nicht definiert.**), L = 1,4 m, überschlägliche Lastannahme

$g_{k,max}$ = 30,0 kN/m
$g_{k,min}$ = 17,5 kN/m
$q_{k,max}$ = 12,8 kN/m
$q_{k,min}$ = 7,5 kN/m

Das Eigengewicht wird programmintern berücksichtigt.

Rissverteilende Bewehrung

Die erforderliche Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite darf nach DIN EN 1992-1-1 7.3.2 mit folgender Gleichung ermittelt werden:

$A_{s,min} = k_c * k * f_{ct,eff} * A_{ct} / \sigma_s = 1{,}3$ cm²/m

mit $k_c = 0{,}4$ (reine Biegung)
$k = 0{,}8$ (für $h \leq 300$ mm)
$f_{ct,eff} = 0{,}5 * f_{ctm} = 0{,}5 * 2{,}6$ N/mm² = 1,3 N/mm²
$A_{ct} = 0{,}06$ m²/m = 60 mm²/mm (= 0,25 * 0,24 m²/m Annahme)
$\sigma_s = 200$ N/mm² (gewählt, Grenzdurchmesser $\phi_s^* = 35$ mm)

$A_{s,min} = 0{,}4 * 0{,}8 * 1{,}3$ N/mm² * 60 mm²/mm / 20 N/mm² = **1,3 cm²/m**

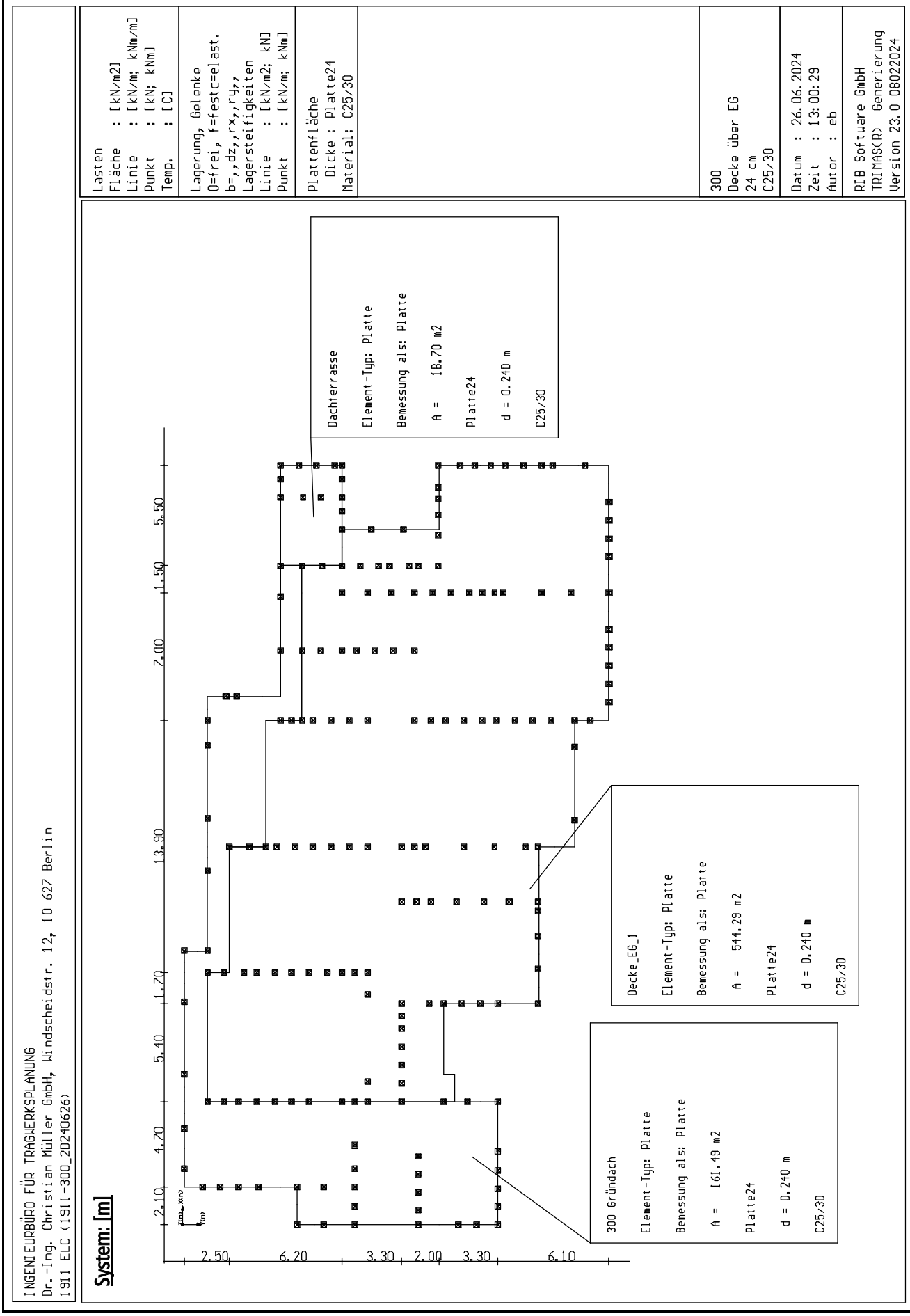
Untere Lage gewählt als **Grundbewehrung R424 A** mit 2,01 cm²/m > 1,3 cm²/m
Obere Lage gewählt als **Grundbewehrung R424 A** mit 2,01 cm²/m > 1,3 cm²/m

Betondeckung Decke:

Expositionsklasse: XC1, WO oben und unten
$c_{nom, oben} = 25$ mm
$d_{1,x} = c_{nom} + Ø_{Stab} / 2 = 25$ mm + 8 mm / 2 = 29 mm ≥ 20 mm = a für Brandschutz
$d_{1,y} = d_{1,x} + Ø_{Stab} = 29 + 8 = 37$ mm
$d_{1,m} = (29 + 37) / 2 = 33$ mm
Annahme oben $d_{1,x} = d_{1,y} = 35$ mm → $d_m = (22 - 3{,}5) = 18{,}5$ cm

RIB-TRIMAS-Ausgaben: siehe folgende Seiten

Bemessung


INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG
Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin
1911 ELC (1911-300_2D24O626)
Lasten
Fläche : [kN/m2]
Linie : [kN/m; kNm/m]
Punkt : [kN; kNm]
Temp. : [C]
Lagerung, Gelenke
0=frei, f=fest=elast.
b=,,dz,,rx,,ry,,
Lagersteifigkeiten
Linie : [kN/m2; kN]
Punkt : [kN/m; kNm]
Plattenfläche
Dicke : Platte24
Material: C25/30
300
Decke über EG
24 cm
C25/30
Datum : 26.06.2024
Zeit : 13:00:29
Autor : eb
RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Generierung
Version 23.0 08022024
System: [m]
Dachterrasse
Element-Typ: Platte
Bemessung als: Platte
A = 18.70 m2
Platte24
d = 0.240 m
C25/30
Decke_EG_1
Element-Typ: Platte
Bemessung als: Platte
A = 544.29 m2
Platte24
d = 0.240 m
C25/30
300 Gründach
Element-Typ: Platte
Bemessung als: Platte
A = 161.49 m2
Platte24
d = 0.240 m
C25/30
2.10
4.20
5.40
1.70
13.90
2.00
1.50
5.50
2.50
6.20
3.30
2.00
3.30
6.10

Lastfall g_k Eigenlasten

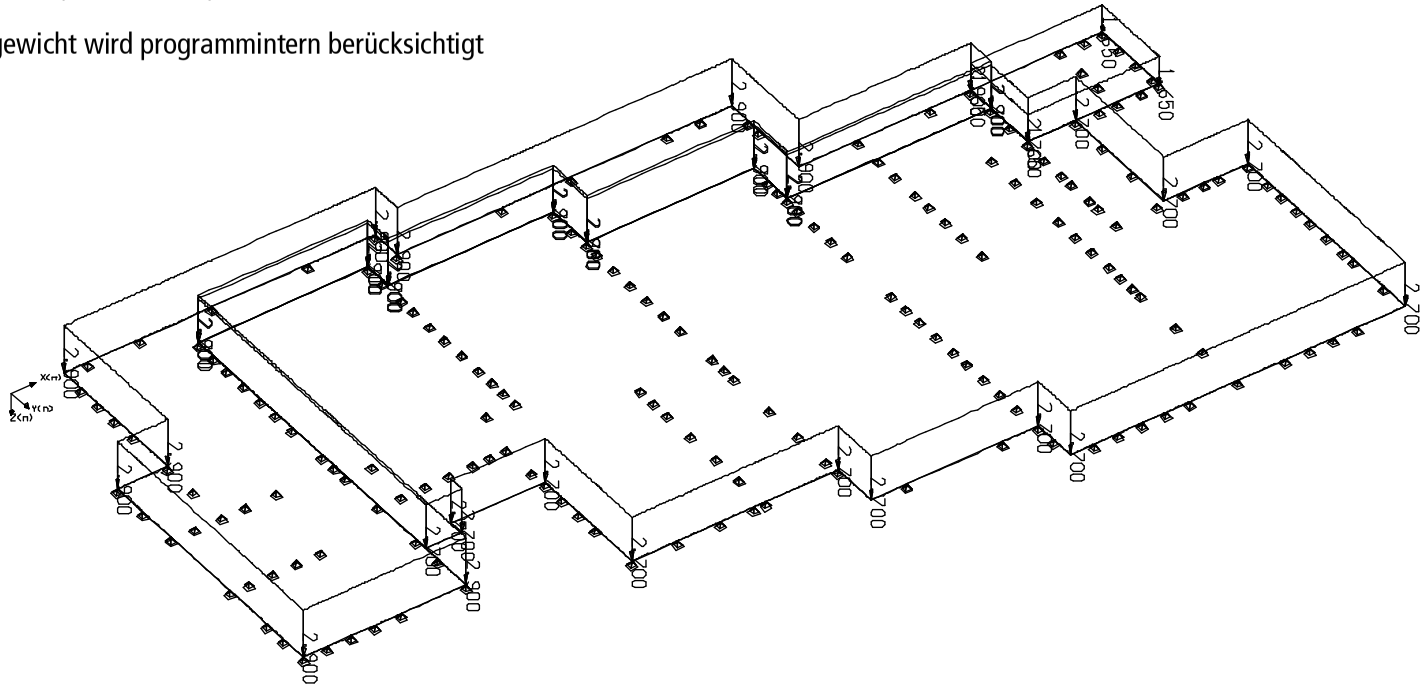
Hier nur Flächenlasten dargestellt:

g = 2,7 kN/m² (Innenbereich)

g = 2,9 kN/m² (Gründach)

g = 1,65 kN/m² (Dachterrasse)

Das Eigengewicht wird programmintern berücksichtigt



Lasten
Fläche : [kN/m2]
Linie : [kN/m; kNm/m]
Punkt : [kN; kNm]
Temp. : [C]

Lagerung, Gelenke
0=frei, f=festc=elast.
b=,,dz,,rx,,ry,,
Lagersteifigkeiten
Linie : [kN/m2; kN]
Punkt : [kN/m; kNm]

Plattenfläche
Dicke : Platte24
Material: C25/30

Teilsicherheitsbeiwerte:
gamma=1.00/1.35
Kombinationsbeiwerte:
psi(0/1)=1.00/1.00
psi(2/11)=1.00/1.00

300
Decke über EG
24 cm
C25/30

Datum : 26.06.2024
Zeit : 13:01:52
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Generierung
Version 23.0 08022024

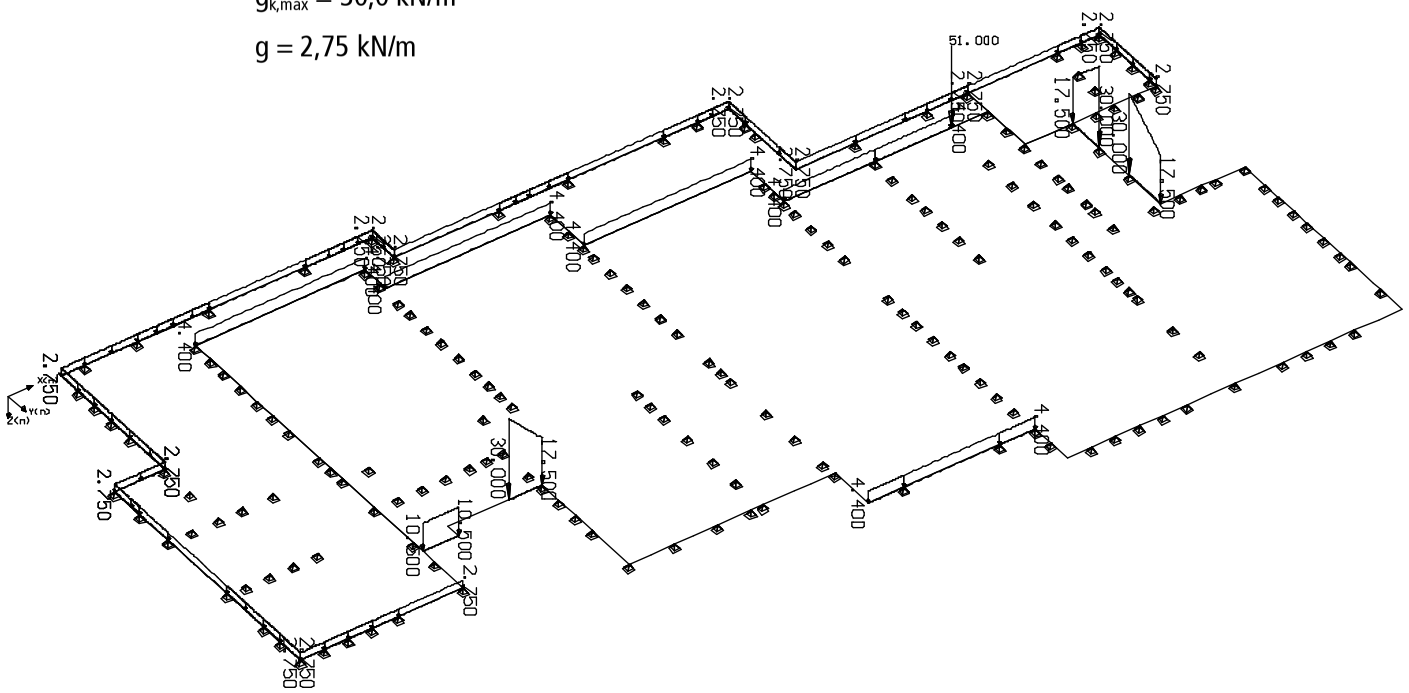
Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Auftrag Nr. 1911
Seite 202
Datum
Pos. 300

Lastfall g_k Eigenlasten

Hier nur Linien- und Punktlasten dargestellt:

Aus Holzständerwand	g = 4,40 kN/m
Aus Treppenlauf Pos. 500	g = 10,5 kN/m
Aus Treppenlauf Pos. 501	$g_{k,min}$ = 17,5 kN7m
	$g_{k,max}$ = 30,0 kN/m
Aus Attika:	g = 2,75 kN/m



Lasten
Fläche : [kN/m2]
Linie : [kN/m; kNm/m]
Punkt : [kN; kNm]
Temp. : [C]

Lagerung, Gelenke
0=frei, f=festc=elast.
b=,,dz,,rx,,ry,,
Lagersteifigkeiten
Linie : [kN/m2; kN]
Punkt : [kN/m; kNm]

Plattenfläche
Dicke : Platte24
Material: C25/30

Teilsicherheitsbeiwerte:
gamma=1.00/1.35
Kombinationsbeiwerte:
psi(0/1)=1.00/1.00
psi(2/11)=1.00/1.00

300
Decke über EG
24 cm
C25/30

Datum : 26.06.2024
Zeit : 13:02:59
Autor : eb

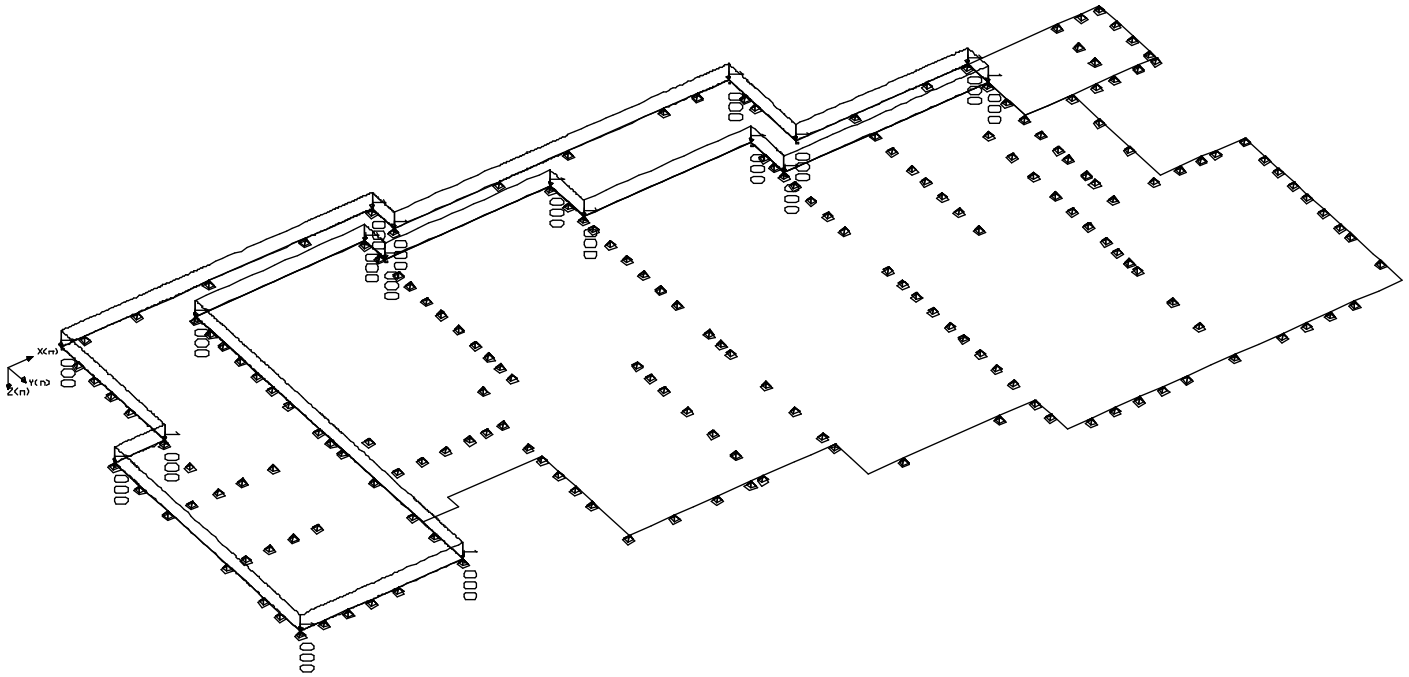
RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Generierung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Auftrag Nr. 1911
Seite 203
Datum
Pos. 300

Lastfall Q_{k1} Gründach

q_k = 1,0 kN/m²



Lasten
Fläche : [kN/m2]
Linie : [kN/m; kNm/m]
Punkt : [kN; kNm]
Temp. : [C]

Lagerung, Gelenke
0=frei, f=festc=elast.
b=,,dz,,rx,,ry,,
Lagersteifigkeiten
Linie : [kN/m2; kN]
Punkt : [kN/m; kNm]

Plattenfläche
Dicke : Platte24
Material: C25/30

Teilsicherheitsbeiwerte:
gamma=1.50
Kombinationsbeiwerte:
psi(0/1)=0.70/0.50
psi(2/11)=0.30/1.00

300
Decke über EG
24 cm
C25/30

Datum : 26.06.2024
Zeit : 13:59:33
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Generierung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Auftrag Nr. 1911
Seite 204
Datum
Pos. 300

Lastfall Q_{k2}

Feldweise angeordnet.

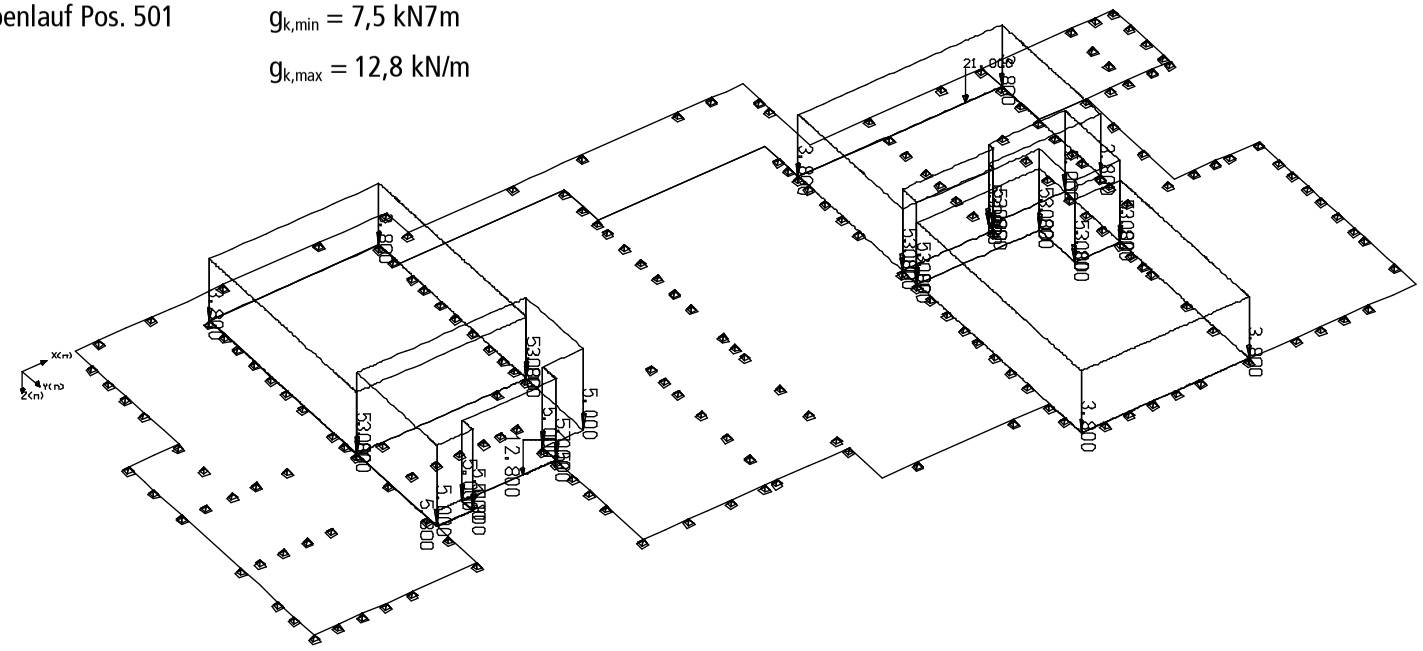
q_{C1} = 3,8 kN/m²

q_{C3}= 5,0 kN/m²

Aus Treppenlauf Pos. 500 g = 5,8 kN/m

Aus Treppenlauf Pos. 501 $g_{k,min}$ = 7,5 kN7m

$g_{k,max}$ = 12,8 kN/m



Lasten
Fläche : [kN/m2]
Linie : [kN/m; kNm/m]
Punkt : [kN; kNm]
Temp. : [C]

Lagerung, Gelenke
0=frei, f=festc=elast.
b=,,dz,,rx,,ry,,
Lagersteifigkeiten
Linie : [kN/m2; kN]
Punkt : [kN/m; kNm]

Plattenfläche
Dicke : Platte24
Material: C25/30

Teilsicherheitsbeiwerte:
gamma=1.50
Kombinationsbeiwerte:
psi(0/1)=0.70/0.50
psi(2/11)=0.30/1.00

300
Decke über EG
24 cm
C25/30

Datum : 26.06.2024
Zeit : 13:59:52
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Generierung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

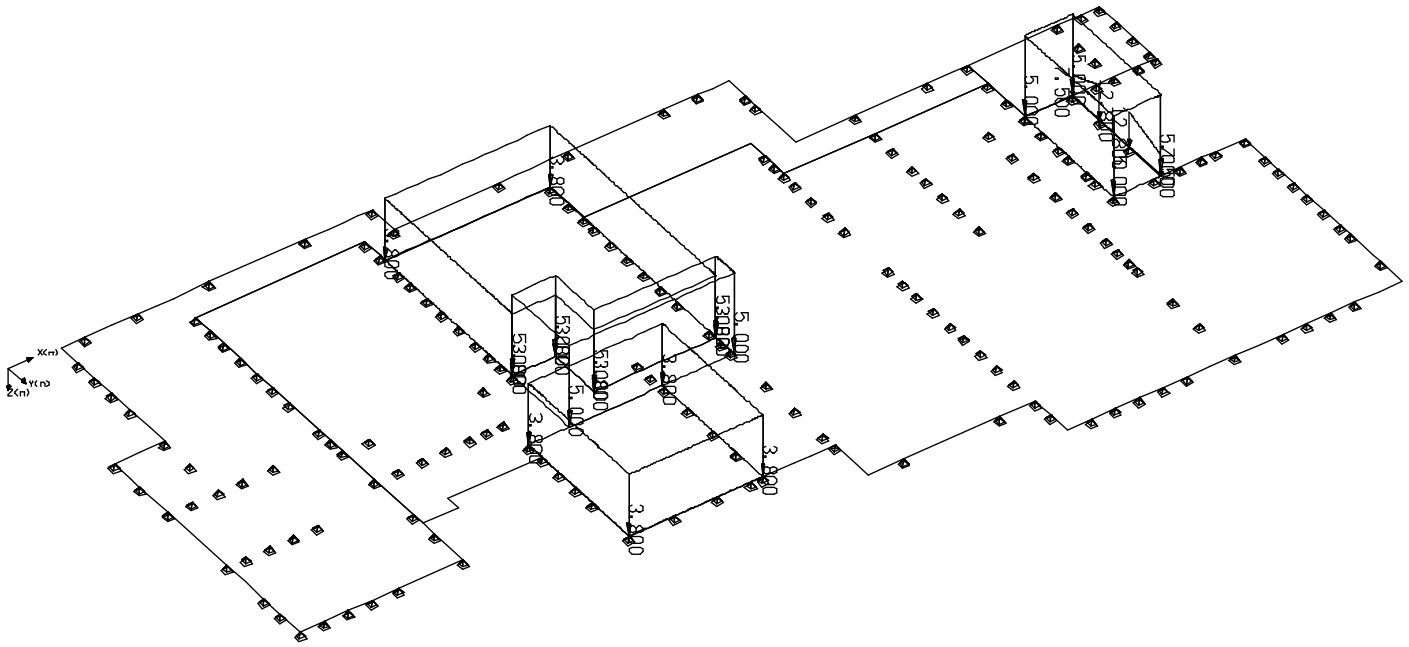
Auftrag Nr. 1911
Seite 205
Datum
Pos. 300

Lastfall Q_{k3}

Feldweise angeordnet.

q_{C1} = 3,8 kN/m²

q_{C3}= 5,0 kN/m²



Lasten
Fläche : [kN/m2]
Linie : [kN/m; kNm/m]
Punkt : [kN; kNm]
Temp. : [C]

Lagerung, Gelenke
0=frei, f=festc=elast.
b=,,dz,,rx,,ry,,
Lagersteifigkeiten
Linie : [kN/m2; kN]
Punkt : [kN/m; kNm]

Plattenfläche
Dicke : Platte24
Material: C25/30

Teilsicherheitsbeiwerte:
gamma=1.50
Kombinationsbeiwerte:
psi(0/1)=0.70/0.50
psi(2/11)=0.30/1.00

300
Decke über EG
24 cm
C25/30

Datum : 26.06.2024
Zeit : 14:00:7
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Generierung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Auftrag Nr. 1911
Seite 206
Datum
Pos. 300

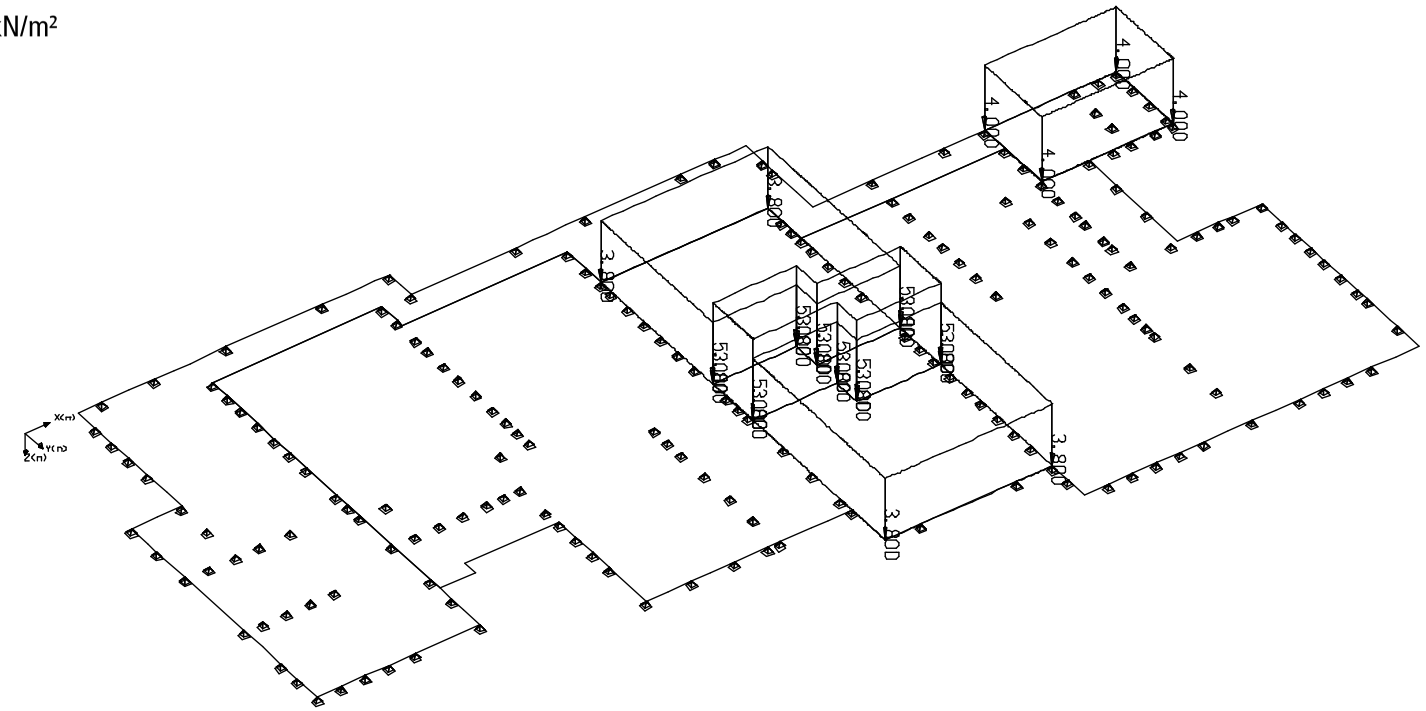
Lastfall Q_{k4}

Feldweise angeordnet.

q_{C1} = 3,8 kN/m²

q_{C3}= 5,0 kN/m²

q_Z = 4,0 kN/m²



Lasten
Fläche : [kN/m2]
Linie : [kN/m; kNm/m]
Punkt : [kN; kNm]
Temp. : [C]

Lagerung, Gelenke
0=frei, f=festc=elast.
b=,,dz,,rx,,ry,,
Lagersteifigkeiten
Linie : [kN/m2; kN]
Punkt : [kN/m; kNm]

Plattenfläche
Dicke : Platte24
Material: C25/30

Teilsicherheitsbeiwerte:
gamma=1.50
Kombinationsbeiwerte:
psi(0/1)=0.70/0.50
psi(2/11)=0.30/1.00

300
Decke über EG
24 cm
C25/30

Datum : 26.06.2024
Zeit : 14:00:40
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Generierung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

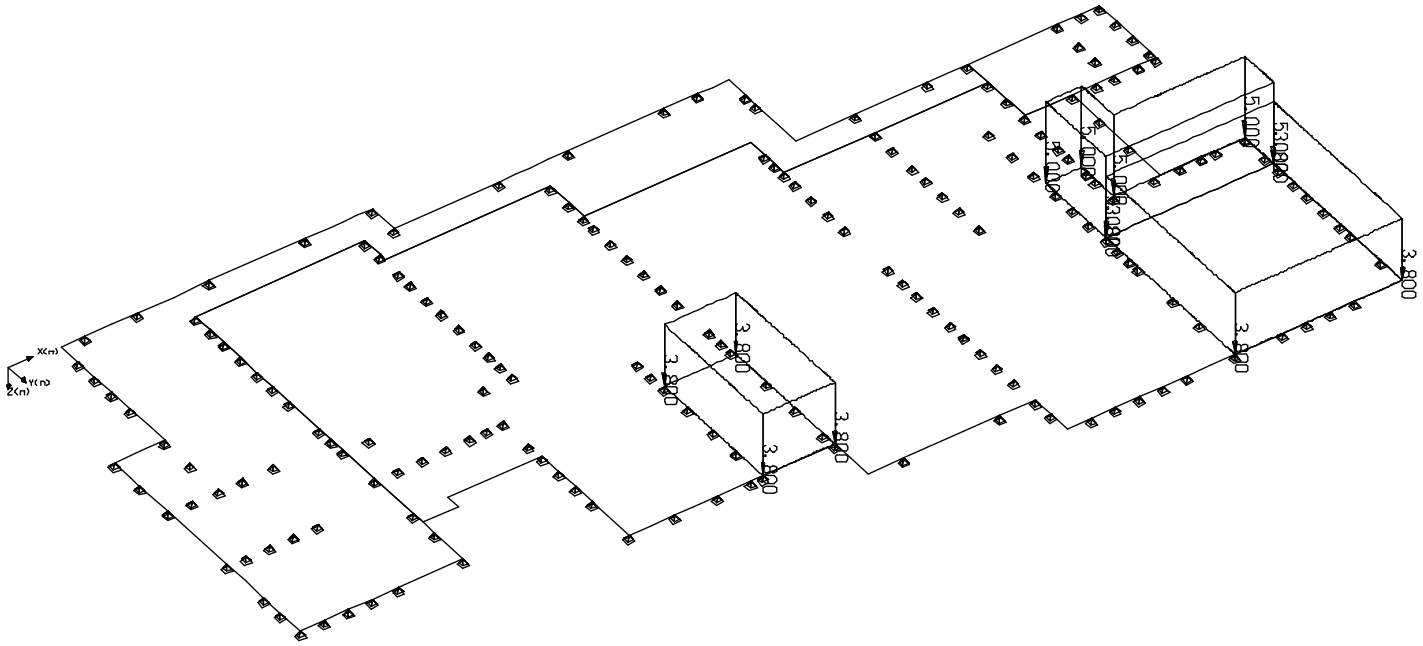
Datum	Auftrag Nr.	Seite
	1911	207
	Pos.	
	300	

Lastfall Q_{k5}

Feldweise angeordnet.

q_{C1} = 3,8 kN/m²

q_{C3}= 5,0 kN/m²



Lasten
Fläche : [kN/m2]
Linie : [kN/m; kNm/m]
Punkt : [kN; kNm]
Temp. : [C]

Lagerung, Gelenke
0=frei, f=festc=elast.
b=,,dz,,rx,,ry,,
Lagersteifigkeiten
Linie : [kN/m2; kN]
Punkt : [kN/m; kNm]

Plattenfläche
Dicke : Platte24
Material: C25/30

Teilsicherheitsbeiwerte:
gamma=1.50
Kombinationsbeiwerte:
psi(0/1)=0.70/0.50
psi(2/11)=0.30/1.00

300
Decke über EG
24 cm
C25/30

Datum : 26.06.2024
Zeit : 14:01:8
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Generierung
Version 23.0 08022024

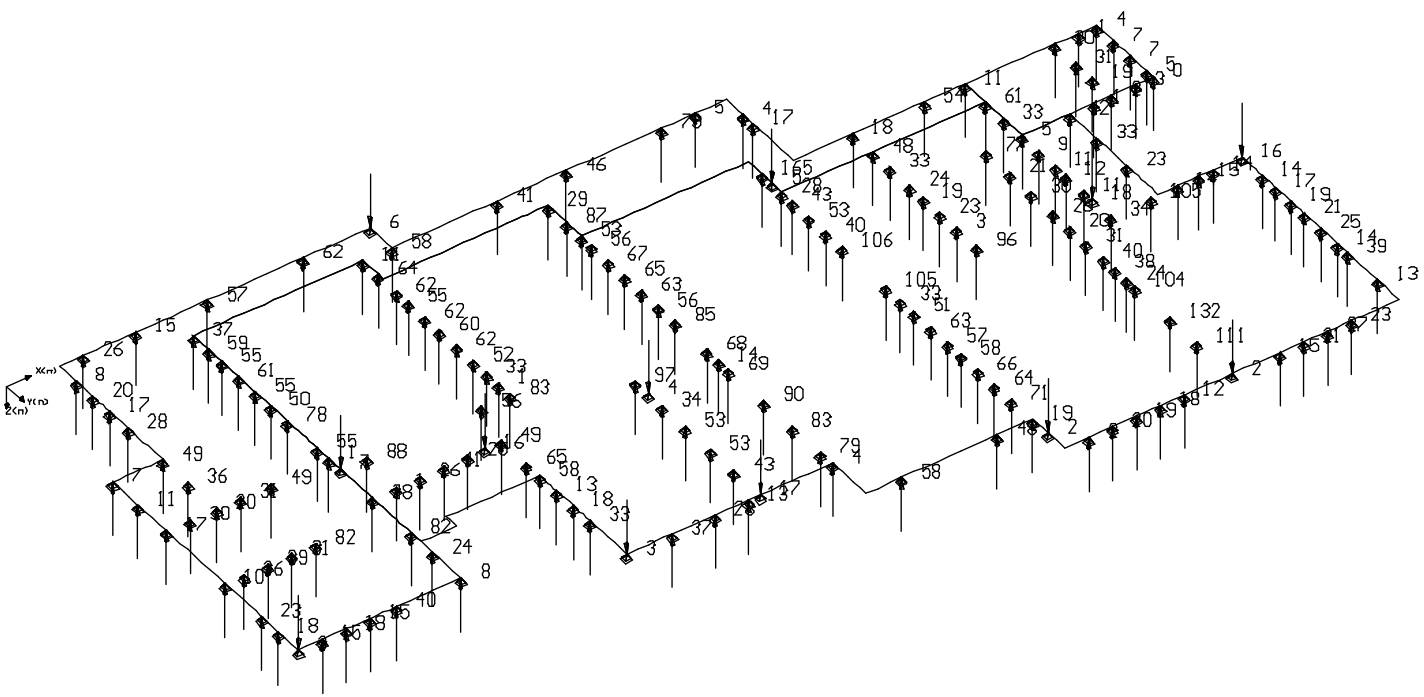
Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Auftrag Nr. 1911
Seite 208
Datum
Pos. 300

Lagerkräfte:

Lastfall g_k Eigenlasten [kN]

charakteristisch



Bemessung
nach DIN EN 1992-1-1

Teilsicherheitsbeiwerte:
gamma=1.00/1.35
Kombinationsbeiwerte:
psi(0/1)=1.00/1.00
psi(2/11)=1.00/1.00

Lagerreaktionen
min Fsz = -18 kN
max Fsz = 165 kN

Äußere Lasten
Summe Pz = 6857.91kN
Summe Mx = 76575.05kNm
Summe My = -145756.92kNm

Zahlenwerte
Lagerreaktionen
Fsz [kN]
Msx/Msy [kNm]

300
Decke über EG
24 cm
C25/30

Datum : 26.06.2024
Zeit : 14:03:22
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

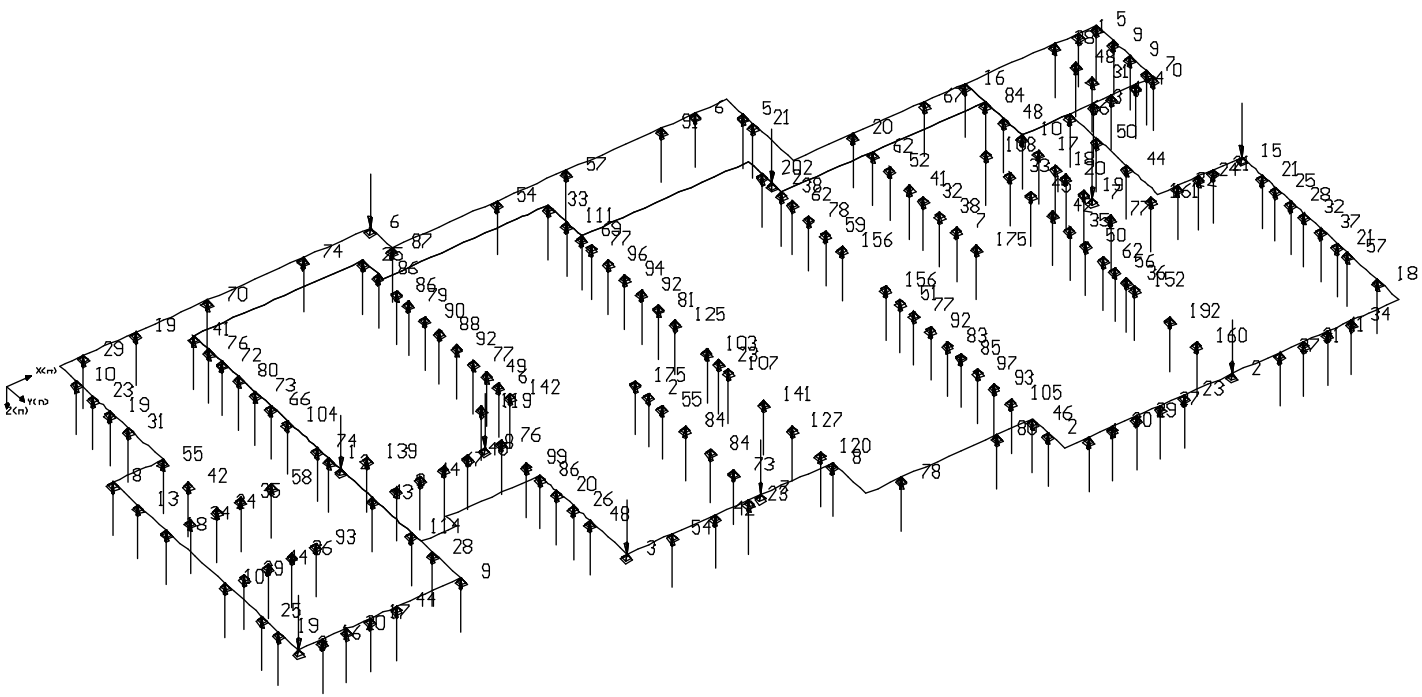
Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Auftrag Nr. 1911
Seite 209
Datum
Pos. 300

Lagerkräfte:

Lastfall g_k Eigenlasten [kN]

charakteristisch



Lagerreaktionen Maximum
min Fsz = -36 kN
max Fsz = 202 kN

Zahlenwerte (max)
Lagerreaktionen
Fsz [kN]
Msx/Msy [kNm]

300
Decke über EG
24 cm
C25/30

Datum : 26.06.2024
Zeit : 14:02:31
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

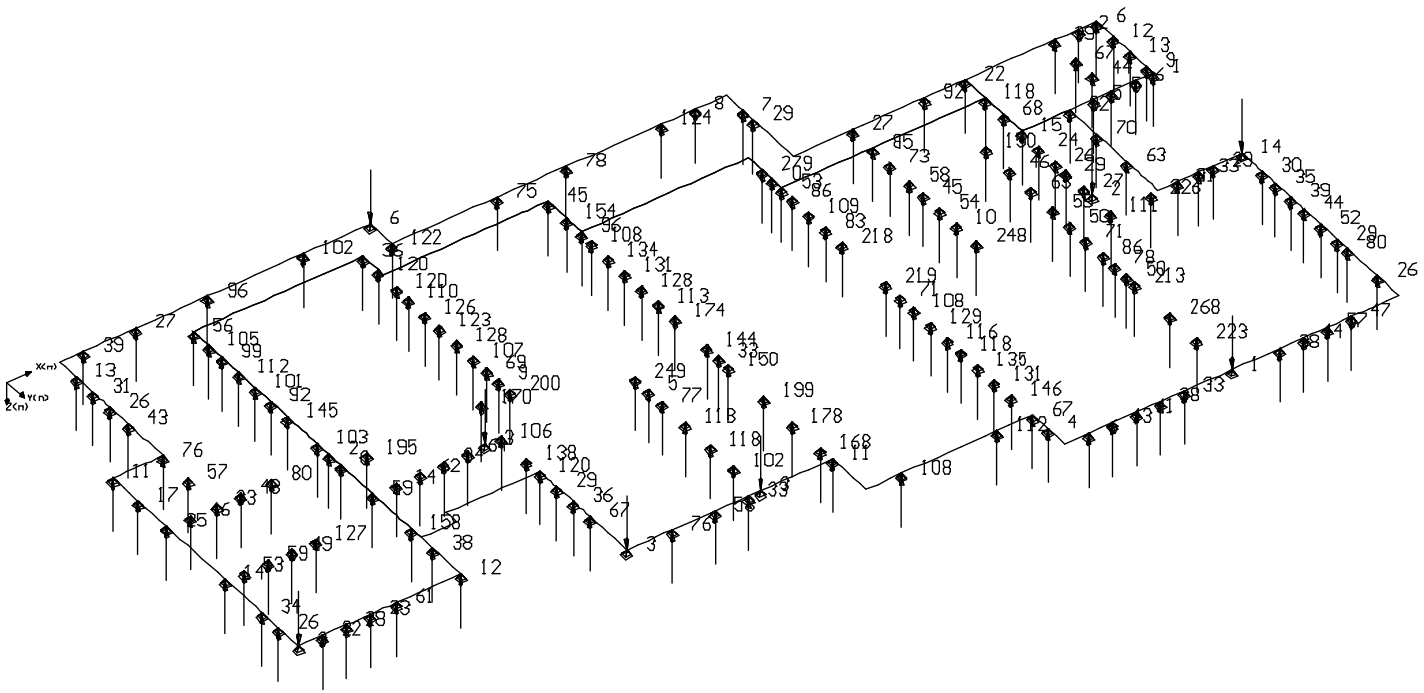
Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Auftrag Nr. 1911
Seite 210
Datum
Pos. 300

Lagerkräfte:

Grundkombination $F_{sz,d}$ [kN]

(Maximum)



Lagerreaktionen Maximum
min Fsz = -52 kN
max Fsz = 279 kN

Zahlenwerte (max)
Lagerreaktionen
Fsz [kN]
Msx/Msy [kNm]

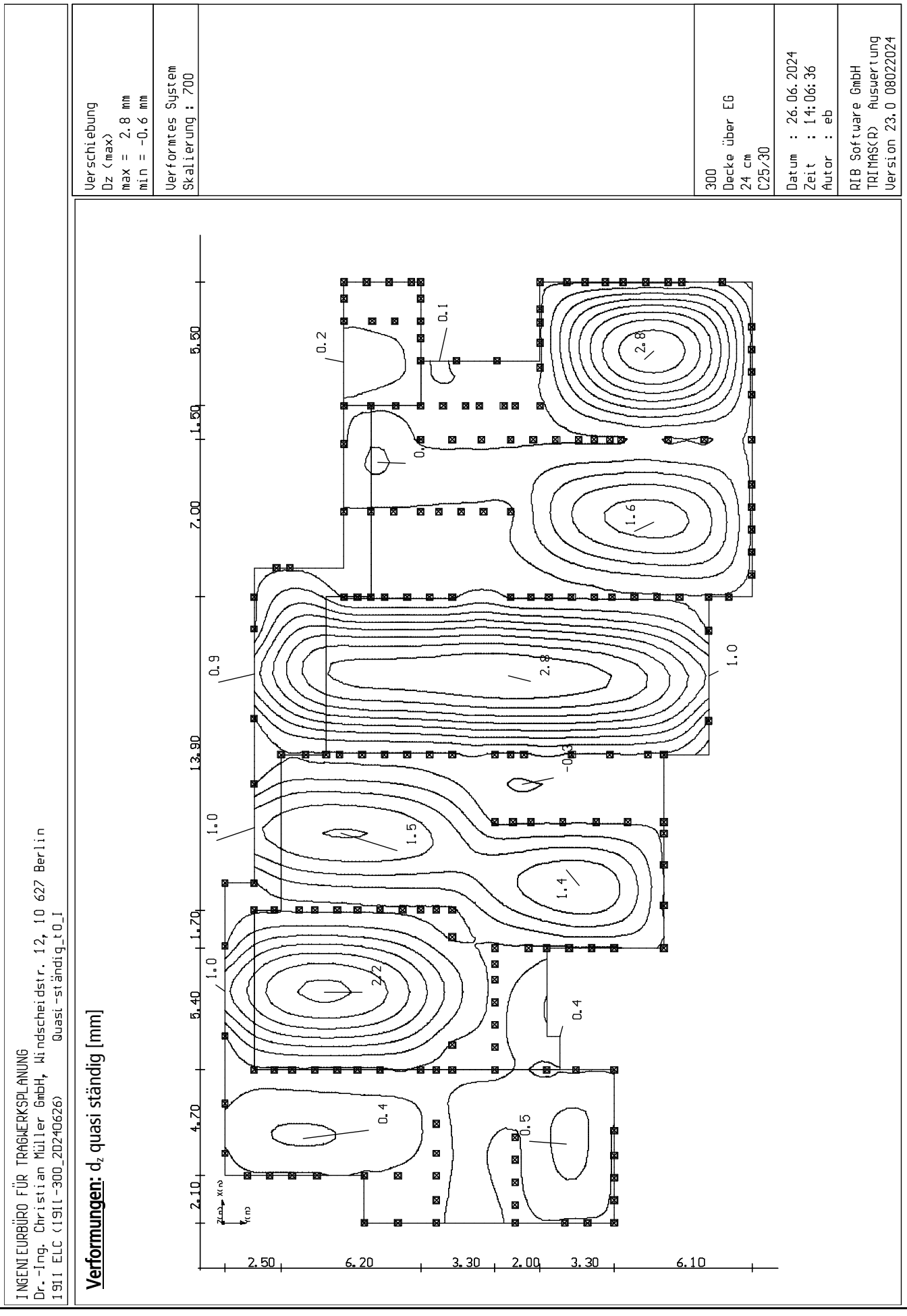
300
Decke über EG
24 cm
C25/30

Datum : 26.06.2024
Zeit : 14:02:50
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Auftrag Nr.	Seite
1911	211
Datum	Pos.
	300


INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG
Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin
1911 ELC (1911-300_20240626) Quasi-ständig_t0_I
Verformungen: dz quasi ständig [mm]
Verschiebung
Dz (max)
max = 2.8 mm
min = -0.6 mm
Verformtes System
Skalierung : 700
300
Decke über EG
24 cm
C25/30
Datum : 26.06.2024
Zeit : 14:06:36
Autor : eb
RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024
2.50
6.20
3.30
2.00
3.30
6.10
2.10
4.70
5.40
1.70
13.90
2.00
1.50
5.50

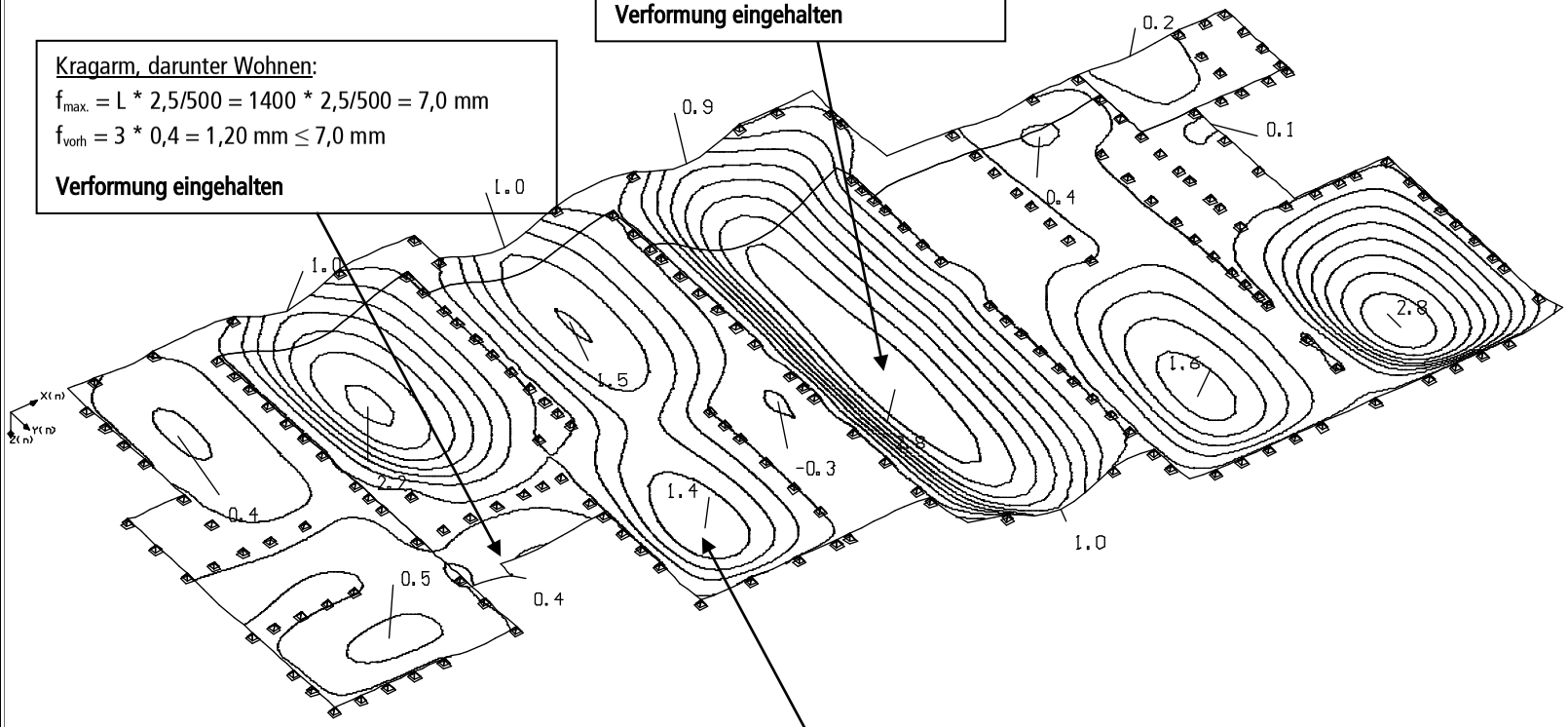
Verformungen: d_z quasi ständig [mm]

Feld, darunter Wohnen:
$f_{max.} = L/500 = 6760/500 = 13,52$ mm
$f_{vorh} = 3 * 2,8 = 8,4$ mm $\leq 13,52$ mm

Verformung eingehalten

Kragarm, darunter Wohnen:
$f_{max.} = L * 2,5/500 = 1400 * 2,5/500 = 7,0$ mm
$f_{vorh} = 3 * 0,4 = 1,20$ mm $\leq 7,0$ mm

Verformung eingehalten



Feld, darunter Wohnen:
$f_{max.} = L/500 = 4009/500 = 8,02$ mm
$f_{vorh} = 3 * 1,4 = 4,2$ mm $\leq 8,02$ mm

Verformung eingehalten

Verschiebung
Dz (max)
max = 2.8 mm
min = -0.6 mm

Verformtes System
Skalierung : 700

300
Decke über EG
24 cm
C25/30

Datum : 26.06.2024
Zeit : 14:05:27
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Ausuertung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Datum

Auftrag Nr. 1911

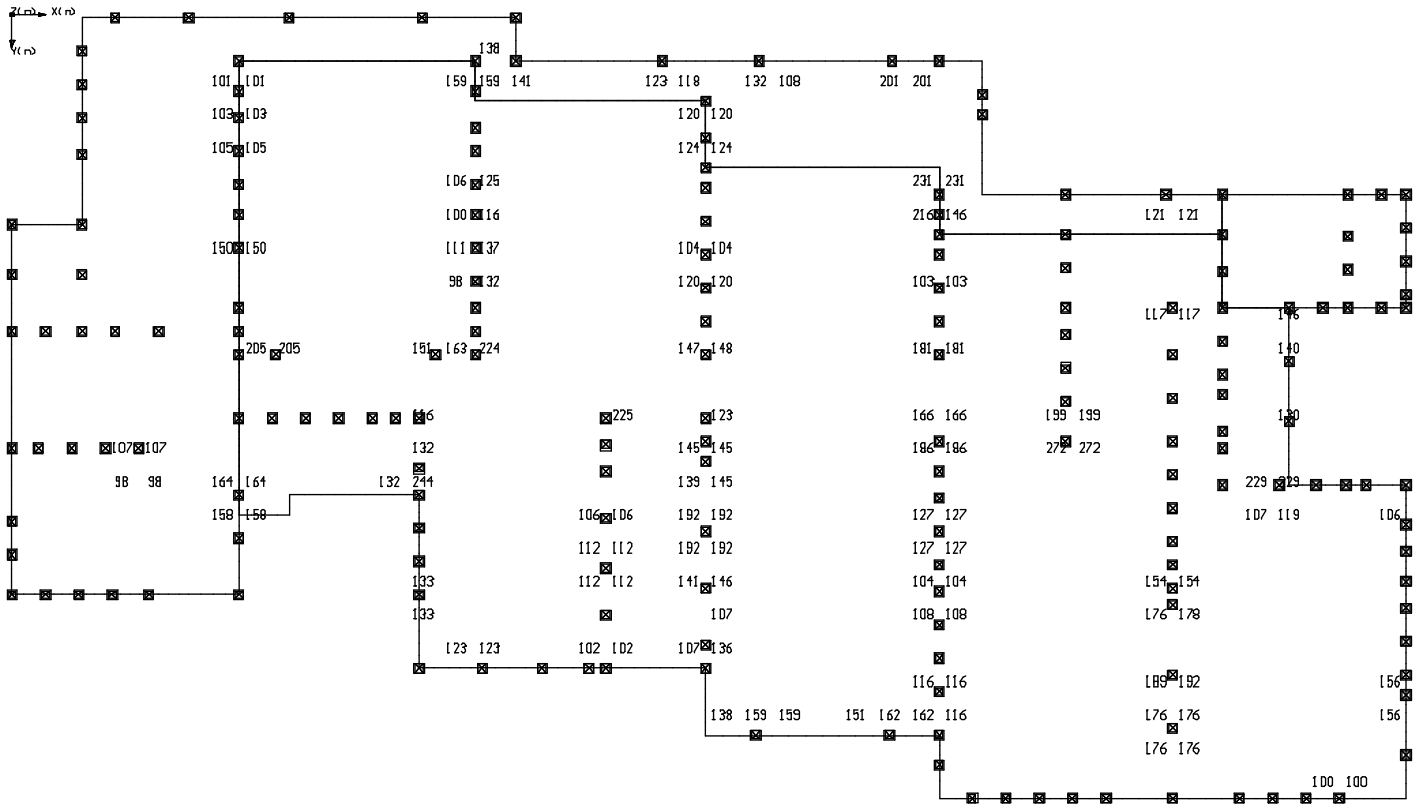
Pos. 300

Seite 213

Bemessungsquerkraft: Übersicht V_{Ed} [kN/m]

(Maximalwerte im Raster 1,00 m)

Unterer Grenzwert 98,00 kN = V_{Rdc}



Bemessung
nach DIN EN 1992-1-1
Beton = C25/30
Stahl = B500S
Theor. Stahlverbrauch:
2426.2 kg
Bemessung als Platte
Bemessungsort:
- Eckpunkt

Darstellung im Raster
maximaler Wert / absolut
Bemessungsquerkraft
VEd [kN/m]
max = 272
min = 0
Untere Schranke : 98
Obere Schranke : 500

Verformtes System
Skalierung : 700

300
Decke über EG
24 cm
C25/30

Datum : 26.06.2024
Zeit : 14:08:33
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Datum

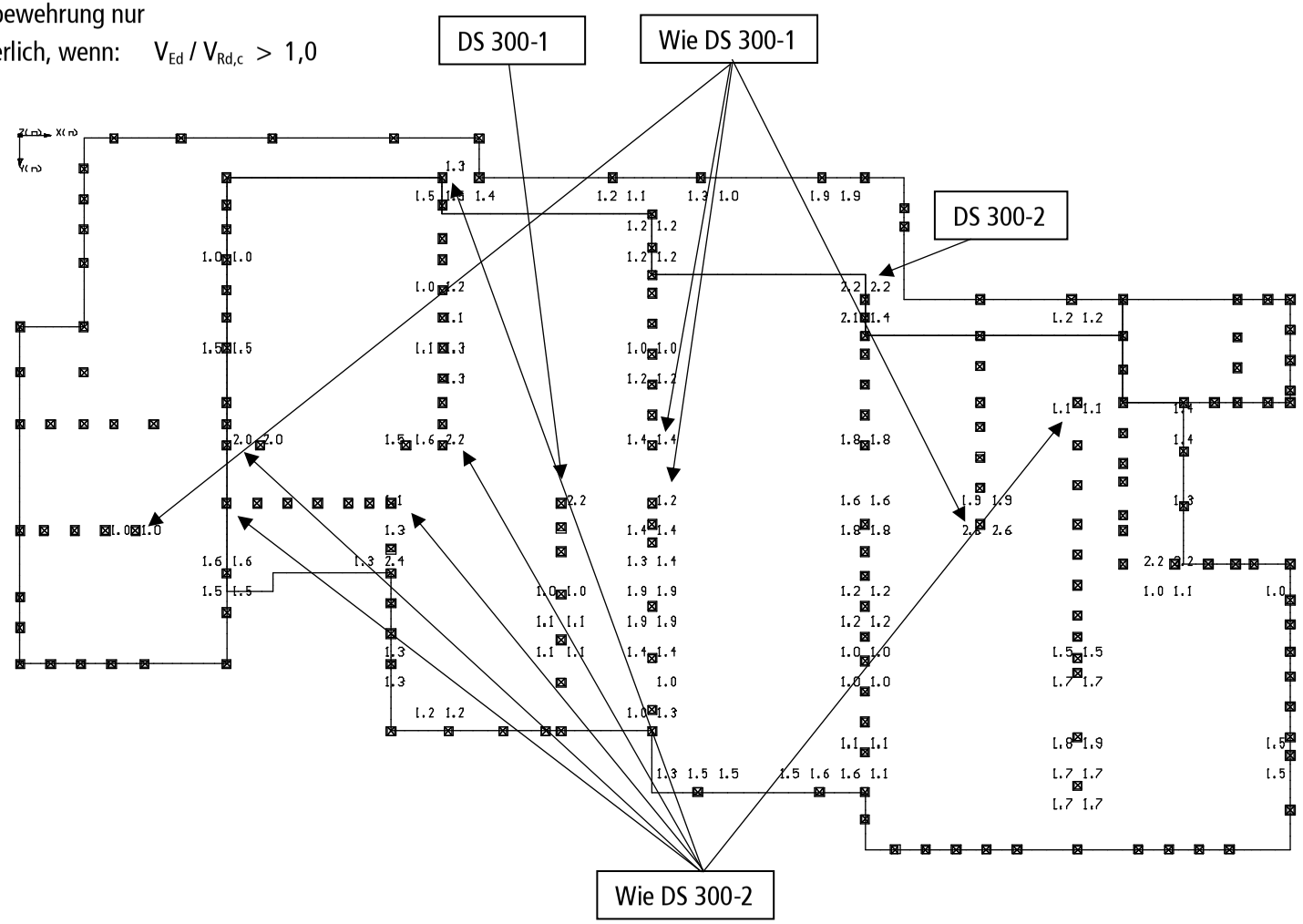
Auftrag Nr. 1911

Pos. 300

Seite 214

Schubtragfähigkeit:

Schubbewehrung nur erforderlich, wenn: $V_{Ed} / V_{Rd,c} > 1,0$



Bemessung
nach DIN EN 1992-1-1
Beton = C25/30
Stahl = B500S
Theor. Stahlverbrauch:
2426.2 kg
Bemessung als Platte
Bemessungsort:
- Eckpunkt

Darstellung im Raster
maximaler Wert / absolut
Ausnutzung
VEd/VRd,c [-]
max = 2.6
min = 0.0
Untere Schranke : 1.0
Obere Schranke : 10.0

Verformtes System
Skalierung : 700

300
Decke über EG
24 cm
C25/30

Datum : 26.06.2024
Zeit : 14:09:15
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Auftrag Nr. 1911
Seite 215
Datum
Pos. 300

Querkraftnachweis

Zunächst wird berechnet wie viel Querkraft die Decke ohne eine zusätzliche Querkraftbewehrung aufnehmen kann:

C25/30 mit f_{ck} = 25,00 N/mm², f_{cd} = 14,20 N/mm², γ_c = 1,5

h = 240,00 mm

c = 25,00 mm

A_{sl} = 2,01 cm² / 4,24 cm²

b_w = 1000,00 mm (Betrachtung eines 1 m breiten Deckenstreifens)

$d = h - c - 20{,}00/2 - 10{,}00/2$ = 200,00 mm (Ann.: $d_{längs}$ = 20 mm, $d_{Bügel}$ = 10 mm)

$k = \min\{1 + (200/d)^{0,5}; 2\}$ = 2,00

$\rho_l = \min\{A_{sl} / (b_w * d); 0{,}02\}$ = 0,0013

$\nu_{min} = 0{,}0525 / \gamma_c * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2}$ = 0,49 (für d = 200 mm ≤ 600 mm)

σ_{cp} = 0,00 N/mm² (keine Betonlängsspannung)

$V_{Rdc} = \max\{ [0{,}15 / \gamma_c * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} + 0{,}12 * \sigma_{cp}] * b_w * d;$
$[\nu_{min} + 0{,}12 * \sigma_{cp}] * b_w * d] \}$
= 98,00 kN/m

Demnach muss für **$V_{Ed} \leq$ 98,99 kN/m** keine Querkraftbewehrung eingebaut werden.

Mit einer Zulage von **ø25/15 cm** in x-Richtung und **ø20/12,5 cm** in y-Richtung ergibt sich folgende Querkrafttragfähigkeit:

$A_{sl,x}$ = 5,24 cm² + 32,72 cm² = 37,96 cm²

$A_{sl,y}$ = 2,01 cm² + 25,13 cm² = 27,14 cm²

$A_{sl,m}$ = (37,96 cm² + 27,14 cm²) / 2 = 32,55 cm²

$\rho_l = \min\{A_{sl} / (b_w * d); 0{,}02\}$ = 0,0162

$V_{Rdc,Zulage} = \max\{ [0{,}15 / \gamma_c * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} + 0{,}12 * \sigma_{cp}] * b_w * d;$
$[\nu_{min} + 0{,}12 * \sigma_{cp}] * b_w * d] \}$
= 137,0 kN/m

Demnach muss für **$V_{Ed} \leq$ 137,00 kN/m** keine Querkraftbewehrung, aber die aufgeführte Zulage eingebaut werden.

An den Linienlagern kann von einer gleichmäßigen Lastverteilung ausgegangen werden. Eine maximal mögliche Auflagerlast ergibt sich zu
V_{Ed} = (1,35 * 8,7 kN/m² + 1,5 * 5,0 kN/m²) * (7,0 + 7,0) m / 2 = **135,0 kN/m < 137,0 kN/m** = $V_{Rdc,Zulage}$
Demnach kann die erforderliche Querkrafttragfähigkeit an den Linienlagern mit einer Zulage von von **ø25/15 cm** in x-Richtung und **ø20/12,5 cm** in y-Richtung abgedeckt werden.

Durchstanzen DS 300-1

Wandende, b = 24 cm

C25/30 mit f_{ck} = 25,00 N/mm², f_{cd} = 14,20 N/mm², γ_c = 1,5, f_{yd} = 435,0 N/mm²

h		= 240 mm	
c		= 25 mm	
d = h – c – 20,00/2 – 10,00/2		= 200,00 mm	(Ann.: $d_{längs}$ = 20 mm, $d_{Bügel}$ = 10 mm)
$A_{sl,x}$	= 4,24 cm² + 32,72 cm² (ø25/15)	= 36,96 cm²	
$A_{sl,y}$	= 2,01 cm² + 19,63 cm² (ø25/25)	= 21,64 cm²	
$A_{sl,m}$	= (36,96 cm² + 21,64 cm²) / 2	= 29,3 cm²	
b_w		= 1000,00 mm	
Faktor zur Berücksichtigung von Lastausmitten		β	= 1,35
bezogener Stützenumfang		u_0 / d	= 4,8 m
C_{Rdc} = 0,18 / γ_c * (0,1 * u_0/d + 0,6)			= 0,12
k = min{1 + (200/d)^{0,5}; 2,00}			= 2,00
ρ_l = min{A_{sl} / (b_w * d); 0,02; 0,5 * f_{cd} / f_{yd}}			= 0,0146
σ_{cp}			= 0,00 N/mm² (keine Betonlängsspannung)
ν_{min} = 0,0525 / γ_c * $k^{3/2}$ * $f_{ck}^{1/2}$			= 0,49 (für d = 200 mm ≤ 600 mm)
u_1			= 197,7 cm (im Abstand von 2d)

Widerstand:

Bemessungswiderstand ν_{Rdc} = max{[C_{Rdc} * k * (100 * ρ_l f_{ck})$^{1/3}$ + 0,10 * σ_{cp}]; ν_{min} + 0,10 * σ_{cp}} * (u_1 * d)

= **311,4 kN**

Einwirkung:

Lasteinzugsfläche A = (1,4 + 2,7) m * (2,6 + 0,3) m	= 11,9 m² (Annahme)
V_{Ed} = 11,9 m² * (1,35 * 8,7 kN/m² + 1,5 * 5,00 kN/m²)	= 229,1 kN
Bemessungswert der Querkraft ν_{Ed} = β * V_{Ed} = 1,35 * 229,1	= **309,2 kN**

Nachweis:

ν_{Ed} = 309,2 kN < 311,4 kN = ν_{Rdc}

Keine Durchstanzbewehrung erforderlich.
Erforderliche Zulage in x: ø25/15 cm
y: ø25/25 cm

Durchstanzen DS 300-2

Wandecke, b = 24 cm

C25/30 mit	f_{ck} = 25,00 N/mm²,	f_{cd} = 14,20 N/mm²,	γ_c = 1,5
h		= 220 mm	
c		= 25 mm	
d = h – c – 20,00/2 – 10,00/2		= 180,00 mm	(Ann.: $d_{längs}$ = 20 mm, $d_{Bügel}$ = 10 mm)
$A_{sl,x}$	= 4,24 cm² + 32,72 cm² (ø25/15)	= 36,96 cm²	
$A_{sl,y}$	= 2,01 cm² + 19,63 cm² (ø25/25)	= 21,64 cm²	
$A_{sl,m}$	= (36,96 cm² + 21,64 cm²) / 2	= 29,3 cm²	
b_w		= 1000,00 mm	
Faktor zur Berücksichtigung von Lastausmitten		β	= 1,20
bezogener Stützenumfang		u_0 / d	= 6,0 m
C_{Rdc}			= 0,12
k = min{1 + (200/d)^{0,5}; 2,00}			= 2,00
ρ_l = min{A_{sl} / (b_w * d); 0,02; 0,5 * f_{cd} / f_{yd}}			= 0,0146
σ_{cp}			= 0,00 N/mm² (keine Betonlängsspannung)
ν_{min} = 0,0525 / γ_c * $k^{3/2}$ * $f_{ck}^{1/2}$			= 0,49 (für d = 200 mm ≤ 600 mm)
u_1			= 122,8 cm (im Abstand von 2d)

Widerstand:

Bemessungswiderstand ν_{Rdc} = max{[C_{Rdc} * k * (100 * ρ_l f_{ck})$^{1/3}$ + 0,10 * σ_{cp}]; ν_{min} + 0,10 * σ_{cp}} * (u_1 * d)

= **193,5 kN**

Einwirkung:

Lasteinzugsfläche A = 8,0 m² (Annahme)

V_{Ed} = 8,0 m²* (1,35 * 8,7 kN/m² + 1,5 * 5,0 kN/m²) = 154,0 kN

Bemessungswert der Querkraft ν_{Ed} = β * V_{Ed} = 1,20 * 154,0 kN = **184,8 kN**

Nachweis:

ν_{Ed} = 184,8 kN < 193,5 = ν_{Rdc}

Keine Durchstanzbewehrung erforderlich.

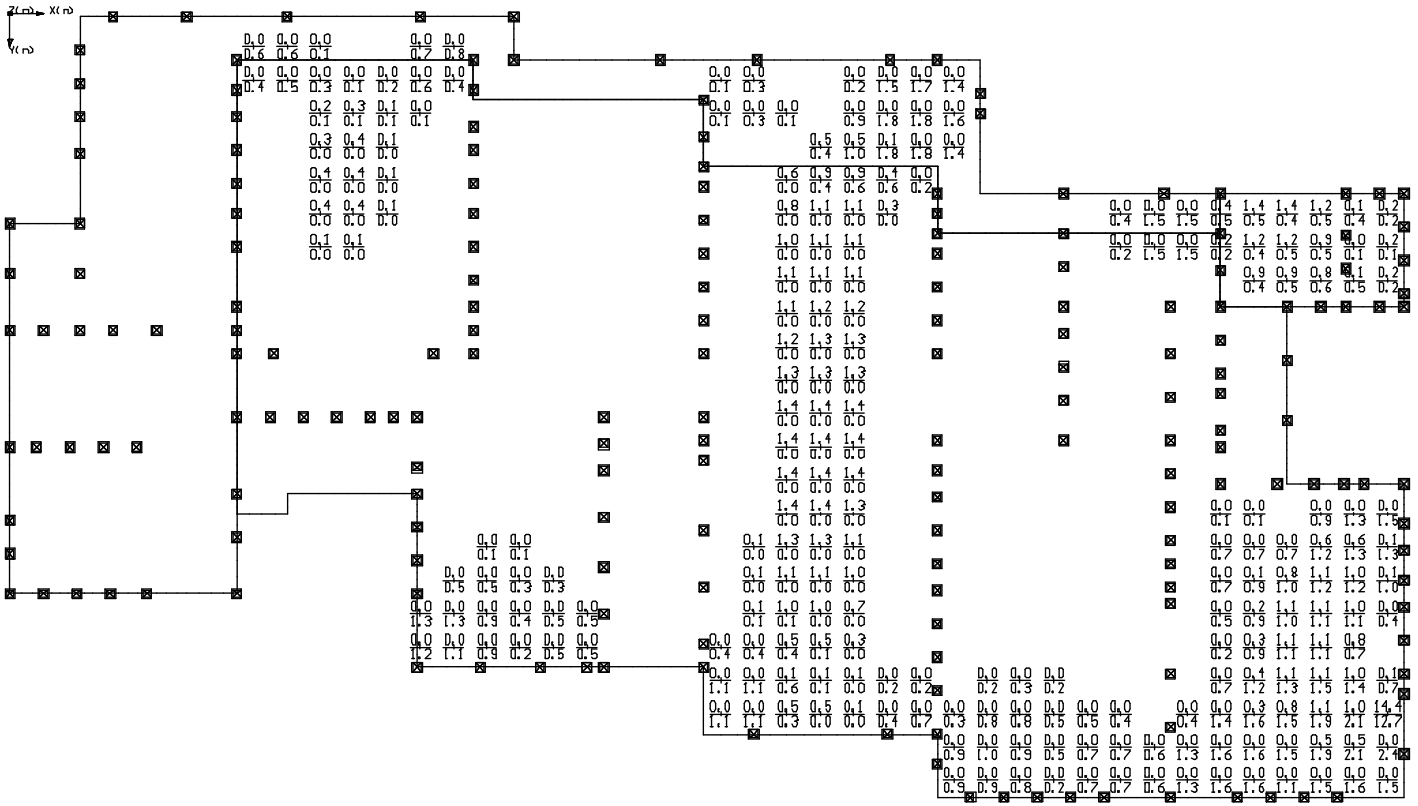
Erforderliche Zulage in x: ø25/15 cm

y: ø25/25 cm

Erforderliche Bewehrung: [cm²/m]

Untere Lage

Grundbewehrung: R424 A



Bemessung
nach DIN EN 1992-1-1
Beton = C25/30
Stahl = B500S
Theor. Stahlverbrauch:
2426.2 kg
untere Lage [cm2/m]
Darstellung im Raster
Grundbew. : R424 A
wird berücksichtigt
Randachsabstand [cm]:
d1-x, d1-y: 2.5/2.5
Bemessung als Platte
Bemessungsort:
- Eckpunkt

Verformtes System
Skalierung : 700

300
Decke über EG
24 cm
C25/30

Datum : 26.06.2024
Zeit : 14:09:36
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

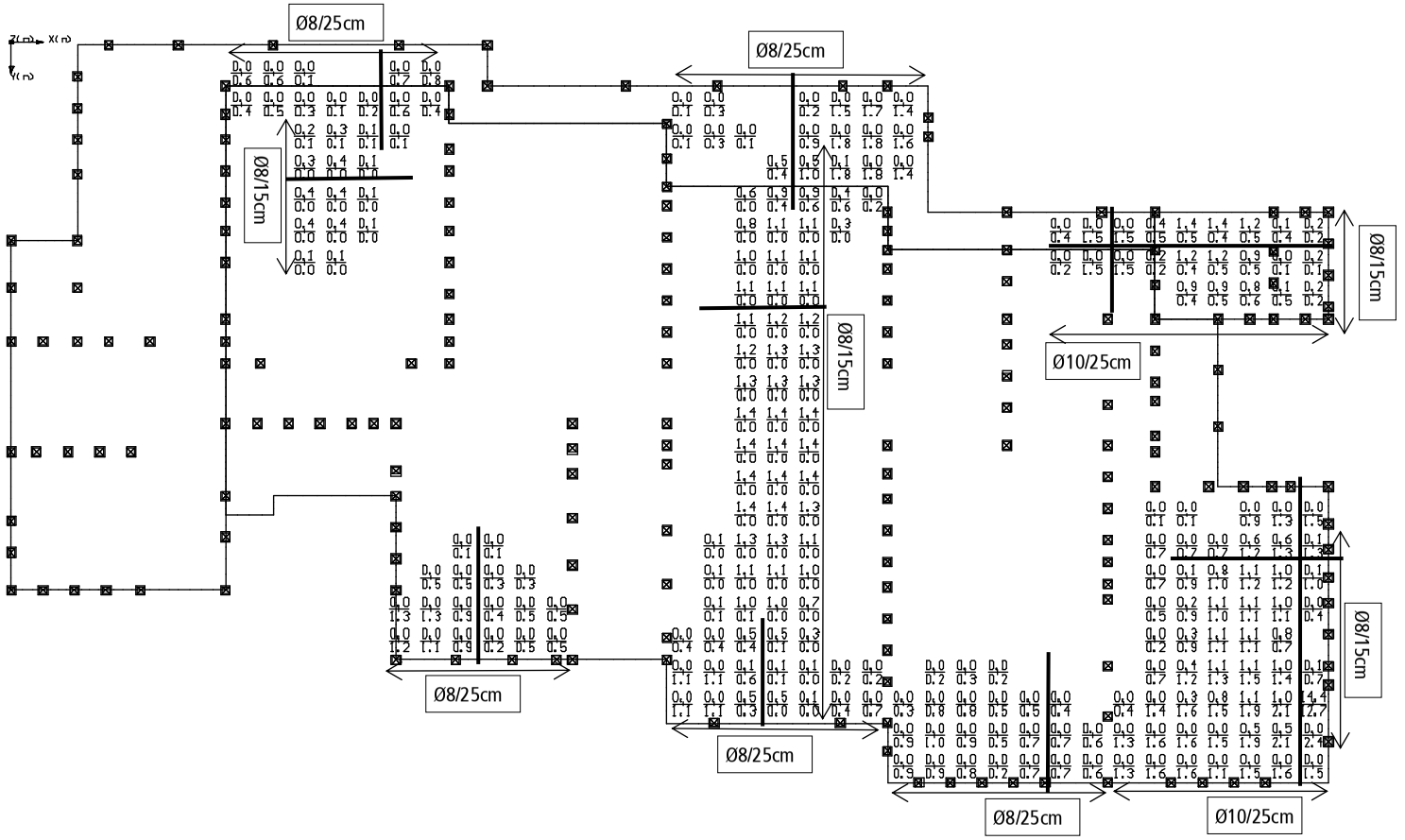
Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Auftrag Nr.	Seite
1911	219
Datum	Pos.
	300

Bewehrungsvorschlag: [cm²/m]

Untere Lage

Grundbewehrung: R424 A + Zulage



Die Matten werden in den Stützbereichen gestoßen und mit einer Zulage ø10/15cm versehen

Bemessung
nach DIN EN 1992-1-1
Beton = C25/30
Stahl = B500S
Theor. Stahlverbrauch:
2426.2 kg
untere Lage [cm2/m]
Darstellung im Raster
Grundbew. : R424 A
wird berücksichtigt
Randachsabstand [cm]:
d1-x, d1-y: 2.5/2.5
Bemessung als Platte
Bemessungsort:
- Eckpunkt

Verformtes System
Skalierung : 700

300
Decke über EG
24 cm
C25/30

Datum : 26.06.2024
Zeit : 14:09:36
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

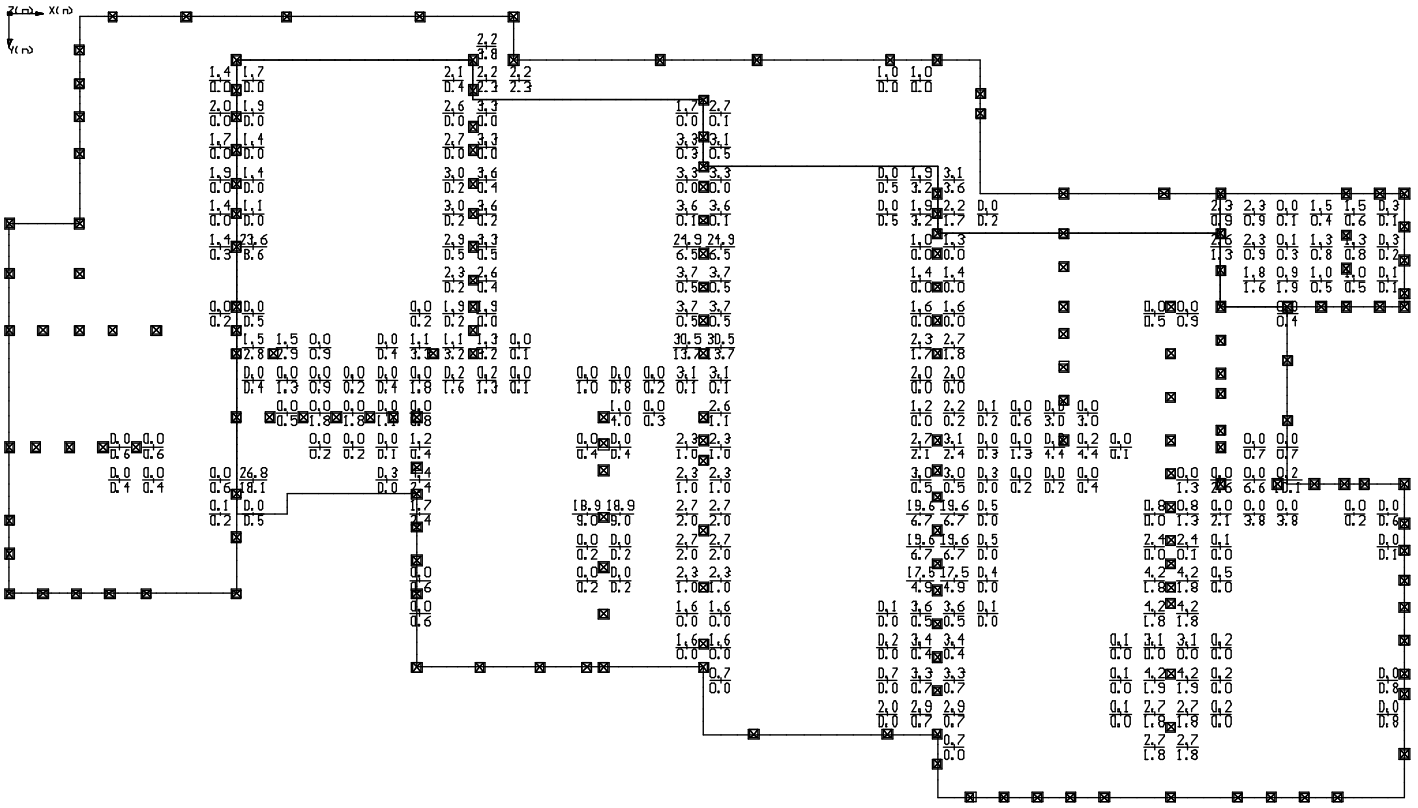
Datum	Auftrag Nr.	Seite
	1911	220
	Pos.	
	300	

INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG
Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin
1911 ELC (1911-300_2D240626) Maximale AS-Werte

Erforderliche Bewehrung: [cm²/m]

Obere Lage

Grundbewehrung: R424 A



Bemessung
nach DIN EN 1992-1-1
Beton = C25/30
Stahl = B500S
Theor. Stahlverbrauch:
2426.2 kg
obere Lage [cm2/m]
Darstellung im Raster
Grundbeu. : R424 A
wird berücksichtigt
Randachsabstand [cm]:
d1-x, d1-y: 2.5/2.5
Bemessung als Platte
Bemessungsort:
- Eckpunkt

Verformtes System
Skalierung : 700

300
Decke über EG
24 cm
C25/30

Datum : 26.06.2024
Zeit : 14:09:54
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

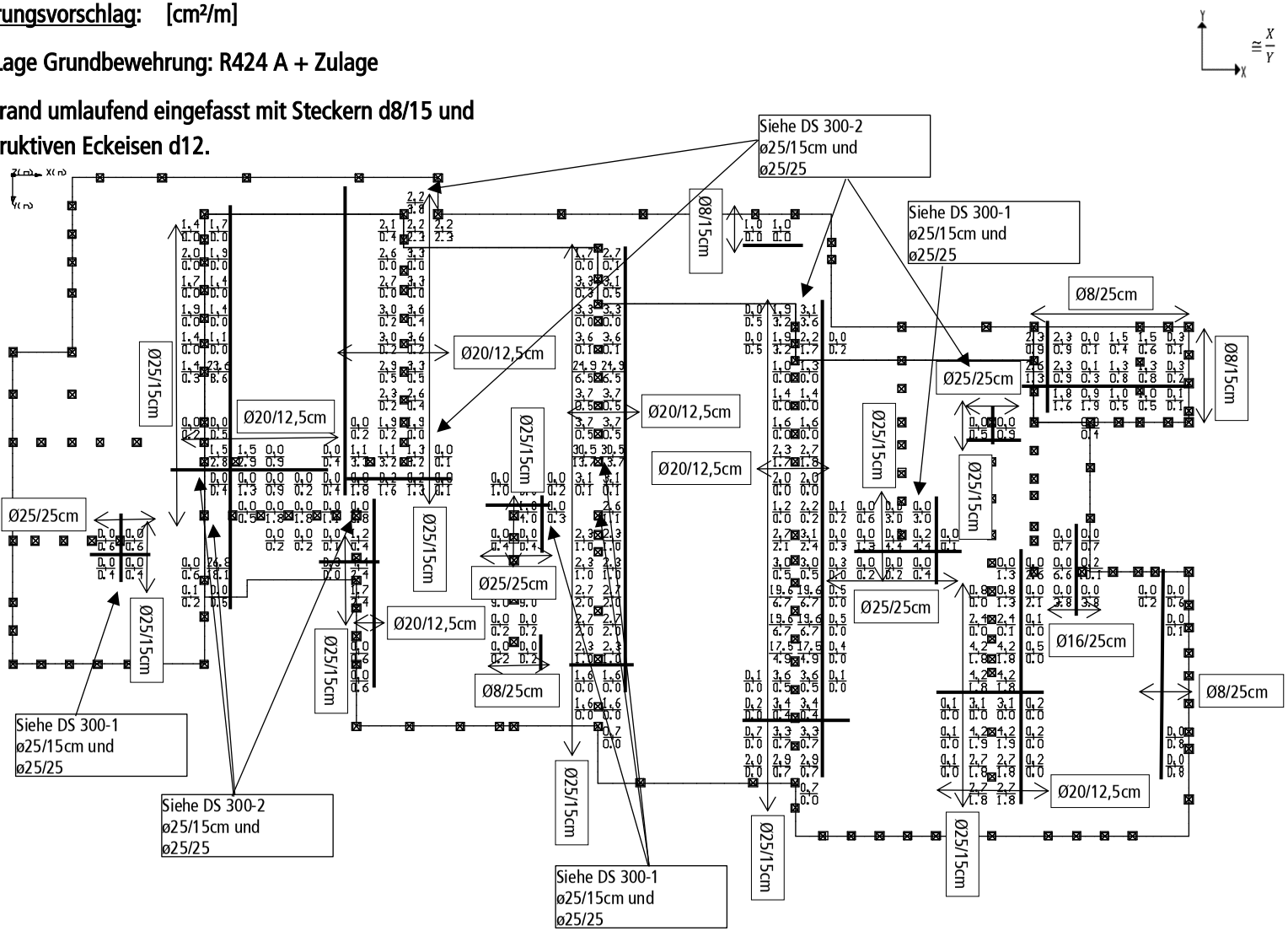
Auftrag Nr. 1911
Seite 221
Datum
Pos. 300

INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG
Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin
1911 ELC (1911-300_2D240626) Maximale AS-Werte

Bewehrungsvorschlag: [cm²/m]

Obere Lage Grundbewehrung: R424 A + Zulage

Deckenrand umlaufend eingefasst mit Steckern d8/15 und 2 konstruktiven Eckeisen d12.



Die Matten werden in den Feldbereichen gestoßen und mit einer Zulage ø10/15cm versehen

Bemessung
nach DIN EN 1992-1-1
Beton = C25/30
Stahl = B500S
Theor. Stahlverbrauch:
2426.2 kg
obere Lage [cm2/m]
Darstellung im Raster
Grundbeu. : R424 A
wird berücksichtigt
Randachsabstand [cm]:
d1-x, d1-y: 2.5/2.5
Bemessung als Platte
Bemessungsort:
- Eckpunkt

Verformtes System
Skalierung : 700

300
Decke über EG
24 cm
C25/30

Datum : 26.06.2024
Zeit : 14:09:54
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Auftrag Nr. 1911
Seite 222
Datum
Pos. 300

Pos. 310 Unterzug, C25/30, XC1, b/h = 24/35 cm

Es folgt die Bemessung des Stahlbetonunterzuges.

L_{max} = 4,10 m

Statische Höhe d = 0,35 m – 0,05 m = 0,3 m

Lastannahmen

In der Deckenbemessung wurde der Unterzug nicht als Auflager berücksichtig. Die Bemessungslast für den Unterzug wird deswegen an dieser Stelle über Lasteinzugsflächen ermittelt.

L_1 = 2,1 m / 2 = 1,05 m

L_2 = 2,5 m / 2 = 1,25 m

Aus Lastannahme „Decke über EG + 1. OG – Innenräume" (s. S. 9)

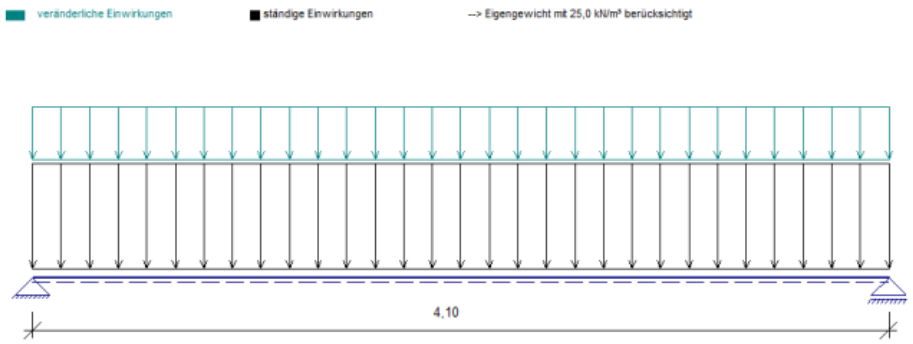
g_k = 8,7 kN/m² * (1,05 + 1,25) m = **20,0 kN/m**

q_k = 5,0 kN/m² * 1,05 m + 3,8 kN/m² * 1,25 m = **10,0 kN/m**

Das Eigengewicht wird programmintern berücksichtigt.

Bemessung

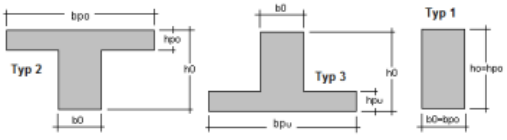
Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland



Systemwerte :

links gelenkig gelagert

rechts gelenkig gelagert



Feld	Feldlänge [m]	b0 [cm]	h0 [cm]	bpo/u [cm]	hpo/u [cm]	QS-Typ
1	4,100	24,00	35,00	24,00	35,00	1

Lager	Lagerung	Länge [cm]
1	direkt	24,0
2	direkt	24,0

Belastung: (EWA = Einwirkungsart)

Einwirkungsart 1=Wohn-/Aufenthaltsräume
Einwirkungsart 2=Büros
Einwirkungsart 3=Versammlungsräume
Einwirkungsart 4=Verkaufsräume
Einwirkungsart 5=Lagerräume
Einwirkungsart 6=Schneelasten H <= 1000m NN
Einwirkungsart 7=Schneelasten H > 1000m NN
Einwirkungsart 8=Windlasten
Einwirkungsart 9=Temperatur (nicht Brand)
Einwirkungsart 10=Kategorie F (F <=30 kN)
Einwirkungsart 11=Kategorie G (F<=160 kN)
Einwirkungsart 12=Kategorie H (Dächer)
Einwirkungsart 13=sonstige Einwirkungen
Einwirkungsart 14=Wind alternativ zu Nr.8
Einwirkungsart 15=Erdbeben

g über Gesamtlänge = 20,000 kN/m

q über Gesamtlänge = 10,000 kN/m aus Einwirkungsart 1

Eigengewicht der Konstruktion wird mit 25,0 kN/m³ berücksichtigt

Schnee- u. Windlasten werden nicht feldweise angesetzt, sondern als Vollast!

Feldschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):

Feld	max.MEd [kNm]	min.MEd [kNm]	abs.max.VEd [kN]
1	94,210	0,000	91,912

Lagerschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):

Lager	min.MEd [kNm]	max.MEd [kNm]	min.VEd-li. [kN]	max.VEd-li. [kN]	min.VEd-re. [kN]	max.VEd-re. [kN]
1	0,000	0,000				91,912
2	0,000	0,000	-91,912			

Auflagerkräfte (ohne Teilsicherheitsbeiwerte):

Lager	max.F [kN]	min.F [kN]	F aus g [kN]	F aus q* [kN]	Vollast g+q [kN]
1	65,81	45,31	45,31	20,50/0,00	65,81
2	65,81	45,31	45,31	20,50/0,00	65,81

Lastweiterleitung
für Pos. 400

Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland:

Beton: C25/30
Betonstahl: B500 (A,B)
d1 = 5,00 cm (Achsabstand Bewehrung unten) --> Betondeckung c,vl,unten = 3,5 cm
d2 = 5,00 cm (Achsabstand Bewehrung oben) --> Betondeckung c,vl,oben = 3,5 cm

- ☑ Grenze x/d <= 0.45 eingehalten (Biegung)
- ☑ Stützmomente am Anschnitt ermittelt (Mindestmomente berücksichtigt)
- ☑ Längsbewehrung nicht gestaffelt
- ☑ Mindestbewehrung berücksichtigt
- ☑ an Endauflagern wird eine Bewehrung gemäß DIN EN 1992-1-1, 9.2.1.2 (1) ermittelt

Biegebewehrung Stützen: (an Endauflagern mit Berücksichtigung von 9.2.1.2 (1))

Stütze	erf.As oben [cm²]	erf.As unten [cm²]	min.As [cm²]	|Mbem| [kNm]
1	1,80	0,00		23,55
2	1,80	0,00		23,55

*) Mindestmoment nach EC2

Biegebewehrung Felder :

Feld	erf.As oben [cm²]	erf.As unten [cm²]	min.As [cm²]
1	0,31	9,25	0,94

Bewehrung am Endauflager:

Erforderliche Bewehrung für Verankerung am linken Endauflager = 2,64 cm²
Erforderliche Bewehrung für Verankerung am rechten Endauflager = 2,61 cm²

Querkraftbewehrung: (VRd,c,min wird angesetzt, ggfs. gewählte Bewehrung wird angesetzt)

Stütze	asw-links [cm²/m]	asw-rechts [cm²/m]	min.asw-links [cm²/m]	min.asw-rechts [cm²/m]
1	0,00	2,98	0,00	2,00
2	3,05	0,00	2,00	0,00

Stütze	VEd [kN]-links	VEd [kN]-rechts	VEd,red [kN]-links	VEd,red [kN]-rechts	VRd,c [kN]-links	VRd,c [kN]-rechts	VRd,max [kN]-li.	VRd,max [kN]-re
1	0,00	88,24	0,00	74,45		41,57	1,00	225,01
2	89,15	0,00	75,37	0,00	41,57		226,16	1,00

Stütze	Theta [°]-links	Theta [°]-rechts	cot(Theta)-links	cot(Theta)-rechts	VEd/VRd,max-li.	zul.e [cm]-li.	VEd/VRd,max-re.	zul.e [cm]-re.
1		21,8		2,5	0,000	30,0	0,392	17,5
2	22,0		2,5		0,394	17,5	0,000	30,0

Nachweis Biegeschlankheit EC2-1-1, 7.4.2:

- verformungsempfindliche angrenzende Bauteile, d.h. w <= l/500
- ab einem Momentenverhältnis |M,Stütze/M,Feld| von >= 0,50 wird eine volle Einspannung angesetzt

Feld	K [-]	Rho,0 [%]	erf.Rho [%]	erf.Rho' [%]	vorh.l/d [-]	zul.l/d [-]
1	1,00	0,50	1,28	0,04	13,67	13,94

--> erf.Rho u. erf.Rho' = Bewehrungsgehalt aus erforderlicher Biegebewehrung (Rho = unten / Rho' = oben)
--> zul.l/d auch unter Berücksichtigung der gewählten Bewehrung (Faktor = vorh.Rho/erf.Rho)

Nachweis der Verankerungslänge:

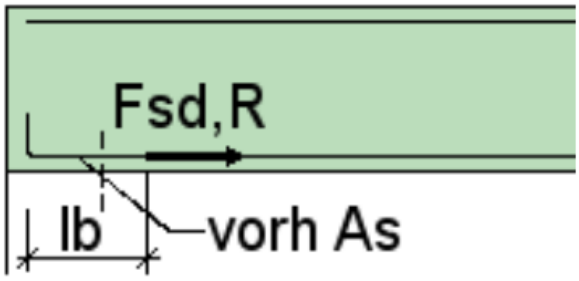
Auflagertiefe = 24 cm
Verankerungslänge = 24 cm – 3,0 cm = 21,0 cm
Zugkraft am Auflager $F_s = V_{Ed} * \cot(\Theta) / 2 = 92{,}0\ kN * 1{,}4 / 2$ = 64,4 kN
Vorhandene Bewehrungsstäbe = 3ø20 (9,42 cm² > 9,25 cm² = $A_{s,erf}$)

Nachweis siehe folgende Seite.

MZ-Stb-Endverankerung DIN EN 1992-1-1

MZ

System



Eingabewerte:

Material

Beton C25/30 fck = 25.00 N/mm² fcd = 14.17 N/mm²
(gammac=1.50 alpha=0.85 nue1=1.00 betact=2.40)
Stahl BSt.500S fyk = 500.0 N/mm² fyd = 434.8 N/mm²

Belastung

Zugkraft am Auflager Fsd,R =	64.4 kN

Endauflager

Auflagerart	direkt
Vorhandene Verankerungslänge =	0.210 m
Vorhandene Bewehrungsstäbe =	3d20g

Ergebnisse:

Verankerung Biegebewehrung am Endauflager

Verankerungskraft Fsd,R = 64.40 kN
Erforderliche Bewehrung am Auflager = 1.48 cm²

Stäbe am direkten Auflager mit Verankerungslänge = 0.210m :

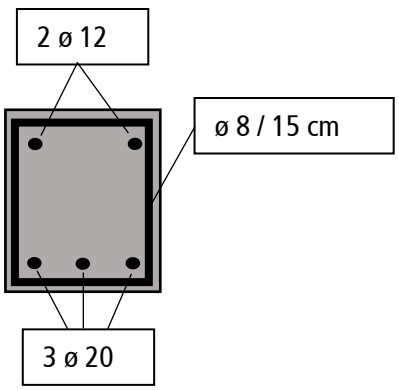
3 Ø 20 mm mit geradem Stabende
As = 9.425cm² alpha1 = 1.0 lb = 0.808m = lb,rqd*(erfAs/vorhAs = 1)
vorh lb = 0.210m > = 6.0*ds = 0.120m OK
vorh lb = 0.210m > = 0.3*0.67*1.0*0.808m > = 10*ds*0.67 = 0.162m OK
FRd = 9.42*434.8/10 / 0.67 / 1.0 * 0.210 / 0.808 (< = As*fyd) = **159.83kN**

FEd = 64.40kN < = **159.8kN** = FRd (Alle Stäbe)
= > Verankerung ausreichend! OK

Nachweis erbracht

Bewehrungsvorschlag:

Betondeckung c_{nom} = 2,5 cm



Nachweis der Auflagerpressung

Teilflächenpressung

$N_{Edc} \geq N_{Rd}c$

mit	a_1	=	= 0
	A_b	= 20 cm * 24 cm	= 480 cm²
	A_{ef}	= (20 cm + (353 cm / 2 – 11 cm) * tan(30°)) * 24 cm	= 2773 cm²
	β	= (1 + 0,3 * a_1 / h_c) * (1,5 – 1,1 * A_b / A_{ef})	
		= (1 + 0,3 * 0) * (1,5 – 1,1 * 480 / 2773)	= **1,30** > 1,0
	f_d	= 0,85 * 10,5 N/mm² / 1,5	= 0,6 N/mm²
	N_{Rdc}	= β * A_b * f_d = 1,3 * 480 cm² * 0,6 kN/cm²	= 374,4 kN
	N_{Edc}	= V_{Ed}	= 91,9 kN

91,9 kN < 374,4 kN **Nachweis erfüllt**

Knicken auf halber Wandhöhe

$N_{Ed} \geq N_{Rd}$

mit	e_{mk}	= 0,05 * t = 0,05 * 24 cm	= 1,2 cm
	h_{ef}	= ρ_2 * h = 0,75 * 353 cm	= 265 cm
	Φ_m	= 1,14 * (1 – 2 * e_{mk} / t) – 0,024 * h_{ef} / t	
		= 1,14 * (1 – 2 * 1,2 / 24) – 0,024 * 265 cm / 24 cm	= **0,761**
			≤ 0,9 = 1 – 2 * 1,2 / 24
			= 1 – 2 * e_{mk} / t = 0,9
	N_{Rd}	= Φ_m * t * f_d * L = 0,761 * 24 cm * 0,6 kN/cm² * 20 cm	= 219,0 kN
	N_{Edc}	= V_{Ed}	= 91,9 kN

91,9 kN < 219,0 kN **Nachweis erfüllt**

Pos. 311 Unterzug, C25/30, XC1, b/h = 24/105 cm

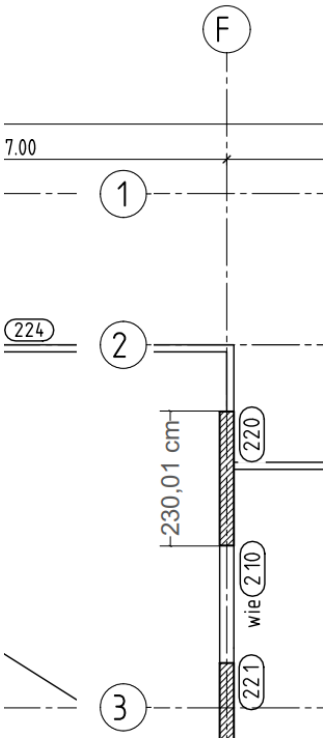
Es folgt die Bemessung des Stahlbetonunterzuges.

L_{max} = 5,4 m

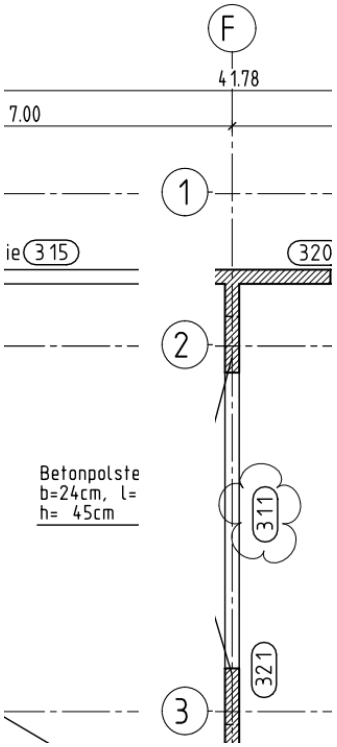
Statische Höhe d = 1,0 – 0,08 = 0,92 m

Lastannahmen

Grundriss 1. OG



Grundriss EG



Die Linienlasten werden durch die 2,3 m lange Wand im 1.OG mittig auf den Unterzug gebracht

Es wird von einem minimalen Sparrenabstand von e = 1,10 m ausgegangen.

Aus Dachbinder Pos. 101 (s. S. 70ff.), L = 2,3 m

g_k = (16,0 + 13,0) kN / 1,1 m * 5,4 m / 2,3 m = **41,0 kN/m**

q_k = (4,3 + 4,3) kN / 1,1 m * 5,4 m / 2,3 m = **20,0 kN/m**

Aus Wand 2.OG, Lastannahmen „Außenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton - Holzverkleidung" (s. S.11), L=2,3m

g_k = 7,2 kN/m² * 3,3 m = **23,8 kN/m**

Aus Decke ü. 1.OG, Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenräume" (s. S. 9), L = 2,3 m

g_k = 8,7 kN/m² * (7,0 + 7,0) m / 2 * 5,4 m / 2,3 m = **145,0 kN/m**

q_k = 3,8 kN/m² * (7,0 + 7,0) m / 2 * 5,4 m / 2,3 m = **63,0 kN/m**

Aus Wand 1.OG, Lastannahmen „Außenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton - Holzverkleidung" (s. S.11), L=2,3m

g_k = 7,2 kN/m² * 3,3 m = **23,8 kN/m**

Aus Decke ü. EG, Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenräume" (s. S. 9), L = 5,4 m

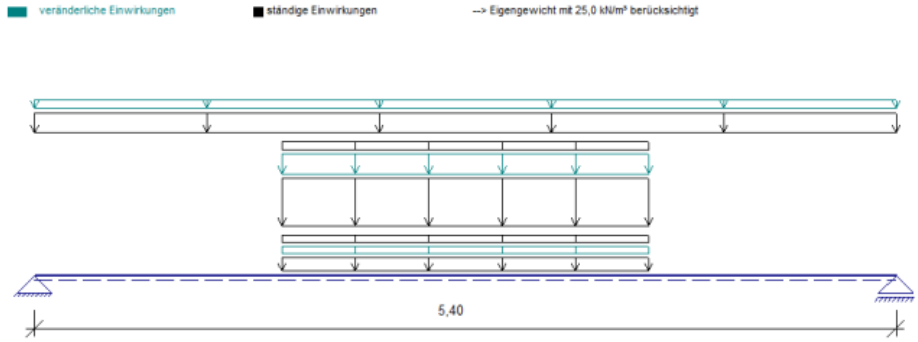
g_k = 8,7 kN/m² * (7,0 + 7,0) m / 2 = **61,0 kN/m**

q_k = 3,8 kN/m² * (7,0 + 7,0) m / 2 = **27,0 kN/m**

Das Eigengewicht wird programmintern berücksichtigt.

Bemessung

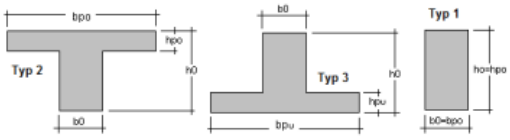
Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland



Systemwerte :

links gelenkig gelagert

rechts gelenkig gelagert



Feld	Feldlänge [m]	b0 [cm]	h0 [cm]	bpo/u [cm]	hpo/u [cm]	QS-Typ
1	5,400	24,00	105,00	24,00	105,00	1

Lager	Lagerung	Länge [cm]
1	indirekt	24,0
2	indirekt	24,0

Belastung: (EWA = Einwirkungsart)

Einwirkungsart 1=Wohn-/Aufenthaltsräume
Einwirkungsart 2=Büros
Einwirkungsart 3=Versammlungsräume
Einwirkungsart 4=Verkaufsräume
Einwirkungsart 5=Lagerräume
Einwirkungsart 6=Schneelasten H <= 1000m NN
Einwirkungsart 7=Schneelasten H > 1000m NN
Einwirkungsart 8=Windlasten
Einwirkungsart 9=Temperatur (nicht Brand)
Einwirkungsart 10=Kategorie F (F <=30 kN)
Einwirkungsart 11=Kategorie G (F<=160 kN)
Einwirkungsart 12=Kategorie H (Dächer)
Einwirkungsart 13=sonstige Einwirkungen
Einwirkungsart 14=Wind alternativ zu Nr.8
Einwirkungsart 15=Erdbeben

g über Gesamtlänge = 0,000 kN/m

q über Gesamtlänge = 0,000 kN/m aus Einwirkungsart 1

Eigengewicht der Konstruktion wird mit 25,0 kN/m³ berücksichtigt

Schnee- u. Windlasten werden nicht feldweise angesetzt, sondern als Vollast!

Lastarten : 1 = Einzellast 2 = Gleichlast 3 = Einzelmoment 4 = Trapezlast 5 = Teiltrapezlast

Nr.	Art	Feld	G links	Q links	G rechts	Q rechts	Abstand [m]	Lastlänge [m]	EWA	Faktor	Bemerkung
1	5	1	41,000	20,000	41,000	20,000	1,550	2,300	1	1,000	Pos.101
2	5	1	23,800	0,000	23,800	0,000	1,550	2,300	1	1,000	Wand 2.OG
3	5	1	145,000	63,000	145,000	63,000	1,550	2,300	1	1,000	Decke ü 1.OG
4	5	1	23,800	0,000	23,800	0,000	1,550	2,300	1	1,000	Wand 1.OG
5	5	1	61,000	27,000	61,000	27,000	0,000	5,400	1	1,000	Decke ü. EG

Feldschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):

Feld	max.MEd [kNm]	min.MEd [kNm]	abs.max.VEd [kN]
1	1553,697	0,000	860,498

Lagerschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):

Lager	min.MEd [kNm]	max.MEd [kNm]	min.VEd-li. [kN]	max.VEd-li. [kN]	min.VEd-re. [kN]	max.VEd-re. [kN]
1	0,000	0,000				860,498
2	0,000	0,000	-860,498			

Auflagerkräfte (ohne Teilsicherheitsbeiwerte):

Lager	max.F [kN]	min.F [kN]	F aus g [kN]	F aus q* [kN]	Vollast g+q [kN]
1	618,70	450,35	450,35	168,35/0,00	618,70
2	618,70	450,35	450,35	168,35/0,00	618,70

Lastweiterleitung
für Pos. 321, 400

Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland:

Beton: C25/30
Betonstahl: B500 (A,B)
d1 = 12,50 cm (Achsabstand Bewehrung unten) --> Betondeckung c,vl,unten = 3,5 cm
d2 = 10,00 cm (Achsabstand Bewehrung oben) --> Betondeckung c,vl,oben = 3,5 cm

- ☑ Grenze x/d <= 0.45 eingehalten (Biegung)
- ☑ Stützmomente am Anschnitt ermittelt (Mindestmomente berücksichtigt)
- ☑ Längsbewehrung nicht gestaffelt
- ☑ Mindestbewehrung berücksichtigt
- ☑ an Endauflagern wird eine Bewehrung gemäß DIN EN 1992-1-1, 9.2.1.2 (1) ermittelt

Biegebewehrung Stützen: (an Endauflagern mit Berücksichtigung von 9.2.1.2 (1))

Stütze	erf.As oben [cm²]	erf.As unten [cm²]	min.As [cm²]	|Mbem| [kNm]
1	10,12	0,00		388,42
2	10,12	0,00		388,42

*) Mindestmoment nach EC2

Biegebewehrung Felder :

Feld	erf.As oben [cm²]	erf.As unten [cm²]	min.As [cm²]
1	19,56	46,00	2,75

Bewehrung am Endauflager:

Erforderliche Bewehrung für Verankerung am linken Endauflager = 14,21 cm²
Erforderliche Bewehrung für Verankerung am rechten Endauflager = 14,20 cm²

Querkraftbewehrung: (VRd,c,min wird angesetzt, ggfs. gewählte Bewehrung wird angesetzt)

Stütze	asw-links [cm²/m]	asw-rechts [cm²/m]	min.asw-links [cm²/m]	min.asw-rechts [cm²/m]
1	0,00	16,34	0,00	2,00
2	16,42	0,00	2,00	0,00

Stütze	VEd [kN]-links	VEd [kN]-rechts	VEd,red [kN]-links	VEd,red [kN]-rechts	VRd,c [kN]-links	VRd,c [kN]-rechts	VRd,max [kN]-li.	VRd,max [kN]-re
1	0,00	849,86	0,00	849,86		119,81	1,00	995,28
2	853,40	0,00	853,40	0,00	119,81		995,56	1,00

Stütze	Theta [°]-links	Theta [°]-rechts	cot(Theta)-links	cot(Theta)-rechts	VEd/VRd,max-li.	zul.e [cm]-li.	VEd/VRd,max-re.	zul.e [cm]-re.
1		34,8		1,4	0,000	30,0	0,854	20,0
2	34,9		1,4		0,857	20,0	0,000	30,0

Nachweis Biegeschlankheit EC2-1-1, 7.4.2:

- verformungsempfindliche angrenzende Bauteile, d.h. w <= l/500
- ab einem Momentenverhältnis |M,Stütze/M,Feld| von >= 0,50 wird eine volle Einspannung angesetzt

Feld	K [-]	Rho,0 [%]	erf.Rho [%]	erf.Rho' [%]	vorh.l/d [-]	zul.l/d [-]
1	1,00	0,50	2,07	0,88	5,84	12,92

--> erf.Rho u. erf.Rho' = Bewehrungsgehalt aus erforderlicher Biegebewehrung (Rho = unten / Rho' = oben)
--> zul.l/d auch unter Berücksichtigung der gewählten Bewehrung (Faktor = vorh.Rho/erf.Rho)

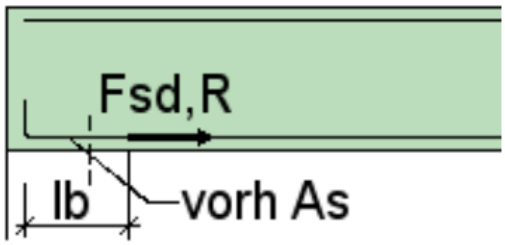
Nachweis der Verankerungslänge:

Auflagertiefe = 24 cm
Verankerungslänge = 24 cm – 3,0 cm = 21,0 cm (sichere Seite)
Zugkraft am Auflager $F_s = V_{Ed} * \cot(\Theta) / 2 = 860{,}5\ kN * 1{,}4 / 2$ = 602,4 kN
Vorhandene Bewehrungsstäbe = 11ø25 (54,01 cm² > 46,0 cm² = $A_{s,erf}$)

MZ-Stb-Endverankerung
DIN EN 1992-1-1

MZ

System



Eingabewerte:

Material

Beton C25/30 fck = 25.00 N/mm² fcd = 14.17 N/mm²
(gammac=1.50 alpha=0.85 nue1=1.00 betact=2.40)
Stahl BSt.500S fyk = 500.0 N/mm² fyd = 434.8 N/mm²

Belastung

Zugkraft am Auflager Fsd,R = 602.4 kN

Endauflager

Auflagerart direkt
Vorhandene Verankerungslänge = 0.210 m
Vorhandene Bewehrungsstäbe = 11d25g

Ergebnisse:

Verankerung Biegebewehrung am Endauflager

Verankerungskraft Fsd,R = 602.40 kN
Erforderliche Bewehrung am Auflager = 13.86 cm²

Stäbe am direkten Auflager mit Verankerungslänge = 0.210m :

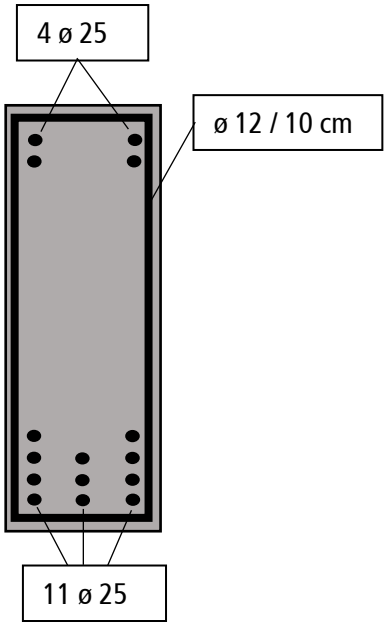
11 Ø 25 mm mit geradem Stabende
As = 53.996cm² alpha1 = 1.0 lb = 1.009m = lb,rqd*(erfAs/vorhAs = 1)
vorh lb = 0.210m > = 6.0*ds = 0.150m OK
vorh lb = 0.210m > = 0.3*0.67*1.0*1.009m > = 10*ds*0.67 = 0.202m OK
FRd = 54.00*434.8/10 / 0.67 / 1.0 * 0.210 / 1.009 (< = As*fyd) = **732.57kN**

FEd = 602.40kN < = **732.6kN** = FRd (Alle Stäbe)
= > Verankerung ausreichend! OK

Nachweis erbracht

Bewehrungsvorschlag:

Betondeckung c_{nom} = 2,5 cm



Der Unterzug lagert einseitig auf einer Stahlbetonwand auf.

Nachweis der Auflagerpressung

$N_{Ed} \geq N_{Rd}$

N_{Rd}	= 2,5 kN/cm² / 1,5 * 24 cm * 30 cm	= 1200,0 kN
N_{Ed}	= $V_{Ed,max}$	= 860,5 kN

860,5 kN < 1200,0 kN **Nachweis erfüllt.**

Auf der anderen Seite lagert der Unterzug auf einer Mauerwerkswand auf.

<u>Nachweis der Auflagerpressung</u>

Es ist ein Betonpolster l = 95 cm , h = 45 cm zu erstellen.

Teilflächenpressung

$N_{Edc} \geq N_{Rd}c$

mit	a_1	=	= 0
	A_b	= 95 cm * 24 cm	= 2280 cm²
	A_{ef}	= (95 cm + (353 cm / 2 – 105 cm) * tan(30°)) * 24 cm	= 3270,7 cm²
	β	= (1 + 0,3 * a_1 / h_c) * (1,5 – 1,1 * A_b / A_{ef})	
		= (1 + 0,3 * 0) * (1,5 – 1,1 * 2280 / 3270,7)	= 0,73 > **1,0**
	f_d	= 0,85 * 10,5 N/mm² / 1,5	= 0,6 N/mm²
	N_{Rdc}	= β * A_b * f_d = 1,0 * 2280 cm² * 0,6 kN/cm²	= 1368,0 kN
	N_{Edc}	= V_{Ed}	= 860,5 kN

860,5 kN < 1368,0 kN **Nachweis erfüllt**

Knicken auf halber Wandhöhe

$N_{Ed} \geq N_{Rd}$

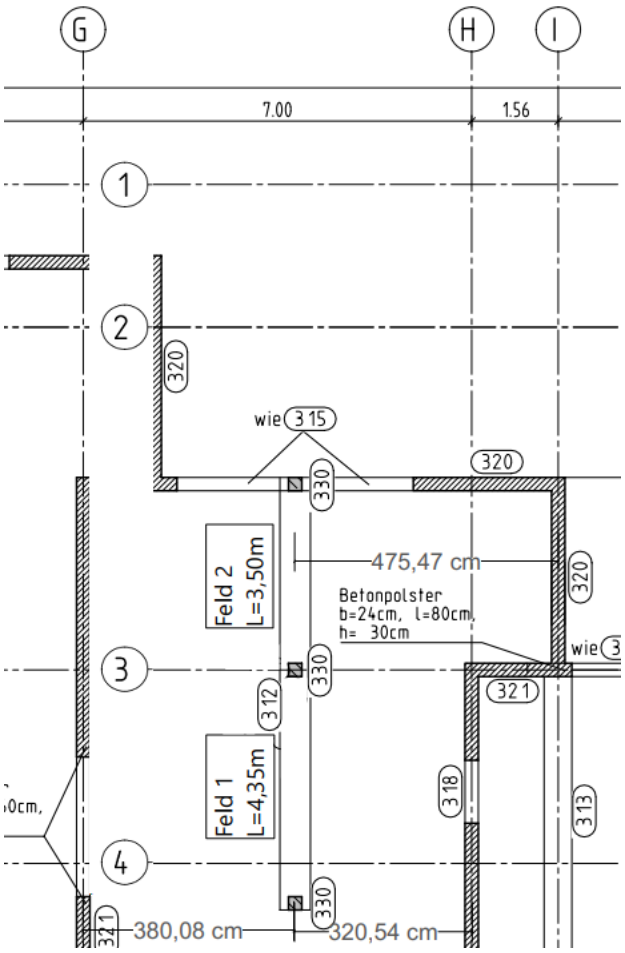
mit	e_{mk}	= 0,05 * t = 0,05 * 24 cm	= 1,2 cm
	h_{ef}	= ρ_2 * h = 0,75 * 353 cm	= 265 cm
	Φ_m	= 1,14 * (1 – 2 * e_{mk} / t) – 0,024 * h_{ef} / t	
		= 1,14 * (1 – 2 * 1,2 / 24) – 0,024 * 265 cm / 24 cm	= **0,761**
			≤ 0,9 = 1 – 2 * 1,2 / 24
			= 1 – 2 * e_{mk} / t = 0,9
	N_{Rd}	= Φ_m * t * f_d * L = 0,761 * 24 cm * 0,6 kN/cm² * 95 cm	= 1041,0 kN
	N_{Edc}	= V_{Ed}	= 860,5 kN

860,5 kN < 1041,0 kN **Nachweis erfüllt**

Pos. 312 Unterzug, C25/30, XC1, b/h = 55/40 cm

Es folgt die Bemessung des Stahlbetonunterzuges als Zweifeldträger.

L_1 = 4,35 m
L_2 = 3,5 m
Statische Höhe d = 0,40 m – 0,05 m = 0,35 m



Lastannahmen

Aus Decke über 1.OG, Lastannahme „Decke über EG + 1.OG – Innenräume“ (s. S. 9)

g_k = 8,7 kN/m² * (3,8 + 4,75) m / 2 = 37,2 kN/m
q_k = 3,8 kN/m² * (3,8 + 4,75) m / 2 = 16,3 kN/m

Aus Wand 1.OG, Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton“ (s. S. 12)

g_k = 6,7 kN7m² * 3,3 m = 22,2 kN/m

Aus Decke über EG, Lastannahme „Decke über EG + 1.OG – Innenräume“ (s. S. 9)

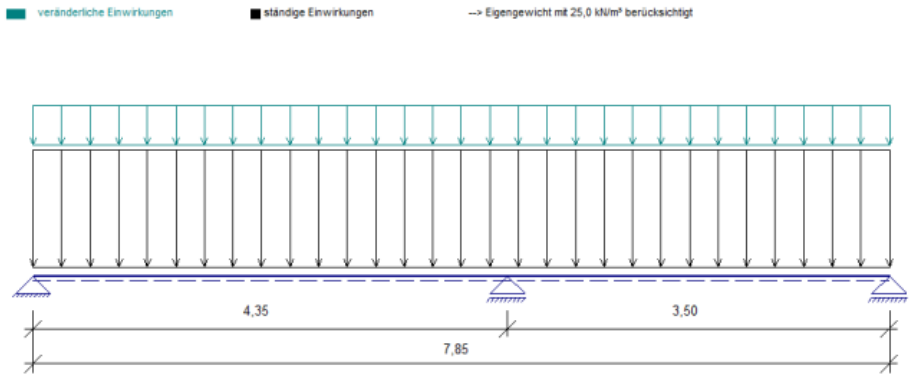
g_k = 8,7 kN/m² * (3,8 +4,75) m / 2 = 37,2 kN/m
q_k = 3,8 kN/m² * (3,8 +4,75) m / 2 = 16,3 kN/m

$\sum g_k$ = 96,6 kN/m
$\sum q_k$ = 32,6 kN/m

Das Eigengewicht wird programmintern berücksichtigt.

Bemessung

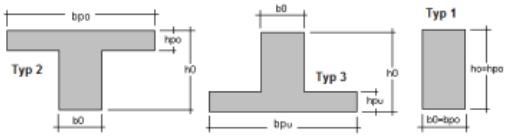
Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland



Systemwerte :

links gelenkig gelagert

rechts gelenkig gelagert



Feld	Feldlänge [m]	b0 [cm]	h0 [cm]	bpo/u [cm]	hpo/u [cm]	QS-Typ
1	4,350	55,00	40,00	55,00	40,00	1
2	3,500	55,00	40,00	55,00	40,00	1

Lager	Lagerung	Länge [cm]
1	indirekt	24,0
2	indirekt	24,0
3	indirekt	24,0

Belastung: (EWA = Einwirkungsart)

Einwirkungsart 1=Wohn-/Aufenthaltsräume
Einwirkungsart 2=Büros
Einwirkungsart 3=Versammlungsräume
Einwirkungsart 4=Verkaufsräume
Einwirkungsart 5=Lagerräume
Einwirkungsart 6=Schneelasten H <= 1000m NN
Einwirkungsart 7=Schneelasten H > 1000m NN
Einwirkungsart 8=Windlasten
Einwirkungsart 9=Temperatur (nicht Brand)
Einwirkungsart 10=Kategorie F (F <=30 kN)
Einwirkungsart 11=Kategorie G (F<=160 kN)
Einwirkungsart 12=Kategorie H (Dächer)
Einwirkungsart 13=sonstige Einwirkungen
Einwirkungsart 14=Wind alternativ zu Nr.8
Einwirkungsart 15=Erdbeben

g über Gesamtlänge = 96,600 kN/m

q über Gesamtlänge = 32,600 kN/m aus Einwirkungsart 1

Eigengewicht der Konstruktion wird mit 25,0 kN/m³ berücksichtigt

Schnee- u. Windlasten werden nicht feldweise angesetzt, sondern als Vollast!

Feldschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):

Feld	max.MEd [kNm]	min.MEd [kNm]	abs.max.VEd [kN]
1	288,504	-372,245	491,722
2	152,618	-372,245	433,142

Lagerschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):

Lager	min.MEd [kNm]	max.MEd [kNm]	min.VEd-li. [kN]	max.VEd-li. [kN]	min.VEd-re. [kN]	max.VEd-re. [kN]
1	0,000	0,000				328,250
2	-372,245	0,000	-491,722			433,142
3	0,000	0,000	-238,743			

Auflagerkräfte (ohne Teilsicherheitsbeiwerte):

Lager	max.F [kN]	min.F [kN]	F aus g [kN]	F aus q* [kN]	Vollast g+q [kN]
1	236,36	170,16	175,28	61,08/-5,12	231,24
2	667,14	505,68	505,68	161,46/0,00	667,14
3	171,21	108,32	120,52	50,69/-12,21	159,01

Lastweiterleitung
für Pos. 330, 400

Momentennullpunkte (für Stützmomente):

Feld	x1 [m]	x2 [m]
1	0,000	3,284
2	1,488	3,500

Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland:

Beton: C25/30
Betonstahl: B500 (A,B)
d1 = 5,00 cm (Achsabstand Bewehrung unten) --> Betondeckung c,vl,unten = 3,5 cm
d2 = 5,00 cm (Achsabstand Bewehrung oben) --> Betondeckung c,vl,oben = 3,5 cm

- ☑ Grenze x/d <= 0.45 eingehalten (Biegung)
- ☑ Stützmomente am Anschnitt ermittelt (Mindestmomente berücksichtigt)
- ☑ Längsbewehrung nicht gestaffelt
- ☑ Mindestbewehrung berücksichtigt
- ☑ an Endauflagern wird eine Bewehrung gemäß DIN EN 1992-1-1, 9.2.1.2 (1) ermittelt
- ☑ Theta konstant mit 45,0° gesetzt

Biegebewehrung Stützen: (an Endauflagern mit Berücksichtigung von 9.2.1.2 (1))

Stütze	erf.As oben [cm²]	erf.As unten [cm²]	min.As [cm²]	|Mbem| [kNm]
1	4,71	0,00		72,13
2	26,23	2,92	2,42	320,27
3	2,45	0,00		38,15

Biegebewehrung Felder :

Feld	erf.As oben [cm²]	erf.As unten [cm²]	min.As [cm²]
1	0,48	23,97	2,42
2	6,37	10,78	2,42

Bewehrung am Endauflager:

Erforderliche Bewehrung für Verankerung am linken Endauflager = 5,99 cm²
Erforderliche Bewehrung für Verankerung am rechten Endauflager = 2,74 cm²

Querkraftbewehrung: (VRd,c,min wird angesetzt, ggfs. gewählte Bewehrung wird angesetzt)

Stütze	asw-links [cm²/m]	asw-rechts [cm²/m]	min.asw-links [cm²/m]	min.asw-rechts [cm²/m]
1	0,00	25,63	0,00	4,58
2	38,72	33,70	4,58	4,58
3	18,54	0,00	4,58	0,00

Stütze	VEd [kN]-links	VEd [kN]-rechts	VEd,red [kN]-links	VEd,red [kN]-rechts	VRd,c [kN]-links	VRd,c [kN]-rechts	VRd,max [kN]-li.	VRd,max [kN]-re
1	0,00	312,00	0,00	312,00		106,34	1,00	818,13
2	471,41	410,27	471,41	410,27	109,58	109,58	818,13	818,13
3	225,67	0,00	225,67	0,00	81,48		818,13	1,00

Stütze	Theta [°]-links	Theta [°]-rechts	cot(Theta)-links	cot(Theta)-rechts	VEd/VRd,max-li.	zul.e [cm]-li.	VEd/VRd,max-re.	zul.e [cm]-re.
1		45,0		1,0	0,000	30,0	0,381	20,0
2	45,0	45,0	1,0	1,0	0,576	20,0	0,501	20,0
3	45,0		1,0		0,276	28,0	0,000	30,0

Nachweis Biegeschlankheit EC2-1-1, 7.4.2:

- verformungsempfindliche angrenzende Bauteile, d.h. w <= l/500
- ab einem Momentenverhältnis |M,Stütze/M,Feld| von >= 0,50 wird eine volle Einspannung angesetzt

Feld	K [-]	Rho,0 [%]	erf.Rho [%]	erf.Rho' [%]	vorh.l/d [-]	zul.l/d [-]
1	1,30	0,50	1,25	0,03	12,43	18,24
2	1,30	0,50	0,56	0,33	10,00	23,09

--> erf.Rho u. erf.Rho' = Bewehrungsgehalt aus erforderlicher Biegebewehrung (Rho = unten / Rho' = oben)
--> zul.l/d auch unter Berücksichtigung der gewählten Bewehrung (Faktor = vorh.Rho/erf.Rho)

Aufhängebewehrung: (an Lagern mit indirekter Lagerung)

Stütze	Fd [kN]	erf.As [cm²]
1	328,25	7,55
2	924,86	21,26
3	238,74	5,49

Nachweis der Verankerungslänge:

Auflagertiefe = 24 cm

Verankerungslänge = 24 cm – 3,0 cm = 21,0 cm (sichere Seite)

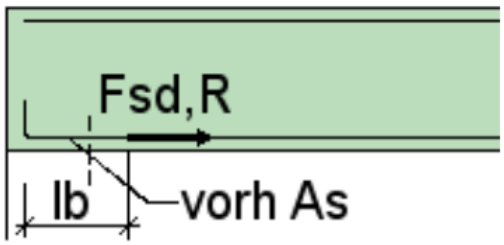
Zugkraft am Auflager $F_s = V_{Ed} * \cot(\Theta) / 2$ = 329,0 kN * 1,4 / 2 = 230,3 kN

Vorhandene Bewehrungsstäbe = 6ø25 (Bewehrungsstäbe über der Stütze)

MZ-Stb-Endverankerung
DIN EN 1992-1-1

MZ

System



Eingabewerte:

Material

Beton C25/30 fck = 25.00 N/mm² fcd = 14.17 N/mm²
(gammac=1.50 alpha=0.85 nue1=1.00 betact=2.40)
Stahl BSt.500S fyk = 500.0 N/mm² fyd = 434.8 N/mm²

Belastung

Zugkraft am Auflager Fsd,R =	230.3 kN

Endauflager

Auflagerart	direkt
Vorhandene Verankerungslänge =	0.210 m
Vorhandene Bewehrungsstäbe =	4d25g

Ergebnisse:

Verankerung Biegebewehrung am Endauflager

Verankerungskraft Fsd,R = 230.30 kN
Erforderliche Bewehrung am Auflager = 5.30 cm²

Stäbe am direkten Auflager mit Verankerungslänge = 0.210m :

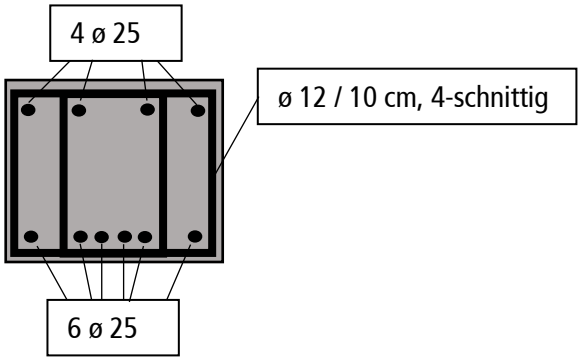
4 Ø 25 mm mit geradem Stabende
As = 19.635cm² alpha1 = 1.0 lb = 1.009m = lb,rqd*(erfAs/vorhAs = 1)
vorh lb = 0.210m > = 6.0*ds = 0.150m OK
vorh lb = 0.210m > = 0.3*0.67*1.0*1.009m > = 10*ds*0.67 = 0.202m OK
FRd = 19.63*434.8/10 / 0.67 / 1.0 * 0.210 / 1.009 (< = As*fyd) = **266.39kN**

FEd = 230.30kN < = **266.4kN** = FRd (Alle Stäbe)
= > Verankerung ausreichend! OK

Nachweis erbracht

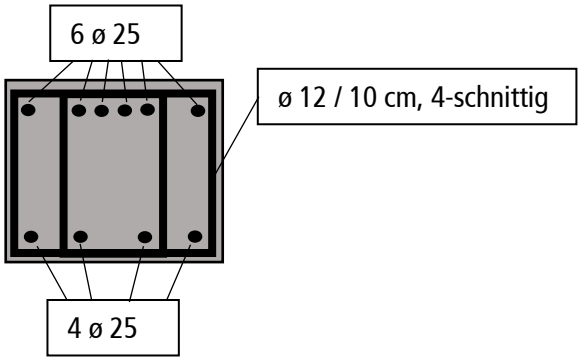
Bewehrungsvorschlag Feldbereich (bis zum Auflager führen):

Betondeckung c_{nom} = 2,5 cm



Bewehrungsvorschlag Stützbereich:

Betondeckung c_{nom} = 2,5 cm



Nachweis der Auflagerpressung

Alle drei Lager des Unterzuges befinden sich auf Stahlbetonstützen C25/30 24 x 24 cm.

Der Nachweis der Auflagerpressung erfolgt in Pos. 330 (s. S. 295)

Pos. 313 Unterzug, C25/30, XC1, b/h = 50/55 cm

Es folgt die Bemessung des Stahlbetonunterzuges.

L_{max} = 5,35 m

Statische Höhe d = 0,55 m – 0,08 m = 0,47 m

Lastannahmen

Aus Wand 2.OG, Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton" (s. S. 12), L=4,0m

g_k = 6,7 kN/m² * 3,3 m = **22,2 kN/m**

Aus Decke über 1.OG, Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenräume" (s. S. 9), L=4,0m

g_k = 8,7 kN/m² * (4,8 m / 2 + 1,8 m) = **37,0 kN/m**

q_k = 3,8 kN/m² * 4,8 m / 2 + 5,0 kN/m² * 1,8 m = **20,0 kN/m**

Aus Wand 1.OG, Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton" (s. S. 12), L=4,0m

g_k = 6,7 kN/m² * 3,3 m = **22,2 kN/m**

Aus Treppe 1.OG, Pos. 501 (bzw. 500) (s. S.**Fehler! Textmarke nicht definiert.**ff.), bei x = 4,1 m

G_k = $(V_{d1} + V_{d2})$ / 1,4 * 0,7 = (84,0 + 21,0) kN / 1,4 * 0,7 = **53,0 kN**

Q_k = $(V_{d1} + V_{d2})$ / 1,4 * 0,3 = (84,0 + 21,0) kN / 1,4 * 0,7 = **23,0 kN**

Aus Decke über EG, Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenräume" (s. S. 9), L=5,35m

g_k = 8,7 kN/m² * (1,6 m / 2 + 1,8 m) = **25,0 kN/m**

q_k = 3,8 kN/m² * 1,6 m / 2 + 5,0 kN/m² * 1,8 m = **15,0 kN/m**

Aus Treppe EG, Pos. 500 (s. S.348'), bei x = 4,1 m

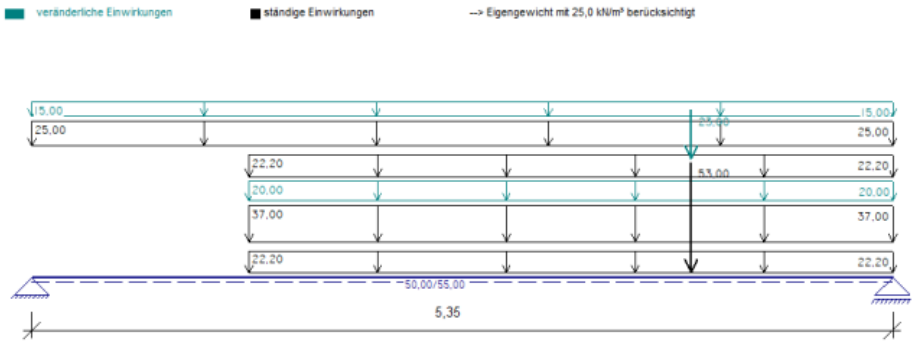
G_k = $(V_{d1} + V_{d2})$ / 1,4 * 0,7 = (84 + 21) kN / 1,4 * 0,7 = **53,0 kN**

Q_k = $(V_{d1} + V_{d2})$ / 1,4 * 0,3 = (84 + 21) kN / 1,4 * 0,3 = **23,0 kN**

Das Eigengewicht wird programmintern berücksichtigt.

Bemessung

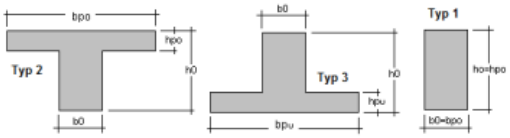
Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland



Systemwerte :

links gelenkig gelagert

rechts gelenkig gelagert



Feld	Feldlänge [m]	b0 [cm]	h0 [cm]	bpo/u [cm]	hpo/u [cm]	QS-Typ
1	5,350	50,00	55,00	50,00	55,00	1

Lager	Lagerung	Länge [cm]
1	direkt	24,0
2	indirekt	24,0

Belastung: (EWA = Einwirkungsart)

Einwirkungsart 1=Wohn-/Aufenthaltsräume
Einwirkungsart 2=Büros
Einwirkungsart 3=Versammlungsräume
Einwirkungsart 4=Verkaufsräume
Einwirkungsart 5=Lagerräume
Einwirkungsart 6=Schneelasten H <= 1000m NN
Einwirkungsart 7=Schneelasten H > 1000m NN
Einwirkungsart 8=Windlasten
Einwirkungsart 9=Temperatur (nicht Brand)
Einwirkungsart 10=Kategorie F (F <=30 kN)
Einwirkungsart 11=Kategorie G (F<=160 kN)
Einwirkungsart 12=Kategorie H (Dächer)
Einwirkungsart 13=sonstige Einwirkungen
Einwirkungsart 14=Wind alternativ zu Nr.8
Einwirkungsart 15=Erdbeben

g über Gesamtlänge = 0,000 kN/m

q über Gesamtlänge = 0,000 kN/m aus Einwirkungsart 1

Eigengewicht der Konstruktion wird mit 25,0 kN/m³ berücksichtigt

Schnee- u. Windlasten werden nicht feldweise angesetzt, sondern als Vollast!

Lastarten : 1 = Einzellast 2 = Gleichlast 3 = Einzelmoment 4 = Trapezlast 5 = Teiltrapezlast

Nr.	Art	Feld	G links	Q links	G rechts	Q rechts	Abstand [m]	Lastlänge [m]	EWA	Faktor	Bemerkung
1	5	1	22,200	0,000	22,200	0,000	1,350	4,000	1	1,000	Wand 2.OG
2	5	1	37,000	20,000	37,000	20,000	1,350	4,000	1	1,000	Decke ü. 1.O
3	5	1	22,200	0,000	22,200	0,000	1,350	4,000	1	1,000	Wand 1.OG
4	5	1	25,000	15,000	25,000	15,000	0,000	5,350	1	1,000	Decke ü. EG
5	1	1	53,000	23,000	0,000	0,000	4,100	0,000	1	1,000	Treppe

Feldschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):

Feld	max.MEd [kNm]	min.MEd [kNm]	abs.max.VEd [kN]
1	743,251	0,000	606,947

Lagerschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):

Lager	min.MEd [kNm]	max.MEd [kNm]	min.VEd-li. [kN]	max.VEd-li. [kN]	min.VEd-re. [kN]	max.VEd-re. [kN]
1	0,000	0,000				409,255
2	0,000	0,000	-606,947			

Auflagerkräfte (ohne Teilsicherheitsbeiwerte):

Lager	max.F [kN]	min.F [kN]	F aus g [kN]	F aus q* [kN]	Vollast g+q [kN]
1	294,77	219,37	219,37	75,41/0,00	294,77
2	437,61	329,76	329,76	107,84/0,00	437,61

Lastweiterleitung für Pos. 322, 400

Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland:

Beton: C25/30
Betonstahl: B500 (A,B)
d1 = 6,50 cm (Achsabstand Bewehrung unten) --> Betondeckung c,vl,unten = 2,5 cm
d2 = 6,50 cm (Achsabstand Bewehrung oben) --> Betondeckung c,vl,oben = 2,5 cm

- ☑ Grenze x/d <= 0.45 eingehalten (Biegung)
- ☑ Stützmomente am Anschnitt ermittelt (Mindestmomente berücksichtigt)
- ☑ Längsbewehrung nicht gestaffelt
- ☑ Mindestbewehrung berücksichtigt

Biegebewehrung Stützen:

Stütze	erf.As oben [cm²]	erf.As unten [cm²]	min.As [cm²]	|Mbem| [kNm]
1	0,00	0,00		0,00
2	0,00	0,00		0,00

*) Mindestmoment nach EC2

Biegebewehrung Felder :

Feld	erf.As oben [cm²]	erf.As unten [cm²]	min.As [cm²]
1	13,45	42,50	3,00

Bewehrung am Endauflager:

Erforderliche Bewehrung für Verankerung am linken Endauflager = 10,63 cm²
Erforderliche Bewehrung für Verankerung am rechten Endauflager = 11,25 cm²

Querkraftbewehrung: (VRd,c,min wird angesetzt, ggfs. gewählte Bewehrung wird angesetzt)

Stütze	asw-links [cm²/m]	asw-rechts [cm²/m]	min.asw-links [cm²/m]	min.asw-rechts [cm²/m]
1	0,00	9,61	0,00	4,16
2	19,53	0,00	4,16	0,00

Stütze	VEd [kN]-links	VEd [kN]-rechts	VEd,red [kN]-links	VEd,red [kN]-rechts	VRd,c [kN]-links	VRd,c [kN]-rechts	VRd,max [kN]-li.	VRd,max [kN]-re
1	0,00	404,00	0,00	370,69		140,39	1,00	944,33
2	595,96	0,00	595,96	0,00	140,39		1034,88	1,00

Stütze	Theta [°]-links	Theta [°]-rechts	cot(Theta)-links	cot(Theta)-rechts	VEd/VRd,max-li.	zul.e [cm]-li.	VEd/VRd,max-re.	zul.e [cm]-re.
1		26,1		2,0	0,000	30,0	0,428	27,5
2	31,8		1,6		0,576	27,5	0,000	30,0

Nachweis Biegeschlankheit EC2-1-1, 7.4.2:

- verformungsempfindliche angrenzende Bauteile, d.h. w <= l/500
- ab einem Momentenverhältnis |M,Stütze/M,Feld| von >= 0,50 wird eine volle Einspannung angesetzt

Feld	K [-]	Rho,0 [%]	erf.Rho [%]	erf.Rho' [%]	vorh.l/d [-]	zul.l/d [-]
1	1,00	0,50	1,75	0,55	11,03	13,23

--> erf.Rho u. erf.Rho' = Bewehrungsgehalt aus erforderlicher Biegebewehrung (Rho = unten / Rho' = oben)
--> zul.l/d auch unter Berücksichtigung der gewählten Bewehrung (Faktor = vorh.Rho/erf.Rho)

Nachweis der Verankerungslänge:

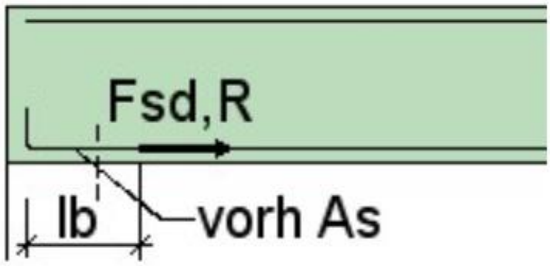
Auflagertiefe = 24 cm
Verankerungslänge = 24 cm – 3,0 cm = 21,0 cm (sichere Seite)
Zugkraft am Auflager $F_s = V_{Ed} * \cot(\Theta) / 2 = 607{,}0\ kN * 1{,}4 / 2$ = 424,9 kN
Vorhandene Bewehrungsstäbe = 10ø25 (49,10cm² > 42,50 cm² = $A_{s,erf}$)

Nachweis siehe folgende Seite.

MZ-Stb-Endverankerung
DIN EN 1992-1-1

MZ

System



Eingabewerte:

Material

Beton C25/30 fck = 25.00 N/mm² fcd = 14.17 N/mm²
(gammac=1.50 alpha=0.85 nue1=1.00 betact=2.40)
Stahl BSt.500S fyk = 500.0 N/mm² fyd = 434.8 N/mm²

Belastung

Zugkraft am Auflager Fsd,R =	425.0 kN

Endauflager

Auflagerart	direkt
Vorhandene Verankerungslänge =	0.210 m
Vorhandene Bewehrungsstäbe =	10d25g

Ergebnisse:

Verankerung Biegebewehrung am Endauflager

Verankerungskraft Fsd,R = 425.00 kN
Erforderliche Bewehrung am Auflager = 9.78 cm²

Stäbe am direkten Auflager mit Verankerungslänge = 0.210m :

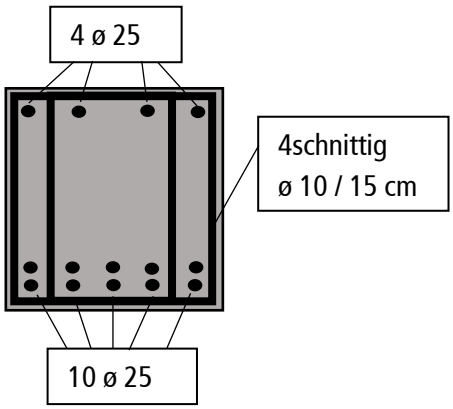
10 Ø 25 mm mit geradem Stabende
As = 49.087cm² alpha1 = 1.0 lb = 1.009m = lb,rqd*(erfAs/vorhAs = 1)
vorh lb = 0.210m > = 6.0*ds = 0.150m OK
vorh lb = 0.210m > = 0.3*0.67*1.0*1.009m > = 10*ds*0.67 = 0.202m OK
FRd = 49.09*434.8/10 / 0.67 / 1.0 * 0.210 / 1.009 (< = As*fyd) = **665.97kN**

FEd = 425.00kN < = **666.0kN** = FRd (Alle Stäbe)
= > Verankerung ausreichend! OK

Nachweis erbracht

Bewehrungsvorschlag:

Betondeckung c_{nom} = 2,5 cm



Nachweis der Auflagerpressung

In Achse 5 lagert der Unterzug auf einer Stahlbetonwand:

$N_{Ed} \geq N_{Rd}$

N_{Rd}	= 2,5 kN/cm² / 1,5 * 24 cm * 24 cm	= 960,0 kN
N_{Ed}	= V_{Ed}	= 607,0 kN

607,0 kN < 960,0 kN **Nachweis erfüllt.**

In Achse 3 erfolgt die Lagerung auf einer Mauerwerkswand:

Es ist ein **Betonpolster l = 80 cm , h = 30 cm** zu erstellen.

Teilflächenpressung

$N_{Edc} \geq N_{Rd}c$

mit	a_1	=	= 0
	A_b	= 80 cm * 24 cm	= 1920 cm²
	A_{ef}	= (80 cm + (353 cm / 2 – 56 cm) * tan(30°)) * 24 cm	= 3589 cm²
	β	= (1 + 0,3 * a_1 / h_c) * (1,5 – 1,1 * A_b / A_{ef})	
		= (1 + 0,3 * 0) * (1,5 – 1,1 * 1920 / 3589)	= 0,91 > **1,0**
	f_d	= 0,85 * 10,5 N/mm² / 1,5	= 0,6 N/mm²
	N_{Rdc}	= β * A_b * f_d = 1,0 * 1920 cm² * 0,6 kN/cm²	= 1152,0 kN
	N_{Edc}	= V_{Ed}	= 607,0 kN

607,0 kN < 1152,0 kN **Nachweis erfüllt**

Knicken auf halber Wandhöhe

$N_{Ed} \geq N_{Rd}$

mit	e_{mk}	= 0,05 * t = 0,05 * 24 cm	= 1,2 cm
	h_{ef}	= ρ_2 * h = 0,75 * 353 cm	= 265 cm
	Φ_m	= 1,14 * (1 – 2 * e_{mk} / t) – 0,024 * h_{ef} / t	
		= 1,14 * (1 – 2 * 1,2 / 24) – 0,024 * 265 cm / 24 cm	= **0,761**
			≤ 0,9 = 1 – 2 * 1,2 / 24
			= 1 – 2 * e_{mk} / t = 0,9
	N_{Rd}	= Φ_m * t * f_d * L = 0,761 * 24 cm * 0,6 kN/cm² * 80 cm	= 876,6 kN
	N_{Edc}	= V_{Ed}	= 607,0 kN

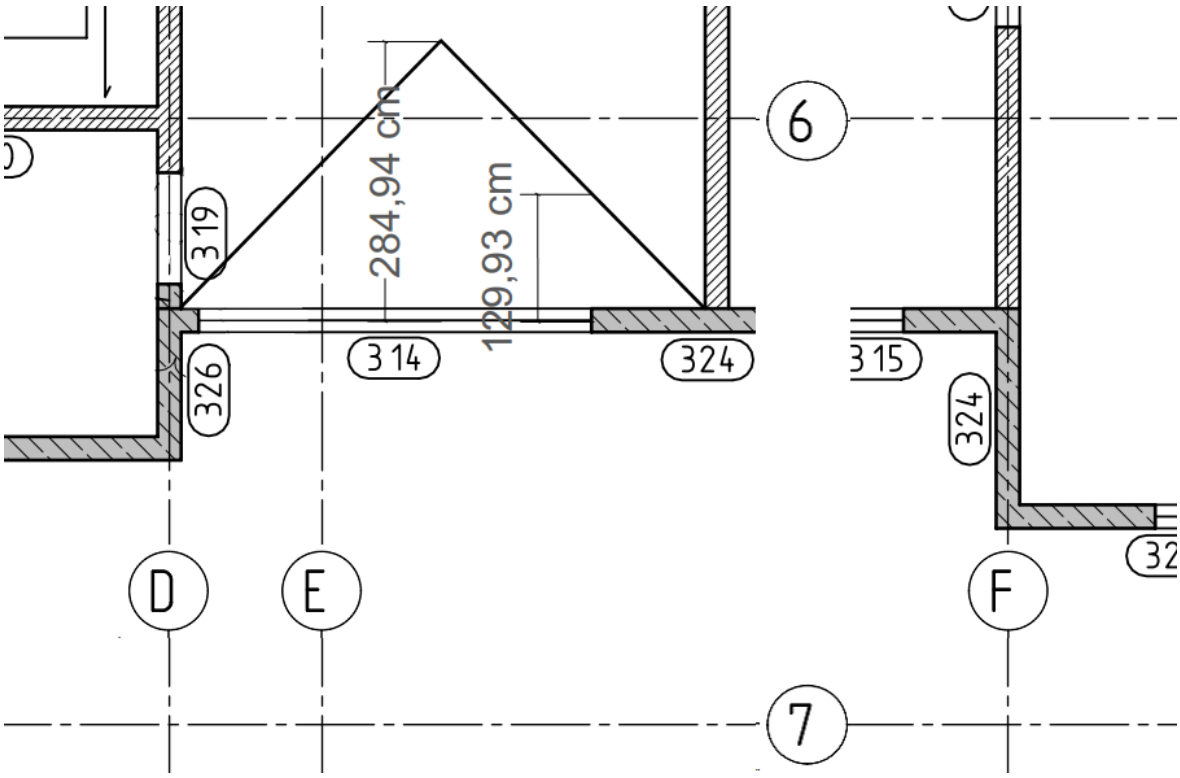
607,0 kN < 876,6 kN **Nachweis erfüllt**

Pos. 314 Unterzug, C25/30, XC1, b/h = 24/55 cm

Es folgt die Bemessung des Stahlbetonunterzuges.

L_{max} = 4,4 m

Statische Höhe d = 0,55 m – 0,08 m = 0,47 m



Lastannahmen

Aus Pos. 110 (s. S.122'), bei x = 1,3m

G_k = **66,0 kN**

Q_k = **19,3 kN**

Aus Decke über 1.OG, Pos. 200 Lagerkräfte (s. S. 168f.), bei x = 1,3m

G_k = **79,0 kN**

Q_k = 109,0 kN – 79,0 kN = **30,0 kN**

Aus Decke über EG, Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenräume" (s. S. 9)

$g_{k,max}$ = 8,7 kN/m² * 2,85 m = **24,8 kN/m**

$g_{k,min}$ = 8,7 kN/m² * 1,30 m = **11,3 kN/m**

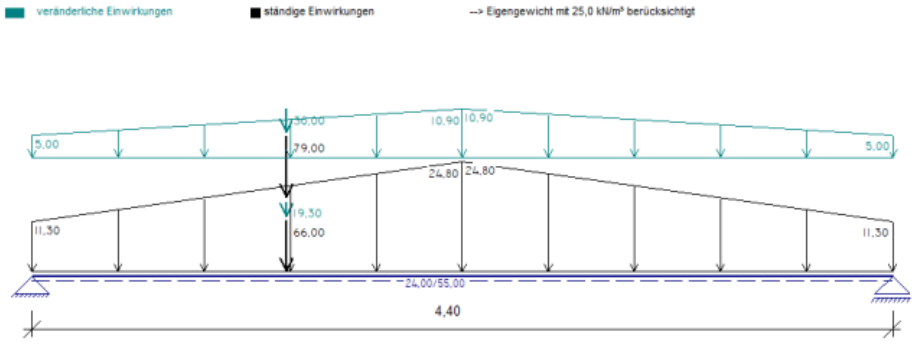
$q_{k,max}$ = 3,8 kN/m² * 2,85 m = **10,9 kN/m**

$q_{k,min}$ = 3,8 kN/m² * 1,30 m = **5,0 kN/m**

Das Eigengewicht wird programmintern berücksichtigt.

Nachweise

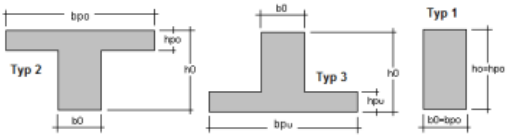
Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland



Systemwerte :

links gelenkig gelagert

rechts gelenkig gelagert



Feld	Feldlänge [m]	b0 [cm]	h0 [cm]	bpo/u [cm]	hpo/u [cm]	QS-Typ
1	4,400	24,00	55,00	24,00	55,00	1

Lager	Lagerung	Länge [cm]
1	direkt	24,0
2	direkt	24,0

Belastung: (EWA = Einwirkungsart)

Einwirkungsart 1=Wohn-/Aufenthaltsräume
Einwirkungsart 2=Büros
Einwirkungsart 3=Versammlungsräume
Einwirkungsart 4=Verkaufsräume
Einwirkungsart 5=Lagerräume
Einwirkungsart 6=Schneelasten H <= 1000m NN
Einwirkungsart 7=Schneelasten H > 1000m NN
Einwirkungsart 8=Windlasten
Einwirkungsart 9=Temperatur (nicht Brand)
Einwirkungsart 10=Kategorie F (F <=30 kN)
Einwirkungsart 11=Kategorie G (F<=160 kN)
Einwirkungsart 12=Kategorie H (Dächer)
Einwirkungsart 13=sonstige Einwirkungen
Einwirkungsart 14=Wind alternativ zu Nr.8
Einwirkungsart 15=Erdbeben

g über Gesamtlänge = 0,000 kN/m

q über Gesamtlänge = 0,000 kN/m aus Einwirkungsart 9

Eigengewicht der Konstruktion wird mit 25,0 kN/m³ berücksichtigt

Schnee- u. Windlasten werden nicht feldweise angesetzt, sondern als Vollast!

Lastarten : 1 = Einzellast 2 = Gleichlast 3 = Einzelmoment 4 = Trapezlast 5 = Teiltrapezlast

Nr.	Art	Feld	G links	Q links	G rechts	Q rechts	Abstand [m]	Lastlänge [m]	EWA	Faktor	Bemerkung
1	1	1	66,000	19,300	0,000	0,000	1,300	0,000	1	1,000	Pos.110
2	1	1	79,000	30,000	0,000	0,000	1,300	0,000	1	1,000	Pos.200
3	5	1	11,300	5,000	24,800	10,900	0,000	2,200	1	1,000	Decke ü. EG
4	5	1	24,800	10,900	11,300	5,000	2,200	2,200	1	1,000	Decke ü. EG

Feldschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):

Feld	max.MEd [kNm]	min.MEd [kNm]	abs.max.VEd [kN]
1	335,592	0,000	279,660

Lagerschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):

Lager	min.MEd [kNm]	max.MEd [kNm]	min.VEd-li. [kN]	max.VEd-li. [kN]	min.VEd-re. [kN]	max.VEd-re. [kN]
1	0,000	0,000				279,660
2	0,000	0,000	-169,329			

Auflagerkräfte (ohne Teilsicherheitsbeiwerte):

Lager	max.F [kN]	min.F [kN]	F aus g [kN]	F aus q* [kN]	Vollast g+q [kN]
1	201,35	149,13	149,13	52,22/0,00	201,35
2	121,87	89,81	89,81	32,06/0,00	121,87

Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland:

Beton: C25/30
Betonstahl: B500 (A,B)
d1 = 8,00 cm (Achsabstand Bewehrung unten) --> Betondeckung c,vl,unten = 3,5 cm
d2 = 5,00 cm (Achsabstand Bewehrung oben) --> Betondeckung c,vl,oben = 3,5 cm

- ☑ Grenze x/d <= 0.45 eingehalten (Biegung)
- ☑ Stützmomente am Anschnitt ermittelt (Mindestmomente berücksichtigt)
- ☑ Längsbewehrung nicht gestaffelt
- ☑ Mindestbewehrung berücksichtigt
- ☑ an Endauflagern wird eine Bewehrung gemäß DIN EN 1992-1-1, 9.2.1.2 (1) ermittelt

Biegebewehrung Stützen: (an Endauflagern mit Berücksichtigung von 9.2.1.2 (1))

Stütze	erf.As oben [cm²]	erf.As unten [cm²]	min.As [cm²]	|Mbem| [kNm]
1	4,21	0,00		83,90
2	4,21	0,00		83,90

*) Mindestmoment nach EC2

Biegebewehrung Felder :

Feld	erf.As oben [cm²]	erf.As unten [cm²]	min.As [cm²]
1	6,49	20,26	1,49

Bewehrung am Endauflager:

Erforderliche Bewehrung für Verankerung am linken Endauflager = 5,19 cm²
Erforderliche Bewehrung für Verankerung am rechten Endauflager = 5,06 cm²

Querkraftbewehrung: (VRd,c,min wird angesetzt, ggfs. gewählte Bewehrung wird angesetzt)

Stütze	asw-links [cm²/m]	asw-rechts [cm²/m]	min.asw-links [cm²/m]	min.asw-rechts [cm²/m]
1	0,00	9,37	0,00	2,00
2	4,08	0,00	2,00	0,00

Stütze	VEd [kN]-links	VEd [kN]-rechts	VEd,red [kN]-links	VEd,red [kN]-rechts	VRd,c [kN]-links	VRd,c [kN]-rechts	VRd,max [kN]-li.	VRd,max [kN]-re
1	0,00	277,22	0,00	262,83		66,24	1,00	460,28
2	167,51	0,00	152,50	0,00	66,24		407,10	1,00

Stütze	Theta [°]-links	Theta [°]-rechts	cot(Theta)-links	cot(Theta)-rechts	VEd/VRd,max-li.	zul.e [cm]-li.	VEd/VRd,max-re.	zul.e [cm]-re.
1		31,8		1,6	0,000	30,0	0,602	13,8
2	24,9		2,1		0,411	27,5	0,000	30,0

Nachweis Biegeschlankheit EC2-1-1, 7.4.2:

- verformungsempfindliche angrenzende Bauteile, d.h. w <= l/500
- ab einem Momentenverhältnis |M,Stütze/M,Feld| von >= 0,50 wird eine volle Einspannung angesetzt

Feld	K [-]	Rho,0 [%]	erf.Rho [%]	erf.Rho' [%]	vorh.l/d [-]	zul.l/d [-]
1	1,00	0,50	1,80	0,58	9,36	13,18

--> erf.Rho u. erf.Rho' = Bewehrungsgehalt aus erforderlicher Biegebewehrung (Rho = unten / Rho' = oben)
--> zul.l/d auch unter Berücksichtigung der gewählten Bewehrung (Faktor = vorh.Rho/erf.Rho)

Nachweis der Verankerungslänge:

Auflagertiefe = 24 cm

Verankerungslänge = 24 cm – 3,0 cm = 21,0 cm (sichere Seite)

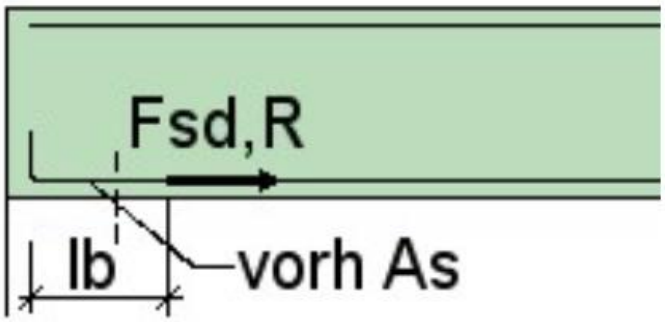
Zugkraft am Auflager $F_s = V_{Ed} * \cot(\Theta) / 2$ = 279,66 kN * 1,4 / 2 = 195,8 kN

Vorhandene Bewehrungsstäbe = 7ø20 (22,0 cm² > 20,26cm² = $A_{s,erf}$)

MZ-Stb-Endverankerung DIN EN 1992-1-1

MZ

System



Eingabewerte:

Material

Beton C20/25 fck = 20.00 N/mm² fcd = 11.33 N/mm²
(gammac=1.50 alpha=0.85 nue1=1.00 betact=2.40)
Stahl BSt.500S fyk = 500.0 N/mm² fyd = 434.8 N/mm²

Belastung

Zugkraft am Auflager Fsd,R =	195.8 kN

Endauflager

Auflagerart	direkt
Vorhandene Verankerungslänge =	0.210 m
Vorhandene Bewehrungsstäbe =	7d20g

Ergebnisse:

Verankerung Biegebewehrung am Endauflager

Verankerungskraft Fsd,R = 195.80 kN
Erforderliche Bewehrung am Auflager = 4.50 cm²

Stäbe am direkten Auflager mit Verankerungslänge = 0.210m :

7 Ø 20 mm mit geradem Stabende
As = 21.991cm² alpha1 = 1.0 lb = 0.937m = lb,rqd*(erfAs/vorhAs = 1)
vorh lb = 0.210m > = 6.0*ds = 0.120m OK
vorh lb = 0.210m > = 0.3*0.67*1.0*0.937m > = 10*ds*0.67 = 0.187m OK
FRd = 21.99*434.8/10 / 0.67 / 1.0 * 0.210 / 0.937 (< = As*fyd) = **321.39kN**

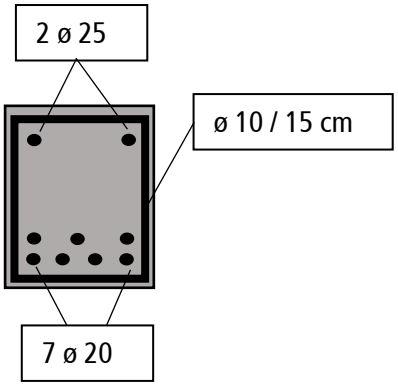
FEd = 195.80kN < = **321.4kN** = FRd (Alle Stäbe)
= > Verankerung ausreichend! OK

Eingaben korrigieren [Ergebnis drucken] [Neue Berechnung]

Nachweis erbracht

Bewehrungsvorschlag:

Betondeckung c_{nom} = 2,5 cm



Nachweis der Auflagerpressung

Der Unterzug lagert beidseitig auf Stahlbetonwänden auf.

$N_{Ed} \geq N_{Rd}$

N_{Rd}	= 2,5 kN/cm² / 1,5 * 24 cm * 20 cm	= 800,0 kN
N_{Ed}	= $V_{Ed,max}$	= 279,7 kN

279,7 kN < 800,0 kN Nachweis erfüllt.

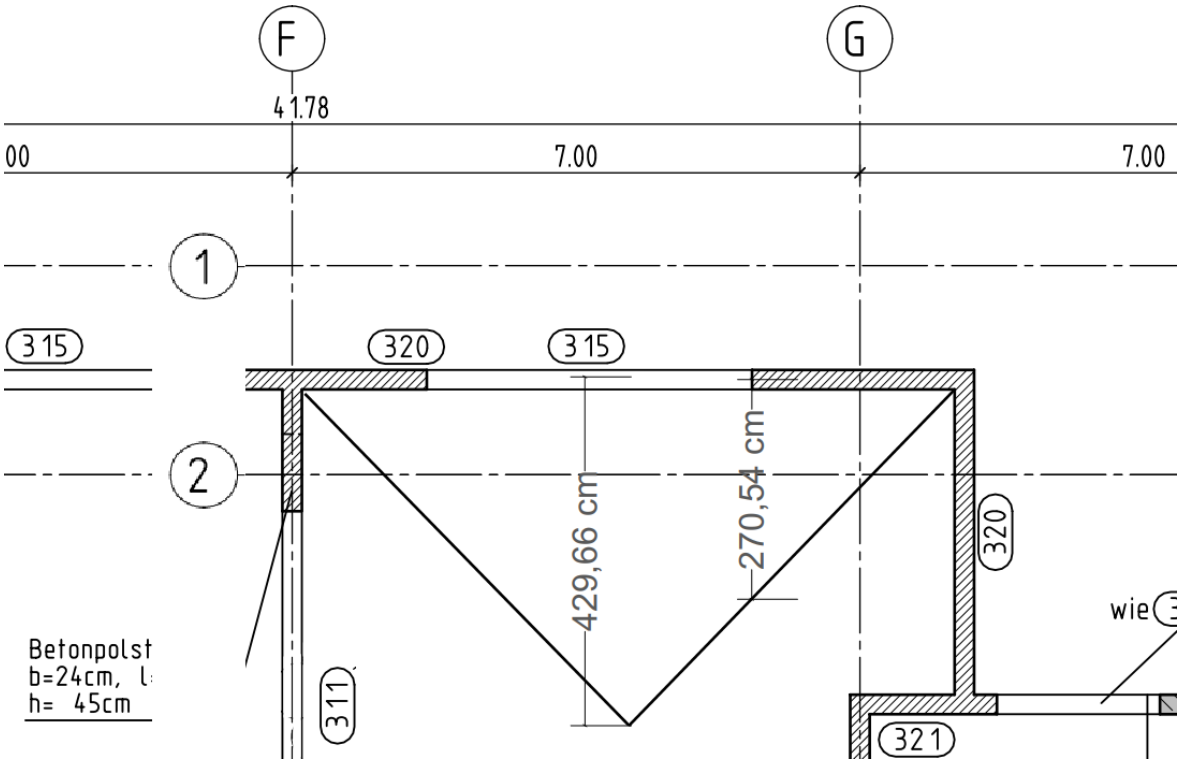
Gewählte Auflagerfläche: **b = 24 cm, l = 20 cm, 2 cm dicke Mörtelschicht vorsehen**

Pos. 315 Unterzug, C25/30, XC1, b/h = 24x55cm

Es folgt die Bemessung des Stahlbetonunterzuges.

L_{max} = 4,4 m

Statische Höhe d = 0,55 m – 0,05 m = 0,50 m



Lastannahmen

In der Deckenbemessung wurde der Unterzug nicht als Auflager berücksichtig. Die Bemessungslast für den Unterzug wird deswegen an dieser Stelle über Lasteinzugsflächen ermittelt.

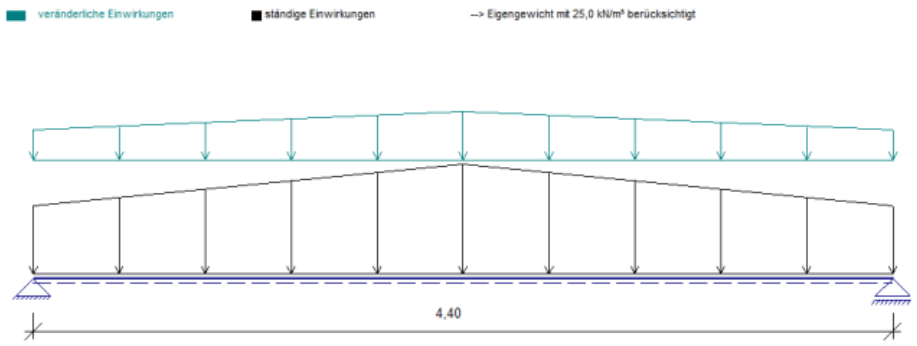
Aus Decke über EG, Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenräume" (s. S. 9)

$g_{k,max}$	= 8,7 kN/m² * 4,3 m	= 37,5 kN/m
$g_{k,min}$	= 8,7 kN/m² * 2,7 m	= 23,5 kN/m
$q_{k,max}$	= 3,8 kN/m² *4,3 m	= 16,4 kN/m
$q_{k,min}$	= 3,8 kN/m² * 2,7 m	= 10,3 kN/m

Das Eigengewicht wird programmintern berücksichtigt.

Bemessung

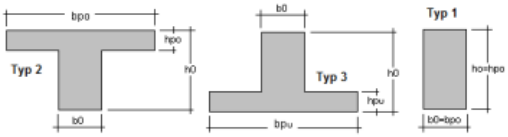
Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland



Systemwerte :

links gelenkig gelagert

rechts gelenkig gelagert



Feld	Feldlänge [m]	b0 [cm]	h0 [cm]	bpo/u [cm]	hpo/u [cm]	QS-Typ
1	4,400	24,00	40,00	24,00	40,00	1

Lager	Lagerung	Länge [cm]
1	direkt	24,0
2	direkt	24,0

Belastung: (EWA = Einwirkungsart)

Einwirkungsart 1=Wohn-/Aufenthaltsräume
Einwirkungsart 2=Büros
Einwirkungsart 3=Versammlungsräume
Einwirkungsart 4=Verkaufsräume
Einwirkungsart 5=Lagerräume
Einwirkungsart 6=Schneelasten H <= 1000m NN
Einwirkungsart 7=Schneelasten H > 1000m NN
Einwirkungsart 8=Windlasten
Einwirkungsart 9=Temperatur (nicht Brand)
Einwirkungsart 10=Kategorie F (F <=30 kN)
Einwirkungsart 11=Kategorie G (F<=160 kN)
Einwirkungsart 12=Kategorie H (Dächer)
Einwirkungsart 13=sonstige Einwirkungen
Einwirkungsart 14=Wind alternativ zu Nr.8
Einwirkungsart 15=Erdbeben

g über Gesamtlänge = 0,000 kN/m

q über Gesamtlänge = 0,000 kN/m aus Einwirkungsart 1

Eigengewicht der Konstruktion wird mit 25,0 kN/m³ berücksichtigt

Schnee- u. Windlasten werden nicht feldweise angesetzt, sondern als Vollast!

Lastarten : 1 = Einzellast 2 = Gleichlast 3 = Einzelmoment 4 = Trapezlast 5 = Teiltrapezlast

Nr.	Art	Feld	G links	Q links	G rechts	Q rechts	Abstand [m]	Lastlänge [m]	EWA	Faktor	Bemerkung
1	5	1	23,500	10,300	37,500	16,400	0,000	2,200	1	1,000	
2	5	1	37,500	16,400	23,500	10,300	2,200	2,200	1	1,000	

Feldschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):

Feld	max.MEd [kNm]	min.MEd [kNm]	abs.max.VEd [kN]
1	167,258	0,000	141,768

Lagerschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):

Lager	min.MEd [kNm]	max.MEd [kNm]	min.VEd-li. [kN]	max.VEd-li. [kN]	min.VEd-re. [kN]	max.VEd-re. [kN]
1	0,000	0,000				141,768
2	0,000	0,000	-141,768			

Auflagerkräfte (ohne Teilsicherheitsbeiwerte):

Lager	max.F [kN]	min.F [kN]	F aus g [kN]	F aus q* [kN]	Vollast g+q [kN]
1	101,75	72,38	72,38	29,37/0,00	101,75
2	101,75	72,38	72,38	29,37/0,00	101,75

Lastweiterleitung
für Pos. 400

Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland:

Beton: C25/30
Betonstahl: B500 (A,B)
d1 = 5,00 cm (Achsabstand Bewehrung unten) --> Betondeckung c,vl,unten = 3,5 cm
d2 = 5,00 cm (Achsabstand Bewehrung oben) --> Betondeckung c,vl,oben = 3,5 cm

- ☑ Grenze x/d <= 0.45 eingehalten (Biegung)
- ☑ Stützmomente am Anschnitt ermittelt (Mindestmomente berücksichtigt)
- ☑ Längsbewehrung nicht gestaffelt
- ☑ Mindestbewehrung berücksichtigt
- ☑ an Endauflagern wird eine Bewehrung gemäß DIN EN 1992-1-1, 9.2.1.2 (1) ermittelt

Biegebewehrung Stützen: (an Endauflagern mit Berücksichtigung von 9.2.1.2 (1))

Stütze	erf.As oben [cm²]	erf.As unten [cm²]	min.As [cm²]	|Mbem| [kNm]
1	2,78	0,00		41,81
2	2,78	0,00		41,81

*) Mindestmoment nach EC2

Biegebewehrung Felder :

Feld	erf.As oben [cm²]	erf.As unten [cm²]	min.As [cm²]
1	3,36	13,45	1,06

Bewehrung am Endauflager:

Erforderliche Bewehrung für Verankerung am linken Endauflager = 3,36 cm²
Erforderliche Bewehrung für Verankerung am rechten Endauflager = 3,36 cm²

Querkraftbewehrung: (VRd,c,min wird angesetzt, ggfs. gewählte Bewehrung wird angesetzt)

Stütze	asw-links [cm²/m]	asw-rechts [cm²/m]	min.asw-links [cm²/m]	min.asw-rechts [cm²/m]
1	0,00	4,87	0,00	2,00
2	4,96	0,00	2,00	0,00

Stütze	VEd [kN]-links	VEd [kN]-rechts	VEd,red [kN]-links	VEd,red [kN]-rechts	VRd,c [kN]-links	VRd,c [kN]-rechts	VRd,max [kN]-li.	VRd,max [kN]-re
1	0,00	137,28	0,00	118,35		50,46	1,00	300,63
2	138,41	0,00	119,58	0,00	50,46		301,32	1,00

Stütze	Theta [°]-links	Theta [°]-rechts	cot(Theta)-links	cot(Theta)-rechts	VEd/VRd,max-li.	zul.e [cm]-li.	VEd/VRd,max-re.	zul.e [cm]-re.
1		26,6		2,0	0,000	30,0	0,457	20,0
2	26,8		2,0		0,459	20,0	0,000	30,0

Nachweis Biegeschlankheit EC2-1-1, 7.4.2:

- verformungsempfindliche angrenzende Bauteile, d.h. w <= l/500
- ab einem Momentenverhältnis |M,Stütze/M,Feld| von >= 0,50 wird eine volle Einspannung angesetzt

Feld	K [-]	Rho,0 [%]	erf.Rho [%]	erf.Rho' [%]	vorh.l/d [-]	zul.l/d [-]
1	1,00	0,50	1,60	0,40	12,57	13,42

--> erf.Rho u. erf.Rho' = Bewehrungsgehalt aus erforderlicher Biegebewehrung (Rho = unten / Rho' = oben)
--> zul.l/d auch unter Berücksichtigung der gewählten Bewehrung (Faktor = vorh.Rho/erf.Rho)

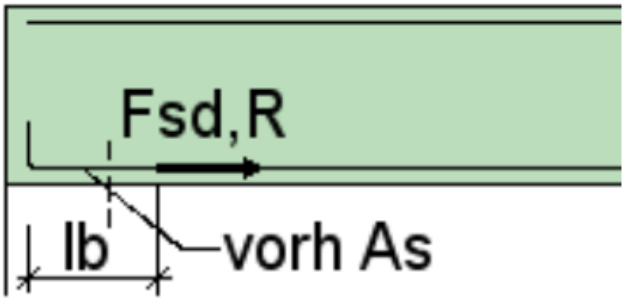
Nachweis der Verankerungslänge:

Auflagertiefe = 24 cm
Verankerungslänge = 24 cm – 3,0 cm = 21,0 cm (sichere Seite)
Zugkraft am Auflager $F_s = V_{Ed} * \cot(\Theta) / 2 = 141{,}8\ kN * 1{,}4 / 2$ = 100,0 kN
Vorhandene Bewehrungsstäbe = 3ø25 ($14{,}7\ cm^2 > 13{,}45\ cm^2 = A_{s,erf}$)

MZ-Stb-Endverankerung DIN EN 1992-1-1

MZ

System



Eingabewerte:

Material

Beton C25/30 fck = 25.00 N/mm² fcd = 14.17 N/mm²
(gammac=1.50 alpha=0.85 nue1=1.00 betact=2.40)
Stahl BSt.500S fyk = 500.0 N/mm² fyd = 434.8 N/mm²

Belastung

Zugkraft am Auflager Fsd,R =	100.0 kN

Endauflager

Auflagerart	direkt
Vorhandene Verankerungslänge =	0.210 m
Vorhandene Bewehrungsstäbe =	3d25g

Ergebnisse:

Verankerung Biegebewehrung am Endauflager

Verankerungskraft Fsd,R = 100.00 kN
Erforderliche Bewehrung am Auflager = 2.30 cm²

Stäbe am direkten Auflager mit Verankerungslänge = 0.210m :

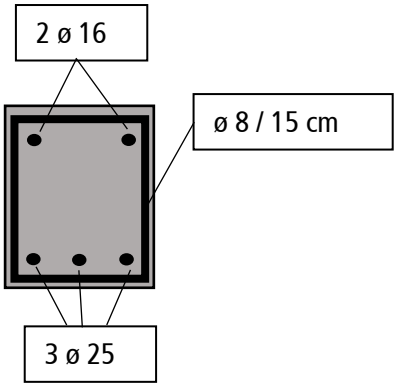
3 Ø 25 mm mit geradem Stabende
As = 14.726cm² alpha1 = 1.0 lb = 1.009m = lb,rqd*(erfAs/vorhAs = 1)
vorh lb = 0.210m > = 6.0*ds = 0.150m OK
vorh lb = 0.210m > = 0.3*0.67*1.0*1.009m > = 10*ds*0.67 = 0.202m OK
FRd = 14.73*434.8/10 / 0.67 / 1.0 * 0.210 / 1.009 (< = As*fyd) = **199.79kN**

FEd = 100.00kN < = **199.8kN** = FRd (Alle Stäbe)
= > Verankerung ausreichend! OK

Nachweis erbracht

Bewehrungsvorschlag:

Betondeckung c_{nom} = 2,5 cm



Nachweis der Auflagerpressung

Der Unterzug lagert in Achse 6/7 beidseitig auf Stahlbetonwänden auf, für den maßgebenden Nachweis bitte Pos. 314 schauen.

In Achse 1 / 2 sind drei Unterzüge der Position 315, welche alle auf Mauerwerk auflagern.

Teilflächenpressung

$N_{Edc} \geq N_{Rd}c$

mit	a_1	=	= 0
	A_b	= 20 cm * 24 cm	= 480 cm²
	A_{ef}	= (20 cm + (353 cm / 2 – 11 cm) * tan(30°)) * 24 cm	= 2773 cm²
	β	= (1 + 0,3 * a_1 / h_c) * (1,5 – 1,1 * A_b / A_{ef})	
		= (1 + 0,3 * 0) * (1,5 – 1,1 * 480 / 2773)	= **1,30** > 1,0
	f_d	= 0,85 * 10,5 N/mm² / 1,5	= 0,6 N/mm²
	N_{Rdc}	= β * A_b * f_d = 1,3 * 480 cm² * 0,6 kN/cm²	= 374,4 kN
	N_{Edc}	= V_{Ed}	= 141,8 kN

141,8 kN < 374,4 kN **Nachweis erfüllt**

Knicken auf halber Wandhöhe

$N_{Ed} \geq N_{Rd}$

mit	e_{mk}	= 0,05 * t = 0,05 * 24 cm	= 1,2 cm
	h_{ef}	= ρ_2 * h = 0,75 * 353 cm	= 265 cm
	Φ_m	= 1,14 * (1 – 2 * e_{mk} / t) – 0,024 * h_{ef} / t	
		= 1,14 * (1 – 2 * 1,2 / 24) – 0,024 * 265 cm / 24 cm	= **0,761**
			≤ 0,9 = 1 – 2 * 1,2 / 24
			= 1 – 2 * e_{mk} / t = 0,9
	N_{Rd}	= Φ_m * t * f_d * L = 0,761 * 24 cm * 0,6 kN/cm² * 20 cm	= 219,0 kN
	N_{Edc}	= V_{Ed}	= 141,8 kN

141,8 kN < 219,0 kN **Nachweis erfüllt**

Gewählte Auflagerfläche: b = 24 cm, l = 20 cm, 2 cm dicke Mörtelschicht vorsehen.

Pos. 316 Unterzug, C25/30, XC1, b/h = 24/60 cm

Es folgt die Bemessung des Stahlbetonunterzuges.

L_{max} = 2,9 m

Statische Höhe d = 0,60 m – 0,05 m = 0,55 m

Lastannahmen

In der Deckenbemessung wurde der Unterzug nicht als Auflager berücksichtig. Die Bemessungslast für den Unterzug wird deswegen an dieser Stelle über Lasteinzugsflächen ermittelt.

Es wird von einem minimalen Sparrenabstand von e = 1,10 m ausgegangen.

Aus Dachbinder Pos. 101 (s. S. 70ff.)

g_k = (16,0 + 13,0) kN / 1,1 m = 17,3 kN/m

q_k = (4,3 + 4,3) kN / 1,1 m = 7,9 kN/m

Aus Wand 2.OG, Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton" (s. S. 12)

g_k = 6,7 kN/m² * 3,3 m = 22,2 kN/m

Aus Decke über 1.OG, Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenräume" (s. S. 9)

g_k = 8,7 kN/,m² * (7,0 + 7,0) m / 2 = 60,9 kN/m

q_k = 5,0 kN/m² * (7,0 + 7,0) m / 2 = 35,0 kN/m

Aus Wand 1.OG, Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton" (s. S. 12)

g_k = 6,7 kN/m² * 3,3 m = 22,2 kN/m

Aus Decke über EG, Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenräume" (s. S. 9)

g_k = 8,7 kN/,m² * (7,0 + 3,5) m / 2 = 45,7 kN/m

q_k = 5,0 kN/m² * (7,0 + 3,5) m / 2 = 26,3 kN/m

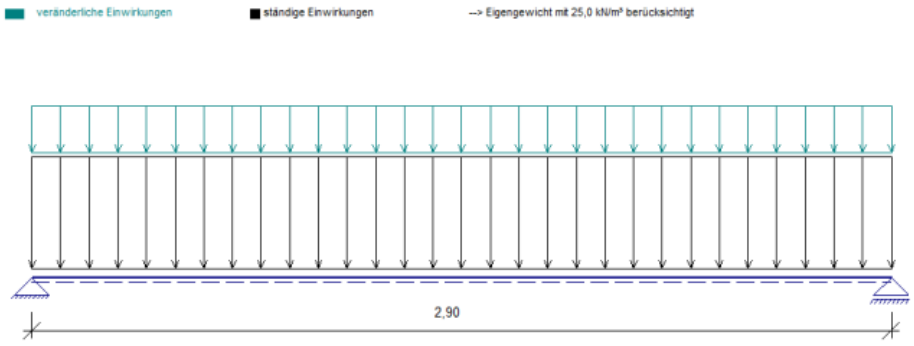
$\sum g_k$ = 168,3 kN/m

$\sum q_k$ = 69,2 kN/m

Das Eigengewicht wird programmintern berücksichtigt.

Bemessung

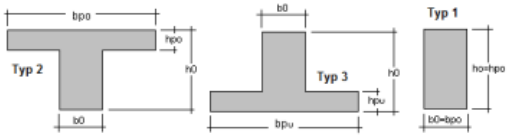
Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland



Systemwerte :

links gelenkig gelagert

rechts gelenkig gelagert



Feld	Feldlänge [m]	b0 [cm]	h0 [cm]	bpo/u [cm]	hpo/u [cm]	QS-Typ
1	2,900	24,00	60,00	24,00	60,00	1

Lager	Lagerung	Länge [cm]
1	direkt	24,0
2	direkt	24,0

Belastung: (EWA = Einwirkungsart)

Einwirkungsart 1=Wohn-/Aufenthaltsräume
Einwirkungsart 2=Büros
Einwirkungsart 3=Versammlungsräume
Einwirkungsart 4=Verkaufsräume
Einwirkungsart 5=Lagerräume
Einwirkungsart 6=Schneelasten H <= 1000m NN
Einwirkungsart 7=Schneelasten H > 1000m NN
Einwirkungsart 8=Windlasten
Einwirkungsart 9=Temperatur (nicht Brand)
Einwirkungsart 10=Kategorie F (F <=30 kN)
Einwirkungsart 11=Kategorie G (F<=160 kN)
Einwirkungsart 12=Kategorie H (Dächer)
Einwirkungsart 13=sonstige Einwirkungen
Einwirkungsart 14=Wind alternativ zu Nr.8
Einwirkungsart 15=Erdbeben

g über Gesamtlänge = 170,000 kN/m

q über Gesamtlänge = 70,000 kN/m aus Einwirkungsart 1

Eigengewicht der Konstruktion wird mit 25,0 kN/m³ berücksichtigt

Schnee- u. Windlasten werden nicht feldweise angesetzt, sondern als Vollast!

Feldschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):

Feld	max.MEd [kNm]	min.MEd [kNm]	abs.max.VEd [kN]
1	356,752	0,000	492,072

Lagerschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):

Lager	min.MEd [kNm]	max.MEd [kNm]	min.VEd-li. [kN]	max.VEd-li. [kN]	min.VEd-re. [kN]	max.VEd-re. [kN]
1	0,000	0,000				492,072
2	0,000	0,000	-492,072			

Auflagerkräfte (ohne Teilsicherheitsbeiwerte):

Lager	max.F [kN]	min.F [kN]	F aus g [kN]	F aus q* [kN]	Vollast g+q [kN]
1	353,22	251,72	251,72	101,50/0,00	353,22
2	353,22	251,72	251,72	101,50/0,00	353,22

Lastweiterleitung
für Pos. 400

Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland:

Beton: C25/30

Betonstahl: B500 (A,B)

d1 = 7,50 cm (Achsabstand Bewehrung unten) --> Betondeckung c,vl,unten = 3,5 cm

d2 = 5,00 cm (Achsabstand Bewehrung oben) --> Betondeckung c,vl,oben = 3,5 cm

- ☑ Grenze x/d <= 0.45 eingehalten (Biegung)
- ☑ Stützmomente am Anschnitt ermittelt (Mindestmomente berücksichtigt)
- ☑ Längsbewehrung nicht gestaffelt
- ☑ Mindestbewehrung berücksichtigt
- ☑ an Endauflagern wird eine Bewehrung gemäß DIN EN 1992-1-1, 9.2.1.2 (1) ermittelt

Biegebewehrung Stützen: (an Endauflagern mit Berücksichtigung von 9.2.1.2 (1))

Stütze	erf.As oben [cm²]	erf.As unten [cm²]	min.As [cm²]	|Mbem| [kNm]
1	3,93	0,00		89,19
2	3,93	0,00		89,19

*) Mindestmoment nach EC2

Biegebewehrung Felder :

Feld	erf.As oben [cm²]	erf.As unten [cm²]	min.As [cm²]
1	3,94	19,27	1,58

Bewehrung am Endauflager:

Erforderliche Bewehrung für Verankerung am linken Endauflager = 9,28 cm²
Erforderliche Bewehrung für Verankerung am rechten Endauflager = 9,22 cm²

Querkraftbewehrung: (VRd,c,min wird angesetzt, ggfs. gewählte Bewehrung wird angesetzt)

Stütze	asw-links [cm²/m]	asw-rechts [cm²/m]	min.asw-links [cm²/m]	min.asw-rechts [cm²/m]
1	0,00	8,79	0,00	2,00
2	9,00	0,00	2,00	0,00

Stütze	VEd [kN]-links	VEd [kN]-rechts	VEd,red [kN]-links	VEd,red [kN]-rechts	VRd,c [kN]-links	VRd,c [kN]-rechts	VRd,max [kN]-li.	VRd,max [kN]-re
1	0,00	462,55	0,00	285,40		68,65	1,00	543,81
2	467,47	0,00	290,32	0,00	68,65		544,20	1,00

Stütze	Theta [°]-links	Theta [°]-rechts	cot(Theta)-links	cot(Theta)-rechts	VEd/VRd,max-li.	zul.e [cm]-li.	VEd/VRd,max-re.	zul.e [cm]-re.
1		31,4		1,6	0,000	30,0	0,851	15,0
2	31,5		1,6		0,859	15,0	0,000	30,0

Nachweis Biegeschlankheit EC2-1-1, 7.4.2:

- verformungsempfindliche angrenzende Bauteile, d.h. w <= l/500
- ab einem Momentenverhältnis |M,Stütze/M,Feld| von >= 0,50 wird eine volle Einspannung angesetzt

Feld	K [-]	Rho,0 [%]	erf.Rho [%]	erf.Rho' [%]	vorh.l/d [-]	zul.l/d [-]
1	1,00	0,50	1,53	0,31	5,52	13,52

--> erf.Rho u. erf.Rho' = Bewehrungsgehalt aus erforderlicher Biegebewehrung (Rho = unten / Rho' = oben)
--> zul.l/d auch unter Berücksichtigung der gewählten Bewehrung (Faktor = vorh.Rho/erf.Rho)

Nachweis der Verankerungslänge:

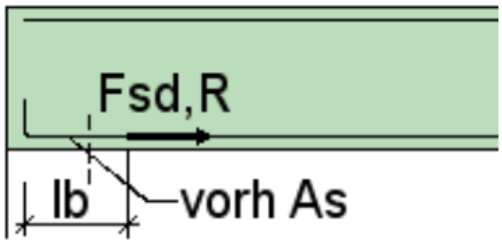
Auflagertiefe = 24 cm
Verankerungslänge = 24 cm – 3,0 cm = 21,0 cm (sichere Seite)
Zugkraft am Auflager $F_s = V_{Ed} * \cot(\Theta) / 2 = 492{,}1\ kN * 1{,}4 / 2$ = 344,5 kN
Vorhandene Bewehrungsstäbe = 6ø25 (29,5 cm² > 19,27 cm² = $A_{s,erf}$)

Nachweis siehe folgende Seite.

MZ-Stb-Endverankerung
DIN EN 1992-1-1

MZ

System



Eingabewerte:

Material

Beton C25/30 fck = 25.00 N/mm² fcd = 14.17 N/mm²
(gammac=1.50 alpha=0.85 nue1=1.00 betact=2.40)
Stahl BSt.500S fyk = 500.0 N/mm² fyd = 434.8 N/mm²

Belastung

Zugkraft am Auflager Fsd,R =	344.5 kN

Endauflager

Auflagerart	direkt
Vorhandene Verankerungslänge =	0.210 m
Vorhandene Bewehrungsstäbe =	6d25g

Ergebnisse:

Verankerung Biegebewehrung am Endauflager

Verankerungskraft Fsd,R = 344.50 kN
Erforderliche Bewehrung am Auflager = 7.92 cm²

Stäbe am direkten Auflager mit Verankerungslänge = 0.210m :

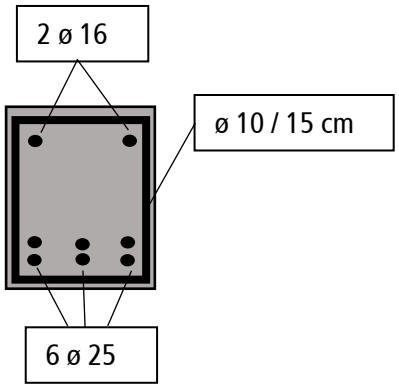
6 Ø 25 mm mit geradem Stabende
As = 29.452cm² alpha1 = 1.0 lb = 1.009m = lb,rqd*(erfAs/vorhAs = 1)
vorh lb = 0.210m > = 6.0*ds = 0.150m OK
vorh lb = 0.210m > = 0.3*0.67*1.0*1.009m > = 10*ds*0.67 = 0.202m OK
FRd = 29.45*434.8/10 / 0.67 / 1.0 * 0.210 / 1.009 (< = As*fyd) = **399.58kN**

FEd = 344.50kN < = **399.6kN** = FRd (Alle Stäbe)
= > Verankerung ausreichend! OK

Nachweis erbracht

Bewehrungsvorschlag:

Betondeckung c_{nom} = 2,5 cm



Nachweis der Auflagerpressung

Es ist ein Betonpolster l = 60 cm, h = 40 cm zu erstellen.

Teilflächenpressung

$N_{Edc} \geq N_{Rd}c$

mit	a_1	=	= 0
	A_b	= 60 cm * 24 cm	= 1440 cm²
	A_{ef}	= (60 cm + (353 cm / 2 – 76 cm) * tan(30°)) * 24 cm	= 2832,6 cm²
	β	= (1 + 0,3 * a_1 / h_c) * (1,5 – 1,1 * A_b / A_{ef})	
		= (1 + 0,3 * 0) * (1,5 – 1,1 * 1440 / 2832,6)	= 0,94 > **1,0**
	f_d	= 0,85 * 10,5 N/mm² / 1,5	= 0,6 N/mm²
	N_{Rdc}	= β * A_b * f_d = 1,00 * 1440 cm² * 0,6 kN/cm²	= 864 kN
	N_{Edc}	= V_{Ed}	= 492,1 kN

492,1 kN < 864,0 kN **Nachweis erfüllt**

Knicken auf halber Wandhöhe

$N_{Ed} \geq N_{Rd}$

mit	e_{mk}	= 0,05 * t = 0,05 * 24 cm	= 1,2 cm
	h_{ef}	= ρ_2 * h = 0,75 * 353 cm	= 265 cm
	Φ_m	= 1,14 * (1 – 2 * e_{mk} / t) – 0,024 * h_{ef} / t	
		= 1,14 * (1 – 2 * 1,2 / 24) – 0,024 * 265 cm / 24 cm	= **0,761**
			≤ 0,9 = 1 – 2 * 1,2 / 24
			= 1 – 2 * e_{mk} / t = 0,9
	N_{Rd}	= Φ_m * t * f_d * L = 0,761 * 24 cm * 0,6 kN/cm² * 60 cm	= 657,5 kN
	N_{Edc}	= V_{Ed}	= 492,1 kN

492,1 kN < 657,5 kN **Nachweis erfüllt**

Pos. 317 Unterzug, C25/30, XC1, b/h = 24/40 cm

Es folgt die Bemessung des Stahlbetonunterzuges.

L_{max} = 2,4 m
Statische Höhe d = 0,40 m – 0,05 m = 0,35 m

Lastannahmen

In der Deckenbemessung wurde der Unterzug nicht als Auflager berücksichtig. Die Bemessungslast für den Unterzug wird deswegen an dieser Stelle über Lasteinzugsflächen ermittelt.

Es wird von einem minimalen Sparrenabstand von e = 1,10 m ausgegangen.

L_1 = 4,7 m / 2 = 2,35 m L_2 = 7,0 m / 2 = 3,5 m

Aus Dachbinder Pos. 101 (s. S. 70ff.)

g_k = 16,0 kN / 1,1 m + 16 kN / 1,1 m * 0,9 m / 2,4 m = 20,1 kN/m
q_k = 4,3 kN / 1,1 m + 4,3 kN / 1,1 m * 0,9 m / 2,4 m = 5,4 kN/m

Aus Wand 2.OG, Lastannahmen „Außenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton – Holzverkleidung" (s. S. 11)

g_k = 7,2 kN/m² * 3,3 m = 23,8 kN/m

Aus Decke über 1.OG, Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenräume" (s. S. 9)

g_k = 8,7 kN/m² * 7,0 m / 2 = 30,5 kN/m
q_k = 3,8 kN/m² * 7,0 m / 2 = 13,3 kN/m

Aus Wand 2.OG, Lastannahmen „Außenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton – Holzverkleidung" (s. S. 11)

g_k = 7,2 kN/m² * 3,3 m = 23,8 kN/m

Aus Decke über EG, Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenräume" (s. S. 9)

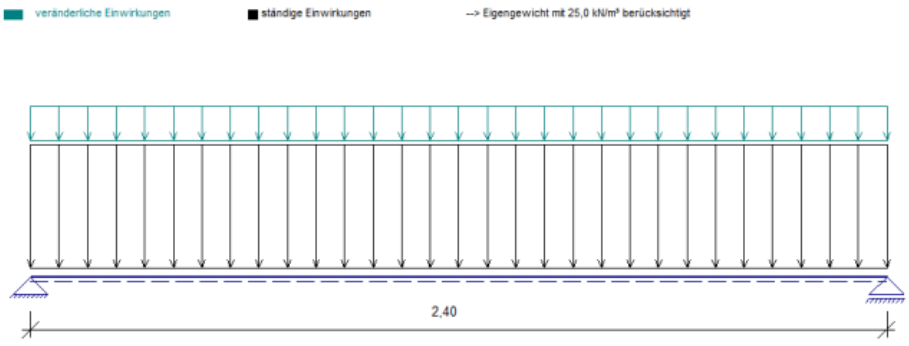
g_k = 8,7 kN/m² * (7,0 + 4,7) m / 2 = 50,9 kN/m
q_k = 3,8 kN/m² * (7,0 + 4,7) m / 2 = 22,3 kN/m

$\sum g_k$ = 149,1 kN/m
$\sum q_k$ = 41,0 kN/m

Das Eigengewicht wird programmintern berücksichtigt.

Nachweise

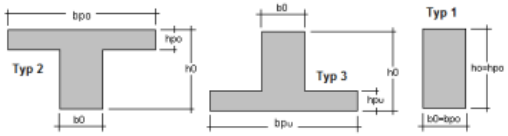
Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland



Systemwerte :

links gelenkig gelagert

rechts gelenkig gelagert



Feld	Feldlänge [m]	b0 [cm]	h0 [cm]	bpo/u [cm]	hpo/u [cm]	QS-Typ
1	2,400	24,00	40,00	24,00	40,00	1

Lager	Lagerung	Länge [cm]
1	direkt	24,0
2	direkt	24,0

Belastung: (EWA = Einwirkungsart)

Einwirkungsart 1=Wohn-/Aufenthaltsräume
Einwirkungsart 2=Büros
Einwirkungsart 3=Versammlungsräume
Einwirkungsart 4=Verkaufsräume
Einwirkungsart 5=Lagerräume
Einwirkungsart 6=Schneelasten H <= 1000m NN
Einwirkungsart 7=Schneelasten H > 1000m NN
Einwirkungsart 8=Windlasten
Einwirkungsart 9=Temperatur (nicht Brand)
Einwirkungsart 10=Kategorie F (F <=30 kN)
Einwirkungsart 11=Kategorie G (F<=160 kN)
Einwirkungsart 12=Kategorie H (Dächer)
Einwirkungsart 13=sonstige Einwirkungen
Einwirkungsart 14=Wind alternativ zu Nr.8
Einwirkungsart 15=Erdbeben

g über Gesamtlänge = 149,100 kN/m

q über Gesamtlänge = 41,000 kN/m aus Einwirkungsart 1

Eigengewicht der Konstruktion wird mit 25,0 kN/m³ berücksichtigt

Schnee- u. Windlasten werden nicht feldweise angesetzt, sondern als Vollast!

Feldschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):

Feld	max.MEd [kNm]	min.MEd [kNm]	abs.max.VEd [kN]
1	191,538	0,000	319,230

Lagerschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):

Lager	min.MEd [kNm]	max.MEd [kNm]	min.VEd-li. [kN]	max.VEd-li. [kN]	min.VEd-re. [kN]	max.VEd-re. [kN]
1	0,000	0,000				319,230
2	0,000	0,000	-319,230			

Auflagerkräfte (ohne Teilsicherheitsbeiwerte):

Lager	max.F [kN]	min.F [kN]	F aus g [kN]	F aus q* [kN]	Vollast g+q [kN]
1	231,00	181,80	181,80	49,20/0,00	231,00
2	231,00	181,80	181,80	49,20/0,00	231,00

Lastweiterleitung für Pos. 400

Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland:

Beton: C25/30
Betonstahl: B500 (A,B)
d1 = 5,00 cm (Achsabstand Bewehrung unten) --> Betondeckung c,vl,unten = 3,5 cm
d2 = 5,00 cm (Achsabstand Bewehrung oben) --> Betondeckung c,vl,oben = 3,5 cm

- ☑ Grenze x/d <= 0.45 eingehalten (Biegung)
- ☑ Stützmomente am Anschnitt ermittelt (Mindestmomente berücksichtigt)
- ☑ Längsbewehrung nicht gestaffelt
- ☑ Mindestbewehrung berücksichtigt
- ☑ an Endauflagern wird eine Bewehrung gemäß DIN EN 1992-1-1, 9.2.1.2 (1) ermittelt

Biegebewehrung Stützen: (an Endauflagern mit Berücksichtigung von 9.2.1.2 (1))

Stütze	erf.As oben [cm²]	erf.As unten [cm²]	min.As [cm²]	|Mbem| [kNm]
1	3,23	0,00		47,88
2	3,23	0,00		47,88

*) Mindestmoment nach EC2

Biegebewehrung Felder :

Feld	erf.As oben [cm²]	erf.As unten [cm²]	min.As [cm²]
1	5,13	15,24	1,06

Bewehrung am Endauflager:

Erforderliche Bewehrung für Verankerung am linken Endauflager = 5,72 cm²
Erforderliche Bewehrung für Verankerung am rechten Endauflager = 5,70 cm²

Querkraftbewehrung: (VRd,c,min wird angesetzt, ggfs. gewählte Bewehrung wird angesetzt)

Stütze	asw-links [cm²/m]	asw-rechts [cm²/m]	min.asw-links [cm²/m]	min.asw-rechts [cm²/m]
1	0,00	10,76	0,00	2,00
2	10,98	0,00	2,00	0,00

Stütze	VEd [kN]-links	VEd [kN]-rechts	VEd,red [kN]-links	VEd,red [kN]-rechts	VRd,c [kN]-links	VRd,c [kN]-rechts	VRd,max [kN]-li.	VRd,max [kN]-re
1	0,00	296,88	0,00	204,31		52,60	1,00	335,59
2	300,08	0,00	207,50	0,00	52,60		335,82	1,00

Nachweis der Verankerungslänge:

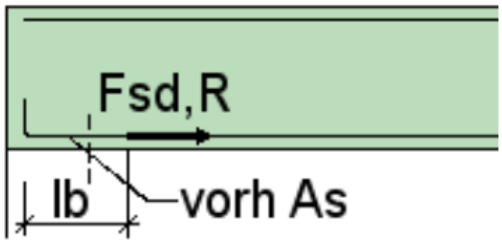
Auflagertiefe = 24 cm
Verankerungslänge = 24 cm – 3,0 cm = 21,0 cm (sichere Seite)
Zugkraft am Auflager $F_s = V_{Ed} * \cot(\Theta) / 2 = 319{,}3$ kN * 1,4 / 2 = 223,6 kN
Vorhandene Bewehrungsstäbe = 4ø25 (19,6 cm² > 15,24 cm² = $A_{s,erf}$)

Nachweis siehe folgende Seite.

MZ-Stb-Endverankerung DIN EN 1992-1-1

MZ

System



Eingabewerte:

Material

Beton C25/30 fck = 25.00 N/mm² fcd = 14.17 N/mm²
(gammac=1.50 alpha=0.85 nue1=1.00 betact=2.40)
Stahl BSt.500S fyk = 500.0 N/mm² fyd = 434.8 N/mm²

Belastung

Zugkraft am Auflager Fsd,R =	223.6 kN

Endauflager

Auflagerart	direkt
Vorhandene Verankerungslänge =	0.210 m
Vorhandene Bewehrungsstäbe =	4d25g

Ergebnisse:

Verankerung Biegebewehrung am Endauflager

Verankerungskraft Fsd,R = 223.60 kN
Erforderliche Bewehrung am Auflager = 5.14 cm²

Stäbe am direkten Auflager mit Verankerungslänge = 0.210m :

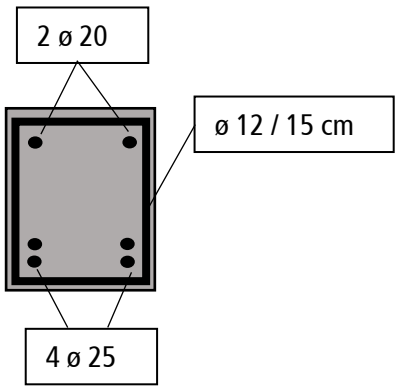
4 Ø 25 mm mit geradem Stabende
As = 19.635cm² alpha1 = 1.0 lb = 1.009m = lb,rqd*(erfAs/vorhAs = 1)
vorh lb = 0.210m > = 6.0*ds = 0.150m OK
vorh lb = 0.210m > = 0.3*0.67*1.0*1.009m > = 10*ds*0.67 = 0.202m OK
FRd = 19.63*434.8/10 / 0.67 / 1.0 * 0.210 / 1.009 (< = As*fyd) = **266.39kN**

FEd = 223.60kN < = **266.4kN** = FRd (Alle Stäbe)
= > Verankerung ausreichend! OK

Nachweis erbracht

Bewehrungsvorschlag:

Betondeckung c_{nom} = 2,5 cm



Nachweis der Auflagerpressung

Teilflächenpressung

$N_{Edc} \geq N_{Rd}c$

mit	a_1	=	= 0
	A_b	= 24 cm * 24 cm	= 576 cm²
	A_{ef}		= 576 cm²
	β	= (1 + 0,3 * a_1 / h_c) * (1,5 – 1,1 * A_b / A_{ef})	
		= (1 + 0,3 * 0) * (1,5 – 1,1 * 576 / 576)	= 0,40 > **1,0**
	f_d	= 0,85 * 10,5 N/mm² / 1,5	= 0,6 N/mm²
	N_{Rdc}	= β * A_b * f_d = 1,00 * 576 cm² * 0,6 kN/cm²	= 345,6 kN
	N_{Edc}	= V_{Ed}	= 319,3 kN

319,3 kN < 345,6 kN **Nachweis erfüllt**

Knicken auf halber Wandhöhe

$N_{Ed} \geq N_{Rd}$

mit	e_{mk}	= 0,05 * t = 0,05 * 24 cm	= 1,2 cm
	h_{ef}	= ρ_2 * h = 0,75 * 353 cm	= 265 cm
	Φ_m	= 1,14 * (1 – 2 * e_{mk} / t) – 0,024 * h_{ef} / t	
		= 1,14 * (1 – 2 * 1,2 / 24) – 0,024 * 265 cm / 24 cm	= **0,761**
			≤ 0,9 = 1 – 2 * 1,2 / 24
			= 1 – 2 * e_{mk} / t = 0,9
	N_{Rd}	= Φ_m * t * f_d * L N_{Rd}= 0,761 * 24 cm * 0,6 kN/cm² * 30 cm	= 328,8 kN
	N_{Edc}	= V_{Ed}	= 319,3 kN

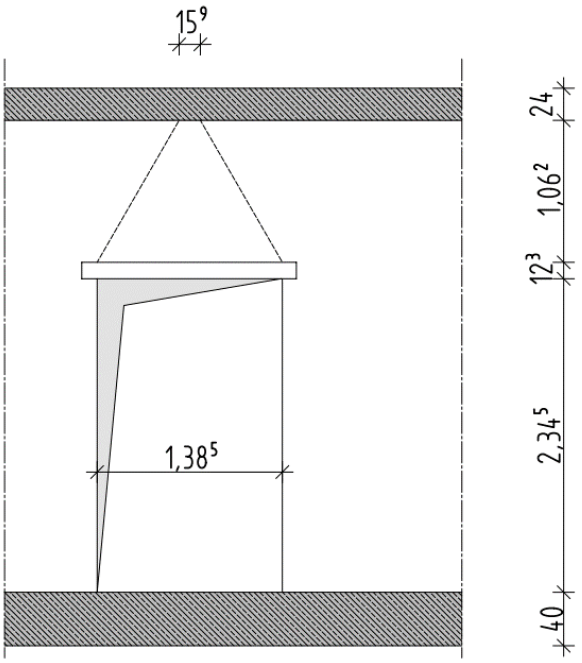
319,3 kN < 328,8 kN **Nachweis erfüllt**

Gewählte Auflagerfläche: b = 24 cm, l = 30 cm, 2 cm dicke Mörtelschicht vorsehen.

Pos. 318 Sturz, KS-Flachsturz, 4DF, b = 24 cm, L_A = 11,5 cm

Als Stürze werden 24 cm breite KS-Flachstürze 4DF gewählt, mit einer Auflagertiefe von 11,50 cm gewählt. Die Bemessung erfolgt auf der Basis einer geprüften Typenstatik.

L_n = 1,385 m



Lastannahmen

Auf den Flachsturz wirkt gemäß der obigen Skizze das Eigengewicht der Wand sowie die Auflagerlasten aus der Decke. Die Länge wird mit 1,385 m auf der sicheren Seite angesetzt und mit der maßgebenden Belastung (Achse H-6/7) für die Bemessung kombiniert.

Aus Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk bzw. Stahlbeton (s. S. 12)

g_k = 6,7 kN/m² * 1,062 m = 7,2 kN/m

Aus Lastannahemen „Decke über Eg + 1.OG – Innenräume" (s. S. 9)

g_k = 8,9 kN/m² * (7,0 + 7,0) m / 2 * 0,159 m / 1,385 m = 7,2 kN/m

q_k = 3,8 kN/m² * (7,0 + 7,0) m / 2 * 0,159 m / 1,385 m = 3,1 kN/m

e_d =1,35 * (7,2 + 7,2) kN/m + 1,5 * 3,1 kN/m = **24,1kN/m**

r_d = 26,54 kN (siehe Bemessungstabelle folgende Seite)

e_d / r_d = 0,91 < 1,0 **Nachweis erfüllt**

Auflagertiefe 11,5 cm mit Übermauerung >36,3 cm und vermörtelten Stoß- und Lagerfugen!

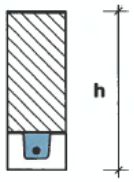
Anlage 13 zur Typenstatik für KS-Flachstürze,
Formate NF, NF17.5, 2DF, 3DF, 4DF, 150, 200, 214

KS STURZ Sicherheit mit System

KS-Flachstürze *)

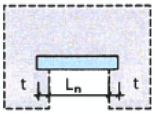
Anlage Nr.: 14 zum Bescheid
Prüf.-Nr.: 04/18 vom 9.04.2019

Antragsteller : Werbegemeinschaft KS-Sturz, Remsfeld
Steinformat : 4 **DF** (Breite B = 24,0 cm)
Auflagertiefe : 11,5 bzw. 17,5 cm
Bewehrung : 2 ∅ 10 – B500A oder B500B
Druckzone : Übermauerung mit **Voll**steinen nach DIN EN 771-2:2015-11 in Verb. mit DIN 20000-402:2017-01 ausschließlich mit vermörtelten Stoß- und Lagerfugen !! (auch bei Plansteinmauerwerk)
Mörtel : Normalmörtel (mind. MG IIa) oder Dünnbettmörtel



Als Typenprüfung in statischer Hinsicht geprüft
Hannover, den 9.04.2019
Landeshauptstadt Hannover
Prüfamt für Baustatik
Leiter: Sachbearbeiter:

Druckzone aus Mauerwerk



Bemessungswert der Beanspruchungen $e_d = g_d + q_d$ [kN/m]
(Bemessungsgrößen)

lichte Weite L_n [m]	Sturzhöhe h [cm]									
	23,8		36,3		48,8		61,3		73,8	
	Auflagertiefe t [cm]									
	11,5	17,5	11,5	17,5	11,5	17,5	11,5	17,5	11,5	17,5
0,635	–	30,78	–	100,09	–	113,41	–	113,41	–	113,41
0,760	26,86	24,00	68,99	68,68	68,99	98,25	68,99	98,25	68,99	98,25
0,885	21,49	19,58	58,68	51,59	60,37	86,66	60,37	86,66	60,37	86,66
1,010	17,84	16,48	45,51	40,98	53,66	77,52	53,66	77,52	53,66	77,52
1,135	15,22	14,20	36,93	33,81	48,29	70,05	48,29	70,13	48,29	70,13
1,260	13,24	12,46	30,94	28,67	43,90	56,63	43,90	64,02	43,90	64,02
1,385	11,71	11,09	26,54	24,82	40,25	47,29	40,25	58,89	40,25	58,89
1,510	10,49	9,99	23,19	21,85	37,15	40,44	37,15	54,52	37,15	54,52
1,635	9,49	9,08	20,55	19,48	34,50	35,23	34,50	50,75	34,50	50,75
1,760	8,66	8,32	18,43	17,56	32,20	31,15	32,20	47,48	32,20	47,48
1,885	7,97	7,67	16,70	15,97	29,36	27,87	30,18	44,59	30,18	44,59
2,010	7,37	6,99	15,25	14,63	26,41	25,18	28,41	40,16	28,41	42,04
2,135	6,59	6,25	14,02	13,50	23,97	22,94	26,83	36,06	26,83	39,77
2,260	5,91	5,63	12,97	12,52	21,92	21,05	25,42	32,68	25,42	37,73
2,385	5,34	5,09	12,06	11,67	20,19	19,44	24,15	29,85	24,15	35,88
2,510	4,84	4,63	11,27	10,93	18,69	18,05	23,00	27,45	23,00	34,21
2,635	4,41	4,23	10,57	10,27	17,39	16,83	21,95	25,38	21,95	32,69
2,760	4,04	–	9,96	–	16,26	–	21,00	–	21,00	–

*) nach der "Allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung Nr. Z-17.1-978"

Nächster Sichtvermerk durch das Prüfamt für Baustatik der Landeshauptstadt Hannover ist spätestens am 9.4.2024 erforderlich

Pos. 319 Unterzug, C25/30, XC1, b/h = 24/24 cm

Es folgt die Bemessung des Unterzuges.

Bei der Pos. 319 handelt es sich um Unterzüge in der Außenwand. Die maßgebende Länge wird aus Achse C/D-6 entnommen und für die maßgebende Belastung wird der Unterzug in Achse D-6/7 herangezogen.

L_{max}		= 1,8 m
Statische Höhe d	= 0,24 m – 0,05 m	= 0,21 m

Lastannahmen

In der Deckenbemessung wurde der Unterzug nicht als Auflager berücksichtig. Die Bemessungslast für den Unterzug wird deswegen an dieser Stelle über Lasteinzugsflächen ermittelt.

Der Durchlauffaktor für die Auflagerkraft am Endfeld beträgt 0,4.

Aus Wand 2.OG, Lastannahmen „Außenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton – Holzverkleidung" (s. S. 11)

g_k	= 7,2 kN/m² * 3,3 m	= 23,8 kN/m²

Aus Decke über 1.OG, Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenräume" (s. S. 9)

g_k	= 8,7 kN/m² * 7,0 m * 0,4	= 24,4 kN/m
q_k	= 3,8 kN/m² * 7,0 m * 0,4	= 10,7 kN/m

Aus Wand 1.OG, Lastannahmen „Außenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton – Holzverkleidung" (s. S. 11)

g_k	= 7,2 kN/m² * 3,3 m	= 23,8 kN/m²

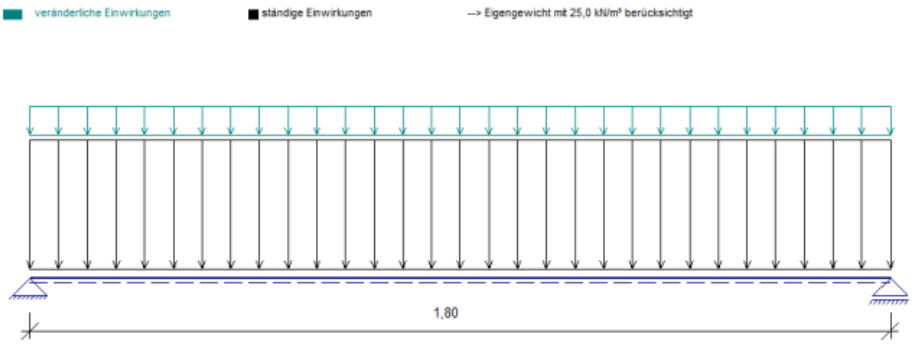
Aus Decke über EG, Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenräume" (s. S. 9)

g_k	= 8,7 kN/m² * 7,0 m * 0,4	= 24,4 kN/m
q_k	= 3,8 kN7m² * 7,0 m * 0,4	= 10,7 kN/m
	$\sum g_k$	**= 96,4 kN/m**
	$\sum q_k$	**= 21,4 kN/m**

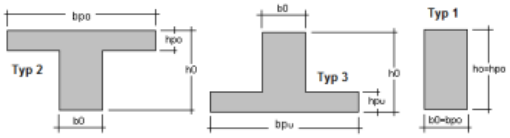
Das Eigengewicht wird programmintern berücksichtigt.

Nachweise

Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland



Systemwerte :



links gelenkig gelagert

rechts gelenkig gelagert

Feld	Feldlänge [m]	b0 [cm]	h0 [cm]	bpo/u [cm]	hpo/u [cm]	QS-Typ
1	1,800	24,00	24,00	24,00	24,00	1

Lager	Lagerung	Länge [cm]
1	direkt	24,0
2	direkt	24,0

Belastung: (EWA = Einwirkungsart)

Einwirkungsart 1=Wohn-/Aufenthaltsräume
Einwirkungsart 2=Büros
Einwirkungsart 3=Versammlungsräume
Einwirkungsart 4=Verkaufsräume
Einwirkungsart 5=Lagerräume
Einwirkungsart 6=Schneelasten H <= 1000m NN
Einwirkungsart 7=Schneelasten H > 1000m NN
Einwirkungsart 8=Windlasten
Einwirkungsart 9=Temperatur (nicht Brand)
Einwirkungsart 10=Kategorie F (F <=30 kN)
Einwirkungsart 11=Kategorie G (F<=160 kN)
Einwirkungsart 12=Kategorie H (Dächer)
Einwirkungsart 13=sonstige Einwirkungen
Einwirkungsart 14=Wind alternativ zu Nr.8
Einwirkungsart 15=Erdbeben

g über Gesamtlänge = 96,400 kN/m

q über Gesamtlänge = 21,400 kN/m aus Einwirkungsart 1

Eigengewicht der Konstruktion wird mit 25,0 kN/m³ berücksichtigt

Schnee- u. Windlasten werden nicht feldweise angesetzt, sondern als Vollast!

Feldschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):

Feld	max.MEd [kNm]	min.MEd [kNm]	abs.max.VEd [kN]
1	66,495	0,000	147,766

Lagerschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):

Lager	min.MEd [kNm]	max.MEd [kNm]	min.VEd-li. [kN]	max.VEd-li. [kN]	min.VEd-re. [kN]	max.VEd-re. [kN]
1	0,000	0,000				147,766
2	0,000	0,000	-147,766			

Auflagerkräfte (ohne Teilsicherheitsbeiwerte):

Lager	max.F [kN]	min.F [kN]	F aus g [kN]	F aus q* [kN]	Vollast g+q [kN]
1	107,32	88,06	88,06	19,26/0,00	107,32
2	107,32	88,06	88,06	19,26/0,00	107,32

Lastweiterleitung
für Pos. 400

Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland:

Beton: C25/30

Betonstahl: B500 (A,B)

d1 = 5,00 cm (Achsabstand Bewehrung unten) --> Betondeckung c,vl,unten = 3,5 cm

d2 = 5,00 cm (Achsabstand Bewehrung oben) --> Betondeckung c,vl,oben = 3,5 cm

- ☑ Grenze x/d <= 0.45 eingehalten (Biegung)
- ☑ Stützmomente am Anschnitt ermittelt (Mindestmomente berücksichtigt)
- ☑ Längsbewehrung nicht gestaffelt
- ☑ Mindestbewehrung berücksichtigt
- ☑ an Endauflagern wird eine Bewehrung gemäß DIN EN 1992-1-1, 9.2.1.2 (1) ermittelt

Biegebewehrung Stützen: (an Endauflagern mit Berücksichtigung von 9.2.1.2 (1))

Stütze	erf.As oben [cm²]	erf.As unten [cm²]	min.As [cm²]	|Mbem| [kNm]
1	2,11	0,00		16,62
2	2,11	0,00		16,62

*) Mindestmoment nach EC2

Biegebewehrung Felder :

Feld	erf.As oben [cm²]	erf.As unten [cm²]	min.As [cm²]
1	5,34	10,21	0,70

Bewehrung am Endauflager:

Erforderliche Bewehrung für Verankerung am linken Endauflager = 2,55 cm²
Erforderliche Bewehrung für Verankerung am rechten Endauflager = 2,55 cm²

Querkraftbewehrung: (VRd,c,min wird angesetzt, ggfs. gewählte Bewehrung wird angesetzt)

Stütze	asw-links [cm²/m]	asw-rechts [cm²/m]	min.asw-links [cm²/m]	min.asw-rechts [cm²/m]
1	0,00	13,29	0,00	2,00
2	13,29	0,00	2,00	0,00

Stütze	VEd [kN]-links	VEd [kN]-rechts	VEd,red [kN]-links	VEd,red [kN]-rechts	VRd,c [kN]-links	VRd,c [kN]-rechts	VRd,max [kN]-li.	VRd,max [kN]-re
1	0,00	134,47	0,00	103,44		33,60	1,00	144,32
2	135,94	0,00	103,44	0,00	33,60		144,41	1,00

Stütze	Theta [°]-links	Theta [°]-rechts	cot(Theta)-links	cot(Theta)-rechts	VEd/VRd,max-li.	zul.e [cm]-li.	VEd/VRd,max-re.	zul.e [cm]-re.
1		33,8		1,5	0,000	30,0	0,932	6,0
2	33,8		1,5		0,941	6,0	0,000	30,0

Nachweis Biegeschlankheit EC2-1-1, 7.4.2:

- verformungsempfindliche angrenzende Bauteile, d.h. w <= l/500
- ab einem Momentenverhältnis |M,Stütze/M,Feld| von >= 0,50 wird eine volle Einspannung angesetzt

Feld	K [-]	Rho,0 [%]	erf.Rho [%]	erf.Rho' [%]	vorh.l/d [-]	zul.l/d [-]
1	1,00	0,50	2,24	1,17	9,47	12,80

--> erf.Rho u. erf.Rho' = Bewehrungsgehalt aus erforderlicher Biegebewehrung (Rho = unten / Rho' = oben)
--> zul.l/d auch unter Berücksichtigung der gewählten Bewehrung (Faktor = vorh.Rho/erf.Rho)

Nachweis der Verankerungslänge:

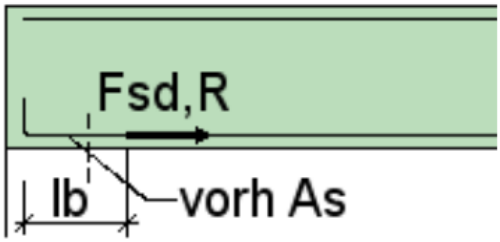
Auflagertiefe = 24 cm
Verankerungslänge = 24 cm – 3,0 cm = 21,0 cm (sichere Seite)
Zugkraft am Auflager $F_s = V_{Ed} * \cot(\Theta) / 2 = 148{,}0\ kN * 1{,}4 / 2$ = 103,6 kN
Vorhandene Bewehrungsstäbe = 4ø20 (12,6 cm² > 10,21 cm² = $A_{s,erf}$)

Nachweis siehe folgende Seite.

MZ-Stb-Endverankerung
DIN EN 1992-1-1

MZ

System



Eingabewerte:

Material

Beton C25/30 fck = 25.00 N/mm² fcd = 14.17 N/mm²
(gammac=1.50 alpha=0.85 nue1=1.00 betact=2.40)
Stahl BSt.500S fyk = 500.0 N/mm² fyd = 434.8 N/mm²

Belastung

Zugkraft am Auflager Fsd,R =	103.6 kN

Endauflager

Auflagerart	direkt
Vorhandene Verankerungslänge =	0.210 m
Vorhandene Bewehrungsstäbe =	4d20g

Ergebnisse:

Verankerung Biegebewehrung am Endauflager

Verankerungskraft Fsd,R = 103.60 kN
Erforderliche Bewehrung am Auflager = 2.38 cm²

Stäbe am direkten Auflager mit Verankerungslänge = 0.210m :

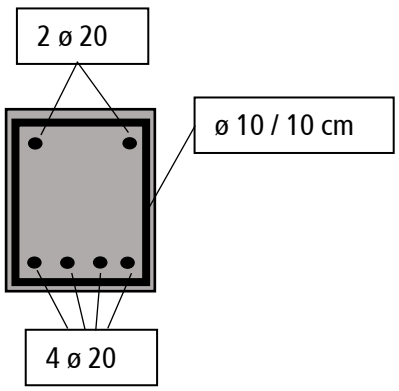
4 Ø 20 mm mit geradem Stabende
As = 12.566cm² alpha1 = 1.0 lb = 0.808m = lb,rqd*(erfAs/vorhAs = 1)
vorh lb = 0.210m > = 6.0*ds = 0.120m OK
vorh lb = 0.210m > = 0.3*0.67*1.0*0.808m > = 10*ds*0.67 = 0.162m OK
FRd = 12.57*434.8/10 / 0.67 / 1.0 * 0.210 / 0.808 (< = As*fyd) = **213.11kN**

FEd = 103.60kN < = **213.1kN** = FRd (Alle Stäbe)
= > Verankerung ausreichend! OK

Nachweis erbracht

Bewehrungsvorschlag:

Betondeckung c_{nom} = 2,5 cm



Nachweis der Auflagerpressung

Teilflächenpressung

$N_{Edc} \geq N_{Rd}c$

mit	a_1	=	= 0
	A_b	= 24 cm * 24 cm	= 576 cm²
	A_{ef}		= 576 cm²
	β	= (1 + 0,3 * a_1 / h_c) * (1,5 – 1,1 * A_b / A_{ef})	
		= (1 + 0,3 * 0) * (1,5 – 1,1 * 576 / 576)	= 0,40 > **1,0**
	f_d	= 0,85 * 10,5 N/mm² / 1,5	= 0,6 N/mm²
	N_{Rdc}	= β * A_b * f_d = 1,00 * 576 cm² * 0,6 kN/cm²	= 345,6 kN
	N_{Edc}	= V_{Ed}	= 147,8 kN

147,8 kN < 345,6 kN **Nachweis erfüllt**

Knicken auf halber Wandhöhe

$N_{Ed} \geq N_{Rd}$

mit	e_{mk}	= 0,05 * t = 0,05 * 24 cm	= 1,2 cm
	h_{ef}	= ρ_2 * h = 0,75 * 353 cm	= 265 cm
	Φ_m	= 1,14 * (1 – 2 * e_{mk} / t) – 0,024 * h_{ef} / t	
		= 1,14 * (1 – 2 * 1,2 / 24) – 0,024 * 265 cm / 24 cm	= **0,761**
			≤ 0,9 = 1 – 2 * 1,2 / 24
			= 1 – 2 * e_{mk} / t = 0,9
	N_{Rd}	= Φ_m * t * f_d * L N_{Rd}= 0,761 * 24 cm * 0,6 kN/cm² * 30 cm	= 328,8 kN
	N_{Edc}	= V_{Ed}	= 147,8 kN

147,8 kN < 328,8 kN **Nachweis erfüllt**

Gewählte Auflagerfläche: b = 24 cm, l = 30 cm, 2 cm dicke Mörtelschicht vorsehen.

Pos. 320 Außenwand, KS-P SFK 20, RD 2,0, DBM, d=24 cm

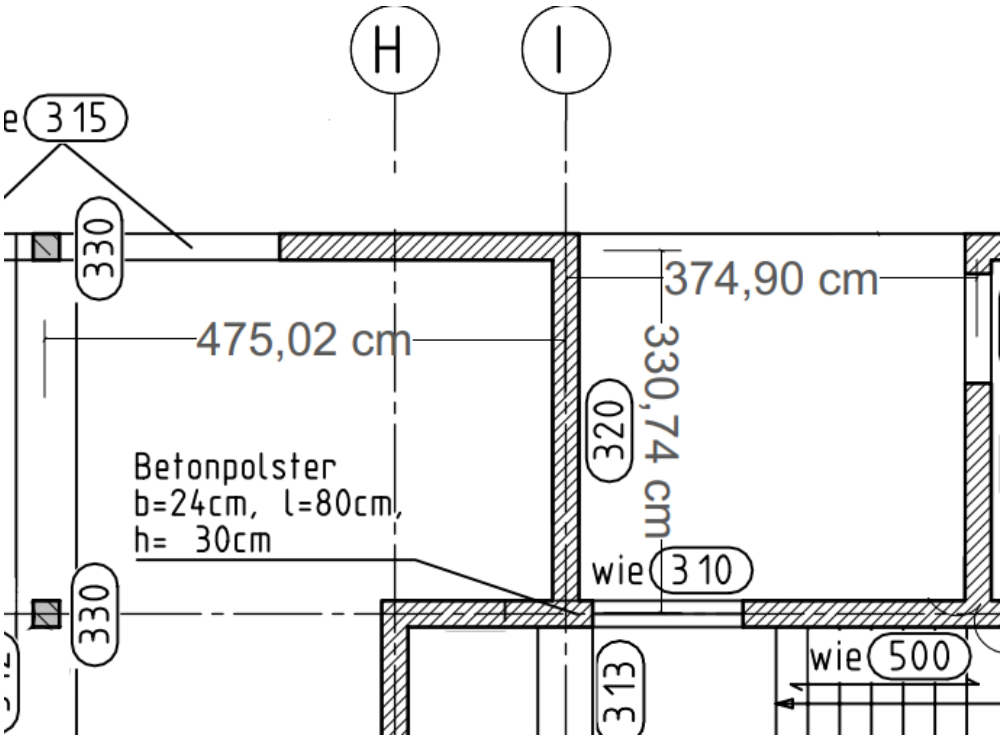
Maßgebend für die Bemessung ist, aufgrund der hohen Last, das Wandstück in Achse I-2/3. Auch wenn es sich bei diesem Wandstück um ein Zwischenauflager handelt, wird es auf der sicheren Seite und stellvertretend für die anderen Außenwände als Endauflager bemessen.

Wandhöhe h = 3,50 m
Wandlänge l = 3,00 m

Die Anwendungsgrenzen des vereinfachten Verfahrens sind eingehalten:

- Gebäudehöhe $\leq$ 20,0 m über Gelände — h = 13,0 m $\leq$ 20,0 m — **eingehalten**
- Deckenstützweite $l_f \leq 6{,}0$ m — Die Deckenstützweite ist mit $l_f = 7{,}0$ m > 6,0 m. Für eine zentrische Lasteinleitung ist eine Zentrierleiste am Wandkopf anzubringen (gilt auch für Pos. 220) — **eingehalten**
- Nutzlast $\leq$ 5,0 kN/m² — $q_{k,max}$ = 5,0 kN/m² — **eingehalten**
- In Wandhöhenmitte treten nur Biegemomente aus Deckeneinspannung, exzentrischer Deckenauflagerung und Wind auf — **eingehalten**
- Deckenauflagertiefe a $\geq$ 0,5 t — a = 12 cm $\geq$ 0,5 * 24 cm = 12 cm — **eingehalten**
- Überbindemaß $l_{ol} \geq 0{,}4\ h_u \geq 45$ mm/ bei Elementmauerwerk $l_{ol} \geq 0{,}2\ h_u \geq 125$ mm — **eingehalten**
- $W_k \leq 1{,}25$ kN/m² — w_k = 0,8 kN/m² (s. S. 13ff.) — **eingehalten**
- Zulässige lichte Wandhöhe h = 3,6 m (nach SBT S. 7.13, Auflage 24) — h = 3,5 m < 3,6 m — **eingehalten**

Decke über EG



Lastannahmen

Aus Wand 2.OG, Lastannahmen „Außenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton – Holzverkleidung" (s. S. 11)

g_k = 7,2 kN/m² * 3,3 m = 23,8 kN/m²

Aus Decke über 1.OG, Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenräume" (s. S. 9)

g_k = 8,7 kN/m² * 4,75 m / 2 = 20,7 kN/m

q_k = 3,8 kN/m² * 4,75 m / 2 = 9,1 kN/m

Aus Wand 1.OG, Lastannahmen „Außenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton – Holzverkleidung" (s. S. 11)

g_k = 7,2 kN/m² * 3,3 m = 23,8 kN/m²

Aus Decke über EG, Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenräume" (s. S. 9)

g_k = 8,7 kN/m² * (4,75 + 3,75) m / 2 = 37,0 kN/m

q_k = 3,8 kN/m² * (4,75 + 3,75) m / 2 = 16,2kN/m

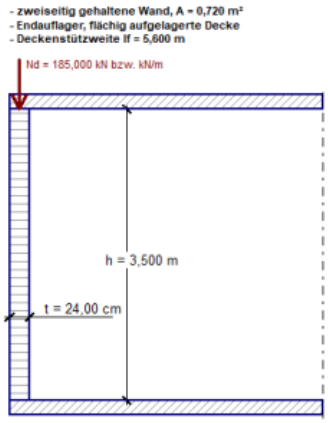
$\sum g_k$ **= 105,3 kN/m**

$\sum q_k$ **= 25,3 kN/m**

N_{Ed} = 1,35 * 105,3 kN/m + 1,5 * 25,3 kN/m = **180,1 kN/m**

Bemessung

Mauerwerk (V.30.2) nach EC6-3 + NA Deutschland



Systemwerte :

Höhe h = 3,500 m
Wanddicke t = 24,0 cm
Wandbreite b = 300,0 cm
Auflagertiefe a = 24,0 cm
Deckenstützweite lf = 5,600 m

zweiseitig gehaltene Wand
Endauflager
flächig aufgelagerte Decke

Mauerwerk = SFK 20/DM

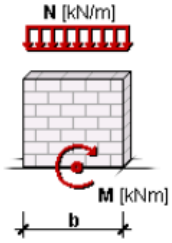
KS-Plansteine KS-P mit Dünnbettmörtel

Druckfestigkeit fk = 10,51 MN/m²
Gamma,M = 1,50 [-] für Mauerwerk
Beiwert Zeta = 0,85 [-] für Druckfestigkeit fd
Mauerwerk Gruppe 1 nach EC6-1-1, 3.1.1
Stoßfugen vermörtelt

Belastung : (Längskraft Nd bei b > 1m bezogen auf 1m !)

Vertikallast Nd am Wandkopf = 185,000 kN bzw. kN/m

Eigengewicht der Wand = 18,000 kN/m³
Gesamtlast NEd am Wandfuß = 205,412 kN bzw. kN/m
Moment MEd (z.B. aus Windscheibe) = 0,000 kNm
min.Nd am Wandkopf = 0,100 kN bzw. kN/m
(am Wandfuss min.Nd,u = 45,660 kN zur Ermittlung von e)
qEwd = 0,000 kN/m² (Wind quer auf Wand für Nachweis nach 4.2.1.2 (2))

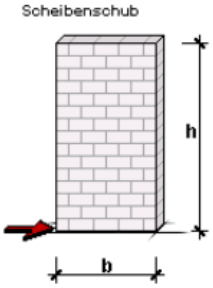


Nachweise :

Nachweis für Längsdruckkraft (EC6-3, 4.2.2):

fd = 5,95 N/mm² (Bemessungswert Druckfestigkeit)
hef = 3,150 m
rho2 = 0,900 (Faktor für Knicklänge nach NCI zu 4.2.2.4)
phi1 = 0,67 (bei Endauflagern)
phi2 = 0,66 (Berücksichtigung Knicken)
phi = 0,66 -> min(phi1; phi2)

NEd = 205,412 kN/m <= NRd = 943,754 kN/m



VEd wird vom Programm am Wandfuss angesetzt und nicht automatisch mit der Wandhöhe multipliziert und zu MEd addiert!

Pos. 321 Innenwand, KS-P SFK 20, RD 2,0, DBM, d=24 cm

Wandhöhe h = 3,50 m
Wandlänge l = 1,50 m

Maßgebend für die Bemessung ist das Wandstück in Achse F-1/2.

Die Anwendungsgrenzen des vereinfachten Verfahrens sind eingehalten:

- Gebäudehöhe $\leq$ 20,0 m über Gelände — h = 13,0 m $\leq$ 20,0 m — **eingehalten**
- Deckenstützweite $l_f \leq$ 6,0 m — Zwischenauflager → Berücksichtigung der Durchlaufwirkung l_f = 0,8 * 7,0 m = 5,6 m — **eingehalten**
- Nutzlast $\leq$ 5,0 kN/m² — $q_{k,max}$ = 5,0 kN/m² — **eingehalten**
- In Wandhöhenmitte treten nur Biegemomente aus Deckeneinspannung, exzentrischer Deckenauflagerung und Wind auf — **eingehalten**
- Deckenauflagertiefe a $\geq$ 0,5 t — a = 12 cm $\geq$ 0,5 * 24 cm = 12 cm — **eingehalten**
- Überbindemaß $l_{ol} \geq 0{,}4\ h_u \geq$ 45 mm/ bei Elementmauerwerk $l_{ol} \geq 0{,}2\ h_u \geq$ 125 mm — **eingehalten**

Lastannahmen

Aus Decke über EG, Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenräume" (s. S. 9)

g_k	= 8,7 kN/m² * (7,0 + 7,0) m / 2	= 60,9 kN/m
q_k	= 3,8 kN/m² * (7,0 + 7,0) m / 2	= 26,6 kN/m

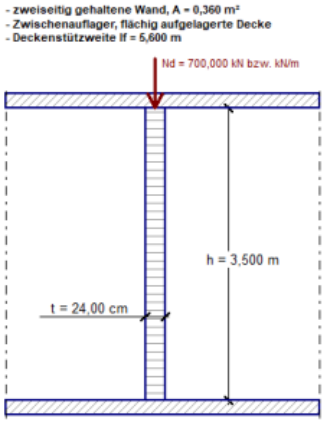
Aus Unterzug Pos. 311 (s. S. 228ff.)

q_k	= 450,4 kN / 1,5 m	= 300,3 kN/m
q_k	= 168,4 kN / 1,5 m	= 112,3 kN/m
	$\sum g_k$	**= 361,2 kN/m**
	$\sum q_k$	**= 138,9 kN/m**

N_{Ed} = 1,35 * 361,2 kN/m + 1,5 * 138,9 kN/m = **696,0 kN/m**

Bemessung

Mauerwerk (V.30.2) nach EC6-3 + NA Deutschland



Systemwerte :

Höhe h = 3,500 m
Wanddicke t = 24,0 cm
Wandbreite b = 150,0 cm
Deckenstützweite lf = 5,600 m

zweiseitig gehaltene Wand
Zwischenauflager
flächig aufgelagerte Decke

Mauerwerk = SFK 20/DM

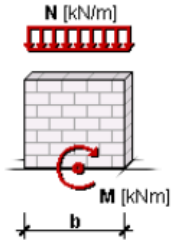
KS-Plansteine KS-P mit Dünnbettmörtel

Druckfestigkeit fk = 10,51 MN/m²
Gamma,M = 1,50 [-] für Mauerwerk
Beiwert Zeta = 0,85 [-] für Druckfestigkeit fd
Mauerwerk Gruppe 1 nach EC6-1-1, 3.1.1
Stoßfugen vermörtelt

Belastung : (Längskraft Nd bei b > 1m bezogen auf 1m !)

Vertikallast Nd am Wandkopf = 700,000 kN bzw. kN/m

Eigengewicht der Wand = 18,000 kN/m³
Gesamtlast NEd am Wandfuß = 720,412 kN bzw. kN/m
Moment MEd (z.B. aus Windscheibe) = 0,000 kNm
min.Nd am Wandkopf = 0,100 kN bzw. kN/m
(am Wandfuss min.Nd,u = 22,830 kN zur Ermittlung von e)

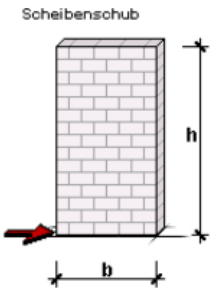


Nachweise :

Nachweis für Längsdruckkraft (EC6-3, 4.2.2):

fd = 5,95 N/mm² (Bemessungswert Druckfestigkeit)
hef = 3,150 m
rho2 = 0,900 (Faktor für Knicklänge nach NCI zu 4.2.2.4)
phi1 = 1,00 (bei Endauflagern)
phi2 = 0,66 (Berücksichtigung Knicken)
phi = 0,66 -> min(phi1; phi2)

NEd = 720,412 kN/m <= NRd = 943,754 kN/m



VEd wird vom Programm am Wandfuss angesetzt und nicht automatisch mit der Wandhöhe multipliziert und zu MEd addiert!

Schubnachweis für Scheibenschub nach EC6-1-1, 6.2:

Beiwert c = 1,186
lc,lin = 2,550 m
lcal = 2,869 m
fvk0 = 0,220 N/mm²
fbt,cal = 0,650 N/mm²
fvlt1 = 0,456 N/mm² (Reibungsversagen)
fvlt2 = 0,404 N/mm² (Steinzugversagen)
fvk = 0,404 N/mm²
fvd = 0,269 N/mm²

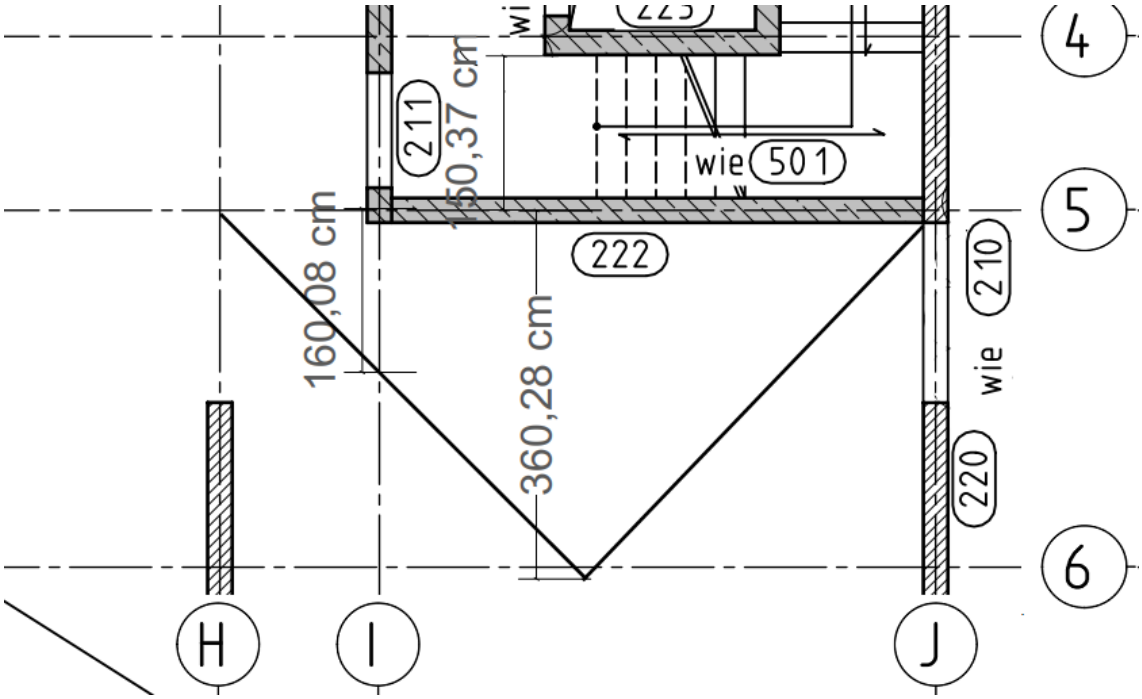
VEd = 33,800 kN <= VRdlt = 156,270 kN

Pos. 322 Innenwand, C25/30, XC1, d=24 cm

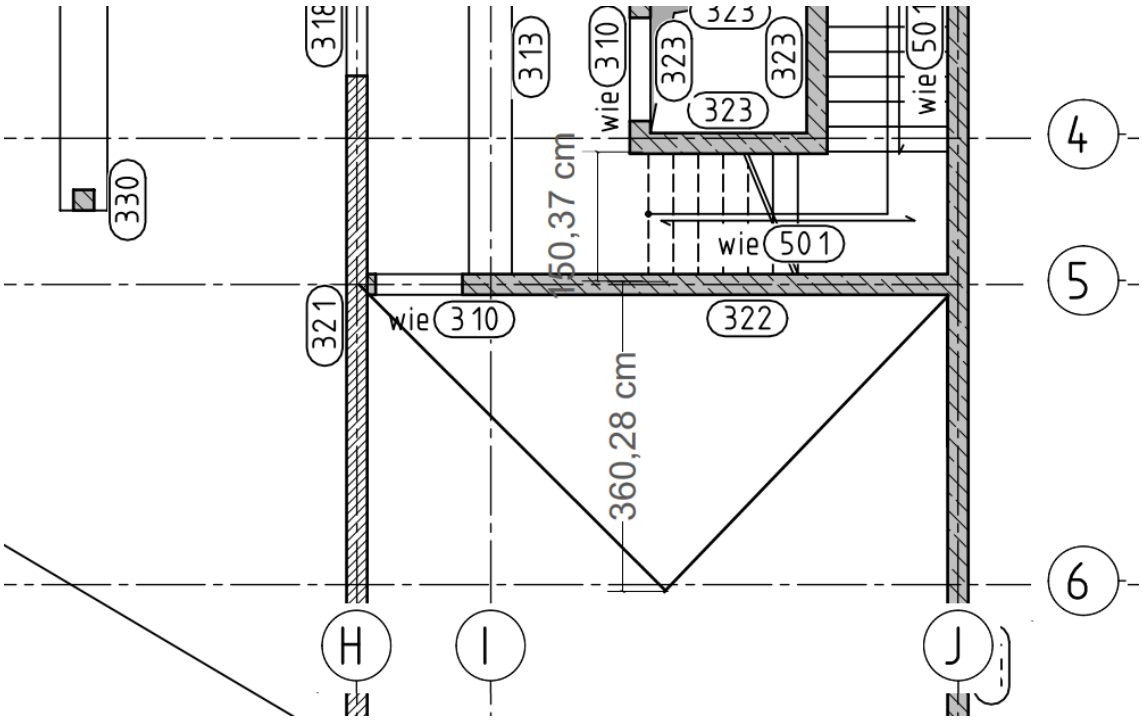
Maßgebend für die Bemessung ist die Wandscheibe 2 in Achse I-J/5.

Wandhöhe h = 4,00 m

Decke über 1.OG:



Decke über EG



Lastannahmen

Aus Wand 2.OG, Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk bzw. Stahlbeton" (s. S. 12)

g_k = 6,7 kN/m² * 3,30 m = 22,2 kN/m

Aus Decke über 1.OG, Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenräume" (s. S. 9)

g_k = 8,7 kN/m² * (3,6 + 1,5) m = 44,4 kN/m

q_k = 5,0 kN/m² * (3,6 + 1,5) m = 25,5 kN/m

Aus Wand 1.OG, Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk bzw. Stahlbeton" (s. S. 12)

g_k = 6,7 kN/m² * 3,30 m = 22,2 kN/m

Aus Decke über EG, Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenräume" (s. S. 9)

g_k = 8,7 kN/m² * (3,6 + 1,5) m = 44,4 kN/m

q_k = 5,0 kN/m² * (3,6 + 1,5) m = 25,5 kN/m

Aus Unterzug Pos. 313 (s. S. **Fehler! Textmarke nicht definiert.**ff.)

g_k = 289,2 kN / 1,0 m = 289,0 kN/m

q_k = 90,3 kN / 1,0 m = 90,3 kN/m

Aus Wand EG, Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk bzw. Stahlbeton" (s. S. 12)

g_k = 6,7 kN/m² * 3,30 m = 22,2 kN/m

Aus Aussteifung Pos. 1, EG, Wandscheibe 1/2 (s. S. **Fehler! Textmarke nicht definiert.**f.)

w_k = Z_d / γ / 1,0 m = 201,8 kN / 1,5 / 1,0 m = 134,6 kN/m

$\sum g_k$ = 444,4 kN/m

$\sum q_k$ = 275,9 kN/m

Bemessung

N_{Ed} = 1,35 * 444,4 kN/m + 1,5 * 275,9 kN/m = 1013,8 kN/m

N_{Rd} = 0,3 * f_{cd} * A_c = 0,3 * 14,2 * 1000 kN/m² * 0,24 m * 1,0 m = 1022,4 kN > 1013,8 kN

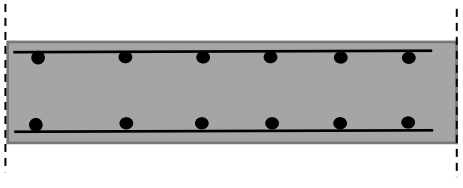
→Mindestbewehrung maßgebend

Bewehrungsvorschlag

- Lotrechte Bewehrung:
  min A_s= 0,0015 * A_c = 0,0015 * 24 cm * 100 cm = 3,6 cm²/m
  je Seite: $a_{s,min}$ = 1,80 cm²/m
  →gewählt: **Ø8/25**
- Horizontale Bewehrung:
  min $A_{s,w}$ = 0,5 * $A_{s,lotrecht}$ = 0,5 * 3,6 cm²/m = 1,8 cm²/m
  je Seite: $a_{s,min}$ = 0,9 cm²/m
  →gewählt: **Ø8/30**

Die Wände sind mit **2 ∅ 14 mm** als Zugverankerung gesichert. Siehe Windlastverteilung EG.

Betondeckung c_{nom} = 2,5 cm



Horizontal	**∅ 8 / 30**	**je Seite**
Vertikal	**∅ 8 / 25**	**je Seite**

Pos. 323 Aufzugswand, C25/30, XC1, d=25 cm

Lastannahmen

Aus Aufzugsüberfahrt Pos. 105 (s. S. 117ff.)

g_k = 6,3 kN/m
q_k = 20,8 kN/m

Aus Wände EG bis 2.OG, Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk bzw. Stahlbeton" (s. S. 12)

g_k = 6,7 kN7m² * 11,9 m = 79,8 kN/m

$\sum g_k$ = 86,1 kN/m
$\sum q_k$ = 20,8 kN/m

Bemessung

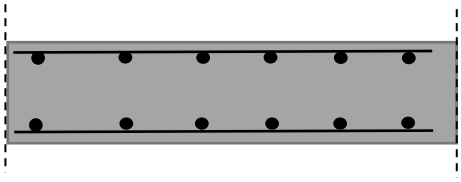
N_{Ed} = 1,35 * 86,1 kN/m + 1,5 * 20,80 kN/m = 147,5 kN/m
N_{Rd} = 0,3 * f_{cd} * A_c = 0,3 * 14,2 * 1000 kN/m² * 0,24 m * 1,0 m = 1022,4 kN > 148,1 kN

→Mindestbewehrung maßgebend

Bewehrungsvorschlag

- Lotrechte Bewehrung:
  min A_s= 0,0015 * A_c = 0,0015 * 24 cm * 100 cm = 3,6 cm²/m
  je Seite: $a_{s,min}$ = 1,80 cm²/m
  →gewählt: **Ø8/25**
- Horizontale Bewehrung:
  min $A_{s,w}$ = 0,5 * $A_{s,lotrecht}$ = 0,5 * 3,6 cm²/m = 1,8 cm²/m
  je Seite: $a_{s,min}$ = 0,9 cm²/m
  →gewählt: **Ø8/30**

Betondeckung c_{nom} = 2,5 cm



Horizontal	**∅ 8 / 30**	**je Seite**
Vertikal	**∅ 8 / 25**	**je Seite**

Pos. 324 Außenwand erdberührt, C25/30, XC3, WU, d=24 cm

Betrachtet wird die Wand in Achse 6/7-J.

Wandhöhe h	= 4,0 m
h_{Boden}	= 3,90 m
Scherwinkel φ	= 35°
Wandreibungswinkel φ_{delta}	= 2/3 * φ = 24°
Bodenwichte γ	= 19,0 kN/m³
σ_{Rd}	= 275 kN/m²

Die Stahlbetonwände im Erdgeschoss sind als WU-Konstruktion nach WU-Richtlinie herzustellen.

Es ist eine Betonrezeptur mit niedriger Wärmeentwicklung, geringem Schwindmaß und einem w/z <0,55 zu verwenden.

Betondeckung XC3 innen und außen:

Expositionsklasse: XC3

c_{nom}	= 35 mm + zusätzliche Sicherheit 5 mm	gewählt c_{nom} = 40 mm
d_{1x}	= c_{nom} + d_{Stab} / 2 = 40 mm + 14 mm / 2	= 47 mm
d_{1y}	= d_{1x} + d_{Stab} = 47 mm + 16 mm	= 63 mm
d_{1m}	= (47 mm + 63 mm) / 2	= 55 mm

Annahme **$d_{1x} = d_{1y} = 55$ mm**

Nach WU-Richtlinie 2017-12

Beanspruchungsklasse 1

für zeitweise vorhandenes drückendes Grundwasser. Der höchste zu erwartende Grundwasserstand liegt bei ca. 32,0 m NHN (Gebäudeunterkante liegt darüber bei 37,2 m NHN)

Nutzungsklasse A**

Entwurfsgrundsatz C

Festlegung von Trennrissbreiten w_k = 0,2 mm (maßgebend)

Anforderungen an Umsetzung und Planung siehe auch WU-Richtlinie 6.2

Konstruktive Maßnahmen bei Wänden:

Anordnung von Sollrissfugen < 2 * h gemäß der ausführenden Firma
Reibungsminderung durch ebene Sauberkeitsschicht aus Beton und 2-lagige PE-Folie
Haustechnik sollt 0,5 m von Außenwand angeordnet werden

Betontechnische Maßnahmen / Ausführungstechnische Maßnahmen zur Reduzierung von Verformungen

Festlegung von Betonrezepturen mit niedriger Wärmeentwicklung
Betonage mit möglichst niedrigen Frischbetontemperaturen
Langsam erhärtender Zement LH, w/z < 0,55
Frühzeitig einsetzende Nachbehandlung / Schutz vor direkter Sonneneinstrahlung
Einbindung einer Spezialfirma in die Ausführung durch die Baufirma mit Übernahme der Gewährleistung

Lastannahmen

Es wird von einem minimalen Sparrenabstand von e = 1,10 m ausgegangen.

Aus Dachbinder Pos. 101 (s. S. 70ff.)

g_k = (16,0 + 13,0) / 1,1 m = 26,4 kN/m

q_k = (4,3 + 4,3) / 1,1 = 7,9 kN/m

Aus Wand 2.OG, Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton" (s. S. 12)

g_k = 6,7 kN/m² * 3,3 m = 22,2 kN/m

Aus Holzständerwand 2.OG, Lastannahmen „Außenwand nicht tragend – Holzständerwand" (s. S. 11)

g_k = 5,2 kN/m * 7,0 m / 2 = 18,2 kN/m

Aus Decke über 1.OG, Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenräume" (s. S. 9)

g_k = 8,7 kN/m² * 7,0 m / 2 = 30,5 kN/m

q_k = 3,8 kN/m² * 7,0 m / 2 = 13,3 kN/m

Aus Wand 1.OG, Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton" (s. S. 12)

g_k = 6,7 kN/m² * 3,3 m = 22,2 kN/m

Aus Holzständerwand 1.OG, Lastannahmen „Außenwand nicht tragend – Holzständerwand" (s. S. 11)

g_k = 4,4 kN/m * 7,0 m / 2 = 15,4 kN/m

Aus Decke über EG, Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenräume" (s. S. 9)

g_k = 8,7 kN/m² * 7,0 m / 2 = 30,5 kN/m

q_k = 3,8 kN/m² * 7,0 m / 2 = 13,3 kN/m

Aus Aussteifung Pos. 1, EG Wandscheibe 11 (s. S: **Fehler! Textmarke nicht definiert.**ff.)

q_k = 166,0 kN * 3,7 m / 6,6 m / 1,0 m = 93,1 kN/m

Aus Aussteifung Pos. 1, 2.OG Holzständerwand (s. S. **Fehler! Textmarke nicht definiert.**ff.)

q_k = 12,2 kN * 4,0 m / 2,8 m / 1,0 m = 17,5 kN/m

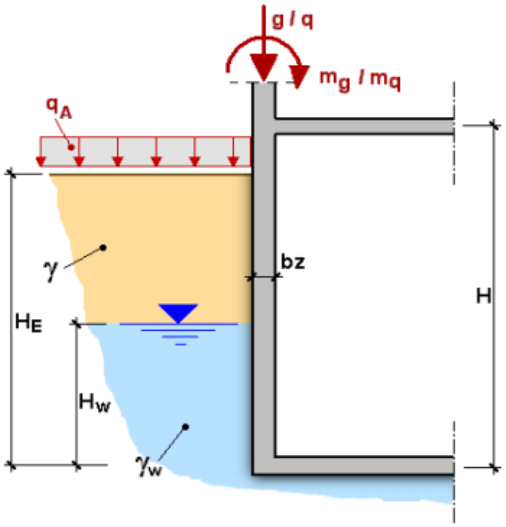
$\sum g_k$ **= 165,4 kN/m**

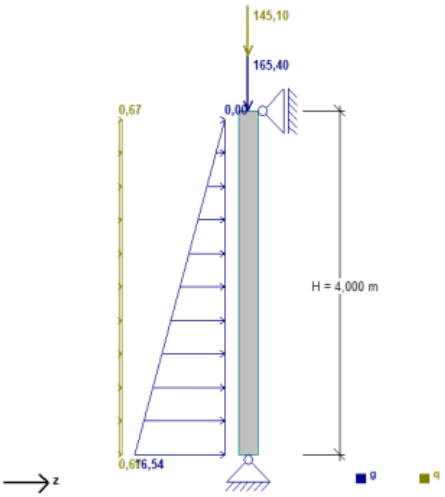
$\sum q_k$ **= 145,1 kN/m**

Auflast Boden überall (Annahme) q_k = 3,0 kN/m²

Bemessung

Kellerwand - Stahlbeton (V.29.1) nach EC2 + NA Deutschland





Die Wand wird als Druckglied mit Knickbeiwert beta = 1,00 bemessen (symmetrische Bewehrung).
Es wird ein 1m-Streifen betrachtet, die Wand ist in y-Richtung gehalten.
Die Wand ist am Wandfuss und am Wandkopf gelenkig gelagert.

Wandhöhe H =	4,000 m
Wandstärke bz =	24,0 cm
Anschütthöhe HE =	3,900 m
Höhe Grundwasser =	0,000 m
Gamma Boden =	19,000 kN/m³
Gamma Boden Auftrieb =	11,000 kN/m³
Erddruckbeiwert kh =	0,223 [-]

d1 = 5,00 cm (Randabstand Bewehrung)

Beton: C25/30
Betonstahl: B500 (A,B)

Einstellungen für Rissnachweis

Betondeckung c = 5,5 cm
Rissweite wk = 0,20 mm
fct,eff = 1,50 N/mm² (gew.: mind. 1,50 N/mm²)
- horizontal: --> zentrischer Zwang aus abfließender Hydratationswärme
  --> Zwang im frühen Betonalter
  --> Stabdurchmesser: Ø12,0 mm
- vertikal: --> Zwang aus äußeren Lasten (quasi-ständig)
  --> Stabdurchmesser: Ø12,0 mm

Belastungen

Eigengewicht der Wand wird mit 25,0 kN/m³ berücksichtigt

Linienlast g am Wandkopf =	165,400 kN/m
Linienlast q am Wandkopf =	145,100 kN/m
Kopfmoment mg =	0,000 kNm/m
Kopfmoment mq =	0,000 kNm/m
Geländeauflast qA =	3,000 kN/m²

Bemessung (Druckglied):	**z - Richtung**
Knicklänge:	4,000 m
Trägheitsradius i:	28,87 cm
Schlankheit Lambda:	57,74
Normalkraft NEd:	-394,307 kN
bezogene Normalkraft Nue:	-0,116
Schnittmoment MEd:	23,766 kNm
Ausmitte e0 = MEd/NEd:	6,027 cm
ungewollte Ausmitte ea:	1,000 cm
Kriechausmitte ek:	ohne Ansatz
Beiwert K1:	1,000
max.zul.Lambda:	46,98
Beiwert K2 (iteriert):	1,000
Ausmitte Th.II.O. e2:	4,068 cm
Gesamtausmitte e,tot:	11,095 cm
Bemessungsmoment MEd,bem:	43,750 kNm

Bemessung für Druckkraft mit und ohne Ausmitte (mit KSNW nach Th.II.O.)

erf.As,tot: 1,70 cm²/m

Bewehrungsgehalt Mue: 0,1 %
Mindestbewehrung min.As,tot: 7,20 cm²/m

Querkraftbewehrung:

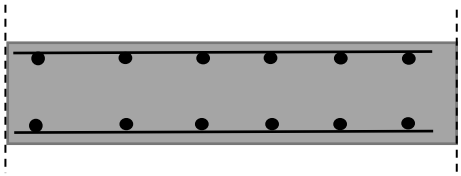
Wandkopf: asw = 0,00 cm²/m²; VEd = 15,723 kN/m
Wandfuss: asw = 0,00 cm²/m²; VEd = 23,716 kN/m

Rissbewehrung:

horizontal: erf.minAs (je Seite aus Rissnachweis) = 8,31 cm²/m
vertikal: erf.minAs (aus Rissnachweis für quasi-ständ. Last) = 0,00 cm²/m (Querschnitt überdrückt)

Bewehrungsvorschlag:

Betondeckung c_{nom} = 3,5 cm



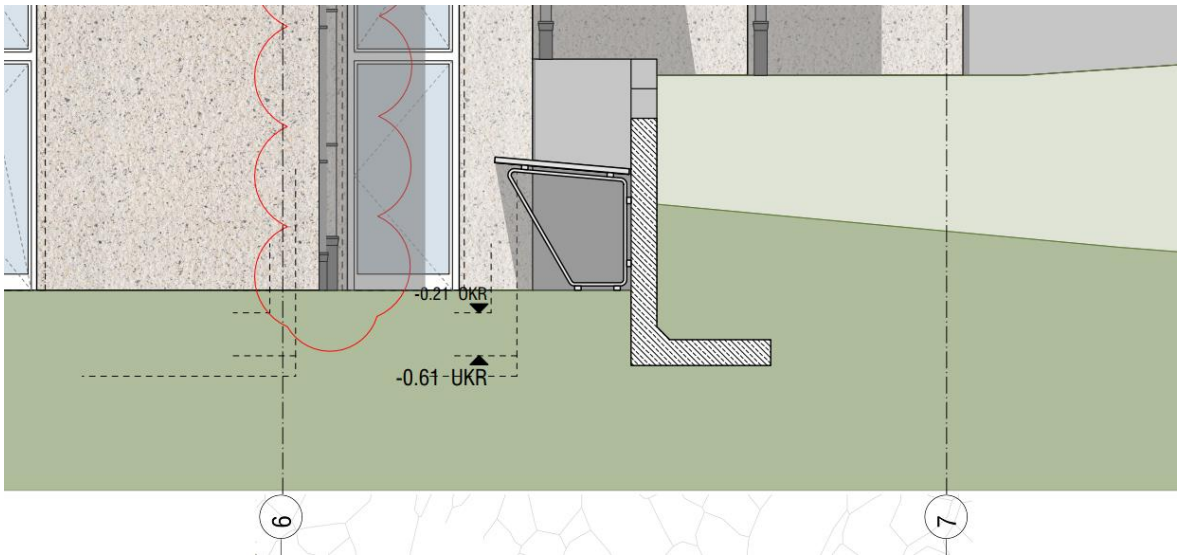
Horizontal ∅ 12 / 12,5 **je Seite**

Vertikal ∅ 8/ 12,5 **je Seite**

Ggf. erf. Zugverankerung an Wandenden gem. Pos. 1.

Pos. 326 Winkelstützwand, C25/30, XC4, d=24 cm

Wandhöhe h	= 2,90 m
$h_{Boden\ links}$	= 0,00 m
$h_{Boden\ rechts}$	= 1,80 m
Scherwinkel φ	= 35°
Wandreibungswinkel φ_{delta}	= 2/3 * φ = 24°
Sohlreibungswinkel φ_S	= 2/3 * φ = 24°
Bodenwichte γ	= 19,0 kN/m³
σ_{Rd}	= 240 kN/m²



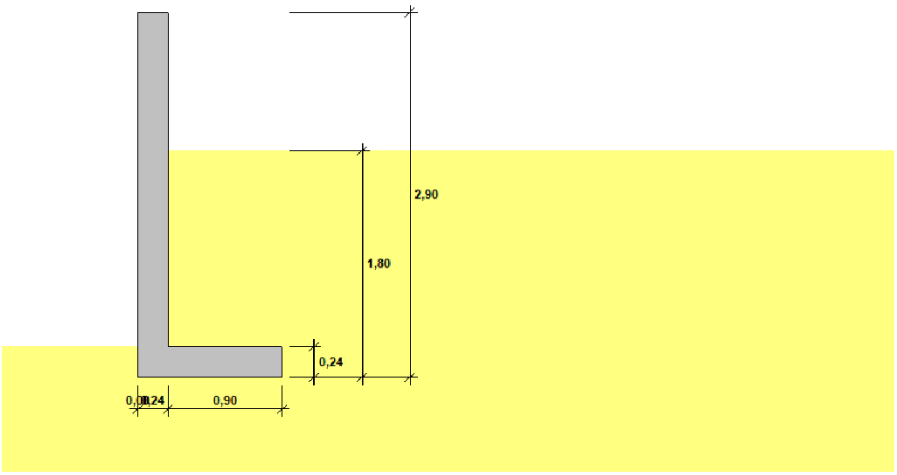
Lastannahmen

Die Lastannahmen basieren auf Annahmen.

Aus Gelände, rechte Seite q_k = 3,0 kN/m²

Bemessung

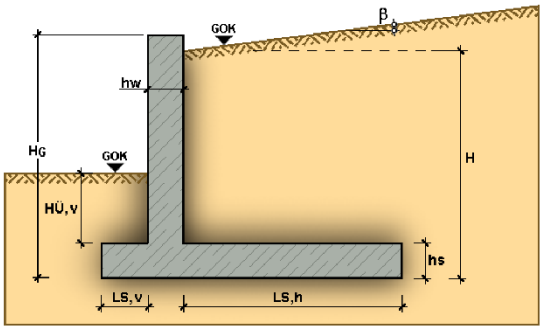
Winkelstützwand (V.27.2) nach EC2 / EC7 + NA Deutschland



Systemwerte :

--> äußere Standsicherheit für aktiven Erddruck

--> Bemessung für aktiven Erddruck



Böschungsneigung beta =	0,0 °
Wandhöhe HG =	2,900 m
Anschütthöhe H =	1,800 m
Höhe Überschüttung vorne HÜ,v =	0,000 m
Dicke Sporn hs =	0,240 m
Wanddicke hw =	0,240 m
Länge vorderer Sporn LS,v =	0,000 m
Länge hinterer Sporn LS,h =	0,900 m
Wandfläche im Querschnitt A =	0,912 m²
Bodenpressung Sigma,Rd =	240,000 kN/m²
spez. Gewicht Boden rechts =	19,000 kN/m³
spez. Gewicht Boden links =	19,000 kN/m³
Scherwinkel Phi =	35,000 °
Wandreibungswinkel Delta =	24,000 °
Sohlreibungswinkel Phi,S =	24,000 °

Erddruck vor Wand / vorderen Sporn wird nicht angesetzt!
Vertikaler Erddruck an der fiktiven Wand wird angesetzt!

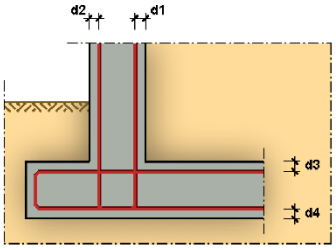
Erddruckbeiwerte kah / kph =	0,223 / 3,690 [-] (aktiver Erddruck für äußere Standsicherheit)
Erddruckbeiwerte kah / kph =	0,223 / 3,690 [-] (aktiver Erddruck für Bemessung)

Beton = C25/30
Betonstahl = B500 (A,B)

Einstellungen für Rissnachweis

Betondeckung c = 3,5 cm
Rissweite wk = 0,40 mm
- Wand (horizontal): --> zentrischer Zwang aus abfließender Hydratationswärme
  --> Zwang im frühen Betonalter
  --> Stabdurchmesser: Ø10 mm
- Fundament (längs): --> zentrischer Zwang aus abfließender Hydratationswärme
  --> Zwang im frühen Betonalter
  --> Stabdurchmesser: Ø10 mm

Randabstände Bewehrung

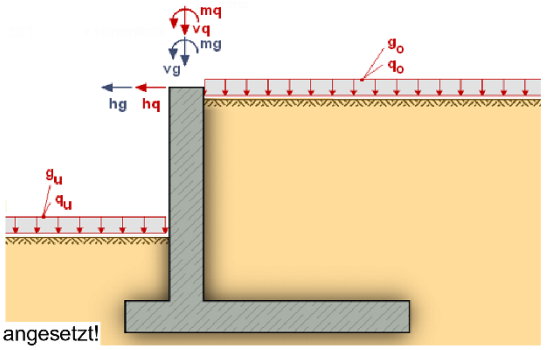


d1 = 6,0 cm
d2 = 6,0 cm
d3 = 6,0 cm
d4 = 6,0 cm
c = 4,0 cm (Betondeckung für Querkraftbemessung)

Belastung :

Flächenlasten:
Flächenlast go = 0,00 kN/m² (ständig)
Flächenlast qo = 3,00 kN/m² (veränderlich)
Flächenlast gu = 0,00 kN/m² (ständig)
Flächenlast qu = 3,00 kN/m² (veränderlich)

Lasten am Wandkopf:
Vertikallast vg = 0,00 kN/m (ständig)
Vertikallast vq = 0,00 kN/m (veränderlich)
Horizontallast hg = 0,00 kN/m (ständig)
Horizontallast hq = 0,00 kN/m (veränderlich)
Moment mg = 0,00 kNm/m (ständig)
Moment mq = 0,00 kNm/m (veränderlich)
Das Eigengewicht der Stützwand wird mit 25,0 kN/m³ angesetzt!



Nachweis Standsicherheit:

LFK 1 = nur ständige Lasten
LFK 2 = Vollast, jedoch ohne veränderliche Flächenlast qo
LFK 3 = Vollast, jedoch ohne veränderliche Flächenlast qu
LFK 4 = Vollast
LFK 5 = ständige Lasten auf Wand und veränderliche Flächenlast qo
LFK 6 = ständige Lasten auf Wand und veränderliche Flächenlast qu
LFK 7 = ständige Lasten auf Wand und veränderliche Flächenlasten qo + qu

Nachweis Gleitsicherheit nach EC7:
eta = (Rt,d + Ept,d) / Td >= 1.00

γR,h = 1,100 [-] (Sicherheitsbeiwert Gleitwiderstand)

LFK 1: eta = 2,29 >= 1.00
LFK 2: eta = 2,29 >= 1.00
LFK 3: eta = 2,04 >= 1.00
LFK 4: eta = 2,04 >= 1.00
LFK 5: eta = 2,04 >= 1.00
LFK 6: eta = 2,29 >= 1.00
LFK 7: eta = 2,04 >= 1.00

Nachweis Kippsicherheit nach EC7:
LFK 1: vorh.e = 0,121 m <= zul.e = 0,190 m
LFK 2: vorh.e = 0,121 m <= zul.e = 0,380 m
LFK 3: vorh.e = 0,122 m <= zul.e = 0,380 m
LFK 4: vorh.e = 0,122 m <= zul.e = 0,380 m
LFK 5: vorh.e = 0,122 m <= zul.e = 0,380 m
LFK 6: vorh.e = 0,121 m <= zul.e = 0,380 m
LFK 7: vorh.e = 0,122 m <= zul.e = 0,380 m

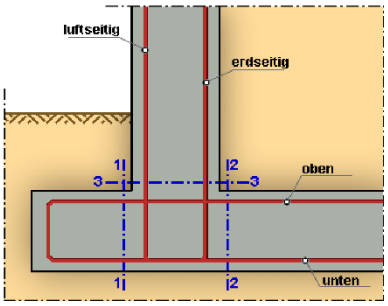
Nachweis Bodenpressung: --> Designwerte (gamma-fach)

LFK	Sigma,l,d [kN/m²]	Sigma,r,d [kN/m²]	klaffende Fuge?	Sigma,med,d [kN/m²]	Ausnutzung [-]
1	101,855	22,571	nein	78,991	0,33
2	101,855	22,571	nein	78,991	0,33
3	109,266	23,678	nein	84,612	0,35
4	109,266	23,678	nein	84,612	0,35
5	109,266	23,678	nein	84,612	0,35
6	99,736	24,690	nein	78,991	0,33
7	109,266	23,678	nein	84,612	0,35

Bemessung:

Beton: C25/30
☑ -Betonstahl: B500 (A,B)
☑ Grenze x/d <= 0.45 eingehalten (Biegung)
☑ Mindestbewehrung (Mindestmomente nach EC2) wird berücksichtigt

a) Bewehrung Anschnitt hinterer Sporn (Schnitt 2)
mEd = -7,04 kNm/m; nEd =11,09 kN/m
erf.as,u = 0,00 cm²/m
erf.as,o = 1,21 cm²/m
min.as = 3,08 cm²/m (Mindestbewehrung EC2)
vEd = 0,57 kN/m
vRd,c = 92,73 kN/m
vRd,max = 318,22 kN/m
erf.as,v = 0,00 cm²/m² (Querkraftbewehrung)

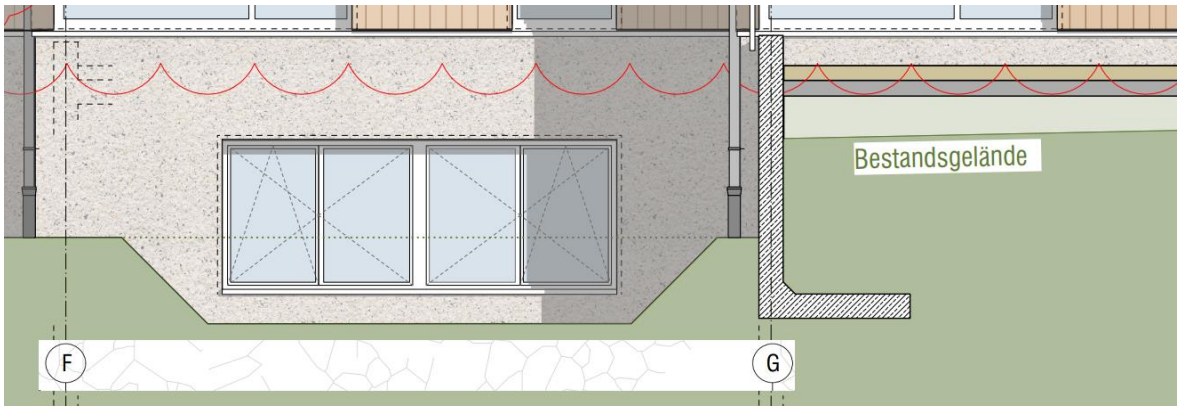


b) Bewehrung unterer Wandanschnitt (Schnitt 3)
mEd = 6,05 kNm/m; nEd =-21,55 kN/m
erf.as,i = 0,41 cm²/m (erdseitig)
erf.as,a = 0,00 cm²/m (luftseitig)
min.as = 3,08 cm²/m (Mindestbewehrung EC2)
vEd = 8,54 kN/m
vRd,c = 92,73 kN/m
vRd,max = 318,22 kN/m
erf.as,v = 0,00 cm²/m² (Querkraftbewehrung)

Rissbewehrung:
Wand (horizontal): erf.as (je Seite aus Rissnachweis) = 5,37 cm²/m
Fundament (längs): erf.as (o+u aus Rissnachweis) = 5,37 cm²/m

Pos. 327 Winkelstützwand, C25/30, XC4, d=24 cm

Wandhöhe	h	= 2,90 m
$h_{Boden\ links}$		= 2,00 m
$h_{Boden\ rechts}$		= 2,90 m
Scherwinkel φ		= 35°
Wandreibungswinkel φ_{delta}		= 2/3 * φ = 24°
Sohlreibungswinkel φ_S		= 2/3 * φ = 24°
Bodenwichte γ		= 19,0 kN/m³
σ_{Rd}		= 240 kN/m²



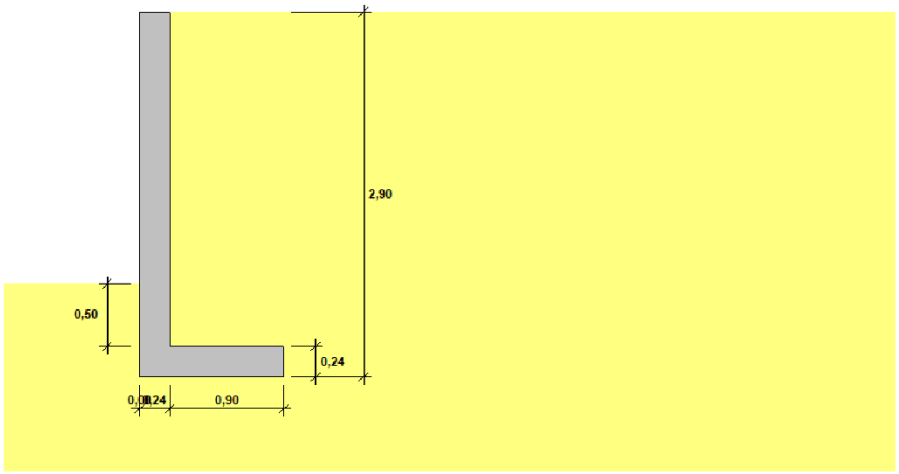
Lastannahmen

Die Lastannahmen basieren auf Annahmen.

Aus Gelände, rechte Seite q_k = 3,0 kN/m²

Bemessung

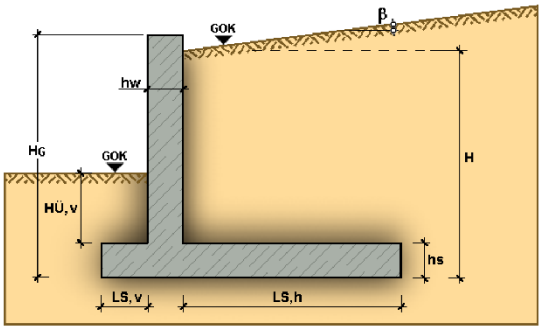
Winkelstützwand (V.27.2) nach EC2 / EC7 + NA Deutschland



Systemwerte :

--> äußere Standsicherheit für aktiven Erddruck

--> Bemessung für aktiven Erddruck



Böschungsneigung beta =	0,0 °
Wandhöhe HG =	2,900 m
Anschütthöhe H =	2,900 m
Höhe Überschüttung vorne HÜ,v =	0,500 m
Dicke Sporn hs =	0,240 m
Wanddicke hw =	0,240 m
Länge vorderer Sporn LS,v =	0,000 m
Länge hinterer Sporn LS,h =	0,900 m
Wandfläche im Querschnitt A =	0,912 m²
Bodenpressung Sigma,Rd =	240,000 kN/m²
spez. Gewicht Boden rechts =	19,000 kN/m³
spez. Gewicht Boden links =	19,000 kN/m³
Scherwinkel Phi =	35,000 °
Wandreibungswinkel Delta =	24,000 °
Sohlreibungswinkel Phi,S =	24,000 °

Erddruck vor Wand / vorderen Sporn wird nicht angesetzt!

Vertikaler Erddruck an der fiktiven Wand wird angesetzt!

Erddruckbeiwerte kah / kph =	0,223 / 3,690 [-] (aktiver Erddruck für äußere Standsicherheit)
Erddruckbeiwerte kah / kph =	0,223 / 3,690 [-] (aktiver Erddruck für Bemessung)

Beton = C25/30

Betonstahl = B500 (A,B)

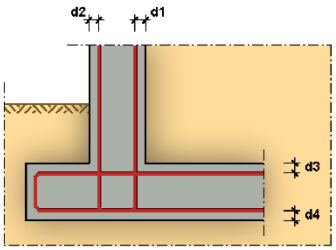
Einstellungen für Rissnachweis

Betondeckung c = 3,5 cm

Rissweite wk = 0,40 mm

- Wand (horizontal): --> zentrischer Zwang aus abfließender Hydratationswärme
  --> Zwang im frühen Betonalter
  --> Stabdurchmesser: Ø10 mm
- Fundament (längs): --> zentrischer Zwang aus abfließender Hydratationswärme
  --> Zwang im frühen Betonalter
  --> Stabdurchmesser: Ø10 mm

Randabstände Bewehrung

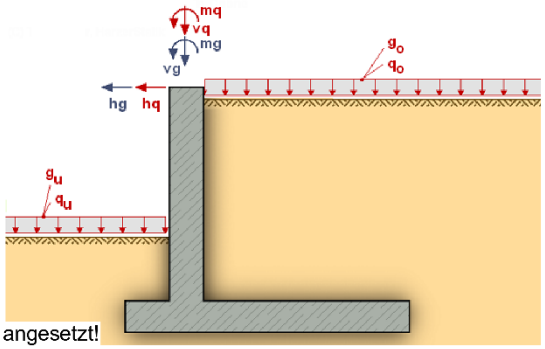


d1 = 6,0 cm
d2 = 6,0 cm
d3 = 6,0 cm
d4 = 6,0 cm
c = 4,0 cm (Betondeckung für Querkraftbemessung)

Belastung :

Flächenlasten:

Flächenlast go =	0,00 kN/m² (ständig)
Flächenlast qo =	3,00 kN/m² (veränderlich)
Flächenlast gu =	0,00 kN/m² (ständig)
Flächenlast qu =	3,00 kN/m² (veränderlich)



Lasten am Wandkopf:

Vertikallast vg =	0,00 kN/m (ständig)
Vertikallast vq =	0,00 kN/m (veränderlich)
Horizontallast hg =	0,00 kN/m (ständig)
Horizontallast hq =	0,00 kN/m (veränderlich)
Moment mg =	0,00 kNm/m (ständig)
Moment mq =	0,00 kNm/m (veränderlich)

Das Eigengewicht der Stützwand wird mit 25,0 kN/m³ angesetzt!

Nachweis Standsicherheit:

LFK 1 = nur ständige Lasten
LFK 2 = Vollast, jedoch ohne veränderliche Flächenlast qo
LFK 3 = Vollast, jedoch ohne veränderliche Flächenlast qu
LFK 4 = Vollast
LFK 5 = ständige Lasten auf Wand und veränderliche Flächenlast qo
LFK 6 = ständige Lasten auf Wand und veränderliche Flächenlast qu
LFK 7 = ständige Lasten auf Wand und veränderliche Flächenlasten qo + qu

Nachweis Gleitsicherheit nach EC7:
eta = (Rt,d + Ept,d) / Td >= 1.00

γR,h = 1,100 [-] (Sicherheitsbeiwert Gleitwiderstand)

LFK 1: eta = 1,28 >= 1.00
LFK 2: eta = 1,28 >= 1.00
LFK 3: eta = 1,20 >= 1.00
LFK 4: eta = 1,20 >= 1.00
LFK 5: eta = 1,20 >= 1.00
LFK 6: eta = 1,28 >= 1.00
LFK 7: eta = 1,20 >= 1.00

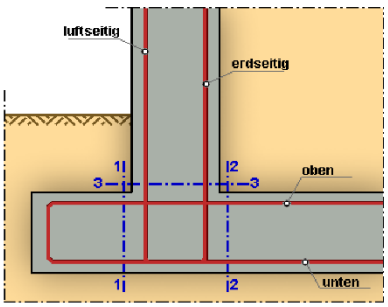
Nachweis Kippsicherheit nach EC7:
LFK 1: vorh.e = 0,189 m <= zul.e = 0,190 m
LFK 2: vorh.e = 0,189 m <= zul.e = 0,380 m
LFK 3: vorh.e = 0,206 m <= zul.e = 0,380 m
LFK 4: vorh.e = 0,206 m <= zul.e = 0,380 m
LFK 5: vorh.e = 0,206 m <= zul.e = 0,380 m
LFK 6: vorh.e = 0,189 m <= zul.e = 0,380 m
LFK 7: vorh.e = 0,206 m <= zul.e = 0,380 m

Nachweis Bodenpressung: --> Designwerte (gamma-fach)

LFK	Sigma,l,d [kN/m²]	Sigma,r,d [kN/m²]	klaffende Fuge?	Sigma,med,d [kN/m²]	Ausnutzung [-]
1	180,276	0,264	nein	135,207	0,56
2	180,276	0,264	nein	135,207	0,56
3	199,252	0,000	ja	148,719	0,62
4	199,252	0,000	ja	148,719	0,62
5	199,252	0,000	ja	148,719	0,62
6	176,862	3,678	nein	135,207	0,56
7	199,252	0,000	ja	148,719	0,62

Bemessung:
Beton: C25/30
☑ -Betonstahl: B500 (A,B)
☑ Grenze x/d <= 0.45 eingehalten (Biegung)
☑ Mindestbewehrung (Mindestmomente nach EC2) wird berücksichtigt

a) Bewehrung Anschnitt hinterer Sporn (Schnitt 2)
mEd = -25,01 kNm/m; nEd =27,00 kN/m
erf.as,u = 0,00 cm²/m
erf.as,o = 3,97 cm²/m
min.as = 3,08 cm²/m (Mindestbewehrung EC2)
vEd = 19,05 kN/m
vRd,c = 92,73 kN/m
vRd,max = 318,22 kN/m
erf.as,v = 0,00 cm²/m² (Querkraftbewehrung)



b) Bewehrung unterer Wandanschnitt (Schnitt 3)
mEd = 27,51 kNm/m; nEd =-21,55 kN/m
erf.as,i = 3,14 cm²/m (erdseitig)
erf.as,a = 0,00 cm²/m (luftseitig)
min.as = 3,08 cm²/m (Mindestbewehrung EC2)
vEd = 22,93 kN/m
vRd,c = 92,73 kN/m
vRd,max = 318,22 kN/m
erf.as,v = 0,00 cm²/m² (Querkraftbewehrung)

Rissbewehrung:
Wand (horizontal): erf.as (je Seite aus Rissnachweis) = 5,37 cm²/m
Fundament (längs): erf.as (o+u aus Rissnachweis) = 5,37 cm²/m

Pos. 330 Stütze, C25/30, XC1, b/h=24/24 cm

Es folgt die Bemessung der Stahlbetonstütze Pos. 330.

Lastannahmen

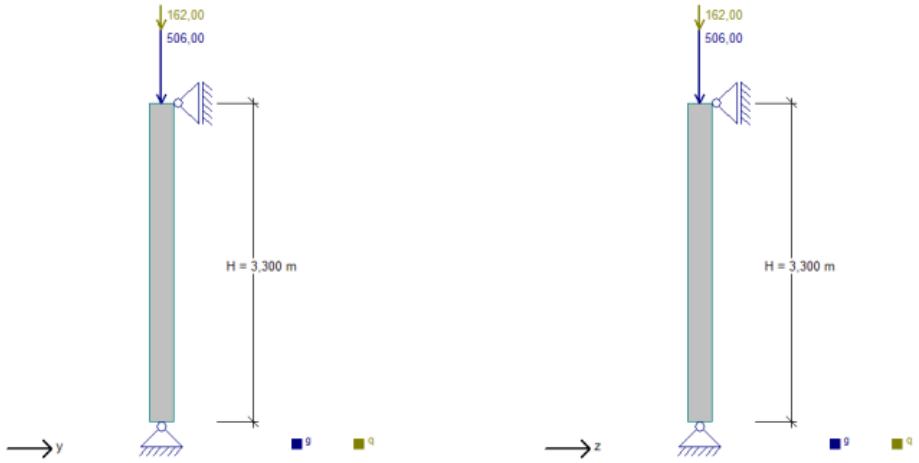
Aus Unterzug Pos. 312 (s. S. 234ff.)

G_k = **506,0 kN**
Q_k = **162,0 kN**

Das Eigengewicht wird programmintern berücksichtigt.

Bemessung

Stahlbetonstütze (V.29.1) nach EC2 + NA Deutschland



Rechteckstütze als Pendelstütze
beta,y = 1,00
beta,z = 1,00
Stütze in y - und z - Richtung frei
Berechnung als Stütze (Mindest- und Höchstbewehrung)

Stützenhöhe H = 3,300 m
by = 24,0 cm
bz = 24,0 cm
d1 = 5,00 cm (Randabstand Bewehrung oben/unten)
d2 = 5,00 cm (Randabstand Bewehrung seitlich)
Bewehrung in Ecken konzentriert

Beton: C25/30 (Kriechzahl Phi = 2,85)
Betonstahl: B500 (A)

Belastungen
Eigengewicht Stütze wird mit 25,0 kN/m³ berücksichtigt

Kategorie für Nutzlasten = A, B: Wohn-, Arbeits- und Büroräume
Kategorie für Schneelasten = Schnee für Orte bis NN + 1000

Knotenlasten: Einwirkungen (EW) --> 1 = ständig g 2 = Schnee s 3 = Wind w 4 = Nutzlast q 5 = Erdbeben E

Lastart	Richtung	EW	F / M [kN / kNm]	ey [cm]	ez [cm]	Bemerkung
Einzellast	vertikal	1	506,000	0,0	0,0	
Einzellast	vertikal	4	162,000	0,0	0,0	

Keine Stablasten vorhanden!

Bemessung - Knicken in:	**y - Richtung**	**z - Richtung**
Knicklänge:	3,300 m	3,300 m
Trägheitsradius iz / iy:	6,93 cm	6,93 cm
Schlankheit Lambda:	47,63	47,63
Normalkraft NEd:	932,515 kN	932,515 kN
bezogene Normalkraft Nue:	1,143	1,143
Schnittmoment MEd:	0,000 kNm	0,000 kNm
Ausmitte e0 = MEd/NEd:	0,000 cm	0,000 cm
ungewollte Ausmitte ea:	0,825 cm	0,825 cm
Kriechausmitte ek:	0,148 cm	0,148 cm
Beiwert K1:	1,000	1,000
max.zul.Lambda:	25,00	25,00
Beiwert Kr (iteriert):	0,422	0,422
Ausmitte Th.II.O. e2:	1,169 cm	1,169 cm
Gesamtausmitte e,tot:	1,994 cm	1,994 cm
Bemessungsmoment MEd,bem:	18,596 kNm	18,596 kNm

Bemessung für LFK = 1,35*G + 1,50*Q

erf.As,tot: 12,86 cm² **(Brandschutznachweis beachten!)**

Bewehrungsgehalt Mue: 2,232 %
Mindestbewehrung min.As,tot: 3,22 cm²

Ausmitte nach EC2-1-1, 6.1(4) wird bei Th.I.O. als ea angesetzt

Querkraftnachweis:
cv,l = 3,00 cm
Bei zweiachsiger Querkraft erfolgt Bemessung gem. Verfahren Prof. Mark
max.Vy = 0,00 kN / zugeh.Vz = 0,00 kN
max.Vz = 0,00 kN / zugeh.Vy = 0,00 kN
Theta = °
VRd,c = 0,00 kN
VRd,max = kN
min.as,q = 0,00 cm²/m (Mindestbewehrung)
erf.as,q = 0,00 cm²/m

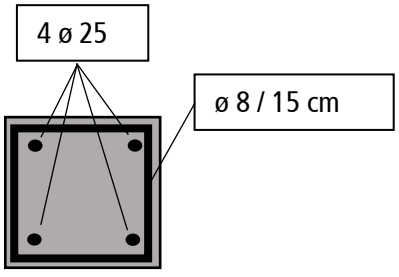
Nachweis Brandschutz: DIN EN 1992-1-2, Tabelle 5.2a

Es ist sicherzustellen, dass die Anforderungen für die Anwendung der Tabelle 5.2a erfüllt sind!
Für die Ermittlung von NRd wird das Maximum aus erforderlicher Bewehrung (Normalbemessung) und ggf. gewählter Bewehrung angesetzt!
Feuerwiderstandsdauer: R30
NRd = 932,52 kN
NEd,fi = 554,60 kN
vorh. Ausnutzung Mue,fi = 0,59 [-]
zul. Ausnutzung Mue,fi = 0,70 [-]
vorh. Ausnutzung alpha,1 <= zul. Ausnutzung alpha,1 --> Bewehrung aus Normalbemessung ausreichend!
erf.min.a = 28 mm <= vorh.a = d1 = 50 mm

Anschlussbewehrung am Stützenfuss:
Beton unter Stütze = C25/30
erf.As = 2,68 cm²
Mue = 0,47 %

Bewehrungsvorschlag:

Betondeckung c_{nom} = 2,5 cm

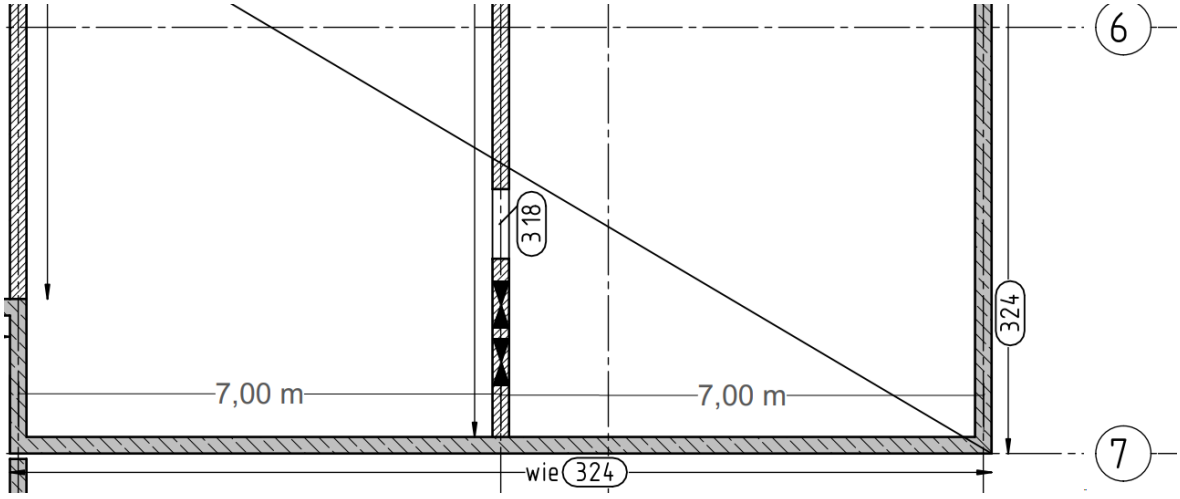


Pos. 341 Deckengleicher Unterzug, C25/30, XC1, b/h = 24x24cm

In Achse H-6/7 befinden sich unter der Decke zwei Wanddurchbrüche mit b/h = 70/30 cm. Die Durchbrüche verteilen sich insgesamt übe eine Länge von 1,55 m. Somit wird im Folgenden ein deckengleicher Unterzug als 1 m breite Platte über eine Länge von 1,8 m bemessen.

L_{max} = 1,8 m

Statische Höhe d = 0,24 m – 0,05 m = 0,19 m



Lastannahmen

Es wird von einem minimalen Sparrenabstand von e = 1,10 m ausgegangen.

Aus Dachbinder Pos. 101 (s. S. 70ff.)

g_k = (16,0 + 13,0) kN / 1,1 m = 17,3 kN/m

q_k = (4,3 + 4,3) kN / 1,1 m = 7,9 kN/m

Aus Wand 2.OG, Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton“ (s. S. 12)

g_k = 6,7 kN/m² * 3,3 m = 22,2 kN/m

Aus Decke über 1.OG, Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenräume“ (s. S. 9)

g_k = 8,7 kN/,m² * (7,0 + 7,0) m / 2 = 60,9 kN/m

q_k = 5,0 kN/m² * (7,0 + 7,0) m / 2 = 35,0 kN/m

Aus Wand 1.OG, Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton“ (s. S. 12)

g_k = 6,7 kN/m² * 3,3 m = 22,2 kN/m

Aus Decke über EG, Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenräume“ (s. S. 9)

g_k = 8,7 kN/,m² * (7,0 + 7,0) m / 2 = 60,9 kN/m

q_k = 5,0 kN/m² * (7,0 + 7,0) m / 2 = 35,0 kN/m

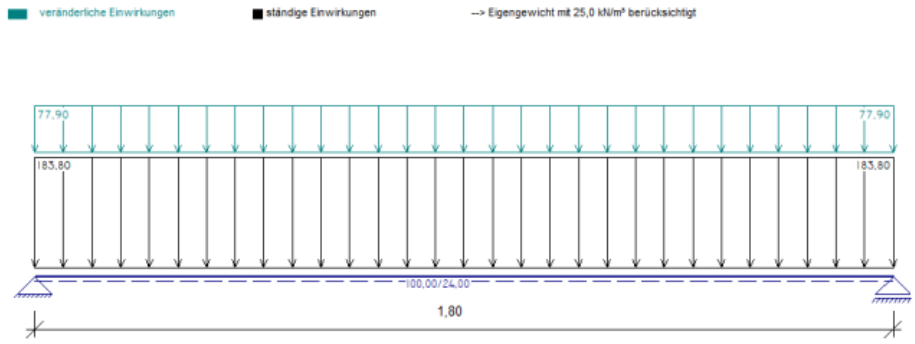
$\sum g_k$ = **183,8 kN/m**

$\sum q_k$ = **77,9 kN/m**

Das Eigengewicht wird programmintern berücksichtigt.

Bemessung

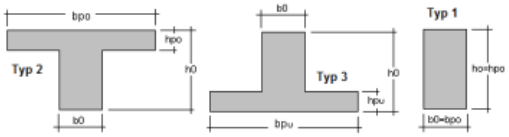
Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland



Systemwerte :

links gelenkig gelagert

rechts gelenkig gelagert



Feld	Feldlänge [m]	b0 [cm]	h0 [cm]	bpo/u [cm]	hpo/u [cm]	QS-Typ
1	1,800	100,00	24,00	100,00	24,00	1

Lager	Lagerung	Länge [cm]
1	direkt	24,0
2	direkt	24,0

Belastung: (EWA = Einwirkungsart)

Einwirkungsart 1=Wohn-/Aufenthaltsräume
Einwirkungsart 2=Büros
Einwirkungsart 3=Versammlungsräume
Einwirkungsart 4=Verkaufsräume
Einwirkungsart 5=Lagerräume
Einwirkungsart 6=Schneelasten H <= 1000m NN
Einwirkungsart 7=Schneelasten H > 1000m NN
Einwirkungsart 8=Windlasten
Einwirkungsart 9=Temperatur (nicht Brand)
Einwirkungsart 10=Kategorie F (F <=30 kN)
Einwirkungsart 11=Kategorie G (F<=160 kN)
Einwirkungsart 12=Kategorie H (Dächer)
Einwirkungsart 13=sonstige Einwirkungen
Einwirkungsart 14=Wind alternativ zu Nr.8
Einwirkungsart 15=Erdbeben

g über Gesamtlänge = 183,800 kN/m

q über Gesamtlänge = 77,900 kN/m aus Einwirkungsart 1

Eigengewicht der Konstruktion wird mit 25,0 kN/m³ berücksichtigt

Schnee- u. Windlasten werden nicht feldweise angesetzt, sondern als Vollast!

Feldschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):

Feld	max.MEd [kNm]	min.MEd [kNm]	abs.max.VEd [kN]
1	151,097	0,000	335,772

Lagerschnittgrößen (mit Teilsicherheitsbeiwerten):

Lager	min.MEd [kNm]	max.MEd [kNm]	min.VEd-li. [kN]	max.VEd-li. [kN]	min.VEd-re. [kN]	max.VEd-re. [kN]
1	0,000	0,000				335,772
2	0,000	0,000	-335,772			

Auflagerkräfte (ohne Teilsicherheitsbeiwerte):

Lager	max.F [kN]	min.F [kN]	F aus g [kN]	F aus q* [kN]	Vollast g+q [kN]
1	240,93	170,82	170,82	70,11/0,00	240,93
2	240,93	170,82	170,82	70,11/0,00	240,93

Stahlbetonträger (V.30.1) nach EC2 + NA Deutschland:

Beton: C25/30
Betonstahl: B500 (A,B)
d1 = 5,00 cm (Achsabstand Bewehrung unten) --> Betondeckung c,vl,unten = 3,5 cm
d2 = 5,00 cm (Achsabstand Bewehrung oben) --> Betondeckung c,vl,oben = 3,5 cm

- ☑ Grenze x/d <= 0.45 eingehalten (Biegung)
- ☑ Stützmomente am Anschnitt ermittelt (Mindestmomente berücksichtigt)
- ☑ Längsbewehrung nicht gestaffelt
- ☑ Mindestbewehrung berücksichtigt
- ☑ an Endauflagern wird eine Bewehrung gemäß DIN EN 1992-1-1, 9.2.1.2 (1) erm

Keine Zulage erforderlich, wird durch vorhandene Deckenbewehrung abgedeckt.

Biegebewehrung Stützen: (an Endauflagern mit Berücksichtigung von 9.2.1.2 (1))

Stütze	erf.As oben [cm²/m]	erf.As unten [cm²/m]	min.As [cm²/m]	|Mbem| [kNm]
1	4,54	0,00		37,77
2	4,54	0,00		37,77

*) Mindestmoment nach EC2

Die untere Lage der Deckenbewehrung ist um 5ø25 (24,5 cm²) zu ergänzen. Diese sind auf einer Breite von 60 cm zu verteilen.

Biegebewehrung Felder :

Feld	erf.As oben [cm²/m]	erf.As unten [cm²/m]	min.As [cm²/m]
1	0,00	22,39	2,92

Bewehrung am Endauflager:

Erforderliche Bewehrung für Verankerung am linken Endauflager = 11,19 cm²/m
Erforderliche Bewehrung für Verankerung am rechten Endauflager = 11,19 cm²/m

Querkraftbewehrung: (VRd,c,min wird angesetzt, ggfs. gewählte Bewehrung wird angesetzt)

Stütze	asw-links [cm²/m]	asw-rechts [cm²/m]	min.asw-links [cm²/m]	min.asw-rechts [cm²/m]
1	0,00	24,09	0,00	0,00
2	24,09	0,00	0,00	0,00

Stütze	VEd [kN]-links	VEd [kN]-rechts	VEd,red [kN]-links	VEd,red [kN]-rechts	VRd,c [kN]-links	VRd,c [kN]-rechts	VRd,max [kN]-li.	VRd,max [kN]-re
1	0,00	305,55	0,00	235,04		117,36	1,00	564,11
2	308,91	0,00	235,04	0,00	117,36		565,19	1,00

Stütze	Theta [°]-links	Theta [°]-rechts	cot(Theta)-links	cot(Theta)-rechts	VEd/VRd,max-li.	zul.e [cm]-li.	VEd/VRd,max-re.	zul.e [cm]-re.
1		28,1		1,9	0,000	30,0	0,542	12,0
2	28,1		1,9		0,547	12,0	0,000	30,0

Nachweis Biegeschlankheit EC2-1-1, 7.4.2:

- verformungsempfindliche angrenzende Bauteile, d.h. w <= l/500
- ab einem Momentenverhältnis |M,Stütze/M,Feld| von >= 0,50 wird eine volle Einspannung angesetzt

Feld	K [-]	Rho,0 [%]	erf.Rho [%]	erf.Rho' [%]	vorh.l/d [-]	zul.l/d [-]
1	1,00	0,50	1,18	0,00	9,47	14,18

--> erf.Rho u. erf.Rho' = Bewehrungsgehalt aus erforderlicher Biegebewehrung (Rho = unten / Rho' = oben)
--> zul.l/d auch unter Berücksichtigung der gewählten Bewehrung (Faktor = vorh.Rho/erf.Rho)

Nachweis der Verankerungslänge:

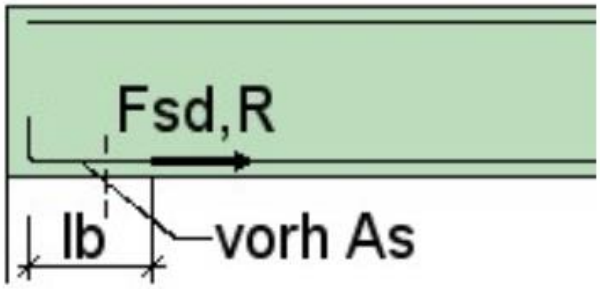
Auflagertiefe = 24 cm
Verankerungslänge = 24 cm – 3,0 cm = 21,0 cm (sichere Seite)
Zugkraft am Auflager $F_s = V_{Ed} * \cot(\Theta) / 2 = 335{,}8\ kN * 1{,}4 / 2$ = 235,1 kN
Vorhandene Bewehrungsstäbe = 5ø25 (24,5 cm² > 22,4 cm² = $A_{s,erf}$)

Nachweis siehe folgende Seite.

MZ-Stb-Endverankerung DIN EN 1992-1-1

MZ

System



Eingabewerte:

Material

Beton C25/30 fck = 25.00 N/mm² fcd = 14.17 N/mm²
(gammac=1.50 alpha=0.85 nue1=1.00 betact=2.40)
Stahl BSt.500S fyk = 500.0 N/mm² fyd = 434.8 N/mm²

Belastung

Zugkraft am Auflager Fsd,R =	235.1 kN

Endauflager

Auflagerart	direkt
Vorhandene Verankerungslänge =	0.210 m
Vorhandene Bewehrungsstäbe =	5d25g

Ergebnisse:

Verankerung Biegebewehrung am Endauflager

Verankerungskraft Fsd,R = 235.10 kN
Erforderliche Bewehrung am Auflager = 5.41 cm²

Stäbe am direkten Auflager mit Verankerungslänge = 0.210m :

5 Ø 25 mm mit geradem Stabende
As = 24.544cm² alpha1 = 1.0 lb = 1.009m = lb,rqd*(erfAs/vorhAs = 1)
vorh lb = 0.210m > = 6.0*ds = 0.150m OK
vorh lb = 0.210m > = 0.3*0.67*1.0*1.009m > = 10*ds*0.67 = 0.202m OK
FRd = 24.54*434.8/10 / 0.67 / 1.0 * 0.210 / 1.009 (< = As*fyd) = **332.98kN**

FEd = 235.10kN < = **333.0kN** = FRd (Alle Stäbe)
= > Verankerung ausreichend! OK

Nachweis der Auflagerpressung

Teilflächenpressung

$N_{Edc} \geq N_{Rd}c$

mit	a_1	=	= 0
	A_b	= 20 cm * 24 cm	= 480 cm²
	A_{ef}	= 24 cm * 24 cm	= 576 cm²
	β	= (1 + 0,3 * a_1 / h_c) * (1,5 – 1,1 * A_b / A_{ef})	
		= (1 + 0,3 * 0) * (1,5 – 1,1 * 480 / 576)	= 0,58 > **1,0**
	f_d	= 0,85 * 10,5 N/mm² / 1,5	= 0,6 N/mm²
	N_{Rdc}	= β * A_b * f_d = 1,0 * 480 cm² * 0,6 kN/cm²	= 288,0 kN
	N_{Edc}	= V_{Ed} = 235,1 kN + 24,1 kN/m * 1 m / 2	= 247,2 kN
		Hier wirkt zusätzlich die Auflagerlast aus Pos. 318 (24,1 kN/m * 1 m / 2).	

100,3 kN < 288,0 kN **Nachweis erfüllt**

Knicken auf halber Wandhöhe

$N_{Ed} \geq N_{Rd}$

mit	e_{mk}	= 0,05 * t = 0,05 * 24 cm	= 1,2 cm
	h_{ef}	= ρ_2 * h = 0,75 * 353 cm	= 265 cm
	Φ_m	= 1,14 * (1 – 2 * e_{mk} / t) – 0,024 * h_{ef} / t	
		= 1,14 * (1 – 2 * 1,2 / 24) – 0,024 * 265 cm / 24 cm	= **0,761**
			≤ 0,9 = 1 – 2 * 1,2 / 24
			= 1 – 2 * e_{mk} / t = 0,9
	N_{Rd}	= Φ_m * t * f_d * L = 0,761 * 24 cm * 0,6 kN/cm² * 24 cm	= 26,0 kN
	N_{Edc}	= V_{Ed}	= 247,2 kN (s. o.)

247,2 kN < 263,0 kN **Nachweis erfüllt**

Gewählte Auflagerfläche: **b = 24 cm, l = 24 cm, 2 cm dicke Mörtelschicht vorsehen.**

Pos. 400 Bodenplatte, C25/30, XC2, WU, h = 40 cm

Die Bodenplatte ist als WU-Konstruktion nach WU-Richtlinie herzustellen

Die Flachgründung ist auf einer mind. 0,4 m dicken eingebauten Tragschicht aufzulagern.

Betondeckung

Expositionsklasse: XC2

c_{nom} = 35 mm + zusätzliche Sicherheit 5 mm gewählt c_{nom} = 40 mm
d_{1x} = c_{nom} + d_{Stab} / 2 = 40 mm + 14 mm / 2 = 47 mm
d_{1y} = d_{1x} + d_{Stab} = 47 mm + 16 mm = 63 mm
d_{1m} = (47 mm + 63 mm) / 2 = 55 mm
Annahme **$d_{1x} = d_{1y} = 55$ mm**

WU-Konzept

Nach WU Richtlinie 2017

Beanspruchungsklasse 2
für Bodenfeuchte und an der Wand ablaufendes Wasser

Nutzungsklasse B
Feuchtestellen auf der luftseitigen Bauteiloberfläche zulässig

Entwurfsgrundsatz C
Festlegung von Trennrissbreiten w_k = 0,2 mm (maßgebend)
mit der Kombination mit im Entwurf vorgesehenen planmäßigen Dichtmaßnahmen (Verpressen der Risse nach Instandhaltungsrichtlinie DAfStb)

Anforderungen an Umsetzung und Planung siehe auch WU-Richtlinie 6.2

Konstruktive Maßnahmen bei Bodenplatten:
Verminderung der Reibung durch geglättete Sauberkeitsschicht hier als geschwabbelte Ausführung und PE-Folie ausreichend

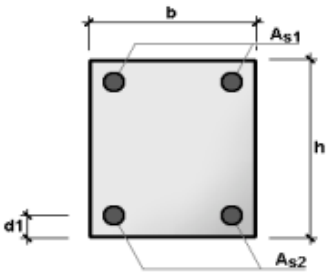
Konstruktive Maßnahmen bei Wänden:
Anordnung von Sollrissfugen < 2 * h von Hydratationsgassen (kleine Abschnitte zwischen großen)

Betontechnische Maßnahmen / Ausführungstechnische Maßnahmen zur Reduzierung von Verformungen
Festlegung von Betonrezepturen mit niedriger Wärmeentwicklung
Betonage mit möglichst niedrigen Frischbetontemperaturen
Frühzeitig einsetzende Nachbehandlung / Schutz vor direkter Sonneneinstrahlung

Rissbreitennachweis

Rissbreitenbeschränkung auf **w_k = 0,2 mm** nach WU-Richtlinie.

Rissnachweis (V.29.1) nach EC2 + NA Deutschland



Beton: C25/30
Betonstahl: B500 (A,B)
Höhe h = 30,0 cm
Breite b = 100,0 cm
d1 = 5,5 cm (Achsabstand Bewehrung)
--> Rissweite wk = 0,20 mm
--> zentrischer Zwang aus abfließender Hydratationswärme
--> Zwang im frühen Betonalter
--> Stabdurchmesser: Ø12,0 mm

Nachweise:

fct,eff = 1,30 N/mm²
Ac,t = 0,150 m²
kc = 1,00
Ac,eff = 0,138 m²
k = 0,80
SigmaS = 161,25 N/mm²
Ermittlung der Stahlspannung über direkte Berechnung, nicht über Tabelle für ds*!

min.As1 = 9,67 cm²/m **min.As2 = 9,67 cm²/m** **(= Ø12,0/11,7 cm)**

Gewählt: Grundbewehrung **# ø12/10 cm** (11,31 cm²/m)

Lastannahmen

Flächenlasten

g_k = 2,1 kN/m²
$q_{k,C1}$ = 3,8 kN/m²
$q_{k,C3}$ = 5,0 kN/m²

Aus Pos. 310 (s. S. 223ff.)

G_k = 45,4 kN
Q_k = 20,5 kN

Aus Pos. 311 (s. S. 228ff.)

Es wird von einer Lastausbreitung auf einer Länge von 1,5 m ausgegangen.

	g_k	= 450,4 kN / 1,5 m	= 300,3 kN/m
	q_k	= 168,4 kN / 1,5 m	= 112,3 kN/m

Aus Pos. 312 (s. S. 234ff.)

Das Eigengewicht der Stütze wird mit 5,0 kN (=25,0 kN/m³ * 0,24 m * 0,24 m * 3,5 m) zu den Auflagerlasten aus dem Unterzug addiert.

Auflager Achse G/H-4/5	g_k	= 175,3 kN + 5,0 kN	= 180,3 kN
	q_k		= 61,1 kN
Auflager Achse G/H-3	g_k	= 505,7 kN + 5,0 kN	= 510,7 kN
	q_k		= 161,5 kN
Auflager Achse G/H-2/3	g_k	= 120,6 kN + 5,0 kN	= 125,6 kN
	q_k		= 50,7 kN

Aus Pos. 313 (s. S. **Fehler! Textmarke nicht definiert.**ff.)

Es wird von einer Lastausbreitung auf einer Länge von 1,5 m ausgegangen.

Auflager Achse I-5	g_k	= 207,0 kN / 1,5 m	= 138,0 kN/m
	q_k	= 70,1 kN / 1,5 m	= 46,8 kN/m
Auflager Achse I-3	g_k	= 289,2 kN / 1,5 m	= 192,8 kN/m
	q_k	= 90,3 kN / 1,5 m	= 60,2 kN/m

Aus Pos. 314 (s. S. 245ff.)

Auflager Achse D-6/7	G_k	= 137,9 kN
	Q_k	= 52,3 kN
Auflager Achse E/F-6/7	G_k	= 85,1 kN
	Q_k	= 32,1 kN

Aus Pos. 315 (s. S. 250ff.)

	G_k	= 72,4 kN
	Q_k	= 29,4 kN

Aus Pos. 316 (s. S. 255ff.)

Es wird von einer Lastausbreitung auf einer Länge von 1,5 m ausgegangen.

g_k	= 251,8 kN / 1,5 m	= 167,9 kN/m
q_k	= 101,5 kN / 1,5 m	= 67,7 kN/m

Aus Pos. 317 (s. S. 260ff.)

Es wird von einer Lastausbreitung auf einer Länge von 1,5 m ausgegangen.

g_k	= 181,8 kN / 1,5 m	= 121,2 kN/m
q_k	= 49,2 kN / 1,5 m	= 32,8 kN/m

Aus Pos. 319 (s. S. 267ff.)

	G_k	= 88,1 kN
	Q_k	= 19,3 kN

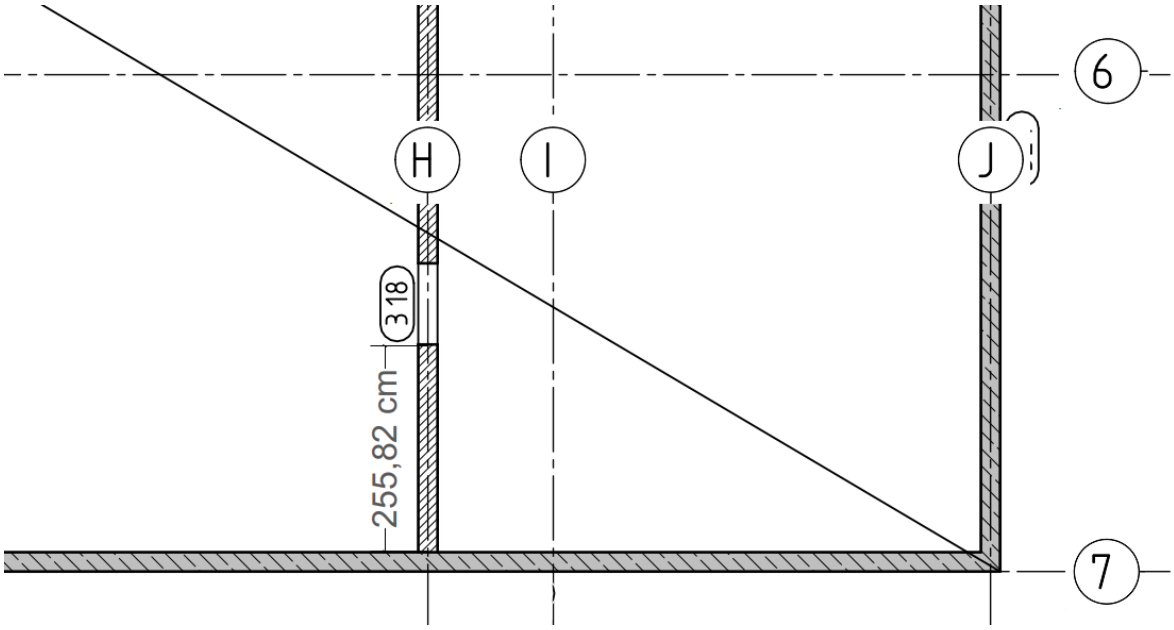
Aus Pos. 320 (s. S. 272ff.)

Das Eigengewicht der Wand wird mit 25,2 kN/m (=7,2 kN/m³ * 3,5 m) addiert

g_k	= 105,3 kN/m + 25,2 kN/m	= 130,5 kN/m
q_k		= 25,3 kN/m

Aus Innenwand Mauerwerk, maßgebend Achse H-6/7

Die bemessene Innenwand Pos. 321, wurde aufgrund der hohen Lasten aus dem Unterzug Pos. 311 als maßgebend für die Bemessung ausgewählt. Für die Belastung der Bodenplatte wird an dieser Stelle das Wandstück in Achse H-6/7 herangezogen und für die Mauerwerkswände im Innenbereich angesetzt. Es wird von einem minimalen Sparrenabstand von e = 1,10 m ausgegangen.



Aus Dachbinder Pos. 101 (s. S. 70ff.)

g_k = [(16,0 + 13,0) kN / 1,1 m + (16,0 + 13,0) kN / 1,1 m * 1,0 m / 2,55 m] * 4,4 m / 2,55m
= 29,9 kN/m

q_k = [(4,3 + 4,3) kN / 1,1 m + (4,3 + 4,3) kN / 1,1 m * 1,0 m / 2,55 m] * 4,4 m / 2,55 m
= 13,8 kN/m

Aus Wand 2.OG, Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton" (s. S. 12)

g_k = 6,7 kN/m² * 3,3 m * 3,4 m / 2,55 m = 29,5 kN/m

Aus Decke über 1.OG, Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenräume" (s. S. 9)

g_k = [8,7 kN/,m² * (7,0 + 7,0) m / 2] * 4,4 m / 2,55 m = 105,1 kN/m

q_k = [3,8 kN/m² * (7,0 + 7,0) m / 2] * 4,4 m / 2,55 m = 46,0 kN/m

Aus Wand 1.OG, Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton" (s. S. 12)

g_k = 6,7 kN/m² * 3,3 m * 3,4 m / 2,55 m = 29,5 kN/m

Aus Decke über EG, Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenräume" (s. S. 9)

g_k = [8,7 kN/,m² * (7,0 + 7,0) m / 2] * 3,05 m / 2,55 m = 72,9 kN/m

q_k = [3,8 kN/m² * (7,0 + 7,0) m / 2] * 3,05 m / 2,55 m = 31,9 kN/m

Aus Wand EG, Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton" (s. S. 12)

g_k = 6,7 kN/m² * 3,5 m = 23,5 kN/m

$\sum g_k$ = 290,4 kN/m

$\sum q_k$ = 91,9 kN/m

Aus Pos. 322 (s. S. 277ff.)

Die Aussteifungslast aus Wandscheibe 2 im EG von 134,6 kN /m wird von den veränderlichen Lasten abgezogen, weil sie separat betrachtet wird. Außerdem werden die separat aufgeführten Lasten aus Pos. 313 von g_k = 289,0 kN/m und q_k = 90,3 kN/m in dieser Position abgezogen.

g_k = 444,4 kN/m – 289,0 kN/m = 160,0 kN/m

q_k = 275,9 kN/m – 134,6 kN/m – 90,3 kN/m = 60,0 kN/m

Aus Pos. 323 (s. S. 279ff.)

g_k = 86,1 kN/m

q_k = 20,8 kN/m

Aus Pos. 324 (s. S. 280ff.)

Die Aussteifungslast aus Wandscheibe 11 im EG von 93,1 kN /m wird von den veränderlichen Lasten abgezogen, weil sie separat betrachtet wird.

g_k = 165,4 kN/m

q_k = 145,1 kN/m – 93,1 kN/m = 52,0 kN/m

Aus Pos. 501 (s. S. **Fehler! Textmarke nicht definiert.**), L = 1,4 m, überschlägliche Lastannahme

$g_{k,max}$ = 30,0 kN/m

$g_{k,min}$ = 17,5 kN/m

$q_{k,max}$ = 12,8 kN/m

$q_{k,min}$ = 7,5 kN/m

Aus Pos. 1 (s. S. **Fehler! Textmarke nicht definiert.**ff.)

Wandscheibe 1,2	D/Z_k	$= Z_d / \gamma$ = 201,8 kN / 1,5	= 134,6 kN
Wandscheibe 3	D/Z_k	$= Z_d / \gamma$ = 79,5 kN / 1,5	= 53,0 kN
Wandscheibe 4	D/Z_k	$= Z_d / \gamma$ = 59,1 kN / 1,5	= 39,4 kN
Wandscheibe 5	D/Z_k	$= Z_d / \gamma$ = 72,9 kN / 1,5	= 48,6 kN
Wandscheibe 6	D/Z_k	$= Z_d / \gamma$ = 51,9 kN / 1,5	= 34,6 kN
Wandscheibe 7	D/Z_k	$= Z_d / \gamma$ = 29,5 kN / 1,5	= 19,7 kN
Wandscheibe 8	D/Z_k	$= Z_d / \gamma$ = 25,9 kN / 1,5	= 17,3 kN
Wandscheibe 9	D/Z_k	$= Z_d / \gamma$ = 49,0 kN / 1,5	= 32,7 kN
Wandscheibe 10	D/Z_k	$= Z_d / \gamma$ = 36,6 kN / 1,5	= 24,4 kN
Wandscheibe 11	D/Z_k	$= Z_d / \gamma$ = 139,6 kN / 1,5	= 93,1 kN

Anzusetzende Bettung (gem. Bodengutachten „Ingenieurbüro für Grundbau und Umwelttechnik Günther & Lippick GbR"; Stand 26.08.2019):

$k_{s,min}$ = 10,00 MN/m³

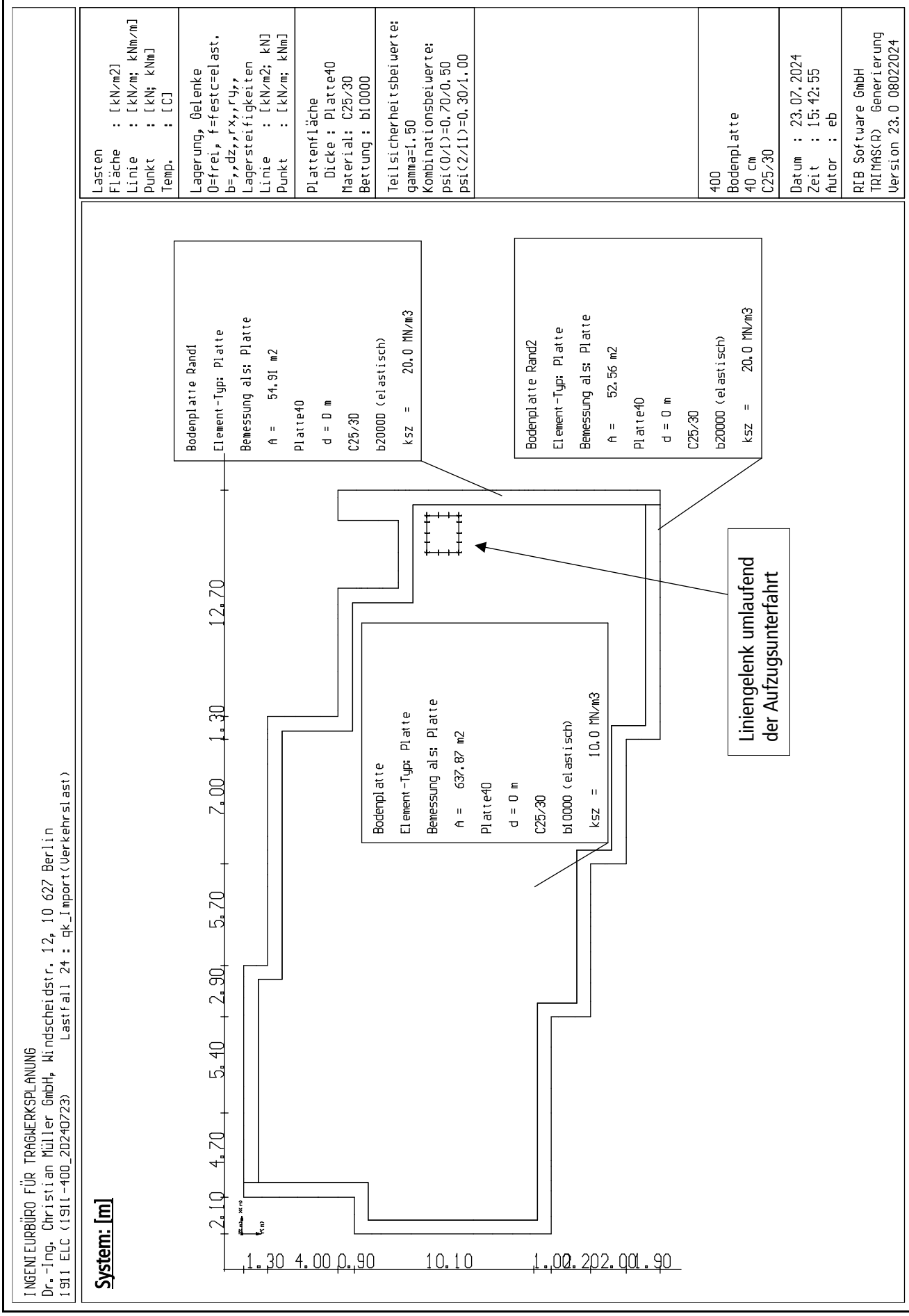
$k_{s,max}$ = 12,50 MN/m³

Erhöhung der Bettung um Faktor 2,0 am Plattenrand zulässig.

b = 2,0 * 40 cm = 80 cm Plattenrand

$k_{s,Rand}$ = 2,0 * 10,00 MN/m³ = 20,0 MN/m³

Bemessung

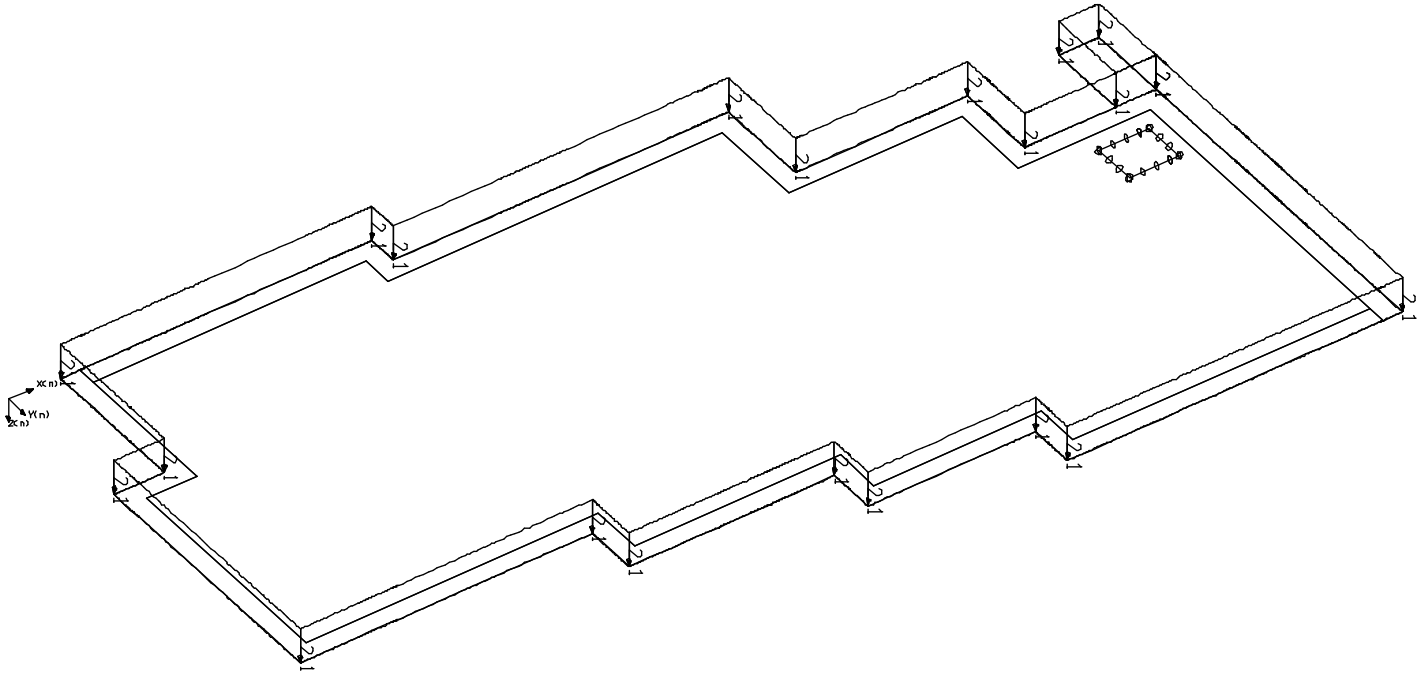

Lasten
Fläche : [kN/m2]
Linie : [kN/m; kNm/m]
Punkt : [kN; kNm]
Temp. : [C]
Lagerung, Gelenke
0=frei, f=fest<=elast.
b=,,dz,,rx,,ry,,
Lagersteifigkeiten
Linie : [kN/m2; kN]
Punkt : [kN/m; kNm]
Plattenfläche
Dicke : Platte40
Material: C25/30
Bettung : b10000
Teilsicherheitsbeiwerte:
gamma=1.50
Kombinationsbeiwerte:
psi(0/1)=0.70/0.50
psi(2/11)=0.30/1.00
400
Bodenplatte
40 cm
C25/30
Datum : 23.07.2024
Zeit : 15:42:55
Autor : eb
RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Generierung
Version 23.0 08022024
INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG
Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin
1911 ELC (1911-400_2D240723) Lastfall 24 : qk_Import(Verkehrslast)
System: [m]
Bodenplatte Rand1
Element-Typ: Platte
Bemessung als: Platte
A = 54.91 m2
Platte40
d = 0 m
C25/30
b20000 (elastisch)
ksz = 20.0 MN/m3
Bodenplatte Rand2
Element-Typ: Platte
Bemessung als: Platte
A = 52.56 m2
Platte40
d = 0 m
C25/30
b20000 (elastisch)
ksz = 20.0 MN/m3
Bodenplatte
Element-Typ: Platte
Bemessung als: Platte
A = 637.87 m2
Platte40
d = 0 m
C25/30
b10000 (elastisch)
ksz = 10.0 MN/m3
Liniengelenk umlaufend
der Aufzugsunterfahrt
2.10 4.70 5.40 2.90 5.70 7.00 1.30 12.70
1.30 4.00 0.90 10.10 1.00 2.20 2.00 1.90

Lastfall g_k Eigenlasten

Hier nur Flächenlasten dargestellt:

g = 2,1 kN/m²

Das Eigengewicht wird programmintern berücksichtigt



Lasten
Fläche : [kN/m2]
Linie : [kN/m; kNm/m]
Punkt : [kN; kNm]
Temp. : [C]

Lagerung, Gelenke
0=frei, f=festc=elast.
b=,,dz,,rx,,ry,,
Lagersteifigkeiten
Linie : [kN/m2; kN]
Punkt : [kN/m; kNm]

Plattenfläche
Dicke : Platte40
Material: C25/30
Bettung : bl0000

Teilsicherheitsbeiwerte:
gamma=1.00/1.35
Kombinationsbeiwerte:
psi(0/1)=1.00/1.00
psi(2/11)=1.00/1.00

400
Bodenplatte
40 cm
C25/30

Datum : 23.07.2024
Zeit : 15:34:39
Autor : eb

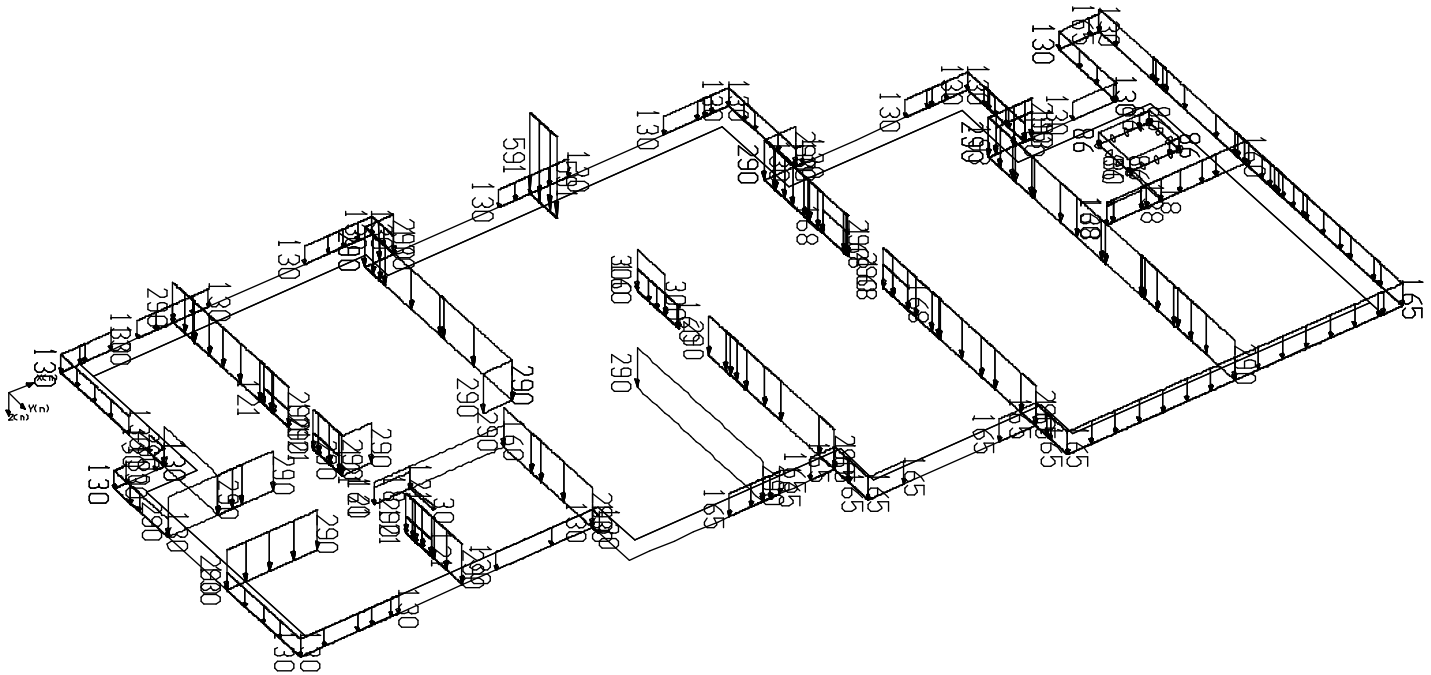
RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Generierung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Datum	Auftrag Nr.
	1911
Pos.	Seite
400	303

Lastfall g_k Eigenlasten

Hier nur Linienlasten dargestellt [kN/m]



Lasten
Fläche : [kN/m2]
Linie : [kN/m; kNm/m]
Punkt : [kN; kNm]
Temp. : [C]

Lagerung, Gelenke
0=frei, f=festc=elast.
b=,,dz,,rx,,ry,,
Lagersteifigkeiten
Linie : [kN/m2; kN]
Punkt : [kN/m; kNm]

Plattenfläche
Dicke : Platte40
Material: C25/30
Bettung : bl0000

Teilsicherheitsbeiwerte:
gamma=1.00/1.35
Kombinationsbeiwerte:
psi(0/1)=1.00/1.00
psi(2/11)=1.00/1.00

400
Bodenplatte
40 cm
C25/30

Datum : 23.07.2024
Zeit : 15:36:11
Autor : eb

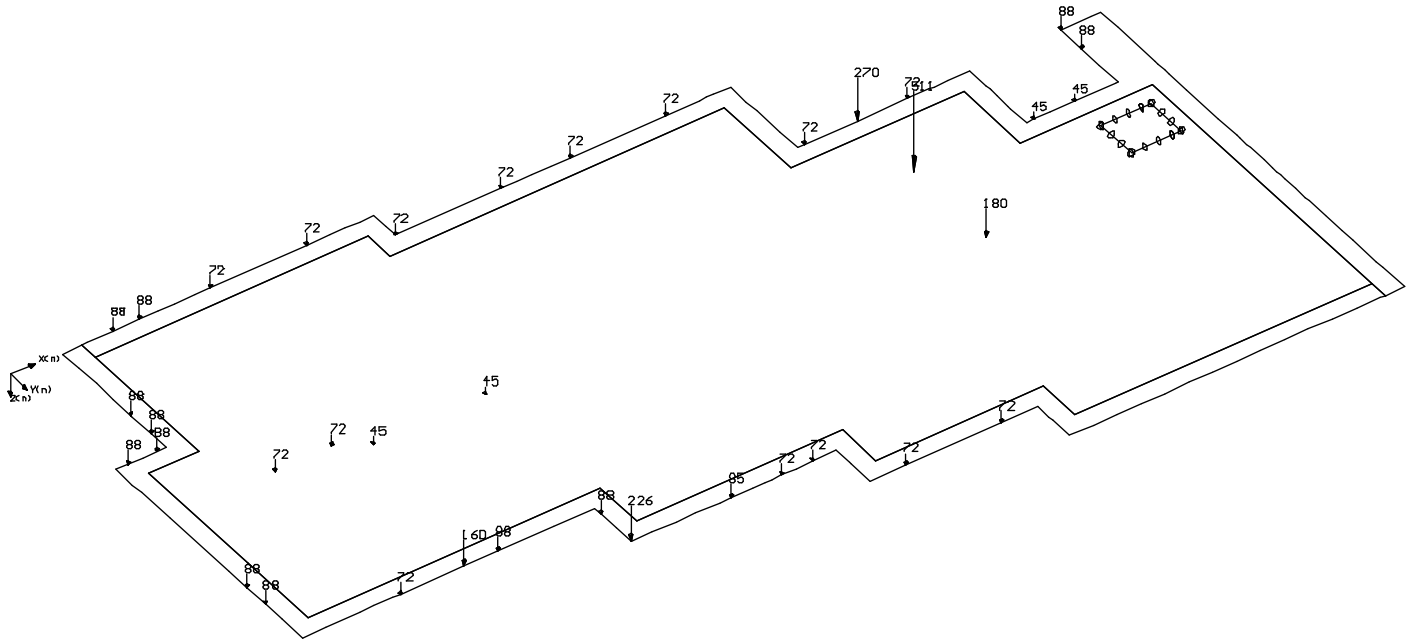
RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Generierung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Datum	Auftrag Nr.	Seite
	1911	304
Pos.		
400		

Lastfall g_k Eigenlasten

Hier nur Punktlasten dargestellt [kN]



Lasten
Fläche : [kN/m2]
Linie : [kN/m; kNm/m]
Punkt : [kN; kNm]
Temp. : [C]

Lagerung, Gelenke
0=frei, f=festc=elast.
b=,,dz,,rx,,ry,,
Lagersteifigkeiten
Linie : [kN/m2; kN]
Punkt : [kN/m; kNm]

Plattenfläche
Dicke : Platte40
Material: C25/30
Bettung : bl0000

Teilsicherheitsbeiwerte:
gamma=1.00/1.35
Kombinationsbeiwerte:
psi(0/1)=1.00/1.00
psi(2/11)=1.00/1.00

400
Bodenplatte
40 cm
C25/30

Datum : 23.07.2024
Zeit : 15:36:51
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Generierung
Version 23.0 08022024

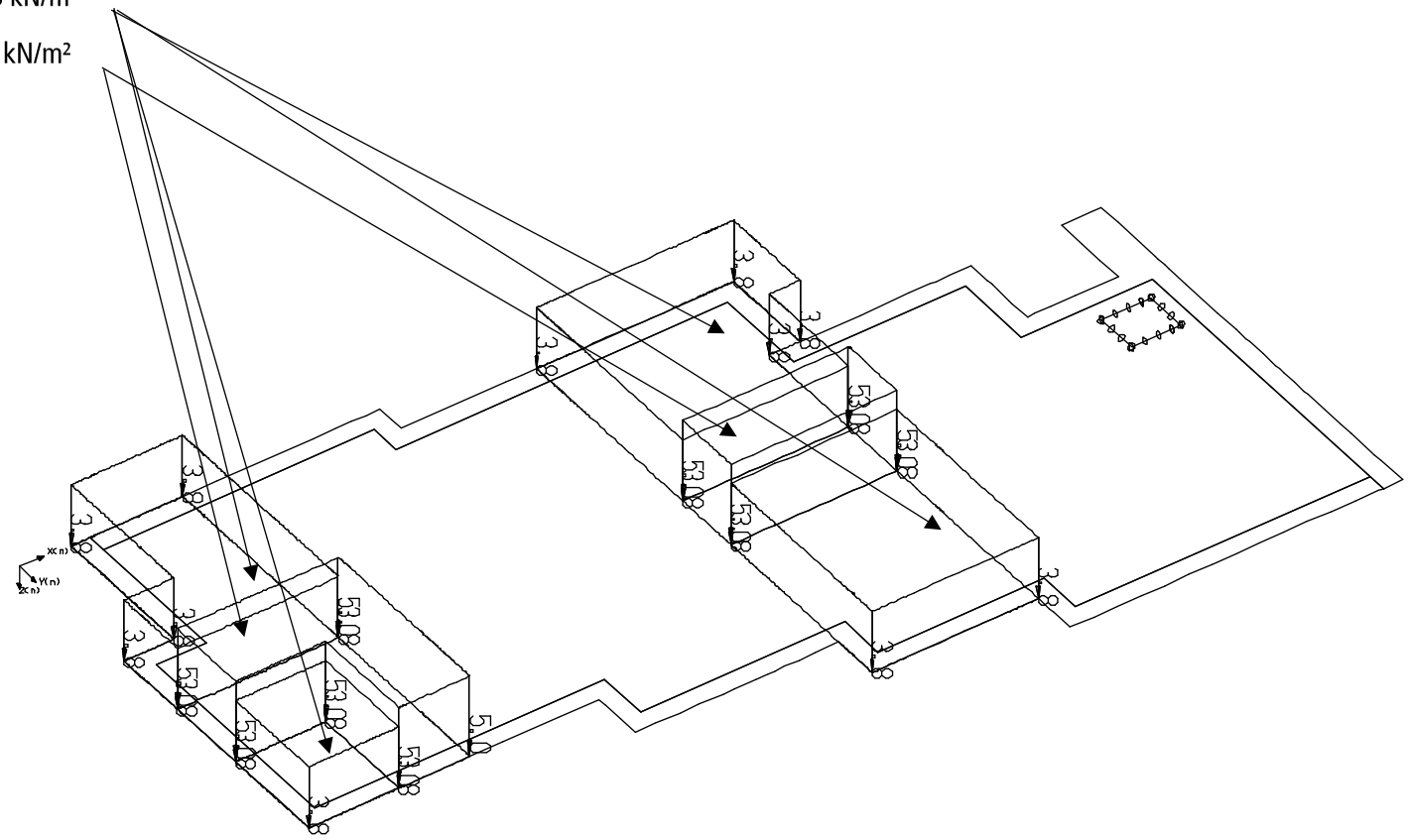
Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Auftrag Nr. 1911
Seite 305
Datum
Pos. 400

Lastfall q_{k1} Verkehr BPL

q_{C1} = 3,8 kN/m²

q_{C3}= 5,0 kN/m²



Lasten
Fläche : [kN/m2]
Linie : [kN/m; kNm/m]
Punkt : [kN; kNm]
Temp. : [C]

Lagerung, Gelenke
0=frei, f=festc=elast.
b=,,dz,,rx,,ry,,
Lagersteifigkeiten
Linie : [kN/m2; kN]
Punkt : [kN/m; kNm]

Plattenfläche
Dicke : Platte40
Material: C25/30
Bettung : bl0000

Teilsicherheitsbeiwerte:
gamma=1.50
Kombinationsbeiwerte:
psi(0/1)=0.70/0.50
psi(2/11)=0.30/1.00

400
Bodenplatte
40 cm
C25/30

Datum : 23.07.2024
Zeit : 15:37:49
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Generierung
Version 23.0 08022024

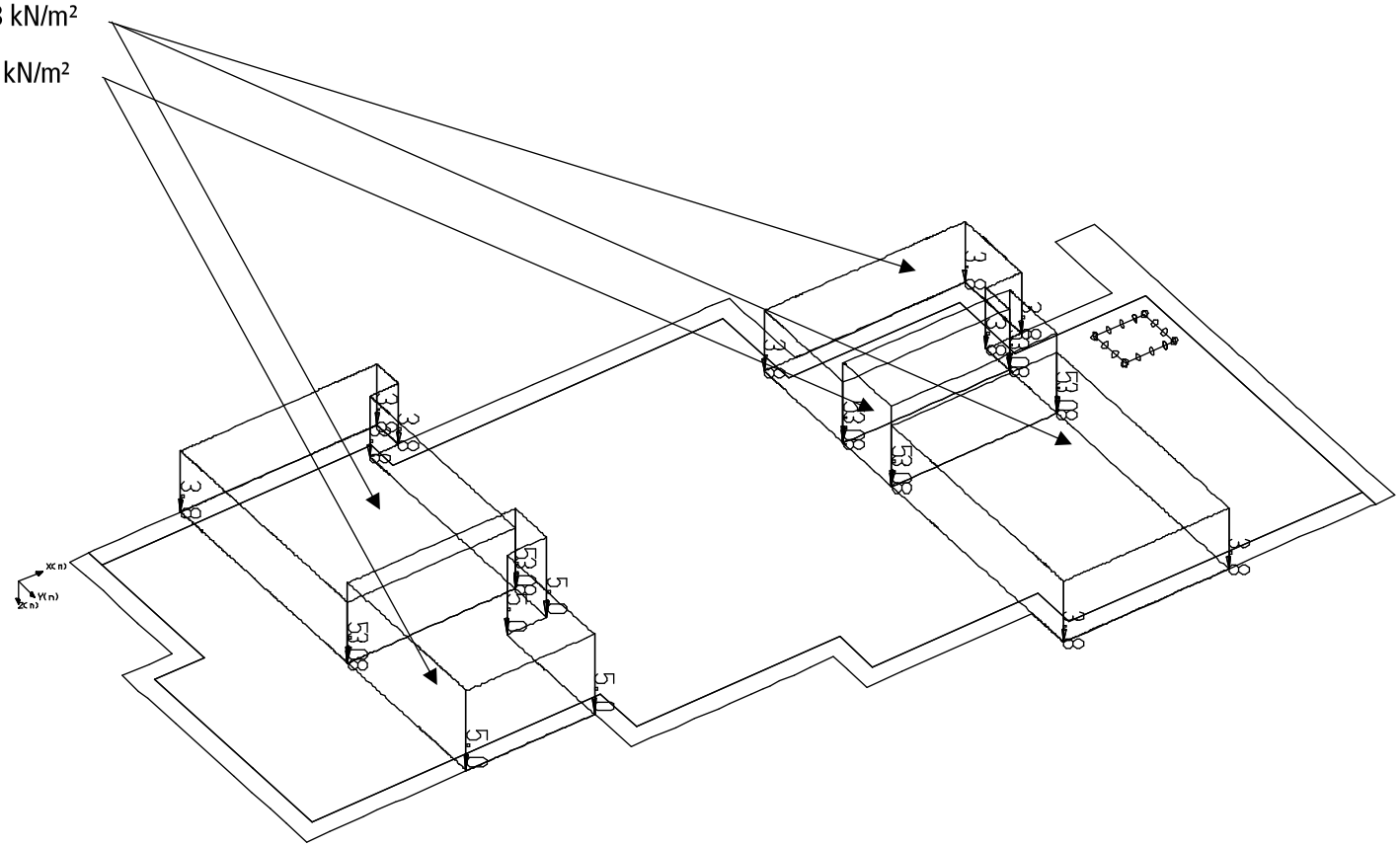
Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Auftrag Nr. 1911
Seite 306
Datum
Pos. 400

Lastfall q_{k2} Verkehr BPL

q_{C1} = 3,8 kN/m²

q_{C3}= 5,0 kN/m²



Lasten
Fläche : [kN/m2]
Linie : [kN/m; kNm/m]
Punkt : [kN; kNm]
Temp. : [C]

Lagerung, Gelenke
0=frei, f=festc=elast.
b=,,dz,,rx,,ry,,
Lagersteifigkeiten
Linie : [kN/m2; kN]
Punkt : [kN/m; kNm]

Plattenfläche
Dicke : Platte40
Material: C25/30
Bettung : bl0000

Teilsicherheitsbeiwerte:
gamma=1.50
Kombinationsbeiwerte:
psi(0/1)=0.70/0.50
psi(2/11)=0.30/1.00

400
Bodenplatte
40 cm
C25/30

Datum : 23.07.2024
Zeit : 15:38:12
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Generierung
Version 23.0 08022024

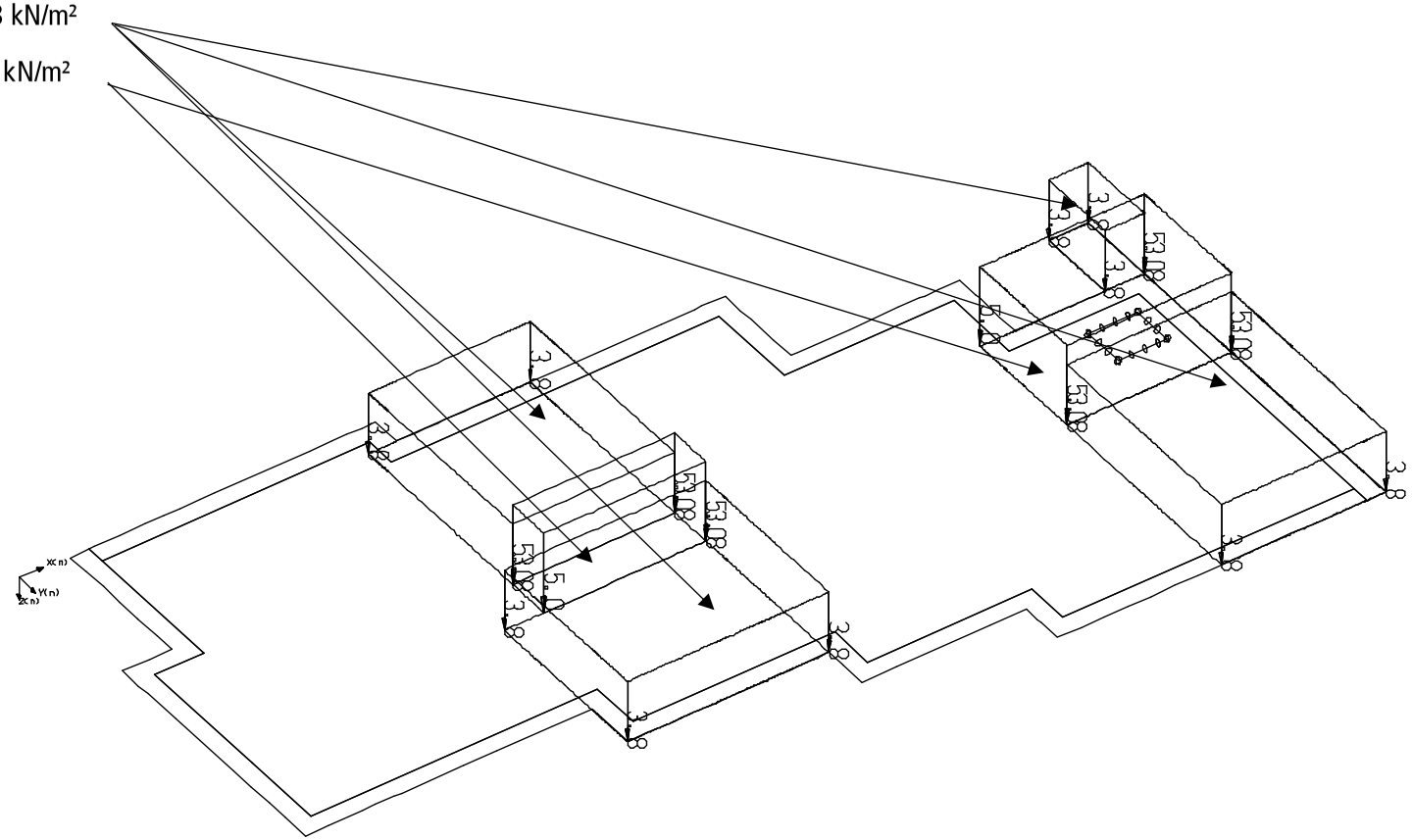
Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Auftrag Nr.	Seite
1911	307
Datum	Pos.
	400

Lastfall q_{k3} Verkehr BPL

q_{C1} = 3,8 kN/m²

q_{C3}= 5,0 kN/m²



Lasten
Fläche : [kN/m2]
Linie : [kN/m; kNm/m]
Punkt : [kN; kNm]
Temp. : [C]

Lagerung, Gelenke
0=frei, f=festc=elast.
b=,,dz,,rx,,ry,,
Lagersteifigkeiten
Linie : [kN/m2; kN]
Punkt : [kN/m; kNm]

Plattenfläche
Dicke : Platte40
Material: C25/30
Bettung : bl0000

Teilsicherheitsbeiwerte:
gamma=1.50
Kombinationsbeiwerte:
psi(0/1)=0.70/0.50
psi(2/11)=0.30/1.00

400
Bodenplatte
40 cm
C25/30

Datum : 23.07.2024
Zeit : 15:38:31
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Generierung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Auftrag Nr.	Seite
1911	308
Datum	Pos.
	400

INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG
Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin
1911 ELC (1911-400_20240723) Lastfall 24 : qk_Import(Verkehrslast)

Lasten
Fläche : [kN/m2]
Linie : [kN/m; kNm/m]
Punkt : [kN; kNm]
Temp. : [C]

Lagerung, Gelenke
0=frei, f=fest<=elast.
b=,,dz,,,rx,,ry,,
Lagersteifigkeiten
Linie : [kN/m2; kN]
Punkt : [kN/m; kNm]

Plattenfläche
Dicke : Platte40
Material: C25/30
Bettung : bl0000

Teilsicherheitsbeiwerte:
gamma=1.50
Kombinationsbeiwerte:
psi(0/1)=0.70/0.50
psi(2/11)=0.30/1.00

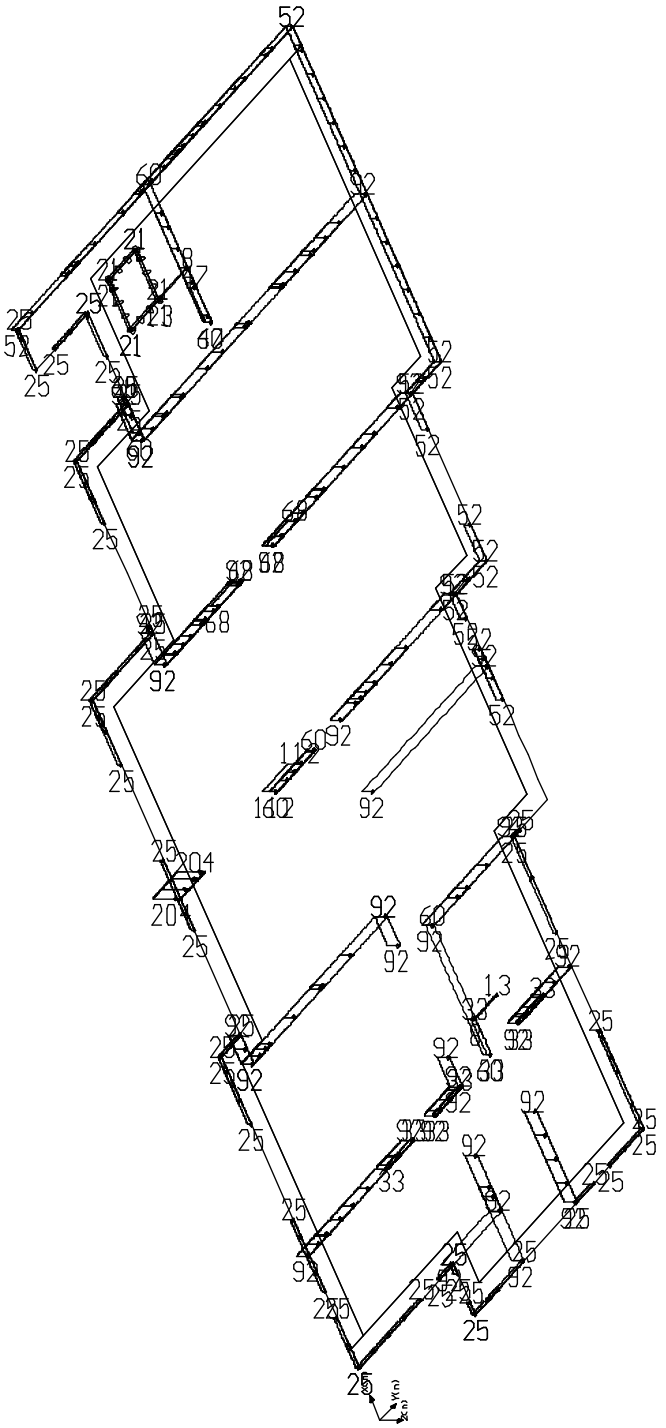
400
Bodenplatte
40 cm
C25/30

Datum : 23.07.2024
Zeit : 15:40:44
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Generierung
Version 23.0 08022024

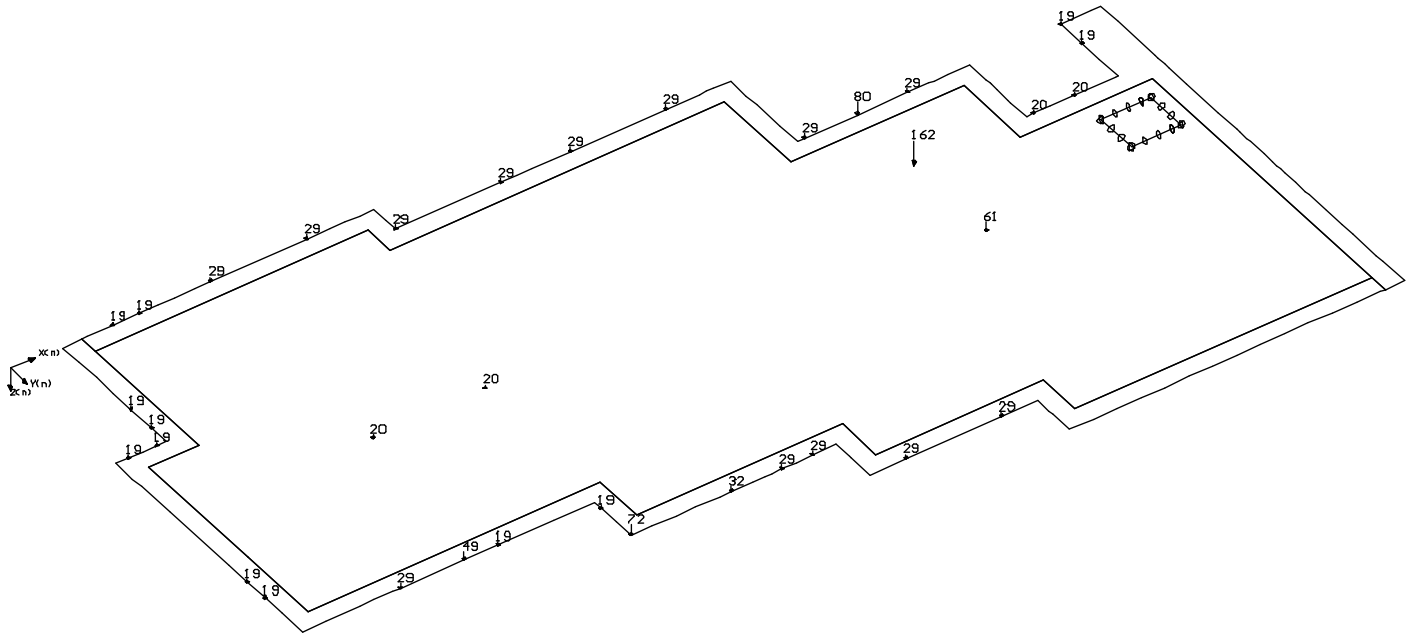
Lastfall q_k Import

Hier nur Linienlasten dargestellt [kN]



Lastfall q_k Import

Hier nur Punktlasten dargestellt [kN]



Lasten
Fläche : [kN/m2]
Linie : [kN/m; kNm/m]
Punkt : [kN; kNm]
Temp. : [C]

Lagerung, Gelenke
0=frei, f=festc=elast.
b=,,dz,,rx,,ry,,
Lagersteifigkeiten
Linie : [kN/m2; kN]
Punkt : [kN/m; kNm]

Plattenfläche
Dicke : Platte40
Material: C25/30
Bettung : bl0000

Teilsicherheitsbeiwerte:
gamma=1.50
Kombinationsbeiwerte:
psi(0/1)=0.70/0.50
psi(2/11)=0.30/1.00

400
Bodenplatte
40 cm
C25/30

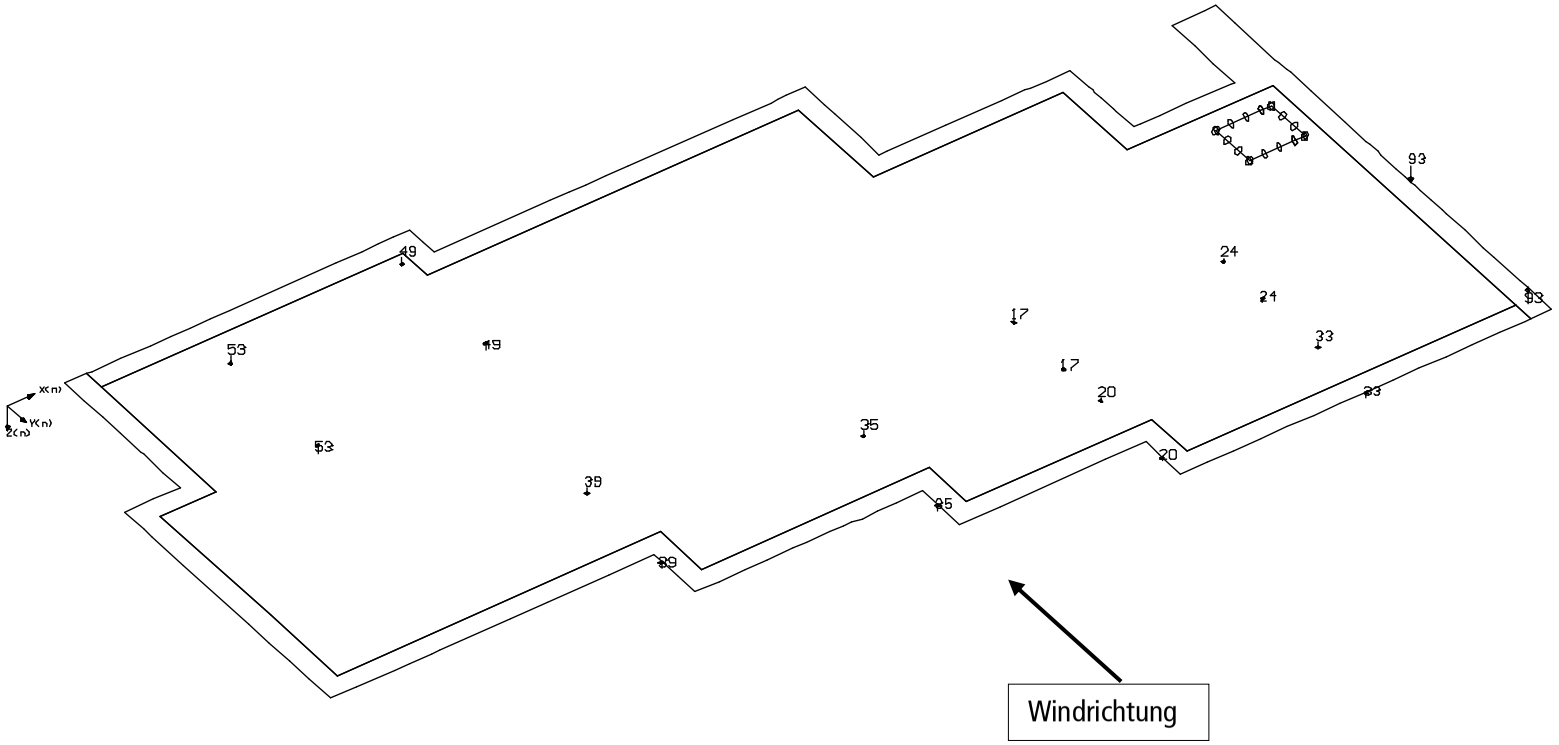
Datum : 23.07.2024
Zeit : 15:39:55
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Generierung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Datum	Auftrag Nr.
	1911
Pos.	Seite
400	310

Lastfall W_k Wind Giebelseite Druck-Zug



Lasten
Fläche : [kN/m2]
Linie : [kN/m; kNm/m]
Punkt : [kN; kNm]
Temp. : [C]

Lagerung, Gelenke
0=frei, f=festc=elast.
b=,,dz,,rx,,ry,,
Lagersteifigkeiten
Linie : [kN/m2; kN]
Punkt : [kN/m; kNm]

Plattenfläche
Dicke : Platte40
Material: C25/30
Bettung : b20000

Teilsicherheitsbeiwerte:
gamma=1.50
Kombinationsbeiwerte:
psi(0/1)=0.60/0.20
psi(2/11)=0.00/1.00

400
Bodenplatte
40 cm
C25/30

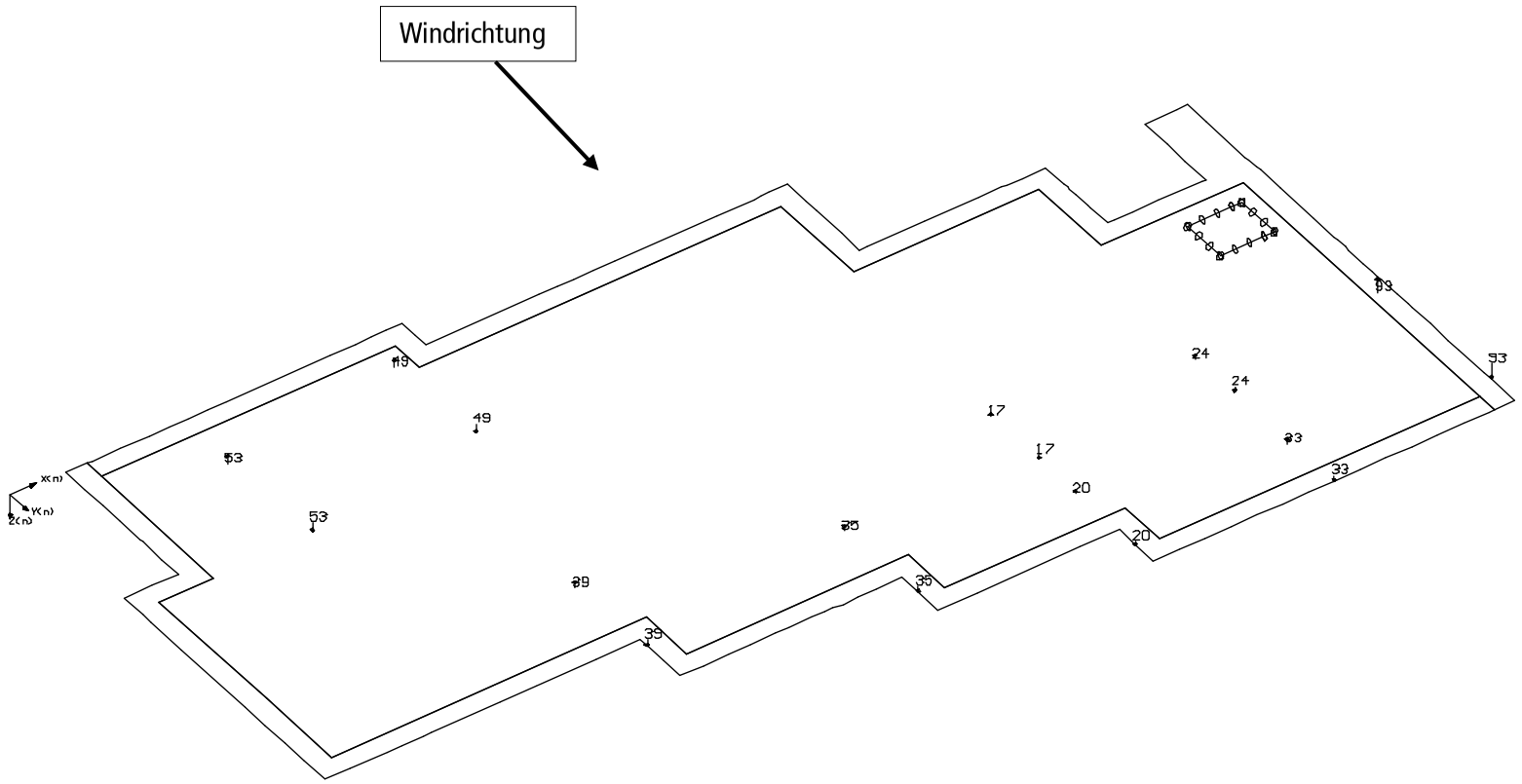
Datum : 23.07.2024
Zeit : 15:44:9
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Generierung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Auftrag Nr. 1911
Seite 311
Datum
Pos. 400

Lastfall W_k Wind Giebelseite Zug-Druck



Lasten
Fläche : [kN/m2]
Linie : [kN/m; kNm/m]
Punkt : [kN; kNm]
Temp. : [C]

Lagerung, Gelenke
0=frei, f=festc=elast.
b=,,dz,,rx,,ry,,
Lagersteifigkeiten
Linie : [kN/m2; kN]
Punkt : [kN/m; kNm]

Plattenfläche
Dicke : Platte40
Material: C25/30
Bettung : b20000

Teilsicherheitsbeiwerte:
gamma=1.50
Kombinationsbeiwerte:
psi(0/1)=0.60/0.20
psi(2/11)=0.00/1.00

400
Bodenplatte
40 cm
C25/30

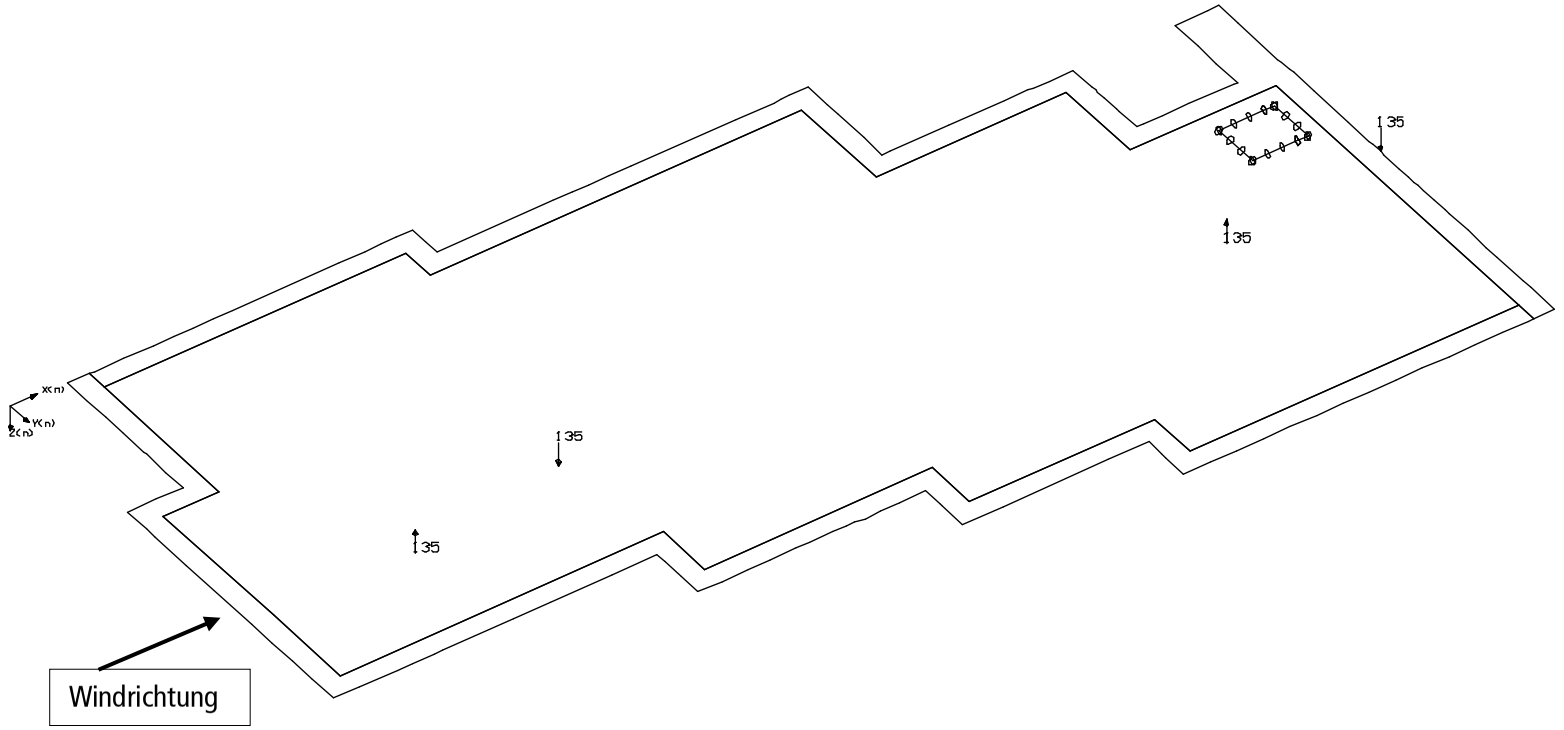
Datum : 23.07.2024
Zeit : 15:44:25
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Generierung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Auftrag Nr.	Seite
1911	312
Datum	Pos.
	400

Lastfall W_k Wind Traufseite Druck-Zug



Lasten
Fläche : [kN/m2]
Linie : [kN/m; kNm/m]
Punkt : [kN; kNm]
Temp. : [C]

Lagerung, Gelenke
0=frei, f=festc=elast.
b=,,dz,,rx,,ry,,
Lagersteifigkeiten
Linie : [kN/m2; kN]
Punkt : [kN/m; kNm]

Plattenfläche
Dicke : Platte40
Material: C25/30
Bettung : b20000

Teilsicherheitsbeiwerte:
gamma=1.50
Kombinationsbeiwerte:
psi(0/1)=0.60/0.20
psi(2/11)=0.00/1.00

400
Bodenplatte
40 cm
C25/30

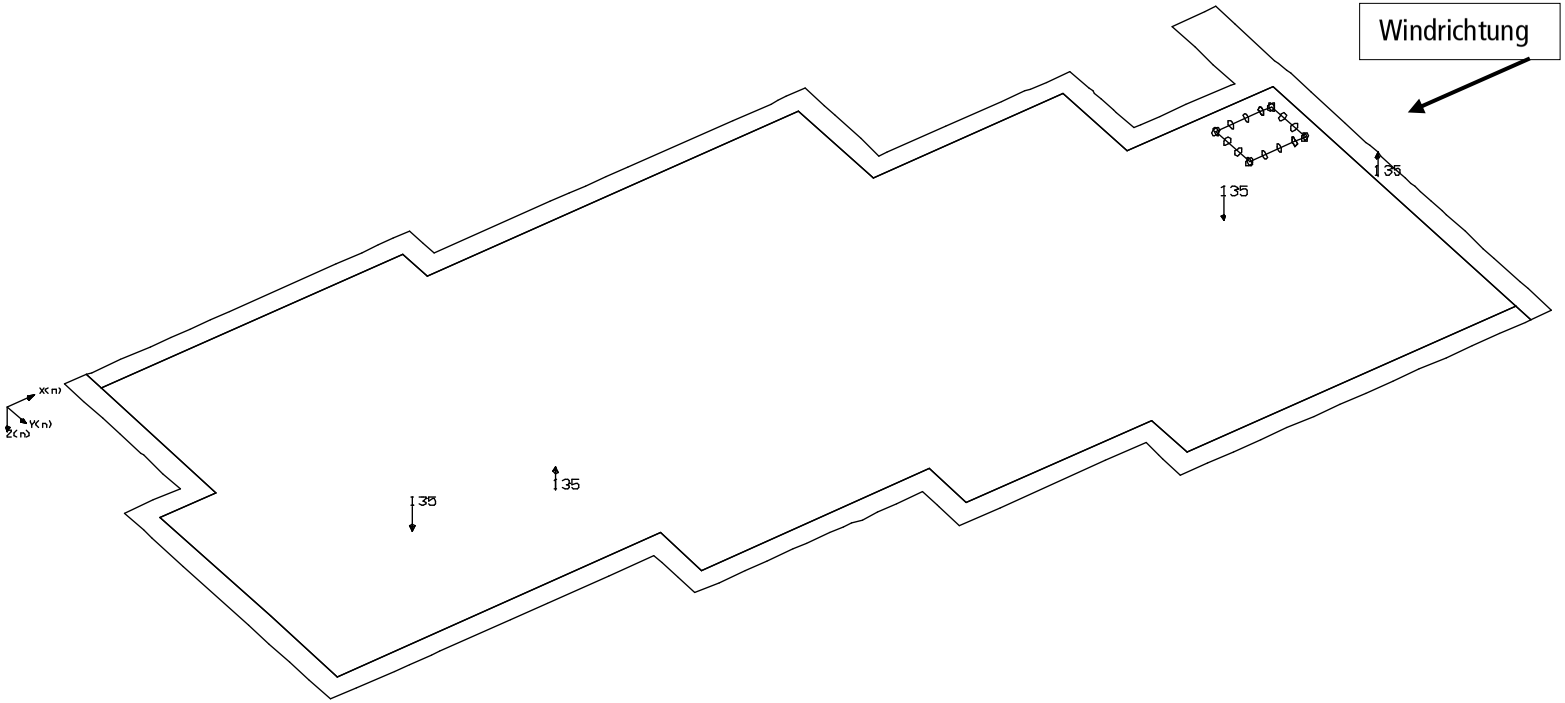
Datum : 23.07.2024
Zeit : 15:44:41
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Generierung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Auftrag Nr.	Seite
1911	313
Datum	Pos.
	400

Lastfall W_k Wind Traufseite Zug-Druck



Lasten
Fläche : [kN/m2]
Linie : [kN/m; kNm/m]
Punkt : [kN; kNm]
Temp. : [C]

Lagerung, Gelenke
0=frei, f=festc=elast.
b=,,dz,,rx,,ry,,
Lagersteifigkeiten
Linie : [kN/m2; kN]
Punkt : [kN/m; kNm]

Plattenfläche
Dicke : Platte40
Material: C25/30
Bettung : b20000

Teilsicherheitsbeiwerte:
gamma=1.50
Kombinationsbeiwerte:
psi(0/1)=0.60/0.20
psi(2/11)=0.00/1.00

400
Bodenplatte
40 cm
C25/30

Datum : 23.07.2024
Zeit : 15:44:59
Autor : eb

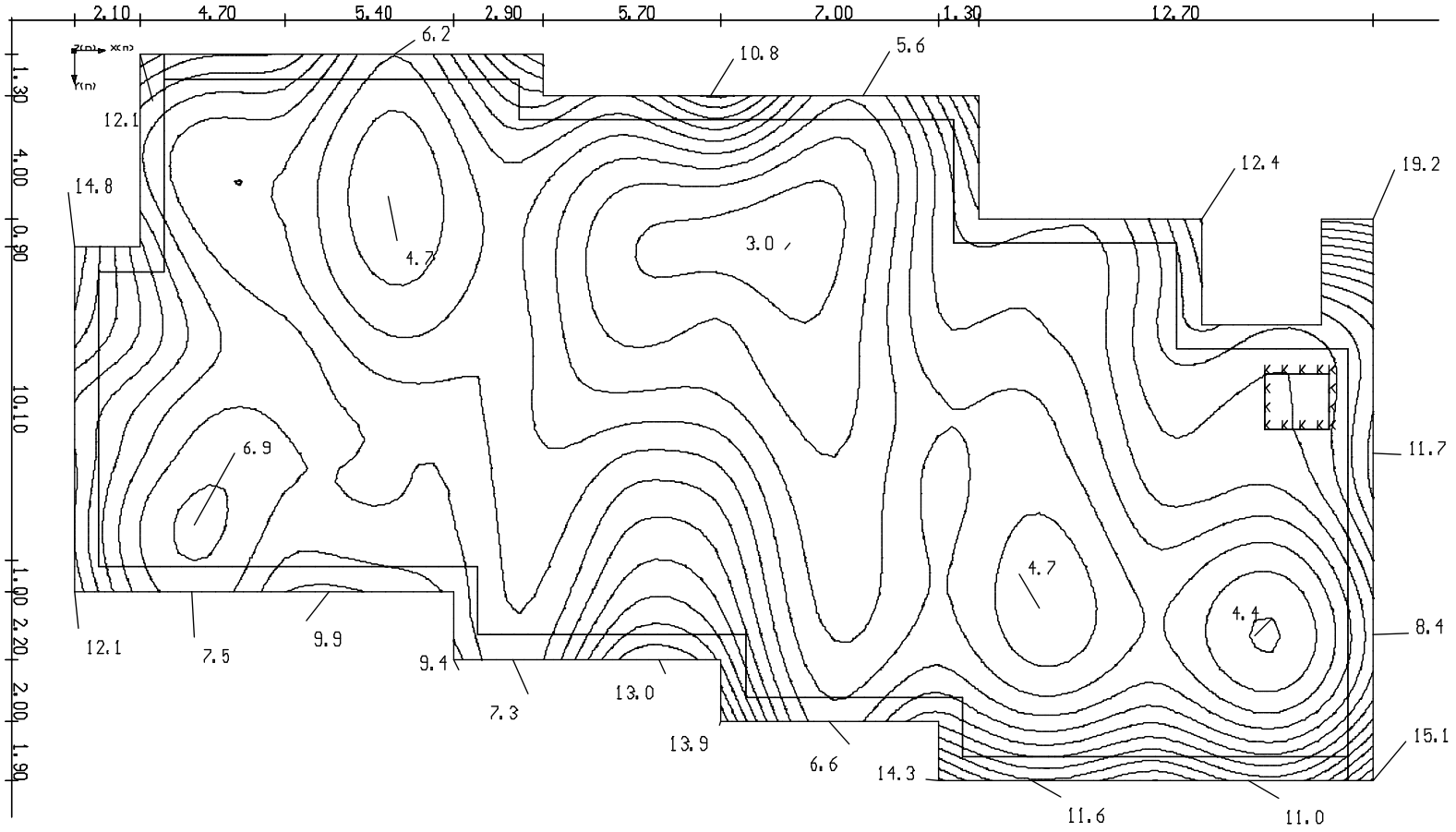
RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Generierung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Auftrag Nr.	Seite
1911	314
Datum	Pos.
	400

Setzungen : d_z quasi ständig [mm]

Maximal vorhandene Setzung 1,9 cm < 2,0 cm → unbedenklich



Verschiebung
Dz (max)
max = 1.9 cm
min = 2.7 mm

Verformtes System
Skalierung : 90

400
Bodenplatte
40 cm
C25/30

Datum : 23.07.2024
Zeit : 15:48:46
Autor : eb

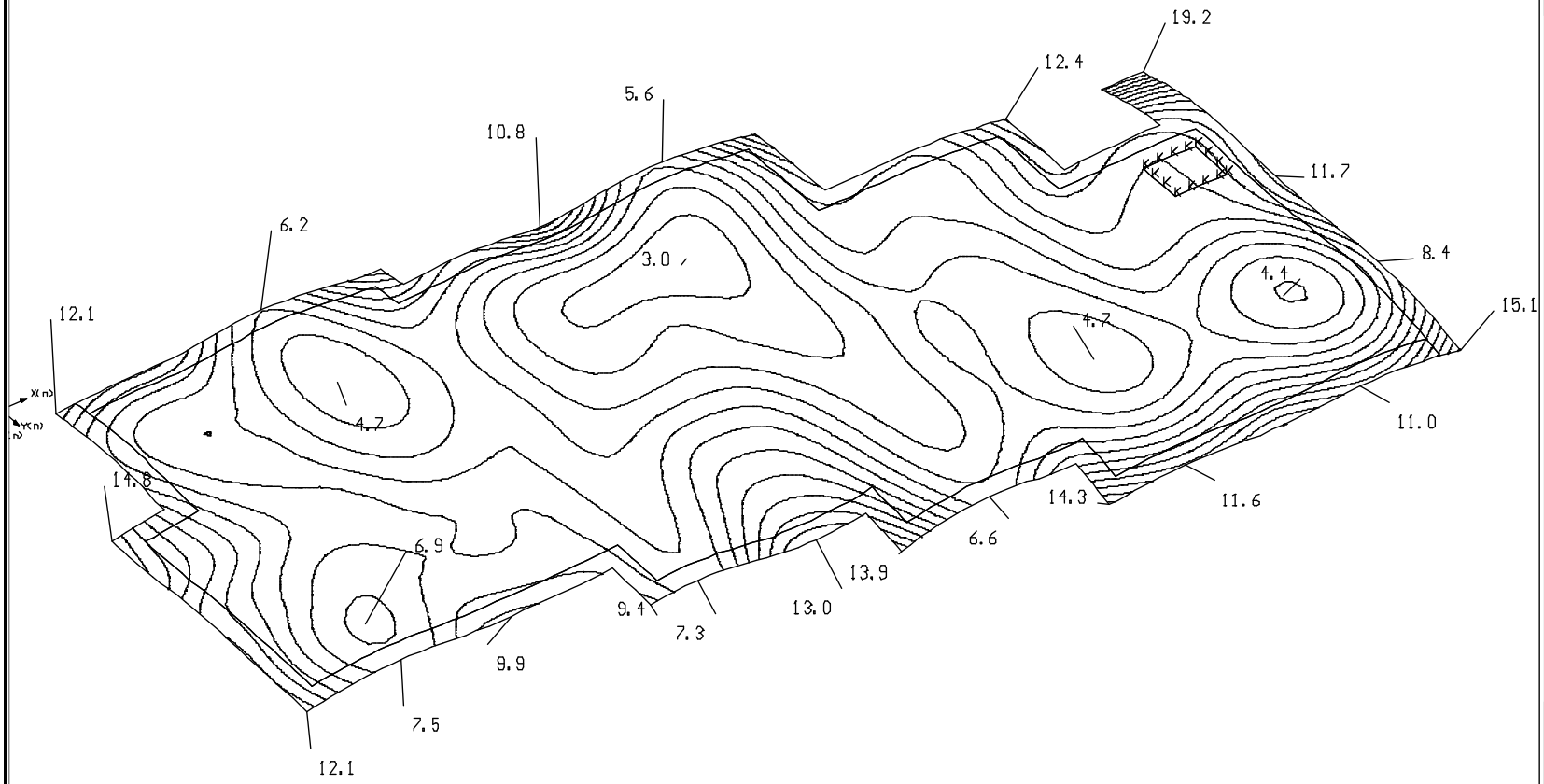
RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Auftrag Nr. 1911
Seite 315
Datum
Pos. 400

Setzungen: d_z quasi ständig [mm]

Maximal vorhandene Setzung 1,9 cm < 2,0 cm → unbedenklich



Verschiebung
Dz (max)
max = 1.9 cm
min = 2.7 mm

Verformtes System
Skalierung : 90

400
Bodenplatte
40 cm
C25/30

Datum : 23.07.2024
Zeit : 15:49:43
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

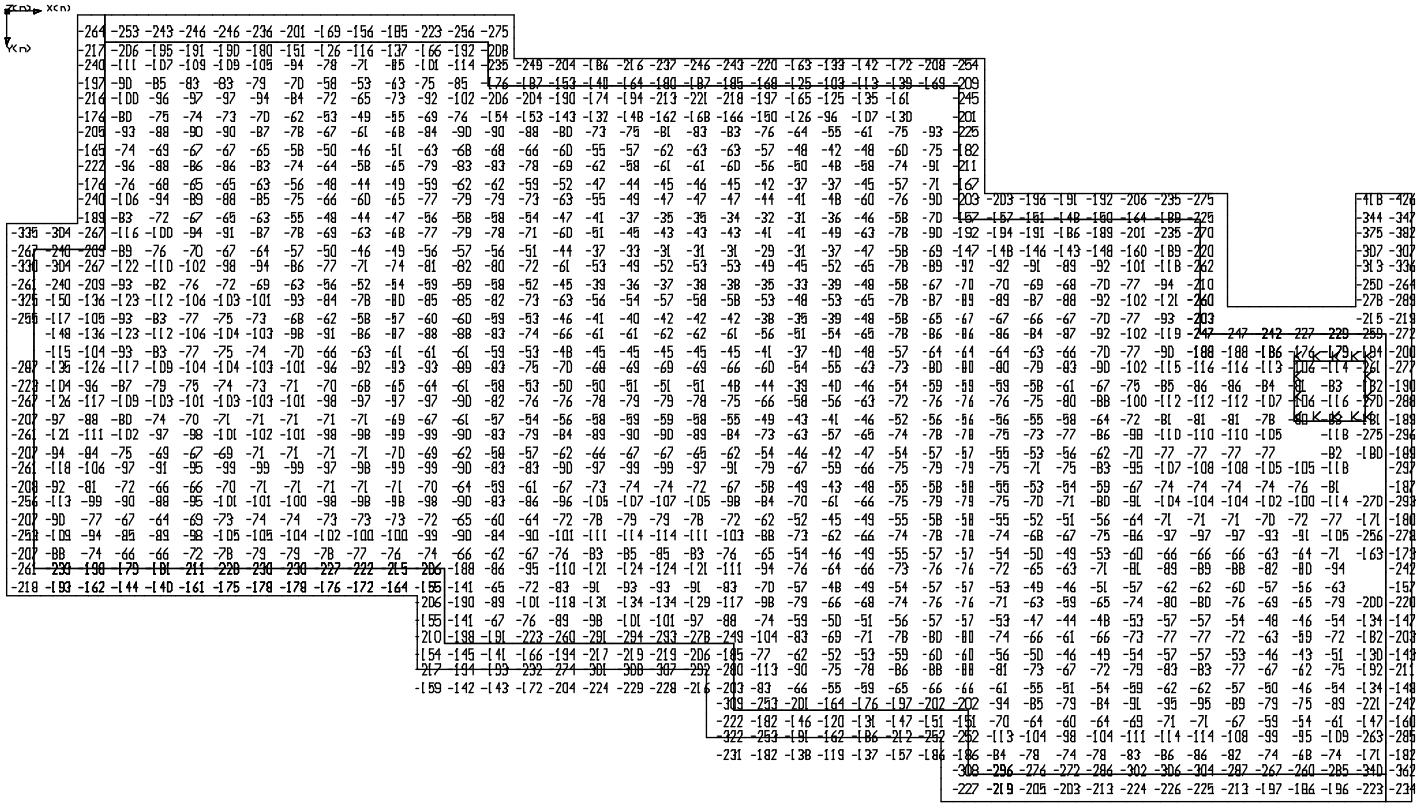
Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Auftrag Nr. 1911
Seite 316
Datum
Pos. 400

INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG
Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin
1911 ELC (1911-400_2D240723) E1 Platte/p(z): (F) pzz Standardüberlagerung (charakteristisch)

Bodenpressung : charakteristisch [kN/m²]

(Minimalwerte im Raster 1,00 m)



Darstellung im Raster
minimaler Wert / absolut
Bodenpressung
pzz (max) [kN/m2]
max = -27
min = -426

Verformtes System
Skalierung : 90

400
Bodenplatte
40 cm
C25/30

Datum : 23.07.2024
Zeit : 15:52:38
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

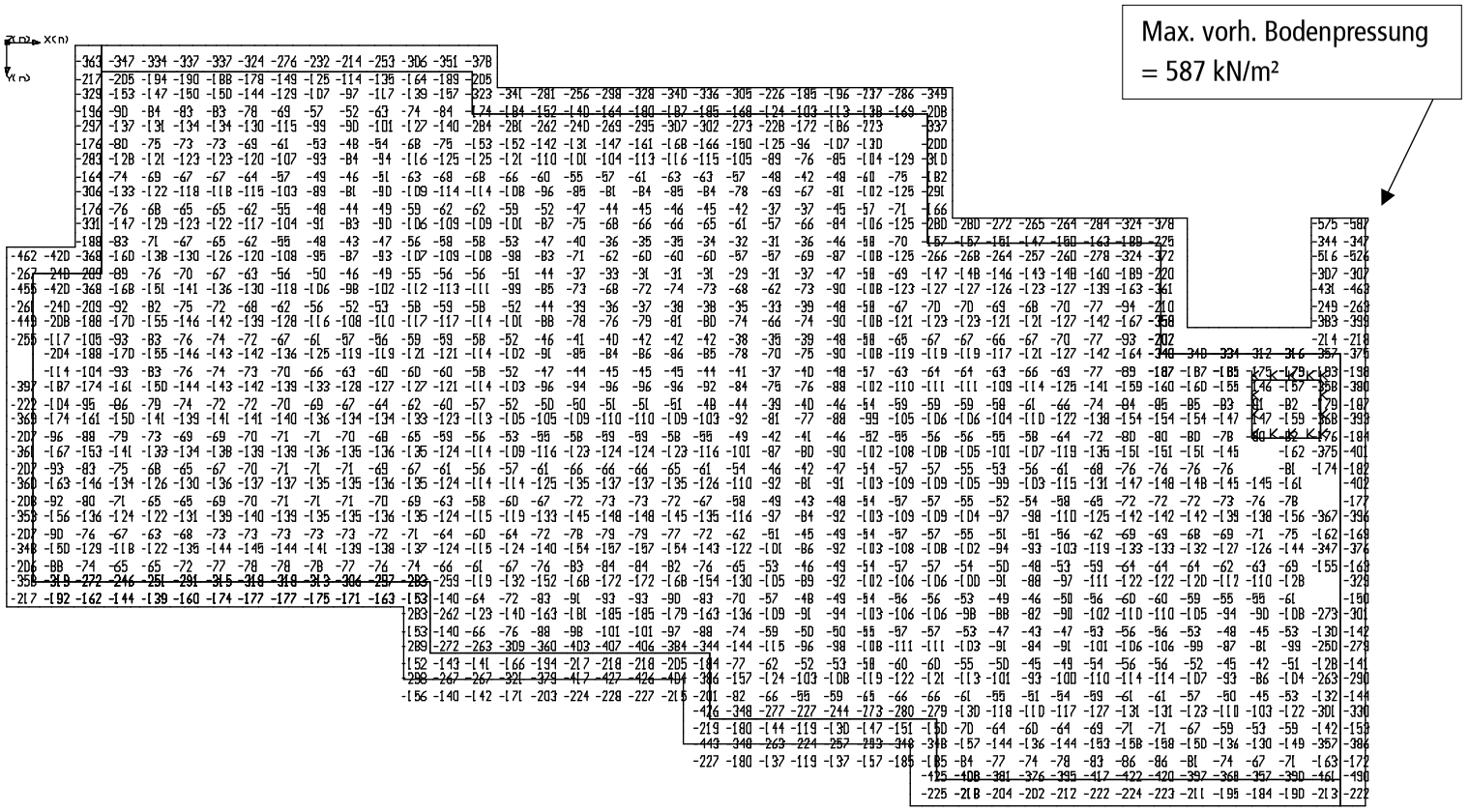
Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Auftrag Nr. 1911
Seite 317
Datum
Pos. 400

INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG
Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin
1911 ELC (1911-400_2D240723) E2 Platte/p(z): (F) pzz Grundkombination (design)

Bodenpressung : designed [kN/m²]

(Minimalwerte im Raster 1,00 m)



Darstellung im Raster
minimaler Wert / absolut
Bodenpressung
pzz (max) [kN/m2]
max = -27
min = -587

Verformtes System
Skalierung : 90

400
Bodenplatte
40 cm
C25/30

Datum : 23.07.2024
Zeit : 15:51:34
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Datum	Auftrag Nr.	Seite
	1911	318
Pos.		
400		

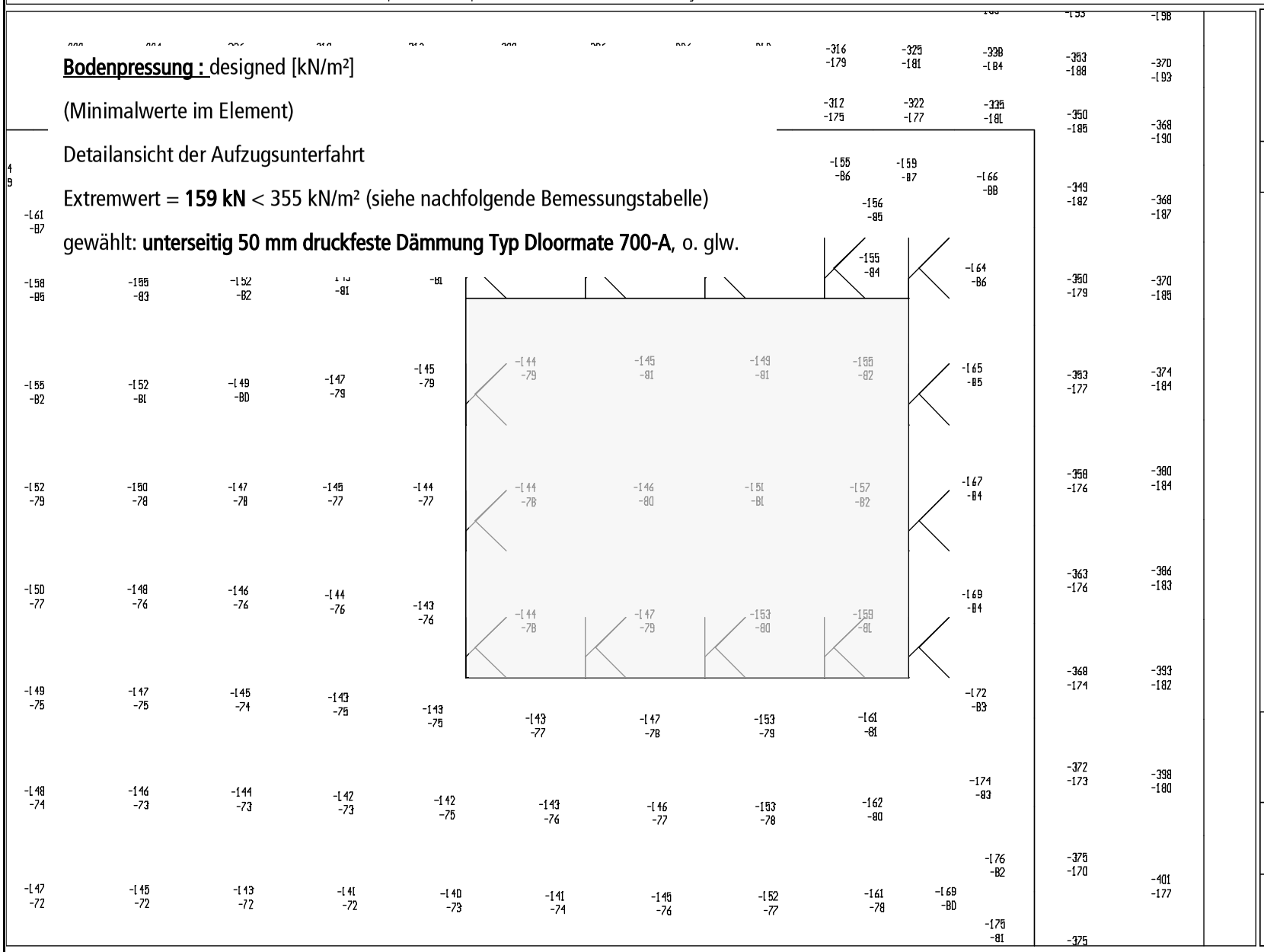
Bodenpressung : designed [kN/m²]

(Minimalwerte im Element)

Detailansicht der Aufzugsunterfahrt

Extremwert = **159 kN** < 355 kN/m² (siehe nachfolgende Bemessungstabelle)

gewählt: **unterseitig 50 mm druckfeste Dämmung Typ Dloormate 700-A**, o. glw.



Darstellung im Element
minimaler Wert / absolut
Bodenpressung
pzz (max) [kN/m2]
max = -27
min = -587

Verformtes System
Skalierung : 90

400
Bodenplatte
40 cm
C25/30

Datum : 23.07.2024
Zeit : 15:52:3
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Datum

Auftrag Nr. 1911

Pos. 400

Seite 319

Bemessungtabelle druckfeste Dämmung unter Aufzugsunterfahrt

Technisches Datenblatt FLOORMATE™ 700-A

Building Solutions

Eigenschaften [1]	Norm	Einheit	FLOORMATE™ 700-A	
Zellinhalt			Luft	
Rohdichte	DIN EN 1602	kg/m³	45	
Wärmeleitfähigkeit Dicke			λ_D	λ-Bemessungswert für Anwendungen gemäß DIN 4108-10
d = 40 mm	DIN EN13164	W/(m·K)	0,034	0,035
d = 50 mm	DIN EN13164	W/(m·K)	0,034	0,035
d = 60 mm	DIN EN13164	W/(m·K)	0,034	0,035
d = 80 mm	DIN EN13164	W/(m·K)	0,035	0,036
d = 100 mm	DIN EN13164	W/(m·K)	0,035	0,036
d = 120 mm	DIN EN13164	W/(m·K)	0,035	0,036
Druckspannung oder Druckfestigkeit bei 10 % Stauchung, CE-Code: CS(10\Y)σ_{10}	DIN EN 826	kPa	700	
Elastizitätsmodul	DIN EN 826	kPa	d = 40 – 70 mm: 30.000 d = 80 – 120 mm: 40.000	
Langzeit-Kriechverhalten (50 Jahre) bei 2 % Stauchung, CE-Code: CC(i_1/i_2/y)σ_c	DIN EN 1606	kPa	250	
Rechnerischer Bemessungswert der Druckspannung (entsprechend DIN 1055-100) f_{cd} unter lastabtragenden Gründungsplatten [2]	gemäß Zulassung Z-23.34-1324	kPa	einlagig 355	mehrlagig 310
Wasserdampfdiffusionswiderstandszahl [3] MU_i	DIN EN 12086	–	150 – 200	
Wasseraufnahme bei langzeitigem Eintauchen, CE-Code: WL(T)0,7	DIN EN 12087	Vol-%	≤ 0,7	
durch Diffusion [4], CE-Code: WD(V)3				
d_N = 50 mm	DIN EN 12088	Vol-%	≤ 3	
d_N = 100 mm	DIN EN 12088	Vol-%	≤ 1,5	
d_N = 200 mm	DIN EN 12088	Vol-%	≤ 0,5	
durch Frost-/Tau-Wechsel, CE-Code: FT2	DIN EN 12091	Vol-%	≤ 1	
Kapillarität			keine	
Linearer Wärmeausdehnungskoeffizient		mm/(m·K)	0,07	
Dimensionsstabilität bei definierten Temperatur- und Feuchtebedingungen, CE-Code: DS(TH)	DIN EN 1604	%	≤ 5	
bei definierten Druck- und Temperaturbeanspruchungen, CE-Code: DLT(2)5	DIN EN 1605	%	≤ 5	
Brandverhalten [5]	DIN EN 13501-1 DIN 4102		E B1	
Abmessungen Länge x Breite	DIN EN 822	mm	1250 x 600	
Dicke, CE-Code: T1	DIN EN 823	mm	40, 50, 60, 80, 100, 120	
Kantenausbildung			Stufenfalz	
Oberfläche			glatt	
Anwendungsgebiete	DIN 4108-10		DAA-dm dh ds dx, DUK-dh ds dx, DEO-dm dh ds dx, PW-dh ds dx, PB-dh ds dx	

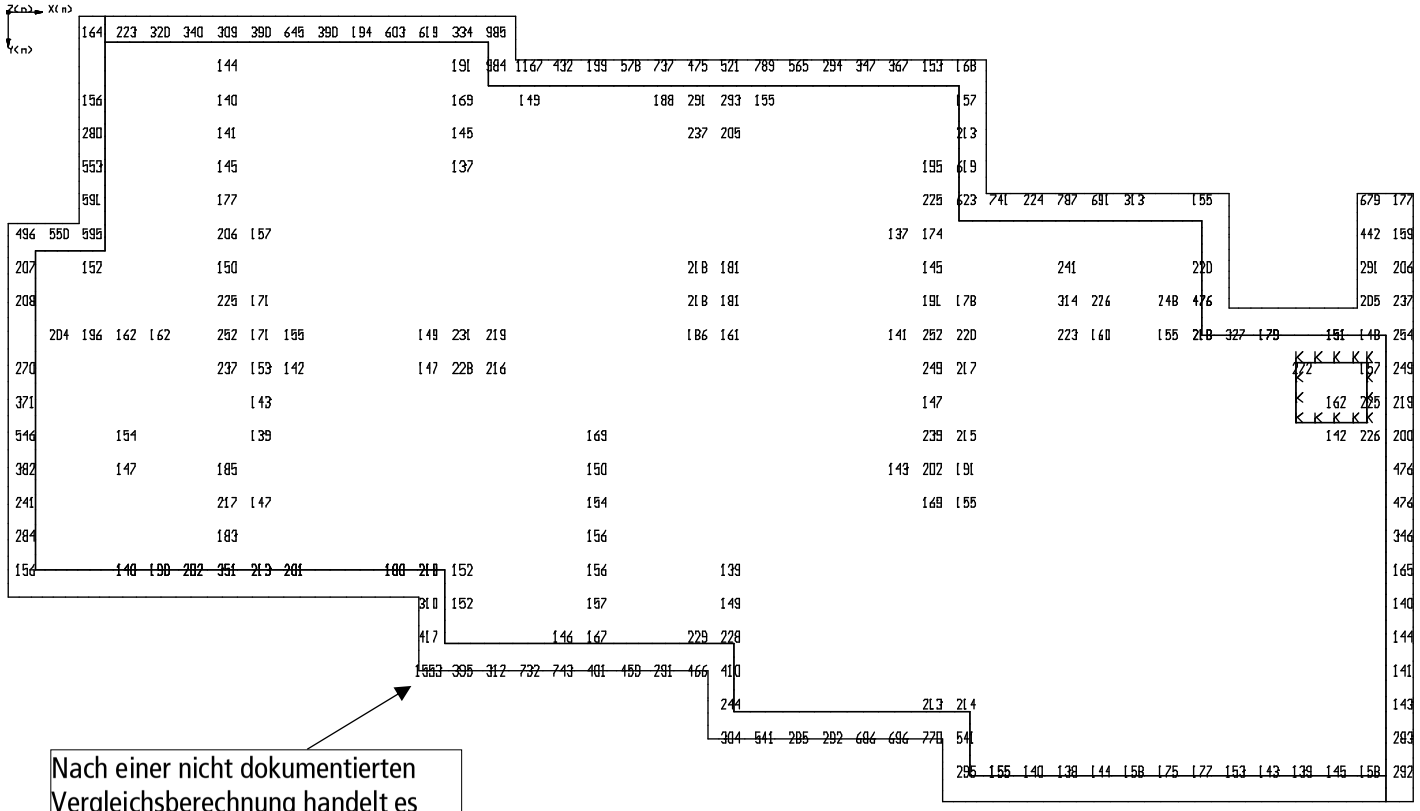
CE Kennzeichnung: **T1-CS(10\Y)700-CC(2/1,5/50)250-WL(T)0,7-WD(V)3-FT2-DS(TH)-DLT(2)5**

1) Richtwerte, wenn nicht anders angegeben
2) DIN 1055-100: 2001-03 ist für die Bemessung ab 1.1.2008 zu verwenden
3) mit abnehmender Dicke zunehmend
4) Zwischenwerte können interpoliert werden
5) entsprechend Zulassungen bzw. Prüfzeugnissen

Bemessungsquerkraft: Übersicht V_{Ed} [kN/m]

(Maximalwerte im Raster 1,00 m)

Unterer Grenzwert 137,00 kN = V_{Rdc}



Nach einer nicht dokumentierten Vergleichsberechnung handelt es sich hier um eine Spannungsspitze und es ist mit einer deutlich geringeren Querkraft zu rechnen

Bemessung
nach DIN EN 1992-1-1
Beton = C25/30
Stahl = B500S
Theor. Stahlverbrauch:
5124.0 kg
Bemessung als Platte
Bemessungsort:
- Eckpunkt

Darstellung im Raster
maximaler Wert / absolut
Bemessungsquerkraft
VEd [kN/m]
max = 1553
min = 1
Untere Schranke : 137
Obere Schranke : 2000

400
Bodenplatte
40 cm
C25/30

Datum : 23.07.2024
Zeit : 16:10:52
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Datum

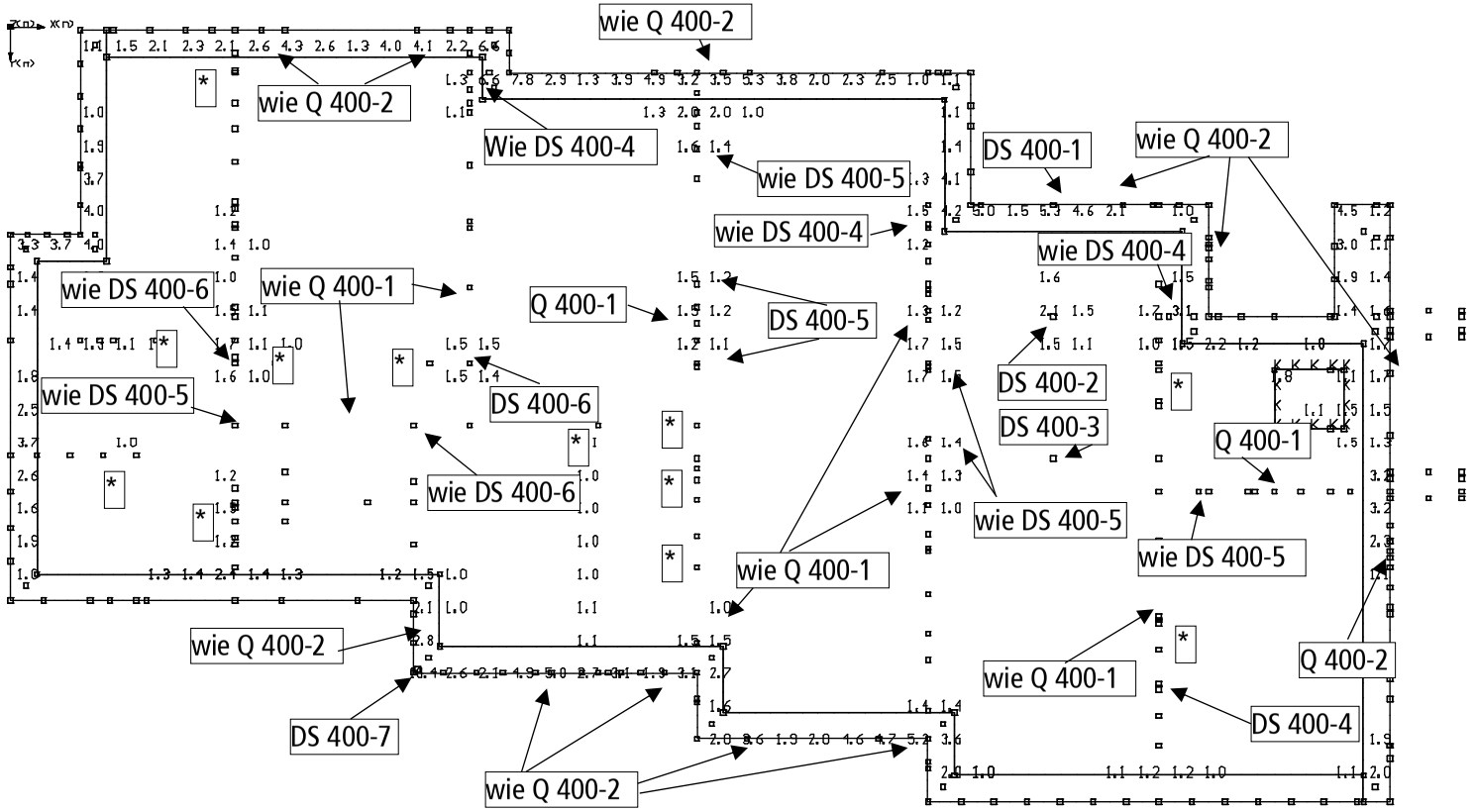
Auftrag Nr. 1911

Pos. 400

Seite 321

Schubtragfähigkeit:

Schubbewehrung nur erforderlich, wenn: $V_{Ed} / V_{Rd,c} > 1,0$



Lagerung, Gelenke
0=frei, f=festc=elast.
b=,,dz,,rx,,ry,,
Lagersteifigkeiten
Linie : [kN/m2; kN]
Punkt : [kN/m; kNm]

Bemessung
nach DIN EN 1992-1-1
Beton = C25/30
Stahl = B500S
Theor. Stahlverbrauch:
5124.0 kg
Bemessung als Platte
Bemessungsort:
- Eckpunkt

Darstellung im Raster
maximaler Wert / absolut
Ausnutzung
VEd/VRd,c [-]
max = 10.4
min = 0.0
Untere Schranke : 1.0
Obere Schranke : 15.0

400
Bodenplatte
40 cm
C25/30

Datum : 23.07.2024
Zeit : 16:41:45
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Auftrag Nr. 1911
Seite 322
Datum
Pos. 400

Querkraft

Zunächst wird berechnet wie viel Querkraft die Bodenplatte ohne eine zusätzliche Querkraftbewehrung aufnehmen kann:

C25/30 mit f_{ck} = 25,00 N/mm², f_{cd} = 14,20 N/mm², γ_c = 1,5

h	=400,00 mm	
c	= 40,00 mm	
A_{sl}	= 11,31 cm²	(Zulagen werden hier nicht berücksichtigt)
b_w	= 1000,00 mm	(Betrachtung eines 1 m breiten Deckenstreifens)
$d = h - c - 20{,}00/2 - 10{,}00$	= 340 mm	(Ann.: $d_{längs}$ = 20 mm, $d_{Bügel}$ = 10 mm)
$k = \min\{1 + (200/d)^{0,5}; 2\}$	= 2,00	
$\rho_l = \min\{A_{sl} / (b_w * d); 0{,}02\}$	= 0,0033	
$\nu_{min} = 0{,}0525 / \gamma_c * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2}$	= 0,41	(für d = 200 mm ≤ 600 mm)

σ_{cp} = 0,00 N/mm² (keine Betonlängsspannung)

$$V_{Rdc} = \max\{ [0{,}15 / \gamma_c * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} + 0{,}12 * \sigma_{cp}] * b_w * d;\ [\nu_{min} + 0{,}12 * \sigma_{cp}] * b_w * d] \}$$

= 137,0 kN/m

Demnach muss für **$V_{Ed} \leq$ 137,0 kN/m** keine Querkraftbewehrung eingebaut werden.

Querkraft Q 400-1

Bemessungsquerkraft

Bodenpressung: 120 kN/m²

Aus Pos. 322 (s. S. 277) N_{Ed} = **1013,8 kN/m**

$V_{Ed,li} = V_{Ed,re}$ = 1013,8 kN/m / 2 = **506,9 kN/m**

Bemessungswiderstand $V_{Rd,max}$

$V_{Rd,max} = b_w * z * 0{,}75 * f_{cd} / (\tan\Theta + \cot\Theta) = 1{,}0 * 0{,}306 * 0{,}75 * 14{,}2 / (1/1{,}2 + 1{,}2) = 1602{,}7$ kN

mit b_w = 1,0 m

$z = 0{,}9 * d = 0{,}9 * 0{,}34$ m = 0,306 m

f_{cd} = 14,2 MN/m²

$\tan\Theta + \cot\Theta = 1/1{,}2 + 1{,}2$

1.-2. Reihe

$a_{sw} = V_{Ed} / (f_{ywd} * z * \cot\Theta) = 506{,}9$ kN/m / (435 * 1000 kN/m² * 0,306 m * 1,2) = 31,74 cm²/m²

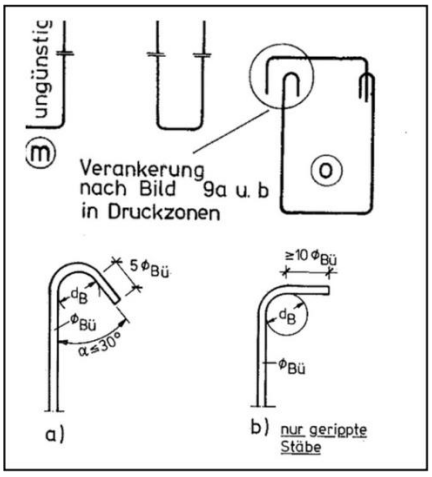
gewählt: **Ø10/15/15** = 35,1 cm²/m² > 31,74 cm²/m

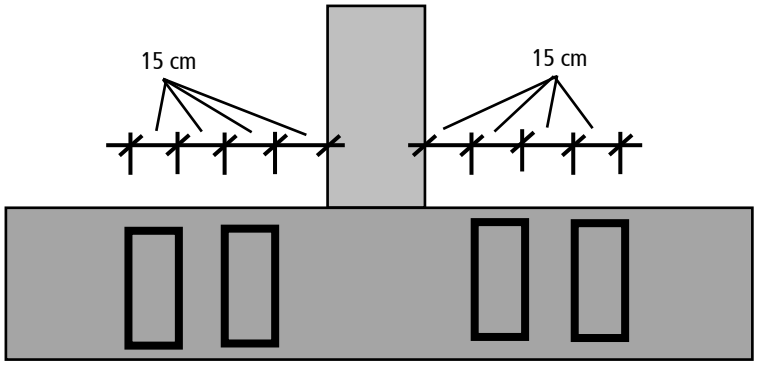
max $V_{Ed} = 506{,}9$ kN/m < $0{,}6 * V_{Rd,max} = 961{,}6$ kN/m → $e \leq 0{,}5 * h = 20$ cm ≤ 30 cm

Ausbildung der Schubbewehrung:

Variante: Bügel mit „Hut"
aus „Vorlesung über Massivbau" Fritz Leonhardt, 1977

Übergreifung: **15 d_s = 15 cm** < 28 cm = 40 cm – 4 – 4 – 2 – 2





Querkraft Q 400-2

Bemessungsquerkraft

Bodenpressung: 100 kN/m²

Aus Pos. 324 (s. S.280) N_{Ed} = 1,35 * 165,4 kN/m + 1,5 * 145,1 kN/m = **441,0 kN/m**

V_{Ed} = **441,0 kN/m**

Bemessungswiderstand $V_{Rd,max}$

$V_{Rd,max}$ = 1602,7 kN (siehe oben)

1.-2. Reihe

a_{sw} = V_{Ed} / (f_{ywd} * z * cotΘ) = 441,0 kN/m / (435 * 1000 kN/m² * 0,306 m * 1,2) = 27,61 cm²/m²

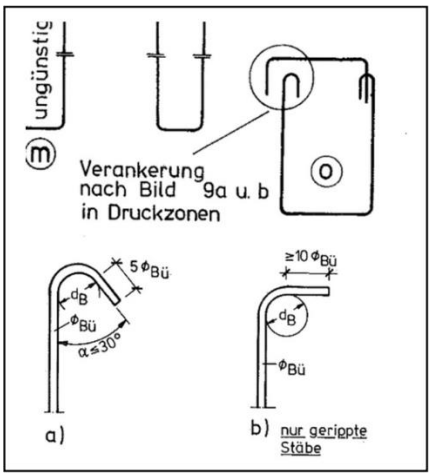
gewählt: **Ø10/15/15** = 35,1 cm²/m² > 27,61 cm²/m

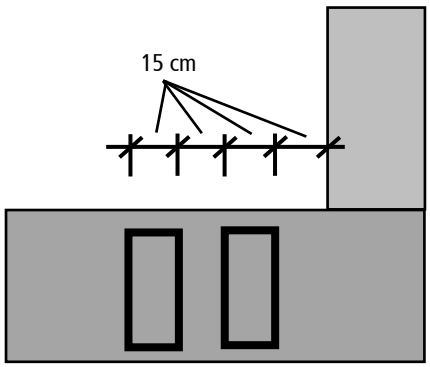
max V_{Ed} = 441,0 kN/m < 0,3 * $V_{Rd,max}$ = 480,81 kN/m → e ≤ 0,7 * h = 28 cm ≤ 30 cm

Ausbildung der Schubbewehrung:

Variante: Bügel mit „Hut"
aus „Vorlesung über Massivbau" Fritz Leonhardt, 1977

Übergreifung: **15 d_s = 15 cm** < 28 cm = 40 cm – 4 – 4 – 2 – 2





Durchstanzen DS 400-1

Randstütze, d/b = 24/24 cm

Aus Pos. 312 (s. S. 234ff.)

G_k = 120,6 kN
$G_{k,EG\text{-}Stütze}$ = 5,0 kN
Q_k = 50,7 kN

V_{Ed} = 1,35 * (120,6 + 5,0) kN + 1,5 * 50,7 kN = **245,7 kN**

Keine Durchstanzbewehrung erforderlich. **Keine Zulage** erforderlich.

Siehe nachfolgende Halfen HBD-Ausgaben.

HALFEN - Durchstanzbewehrung , ETA-12/0454 (für die Anwendung mit DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 + A1:2015-12)
HALFEN Bemessungsprogramm HDB, Version 13.71

Die Bemessung - einschließlich der statischen Werte - gilt ausschließlich für das ausgewiesene HALFEN-Produkt. Tragfähigkeiten von scheinbar baugleichen Fremdprodukten können abweichen. Für alternative Produkte kann der Anbieter der Software keine Gewährleistung übernehmen.

Durchstanznachweis für Rechteckstütze im Randbereich, Rand parallel zu a (**Bodenplatte**)

Eingabewerte

Bemessungswert Durchstanzlast	V_{Ed}	=	250,0 kN
Erdbebenzone		=	0,1,2
Lasterhöhungsfaktor	β	=	1,40
Bodenpressung	σ_{gd}	=	150,0 kN/m²
Plattendicke	h	=	40 cm
statische Nutzhöhe	d	=	31 cm
Stützenbreite	b	=	24 cm
Stützenbreite	a	=	24 cm
Randabstand / Neigung	e / α	=	0 cm / 0 °
Betondeckung oben / unten	$c_{nom,o}$ / $c_{nom,u}$	=	4 cm / 4 cm

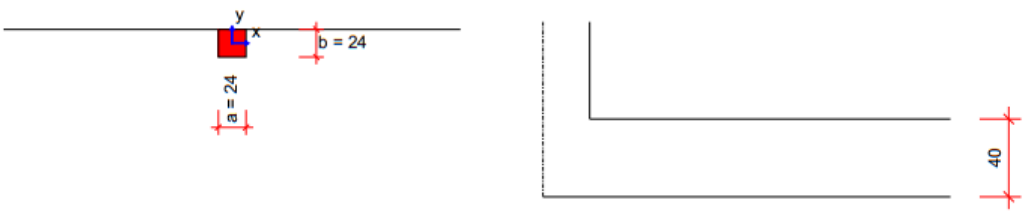
Material

Beton / Stahlsorte Biegezugbewehrung / HDB		=	C25/30 / B500 / B500
Flächenbewehrung	a_{sx}	=	11,31 cm²/m (ρ_x = 0,37 %)
Flächenbewehrung	a_{sy}	=	11,31 cm²/m (ρ_y = 0,37 %)
Längsbewehrungsgrad	ρ_l	=	0,37 % < 1,63 %

Ergebnisse am kritischen Rundschnitt

Länge des Rundschnittes	u	=	169,4 cm
Bemessungswert der Einwirkung	ß · V_{Ed}	=	350,0 kN
Widerstand ohne Durchstanzbewehrung	$V_{Rd,c}$	=	490,4 kN
Maximaltragfähigkeit	$V_{Rd,max}$	=	757,7 kN

Keine Durchstanzbewehrung erforderlich



Durchstanzen DS 400-2

Innenstütze, d/b = 24/24 cm

Aus Pos. 312 (s. S. 234ff.)

G_k = 505,7 kN
$G_{k,EG\text{-}Stütze}$ = 5,0 kN
Q_k = 161,5 kN

V_{Ed} = 1,35 * (505,7 + 5,0) kN + 1,5 * 161,5 kN = **931,7 kN**

Keine Durchstanzbewehrung erforderlich. Erforderliche Zulage in x und y: **ø20/10** (31,42 cm²/m)

Siehe nachfolgende Halfen HBD-Ausgaben.

HALFEN - Durchstanzbewehrung , ETA-12/0454 (für die Anwendung mit DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 + A1:2015-12)
HALFEN Bemessungsprogramm HDB, Version 13.71

Die Bemessung - einschließlich der statischen Werte - gilt ausschließlich für das ausgewiesene HALFEN-Produkt. Tragfähigkeiten von scheinbar baugleichen Fremdprodukten können abweichen. Für alternative Produkte kann der Anbieter der Software keine Gewährleistung übernehmen.

Durchstanznachweis für Rechteckstütze im Innenbereich (**Bodenplatte**)

Eingabewerte

Bemessungswert Durchstanzlast	V_{Ed}	=	940,0 kN
Erdbebenzone		=	0,1,2
Lasterhöhungsfaktor	β	=	1,10
Bodenpressung	σ_{gd}	=	100,0 kN/m²
Plattendicke	h	=	40 cm
statische Nutzhöhe	d	=	31 cm
Stützenbreite	b	=	24 cm
Stützenbreite	a	=	24 cm
Betondeckung oben / unten	$c_{nom,o}$ / $c_{nom,u}$	=	4 cm / 4 cm

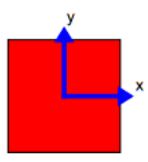
Material

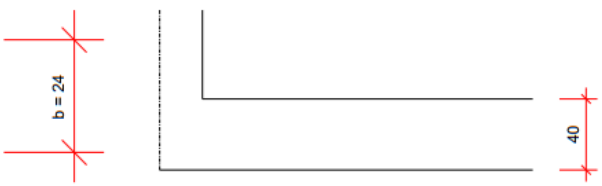
Beton / Stahlsorte Biegezugbewehrung / HDB		=	C25/30 / B500 / B500
Flächenbewehrung	a_{sx}	=	36,0 cm²/m (ρ_x = 1,16 %)
Flächenbewehrung	a_{sy}	=	36,0 cm²/m (ρ_y = 1,16 %)
Längsbewehrungsgrad	ρ_l	=	1,16 % < 1,63 %

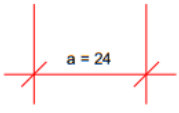
Ergebnisse am kritischen Rundschnitt

Länge des Rundschnittes	u	=	290,8 cm
Bemessungswert der Einwirkung	ß · V_{Ed}	=	1034,0 kN
Widerstand ohne Durchstanzbewehrung	$V_{Rd,c}$	=	1035,2 kN
Maximaltragfähigkeit	$V_{Rd,max}$	=	1834,5 kN

Keine Durchstanzbewehrung erforderlich







Durchstanzen DS 400-3

Innenstütze, d/b = 24/24 cm

Aus Pos. 312 (s. S. 234ff.)

G_k = 175,3 kN
$G_{k,EG\text{-}Stütze}$ = 5,0 kN
Q_k = 61,1 kN

V_{Ed} = 1,35 * (175,3 + 5,0) kN + 1,5 * 61,1 kN = **335,1 kN**

Keine Durchstanzbewehrung erforderlich. **Keine Zulage** erforderlich.

Halfen HBD-Ausgaben: siehe folgende Seiten

HALFEN - Durchstanzbewehrung , ETA-12/0454 (für die Anwendung mit DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 + A1:2015-12)
HALFEN Bemessungsprogramm HDB, Version 13.71

Die Bemessung - einschließlich der statischen Werte - gilt ausschließlich für das ausgewiesene HALFEN-Produkt. Tragfähigkeiten von scheinbar baugleichen Fremdprodukten können abweichen. Für alternative Produkte kann der Anbieter der Software keine Gewährleistung übernehmen.

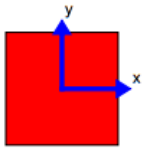
Durchstanznachweis für Rechteckstütze im Innenbereich (**Bodenplatte**)

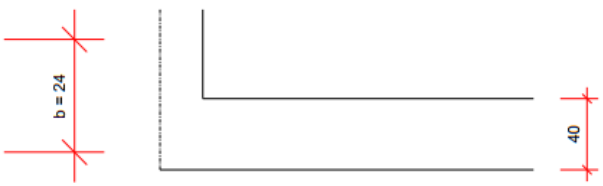
Eingabewerte		
Bemessungswert Durchstanzlast	V_{Ed}	= 340,0 kN
Erdbebenzone		= 0,1,2
Lasterhöhungsfaktor	β	= 1,10
Bodenpressung	σ_{gd}	= 80,0 kN/m²
Plattendicke	h	= 40 cm
statische Nutzhöhe	d	= 31 cm
Stützenbreite	b	= 24 cm
Stützenbreite	a	= 24 cm
Betondeckung oben / unten	$c_{nom,o}$ / $c_{nom,u}$	= 4 cm / 4 cm

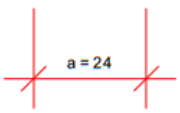
Material		
Beton / Stahlsorte Biegezugbewehrung / HDB		= C25/30 / B500 / B500
Flächenbewehrung	a_{sx}	= 11,31 cm²/m (ρ_x = 0,37 %)
Flächenbewehrung	a_{sy}	= 11,31 cm²/m (ρ_y = 0,37 %)
Längsbewehrungsgrad	ρ_l	= 0,37 % < 1,63 %

Ergebnisse am kritischen Rundschnitt		
Länge des Rundschnittes	u	= 290,8 cm
Bemessungswert der Einwirkung	ß · V_{Ed}	= 374,0 kN
Widerstand ohne Durchstanzbewehrung	$V_{Rd,c}$	= 792,9 kN
Maximaltragfähigkeit	$V_{Rd,max}$	= 1251,7 kN

Keine Durchstanzbewehrung erforderlich





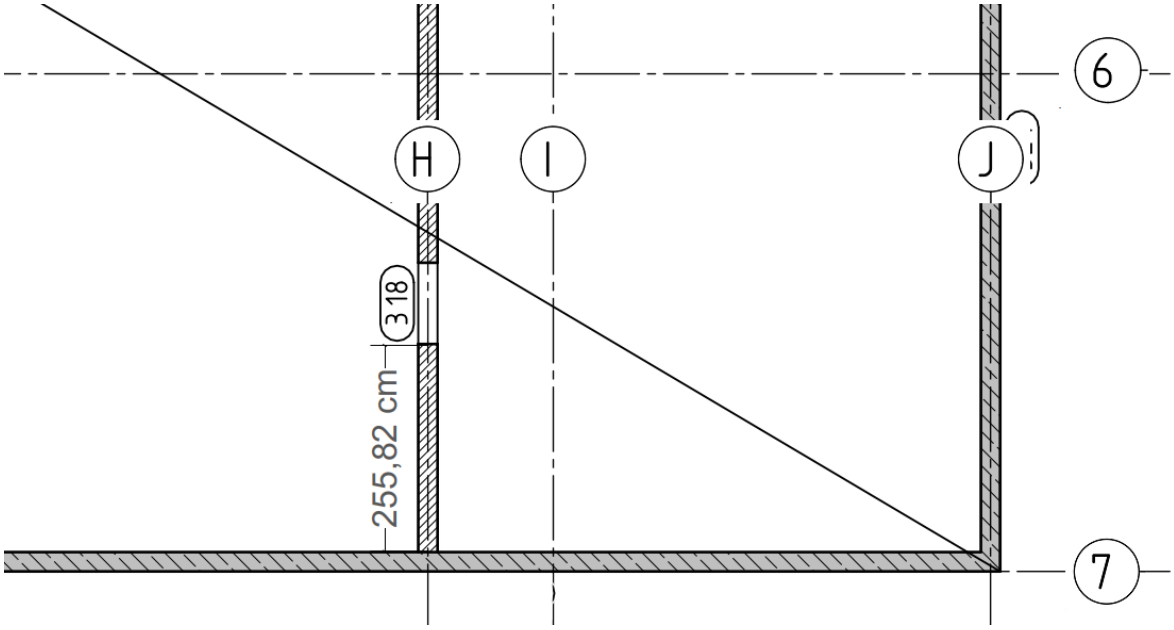


Durchstanzen DS 400-4

Wandende, b = 24 cm

Aus Innenwand Mauerwerk, maßgebend Achse H-6/7

Es wird von einem minimalen Sparrenabstand von e = 1,10 m ausgegangen.



Aus Dachbinder Pos. 101 (s. S. 70ff.)

g_k = [(16,0 + 13,0) kN / 1,1 m + (16,0 + 13,0) kN / 1,1 m * 1,0 m / 2,55 m] * 4,4 m / 2,55m
= 29,9 kN/m

q_k = [(4,3 + 4,3) kN / 1,1 m + (4,3 + 4,3) kN / 1,1 m * 1,0 m / 2,55 m] * 4,4 m / 2,55 m
= 13,8 kN/m

Aus Wand 2.OG, Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton" (s. S. 12)

g_k = 6,7 kN/m² * 3,3 m * 3,4 m / 2,55 m = 29,5 kN/m

Aus Decke über 1.OG, Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenräume" (s. S. 9)

g_k = [8,7 kN/,m² * (7,0 + 7,0) m / 2] * 4,4 m / 2,55 m = 105,1 kN/m

q_k = [3,8 kN/m² * (7,0 + 7,0) m / 2] * 4,4 m / 2,55 m = 46,0 kN/m

Aus Wand 1.OG, Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton" (s. S. 12)

g_k = 6,7 kN/m² * 3,3 m * 3,4 m / 2,55 m = 29,5 kN/m

Aus Decke über EG, Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenräume" (s. S. 9)

g_k = [8,7 kN/,m² * (7,0 + 7,0) m / 2] * 3,05 m / 2,55 m = 72,9 kN/m

q_k = [3,8 kN/m² * (7,0 + 7,0) m / 2] * 3,05 m / 2,55 m = 31,9 kN/m

Aus Wand EG, Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton" (s. S. 12)

g_k = 6,7 kN/m² * 3,5 m = 23,5 kN/m

Aus Pos. 1, EG Wandscheibe 9 (s. S. **Fehler! Textmarke nicht definiert.**ff.)

D/Z_k = Z_d / γ = 49,0 kN / 1,5 = 32,7 kN

$\sum g_k$ = **290,4 kN/m**

$\sum q_k$ = **124,4 kN/m**

V_{Ed} = (1,35 * 290,4 kN/m + 1,5 * 124,4 kN/m) * 0,24 m = **140,0 kN**

Keine Durchstanzbewehrung erforderlich. **Keine Zulage** erforderlich.

Siehe nachfolgende Halfen HBD-Ausgaben.

HALFEN - Durchstanzbewehrung , ETA-12/0454 (für die Anwendung mit DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 + A1:2015-12)
HALFEN Bemessungsprogramm HDB, Version 13.71

Die Bemessung - einschließlich der statischen Werte - gilt ausschließlich für das ausgewiesene HALFEN-Produkt. Tragfähigkeiten von scheinbar baugleichen Fremdprodukten können abweichen. Für alternative Produkte kann der Anbieter der Software keine Gewährleistung übernehmen.

Durchstanznachweis für Wandende (**Bodenplatte**)

Eingabewerte

Bemessungswert Durchstanzlast	V_{Ed}	=	150,0 kN
Erdbebenzone		=	0,1,2
Lasterhöhungsfaktor	β	=	1,35
Bodenpressung	σ_{gd}	=	80,0 kN/m²
Plattendicke	h	=	40 cm
statische Nutzhöhe	d	=	31 cm
Einflussbreite	a	=	24 cm
Wanddicke	b	=	24 cm
Betondeckung oben / unten	$c_{nom,o}$ / $c_{nom,u}$	=	4 cm / 4 cm

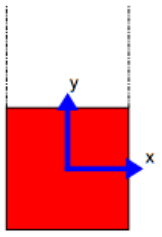
Material

Beton / Stahlsorte Biegezugbewehrung / HDB		=	C25/30 / B500 / B500
Flächenbewehrung	a_{sx}	=	11,3 cm²/m (ρ_x = 0,37 %)
Flächenbewehrung	a_{sy}	=	11,3 cm²/m (ρ_y = 0,37 %)
Längsbewehrungsgrad	ρ_l	=	0,37 % < 1,63 %

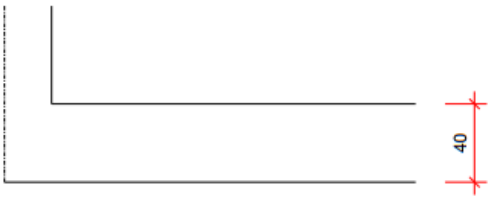
Ergebnisse am kritischen Rundschnitt

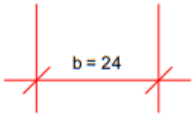
Länge des Rundschnittes	u	=	169,4 cm
Bemessungswert der Einwirkung	ß · V_{Ed}	=	202,5 kN
Widerstand ohne Durchstanzbewehrung	$V_{Rd,c}$	=	468,3 kN
Maximaltragfähigkeit	$V_{Rd,max}$	=	735,6 kN

Keine Durchstanzbewehrung erforderlich









Durchstanzen DS 400-5

Wandende, b = 24 cm

Aus Pos. 321 (s. S. 275ff.)

G_k = 361,2 kN

Q_k = 138,9 kN

V_{Ed} = (1,35 * 361,2 kN/m + 1,5 * 138,9 kN/m) * 0,24 m = **170,0 kN**

Keine Durchstanzbewehrung erforderlich. **Keine Zulage** erforderlich.

Halfen HBD-Ausgaben: siehe folgende Seiten

HALFEN - Durchstanzbewehrung , ETA-12/0454 (für die Anwendung mit DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 + A1:2015-12)
HALFEN Bemessungsprogramm HDB, Version 13.71

Die Bemessung - einschließlich der statischen Werte - gilt ausschließlich für das ausgewiesene HALFEN-Produkt. Tragfähigkeiten von scheinbar baugleichen Fremdprodukten können abweichen. Für alternative Produkte kann der Anbieter der Software keine Gewährleistung übernehmen.

Durchstanznachweis für Wandende (**Bodenplatte**)

Eingabewerte

Bemessungswert Durchstanzlast	V_{Ed}	=	180,0 kN
Erdbebenzone		=	0,1,2
Lasterhöhungsfaktor	β	=	1,35
Bodenpressung	σ_{gd}	=	40,0 kN/m²
Plattendicke	h	=	40 cm
statische Nutzhöhe	d	=	31 cm
Einflussbreite	a	=	24 cm
Wanddicke	b	=	24 cm
Betondeckung oben / unten	$c_{nom,o}$ / $c_{nom,u}$	=	4 cm / 4 cm

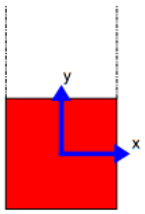
Material

Beton / Stahlsorte Biegezugbewehrung / HDB		=	C25/30 / B500 / B500
Flächenbewehrung	a_{sx}	=	11,3 cm²/m (ρ_x = 0,37 %)
Flächenbewehrung	a_{sy}	=	11,3 cm²/m (ρ_y = 0,37 %)
Längsbewehrungsgrad	ρ_l	=	0,37 % < 1,63 %

Ergebnisse am kritischen Rundschnitt

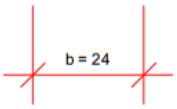
Länge des Rundschnittes	u	=	169,4 cm
Bemessungswert der Einwirkung	ß · V_{Ed}	=	243,0 kN
Widerstand ohne Durchstanzbewehrung	$V_{Rd,c}$	=	456,7 kN
Maximaltragfähigkeit	$V_{Rd,max}$	=	724,0 kN

Keine Durchstanzbewehrung erforderlich









Durchstanzen DS 400-6

Wandecke, b = 24 cm

Aus Dachbinder Pos. 101 (s. S. 70ff.)

g_k = (16,0 + 13,0) kN / 1,1 m = 26,4 kN/m

q_k = (4,3 + 4,3) kN / 1,1 m = 7,9 kN/m

Aus Wand 2.OG, Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton" (s. S. 12)

g_k = 6,7 kN/m² * 3,3 m = 22,2 kN/m

Aus Decke über 1.OG, Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenräume" (s. S. 9)

g_k = 8,7 kN/,m² * (7,0 + 7,0) m / 2 = 60,9 kN/m

q_k = 5,0 kN/m² * (7,0 + 7,0) m / 2 = 35,0 kN/m

Aus Wand 1.OG, Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton" (s. S. 12)

g_k = 6,7 kN/m² * 3,3 m = 22,2 kN/m

Aus Decke über EG, Lastannahmen „Decke über EG + 1.OG – Innenräume" (s. S. 9)

g_k = 8,7 kN/,m² * (7,0 + 7,0) m / 2 = 60,9 kN/m

q_k = 5,0 kN/m² * (7,0 + 7,0) m / 2 = 35,0 kN/m

Aus Wand EG, Lastannahmen „Innenwand tragend – Mauerwerk KS bzw. Stahlbeton" (s. S. 12)

g_k = 6,7 kN/m² * 3,5 m = 23,5 kN/m

$\sum g_k$ = **216,1 kN/m**

$\sum q_k$ = **77,9 kN/m**

V_{Ed} = (1,35 * 216,1 kN/m + 1,5 * 77,9 kN/m) * 2 *0,465 m = **380,0 kN**

Keine Durchstanzbewehrung erforderlich. Erforderliche Zulage in x und y: **ø15/10** (15,39 cm²/m)

Halfen HBD-Ausgaben: siehe folgende Seiten

HALFEN - Durchstanzbewehrung , ETA-12/0454 (für die Anwendung mit DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 + A1:2015-12)
HALFEN Bemessungsprogramm HDB, Version 13.71

Die Bemessung - einschließlich der statischen Werte - gilt ausschließlich für das ausgewiesene HALFEN-Produkt. Tragfähigkeiten von scheinbar baugleichen Fremdprodukten können abweichen. Für alternative Produkte kann der Anbieter der Software keine Gewährleistung übernehmen.

Durchstanznachweis für Innenecke (**Bodenplatte**)

Eingabewerte

Bemessungswert Durchstanzlast	V_{Ed}	=	380,0 kN
Erdbebenzone		=	0,1,2
Lasterhöhungsfaktor	β	=	1,20
Bodenpressung	σ_{gd}	=	70,0 kN/m²
Plattendicke	h	=	40 cm
statische Nutzhöhe	d	=	31 cm
Wanddicke	b	=	24 cm
Einflussbreite	a	=	46,5 cm
Betondeckung oben / unten	$c_{nom,o}$ / $c_{nom,u}$	=	4 cm / 4 cm

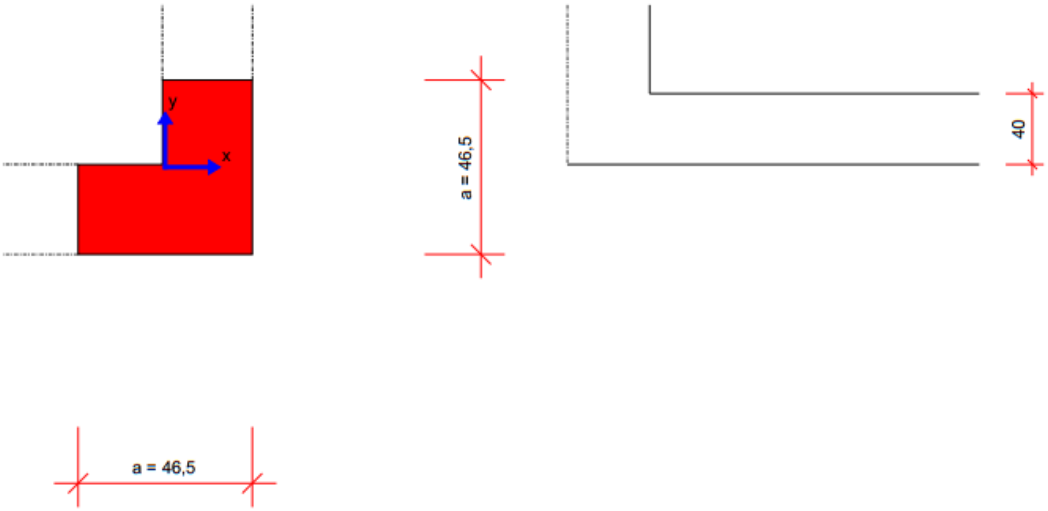
Material

Beton / Stahlsorte Biegezugbewehrung / HDB		=	C25/30 / B500 / B500
Flächenbewehrung	a_{sx}	=	26,7 cm²/m (ρ_x = 0,86 %)
Flächenbewehrung	a_{sy}	=	26,7 cm²/m (ρ_y = 0,86 %)
Längsbewehrungsgrad	ρ_l	=	0,86 % < 1,63 %

Ergebnisse am kritischen Rundschnitt

Länge des Rundschnittes	u	=	141,7 cm
Bemessungswert der Einwirkung	ß · V_{Ed}	=	456,0 kN
Widerstand ohne Durchstanzbewehrung	$V_{Rd,c}$	=	465,0 kN
Maximaltragfähigkeit	$V_{Rd,max}$	=	817,6 kN

Keine Durchstanzbewehrung erforderlich



Durchstanzen DS 400-7

Auf der sicheren Seite liegend wird hier eine Eckstütze betrachtet. Die Dübelleistenanordnung muss entsprechend der Geometrie angepasst werden.

Eckstütze, b = 24 cm

Aus Pos. 314 (s. S. 245ff.)

G_k = 137,9 kN
Q_k = 52,3 kN

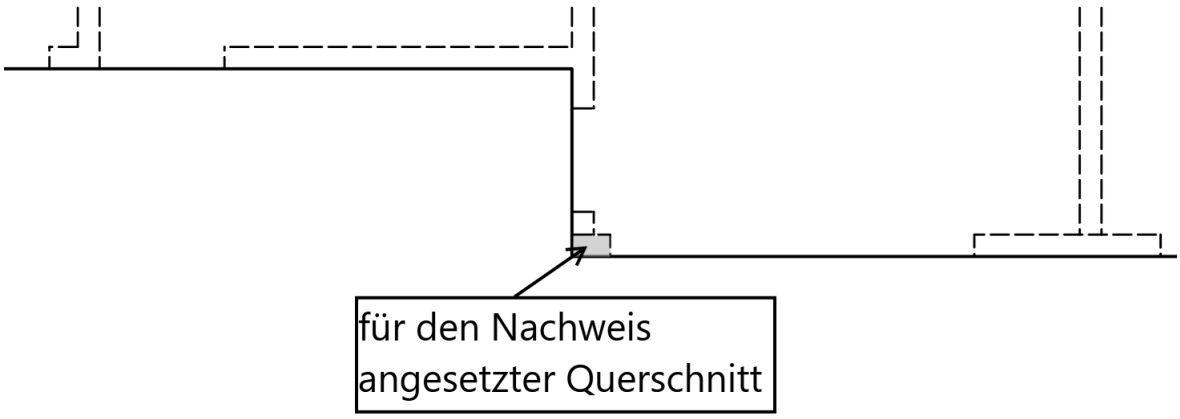
Aus Pos. 319 (s. S. 267ff.)

G_k = 88,1 kN
Q_k = 19,3 kN

V_{Ed} = 1,35 * (137,9 + 88,1) kN/m + 1,5 * (52,3 + 19,3) kN/m = **412,5 kN**

Durchstanzbewehrung erforderlich. Erforderliche Zulage in x und y: **ø12/10** (11,31 cm²/m)

Die Anordnung der erforderlichen Bohlen ist entsprechend der tatsächlichen Stützengeometrie anzupassen.



Halfen HBD-Ausgaben: siehe folgende Seiten

HALFEN - Durchstanzbewehrung , ETA-12/0454 (für die Anwendung mit DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 + A1:2015-12)
HALFEN Bemessungsprogramm HDB, Version 13.71

Die Bemessung - einschließlich der statischen Werte - gilt ausschließlich für das ausgewiesene HALFEN-Produkt. Tragfähigkeiten von scheinbar baugleichen Fremdprodukten können abweichen. Für alternative Produkte kann der Anbieter der Software keine Gewährleistung übernehmen.

Durchstanznachweis für Rechteckstütze im Eckbereich (**Bodenplatte**)

Eingabewerte

Bemessungswert Durchstanzlast	V_{Ed}	=	415,0 kN
Erdbebenzone		=	0,1,2
Lasterhöhungsfaktor	β	=	1,50
Bodenpressung	σ_{gd}	=	170,0 kN/m²
Plattendicke	h	=	40 cm
statische Nutzhöhe	d	=	31 cm
Stützenbreite	b	=	40 cm
Stützenbreite	a	=	24 cm
Randabstand / Neigung	c / α	=	0 cm / 0 °
Randabstand / Neigung	e / α	=	0 cm / 0 °
Betondeckung oben / unten	$c_{nom,o}$ / $c_{nom,u}$	=	4 cm / 4 cm

Material

Beton / Stahlsorte Biegezugbewehrung / HDB		=	C25/30 / B500 / B500
Flächenbewehrung	a_{sx}	=	22,6 cm²/m (ρ_x = 0,73 %)
Flächenbewehrung	a_{sy}	=	22,6 cm²/m (ρ_y = 0,73 %)
Längsbewehrungsgrad	ρ_l	=	0,73 % < 1,63 %

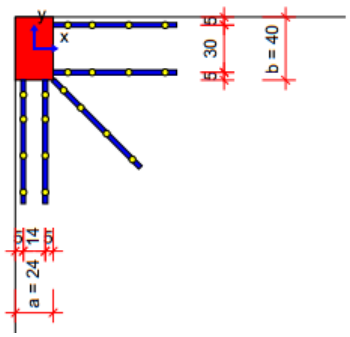
Ergebnisse am kritischen Rundschnitt

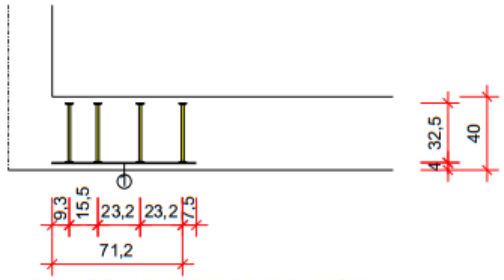
Länge des Rundschnittes	u	=	112,7 cm
Bemessungswert der Einwirkung	ß · V_{Ed}	=	622,5 kN
Widerstand ohne Durchstanzbewehrung	$V_{Rd,c}$	=	378,7 kN
Maximaltragfähigkeit	$V_{Rd,max}$	=	644,0 kN

Ergebnisse am äußeren Rundschnitt

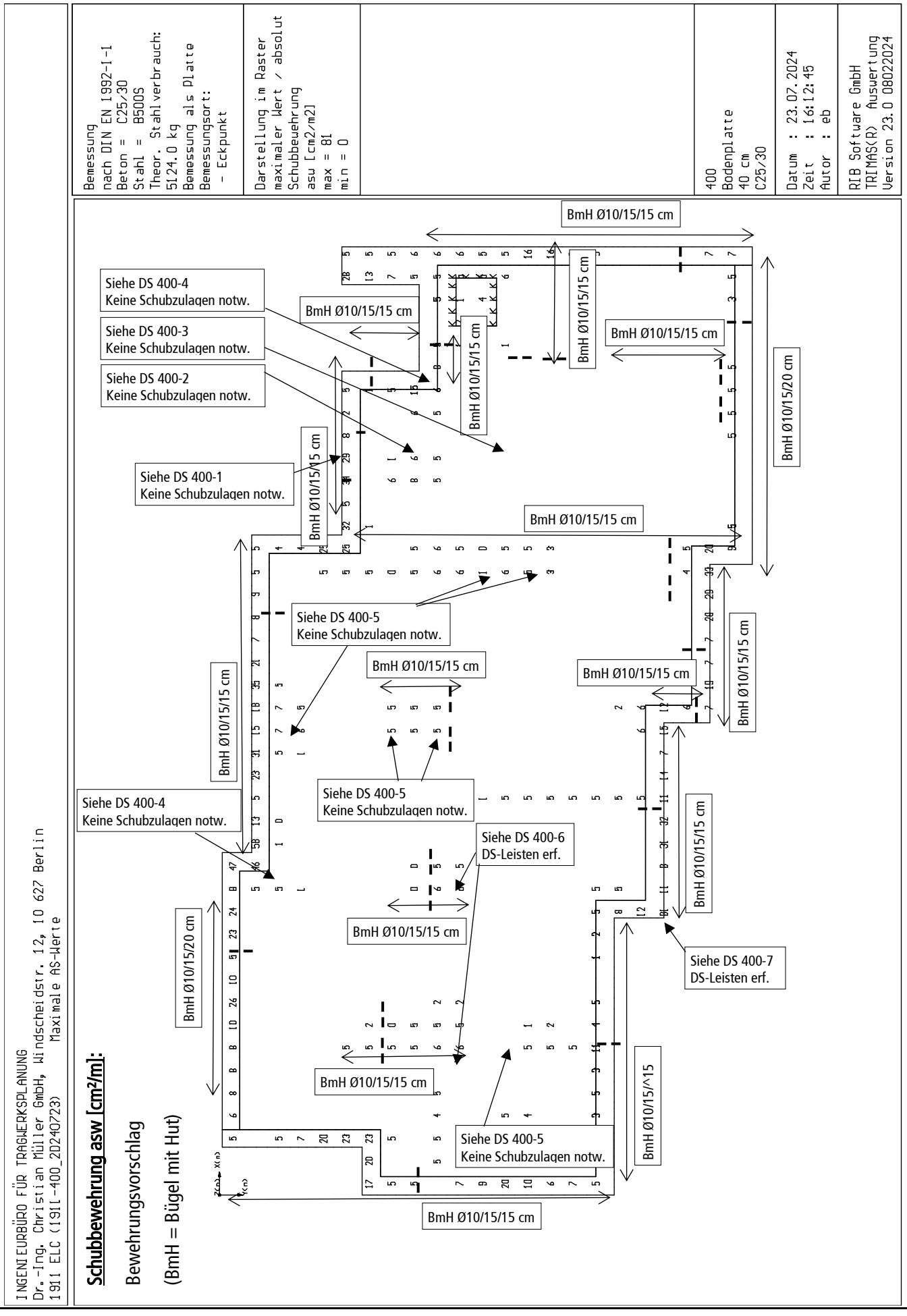
Leistenlänge (erf. / vorh.)	l_s	=	57,3 / 71,3 cm
Länge des Rundschnittes (erf. / vorh.)	u_{out}	=	227 / 249 cm
Widerstand ohne Durchstanzbewehrung	$V_{Rd,c,out}$	=	528,1 kN
Widerstand mit Durchstanzbewehrung	$V_{Rd,sy}$	=	716,5 kN

Gewählt: HDB-14/325-4/787 (93/155/2x232/75) / ---





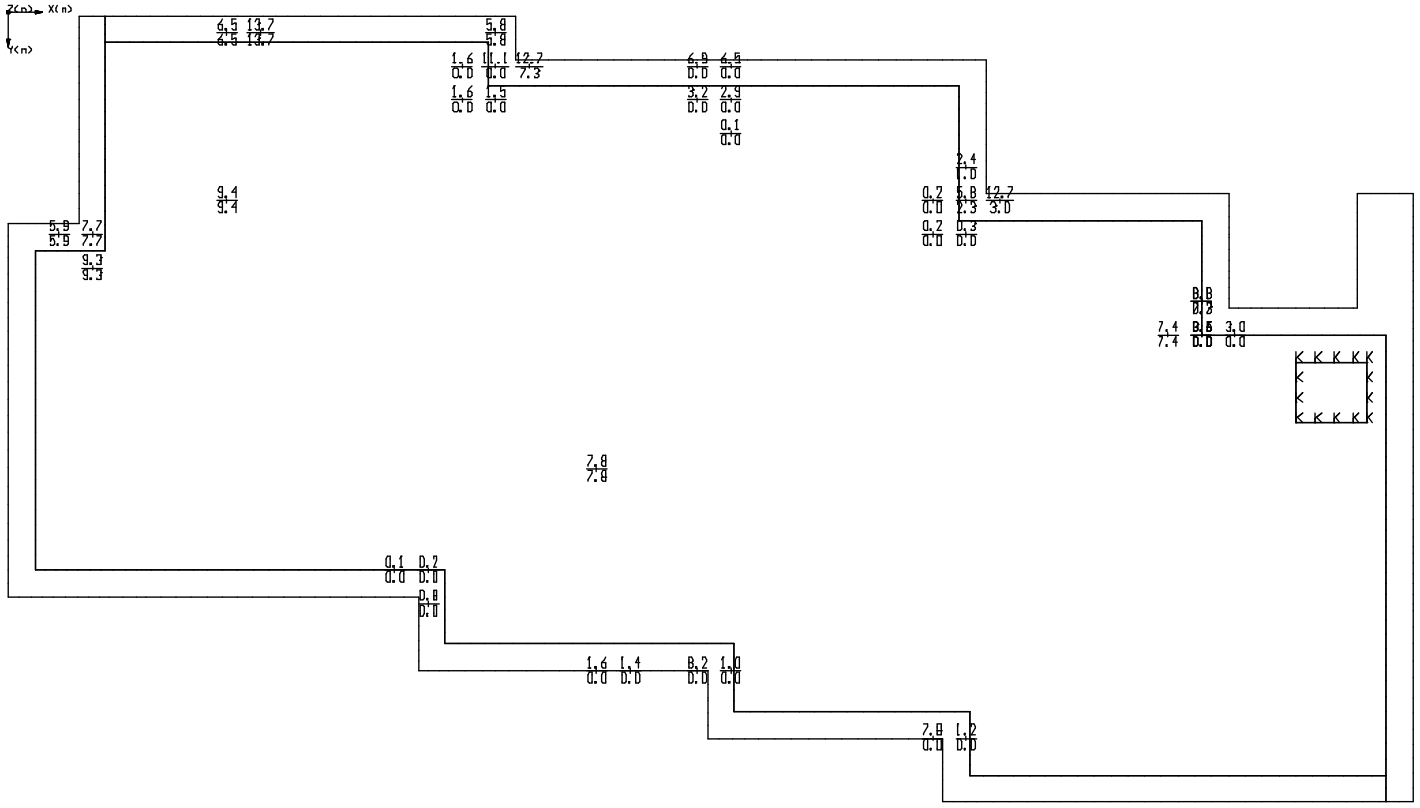
① 5x 1x HDB-14/325-4/787 (93/155/2x232/75)


INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG
Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin
1911 ELC (1911-400_2D240723) Maximale AS-Werte
Schubbewehrung asw [cm²/m]:
Bewehrungsvorschlag
(BmH = Bügel mit Hut)
Bemessung
nach DIN EN 1992-1-1
Beton = C25/30
Stahl = B500S
Theor. Stahlverbrauch:
5124.0 kg
Bemessung als Platte
Bemessungsart:
- Eckpunkt
Darstellung im Raster
maximaler Wert / absolut
Schubbewehrung
asw [cm2/m2]
max = 81
min = 0
400
Bodenplatte
40 cm
C25/30
Datum : 23.07.2024
Zeit : 16:12:45
Autor : eb
RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024
BmH Ø10/15/15 cm
BmH Ø10/15/20 cm
BmH Ø10/15/^15
Siehe DS 400-1
Keine Schubzulagen notw.
Siehe DS 400-2
Keine Schubzulagen notw.
Siehe DS 400-3
Keine Schubzulagen notw.
Siehe DS 400-4
Keine Schubzulagen notw.
Siehe DS 400-5
Keine Schubzulagen notw.
Siehe DS 400-6
DS-Leisten erf.
Siehe DS 400-7
DS-Leisten erf.

Erforderliche Bewehrung: [cm²/m]

Untere Lage

Grundbewehrung: # ø12/10



Bemessung
nach DIN EN 1992-1-1
Beton = C25/30
Stahl = B500S
Theor. Stahlverbrauch:
5124.0 kg
untere Lage [cm2/m]
Darstellung im Raster
Grundbeu. : 11.31/11.31
wird berücksichtigt
Randachsabstand [cm]:
d1-x, d1-y: 2.5/2.5
Bemessung als Platte
Bemessungsort:
- Eckpunkt

400
Bodenplatte
40 cm
C25/30

Datum : 23.07.2024
Zeit : 16:13:50
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Datum

Auftrag Nr. 1911

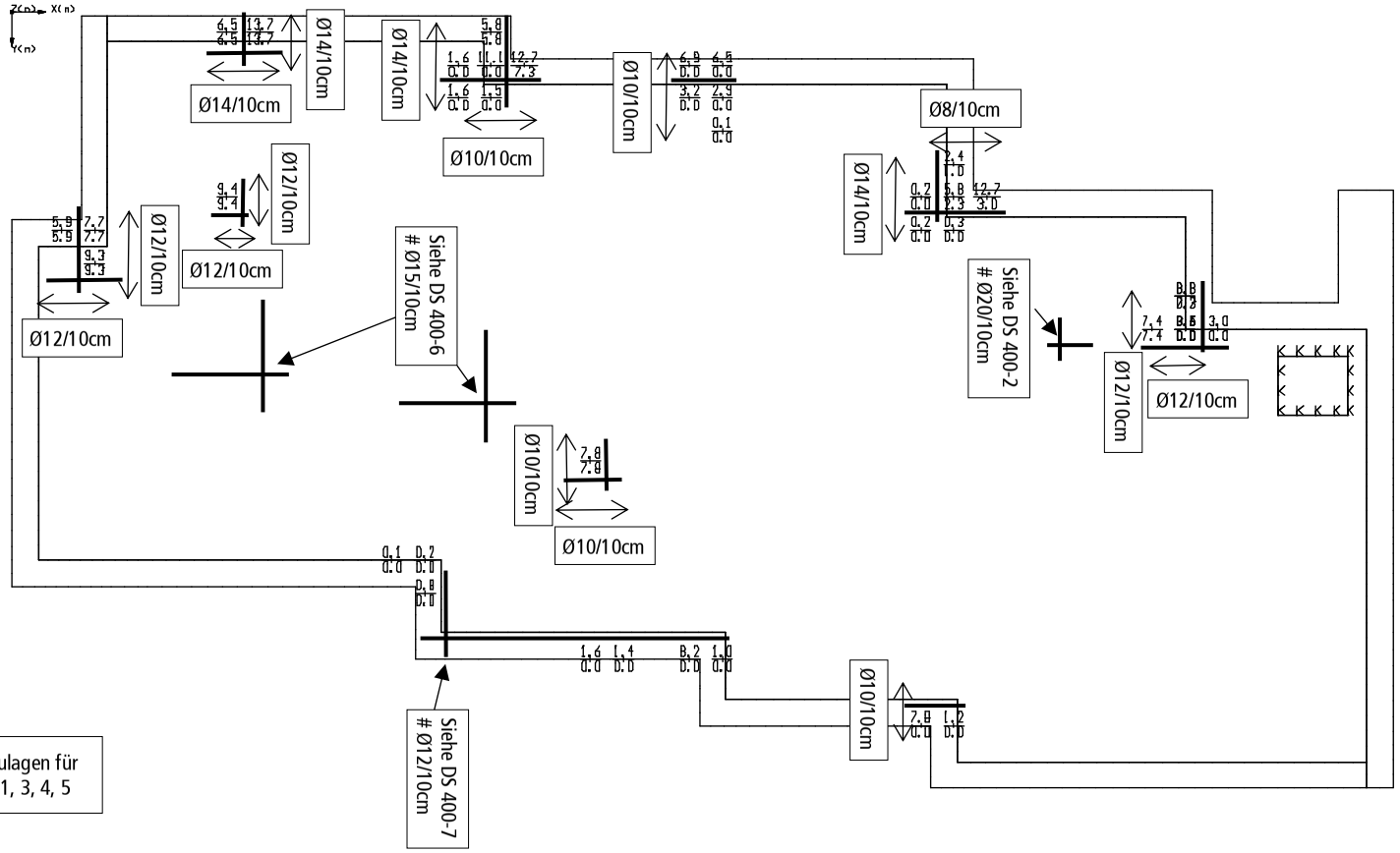
Pos. 400

Seite 337

Bewehrungsvorschlag: [cm²/m]

Untere Lage

Grundbewehrung: # ø12/10 + Zulage



Keine Zulagen für
DS 400-1, 3, 4, 5

Bemessung
nach DIN EN 1992-1-1
Beton = C25/30
Stahl = B500S
Theor. Stahlverbrauch:
5124.0 kg
untere Lage [cm2/m]
Darstellung im Raster
Grundbeu. : 11.31/11.31
wird berücksichtigt
Randachsabstand [cm]:
d1-x, d1-y: 2.5/2.5
Bemessung als Platte
Bemessungsort:
- Eckpunkt

400
Bodenplatte
40 cm
C25/30

Datum : 23.07.2024
Zeit : 16:13:50
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

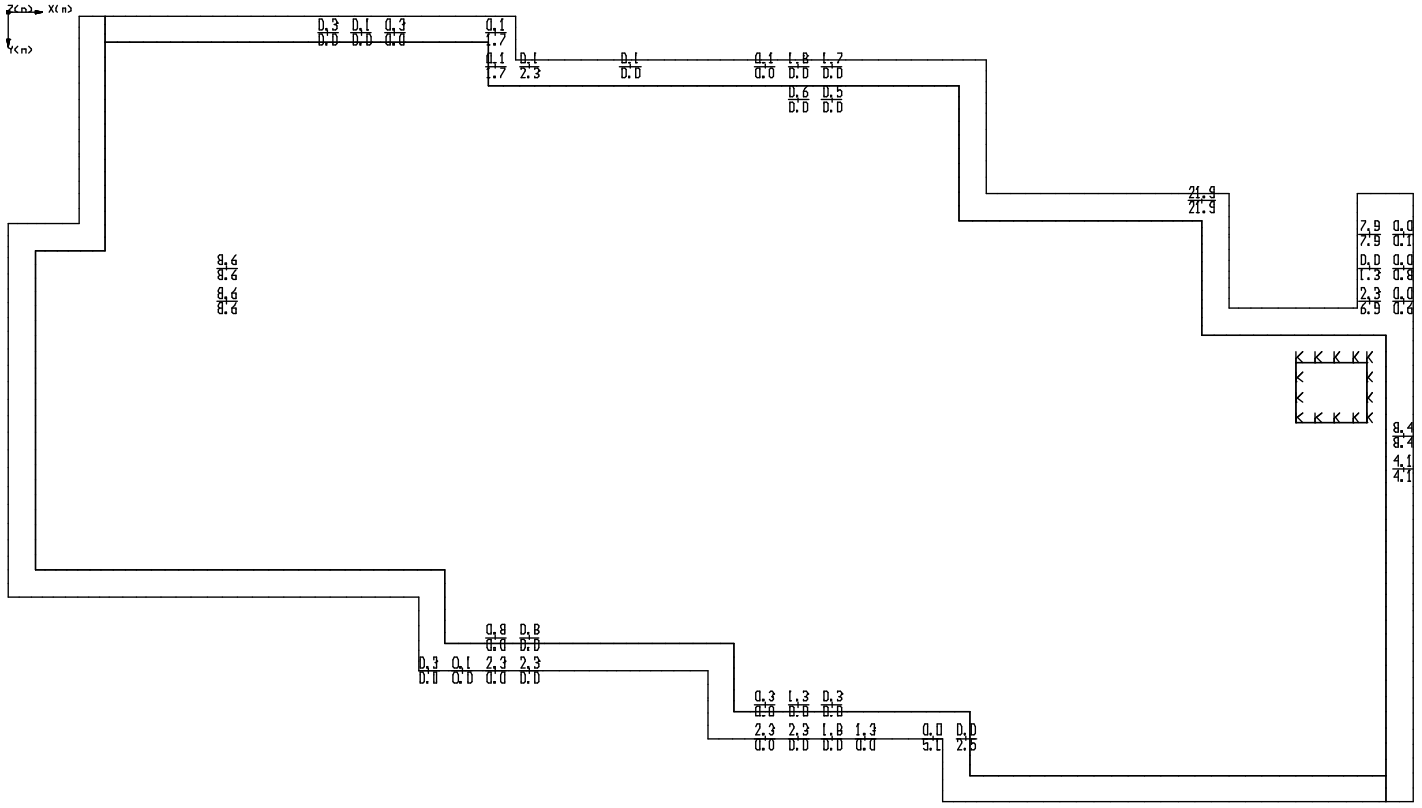
Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Auftrag Nr.	Seite
1911	338
Datum	Pos.
	400

Erforderliche Bewehrung: [cm²/m]

Obere Lage

Grundbewehrung: # ø12/10



Bemessung
nach DIN EN 1992-1-1
Beton = C25/30
Stahl = B500S
Theor. Stahlverbrauch:
5124.0 kg
obere Lage [cm2/m]
Darstellung im Raster
Grundbew. : 11.31/11.31
wird berücksichtigt
Randachsabstand [cm]:
d1-x, d1-y: 2.5/2.5
Bemessung als Platte
Bemessungsort:
- Eckpunkt

400
Bodenplatte
40 cm
C25/30

Datum : 23.07.2024
Zeit : 16:14:6
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

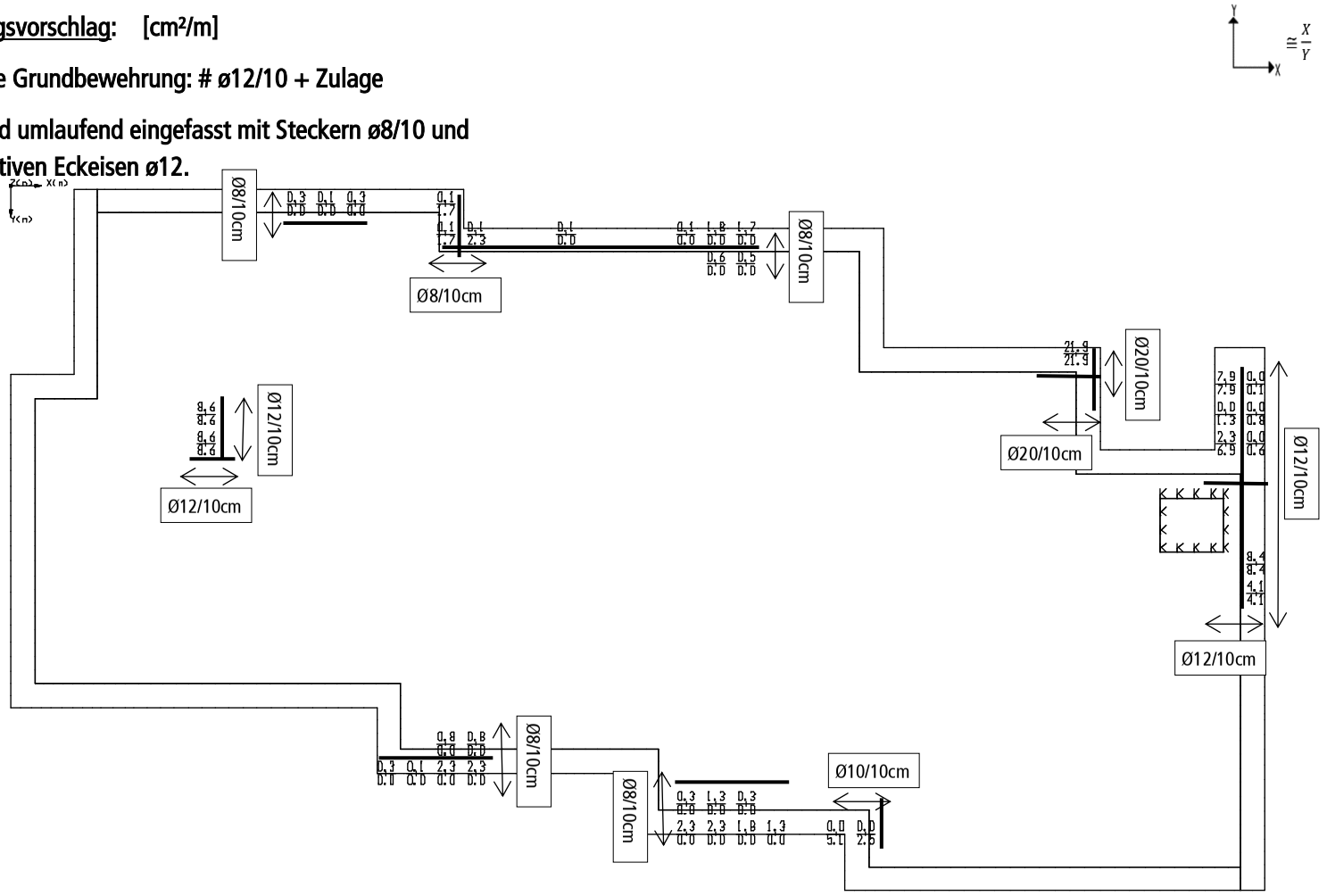
Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Auftrag Nr.	Seite
1911	339
Datum	Pos.
	400

Bewehrungsvorschlag: [cm²/m]

Obere Lage Grundbewehrung: # ø12/10 + Zulage

Deckenrand umlaufend eingefasst mit Steckern ø8/10 und 2 konstruktiven Eckeisen ø12.



Bemessung
nach DIN EN 1992-1-1
Beton = C25/30
Stahl = B500S
Theor. Stahlverbrauch:
5124.0 kg
obere Lage [cm2/m]
Darstellung im Raster
Grundbeu. : 11.31/11.31
wird berücksichtigt
Randachsabstand [cm]:
d1-x, d1-y: 2.5/2.5
Bemessung als Platte
Bemessungsort:
- Eckpunkt

400
Bodenplatte
40 cm
C25/30

Datum : 23.07.2024
Zeit : 16:14:6
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

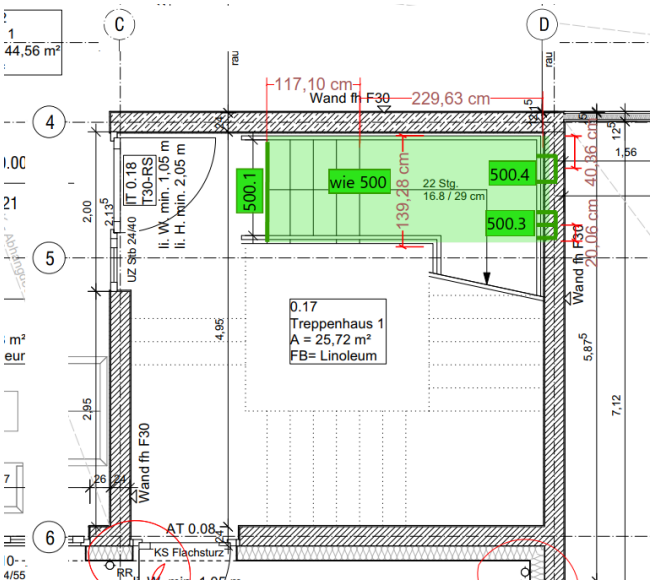
Auftrag Nr.	Seite
1911	340
Datum	Pos.
	400

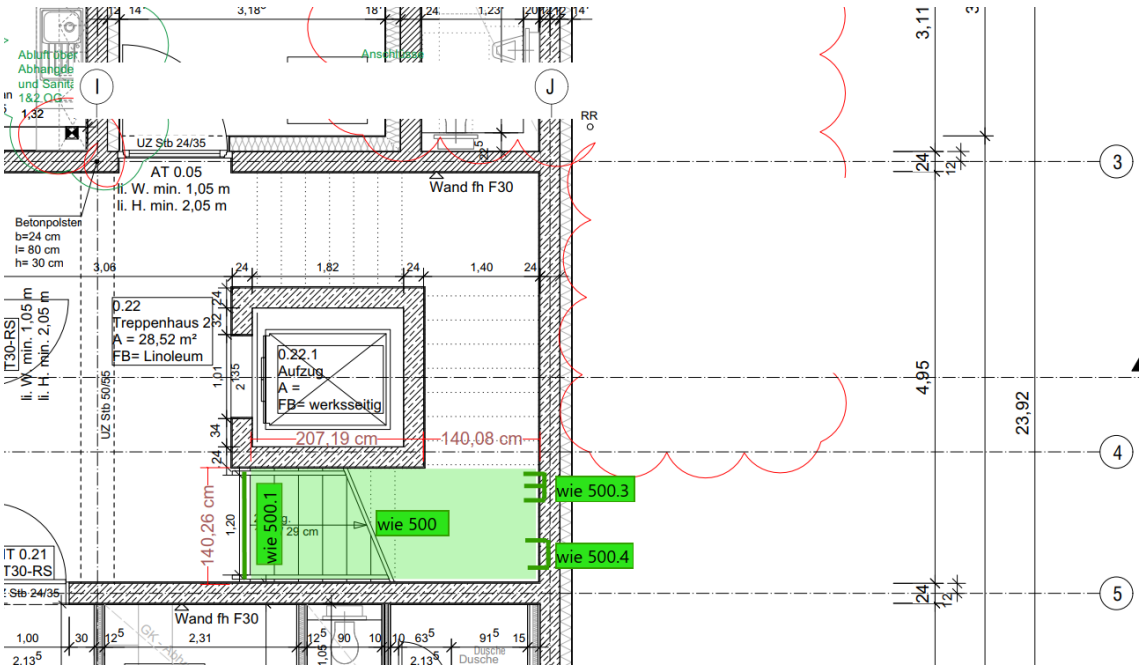
Pos. 500 Treppenlauf mit Podest, C25/30, XC1, h = 20 cm

In dem Gebäude gibt es zwei Treppenhäuser, welche das EG mit dem 1.OG und das 1.OG mit dem 2.OG verbinden. Die Treppenläufe und Zwischenpodeste werden gemäß der nachfolgenden Übersichtsskizzen bemessen.

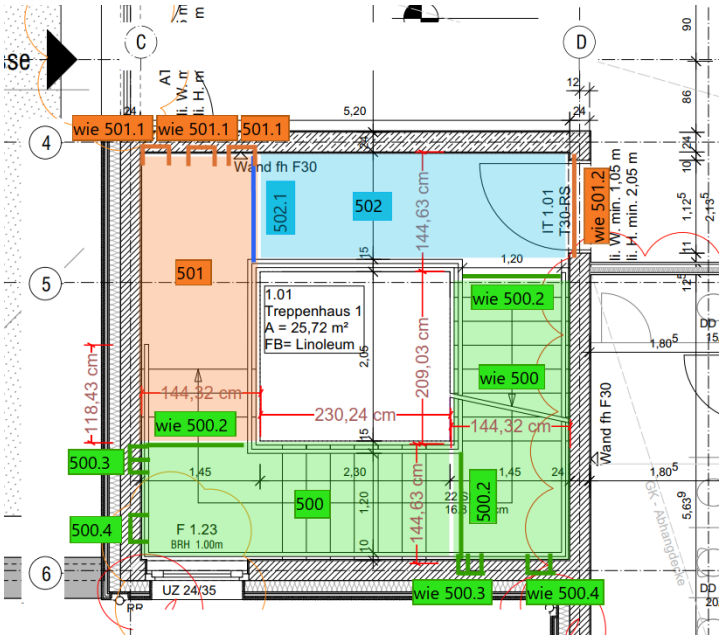
Übersichtsskizzen:

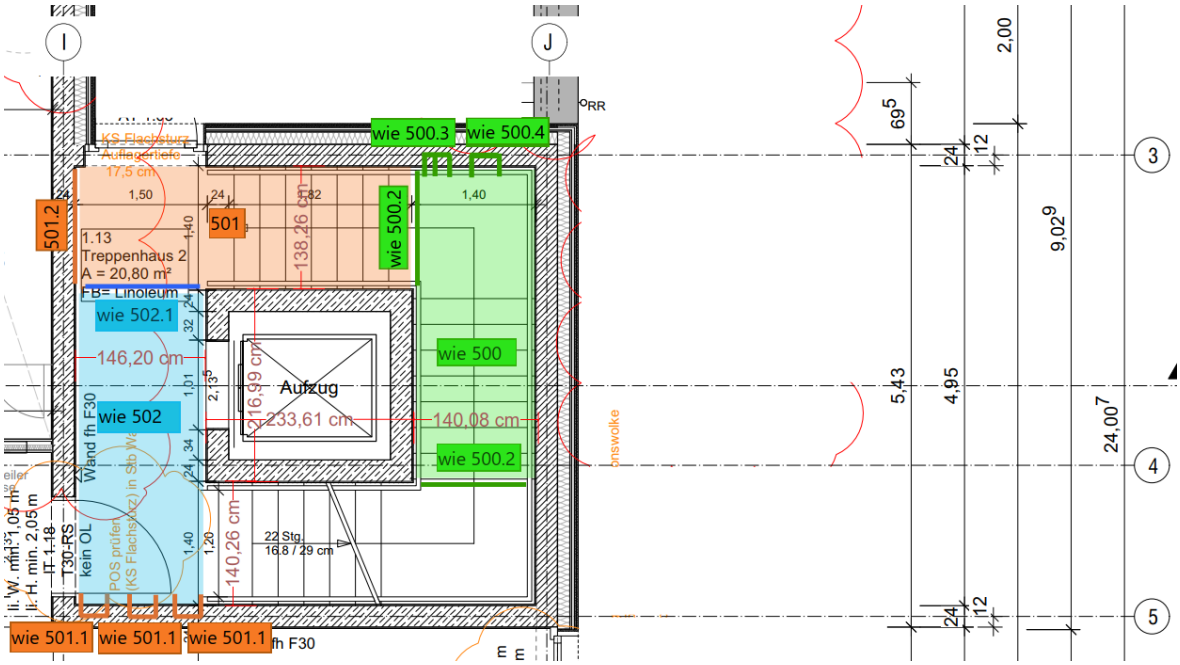
Grundriss EG:





Grundriss 1.OG:

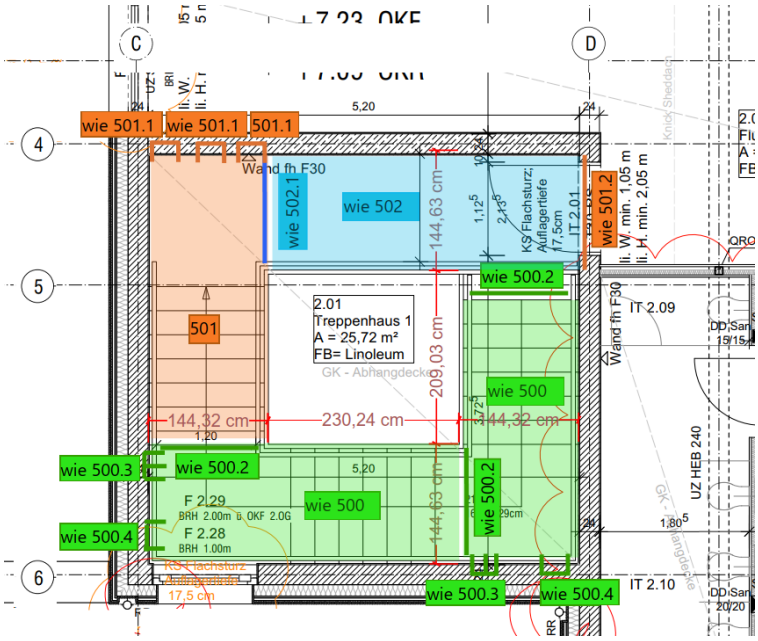


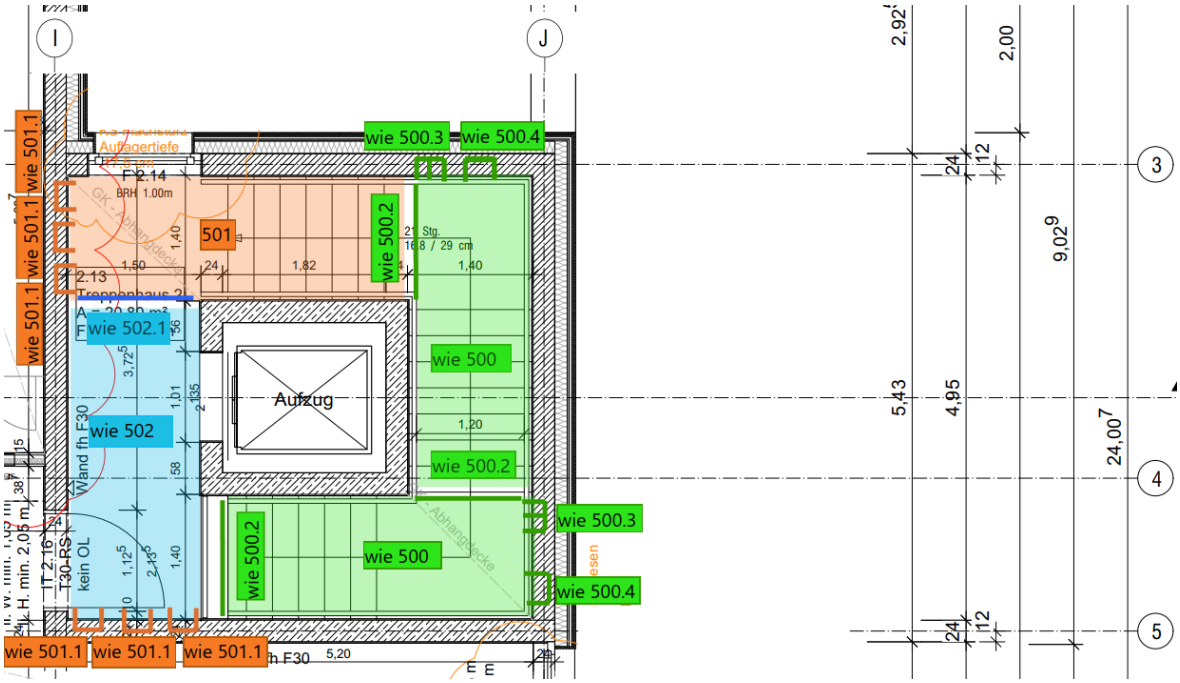


Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Auftrag Nr.	Seite
1911	343'
Datum	**Pos.**
07.10.2024	341

Grundriss 2.OG:





Es ist eine Fertigteilbauweise geplant.

Aufgrund der asymmetrischen Belastung und Lagerung wird der Treppenlauf als räumliches FEM-System bemessen.

Treppenbreite	b	= 1,45 m
Länge Treppenlauf	$l_{Treppenlauf}$	= 2,30 m
Länge Podest	l_{Podest}	= 1,45 m
Stufen	Steigung / Auftritt	= 16,8 / 29,0 cm
Steigung	α= arctan(29cm/16,8cm)	= 59,9°

Lastannahmen

Aus Lastannahmen „Treppenlauf" (s. S. 10)

g_k = 0,83 kN/m² + 0,07 kN/m² + 0,24 kN/m² + 2,1 kN/m² = **3,3 kN/m²**
(beinhaltet: Stahlgeländer, Linoliumbelag, Spachtelmasse, Stahlbetonstufen)

q_k = **5,0 kN/m²**

Aus Lastannahmen „Treppenlauf Hauptpodest" (s. S. 10)

g_k = **2,65 kN/m²**

q_k = **5,0 kN/m²**

Durch den „windmühlenförmigen Aufbau" der Treppenläufe ergibt sich eine Linienlast auf dem Treppenpodest aus dem Treppenlauf einer sich anschließenden Treppe:

g_k = $L_{Treppenlauf}$ * ($g_{k,Treppenlauf}$ + $g_{k,EG\text{-}treppenlauf}$)
= 2,3 m * (3,3 kN/m² + 25,0 kN/m³ * 0,2 m / sin59,9°) = **20,9 kN/m**

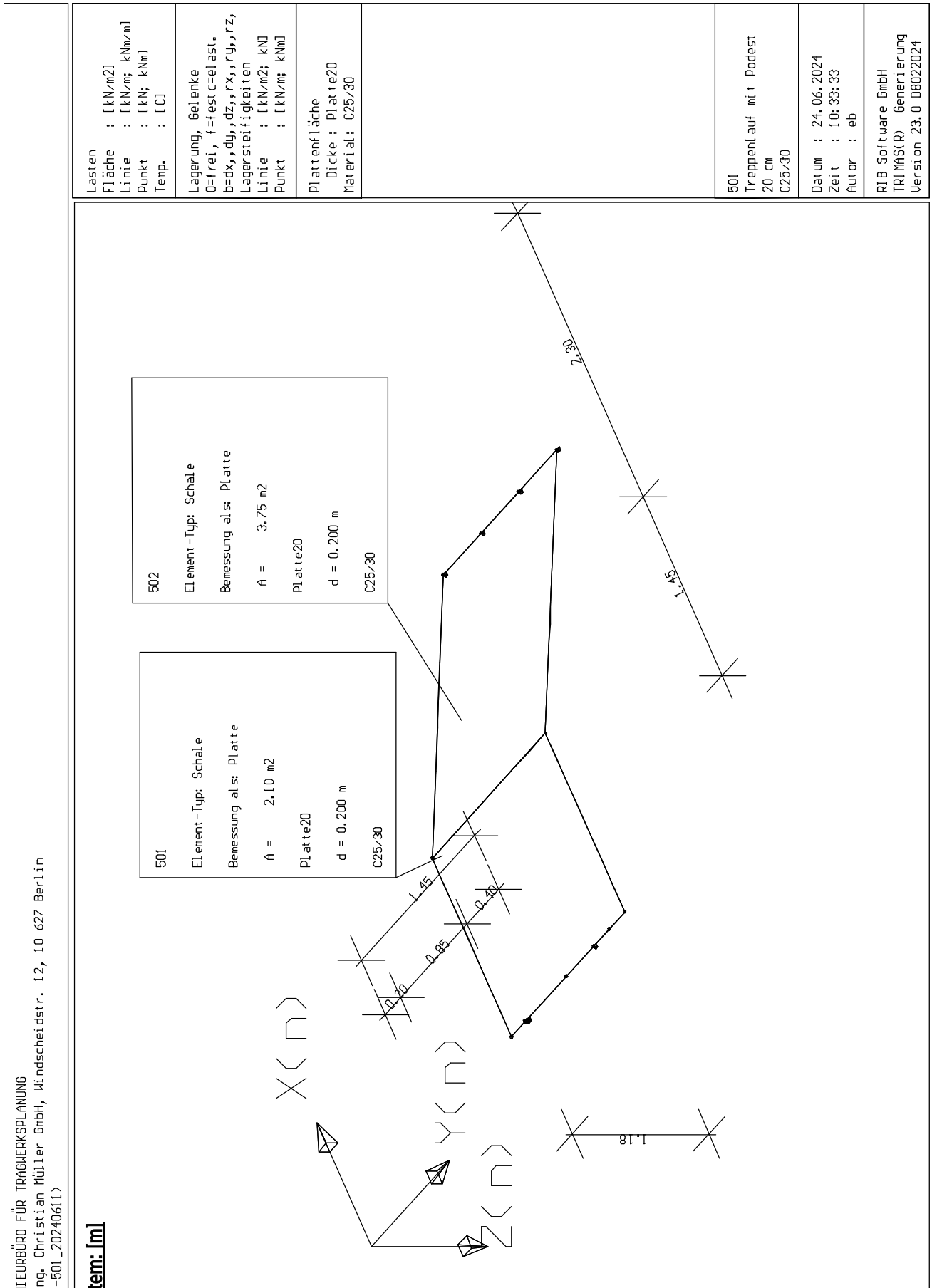
q_k = $L_{Treppenlauf}$ * q_k = 2,3 m * 5,0 kN/m² = **11,5 kN/m**

Das Eigengewicht wird programmintern berücksichtigt.

Mit der Pos. 500 wird die maximal erforderliche Kranlast vorgegeben:

G_k = 25,0 kN/m³ * 0,20 m * 1,45 m * 1,45 m
+ 25,0 kN/m³ * 0,20 m / sin(59,9°) * 1,45 m * 2,30 m
+ 25,0 kN/m³ * 0,168 m * 0,29 m / 2 * 1,45 m * 7
= 40,0 kN = **4,0 t**

Bemessung


Lasten
Fläche : [kN/m2]
Linie : [kN/m; kNm/m]
Punkt : [kN; kNm]
Temp. : [C]
Lagerung, Gelenke
0=frei, f=fest<=elast.
b=dx,,dy,,dz,,rx,,ry,,rz,
Lagersteifigkeiten
Linie : [kN/m2; kN]
Punkt : [kN/m; kNm]
Plattenfläche
Dicke : Platte20
Material: C25/30
501
Treppenlauf mit Podest
20 cm
C25/30
Datum : 24.06.2024
Zeit : 10:33:33
Autor : eb
RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Generierung
Version 23.0 D8022024
502
Element-Typ: Schale
Bemessung als: Platte
A = 3.75 m2
Platte20
d = 0.200 m
C25/30
501
Element-Typ: Schale
Bemessung als: Platte
A = 2.10 m2
Platte20
d = 0.200 m
C25/30
2.30
1.45
1.45
0.40
0.85
0.20
1.18
INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG
Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin
<1911-501_20240611>
System: [m]

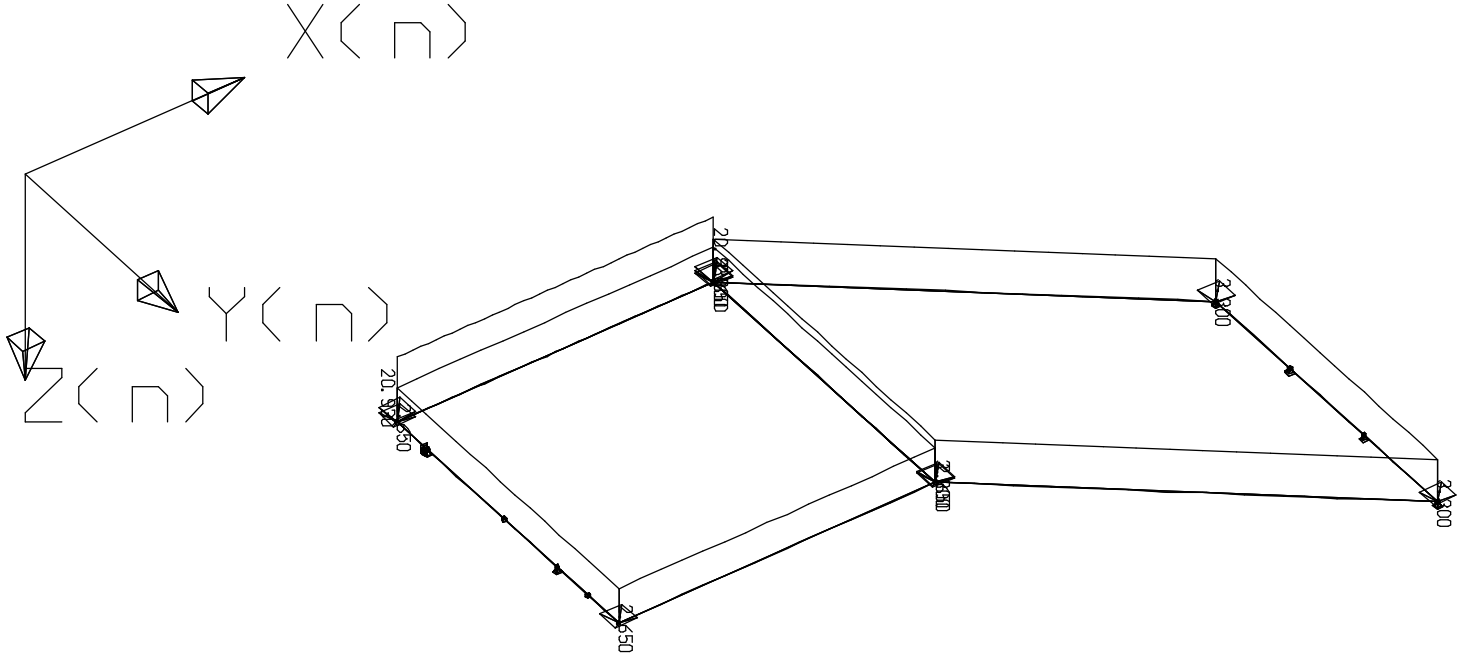
Lasten: Lastfall g_k Eigenlasten

$g_{k,Podest}$ = 2,65 kN/m²

$g_{k,Treppenlauf}$ = 3,3 kN/m²

$g_{k,Linie\ Podest}$ = 20,93 kN/m

Das Eigengewicht wird programmintern berücksichtigt



Lasten
Fläche : [kN/m2]
Linie : [kN/m; kNm/m]
Punkt : [kN; kNm]
Temp. : [C]

Lagerung, Gelenke
0=frei, f=festc=elast.
b=dx,,dy,,dz,,rx,,ry,,rz,
Lagersteifigkeiten
Linie : [kN/m2; kN]
Punkt : [kN/m; kNm]

Plattenfläche
Dicke : Platte20
Material: C25/30

Teilsicherheitsbeiwerte:
gamma=1.00/1.35
Kombinationsbeiwerte:
psi(0/1)=1.00/1.00
psi(2/1[)=1.00/1.00

501
Treppenlauf mit Podest
20 cm
C25/30

Datum : 24.06.2024
Zeit : 10:36:8
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Generierung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

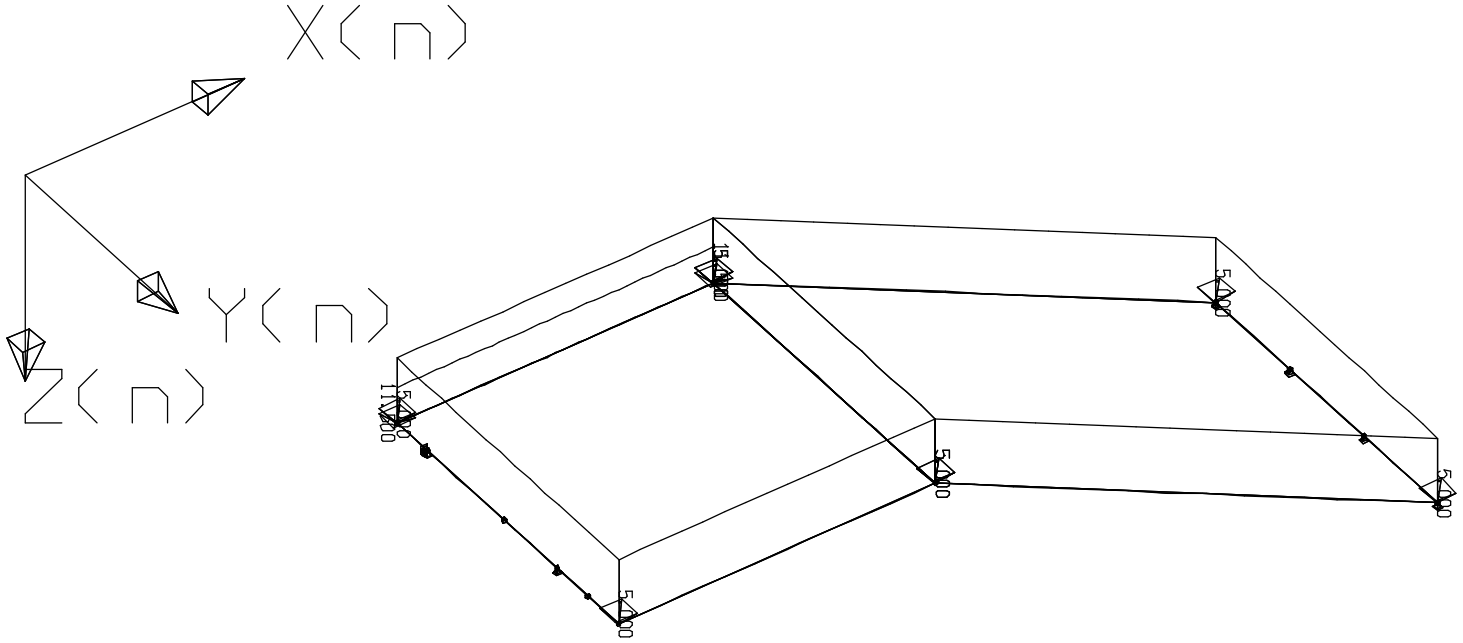
Auftrag Nr.	Seite
1911	346'
Datum	Pos.
07.10.2024	341

Lasten: Lastfall q_k Nutzlasten

$g_{k,Podest}$ = 5,0kN/m²

$g_{k,Treppenlauf}$ = 5,0 kN/m²

$g_{k,Linie\ Podest}$ = 11,5 kN/m



Lasten
Fläche : [kN/m2]
Linie : [kN/m; kNm/m]
Punkt : [kN; kNm]
Temp. : [C]

Lagerung, Gelenke
0=frei, f=festc=elast.
b=dx,,dy,,dz,,rx,,ry,,rz,
Lagersteifigkeiten
Linie : [kN/m2; kN]
Punkt : [kN/m; kNm]

Plattenfläche
Dicke : Platte20
Material: C25/30

Teilsicherheitsbeiwerte:
gamma=1.50
Kombinationsbeiwerte:
psi(0/1)=0.70/0.50
psi(2/1[)=0.30/1.00

501
Treppenlauf mit Podest
20 cm
C25/30

Datum : 24.06.2024
Zeit : 10:35:0
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Generierung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Datum 07.10.2024
Auftrag Nr. 1911
Pos. 341
Seite 347'

INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG
Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin
<1911-501_20240611> E2 Lager/F(z): <K) Fsz Grundkombination (design)

Lagerreaktionen Maximum
min Fsz = 3 kN
max Fsz = 84 kN

Zahlenwerte (max)
Lagerreaktionen
Fsx/Fsy/Fsz [kN]
Msx/Msy/Msz [kNm]

501
Treppenlauf mit Podest
20 cm
C25/30

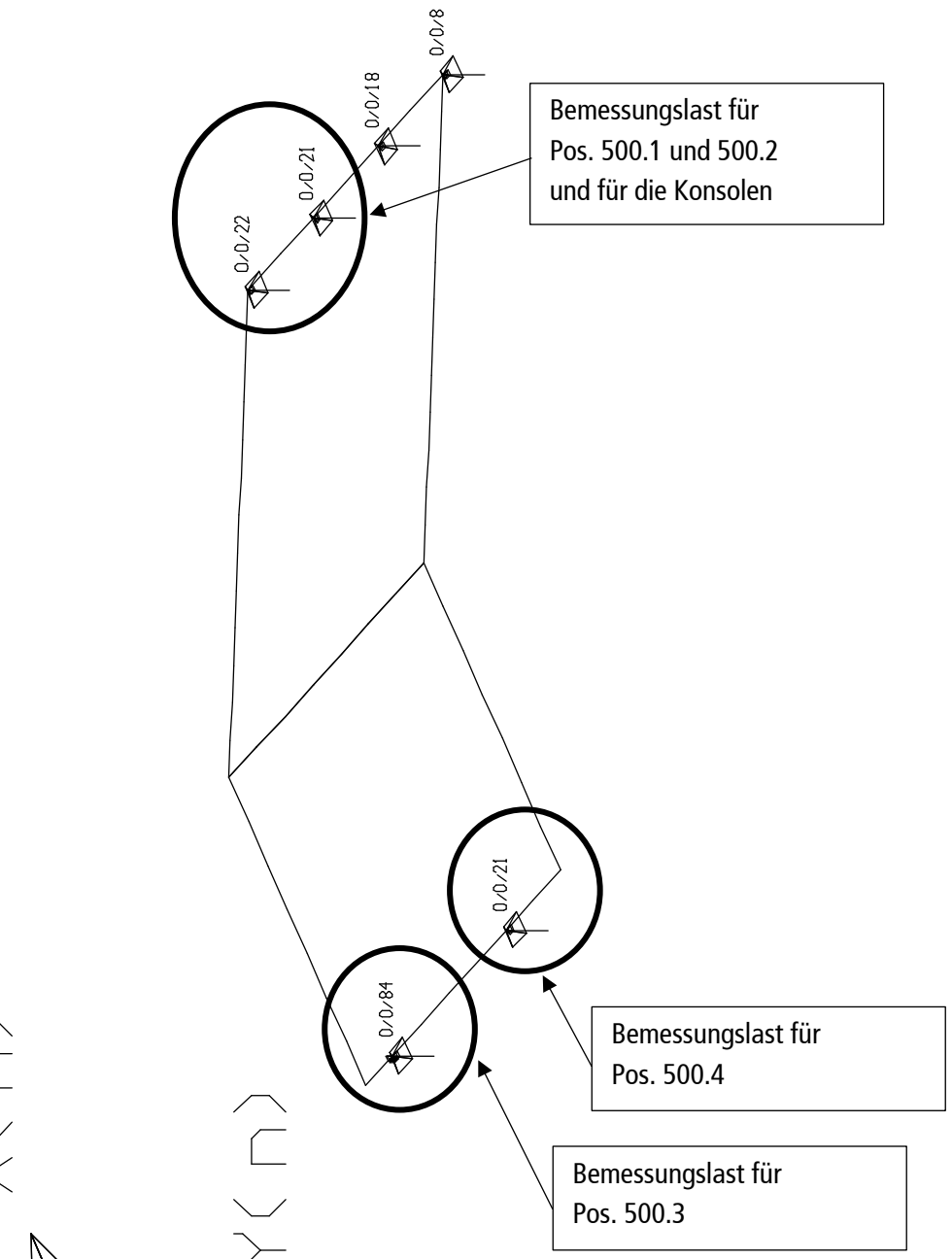
Datum : 24.06.2024
Zeit : 10:12:52
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

Lagerkräfte:

Lastfall Grundkombination

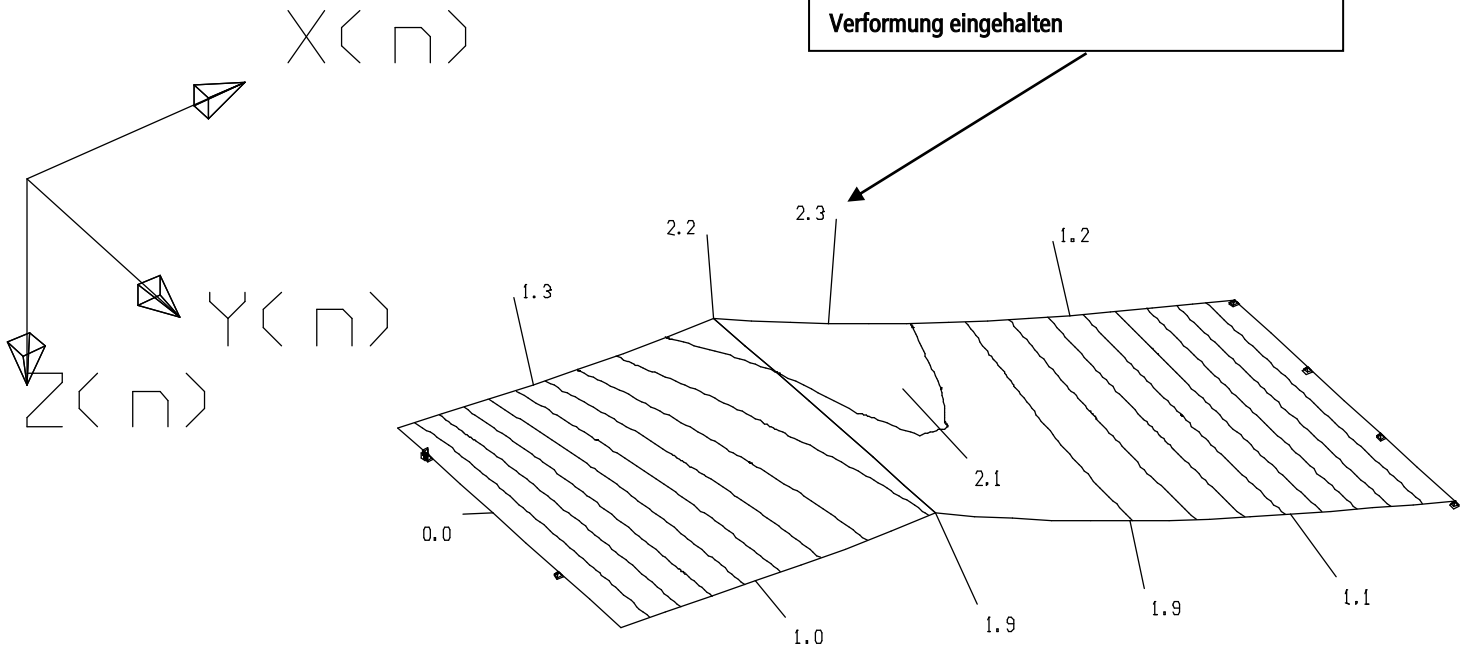
$F_{sz,d}$ [kN] design (Maximum)



Verformungen: d_z quasi ständig [mm]

Feld, darunter Wohnen:
$f_{max.} = L * /500 = (2300+1450) /500 = 7,5$ mm
$f_{vorh} = 3 * 2,3 = 6,9$ mm $\leq 7,0$ mm

Verformung eingehalten



Verschiebung
Dz (max)
max = 2.30 mm
min = 0.00 mm

Verformtes System
Skalierung : 70

501
Treppenlauf mit Podest
20 cm
C25/30

Datum : 24.06.2024
Zeit : 10:11:1
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

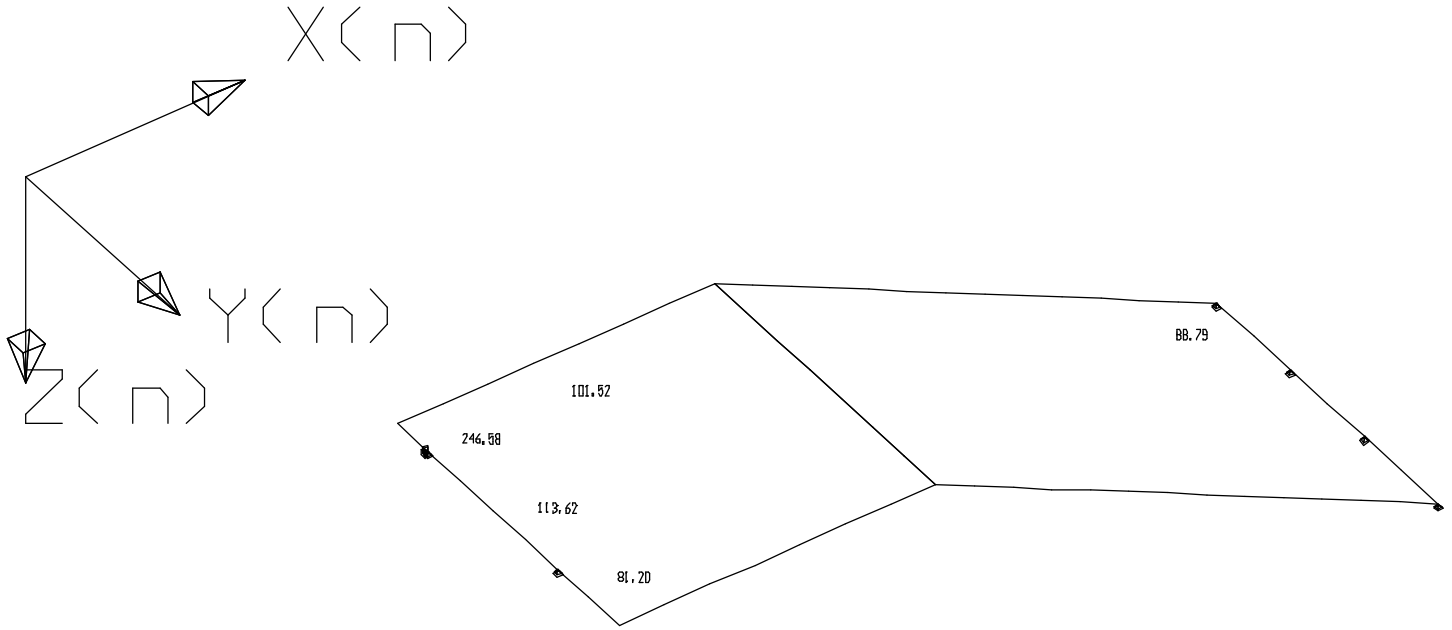
Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Auftrag Nr. 1911
Seite 349'
Datum 07.10.2024
Pos. 341

Bemessungsquerkraft: Übersicht V_{Ed} [kN/m]

(Maximalwerte im Raster 0,5 m)

Unterer Grenzwert 74,00 kN = V_{Rdc}



Bemessung
nach DIN EN 1992-1-1
Beton = C25/30
Stahl = B500M
Bemessung als Platte
Bemessungsort:
- Elementmitte

Lagerreaktionen
Darstellung im Raster
maximaler Wert / absolut
Bemessungsquerkraft
VEd [kN/m]
max = 246.58
min = 2.35
Untere Schranke : 74.00
Obere Schranke : 500.00

Zahlenwerte
Lagerreaktionen
Fsx/Fsy/Fsz [kN]
Msx/Msy/Msz [kNm]

501
Treppenlauf mit Podest
20 cm
C25/30

Datum : 24.06.2024
Zeit : 10:16:46
Autor : eb

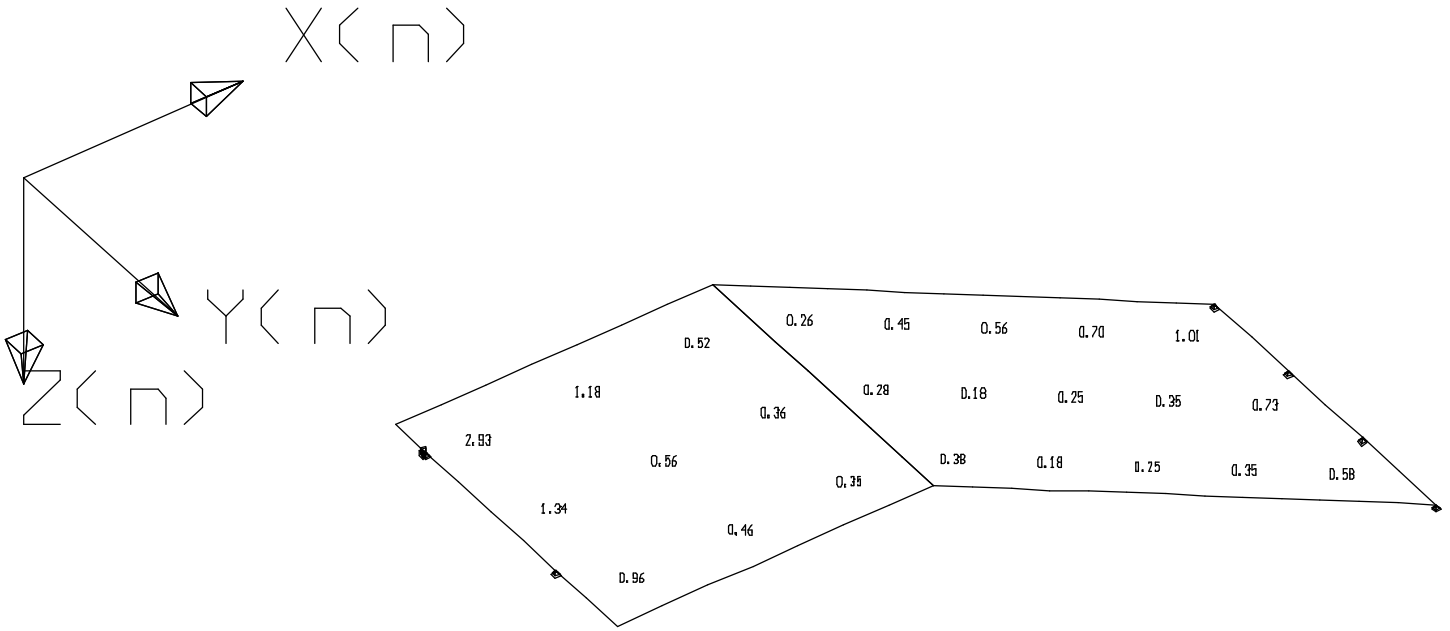
RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Datum	Auftrag Nr.
07.10.2024	1911
Pos.	**Seite**
341	350'

Schubtragfähigkeit:

Schubbewehrung nur erforderlich, wenn: $V_{Ed} / V_{Rd,c} > 1,0$



Bemessung
nach DIN EN 1992-1-1
Beton = C25/30
Stahl = B500M
Bemessung als Platte
Bemessungsort:
- Elementmitte

Lagerreaktionen
Darstellung im Raster
maximaler Wert / absolut
Ausnutzung
VEd/VRd,c [-]
max = 2.93
min = 0.03

Zahlenwerte
Lagerreaktionen
Fsx/Fsy/Fsz [kN]
Msx/Msy/Msz [kNm]

501
Treppenlauf mit Podest
20 cm
C25/30

Datum : 24.06.2024
Zeit : 10:15:17
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 D8022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Datum 07.10.2024
Auftrag Nr. 1911
Pos. 341
Seite 351'

Querkraftnachweis

Zunächst wird berechnet wie viel Querkraft die Platte ohne eine zusätzliche Querkraftbewehrung aufnehmen kann:

C25/30 mit f_{ck} = 25,00 N/mm², f_{cd} = 14,20 N/mm², γ_c = 1,5

h = 200,00 mm

c = 25,00 mm

A_{sl} = 2,57 cm²

b_w = 1000,00 mm (Betrachtung eines 1 m breiten Deckenstreifens)

$d = h - c - 20{,}00/2 - 10{,}00$ = 150,00 mm (Ann.: $d_{längs}$ = 20 mm, $d_{Bügel}$ = 10 mm)

$k = \min\{1 + (200/d)^{0,5}; 2\}$ = 2,0

$\rho_l = \min\{A_{sl} / (b_w * d); 0{,}02\}$ = 0,0013

$\nu_{min} = 0{,}0525 / \gamma_c * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2}$ = 0,49 (für d = 200 mm ≤ 600 mm)

σ_{cp} = 0,00 N/mm² (keine Betonlängsspannung)

$V_{Rdc} = \max\{ [0{,}15 / \gamma_c * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} + 0{,}12 * \sigma_{cp}] * b_w * d;$
$[\nu_{min} + 0{,}12 * \sigma_{cp}] * b_w * d] \}$
= 74,0 kN/m

Demnach muss für $V_{Ed} \leq$ **74,0 kN/m** keine Querkraftbewehrung eingebaut werden.

Querkraft

Bemessungswert

$a_{sw,erf}$ = 22,9 cm²/m² (siehe Ausdruck auf der nächsten Seite)

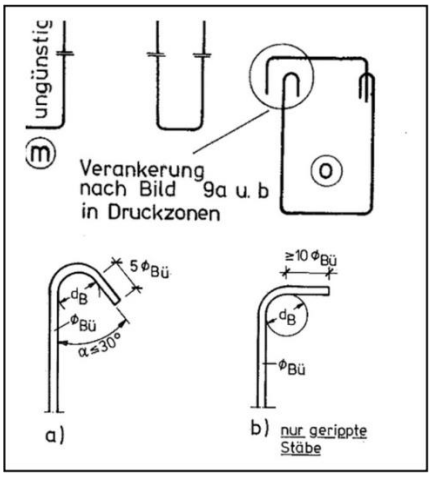
Bemessungswiderstandswert

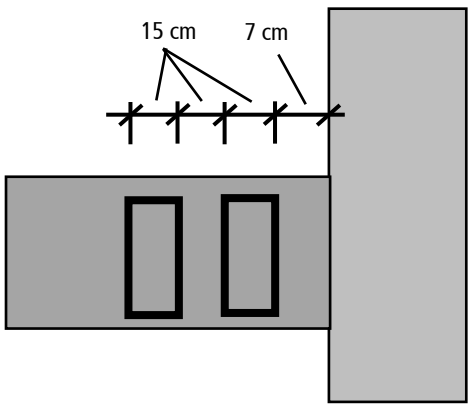
gewählt: **Ø8/10/15** = 26,3 cm²/m²

Ausbildung der Schubbewehrung:

Variante: Bügel mit „Hut"
aus „Vorlesung über Massivbau" Fritz Leonhardt, 1977

Übergreifung: **15 d_s = 12 cm** < 13,4 cm = 20 cm – 2,5 – 2,5 – 0,8 - 0,8

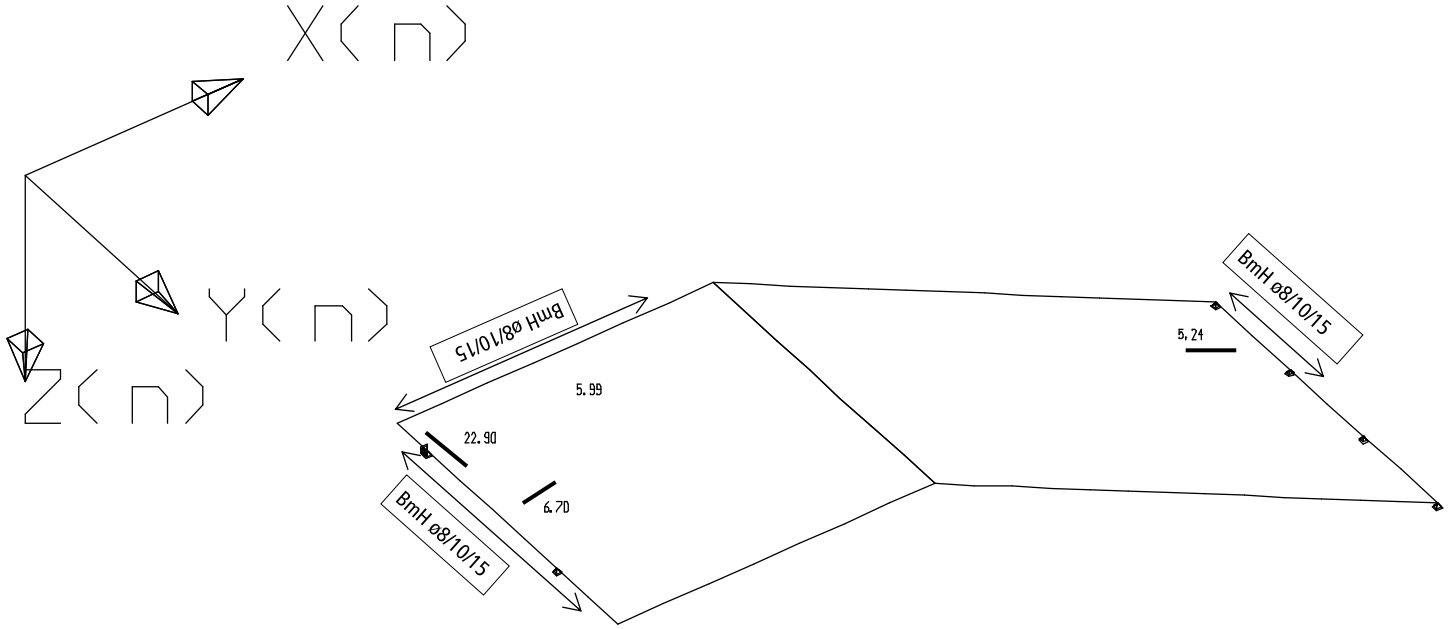




Schubbewehrung asw [cm²/m]:

Bewehrungsvorschlag

„BmH" = „Bügel mit Hut"



Bemessung
nach DIN EN 1992-1-1
Beton = C25/30
Stahl = B500M
Theor. Stahlverbrauch:
31.5 kg
Bemessung als Platte
Bemessungsort:
- Elementmitte

Darstellung im Raster
maximaler Wert / absolut
Schubbewehrung
asw [cm2/m2]
max = 22.90
min = 0.00

501
Treppenlauf mit Podest
20 cm
C25/30

Datum : 24.06.2024
Zeit : 10:54:14
Autor : eb

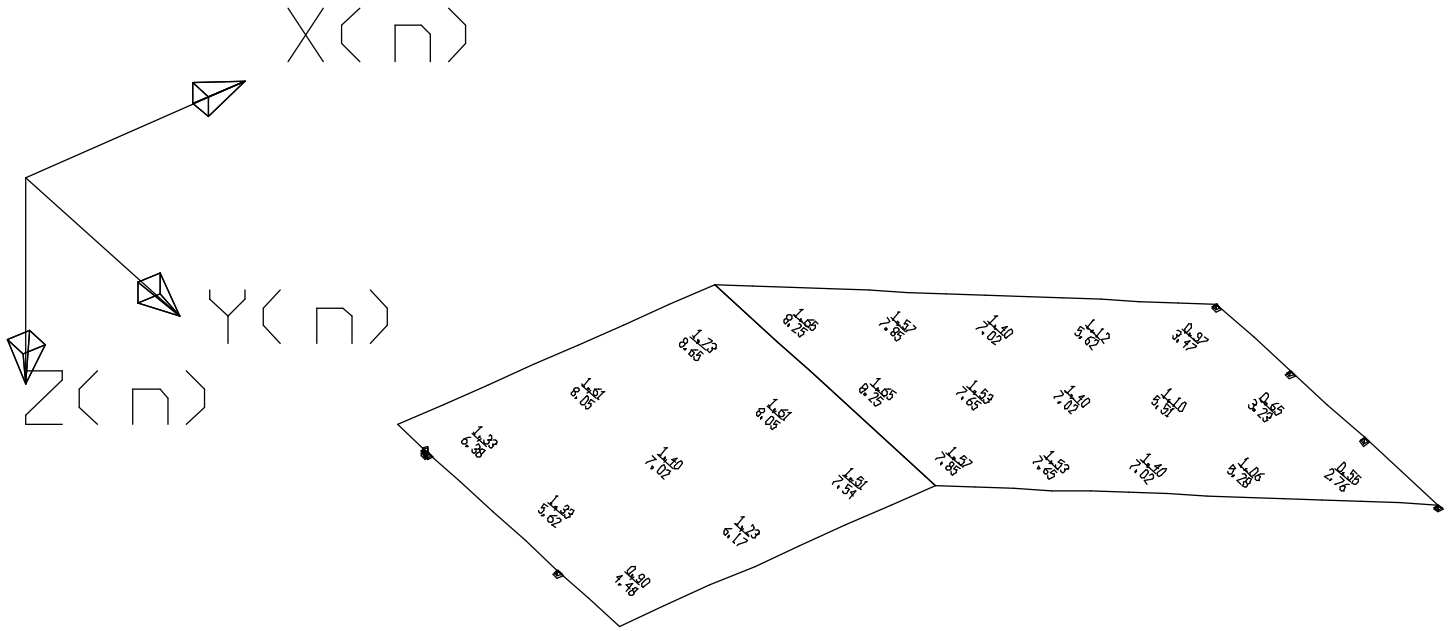
RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Datum	Auftrag Nr.
07.10.2024	1911
Pos.	**Seite**
341	353'

Erforderliche Bewehrung: [cm²/m]

Untere Lage



Bemessung
nach DIN EN 1992-1-1
Beton = C25/30
Stahl = B500M
Theor. Stahlverbrauch:
31.5 kg
untere Lage [cm2/m]
Darstellung im Raster
Randachsabstand [cm]:
dl-x, dl-y: 3.0/3.0
Bemessung als Platte
Bemessungsort:
- Elementmitte

Lagerreaktionen

Zahlenwerte
Lagerreaktionen
Fsx/Fsy/Fsz [kN]
Msx/Msy/Msz [kNm]

501
Treppenlauf mit Podest
20 cm
C25/30

Datum : 24.06.2024
Zeit : 10:23:33
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 D8022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

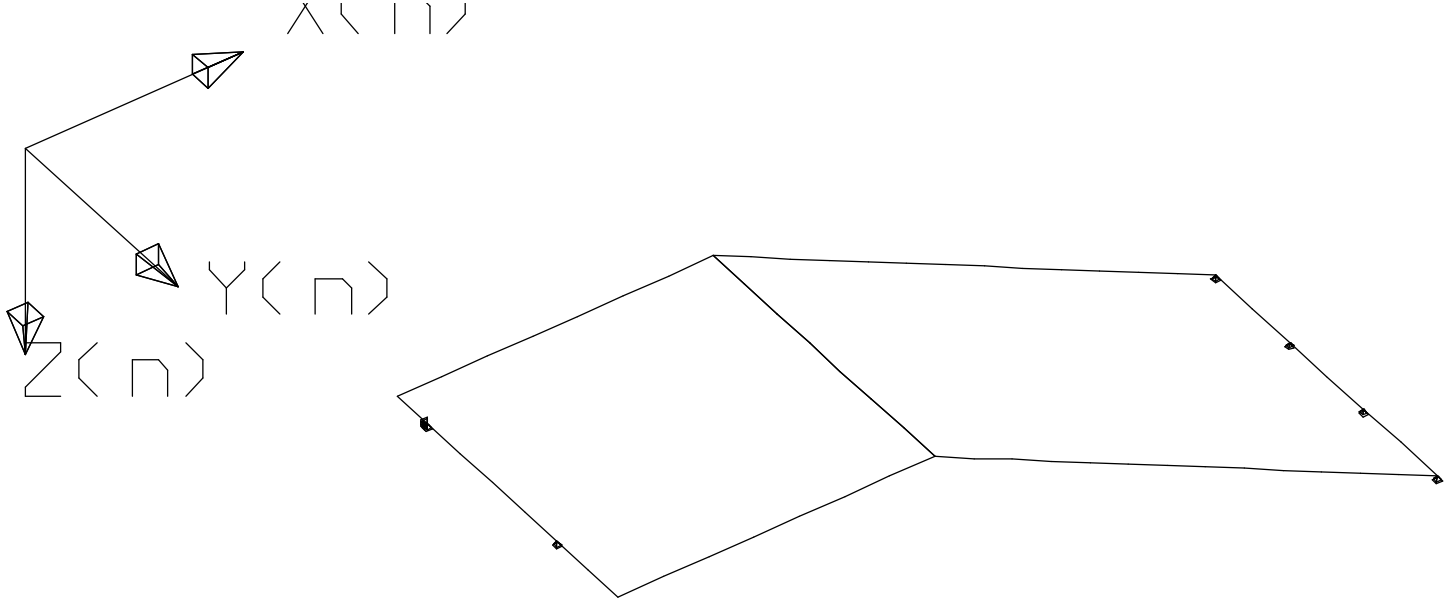
Auftrag Nr.	Seite
1911	354'
Datum	Pos.
07.10.2024	341

Erforderliche Bewehrung: [cm²/m]

Untere Lage

Grundbewehrung ø8/15 cm in x-Richtung
ø14/15 in y-Richtung

Keine Zulage erforderlich



Bemessung
nach DIN EN 1992-1-1
Beton = C25/30
Stahl = B500M
Theor. Stahlverbrauch:
31.5 kg
untere Lage [cm2/m]
Darstellung im Raster
Grundbew. : 3.35/10.26
wird berücksichtigt
Randachsabstand [cm]:
dl-x, dl-y: 3.0/3.0
Bemessung als Platte
Bemessungsort:
- Elementmitte

501
Treppenlauf mit Podest
20 cm
C25/30

Datum : 25.07.2024
Zeit : 12:16:22
Autor : eb

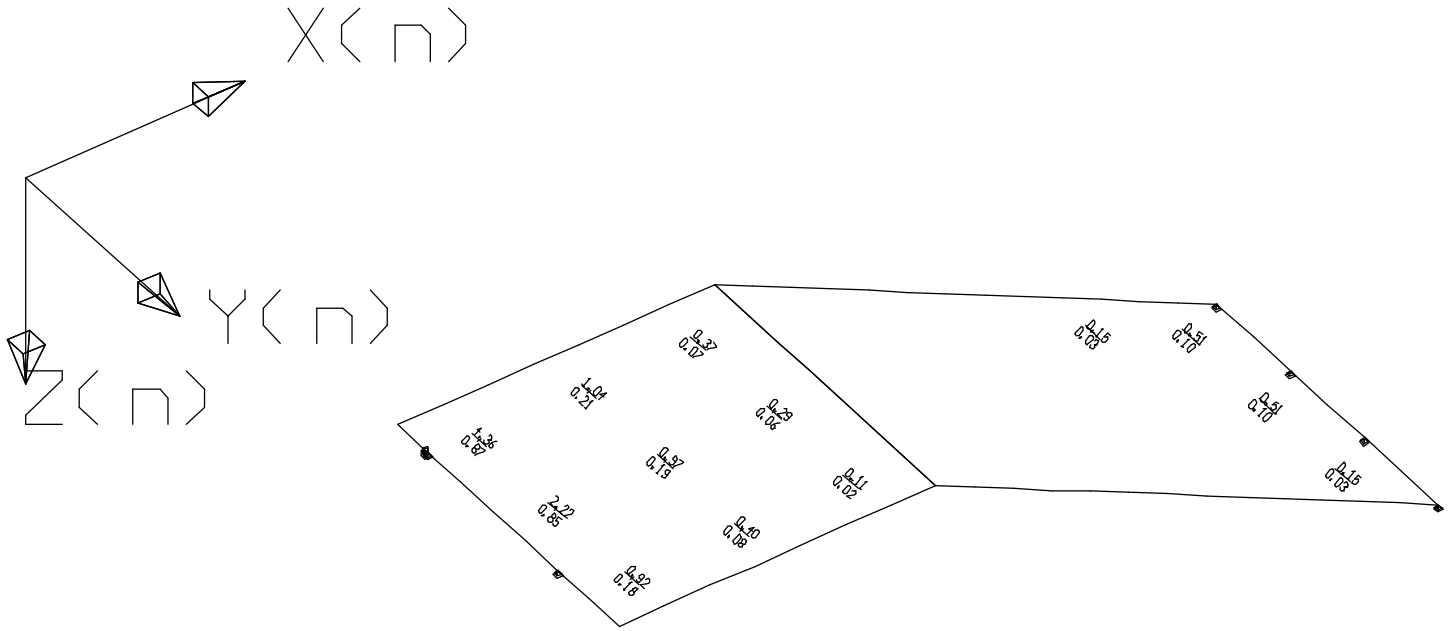
RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Auftrag Nr.	Seite
1911	355'
Datum	Pos.
07.10.2024	341

Erforderliche Bewehrung: [cm²/m]

Obere Lage



Bemessung
nach DIN EN 1992-1-1
Beton = C25/30
Stahl = B500M
Theor. Stahlverbrauch:
31.5 kg
obere Lage [cm2/m]
Darstellung im Raster
Randachsabstand [cm]:
dl-x, dl-y: 3.0/3.0
Bemessung als Platte
Bemessungsort:
- Elementmitte

Lagerreaktionen

Zahlenwerte
Lagerreaktionen
Fsx/Fsy/Fsz [kN]
Msx/Msy/Msz [kNm]

501
Treppenlauf mit Podest
20 cm
C25/30

Datum : 24.06.2024
Zeit : 10:24:14
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 D8022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

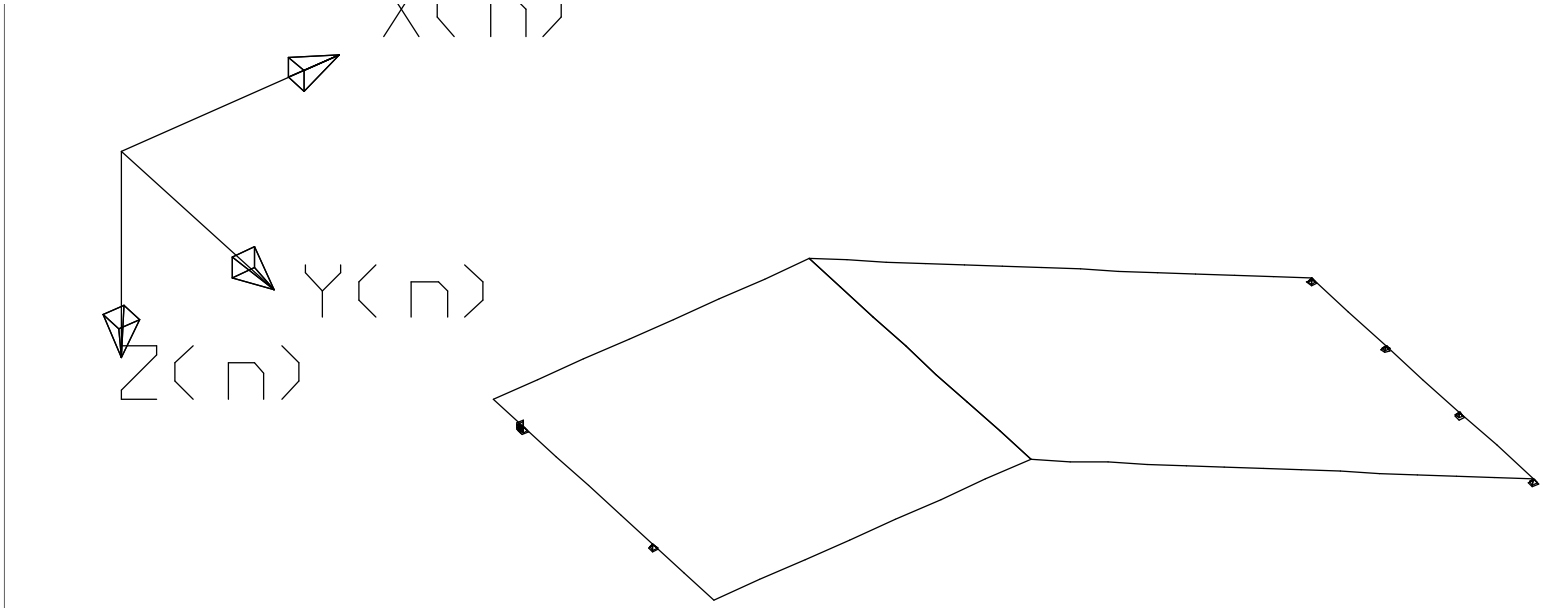
Auftrag Nr. 1911
Seite 356'
Datum 07.10.2024
Pos. 341

Erforderliche Bewehrung: [cm²/m]

Obere Lage

Grundbewehrung ø10/15 cm in x-Richtung
ø8/15 in y-Richtung

Keine Zulage erforderlich



Bemessung
nach DIN EN 1992-1-1
Beton = C25/30
Stahl = B500M
Theor. Stahlverbrauch:
31.5 kg
obere Lage [cm2/m]
Darstellung im Raster
Grundbew. : 5.24/3.35
wird berücksichtigt
Randachsabstand [cm]:
dl-x, dl-y: 3.0/3.0
Bemessung als Platte
Bemessungsort:
- Elementmitte

501
Treppenlauf mit Podest
20 cm
C25/30

Datum : 25.07.2024
Zeit : 12:17:4
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Auftrag Nr.	Seite
1911	357'
Datum	Pos.
07.10.2024	341

Tronsole

Da die Pos. 500 mehrfach vorkommt und sich die Lagerungen unterscheiden, werden im Folgenden alle erforderlichen Tronsolen bemessen. Die Auflagerlasten werden der obigen Bemessung entnommen.

500.1 Treppenantritt Bodenplatte:

Der Treppenantritt auf der Bodenplatte erfolgt mit einer Tronsole Typ **B-V2-L1500-B600 + Typ D.**

V_{Ed} = (22 kN + 21 kN) / (1,45 m / 2) = 59,4 kN/m (Randbereich maximal)
V_{Rd} = 61,0 kN/m (siehe nachfolgende Bemessungstabelle)
V_{Ed} / V_{Rd} = 0,98 < 1,0

Schöck Tronsole® Typ B	V1	V2	V3
$v_{Rd,z}$ [kN/m]	43,0	61,0	85,0
$v_{Rd,y}$ [kN/m]	±3,8	±3,8	±3,8

500.2 Treppenan- und austritt:

Der Treppenan- und austritt erfolgt mit einer Tronsole Typ **F-V2-L1500.**

V_{Ed} = (22 kN + 21 kN) / (1,45 m / 2) = 59,4 kN/m (Randbereich maximal)
V_{Rd} = 61,0 kN/m (siehe nachfolgende Bemessungstabelle)
V_{Ed} / V_{Rd} = 0,98 < 1,0

Schöck Tronsole® Typ F	V1	V2	V3
$v_{Rd,z}$ [kN/m]	43,0	61,0	85,0
$v_{Rd,x,y}$ [kN/m]	±3,8	±3,8	±3,8

500.3 Wandeinhängung:

Die Tronsole 501.3 erfolgt mit einer paarweisen Anordnung der Tronsole Typ **P-V+V, Fugenbreite 15 mm.**

V_{Ed} = 84,0 kN
V_{Rd} = 91,8 kN/m (siehe nachfolgende Bemessungstabelle)
V_{Ed} / V_{Rd} = 0,92 < 1,0

Bemessung für die paarweise Anordnung

Schöck Tronsole® Typ P		V + V	VH + VH		
Bemessungswerte bei		Betonfestigkeit ≥ C40/50			
		$V_{Ed,y}$ [kN/Paar]			
		0	± 5	± 10	± 15
Podestdicke [mm]	Fugenbreite [mm]	$V_{Rd,z}$ [kN/Paar]			
180	15	80,1	80,1	80,1	80,1
	20	77,4	77,4	77,4	77,4
	30	70,4	70,4	70,4	70,4
	40	64,6	64,6	64,6	64,6
	50	59,6	59,6	59,6	59,6
≥ 200	15	91,8	91,8	91,8	91,8
	20	88,7	88,7	88,7	88,7
	30	80,7	80,7	80,7	80,7
	40	74,0	74,0	74,0	74,0
	50	68,4	68,4	68,4	68,4

<u>500.4 Wandeinhängung:</u>

Die Einhängung in die Wand erfolgt mit einer Tronsole Typ **P-V+V, Fugenbreite 15 mm.** Die Konsole wird mit einem minimalen erforderlichen Achsabstand von 50 cm so nah wie möglich an der paarweise angeordneten Tronsole 501.3 angeordnet.

V_{Ed} = 21,0 kN
V_{Rd} = 63,6 kN/m (siehe nachfolgende Bemessungstabelle)
V_{Ed} / V_{Rd} = 0,34 < 1,0

Bemessung für Betonfestigkeitsklasse C25/30

Schöck Tronsole® Typ P		V + V	VH + VH		
Bemessungswerte bei		Betonfestigkeit ≥ C25/30			
		$V_{Ed,y}$ [kN/Element]			
		0	± 5	± 10	± 15
Podestdicke [mm]	Fugenbreite [mm]	$V_{Rd,z}$ [kN/Element]			
160/180	15	60,4/–15,0	60,0/–15,0	59,5/–15,0	58,5/–15,0
	20	59,3/–15,0	58,5/–15,0	57,5/–15,0	55,7/–15,0
	30	56,8/–15,0	53,8/–15,0	52,6/–15,0	50,7/–15,0
	40	52,1/–15,0	49,6/–15,0	48,4/–15,0	46,4/–15,0
	50	48,1/–15,0	46,0/–15,0	44,7/–15,0	42,6/–15,0
≥ 200	15	63,6/–15,0	61,2/–15,0	60,2/–15,0	58,5/–15,0
	20	62,1/–15,0	58,5/–15,0	57,5/–15,0	55,7/–15,0
	30	56,8/–15,0	53,8/–15,0	52,6/–15,0	50,7/–15,0
	40	52,1/–15,0	49,6/–15,0	48,4/–15,0	46,4/–15,0
	50	48,1/–15,0	46,0/–15,0	44,7/–15,0	42,6/–15,0

Konsole

Treppenkonsole

Konsolhöhe = 110 mm
Konsoltiefe = 130 mm

V_{Ed} = (22 kN + 21 kN) / (1,45 m / 2) = 59,4 kN/m (Randbereich maximal)
V_{Rd} = 61,0 kN/m (siehe nachfolgende Bemessungstabelle)
$V_{Ed} / V_{Rd} = 0,98 < 1,0$

Bemessung Treppenkonsole für Betonfestigkeitsklasse ≥ C30/37 bei Feuerwiderstandsklasse R 30

Treppenkonsole in Verbindung mit Schöck Tronsole® Typ F-V2				
Bemessungswerte bei	Betonfestigkeitsklasse ≥ C30/37			
	$v_{Rd,y}$ ± 3,8 [kN/m]			
	Konsoltiefe [mm]			
	130	140	150	160
Konsolhöhe [mm]	$v_{Rd,z}$ [kN/m]			
90	46,6	46,2	42,8	39,5
100	56,6	53,3	48,8	45,0
110	61,0	59,9	54,9	50,6
120	61,0	61,0	61,0	56,1
130	61,0	61,0	61,0	61,0
140	61,0	61,0	61,0	61,0
150	61,0	61,0	61,0	61,0

Podestkonsole

Konsolhöhe = 120 mm
Konsoltiefe = 130 mm

V_{Ed} = (22 kN + 21 kN) / (1,45 m / 2) = 59,4 kN/m (Randbereich maximal)
V_{Rd} = 61,0kN/m (siehe nachfolgende Bemessungstabelle)
$V_{Ed} / V_{Rd} = 0,98 < 1,0$

Bemessung Podestkonsole für Betonfestigkeitsklasse ≥ C20/25 bei Feuerwiderstandsklasse R 30

Podestkonsole in Verbindung mit Schöck Tronsole® Typ F-V2				
Bemessungswerte bei	Betonfestigkeitsklasse ≥ C20/25			
	$v_{Rd,y}$ ± 3,8 [kN/m]			
	Konsoltiefe [mm]			
	130	140	150	160
Konsolhöhe [mm]	$v_{Rd,z}$ [kN/m]			
90	45,6	48,8	48,8	48,8
100	52,6	54,4	54,4	54,4
110	59,5	59,9	59,9	59,9
≥ 120	61,0	61,0	61,0	61,0

Pos. 501 Treppenlauf mit Podest, C25/30, XC1, unterschiedliche Höhen

Höhe Treppenlauf	$h_{Treppenlauf}$	= 20 cm
Höhe Podest	h_{Podest}	= 24 cm
Treppenbreite	b	= 1,45 m
Länge Treppenlauf	$l_{Treppenlauf}$	= 2,30 m
Länge Podest	l_{Podest}	= 1,45 m
Stufen	Steigung / Auftritt	= 16,8 / 29,0 cm
Steigung	α= arctan(29cm/16,8cm)	= 59,9°

Bemessung

Siehe die maßgebende Position 500 (s. S. 341‘ff.).

Tronsole

501.1 Wandeinhängung

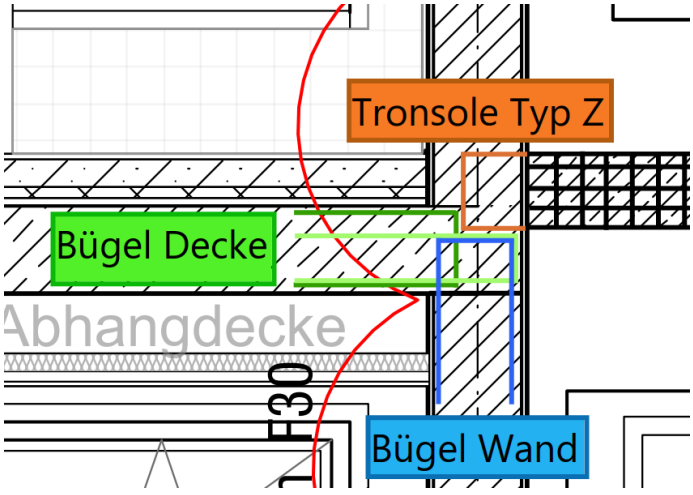
Die Wandeinhängung erfolgt mit drei Tronsolen Typ **Z--V**

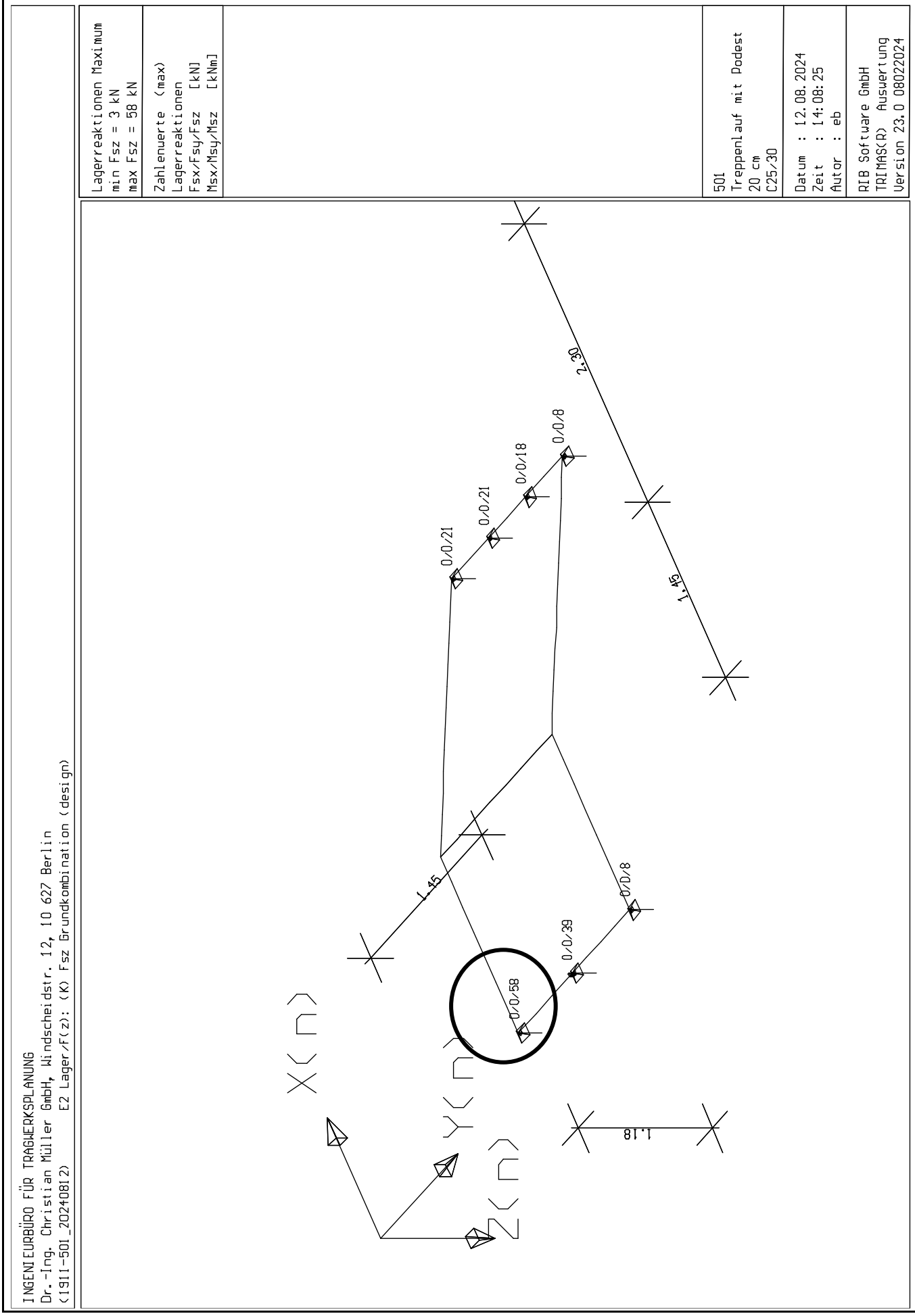
Für die Bestimmung der Auflagerlasten wurde in dem Bemessungssystem von Pos. 500 ein zusätzliches Auflager ergänzt. Das Ergebnis ist auf der nachfolgenden Seite dargestellt.

V_{Ed} = 60,0 kN
V_{Rd} = 75,0 kN/m (siehe nachfolgende Bemessungstabelle)
V_{Ed} / V_{Rd} = 0,80 < 1,0

Schöck Tronsole® Typ	Z-V	Z-V+V	Z-VH+VH
Bemessungswerte bei		Betonfestigkeit ≥ C20/25	
$V_{Rd,z}$ [kN/Element]	75,0	75,0/-15,0	75,0/-15,0
$V_{Rd,y}$ [kN/Element]	–	–	±15,0

Die auf der anderen Seite der Wand verlaufende Decke wird im Bereich der Tronsolen abgesenkt. Siehe beispielhaft die nachfolgende Skizze:




Lagerreaktionen Maximum
min Fsz = 3 kN
max Fsz = 58 kN
Zahlenwerte (max)
Lagerreaktionen
Fsx/Fsy/Fsz [kN]
Msx/Msy/Msz [kNm]
501
Treppenlauf mit Podest
20 cm
C25/30
Datum : 12.08.2024
Zeit : 14:08:25
Autor : eb
RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024
INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG
Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin
<1911-501_20240812) E2 Lager/F(z): (K) Fsz Grundkombination (design)
2.30
1.45
1.45
1.18
0/0/8
0/0/18
0/0/21
0/0/21
0/0/8
0/0/39
0/0/58

501.2 Auflagerung auf Unterzug

In Achse I, Decke über EG, lagert der Treppenlauf mit Podest auf dem Unterzug Pos. 313 (s. S. 239'ff.) auf. Hierfür wird das Fertigteilpodest mit einer Ausklinkung ausgebildet. Als maßgebende Last wird die Tronsollast aus Pos. 500.3 (s. S. 358') verwendet und auf einer **Länge von 50 cm** verteilt.

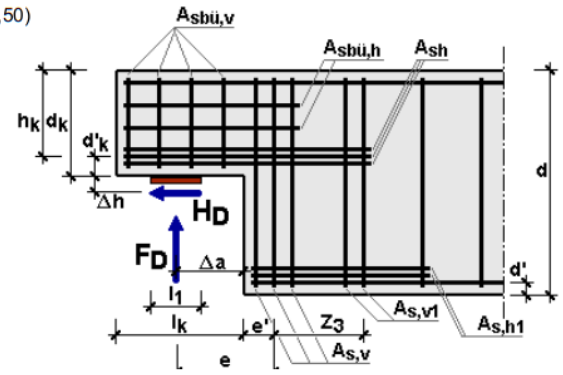
Konsolhöhe	13,0 cm
Konsoltiefe	11,0 cm
Konsollänge	50,0 cm
Lagerplattendicke	1,0 cm

Lasten

Aus Pos. 500.3 V_{Ed} = **84,0 kN**

Ausklinkung-Stahlbeton (V.29.1) nach EC2 + NA Deutschland:

Beton: C25/30
Betonstahl: B500 (A,B)
Fertigteil, d.h. Gamma,M,c = 1,35 (anstatt 1,50)
Balkenhöhe d = 24,0 cm
Balkenbreite b = 50,0 cm
Höhe Restquerschnitt dk = 13,0 cm
Länge der Ausklinkung lk = 11,0 cm
Lagerlänge l1 = 5,0 cm
Lagerbreite b1 = 50,0 cm
Achsabstand Bewehrung d'k = 4,50 cm
Achsabstand Bewehrung d' = 4,50 cm
Achsabstand Bewehrung e' = 4,50 cm
Betondeckung cv,l = 2,50 cm
Fd = 84,000 kN
Hd = 0,000 kN
Abstand Vertikallast da = 4,0 cm
Abstand Horizontallast dh = 0,0 cm



Bemessung: (normale Bemessungssituation)

Nachweise nach Heft 525 DAfStb + EC2
a/d >= 0,5 --> lange Konsole
fcd = 15,7 N/mm²
e = 8,5 cm
hk = 8,5 cm
zQ = 3,5 cm
VRd,c = 21,243 kN
VRd,max = 93,171 kN

Nachweis Druckstrebe / Querkraft:
Fd = 84,000 <= VRd,max = 93,171 kN

Zuggurtbewehrung:
Z,Ed = 131,379 kN
erf.As,h = 3,02 cm² (als Schlaufen)

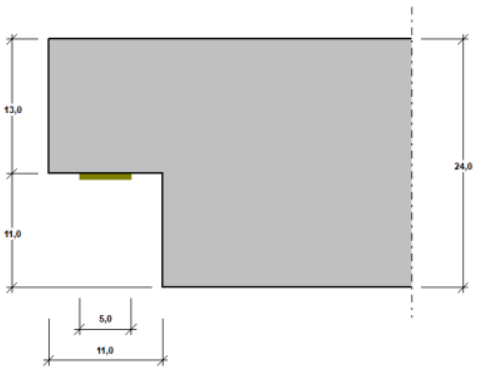
Verankerung horizontal:
Zh,d = 131,379 kN
erf.As,h1 = 3,02 cm² (als Schlaufen)

Aufhängung vertikal:
Zv,d = 129,500 kN
erf.As,v = 2,98 cm²

Verankerung vertikal:
Zv1,d = 60,215 kN
erf.As,v1 = 1,38 cm² (bei z3 = 24,0 cm)

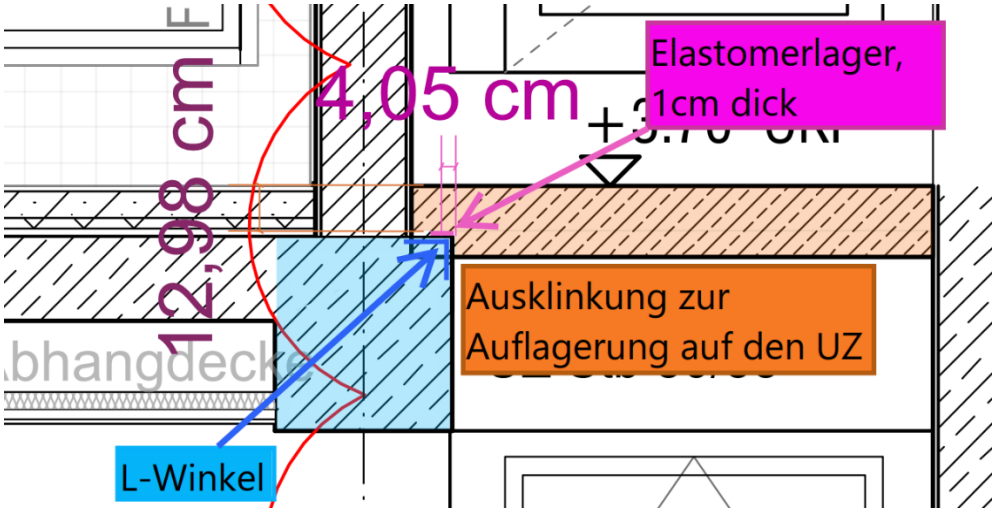
Spaltzugbewehrung:
Horizontalbügel: erf.Asbü,h = 1,51 cm² (als Schlaufen)
Vertikalbügel: erf.Asbü,v = konstruktiv

Lagerpressung:
Sigma,d = 3,36 N/mm² <= 0,85*fcd = 13,38 N/mm²



Konstruktiv wird in die Ecke des Unterzuges Pos. 313 (s. S. 239‘ff.) ein L-Winkel einbetoniert.

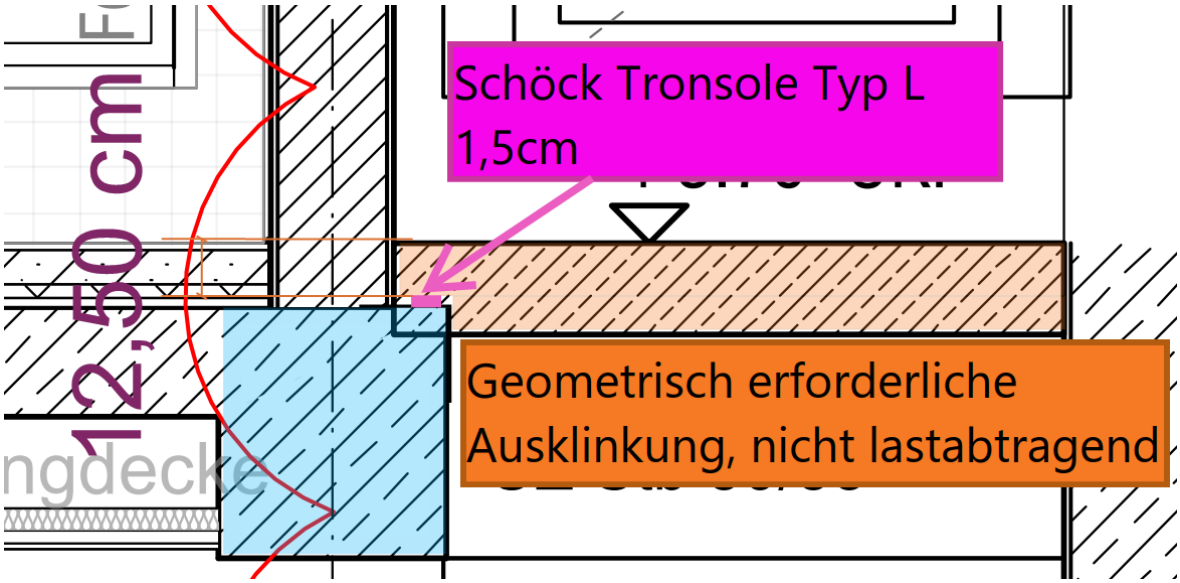
Schematische Skizze:



Pos. 502 Podest, C25/30, XC1, h = 24 cm

Podestbreite	b	= 1,45 m
Länge Podest	l_{Podest}	= 3,75 m

Aus geometrischen Gründen muss das Podest in Achse I ausgeklinkt werden, um nicht mit dem Unterzug Pos. 313 zu kollidieren. Als Trennschicht ist hier die Schöck Tronsole Typ L mit einer Dicke von 1,5 cm einzubauen.



Lastannahmen

Aus Lastannahmen „Treppenlauf Hauptpodest“ (s. S. 10)

g_k		= **2,65 kN/m²**
q_k		= **5,0 kN/m²**

Durch den „windmühlenförmigen Aufbau“ der Treppenläufe ergibt sich eine Linienlast auf dem Podest aus dem Treppenlauf einer sich anschließenden Treppe:

g_k	$= L_{Treppenlauf} * (g_{k,Treppenlauf} + g_{k,EG\text{-}treppenlauf})$	
	= 2,3 m * (3,3 kN/m² + 25,0 kN/m³ * 0,2 m / sin59,9°)	= **20,9 kN/m**
q_k	$= L_{Treppenlauf} * q_k$ = 2,3 m * 5,0 kN/m²	= **11,5 kN/m**

Das Eigengewicht wird programmintern berücksichtigt.

Bemessung

INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG
Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin
1911 (1911-502_20240812_Podest)

Lasten
Fläche : [kN/m2]
Linie : [kN/m; kNm/m]
Punkt : [kN; kNm]
Temp. : [C]

Lagerung, Gelenke
0=frei, f=fest<=elast.
b=,,dz,,rx,,ry,,
Lagersteifigkeiten
Linie : [kN/m2; kN]
Punkt : [kN/m; kNm]

Plattenfläche
Dicke : Platte24
Material: C25/30

502
Podest
24 cm
C25/30

Datum : 12.08.2024
Zeit : 15:26:3
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Generierung
Version 23.0 08022024

System: [m]

Podest

Element-Typ: Platte

Bemessung als: Platte

A = 5.44 m2

Platte24

d = 0.240 m

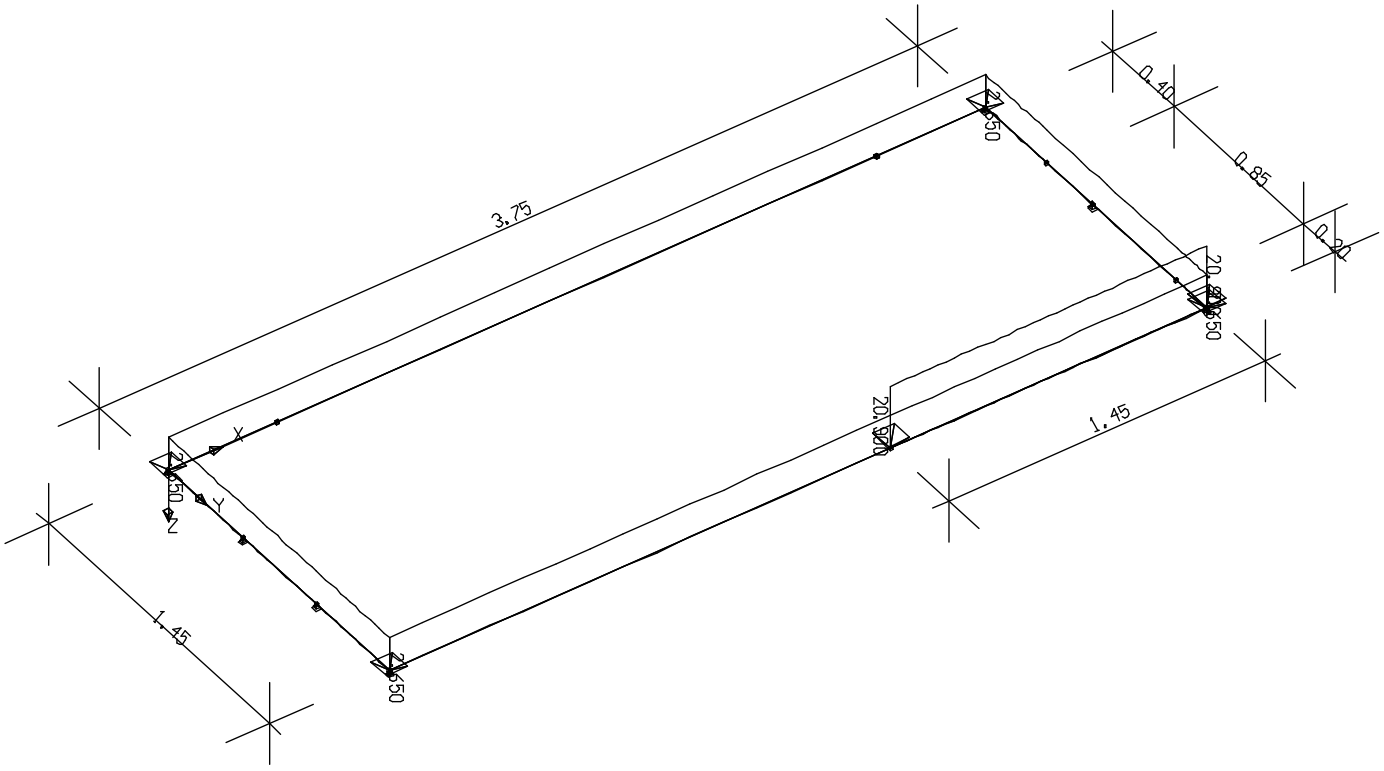
C25/30

Lasten: Lastfall g_k Eigenlasten

$g_{k,Podest}$ = 2,65 kN/m²

$g_{k,Linie\ Podest}$ = 20,93 kN/m

Das Eigengewicht wird programmintern berücksichtigt



Lasten
Fläche : [kN/m2]
Linie : [kN/m; kNm/m]
Punkt : [kN; kNm]
Temp. : [C]

Lagerung, Gelenke
0=frei, f=festc=elast.
b=,,dz,,rx,,ry,,
Lagersteifigkeiten
Linie : [kN/m2; kN]
Punkt : [kN/m; kNm]

Plattenfläche
Dicke : Platte24
Material: C25/30

Teilsicherheitsbeiwerte:
gamma=1.00/1.35
Kombinationsbeiwerte:
psi(0/1)=1.00/1.00
psi(2/11)=1.00/1.00

502
Podest
24 cm
C25/30

Datum : 12.08.2024
Zeit : 15:26:43
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Generierung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Datum

Auftrag Nr. 1911

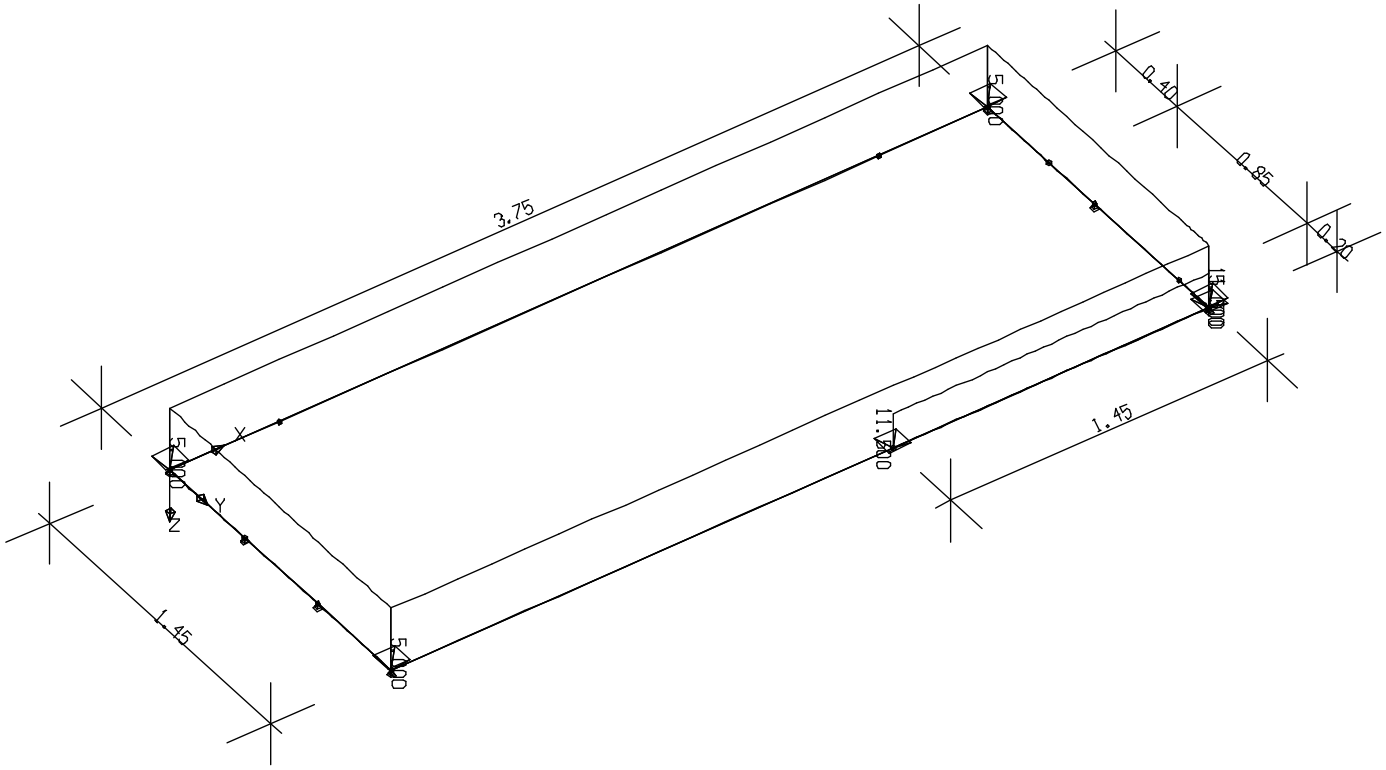
Pos. 502

Seite 365'.2

Lasten: Lastfall q_k Nutzlasten

$g_{k,Podest}$ = 5,0kN/m²

$g_{k,Linie\ Podest}$ = 11,5 kN/m



Lasten
Fläche : [kN/m2]
Linie : [kN/m; kNm/m]
Punkt : [kN; kNm]
Temp. : [C]

Lagerung, Gelenke
0=frei, f=festc=elast.
b=,,dz,,rx,,ry,,
Lagersteifigkeiten
Linie : [kN/m2; kN]
Punkt : [kN/m; kNm]

Plattenfläche
Dicke : Platte24
Material: C25/30

Teilsicherheitsbeiwerte:
gamma=1.50
Kombinationsbeiwerte:
psi(0/1)=0.70/0.50
psi(2/11)=0.30/1.00

502
Podest
24 cm
C25/30

Datum : 12.08.2024
Zeit : 14:58:52
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Generierung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Datum	Auftrag Nr.
	1911
Pos.	Seite
502	365'3

INGENIEURBÜRO FÜR TRAGWERKSPLANUNG
Dr.-Ing. Christian Müller GmbH, Windscheidstr. 12, 10 627 Berlin
1911 (1911-502_2024OBI2_Podest) E2 Lager/F(z): (K) Fsz Grundkombination (design)

Lagerreaktionen Maximum
min Fsz = 3 kN
max Fsz = 60 kN

Zahlenwerte (max)
Lagerreaktionen
Fsz [kN]
Msx/Msy [kNm]

502
Podest
24 cm
C25/30

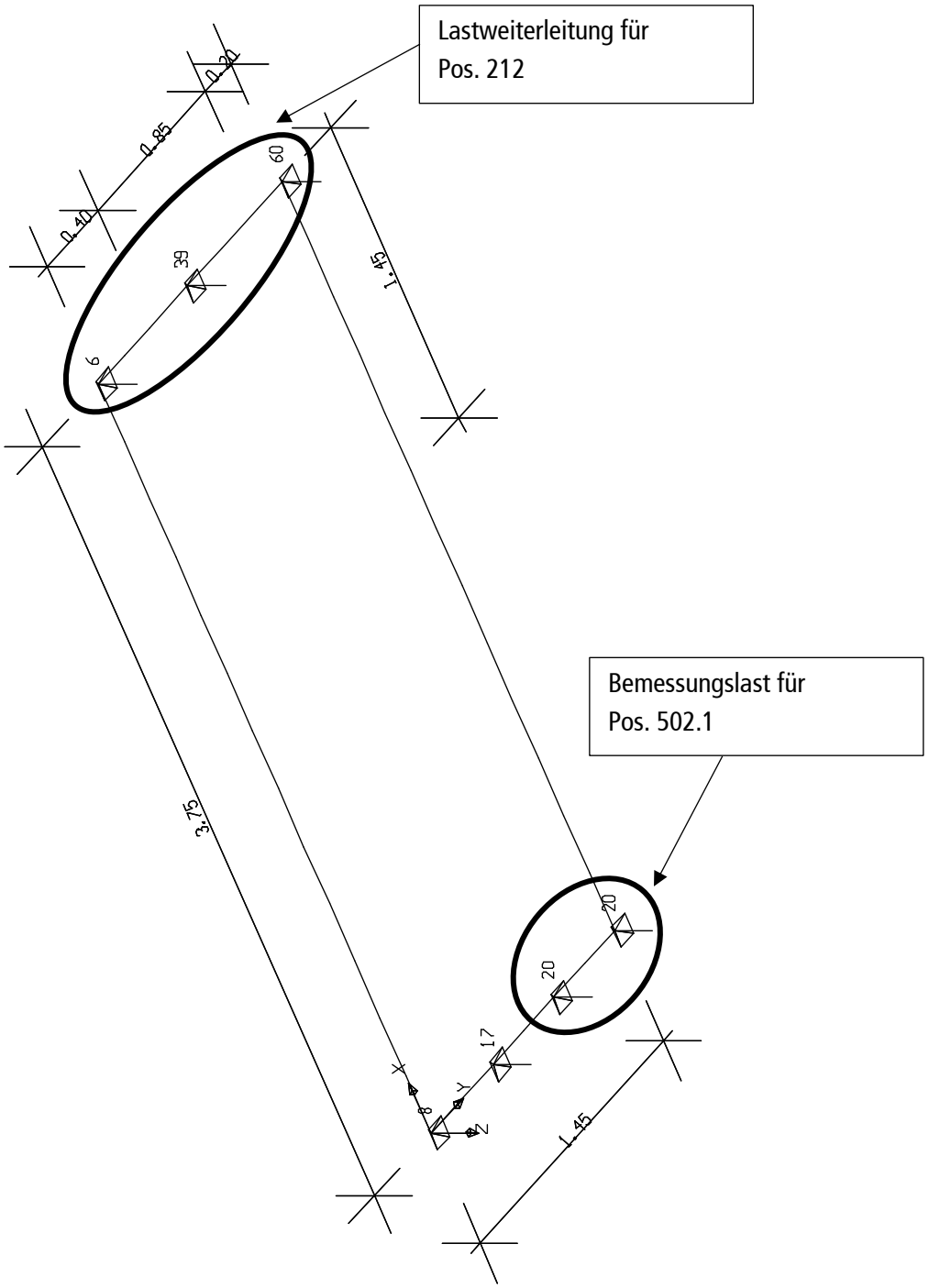
Datum : 12.08.2024
Zeit : 15:00:50
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

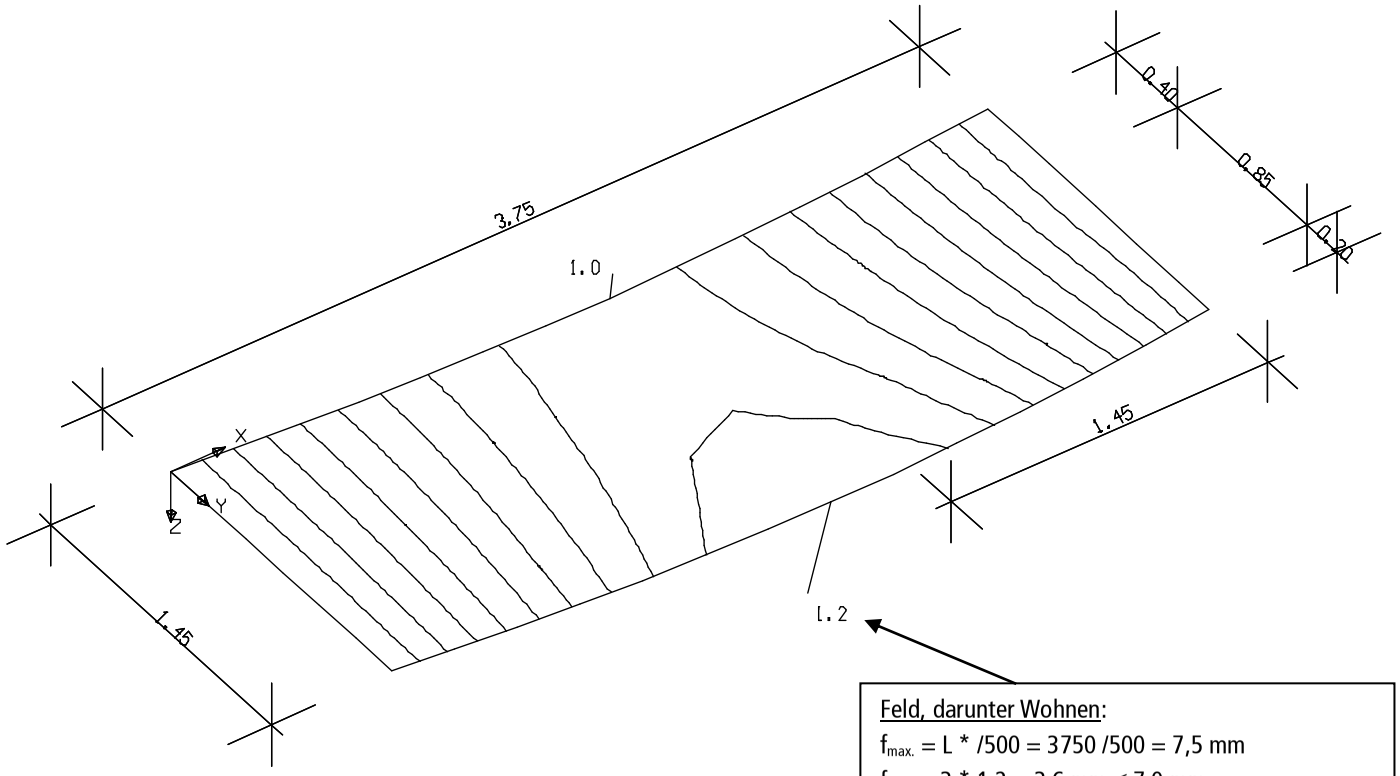
Lagerkräfte:

Lastfall Grundkombination

$F_{sz,d}$ [kN] design (Maximum)



Verformungen: d_z quasi ständig [mm]



Feld, darunter Wohnen:
$f_{max.} = L * /500 = 3750 /500 = 7,5$ mm
$f_{vorh} = 3 * 1,2 = 3,6$ mm $\leq 7,0$ mm

Verformung eingehalten

Verschiebung
Dz (max)
max = 1.23 mm
min = 0.00 mm

Verformtes System
Skalierung : 100

502
Podest
24 cm
C25/30

Datum : 12.08.2024
Zeit : 15:02:46
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Datum

Auftrag Nr. 1911

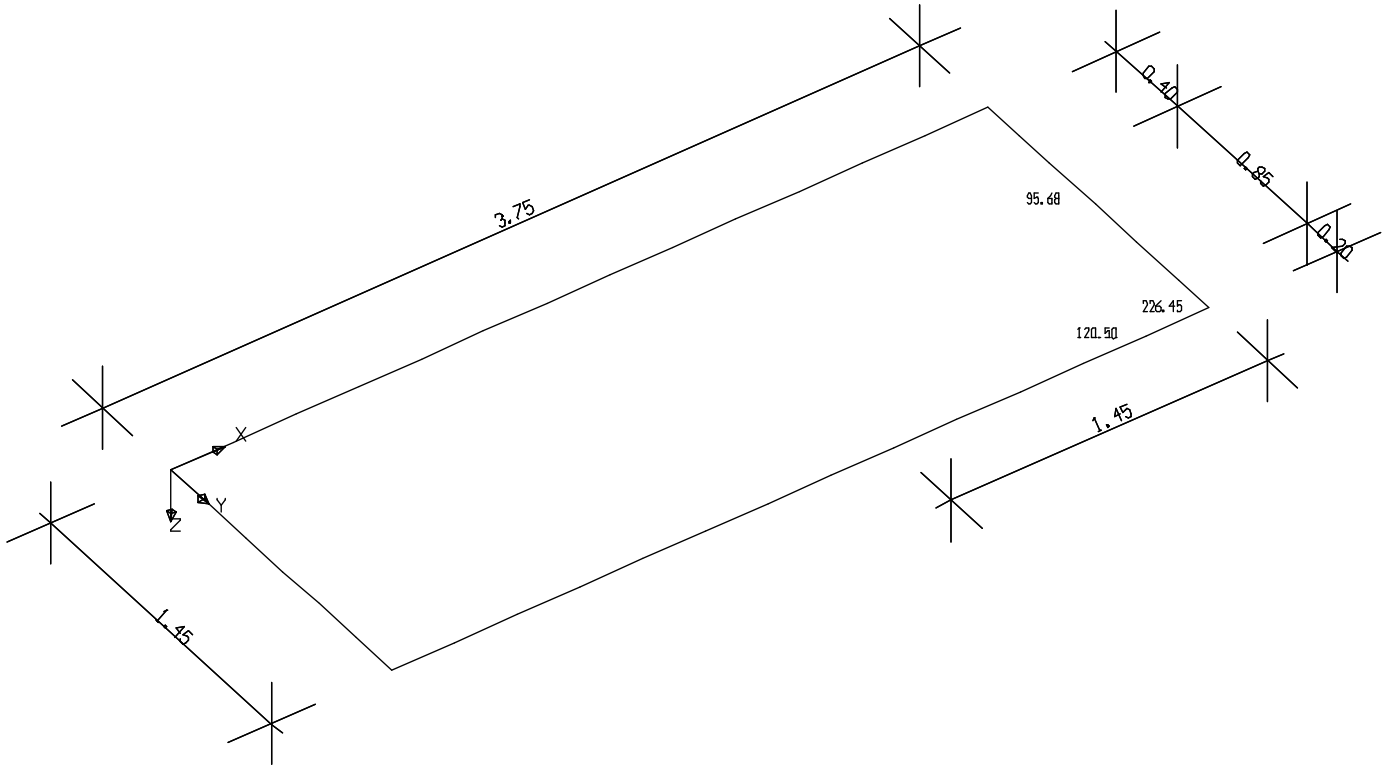
Pos. 502

Seite 365'5

Bemessungsquerkraft: Übersicht V_{Ed} [kN/m]

(Maximalwerte im Element)

Unterer Grenzwert 94,00 kN = V_{Rdc}



Bemessung
nach DIN EN 1992-1-1
Beton = C25/30
Stahl = B500M
Bemessung als Platte
Bemessungsort:
- Elementmitte

Darstellung im Element
maximaler Wert / absolut
Bemessungsquerkraft
VEd [kN/m]
max = 226.45
min = 2.00
Untere Schranke : 94.00
Obere Schranke : 300.00

Verformtes System
Skalierung : 70

502
Podest
24 cm
C25/30

Datum : 12.08.2024
Zeit : 15:16:13
Autor : eb

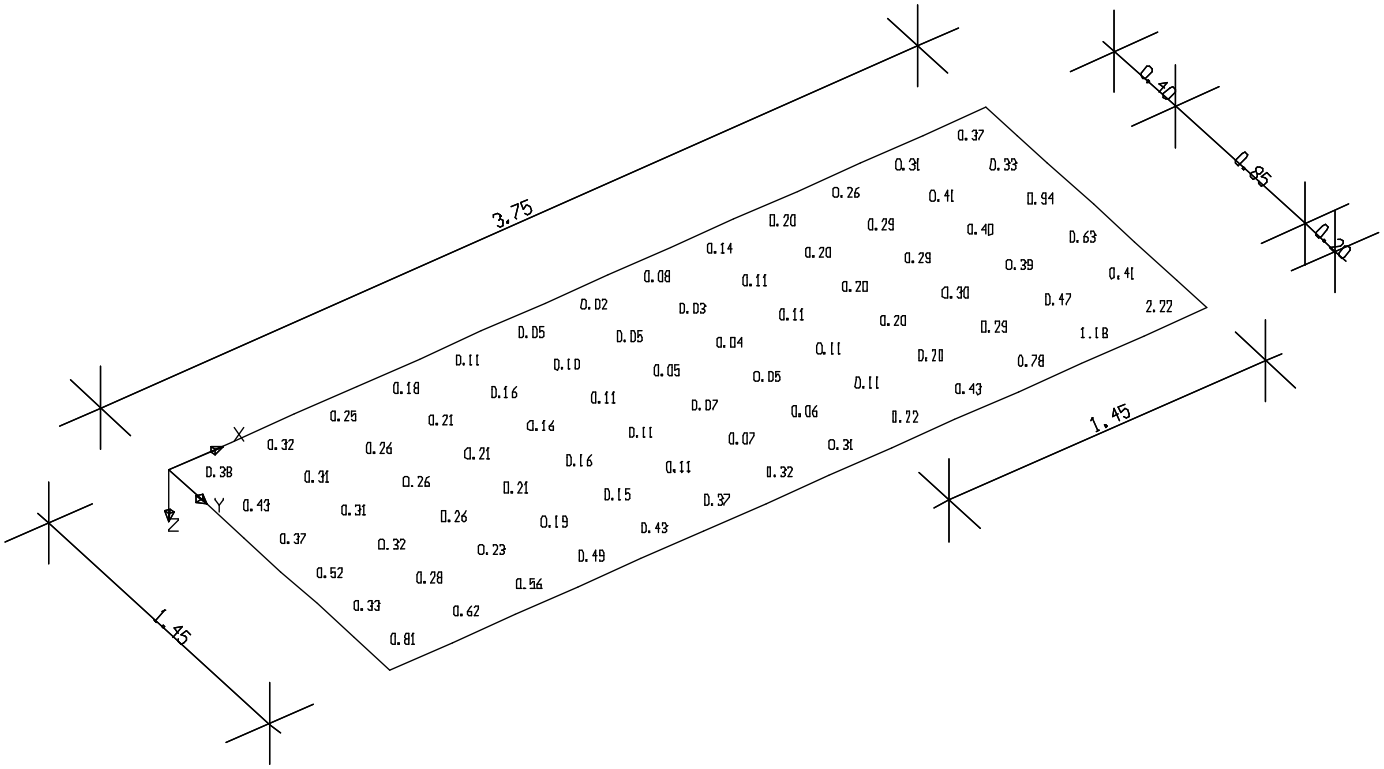
RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Auftrag Nr.	Seite
1911	365'6
Datum	Pos.
	502

Schubtragfähigkeit:

Schubbewehrung nur erforderlich, wenn: $V_{Ed} / V_{Rd,c} > 1,0$



Bemessung
nach DIN EN 1992-1-1
Beton = C25/30
Stahl = B500M
Bemessung als Platte
Bemessungsort:
- Elementmitte

Darstellung im Element
maximaler Wert / absolut
Ausnutzung
VEd/VRd,c [-]
max = 2.22
min = 0.02

Verformtes System
Skalierung : 70

502
Podest
24 cm
C25/30

Datum : 12.08.2024
Zeit : 15:08:18
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Auftrag Nr. 1911
Seite 365'.7
Datum
Pos. 502

Querkraftnachweis

Zunächst wird berechnet wie viel Querkraft die Platte ohne eine zusätzliche Querkraftbewehrung aufnehmen kann:

C25/30 mit f_{ck} = 25,00 N/mm², f_{cd} = 14,20 N/mm², γ_c = 1,5

h = 240,00 mm

c = 25,00 mm

A_{sl} = 2,57 cm²

b_w = 1000,00 mm (Betrachtung eines 1 m breiten Deckenstreifens)

$d = h - c - 20{,}00/2 - 10{,}00$ = 190,00 mm (Ann.: $d_{längs}$ = 20 mm, $d_{Bügel}$ = 10 mm)

$k = \min\{1 + (200/d)^{0,5}; 2\}$ = 2,00

$\rho_l = \min\{A_{sl} / (b_w * d); 0{,}02\}$ = 0,0014

$\nu_{min} = 0{,}0525 / \gamma_c * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2}$ = 0,49 (für d = 200 mm ≤ 600 mm)

σ_{cp} = 0,00 N/mm² (keine Betonlängsspannung)

$V_{Rdc} = \max\{ [0{,}15 / \gamma_c * k * (100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3} + 0{,}12 * \sigma_{cp}] * b_w * d;$
$[\nu_{min} + 0{,}12 * \sigma_{cp}] * b_w * d] \}$
= 94,0 kN/m

Demnach muss für $V_{Ed} \leq$ **94,0 kN/m** keine Querkraftbewehrung eingebaut werden.

Querkraft

Bemessungswert

$a_{sw,erf}$ = 12,1 cm²/m² (siehe Ausdruck auf der nächsten Seite)

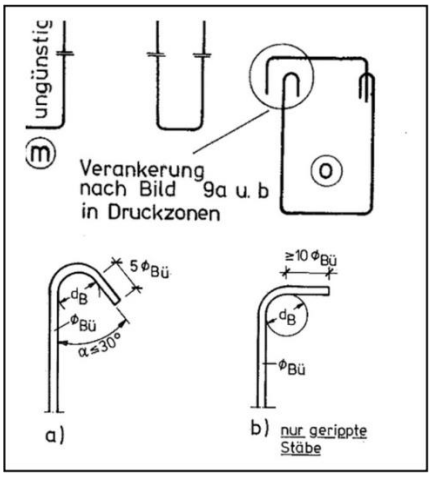
Bemessungswiderstandswert

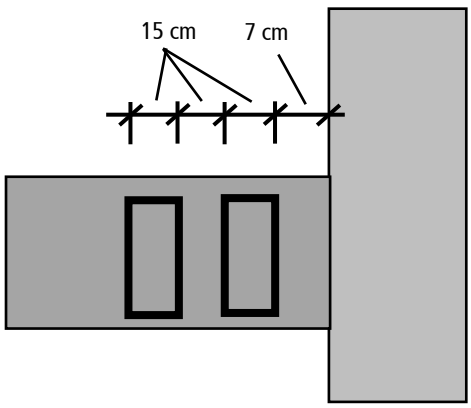
gewählt: **Ø8/15/15** = 22,2 cm²/m²

Ausbildung der Schubbewehrung:

Variante: Bügel mit „Hut"
aus „Vorlesung über Massivbau" Fritz Leonhardt, 1977

Übergreifung: **15 d_s = 12 cm** < 17,4 cm = 24 cm – 2,5 – 2,5 – 0,8 - 0,8

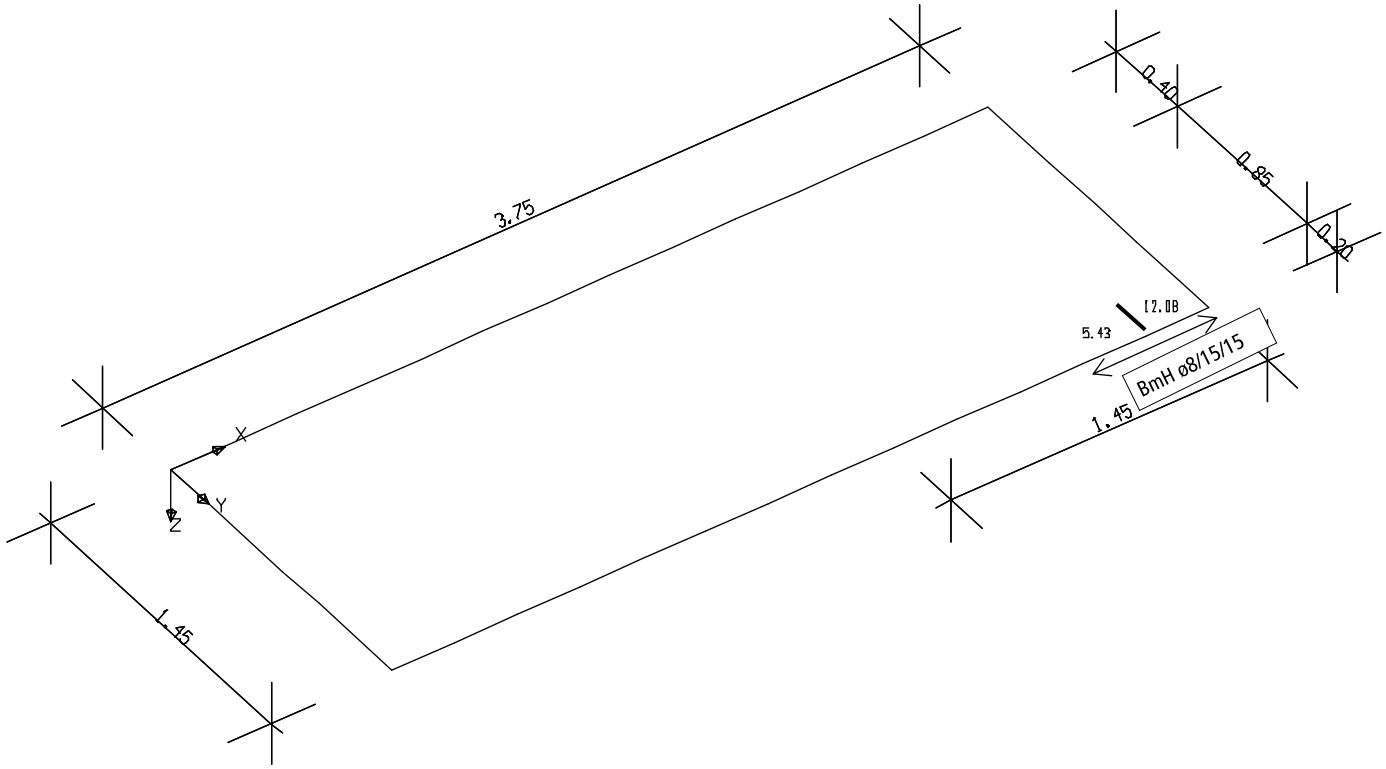




Schubbewehrung asw [cm²/m]:

Bewehrungsvorschlag

„BmH" = „Bügel mit Hut"



Bemessung
nach DIN EN 1992-1-1
Beton = C25/30
Stahl = B500M
Bemessung als Platte
Bemessungsort:
- Elementmitte

Darstellung im Element
maximaler Wert / absolut
Schubbewehrung
asw [cm2/m2]
max = 12.08
min = 0.00

Verformtes System
Skalierung : 70

502
Podest
24 cm
C25/30

Datum : 12.08.2024
Zeit : 15:03:36
Autor : eb

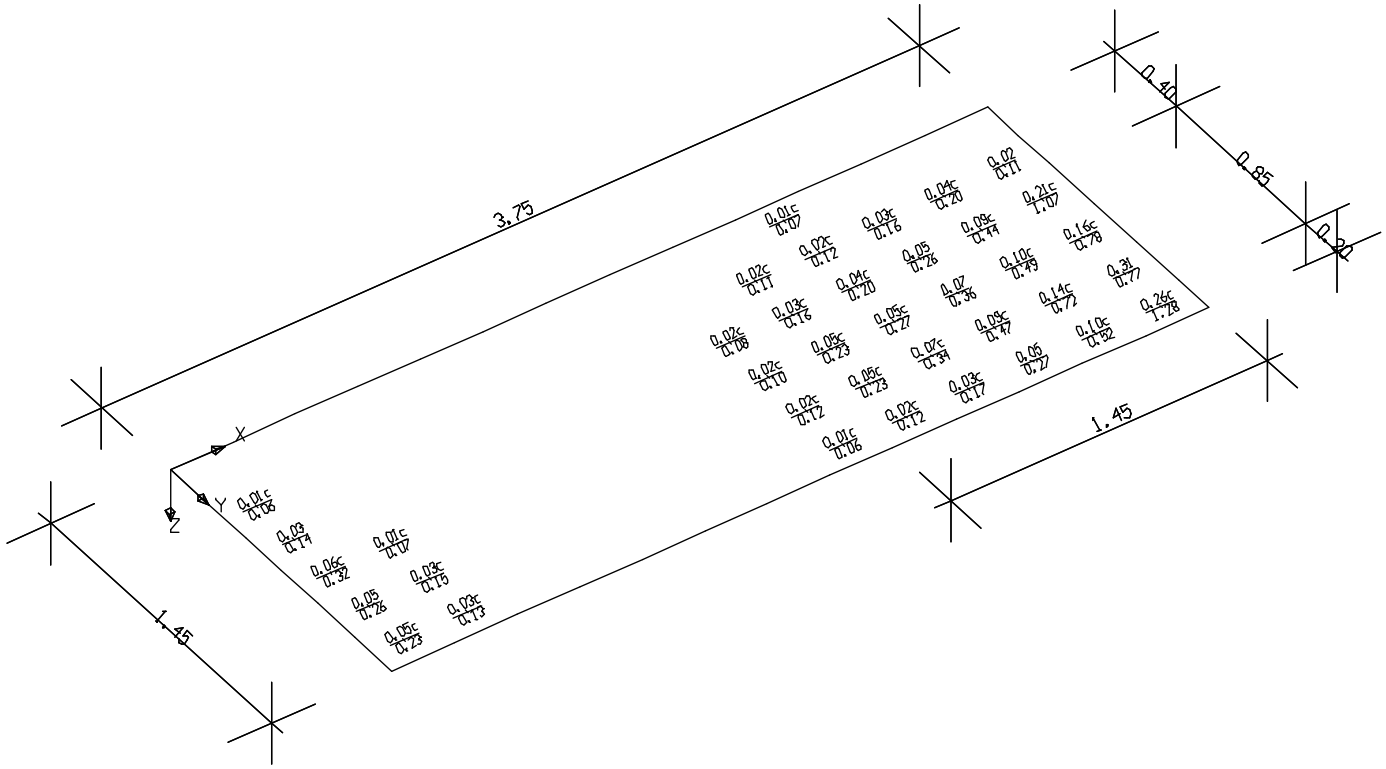
RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Auftrag Nr.	Seite
1911	365'9
Datum	Pos.
	502

Erforderliche Bewehrung: [cm²/m]

Untere Lage



Bemessung
nach DIN EN 1992-1-1
Beton = C25/30
Stahl = B500M
Theor. Stahlverbrauch:
22.9 kg
obere Lage [cm2/m]
Darstellung im Element
Randachsabstand [cm]:
d1-x, d1-y: 3.0/3.0
Bemessung als Platte
Bemessungsort:
- Elementmitte

Hinweis
c : Mindestbewehrung
= 0.2 * max. AS

Verformtes System
Skalierung : 70

502
Podest
24 cm
C25/30

Datum : 12.08.2024
Zeit : 15:24:8
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

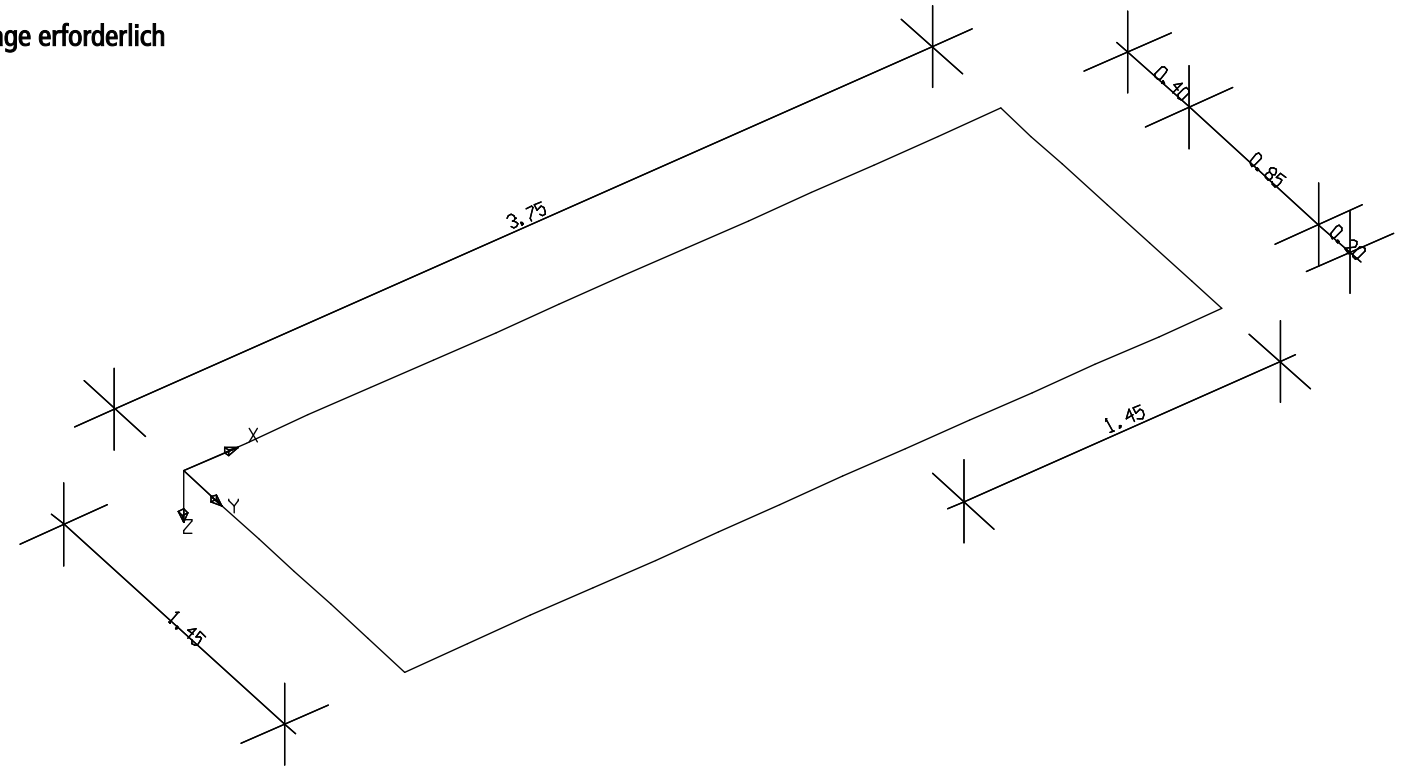
Auftrag Nr. 1911
Seite 365'.10
Datum
Pos. 502

Erforderliche Bewehrung: [cm²/m]

Untere Lage

Grundbewehrung **ø12/15 cm in x-Richtung**
ø8/15 in y-Richtung

Keine Zulage erforderlich



Bemessung
nach DIN EN 1992-1-1
Beton = C25/30
Stahl = B500M
Theor. Stahlverbrauch:
22.9 kg
untere Lage [cm2/m]
Darstellung im Element
Grundbeu. : 7.54/3.35
wird berücksichtigt
Randachsabstand [cm]:
dl-x, dl-y: 3.0/3.0
Bemessung als Platte
Bemessungsort:
- Elementmitte

Verformtes System
Skalierung : 70

502
Podest
24 cm
C25/30

Datum : 12.08.2024
Zeit : 15:25:13
Autor : eb

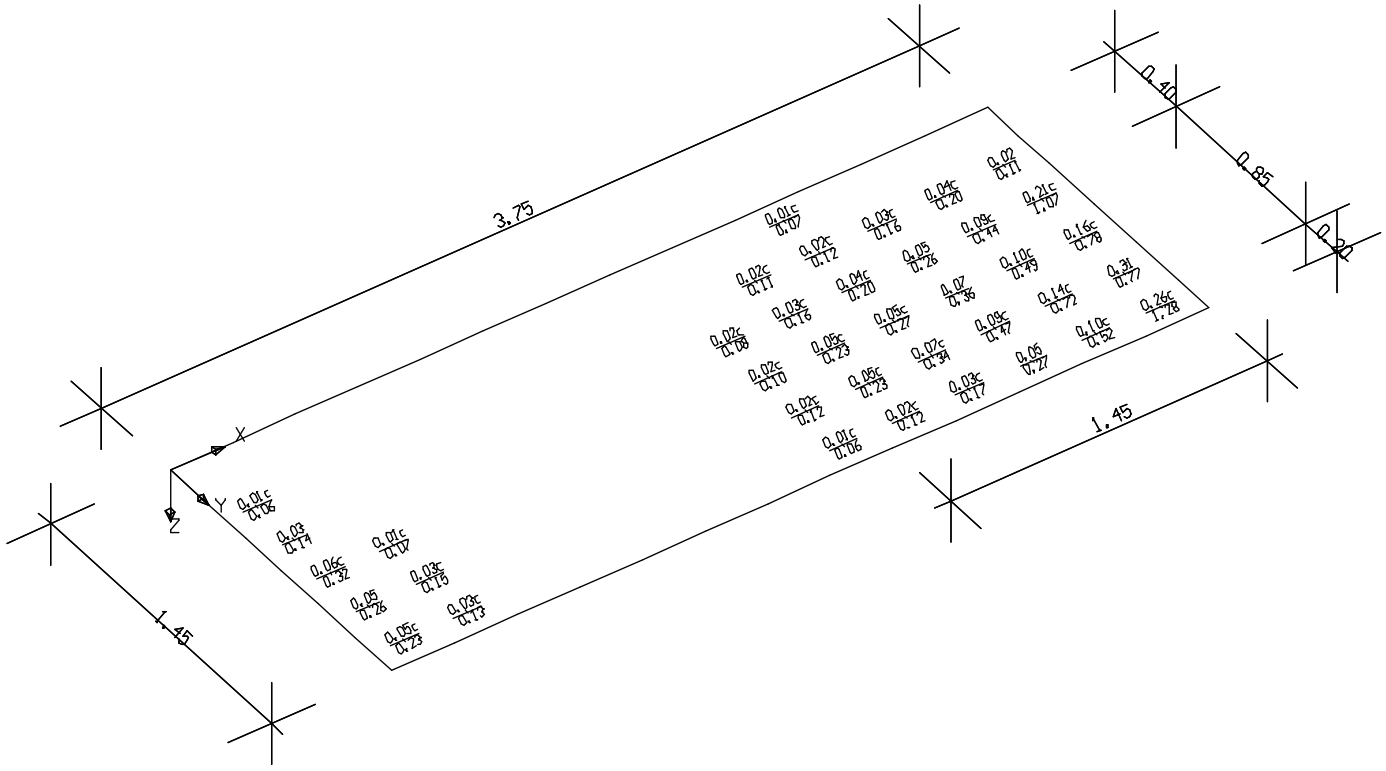
RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Auftrag Nr. 1911
Seite 365'.11
Datum
Pos. 502

Erforderliche Bewehrung: [cm²/m]

Obere Lage



Bemessung
nach DIN EN 1992-1-1
Beton = C25/30
Stahl = B500M
Theor. Stahlverbrauch:
22.9 kg
obere Lage [cm2/m]
Darstellung im Element
Randachsabstand [cm]:
d1-x, d1-y: 3.0/3.0
Bemessung als Platte
Bemessungsort:
- Elementmitte

Hinweis
c : Mindestbewehrung
= 0.2 * max. AS

502
Podest
24 cm
C25/30

Datum : 12.08.2024
Zeit : 15:37:45
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

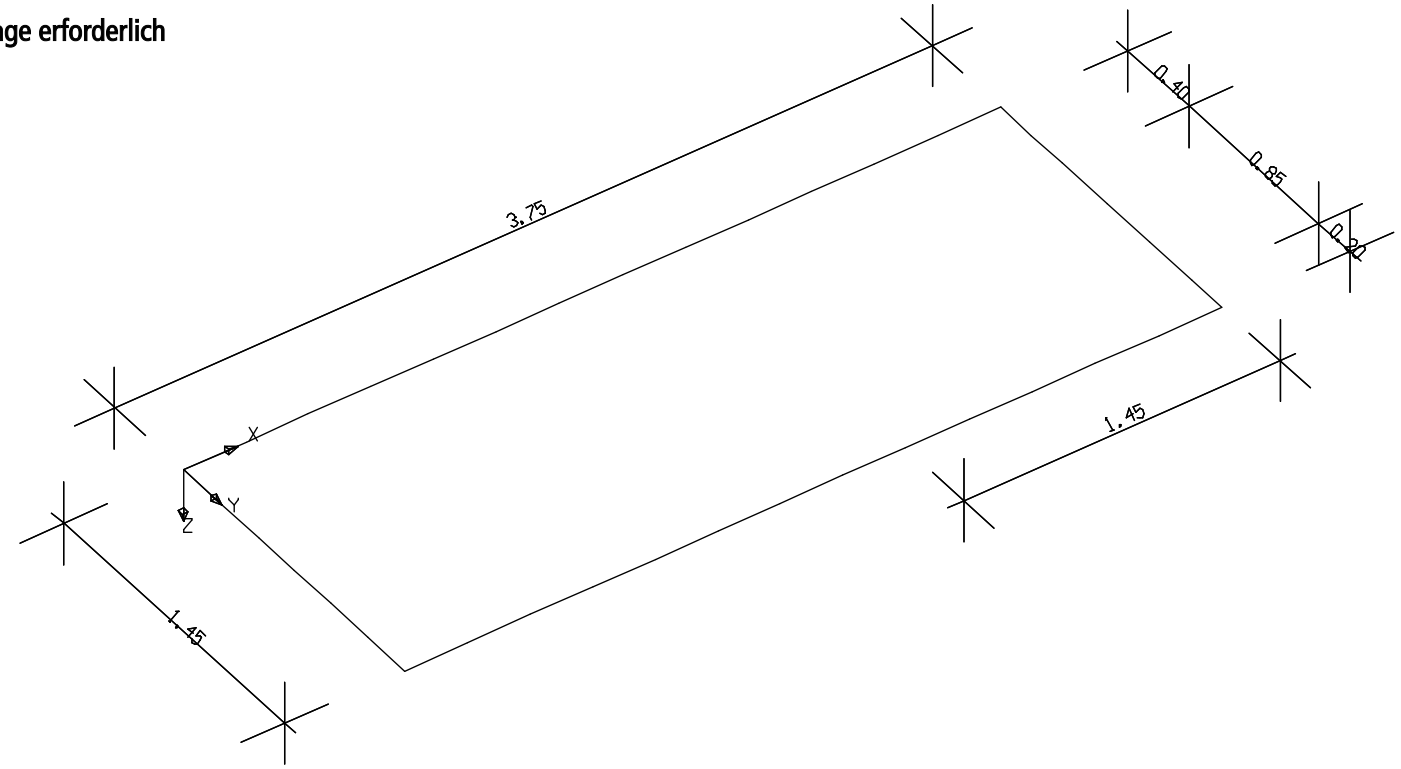
Auftrag Nr.	Seite
1911	365'.12
Datum	Pos.
	502

Erforderliche Bewehrung: [cm²/m]

Obere Lage

Grundbewehrung ø8/15 cm in x-Richtung
ø8/15 cm in y-Richtung

Keine Zulage erforderlich



Bemessung
nach DIN EN 1992-1-1
Beton = C25/30
Stahl = B500M
Theor. Stahlverbrauch:
22.9 kg
obere Lage [cm2/m]
Darstellung im Element
Grundbeu. : 3.35/3.35
wird berücksichtigt
Randachsabstand [cm]:
dl-x, dl-y: 3.0/3.0
Bemessung als Platte
Bemessungsort:
- Elementmitte

Verformtes System
Skalierung : 70

502
Podest
24 cm
C25/30

Datum : 12.08.2024
Zeit : 15:24:37
Autor : eb

RIB Software GmbH
TRIMAS(R) Auswertung
Version 23.0 08022024

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Auftrag Nr. 1911
Seite 365'.13
Datum
Pos. 502

Konsole

502.1 Konsolauflager

Das Konsolauflager wird mit drei Tronsolen Typ **F-V2-L1500** ausgebildet.

V_{Ed} = (20 kN + 20 kN) / (1,45 m / 2) = 55,2 kN/m (Randbereich maximal)
V_{Rd} = 61,0 kN/m (siehe nachfolgende Bemessungstabelle)
$V_{Ed} / V_{Rd} = 0,91 < 1,0$

Schöck Tronsole® Typ F	V1	V2	V3
$v_{Rd,z}$ [kN/m]	43,0	61,0	85,0
$v_{Rd,x,y}$ [kN/m]	±3,8	±3,8	±3,8

Konsolenteil 1

Konsolhöhe = 110 mm
Konsoltiefe = 130 mm

V_{Ed} = (20 kN + 20 kN) / (1,45 m / 2) = 55,2 kN/m (Randbereich maximal)
V_{Rd} = 61,0 kN/m (siehe nachfolgende Bemessungstabelle)
$V_{Ed} / V_{Rd} = 0,91 < 1,0$

Bemessung Treppenkonsole für Betonfestigkeitsklasse ≥ C30/37 bei Feuerwiderstandsklasse R 30

Treppenkonsole in Verbindung mit Schöck Tronsole® Typ F-V2				
Bemessungswerte bei	Betonfestigkeitsklasse ≥ C30/37			
	$v_{Rd,y}$ ± 3,8 [kN/m]			
	Konsoltiefe [mm]			
	130	140	150	160
Konsolhöhe [mm]	$v_{Rd,z}$ [kN/m]			
90	46,6	46,2	42,8	39,5
100	56,6	53,3	48,8	45,0
110	61,0	59,9	54,9	50,6
120	61,0	61,0	61,0	56,1
130	61,0	61,0	61,0	61,0
140	61,0	61,0	61,0	61,0
150	61,0	61,0	61,0	61,0

Konsolenteil 2

Konsolhöhe = 110 mm
Konsoltiefe = 130 mm

V_{Ed} = (20 kN + 20 kN) / (1,45 m / 2) = 55,2 kN/m (Randbereich maximal)
V_{Rd} = 59,5 kN/m (siehe nachfolgende Bemessungstabelle)
$V_{Ed} / V_{Rd} = 0,93 < 1,0$

Ingenieurbüro für Tragwerksplanung
Dr.-Ing. **Christian Müller** GmbH
Windscheidstraße 12 · 10627 Berlin

Bemessung Podestkonsole für Betonfestigkeitsklasse ≥ C20/25 bei Feuerwiderstandsklasse R 30

Podestkonsole in Verbindung mit Schöck Tronsole® Typ F-V2				
Bemessungswerte bei	Betonfestigkeitsklasse ≥ C20/25			
	$v_{Rd,y}$ ± 3,8 [kN/m]			
	Konsoltiefe [mm]			
	130	140	150	160
Konsolhöhe [mm]	$v_{Rd,z}$ [kN/m]			
90	45,6	48,8	48,8	48,8
100	52,6	54,4	54,4	54,4
110	59,5	59,9	59,9	59,9
≥ 120	61,0	61,0	61,0	61,0