

Statische Berechnung
Anbau an Havelschule in Brandenburg
14770 Brandenburg an der Havel
Magdeburger Landstraße 124

Grüneintragungen beachten ! aufgestellt in Berlin-Wannsee im Oktober 2025

HINSICHTLICH DER STANDSICHERHEIT GEPRÜFT
in Verbindung mit dem Prüfbericht

Standsicherheit
 Brandschutz der tragenden und aussteifenden Bauteile

Prüfbericht Nr.: **01** des Prüfverzeichnisses **25022**

Brandenburg an der Havel, den **14.01.2026**

Dr.-Ing. Andreas Arnold
Prüfingenieur für Standsicherheit Fachrichtung Massivbau
Neuendorfer Straße 90A, 14770 Brandenburg an der Havel
Tel. (03381) 410143, Fax (03381) 2099602


Dipl.-Ing. Marko Ludwig

Beratender Ingenieur
2B Planungsgesellschaft mbH
Am Sandwerder 1
14109 Berlin

Auftraggeber

Zentrales Gebäude- und Liegenschaftsmanagement
der Stadt Brandenburg a.d.Havel (GLM)
Klosterstraße 14
14770 Brandenburg an der Havel
Herr Seifert
Fon : 03381 58 2962
Mob : 0173 24 07 96 4
martin.seifert@stadt-brandenburg.de
www.stadt-brandenburg.de

Architektinnen

Lemme Locke Lux Architektinnen BDA
Partnerschaft mbB
Pappelallee 6
10437 Berlin
Fon : 030 9940 43400
Mob : 0176 7677 8226
HAV@lemmelockelux.de
www.lemmelockelux.de

Tragwerksplanung

2B Planungsgesellschaft mbH
Dipl.-Ing. Marko Ludwig
Am Sandwerder 1
14109 Berlin
Fon : +49 30 805829 11
Mob : +49 175 5424120
www.2Bplan.de
marko.ludwig@2bplan.de

Inhaltsverzeichnis

1.Erläuterung	5
2.Lastannahmen	9
3.Stahlbetontreppen als Fertigteile.....	11
4.Dachtragwerk DK 1 am Bestand mit Oberlicht.....	14
5.Dachtragwerk Pos DK 2 mit Stahlbetonmittelfette UZ 2.1	14
6.Decke über OG2 Pos D2	15
7.Decke über OG1 Pos D1 + W10 + UZ 1.5.....	18
8.Decke über EG Pos DE	26
9.Decke über KG Pos KE	26
10.Dachgiebel im OG2 Pos GB und GD.....	26
11.Sohlbemessung POS B	30
12.Bemessung Aufzugsschacht.....	35
13.Bemessung Treppenhauswand.....	35
14.Bemessung Kellerwände in Stahlbeton.....	36
15.Bemessung Stahlbetonstützen POS ST1-3.....	39
16.Mauerwerksbemessung	43
16.1.Mauerwerkspfeiler 17,5 cm im EG.....	43
16.2.Mauerwerk 24 cm innen.....	44
16.3.Mauerwerk 24 cm außen.....	45
17.Zwischenpodeste Pos P1, PE, PU.....	46
18.Bemessung wandartiger Träger im OG2 (Pos W10) und ST4	54
19.Stürze	60

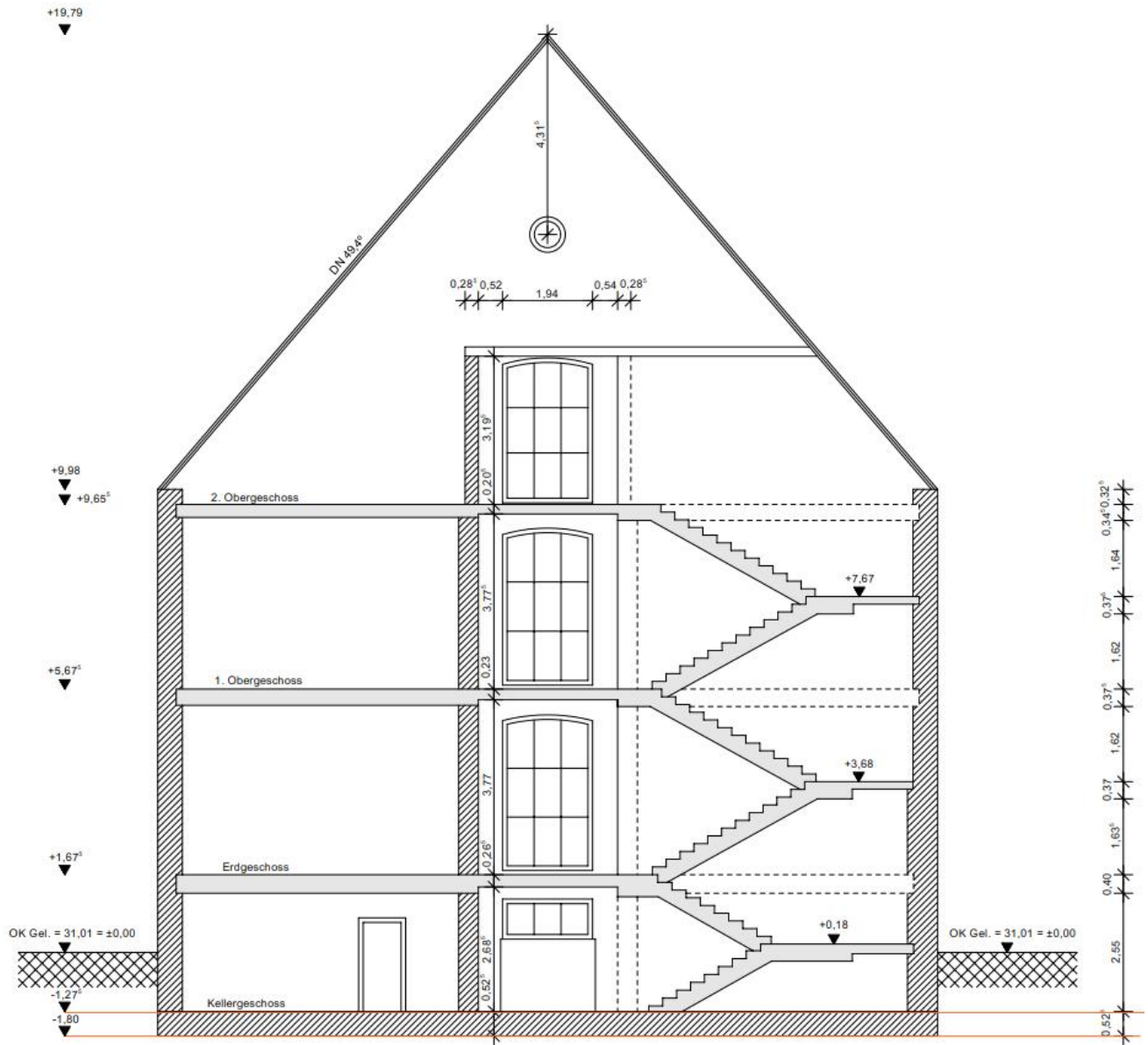
Anlagen : 8 Positionspläne M 1:100

POS-01-FU	-	Grundriss Fundamente
POS-02-UG	-	Grundriss Keller
POS-03-EG	-	Grundriss Erdgeschoss
POS-04-OG1	-	Grundriss 1. Obergeschoss
POS-05-OG2	-	Grundriss 2. Obergeschoss
POS-06-DG	-	Grundriss Dachgeschoss
POS-07-Schnitt A-A	-	Schnitt A-A Längsschnitt
POS-08-Schnitt B-B	-	Schnitt B-B Querschnitt Treppenhaus

Anlage 1	RFEM Ausgabe	Dachbemessung Dach 1
Anlage 2	RFEM Ausgabe	Dachbemessung Dach 2
Anlage 3	RFEM Ausgabe	Deckenbemessung Decke über D2
Anlage 4	RFEM Ausgabe	Deckenbemessung Decke über OG1
Anlage 5	RFEM Ausgabe	Deckenbemessung Decke über EG
Anlage 6	RFEM Ausgabe	Dachgiebelbemessung
Anlage 7	Baugrundgutachten	
Anlage 8	RFEM 3D Modell mit Sohle Eingabewerte etc.	
Anlage 9	RFEM 3D Modell mit Linienlager der Kellerwände	
Anlage 10	RFEM Modell Sohlplattenbemessung	
Anlage 11	RFEM 3D Linienlasten MW im EG	
Anlage 12	Zwischenpodest	

1. Erläuterung

Am Bestandsbau der Havelschule in Brandenburg wird ein Anbau geplant.



Darstellung der Giebelwand, an welche angebaut werden soll

Der Anbau hat eine Grundfläche von ca. 13 x 16 m und passt sich in Form der Dachfläche unter Fensteraufteilung dem Bestandsbau an.

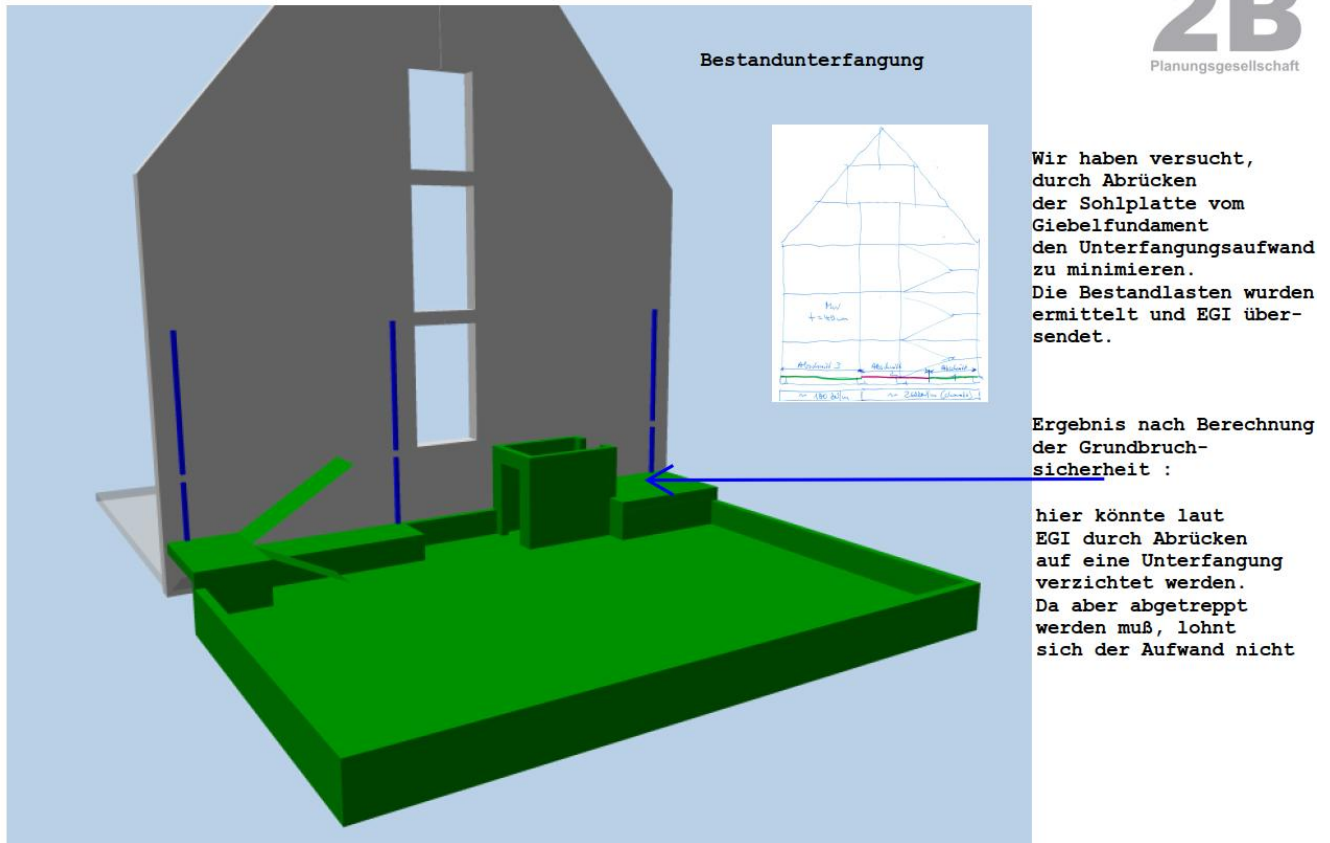
Zwischen den Nutzungseinheiten des Anbaus und dem Bestandsbau wird ein ca. 3m breites Übergangsbauwerk geplant, welches im Wesentlichen die Erschließung gewährleistet.

Nach Variantenvergleichen wurde die nun weiter untersuchte Variante gewählt. Das Gebäude wird ein Massivbau aus Kalksandsteinwänden und Stahlbetondecken mit einem Sparrendach aus Holz und einer elastisch gebetteten Stahlbetonsohlplatte als WU-Konstruktion.

Wegen dem hohen Grundwasserstand (HGW) nahe der OK- Terrain muss der Keller als WU-Konstruktion ausgeführt werden.

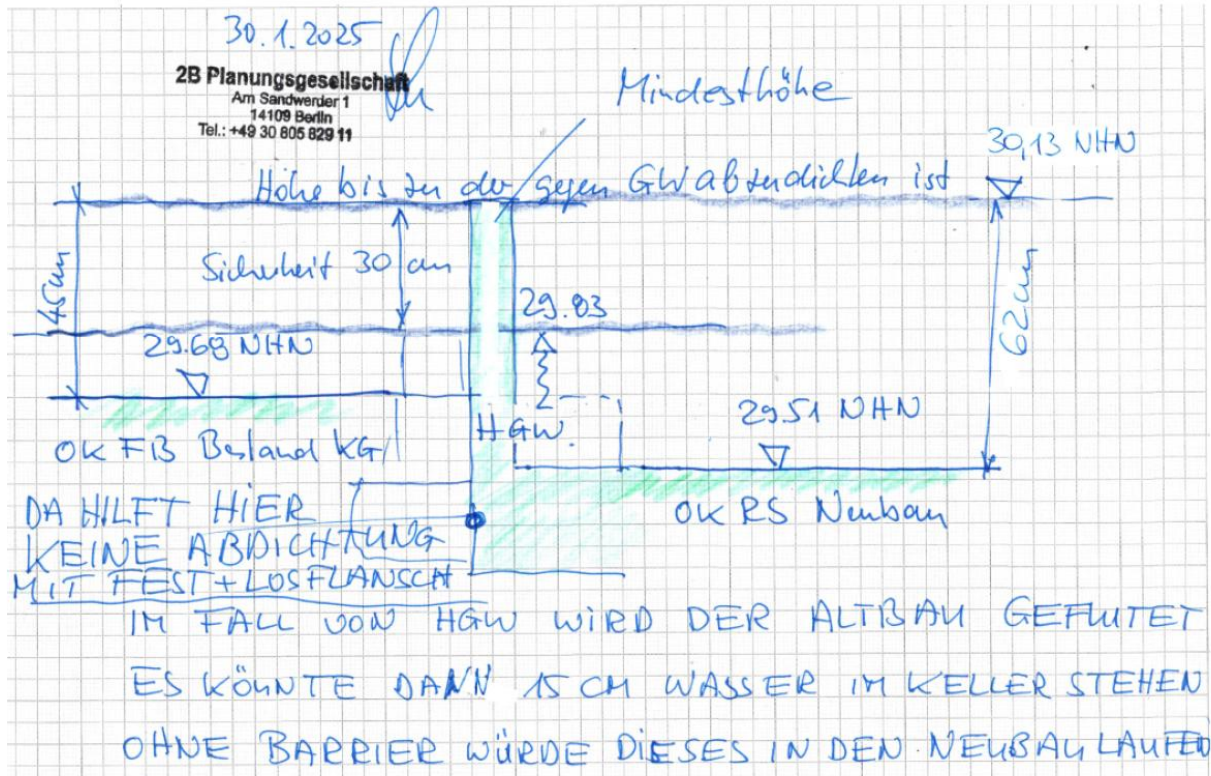
Die Lage der horizontalen Nutzebenen entspricht der des Bestandes. Somit liegt die Unterkante der neuen Gründungssohle ca. auf Unterkante der vorhandenen Kellerfundamente von nur ca. 50 cm Höhe. Siehe dazu den Bericht zur Fundamenterkundung des EGI Brandenburg vom 27.11.2024.

Es wurde überlegt, mit der Sohle, wo es möglich erscheint, zurückzuspringen um den Aufwand für Unterfangungen am Bestandsbau zu minimieren.



Nach Abstimmungen mit dem Baugrundgutachter, Herr Schäfer, wurde jedoch entschieden, die Unterfangung des Giebels über die gesamte Breite vorzunehmen. Die Berechnungen zur Grundbruchsicherheit ergaben dass trotz eines Rücksprunges Unterfangungen des Bestandes erforderlich werden würden. Somit stößt die Fundamentplatte gegen die Bestandsfundamente, welche unterfangen werden müssen. An der Fuge bleibt die Giebelwand des Bestandsbaus sichtbar. Auskragende Decken werden mit Quadrat- oder Rundrohrstützen unterstützt um die Verformung zu minimieren. Die Stützen stehen auf der WU-Aufkantung der Sohle welche zum Bestandsgiebel hin ausgebildet werden muss

Thema HGW und Anschluss an den Altbau



Materialien : Stahlbeton C25/30, Baustahl BSt 500, Mauerwerk aus KS20/2.0 und Sparren in KVH C24, Quadratrohrstützen in S235

Zur Vorbemessung wurde eine 3D Modell im Programm RFEM erstellt, an welchem Parameterstudien durchgeführt werden konnten.

2. Lastannahmen

Geschoßdecken

Eigenlast Fussbodenaufbau $g = 2,00 \text{ kN/m}^2$

(6 cm schwimmender Estrich mit Belag + Abhangdecke) $< 2 \text{ kN/m}^2$

Nutzlasten $q = 3,00 \text{ kN/m}^2$ für Schul- und Lehrerräume

$q = 5,00 \text{ kN/m}^2$ für Flure und Treppen

Trennwandzuschlag $q = 0,80 \text{ kN/m}^2$

Dachkonstruktion

Eigenlast von innen nach außen

GK Verkleidung auf Lattung $0,15 \text{ kN/m}^2$

Sparren H/B = 24/14 Abstand 80 cm wird vom System generiert

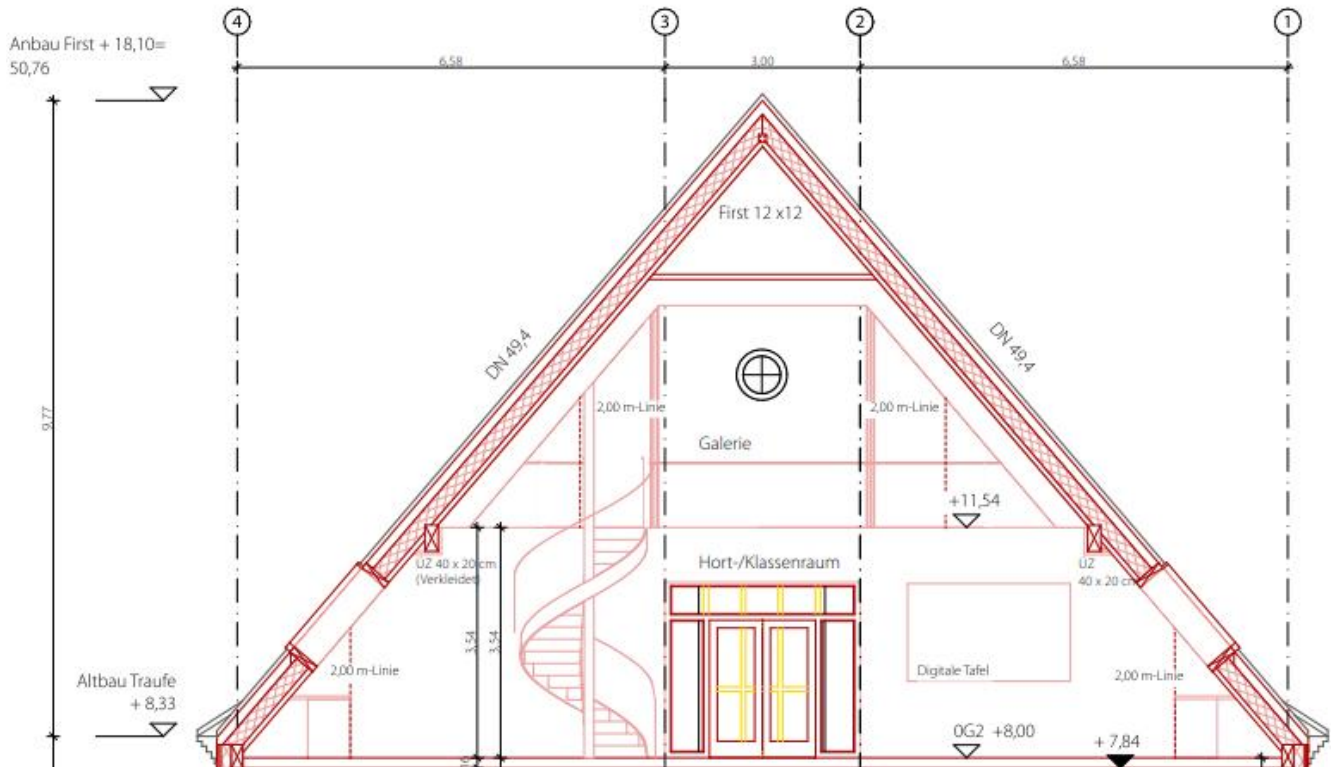
Zwischensparrendämmung $0,72/0,8 \times 0,01 \times 24 = 0,19 \text{ kN/m}^2$ $0,22 \text{ kN/m}^2$

Stehfalzdeckung auf 24 mm Schalung $0,35 \text{ kN/m}^2$

Photovoltaik auf beiden Seiten des Daches $0,20 \text{ kN/m}^2$

Reserve $0,08 \text{ kN/m}^2$

Summe **1,00 kN/m²**



Dachneigung $\arctg(9,77/8,08) = 50,0^\circ$

Schneelastzone 2 Schneelast $s_k = 0,85$ $s = 0,8(60-50)/30 \times 0,85 = 0,23 \text{ kN/m}^2$

Lastfall Norddeutsche Tiefebene wird berücksichtigt

Wind Geländekategorie III Windzone 2

Vereinfachte Böengeschwindigkeitsdrücke

Geschwindigkeitsdruck $0,8 \text{ kN/m}^2$

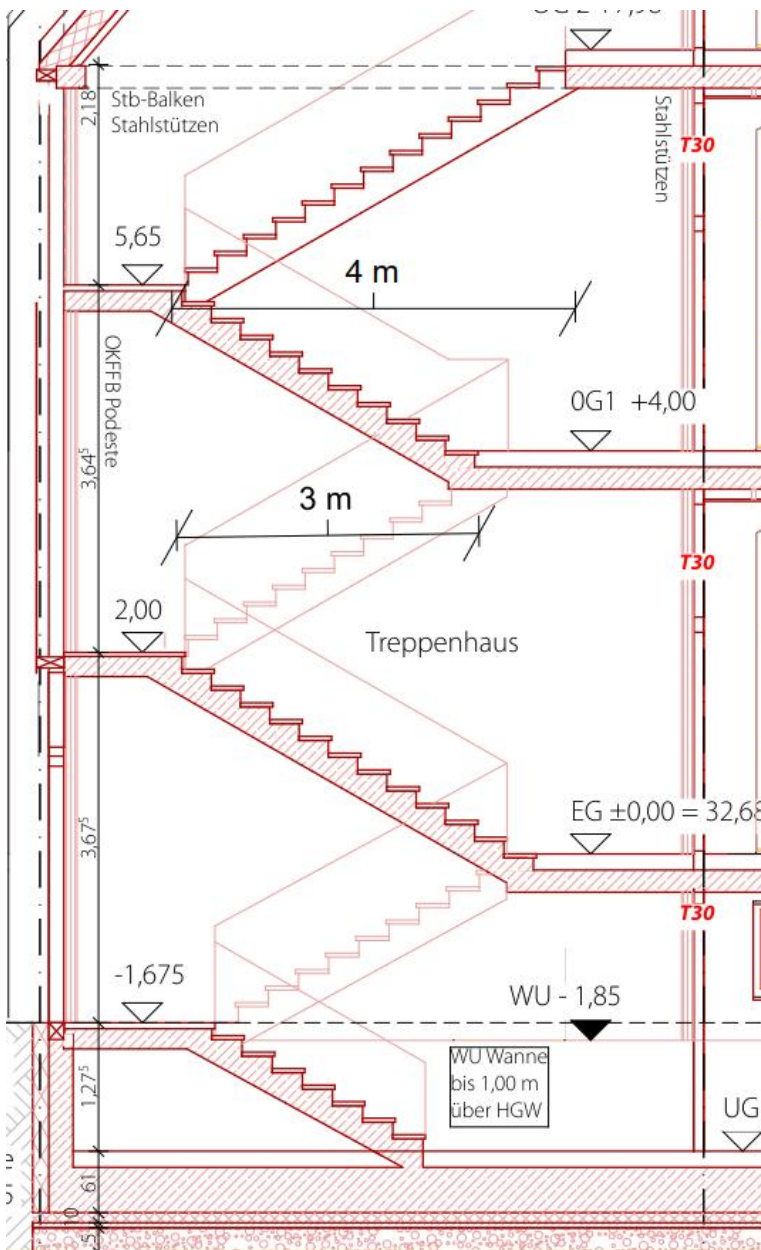
Beiwerte auf der sicheren Seite liegend Y-Richtung senkr. auf Dachschräge

Winddruck 50° auf der Luv - Seite $0,7 \times 0,8 = 0,56 \text{ kN/m}^2$

Windsog 50° auf der Lee - Seite $0,3 \times 0,8 = 0,24 \text{ kN/m}^2$

3. Stahlbetontreppen als Fertigteile

Ursprünglich wurde eine Ortbetontreppe geplant. Wirtschaftlicher erscheint die Verwendung von Fertigteilen. Jedoch wachsen die Ansprüche an die Zwischenpodeste.



Stufen ca. 17/28 Winkel ca.

30° Steinbelag

Laufstärke 20 cm

Spannweite maximal 4 m

$$G = (0,2/\cos 30^\circ + 0,17/2 + 0,03) \times 25 \text{ kN/m}^3$$

$$G = 0,35 \times 25 = 8,75 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$P_d = 8,75 \times 1,35 + 5 \times 1,5$$

$$P_d = 19,31 \text{ kN/m}^2$$

$$M_d = 19,31 \times 4^2/8 = 38,6 \text{ kNm/m}$$

$$V_{zd} = 2 \times 19,31 = 38,6 \text{ kN/m}$$

Querschnittsbemessung siehe nächste Seiten F+L

$$A_{serf} = 5,72 \text{ cm}^2 \text{ gewählt } 8d10/m$$

$$D10/12,5 = 6,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{k,g} = 2 \times 8,75 = 17,5 \text{ kN/m}$$

$$A_{k,q} = 2 \times 5,00 = 10,0 \text{ kN/m}$$

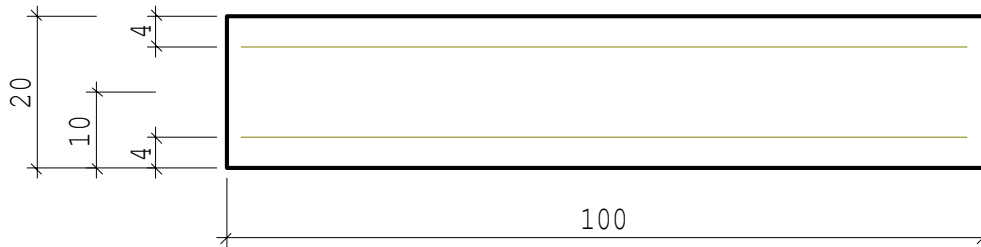
Für 3m-Treppenläufe reicht als Bewehrung d8/15 und

$$A_{k,g} = 1,5 \times 8,75 = 13,13 \text{ kN/m}$$

$$A_{k,q} = 1,5 \times 5,00 = 7,5 \text{ kN/m}$$

Maßstab 1 : 10

XC1/W0



XC1/W0

BIEGEBEMESSUNG		kd- Verfahren ($x/d < 0.450$)			
Nxd =	0.00 kN	Myd =	39.00 kNm		
$\epsilon_1 =$	-3.50‰	$\epsilon_{2s} =$	21.31‰		
x/d =	0.14	z/d =	0.94	kd =	2.56
erforderlich:		Asu =	5.72 cm ²	Aso =	0.00 cm ²
		$\mu =$	0.29 %		

Maßstab 1 : 20

XC1/W0



XC1/W0

SCHUBBEMESSUNG - QUERKRAFT Platte				
Schubbügel rechtwinklig zur Bauteilachse				
VEd =	39.00 kN	z/d =	0.650 ($z < d - 2 \cdot c_{vo,i}; c_{vo,i} = c_{nomo,i}$)	
CRd,c =	0.10	k1 =	0.12	$\sigma_{cp} = -0.00\text{N/mm}^2$
kvmin =	0.035	vmin =	0.49	
k =	2.00	VRd,c =	52.52 kN (6.2a)	
Asz =	2.83 cm ²	VRd,c =	79.20 kN (6.2b) maßgebend	
VRd,cc =	72.98 kN	$\sigma_{cd} = -0.00\text{N/mm}^2$		
cot $\theta =$	3.00 (18.43 Grd.)			
v1 =	0.750	$\alpha_{cw} =$	1.00	
VRdmax =	331.50 kN	aswV =	0.00 cm ² /m	
sl,max =	14.00 cm	aswMin =	0.00 cm ² /m maßgebend	

4. Dachtragwerk DK 1 am Bestand mit Oberlicht

Hier keine Photovoltaik

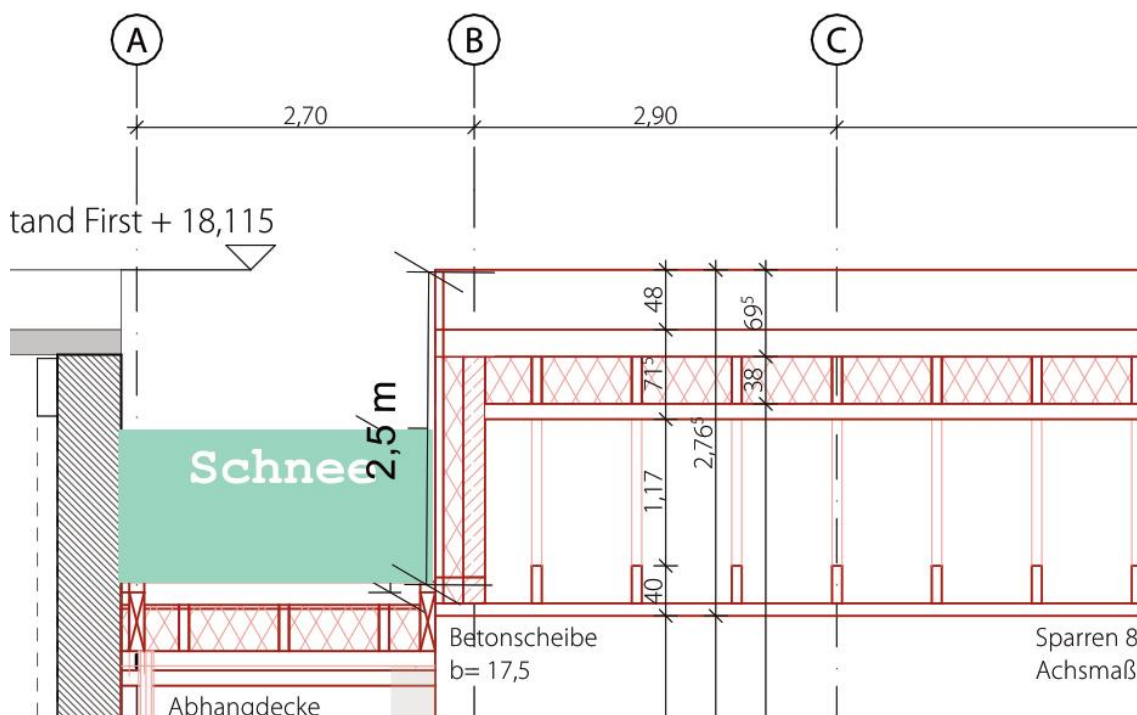
Siehe **Anlage 1** Sparren 8/24 C24 Konstruktion der horizontalen Ebene mit Oberlicht alle Hölzer b/h = 12/20

Schnee auf horizontaler Ebene

Höhensprung durchschnittlich 1,25 m (maximal ca. 2,5 m vom First)

Schnee aus Verwehung

$1,25 \text{ m} \times 2 \text{ kN/m}^3 = 2,5 \text{ kN/m}^2$



ÜZ 2.1

5. Dachtragwerk Pos DK 2 mit Stahlbetonmittelfette **UZ 2.1**

Siehe **Anlage 2** Sparren 8/24 C24 Stahlbetonpfette 22/40 C25/30

Kehlbalken 2 x 4/10 Firststab = Druckstab 12/12 C24

Stahlbetonmittelfette b/h = 22/40cm $l \geq 0,2 l_{\max}$ $l \leq 0,8 l_{\max}$

Erforderlicher Achsabstand $u = 45 \text{ mm}$ $u_s = 55 \text{ mm}$ $c_{\text{nom, erf}} = 20 \text{ mm}$ (XC1)

Bügel 8 mm

Maximal erforderliche Stützbewehrung $13,16 \text{ cm}^2$ gew. $3d25 = 14,17 \text{ cm}^2$

Maximal erforderliche Feldbewehrung $10,54 \text{ cm}^2$ gew. $3d20+2d10 = 11 \text{ cm}^2$

Maximal erforderliche Bügelbewehrung $2,7 \text{ cm}^2/\text{m}$ gew. $d8/25 = 4,02 \text{ cm}^2/\text{m}$

6. Decke über OG2 Pos D2

$t = 20 \text{ cm C25/30}$ Berechnung siehe **Anlage 3**

Last aus D1 Abstandspunkt der Sparren auf Deckenrand

$$G_v = (6,64 + 5,45) / (2 * 0,8) = 7,6 \text{ kN/m}$$

Aus Schnee und Wind wird der Nutzlast zugeschlagen

$$S_v = (5 + 1,6 * 2 + 2,52) / (4 * 0,8) = 3,4 \text{ kN/m}$$

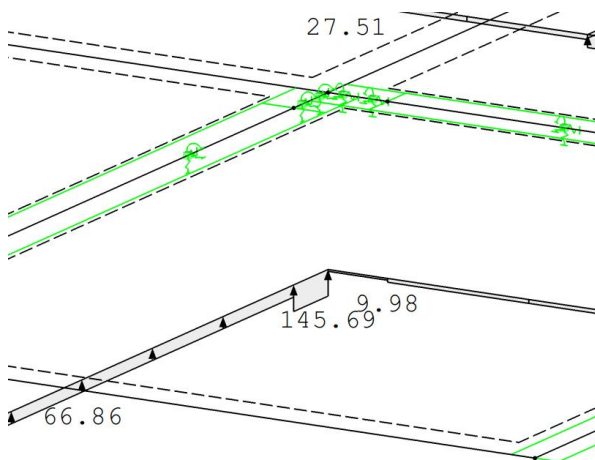
$$W_v = 2 / 0,8 = 2,5 \text{ kN/m}$$

$$W_h = 2 / 0,8 = 2,5 \text{ kN/m}$$

$$Q_v < 6,0 \text{ kN/m}$$

Bewehrungswahl $d8/20 \# o + u$ oder Q257 o+u

Durchstanznachweis Wandecke



$$V_{z,d} = (145,7 + 9,98) * 0,225$$

$$V_{z,d} < 38,5 \text{ kN}$$

Durchstanznachweis siehe folgende Seite

Halfen HDB Durchstanzbewehrung gemäß Europäisch technischer Bewertung ETA-12/0454 und Leviat Leistungserklärung H-09-12/0454-1/1.

Halfen Bemessungsprogramm HDB, Version 13.80 – Bemessungsgrundlagen: Eurocode 2 sowie ergänzende Regelungen des EOTA TR 060. (Deutschland: DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04+A1:2015-12)

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 (Ortbetonplatte)

Eingabewerte

Bemessungswert Durchstanzlast	V_{Ed}	=	38,5 kN
Erdbebenzone		=	0,1,2
Lasterhöhungsfaktor	β	=	1,20
Plattendicke	h	=	20 cm
statische Nutzhöhe	d	=	15 cm
Wanddicke	b	=	18 cm
Einflussbreite	a	=	22,5 cm
Betondeckung oben / unten	$c_{nom,o} / c_{nom,u}$	=	2,5 cm / 2,5 cm

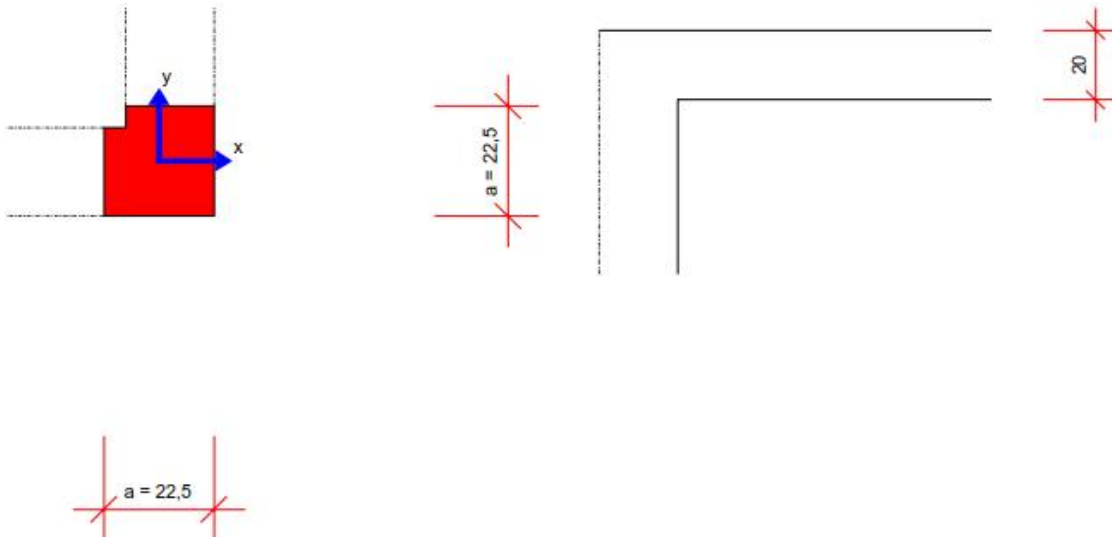
Material

Beton / Stahlsorte Biegezugbewehrung / HDB		=	C25/30 / B500 / B500
Längsbewehrungsgrad	$\rho_l (< 1,63 \%)$	=	0,1 % ($a_{sx} = a_{sy} = 1,5 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Ergebnisse am kritischen Rundschnitt

Länge des Rundschnittes	u_1	=	92,1 cm
Bemessungswert der Einwirkung	$\beta \cdot V_{Ed}$	=	46,2 kN
Widerstand ohne Durchstanzbewehrung	$V_{Rd,c}$	=	68,4 kN
Maximaltragfähigkeit	$V_{Rd,max}$	=	134,1 kN

Keine Durchstanzbewehrung erforderlich



Die Grundbewehrung oben reicht aus

Unten und oben zusätzlich konstruktiv je Richtung 4d12 einlegen

Durchstanznachweis Randstütze

Durchstanzan Randstütze Stütze 24cm x 24cm $V_{zd} = 78,84 \text{ kN}$

Halben HDB Durchstanzbewehrung gemäß Europäisch technischer Bewertung ETA-12/0454 und Leviat Leistungserklärung H-09-12/0454-1/1.

Halben Bemessungsprogramm HDB, Version 13.80 – Bemessungsgrundlagen: Eurocode 2 sowie ergänzende Regelungen des EOTA TR 060. (Deutschland: DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04+A1:2015-12)

Die Bemessung - einschließlich der statischen Werte - gilt ausschließlich für das ausgewiesene Halben-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 (**Ortbetonplatte**)

Eingabewerte

Bemessungswert Durchstanzlast	V_{Ed}	= 78,8 kN
Erdbebenzone		= 0,1,2
Lasterhöhungsfaktor	β	= 1,40
Plattendicke	h	= 20 cm
statische Nutzhöhe	d	= 16 cm
Stützenbreite	b	= 24 cm
Stützenbreite	a	= 24 cm
Randabstand / Neigung	e / α	= 0 cm / 0 °
Betondeckung oben / unten	$c_{nom,o} / c_{nom,u}$	= 2,5 cm / 2,5 cm

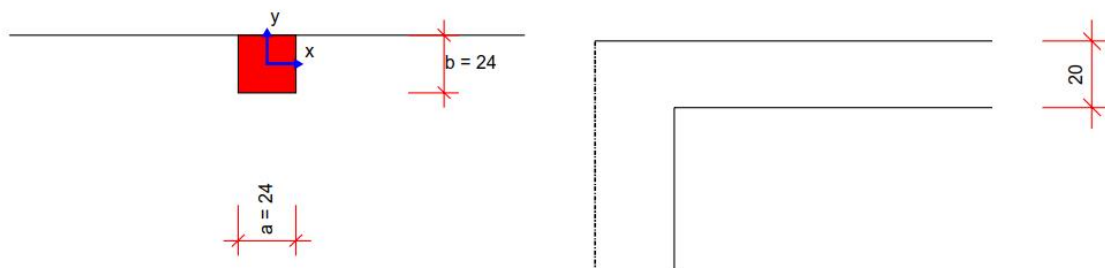
Material

Beton / Stahlsorte Biegezugbewehrung / HDB		= C25/30 / B500 / B500
Längsbewehrungsgrad	$\rho_l (< 1,63 \%)$	= 0,14 % ($a_{sx} = a_{sy} = 2,24 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Ergebnisse am kritischen Rundschnitt

Länge des Rundschnittes	u_1	= 172,5 cm
Bemessungswert der Einwirkung	$\beta \cdot V_{Ed}$	= 110,4 kN
Widerstand ohne Durchstanzbewehrung	$V_{Rd,c}$	= 136,6 kN
Maximaltragfähigkeit	$V_{Rd,max}$	= 267,8 kN

Keine Durchstanzbewehrung erforderlich



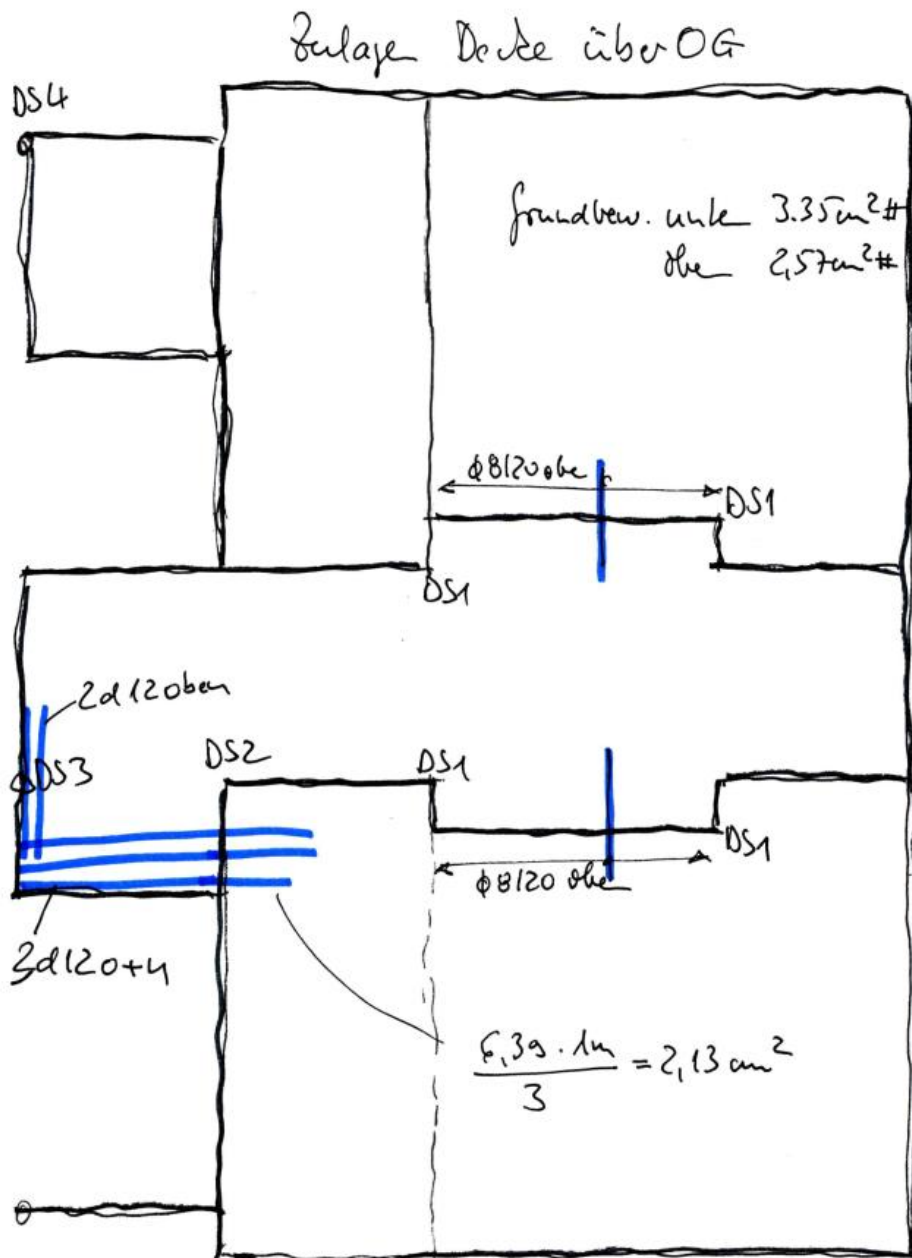
Die Grundbewehrung oben reicht aus

Unten und oben zusätzlich konstruktiv je Richtung 4d12 einlegen

7. Decke über OG1 Pos D1 + W10 + UZ 1.5.

T = 22 cm C25/30 Grundbewehrung oben d8/20 oder Q257
Unten d8/15 oder Q335

Berechnung siehe **Anlage 4**
Bewehrung Zulagen



Durchstanzen DS1 Garderobenecken

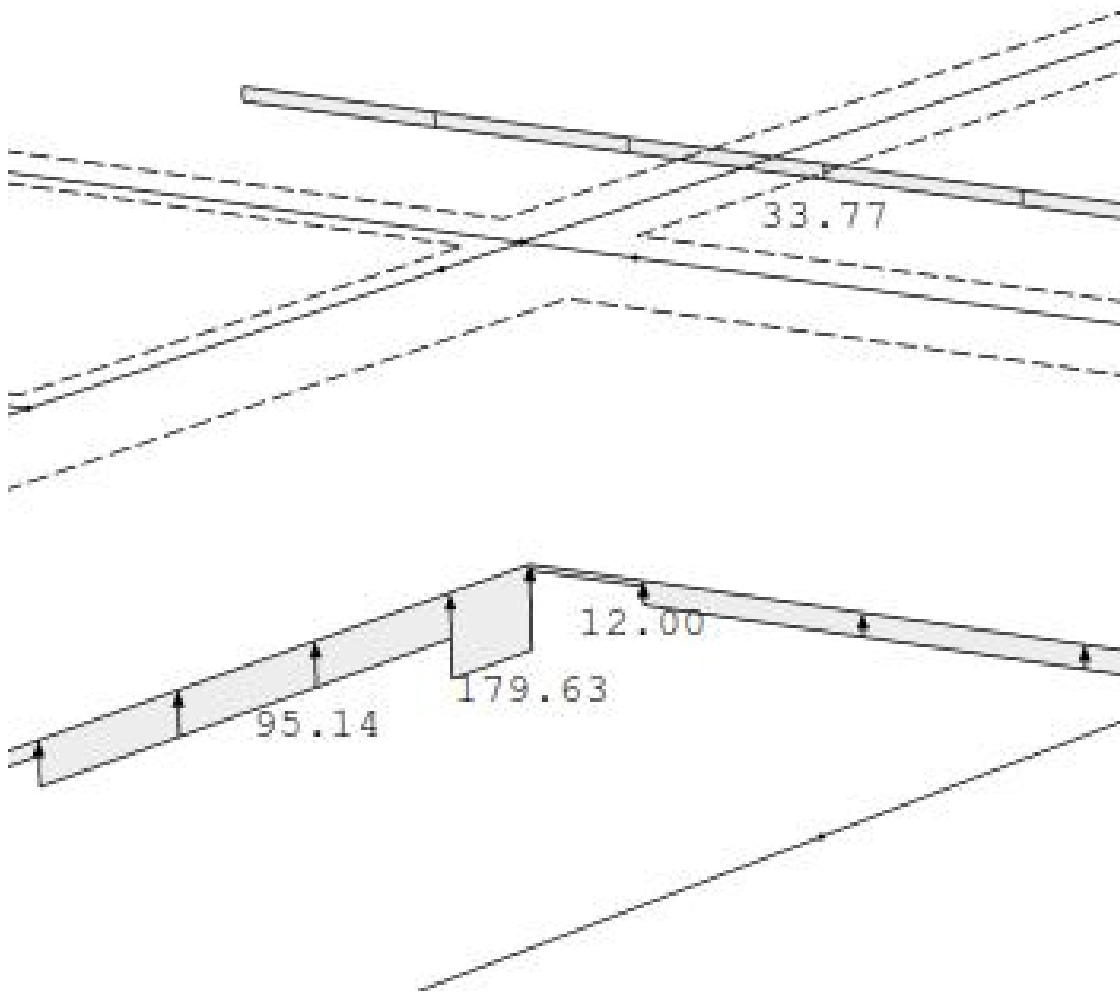
Last nie größer als $(80,24+72,44)*0,25=38$ kN

o.w.N Durchstanzen nicht maßgebend Grundbewehrung ausreichend



oben in jede Richtung 2 d 12 konstruktiv zulegen.

Durchstanzen DS2 Wandecke $V_{ed} = (179,63+12) \times 0,25 < 55 \text{ kN}$



Halben HDB Durchstanzbewehrung gemäß Europäisch technischer Bewertung ETA-12/0454 und Leviaat Leistungserklärung H-09-12/0454-1/1.

Halben Bemessungsprogramm HDB, Version 13.80 – Bemessungsgrundlagen: Eurocode 2 sowie ergänzende Regelungen des EOTA TR 060. (Deutschland: DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04+A1:2015-12)

Die Bemessung - einschließlich der statischen Werte - gilt ausschließlich für das ausgewiesene Halben-Produkt. Tragfähigkeiten von scheinbar baugleichen Fremdprodukten können abweichen. Für alternative Produkte kann der Anbieter der Software keine Gewährleistung übernehmen.

Durchstanznachweis für Innenecke (Ortbetonplatte)

Eingabewerte

Bemessungswert Durchstanzlast	V_{Ed}	=	63,0 kN
Erdbebenzone		=	0,1,2
Lasterhöhungsfaktor	β	=	1,20
Plattendicke	h	=	22 cm
statische Nutzhöhe	d	=	16,7 cm
Wanddicke	b	=	18 cm
Einflussbreite	a	=	25 cm
Betondeckung oben / unten	$c_{nom,o} / c_{nom,u}$	=	2,5 cm / 2,5 cm

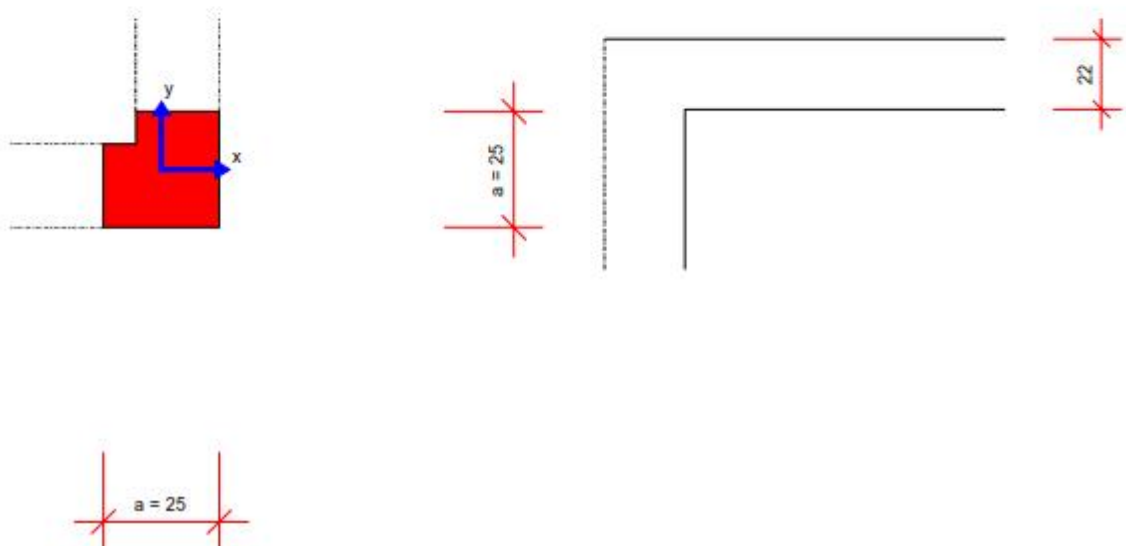
Material

Beton / Stahlsorte Biegezugbewehrung / HDB		=	C25/30 / B500 / B500
Längsbewehrungsgrad	$\rho_l (< 1,63 \%)$	=	0,08 % ($a_{sx} = a_{sy} = 1,34 \text{ cm}^2/\text{m}$)

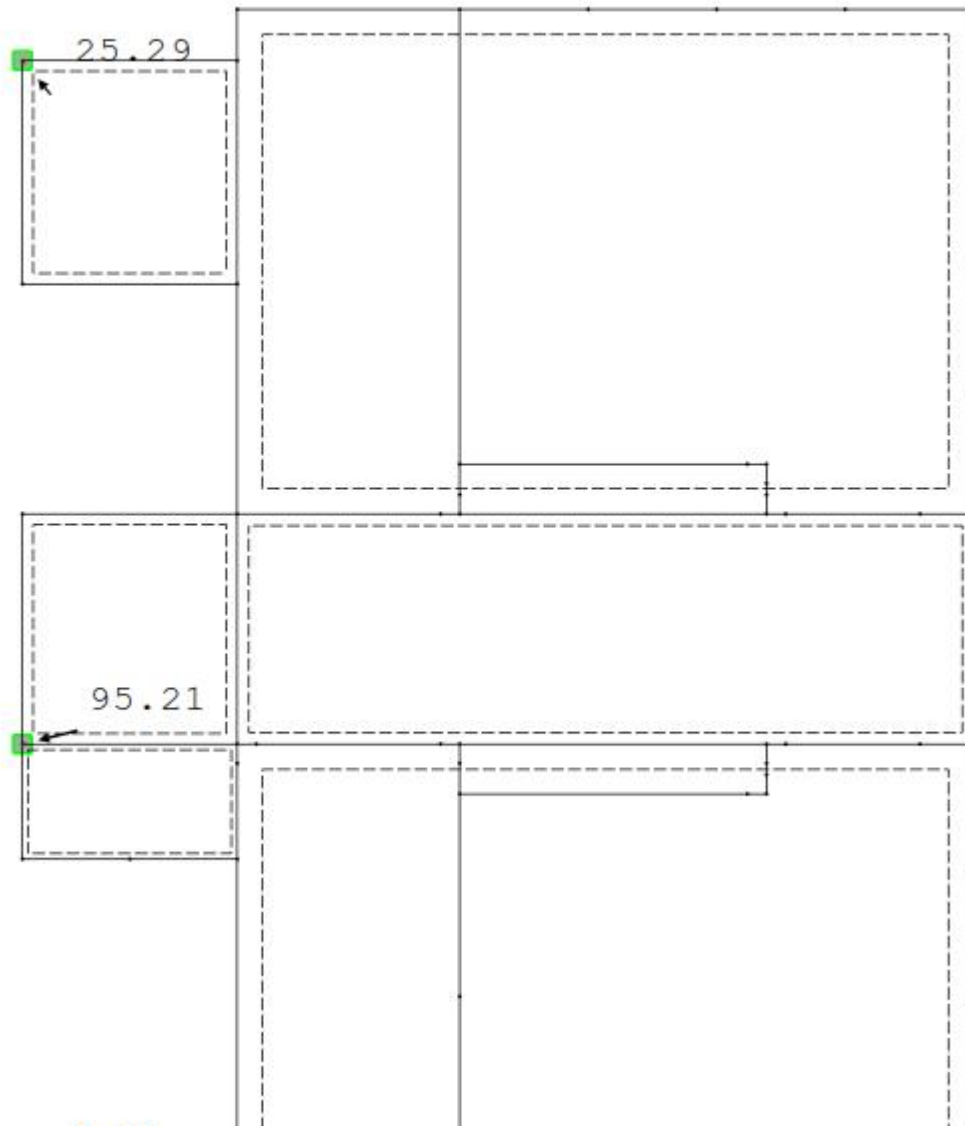
Ergebnisse am kritischen Rundschnitt

Länge des Rundschnittes	u_l	=	102,5 cm
Bemessungswert der Einwirkung	$\beta \cdot V_{Ed}$	=	75,6 kN
Widerstand ohne Durchstanzbewehrung	$V_{Rd,c}$	=	84,7 kN
Maximaltragfähigkeit	$V_{Rd,max}$	=	166,0 kN

Keine Durchstanzbewehrung erforderlich



keine Zulagen zur Grundbewehrung erforderlich 2d12 oben und unten



Durchstanzen DS3 Randstütze $V_{ed} = 95,21 \text{ kN} < 102 \text{ kN}$

Halben HDB Durchstanzbewehrung gemäß Europäisch technischer Bewertung ETA-12/0454 und Leviat Leistungserklärung H-09-12/0454-1/1.

Halben Bemessungsprogramm HDB, Version 13.80 – Bemessungsgrundlagen: Eurocode 2 sowie ergänzende Regelungen des EOTA TR 060. (Deutschland: DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04+A1:2015-12)

Die Bemessung - einschließlich der statischen Werte - gilt ausschließlich für das ausgewiesene Halben-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 (Ortbetonplatte)

Eingabewerte

Bemessungswert Durchstanzlast	V_{Ed}	=	102,0 kN
Erdbebenzone		=	0,1,2
Lasterhöhungsfaktor	β	=	1,40
Plattendicke	h	=	22 cm
statische Nutzhöhe	d	=	18,5 cm
Stützenbreite	b	=	24 cm
Stützenbreite	a	=	24 cm
Randabstand / Neigung	e / α	=	0 cm / 0 °
Betondeckung oben / unten	$c_{nom,o} / c_{nom,u}$	=	2,5 cm / 2,5 cm

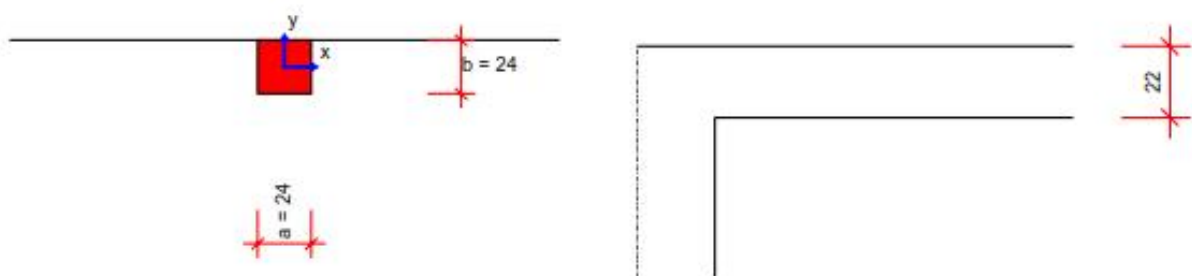
Material

Beton / Stahlsorte Biegezugbewehrung / HDB		=	C25/30 / B500 / B500
Längsbewehrungsgrad	$\rho_l (< 1,63 \%)$	=	0,14 % ($a_{sx} = a_{sy} = 2,59 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Ergebnisse am kritischen Rundschnitt

Länge des Rundschnittes	u_1	=	188,2 cm
Bemessungswert der Einwirkung	$\beta \cdot V_{Ed}$	=	142,8 kN
Widerstand ohne Durchstanzbewehrung	$V_{Rd,c}$	=	172,4 kN
Maximaltragfähigkeit	$V_{Rd,max}$	=	337,8 kN

Keine Durchstanzbewehrung erforderlich



Keine Zulagen erforderlich

Durchstanzen DS3 Randstütze Ved 25,29 < 29 kN

Halfen HDB Durchstanzbewehrung gemäß Europäisch technischer Bewertung ETA-12/0454 und Leviaat Leistungserklärung H-09-12/0454-1/1.

Halfen Bemessungsprogramm HDB, Version 13.80 – Bemessungsgrundlagen: Eurocode 2 sowie ergänzende Regelungen des EOTA TR 060. (Deutschland: DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04+A1:2015-12)

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 (Ortbetonplatte)

Eingabewerte

Bemessungswert Durchstanzlast	V_{Ed}	=	29,0 kN
Erdbebenzone		=	0,1,2
Lasterhöhungsfaktor	β	=	1,50
Plattendicke	h	=	22 cm
statische Nutzhöhe	d	=	16,7 cm
Stützenbreite	b	=	24 cm
Stützenbreite	a	=	24 cm
Randabstand / Neigung	c / α	=	0 cm / 0 °
Randabstand / Neigung	e / α	=	0 cm / 0 °
Betondeckung oben / unten	$c_{nom,o} / c_{nom,u}$	=	2,5 cm / 2,5 cm

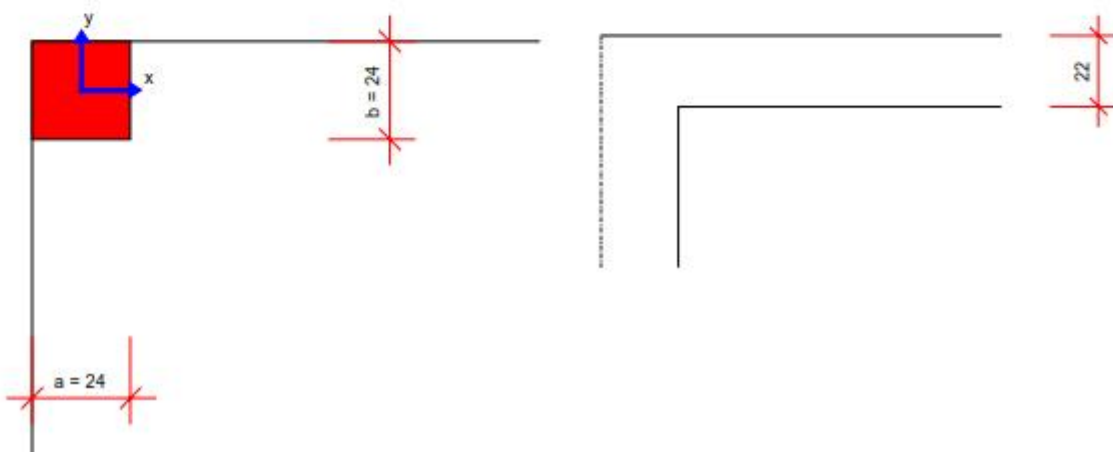
Material

Beton / Stahlsorte Biegezugbewehrung / HDB		=	C25/30 / B500 / B500
Längsbewehrungsgrad	$\rho_l (< 1,63 \%)$	=	0,14 % ($a_{sx} = a_{sy} = 2,34 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Ergebnisse am kritischen Rundschnitt

Länge des Rundschnittes	u_1	=	100,5 cm
Bemessungswert der Einwirkung	$\beta \cdot V_{Ed}$	=	43,5 kN
Widerstand ohne Durchstanzbewehrung	$V_{Rd,c}$	=	83,0 kN
Maximaltragfähigkeit	$V_{Rd,max}$	=	162,8 kN

Keine Durchstanzbewehrung erforderlich



Keine Zulagen erforderlich

Pos W10

Im Zuge der Deckenberechnung erfolgt auch die Berücksichtigung und Bemessung der Stahlbetonwand in Achse C. Diese wirkt als wandartiger Träger.

Die Einflüsse aus dem gesamten Tragwerk führen dazu, dass man diesen Träger nicht als starres Linienlager der Decke betrachten kann. Es ergibt sich z.B. eine Teileinspannung in Achse 3 (Zug in Decke über OG2 und Druck auf Decke über OG1). Die Decke über OG1 trägt ihre Lasten eher auf die Wände Achse 3 und 4 ab. Aus diesen Gründen sind die Auflagerkräfte der Wandscheibe im 3D-Modell in Achse 4 eher gering.

In der Anlage 4 ist ein Ersatzträger mit $H = 2\text{m}$ eingeführt. Anhand diese Trägers wird die Bewehrung zuerst festgelegt.

Die erforderliche Biegebewehrung unten beträgt $7,88\text{ cm}^2$. In dem in der Höhe beschränkten Auflager an Achse 4 steht eine Höhe von minimal 50 cm zur Verfügung. In diesem Bereich werden $7,49\text{ cm}^2/\text{m}$ erforderlich.

Weiteres siehe Kapitel 10

UZ 1.5 siehe Anlage 4

Je Ecke $d12 + \text{Bügel } d8/15$ $h/b = 22/24$ gerechnet C25/30

8. Decke über EG Pos DE

Grundsätzlich wie Decke über OG siehe **Anlage 5**

Durchstanzen wie Decke über OG

Zulage bei auskragendem Podest oben statt 3d12 jetzt 6d12

9. Decke über KG Pos KE

Wie Decke über EG

10. Dachgiebel im OG2 Pos GB und GD

Das Holzdach bildet einen 6-7m hohen Raum. Die Giebelwände werden durch die Dachkonstruktion gehalten.

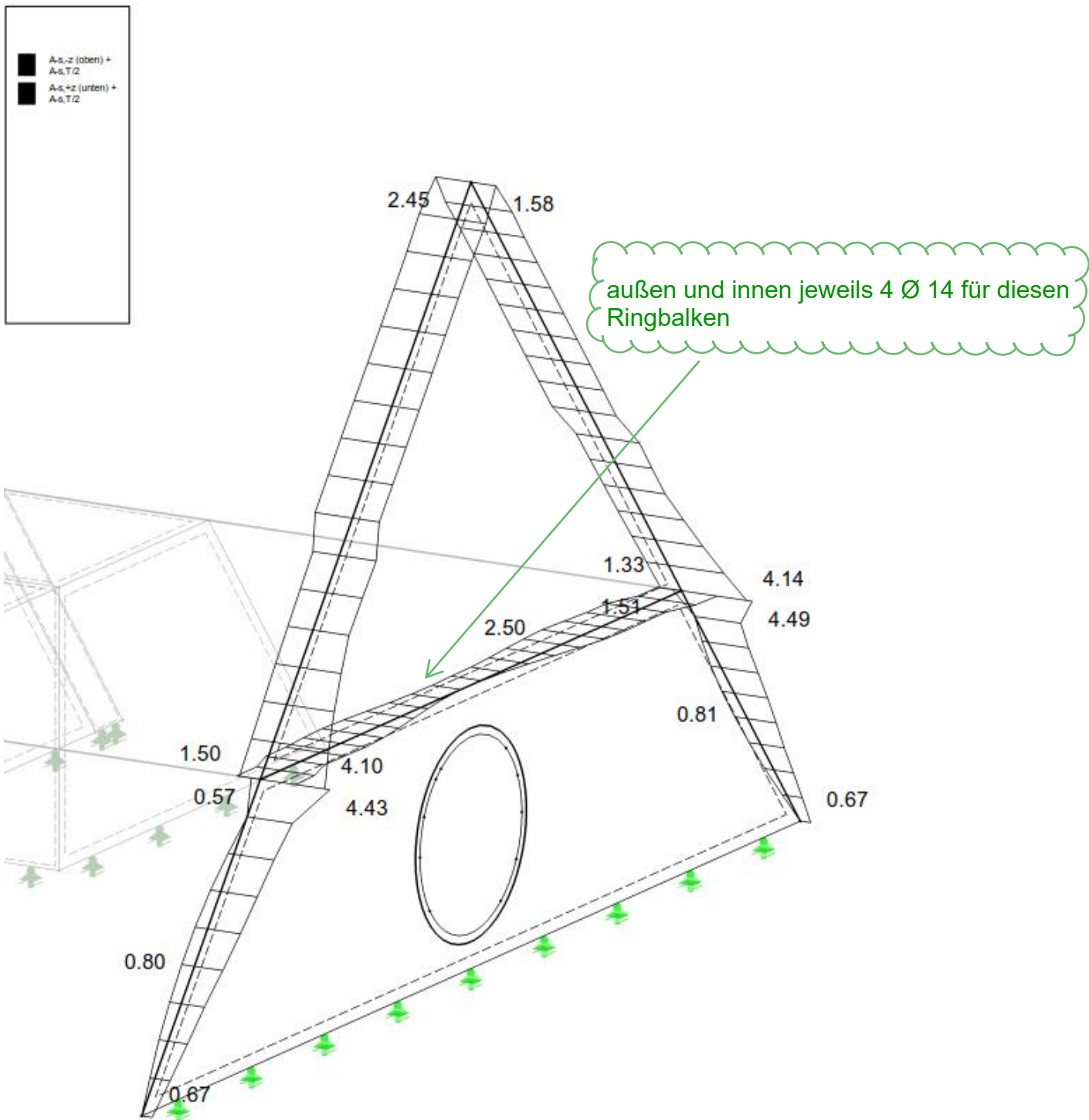
Auf der sicheren Seite liegend wird die Bewehrung der Stahlbetonelemente ohne diese Halterung ermittelt.

Die Giebelwände im Dach sind 24 cm dick. An Achse D wird eine 24er MW Wand durch Ringanker gefasst. Die Wand wird durch die Stahlbetonmittelfette horizontal abgestützt.

Als Windlast wird Winddruck $0,8 \text{ kN/m}^2 * 0,8 * 1,5 = 1 \text{ kN/m}^2$ (Design) auf der sicheren Seite liegend auf beiden Seiten angesetzt.

Siehe **Anlage 6**

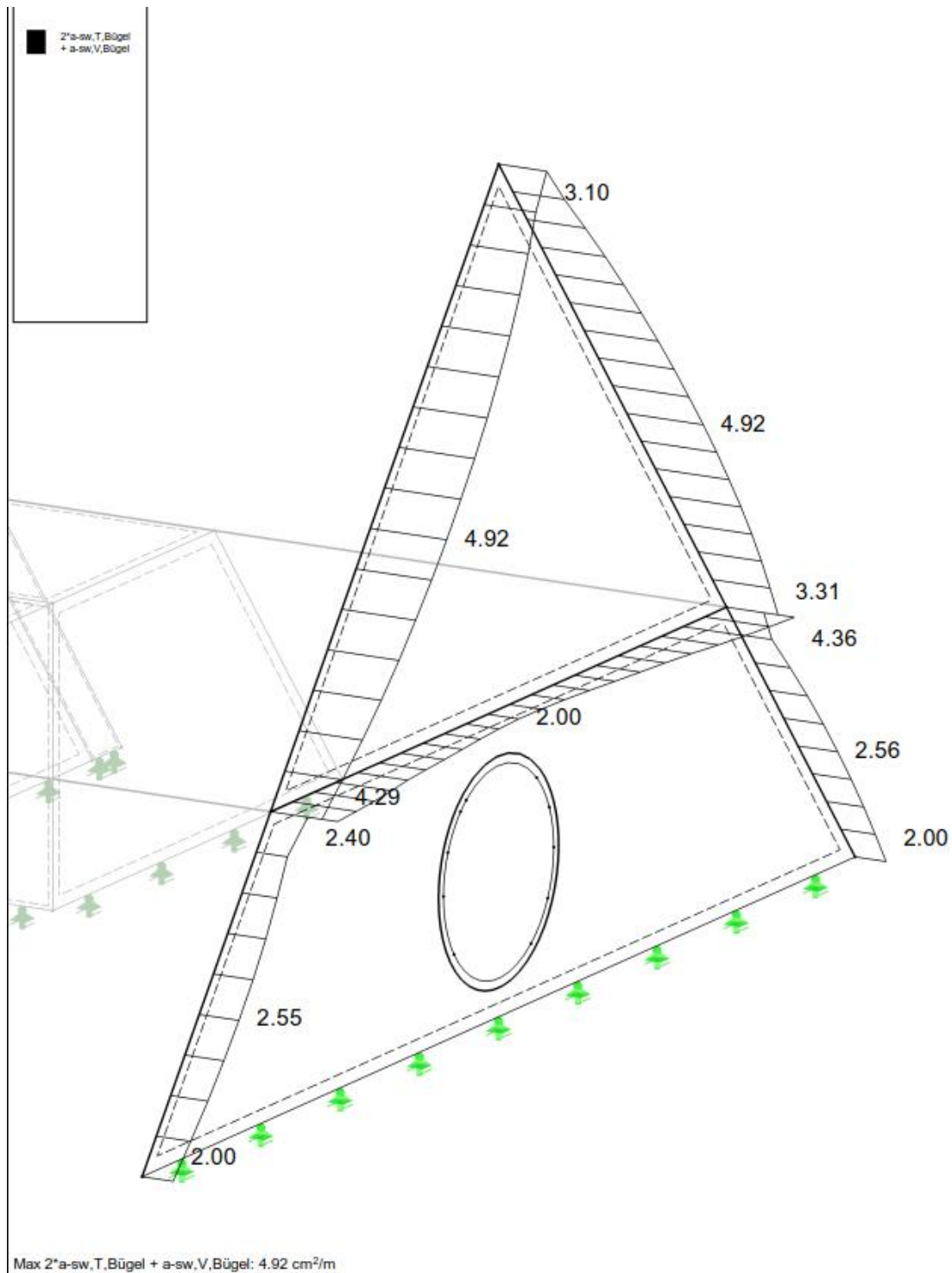
Biegebewehrung Ringanker Giebel D



Max A-s,-z (oben) + A-s,T/2: 4.49 cm²
Max A-s,+z (unten) + A-s,T/2: 2.50 cm²

Gewählt außen und innen 4d12 = 4,52 cm² > 4,49 cm²

Bügelbewehrung Ringanker Giebel D



Gewählte Bügelbewehrung $d8/20 = 5,03 \text{ cm}^2/\text{m} > 4,29 \text{ cm}^2/\text{m}$

Biegebewehrung Ringanker Giebel D (eventuell auch in Holz möglich)

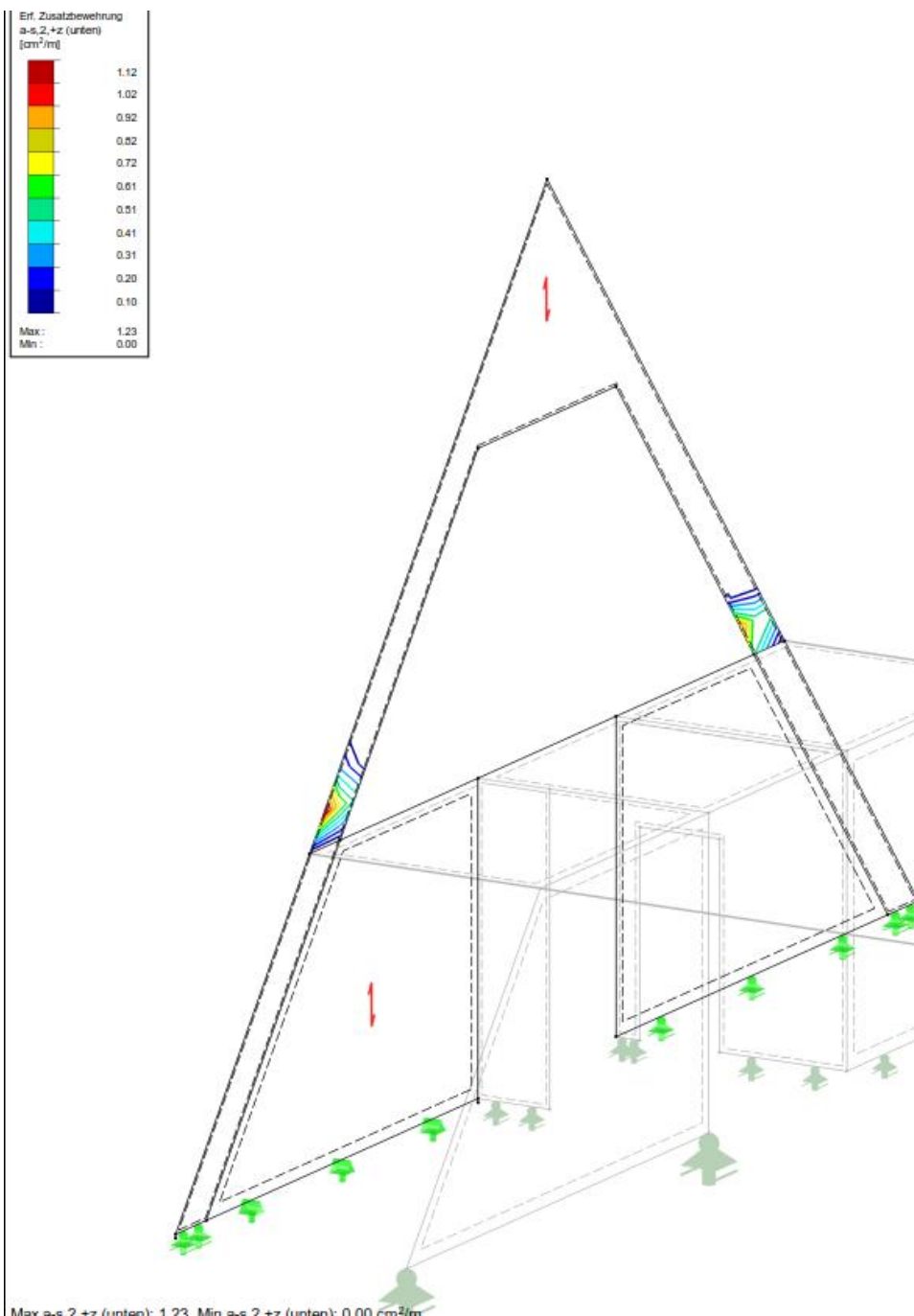
D8/15 # i+a ausreichend

Im Querschnitt 50x25

$$3,35 \times 0,5 = 1,67 \text{ cm}^2$$

$$\text{Nur Zulage } (1,23 + 0,5) / 2 \times 0,5 \text{ m} = 0,43 \text{ cm}^2$$

$$\text{Gewählt } 3 \text{ d } 12 = 3,36 \text{ cm}^2 > 2,10 \text{ cm}^2$$



11. Sohlbemessung POS BP

Die vertikale Belastung aus den Kellerwänden wird anhand eines 3D-Modells ermittelt.

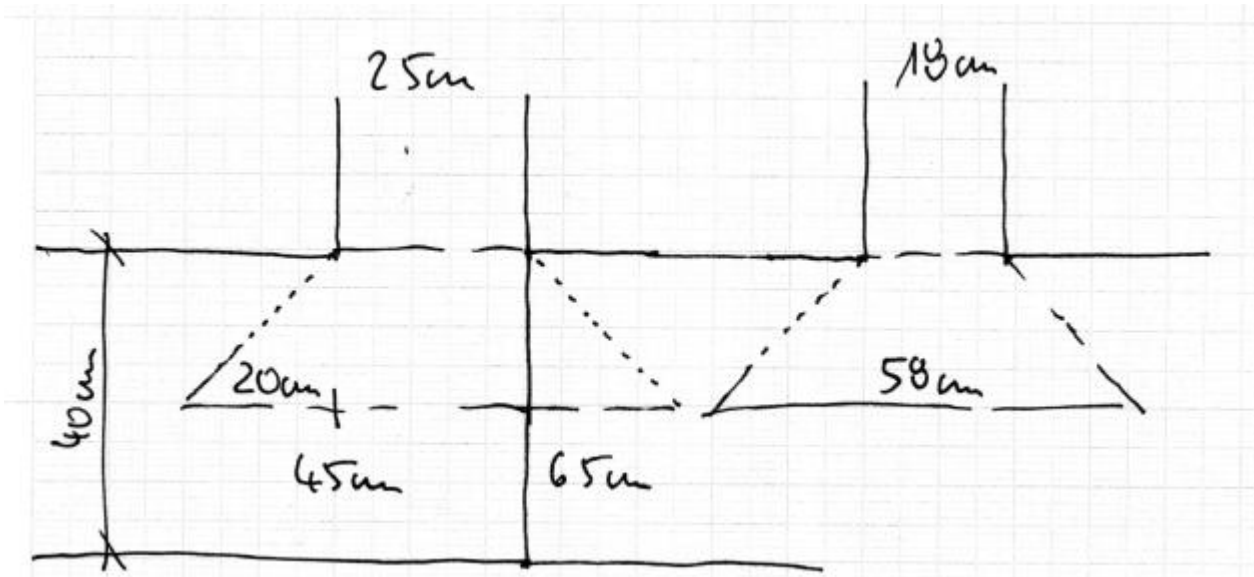
Die Sohlplatte wird mit einem Bettungsmodul von 20 MN/m^3 bemessen

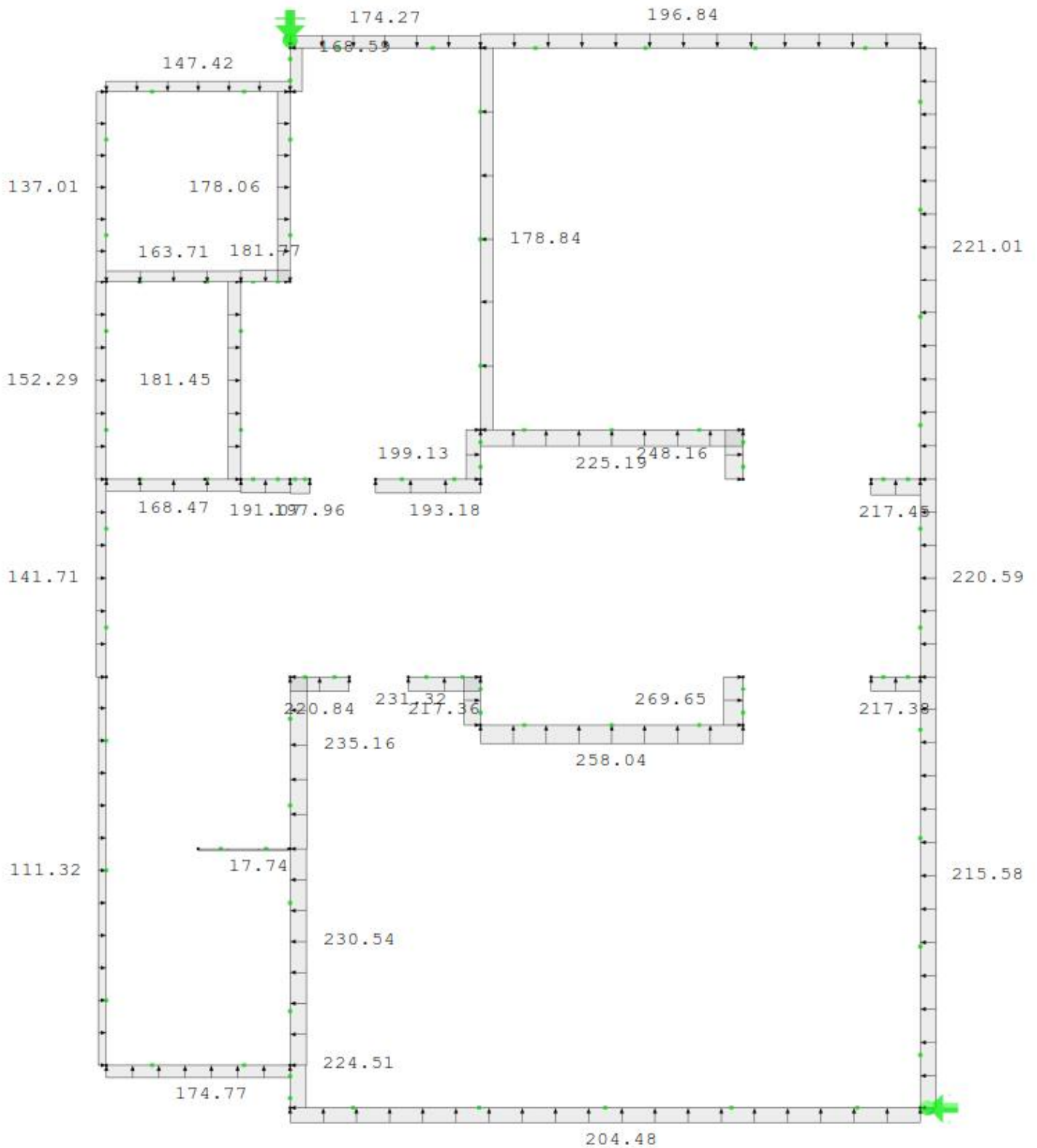
Baugrundgutachten siehe **Anlage 7**

Die Lasten aus den Wänden werden aus dem 3D-Modell ermittelt. Die Sohlplatte wird hier durch Linienlager ersetzt. Diese erhalten auch eine Federsteifigkeit. Aus dem 3D Modell bei einer Bettung von 20 MN/m^3 ergibt sich eine elastische theoretische Setzung von ca. 9 mm. siehe **Anlage 8**
Um bei dem Modell mit Linienlagern ebenso eine Setzung von ca. 9 mm zu erhalten, ist eine Federsteifigkeit der Linienlager mit 30.000 kN/m^2 erforderlich. So ergeben sich die Linienlasten auf der folgenden Seite.

Berechnung **Anlage 9**

Diese werden für die endgültige Berechnung bei einer Lastverteilung von 45° in Streifenlasten umgerechnet.





	Vzd	B	qd
	kNm	m	kN/m ²
W1	153	0,45	340,00
W2	221	0,45	491,11
W3	235	0,65	361,54
W4	178	0,45	395,56
W5	179	0,54	331,48
W6	205	0,45	455,56
W71	221	0,65	340,00
W72	232	0,65	356,92
W73	248	0,65	381,54
W74	258	0,65	396,92
W75	270	0,65	415,38
W76	218	0,65	335,38
W81	198	0,65	304,62
W82	193	0,65	296,92
W83	199	0,65	306,15
W84	226	0,65	347,69
W85	249	0,65	383,08
W86	218	0,65	335,38
W9	167	0,45	371,11
CO	182	0,65	280,00
CU	169	0,65	260,00
CR	182	0,65	280,00

Die Sohlplattenberechnung ist in **Anlage 10** dokumentiert

Die Werte werden als Flächenlasten Design auf die entsprechenden Streifen der Sohlplatte eingegeben.

Zusätzlich werden Flächenlasten über die gesamte Sohlplatte als Designlast eingegeben

Fußbodenaufbau

$$2\text{kN/m}^2 * 1,35 = 2,7 \text{ kN/m}^2$$

Verkehr Klassenraum

$$3\text{kN/m}^2 * 1,50 = 4,5 \text{ kN/m}^2$$

Verkehr Flur

$$5\text{kN/m}^2 * 1,50 = 7,5 \text{ kN/m}^2$$

Rissbeschränkende Bewehrung d14/10# u+o
Ermittlung siehe nächste Seiten

Nachweis Rissbreitenbegrenzung; direkte Berechnung einer rissbreitenbegrenzenden Mindestbewehrung

Nachweis für **Zwang infolge Abfließen der Hydratationswärme** [DAfStb - Heft 525 - 03]

Material

Beton = GEW("EC2_de/beton_ec2"; Bez;) = C25/30
 E_{cm} = TAB("ec2_de/beton_ec2"; Ecm;Bez=Beton) = 31000,00 N/mm²

rechnerischer Anhaltswert für die frühe Betonzugfestigkeit $f_{ct,eff}$

Faktor f = 0,65

Betonstahl = B500
 E_s = 200000 MN/m²

Bauteilmaße

Gesamthöhe Querschnitt h = 0,40 m

Breite Querschnitt b = 1,00 m

Randabstand Bewehrung d_1 = 0,06 m

Direkte Berechnung einer rissbreitenbegrenzenden Mindestbewehrung

vgl. [DAfStb - Heft 525 - 03]

Nachweis für **Zwang infolge Abfließen der Hydratationswärme:**

$w_{k,zul}$ = 0,20 mm

h / d_1 = 6,67

effektive Dicke h_{eff} bei zentrischem Zug (vgl. DIN EN 1992-1-1, NCI zu 7.3.2: Bild NA.7.1d)

$\Rightarrow h_{c,eff}$ = WENN($h/d_1 < 5; 0,5 \cdot h$; WENN($h/d_1 \geq 30; 5 \cdot d_1; 0,1 \cdot h + 2,0 \cdot d_1$)) = 0,16 m

$A_{c,eff}$ = $h_{c,eff} \cdot b$ = 0,16 cm²/m

$f_{ct,eff}$ = TAB("ec2_de/beton_ec2"; f_{ctm} ;Bez=Beton) * f = 1,69 MN/m²

Kraft der effektiven Zugzone je Wandseite

F_{cr} = $A_{c,eff} \cdot f_{ct,eff}$ = 0,270 MN/m

von der Bewehrung aufzunehmende Zugkraft F_s (bezogen auf den halben Querschnitt)

A_{ct} = $0,5 \cdot h \cdot b$ = 0,20 m²

k_c = 1,00

k_i = $0,8 + (((0,5 - 0,8)/(0,8 - 0,3)) \cdot (h - 0,3))$ = 0,74

k = WENN($h \leq 0,3; 0,8$; WENN($h \geq 0,8; 0,5; k_i$)) = 0,74

F_s = $k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}$ = 0,250 MN/m

Mindestbewehrung A_s und Rissbreitenbegrenzung

gew_{d_s} = GEW("ec2_de/As"; d_s ;) = 14 mm

d_s = $gew_{d_s} \cdot 10^{-3}$ = 0,014 m

$w_{k,zul}$ = $w_{k,zul} \cdot 10^{-3}$ = 0,00020 m

$$A_s = \sqrt{\frac{d_s \cdot F_{cr} \cdot (F_s - 0,4 \cdot F_{cr})}{3,6 \cdot E_s \cdot w_{k,zul} \cdot f_{ct,eff}}} \cdot 10^4 = 14,9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

gewählte Bewehrung (je Seite):

$$\begin{aligned}
 A_{s, \text{gew}} &= \text{GEW}(\text{"ec2_de/AsFläche"}; \text{Bez}; ds=\text{gew_d}_s; as \geq A_s) &= & \text{Ø 14 / e = 10} \\
 A_{s, \text{vorh}} &= \text{TAB}(\text{"ec2_de/AsFläche"}; as; \text{Bez}=A_{s, \text{gew}}) &= & 15,39 \text{ cm}^2 \\
 A_s / A_{s, \text{vorh}} & &= & \underline{\underline{0,97 \leq 1}}
 \end{aligned}$$

horizontal gew. Ø 14 / 10 je Seite

zur Kontrolle wird die zu erwartende Rissbreite $w_k = s_{r, \text{max}} * (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$ überprüft:

(hier unter Berücksichtigung des Ausdrucks $(1 + \alpha_e * \rho_{\text{eff}})$, der oben vereinfacht zu 1 gesetzt wurde und der ermittelten Bewehrung)

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{eff}} &= A_{s, \text{vorh}} * 10^{-4} / A_{c, \text{eff}} &= & 0,0096 \\
 \sigma_s &= F_s / A_{s, \text{vorh}} * 10^4 &= & 162,44 \text{ MN/m}^2 \\
 s_{r, \text{max}} &= \text{MIN}(d_s / (3,6 * \rho_{\text{eff}}); \sigma_s * d_s / (3,6 * f_{ct, \text{eff}})) &= & 0,37 \text{ m} \\
 \alpha_e &= E_s / E_{cm} &= & 6,45 \\
 k_t &= &= & 0,40 \\
 \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} &= \text{MAX}\left(\frac{\sigma_s - k_t * \frac{f_{ct, \text{eff}}}{\rho_{\text{eff}}} * (1 + \alpha_e * \rho_{\text{eff}})}{E_s} * 10^3; 0,6 * \sigma_s / E_s\right) &= & 0,44 \text{ ‰} \\
 w_k &= s_{r, \text{max}} * \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} &= & 0,16 \text{ mm} \\
 w_k / (w_{k, \text{zul}} * 10^3) & &= & \underline{\underline{0,80 \leq 1}}
 \end{aligned}$$

12. Bemessung Aufzugsschacht Pos C

Diese Bemessung erfolgt anhand des 3D Modells **Anlage 8**

D = 25 cm C25/30

D8/15# i+a

Um die Türen 2d12 in der Leibung und im Sturz

In den Ecken 3d12 und Wandenden 2d12

13. Bemessung Treppenhauswand Pos W3

Diese Bemessung erfolgt anhand des 3D Modells **Anlage 8**

D = 25 cm C25/30

D8/15# i+a

an der Podesteinspannung 4d12 senkrecht i+a und 2d 12 horizontal i+a

14. Bemessung Kellerwände in Stahlbeton

Nachweis Rissbreitenbegrenzung:

direkte Berechnung einer rissbreitenbegrenzenden Mindestbewehrung

Nachweis für Zwang infolge Abfließen der Hydratationswärme [DAfStb - Heft 525 - 03]

Material

Beton = GEW("EC2_de/beton_ec2"; Bez;) = C25/30
 E_{cm} = TAB("ec2_de/beton_ec2"; Ecm;Bez=Beton) = 31000,00 N/mm²

rechnerischer Anhaltswert für die frühe Betonzugfestigkeit $f_{ct,eff}$

Faktor f = 0,65

Betonstahl =

B500

E_s = 200000 MN/m²

Bautellmaße

Gesamthöhe Querschnitt h = 0,25 m

Breite Querschnitt b = 1,00 m

Randabstand Bewehrung d_1 = 0,04 m

Direkte Berechnung einer rissbreitenbegrenzenden Mindestbewehrung

vgl. [DAfStb - Heft 525 - 03]

Nachweis für Zwang infolge Abfließen der Hydratationswärme:

$w_{k,zul}$ = 0,20 mm

h / d_1 = 6,25

effektive Dicke h_{eff} bei zentrischem Zug (vgl. DIN EN 1992-1-1, NCI zu 7.3.2: Bild NA.7.1d)

⇒ $h_{c,eff}$ = WENN($h/d_1 < 5; 0,5 \cdot h$; WENN($h/d_1 \geq 30; 5 \cdot d_1$; $0,1 \cdot h + 2,0 \cdot d_1$)) = 0,10 m

$A_{c,eff}$ = $h_{c,eff} \cdot b$ = 0,10 cm²/m

$f_{ct,eff}$ = TAB("ec2_de/beton_ec2"; f_{ctm} ; Bez=Beton) * f = 1,69 MN/m²

Kraft der effektiven Zugzone je Wandseite

F_{cr} = $A_{c,eff} \cdot f_{ct,eff}$ = 0,169 MN/m

von der Bewehrung aufzunehmende Zugkraft F_s (bezogen auf den halben Querschnitt)

A_{ct} = $0,5 \cdot h \cdot b$ = 0,13 m²

k_c = 1,00

k_i = $0,8 + (((0,5 - 0,8) / (0,8 - 0,3)) \cdot (h - 0,3))$ = 0,83

k = WENN($h \leq 0,3; 0,8$; WENN($h \geq 0,8; 0,5; k_i$)) = 0,80

F_s = $k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}$ = 0,176 MN/m

Mindestbewehrung A_s und Rissbreitenbegrenzung

gew_{d_s} = GEW("ec2_de/As"; d_s ;) = 12 mm

d_s = $gew_{d_s} \cdot 10^{-3}$ = 0,012 m

$w_{k,zul}$ = $w_{k,zul} \cdot 10^{-3}$ = 0,00020 m

A_s = $\sqrt{\frac{d_s \cdot F_{cr} \cdot (F_s - 0,4 \cdot F_{cr})}{3,6 \cdot E_s \cdot w_{k,zul} \cdot f_{ct,eff}}} \cdot 10^4$ = 9,5 cm²/m

gewählte Bewehrung (je Seite):

$$\begin{aligned}
 A_{s,gew} &= \text{GEW}(\text{"ec2_de/AsFläche"; Bez; ds=gew_d_s; as}\geq A_s) &= & \text{Ø 12 / e = 10} \\
 A_{s,vorh} &= \text{TAB}(\text{"ec2_de/AsFläche"; as; Bez}=A_{s,gew}) &= & 11,31 \text{ cm}^2 \\
 A_s / A_{s,vorh} & &= & \underline{\underline{0,84 \leq 1}}
 \end{aligned}$$

horizontal gew. Ø 12 / 10 je Seite

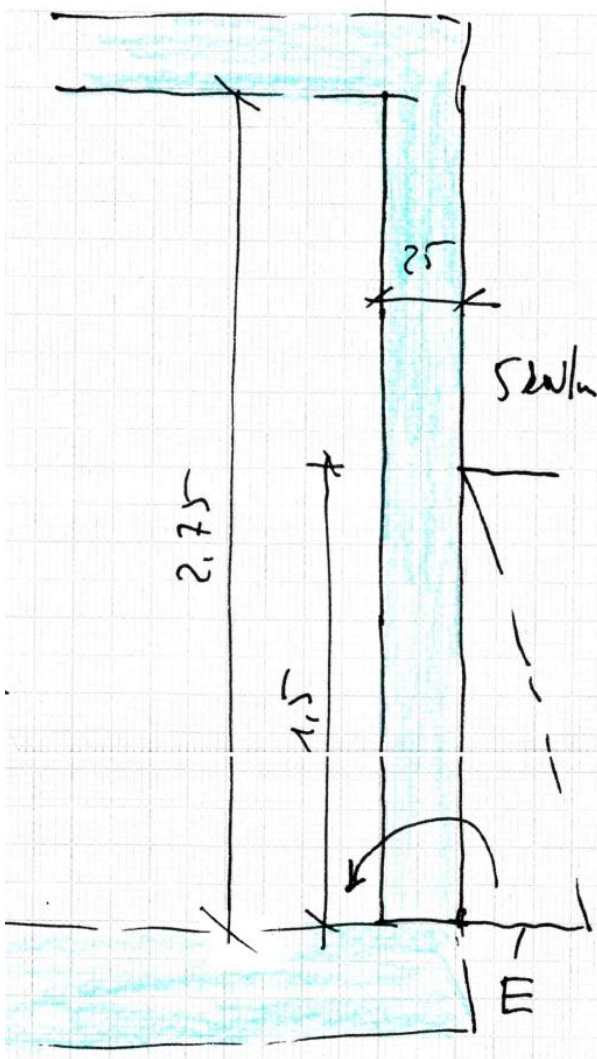
zur Kontrolle wird die zu erwartende Rissbreite $w_k = s_{r,max} * (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$ überprüft:

(hier unter Berücksichtigung des Ausdrucks $(1 + \alpha_e * \rho_{eff})$, der oben vereinfacht zu 1 gesetzt wurde und der ermittelten Bewehrung)

$$\begin{aligned}
 \rho_{eff} &= A_{s,vorh} * 10^{-4} / A_{c,eff} &= & 0,0113 \\
 \sigma_s &= F_s / A_{s,vorh} * 10^4 &= & 155,61 \text{ MN/m}^2 \\
 s_{r,max} &= \text{MIN}(d_s / (3,6 * \rho_{eff}); \sigma_s * d_s / (3,6 * f_{ct,eff})) &= & 0,29 \text{ m} \\
 \alpha_e &= E_s / E_{cm} &= & 6,45 \\
 k_t &= &= & 0,40 \\
 \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} &= \text{MAX}\left(\frac{\sigma_s - k_t * \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{eff}} * (1 + \alpha_e * \rho_{eff})}{E_s} * 10^{-3}; 0,6 * \sigma_s / E_s\right) &= & 0,46 \text{ ‰} \\
 w_k &= s_{r,max} * \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} &= & 0,13 \text{ mm} \\
 w_k / (w_{k,zul} * 10^3) & &= & \underline{\underline{0,65 \leq 1}}
 \end{aligned}$$

Gewählt d12/10 # i+a

t = 25 cm C25/30 o.w.N tragfähig



Erddruck aus anstehendem Boden

$$E_{g,k} = 1,5 \times 18 \text{ kN/m}^3 \times 0,33$$

$$E_{g,k} = 9 \text{ kN/m}^2$$

$$R_{g,k} = 9 \times 1,5 / 2 = 6,75 \text{ kN/M}$$

Erddruck aus Verkehrslast

$$E_{q,k} = 0,33 \times 5 = 1,65 \text{ kN/m}^2$$

$$R_{g,k} = 1,65 \times 1,5 = 2,5 \text{ kN/m}$$

$$M_k = 6,75 \times 0,5 + 2,5 \times 0,75 = 5,25 \text{ kNm/m}$$

$$M_d < 8 \text{ kNm/m}$$

$$A_{s,erf} = 2,83 \text{ cm}^2$$

Bei Anschütten vor Herstellung der Kellerdecken reichen d8/15 (außen) als vertikale Bewehrung

Normalkraft - Tragfähigkeit eines 1m Wandstückes

mit d8/15 ist $N_d > 580 \text{ kN o.w.N}$

Bewehrung wird stärker, da WU

15. Bemessung Stahlbetonstützen POS ST1-3

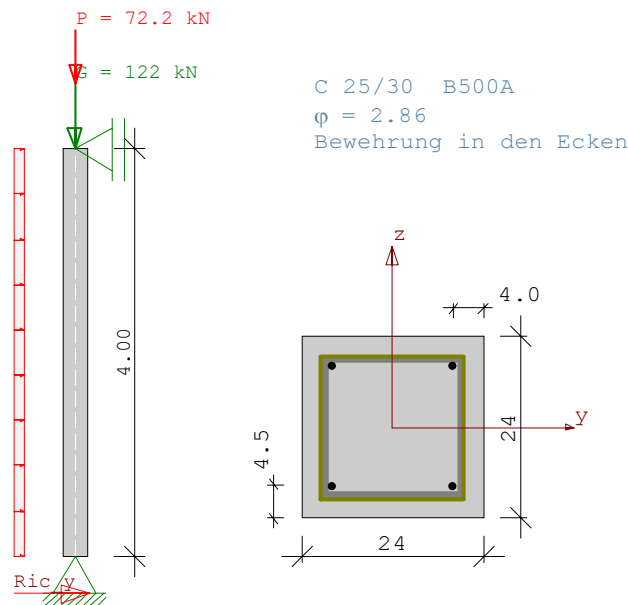
Maßgebend ST 2

Decke über OG2 G/Q/Pd =	38,7/17,7/ 78,8 kN	
Decke über OG1 G/Q/Pd =	41,5/26,1/ 95,2 kN	
Decke über EG G/Q/Pd =	42,2/28,4/ 99,7 kN	L < 4 m maßgebend
Kumuliert	122,4/72,2/274,0 kN	
Decke über EG G/Q/Pd =	42,2/28,4/ 99,7 kN	L < 2 m
Kumuliert	163,7/98,2/373,4 kN	

Querschnitt : 24/24 cm / C25/30 gewählt 4d12 = 4,52 cm² > 3,69 cm²
 + Bügel d8/15

Stahlbetonstütze B5 01/2019/F (FRILO R-2024-1/P08)

PENDELSTÜTZE, Rechteck, 1-achsig beansprucht in y-Richtung (um z)
Berechnungsgrundlage: DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
E = 31000 N/mm ² ρ = 2500 kg/m ³



1 Mcry = 5.91 kNm Mcrz = 5.91 kNm

KNOTEN - LASTEN :											
Ln	Nr	V	ey	ez	Py	Pz	My	Mz	EWG	Zus	Alt
		(kN)	(cm)	(cm)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)			
1	2	122.40	g
		72.20	A	.	p
		5.76	(Eigengewicht)								

STAB - LASTEN :										
LfNr	SNr	Typ	Ric	g1 (kN/m	g2 , kN)	Abst (m)	Lang (m)	EWG	Zus	Alt
10	.	Gleichlast	y	1.00	1.00	.00	4.00	A	.	p

Einwirkungen:						
Nr	Kl	Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ
A	1	Wohnräume	0.70	0.50	0.30	1.50

Weitere Berechnungsgrundlagen:

Genauigkeit Gkn = 2.48e-5
 Anzahl der Unterelemente je Stababschnitt: 6
 Arbeitslinie des Betons für die Verf.-Berechnung EN 1992-1-1 3.1.5
 Berechnung der Betondruckkraft ohne Abzug der Bewehrung.
 Bei $n > -0.10$: eff EI nach EN2 7.4.2 (7.19)
 Kriechen wird durch eine verzerrte Spannungsdehnungsline berücksichtigt.
 $\phi_{eff} = \phi_0 * M_0 / M_{ed}$ (M_0 aus quasi-ständ. Kombination mit e_i)
 Die eff. Steifigkeit wurde mit Faktor 0.32 abgemindert.
 Schadensfolgeklasse nach EN 1990 Tab B.1 CC2 -> $K_{Fi} = 1.0$ (Tab B.3)

FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.154

erf As = .97 cm² (Tragsicherheit)
erf As = 3.69 cm² (Brandschutz R 90)

GERECHNETE KOMBINATIONEN aus 2 Lasten				
Lf-Komb	K1	K2	K3	K4
	g	g	g	g
	A	A	A	
1	x	x	.	.
2	.	x	x	.

Teilsicherheitsbeiwerte: $\gamma_C = 1.50$ $\gamma_S = 1.15$ $\gamma_G = 1.35 / 1.00$

Nachweis nach DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
 $\gamma_C = 1.50$ $\gamma_S = 1.15$ $\phi_{eff} = 1.54$

Bemessungswerte LfKom = 1 in : y-Richtung

System		unverschieblich
Knicklänge	sk =	4.00 m
Schlankheit	$\lambda =$	57.7
Normalkraft	N =	-281.32 kN
bezogene Normalkraft	n =	-.34
Schnittmoment	h = 2.00 m , M =	0.00 kNm
Planmässige Ausmitte	e = M / N =	0.00 cm
Bezogene Ausmitte	e / b =	0.0000

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

$\gamma_C = 1.50$ $\gamma_S = 1.15$ $\phi_{eff} = 1.54$

Bemessungswerte $L_{fKom} = 1$ in : y -Richtung

Ungewollte Ausmitte $e_i = 1.00$ cm
 Verschiebung Th.2.Ord. $e_2 = 0.28$ cm
 Bemessungsmoment $M_{bem} = 3.59$ kNm

B e w e h r u n g $totw = .0517$
 $\rho = .17$ %
 $erf As = 0.97$ cm² (min As)

Der Kriecheinfluß wird nach EN 1992-1-1 5.8.4 berücksichtigt.

BRANDSCHUTZNACHWEIS für Feuerwiderstandsdauer 90 EN 1992-1-2 2010

4-seitig beflammt.

Temperatur im Schwerpunkt der Bewehrung: 639 Grad $f_{yk,F} = 48\%$

Der Nachweis wird mit der 'häufigen' Kombination geführt.

Schiefstellung begrenzt auf $\leq 1/500$

Stützenfuß und -kopf volleingespannt gerechnet

Temperaturprofil mit FL-FEM gerechnet: Version 1.3.1.0

Alpha = 25.00 W/(m²*K)

AlphaAussen = 5.00 W/(m²*K)

Emissionsbeiwert = 0.70

Feuchte Beton = 3.00 %

Leitfähigkeit Beton obere Grenze

Rohdichte = 2400 kg/m³

Elementgröße = 0.90 cm

Betonzuschlag quarzhaltig, Betonstahl kaltverformt

Grenzwert für Abbruch der Iteration: $\eta_{Ki} = 1.10$ vorh. $\eta_{Ki} = 1.57$

Bei $\rho < 2\%$ gilt: $effEI = effEI * \rho / 0.02$.

Der Nachweis wird mit Berücksichtigung der thermischen Dehnung geführt.

Zusatziteration von $eff EI$ bis $N < -408$ kN und $M > 1.96$ kNm

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Biegung mit N: ohne ea, Th.1.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Myd (kNm)	Mzd (kNm)	ρ (%)	Aserf (cm ²)	Asvor (cm ²)
1	4.000	-164.3		.00	0.098	0.57*	3.14
1	3.333	-164.3		.00	0.098	0.57*	3.14
1	2.667	-164.3		.00	0.098	0.57*	3.14
1	2.000	-164.3		.00	0.098	0.57*	3.14
1	1.333	-164.3		.00	0.098	0.57*	3.14
1	.667	-164.3		.00	0.098	0.57*	3.14
1	.000	-164.3		.00	0.098	0.57*	3.14

* Mindestlängsbewehrung nach 9.5.2 (2)

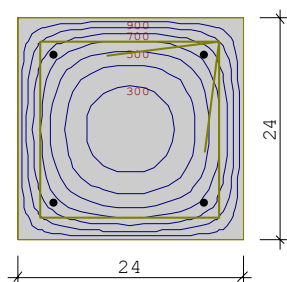
SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Biegung mit N: mit ea, Th.1.O.							
Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Myd (kNm)	Mzd (kNm)	ρ (%)	Aserf (cm ²)	Asvor (cm ²)
1	4.000	-164.3		.16	0.098	0.57*	3.14
1	3.333	-164.3		.08	0.098	0.57*	3.14
1	2.667	-164.3		-.08	0.098	0.57*	3.14
1	2.000	-164.3		-.16	0.098	0.57*	3.14
1	1.333	-164.3		-.08	0.098	0.57*	3.14
1	.667	-164.3		.08	0.098	0.57*	3.14
1	.000	-164.3		.16	0.098	0.57*	3.14

* Mindestlängsbewehrung nach 9.5.2 (2)

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Biegung mit N: mit ea, Th.2.O.							
Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Myd (kNm)	Mzd (kNm)	ρ (%)	Aserf (cm ²)	Asvor (cm ²)
3	4.000	-128.2		-1.76	0.641	3.69	3.14 !!
3	3.333	-128.2		-.64	0.641	3.69	3.14 !!
3	2.667	-128.2		.76	0.641	3.69	3.14 !!
3	2.000	-128.2		1.38	0.641	3.69	3.14 !!
3	1.333	-128.2		.76	0.641	3.69	3.14 !!
3	.667	-128.2		-.64	0.641	3.69	3.14 !!
3	.000	-128.2		-1.76	0.641	3.69	3.14 !!

Vorhandene Längsbewehrung im Stützenabschnitt							
Stab Nr.	d (mm)	Af (cm ²)	y1 (cm)	z1 (cm)	T (°)	fyk (%)	
1	1	10	0.8	8.0	8.0	639	38
2	2	10	0.8	8.0	-8.0	639	38
3	3	10	0.8	-8.0	8.0	639	38
4	4	10	0.8	-8.0	-8.0	639	38

vorh As = 3.14 cm² Umfang < erf As = 3.69 cm²!!!



Bügel d = 10 mm
 Betondeckung: c1 = 2.5 cm
 Bewehrungslage: b1 = 4.0 cm
 Bemessung kalt: erf As = 0.97 cm²
 heiss: erf As = 3.69 cm²
 > 3.14 cm² !!!

17. Zwischenpodeste Pos P1, PE, PU

Anschluss an die Treppenhauswand mit HBT 220 12/10

Podestplattenstärke 24 cm C25/30

Stütze ST3 24/24 4d16+Bügel d8/15 Bemessung siehe Kapitel

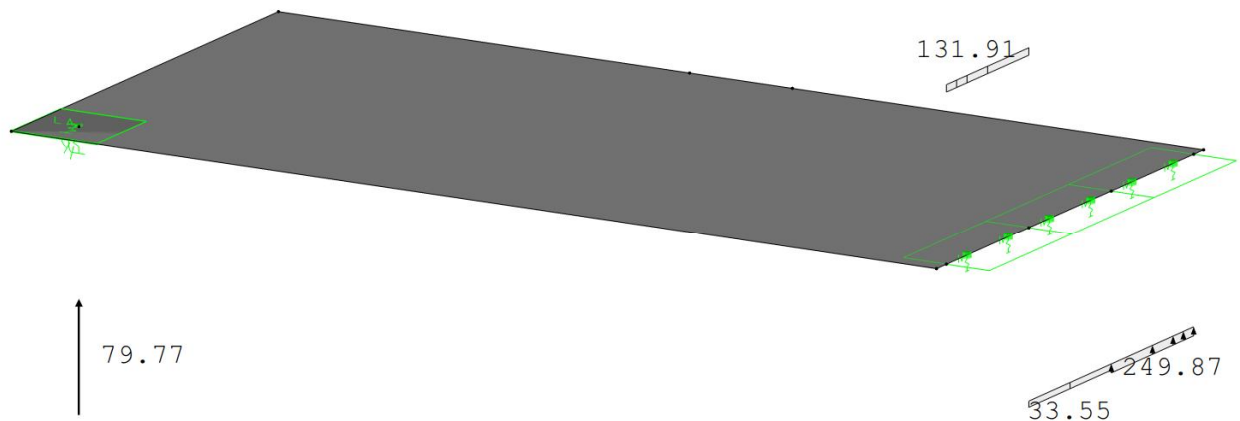
Lasten aus der außen am Altbau liegenden längeren Treppe 17,50/10,0 kN/m

Lasten aus der innen liegenden kürzeren Treppe 13,13/ 7,5 kN/m

Belag 3 cm Stein 0,03 x 28 < 1 kN/m²

Nutzlast 5 kN/m²

Berechnung siehe **Anlage 12**



Max $p_z = 249,87 \text{ kN/m} < 267,8 \text{ kN/m}$ siehe nächste Seite

Bügel erforderlich

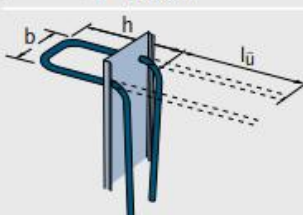
Bemessung siehe nach der HBT Tabelle

Auswahl des HBT

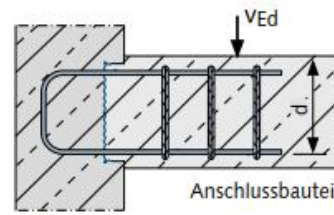
Ausgewählte Widerstandswerte gemäß Typenprüfung

Querkraftaufnahme quer zur Fuge – mit Querkraftbewehrung

Querkraftwiderstand quer zur Fuge v_{Rd} [kN/m] des Anschlusses, mit Querkraftbewehrung in der Decke, guter Verbund, direktes Auflager im Bauteil 1.

Typ 5	Zweilagiger Anschluß h= 170 mm	Stab- \varnothing [mm]	$l_{\bar{u}}$ [mm]
		8	320
		10	390
		12	460

Für den Anschluss können ein zweilagiger oder zwei einlagige Typen verwendet werden. Für die Anwendung der Widerstandstabellen ist die Ermittlung der statischen Nutzhöhe d [mm] notwendig.



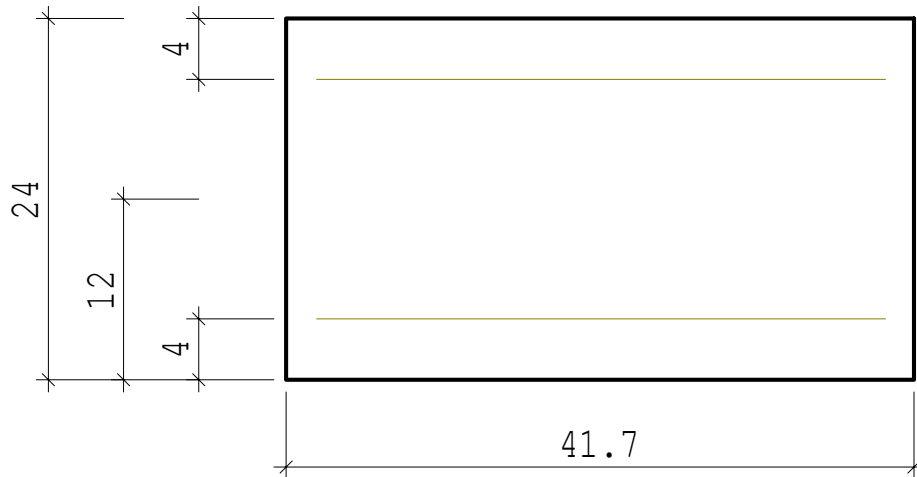
Annahmen:
 $\sigma_{cp} = 0$
 d : siehe Abbildung (HALFEN HDB-S oder Bügel)

\triangle = Betonierabschnittgrenze

Querkraftwiderstand v_{Rd} [kN/m]										
Stab- \varnothing / Abstand s [mm/cm]	d [mm]									
	100 mm	120 mm	140 mm	160 mm	180 mm	200 mm	220 mm	240 mm	260 mm	280 mm
Betongüte C20/25										
8/25	61,2	69,9	69,9	69,9	69,9	69,9	69,9	69,9	69,9	69,9
8/20	61,2	87,7	87,4	87,4	87,4	87,4	87,4	87,4	87,4	87,4
8/15	61,2	87,7	112,2	116,6	116,6	116,6	116,6	116,6	116,6	116,6
8/10	-	87,7	112,2	137,7	163,2	174,8	174,8	174,8	136,5	136,5
10/25	61,2	87,7	109,3	109,3	109,3	109,3	109,3	109,3	109,3	109,3
10/20	61,2	87,7	112,2	136,6	136,6	136,6	136,6	136,6	136,6	136,6
10/15	61,2	87,7	112,2	137,7	163,2	182,1	182,1	182,1	182,1	182,1
10/10	-	87,7	112,2	137,7	163,2	188,7	214,2	239,7	265,2	273,2
12/25	-	87,7	112,2	137,7	157,4	157,4	157,4	157,4	157,4	157,4
12/20	-	87,7	112,2	137,7	163,2	188,7	196,7	196,7	196,7	196,7
12/15	-	87,7	112,2	137,7	163,2	188,7	214,2	239,7	262,3	262,3
12/10	-	87,7	112,2	137,7	163,2	188,7	214,2	239,7	262,2	290,7
Betongüte C25/30										
8/25	69,9	69,9	69,9	69,9	69,9	69,9	69,9	69,9	69,9	69,9
8/20	76,5	87,4	87,4	87,4	87,4	87,4	87,4	87,4	87,4	87,4
8/15	76,5	108,4	116,6	116,6	116,6	116,6	116,6	116,6	116,6	116,6
8/10	-	108,4	140,3	172,1	174,8	174,8	174,8	174,8	174,8	174,8
10/25	76,5	108,4	109,3	109,3	109,3	109,3	109,3	109,3	109,3	109,3
10/20	76,5	108,4	136,6	136,6	136,6	136,6	136,6	136,6	136,6	136,6
10/15	76,5	108,4	140,3	172,1	182,1	182,1	182,1	182,1	182,1	182,1
10/10	-	108,4	140,3	172,1	204,0	235,9	267,8	273,2	273,2	273,2
12/25	-	108,4	140,3	157,4	157,4	157,4	157,4	157,4	157,4	157,4
12/20	-	108,4	140,3	172,1	196,7	196,7	196,7	196,7	196,7	196,7
12/15	-	108,4	140,3	172,1	204,0	235,9	262,3	262,3	262,3	262,3
12/10	-	108,4	140,3	172,1	204,0	235,9	267,8	299,6	331,5	359,7

Maßstab 1:5

XC1/W0



XC1/W0

SCHUBBEMESSUNG - QUERKRAFT			
Schubbügel rechtwinklig zur Bauteilachse			
VEd	= 104.20 kN	z/d	= 0.720 (z < d-2*c _{Vu,i} ; C _{Vu,i} =C _{nomu,i})
CRd,c	= 0.10	k1	= 0.12 σ _{cp} =-0.00N/mm ²
kvmin	= 0.035	vmin	= 0.49
k	= 2.00	VRd,c	= 41.28 kN (6.2b)
Asz	= 10.25 cm ²	VRd,c	= 52.24 kN (6.2a) maßgebend
VRd,cc	= 42.14 kN	σ _{cd}	= -0.00N/mm ²
cot Θ	= 2.01 (26.40 Grd.)		
v1	= 0.750	α _{cw}	= 1.00
VRdmax	= 254.07 kN	aswV	= 8.26 cm ² /m
sl,max	= 12.00 cm	aswMin	= 3.42 cm ² /m < aswV

Gewählte Bügel d8/15 4 schnittig 13,4 cm²/m > 8,26 cm²/m

Durchstanznachweis Eckstütze siehe folgende Seite

Gewählte Bewehrung d10/15 # oben ausreichend + Dübelleisten

Halben HDB Durchstanzbewehrung gemäß Europäisch technischer Bewertung ETA-12/0454 und Leviaat Leistungserklärung H-09-12/0454-1/1.

Halben Bemessungsprogramm HDB, Version 13.80 – Bemessungsgrundlagen: Eurocode 2 sowie ergänzende Regelungen des EOTA TR 060. (Deutschland: DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04+A1:2015-12)

Die Bemessung - einschließlich der statischen Werte - gilt ausschließlich für das ausgewiesene Halben-Produkt. Tragfähigkeiten von scheinbar baugleichen Fremdprodukten können abweichen. Für alternative Produkte kann der Anbieter der Software keine Gewährleistung übernehmen.

Durchstanznachweis für Rechteckstütze im Eckbereich (Ortbetonplatte)

Eingabewerte

Bemessungswert Durchstanzlast	V_{Ed}	=	80,0 kN
Erdbebenzone		=	0,1,2
Lasterhöhungsfaktor	β	=	1,50
Plattendicke	h	=	24 cm
statische Nutzhöhe	d	=	20 cm
Stützenbreite	b	=	24 cm
Stützenbreite	a	=	24 cm
Randabstand / Neigung	c / α	=	0 cm / 0 °
Randabstand / Neigung	e / α	=	0 cm / 0 °
Betondeckung oben / unten	$c_{nom,o} / c_{nom,u}$	=	2,5 cm / 2,5 cm

Material

Beton / Stahlsorte Biegezugbewehrung / HDB		=	C25/30 / B500 / B500
Längsbewehrungsgrad	$\rho_l (< 1,63 \%)$	=	0,26 % ($a_{sx} = a_{sy} = 5,2 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Ergebnisse am kritischen Rundschnitt

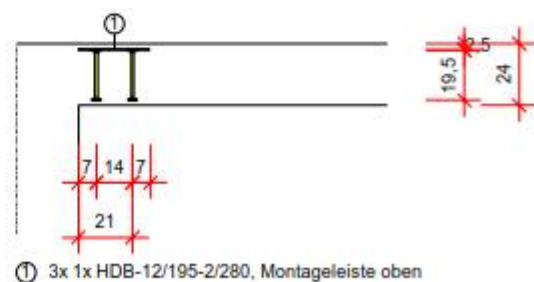
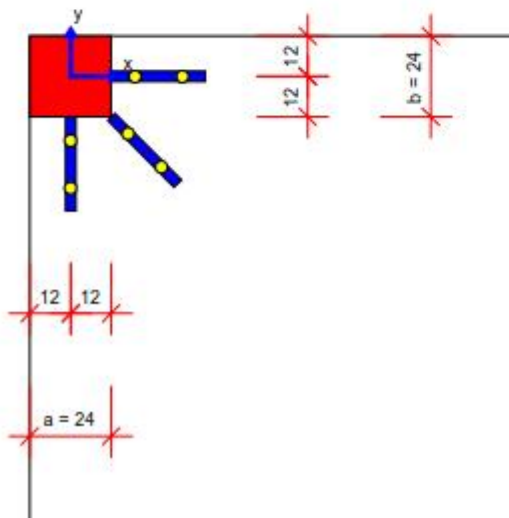
Länge des Rundschnittes	u_1	=	110,8 cm
Bemessungswert der Einwirkung	$\beta \cdot V_{Ed}$	=	120,0 kN
Widerstand ohne Durchstanzbewehrung	$V_{Rd,c}$	=	109,7 kN
Maximaltragfähigkeit	$V_{Rd,max}$	=	215,0 kN

Ergebnisse am äußeren Rundschnitt

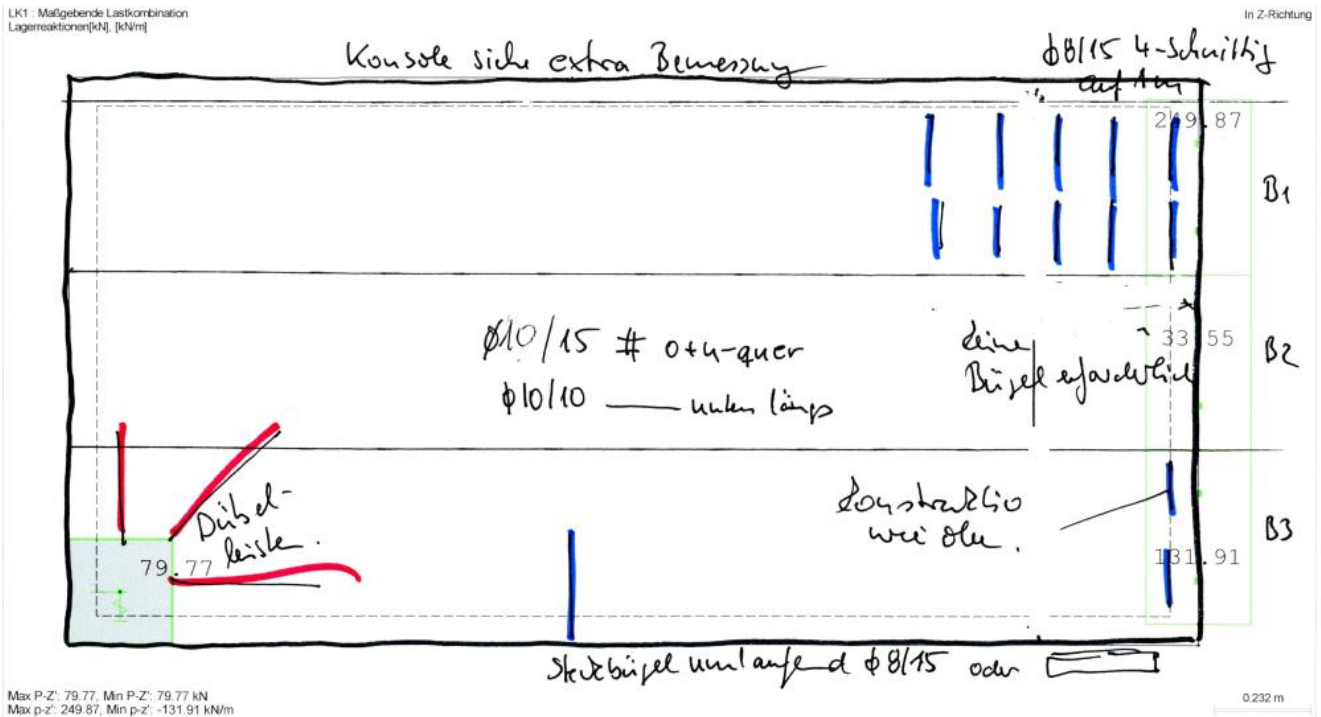
Leistenlänge (erf. / vorh.)	l_s	=	3 / 21 cm
Länge des Rundschnittes (erf. / vorh.)	u_{out}	=	99,8 / 128,1 cm
Widerstand ohne Durchstanzbewehrung	$V_{Rd,c,out}$	=	126,8 kN
Widerstand mit Durchstanzbewehrung	$V_{Rd,sy}$	=	295,0 kN

Gewählt:

HDB-12/195-2/280 / --

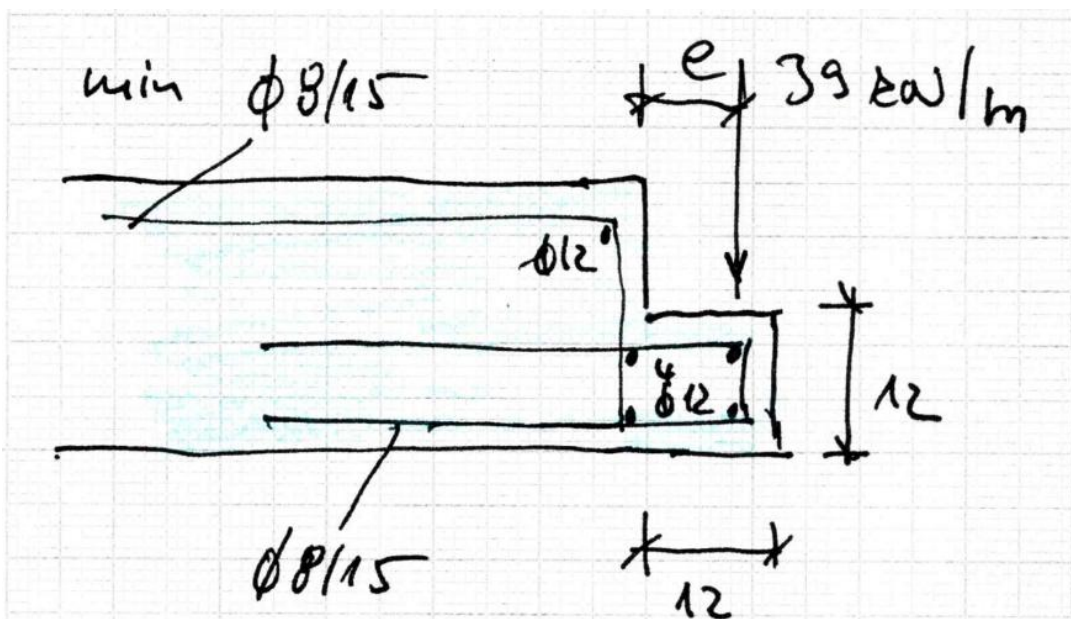


Bewehrung der Zwischenpodeste

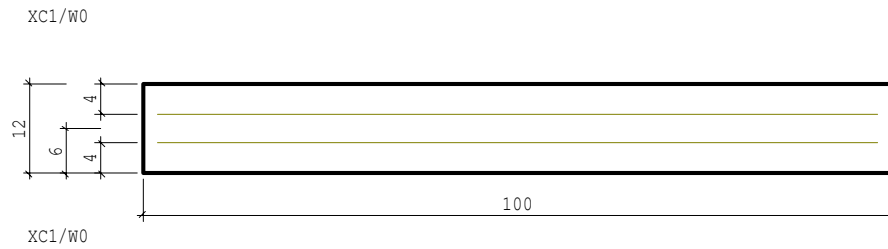


Konsolbemessung

$G_{max} = 17,5 \text{ kN/m}$ $Q_{max} = 10 \text{ kN/m}$ $P_d = 39 \text{ kN/m}$ $e < 10 \text{ cm}$ $M_d = 3,9 \text{ kNm}$
Höhe der Konsole 12 cm
Bemessung mit FRILLO siehe nächste Seiten



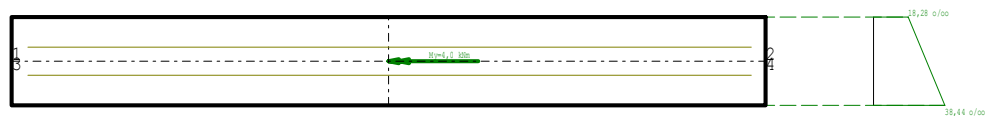
Maßstab 1 : 10



BIEGEBEMESSUNG				kd- Verfahren ($x/d < 0.450$)	
$N_{xd} =$	0.00 kN	$M_{yd} =$	4.00 kNm		
$\epsilon_1 =$	-1.88‰	$\epsilon_{2s} =$	25.00‰		
$x/d =$	0.07	$z/d =$	0.97	$kd =$	4.00
erforderlich:		$A_{su} =$	1.71 cm ²	$A_{so} =$	0.00 cm ²
		$\mu =$	0.14 % (MinBg)		

Maßstab 1 : 10

XC1/W0



XC1/W0

SCHUBBEMESSUNG - QUERKRAFT Platte			
Schubbügel rechtwinklig zur Bauteilachse			
$V_{Ed} =$	39.00 kN	$z/d =$	0.300 ($z < d - 2 \cdot c_{vo,l}; c_{vo,l} = c_{nomo,l}$)
$CR_{d,c} =$	0.10	$k_1 =$	0.12 $\sigma_{cp} = -0.00 \text{ N/mm}^2$
$kv_{min} =$	0.035	$v_{min} =$	0.49
$k =$	2.00	$VR_{d,c} =$	39.60 kN (6.2b)
$As_z =$	10.25 cm ²	$VR_{d,c} =$	50.81 kN (6.2a) maßgebend
$VR_{d,cc} =$	16.84 kN	$\sigma_{cd} =$	-0.00 N/mm ²
$\cot \Theta =$	2.11 (25.34 Grd.)		
$v_1 =$	0.750	$\alpha_{cw} =$	1.00
$VR_{d,max} =$	98.62 kN	$as_wV =$	0.00 cm ² /m
$sl_{,max} =$	6.00 cm	$as_wMin =$	0.00 cm ² /m maßgebend

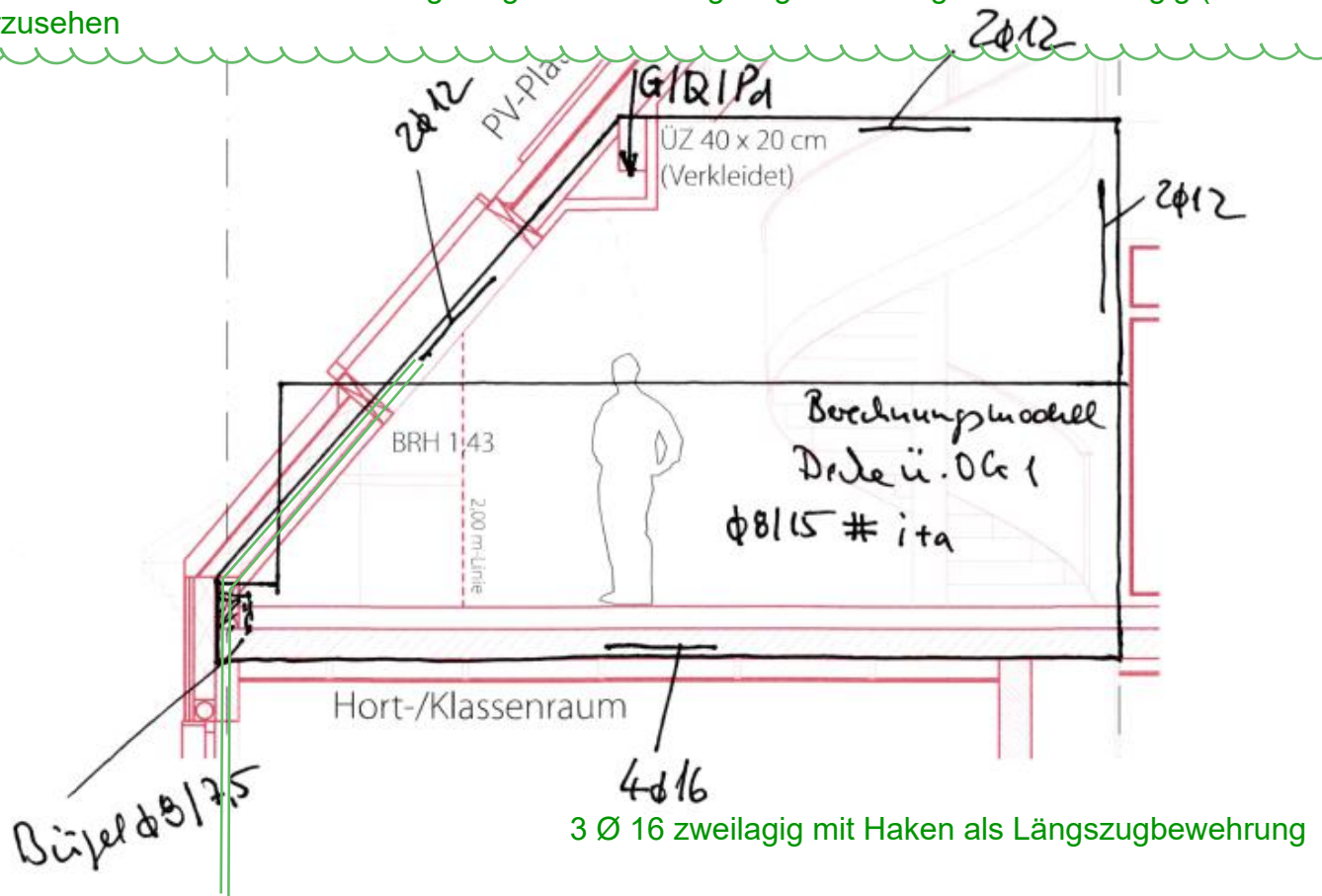
18. Bemessung wandartiger Träger im OG2 (Pos W10) und ST4

Siehe Decke über OG Berechnung mit einem Balken B/H = 20/2000

Siehe Anlage 4

Die horizontalen Eisen oben und unten müssen ausreichend lang in den Geschoßdecken verankert werden.

- 1) unter Einhaltung der Auflagerpressung (am Wandpfeiler ST 4) ist eine vertikale Druckbewehrung 4 $\varnothing 12$ gemäß Grüneintrag anzuordnen
- 2) zur ausreichenden Verankerungslänge ist eine Längszugbewehrung 3 $\varnothing 16$ zweilagig (mit Haken) vorzusehen



2 x 2 $\varnothing 12$ in Wandpfeiler ST4 führen

Wandpfeiler ST4

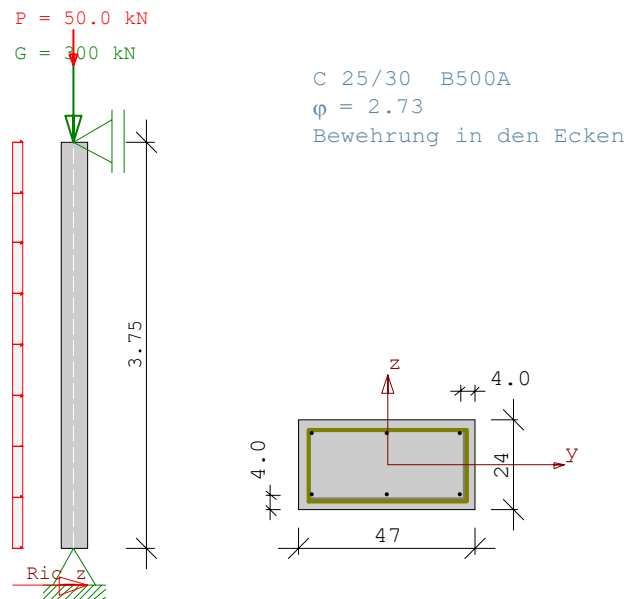
Pfeiler Achse 4 unter Auflager des wandartigen Trägers wird aus konstruktiven Gründen in Stahlbeton ausgeführt. Für die Flachstürze muss eine Aussparung vorgesehen werden. Bemessungslast Design auf der sicheren Seite liegend ca. 494 kN

Stahlbetonstütze B5 01/2019/F (FRILO R-2024-1/P08)

PENDELSTÜTZE, Rechteck, 1-achsig beansprucht in z-Richtung (um y)

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

$E = 31000 \text{ N/mm}^2$ $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$



1 $M_{cry} = 11.57 \text{ kNm}$ $M_{crz} = 22.66 \text{ kNm}$

KNOTEN - LASTEN :											
LfNr	KNr	V (kN)	e_y (cm)	e_z (cm)	P_y (kN)	P_z (kN)	M_y (kNm)	M_z (kNm)	EWG	Zus	Alt
1	2	300.00	g
		50.00	A	.	p
		10.58	(Eigengewicht)								

STAB - LASTEN :										
LfNr	SNr	Typ	Ric	g_1 (kN/m)	g_2 (kN)	Abst (m)	Lang (m)	EWG	Zus	Alt
10	.	Gleichlast	z	1.20	1.20	.00	3.75	A	.	p

Einwirkungen:						
Nr	Kl	Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ
A	1	Wohnräume	0.70	0.50	0.30	1.50

Weitere Berechnungsgrundlagen:
<p>Genauigkeit Gkn = 2.09e-5 Anzahl der Unterelemente je Stababschnitt: 6 Arbeitslinie des Betons für die Verf.-Berechnung EN 1992-1-1 3.1.5 Berechnung der Betondruckkraft ohne Abzug der Bewehrung. Bei $n > -0.10$: eff EI nach EN2 7.4.2 (7.19) Kriechen wird durch eine verzerrte Spannungsdehnungsline berücksichtigt. $\phi_{eff} = \phi_0 * M_0 / M_{ed}$ (M_0 aus quasi-ständ. Kombination mit ei) Die eff. Steifigkeit wurde mit Faktor 0.30 abgemindert. Schadensfolgeklasse nach EN 1990 Tab B.1 CC2 -> KFi = 1.0 (Tab B.3)</p> <p>FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.154</p> <p>erf As = 1.71 cm² (Tragsicherheit) erf As = 3.02 cm² (Brandschutz R 90)</p>

GERECHNETE KOMBINATIONEN aus 2 Lasten				
Lf-Komb	K1	K2	K3	K4
	g	g	g	g
	A	A	A	
1	x	x	.	.
2	.	x	x	.

Teilsicherheitsbeiwerte: $\gamma_C = 1.50$ $\gamma_S = 1.15$ $\gamma_G = 1.35 / 1.00$

Nachweis nach DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12	
$\gamma_C = 1.50$ $\gamma_S = 1.15$ $\phi_{eff} = 1.82$	
Bemessungswerte LfKom = 1 in : z-Richtung	
System	unverschieblich
Knicklänge	sk = 3.75 m
Schlankheit	$\lambda = 54.1$
Normalkraft	N = -494.28 kN
bezogene Normalkraft	n = -.31
Schnittmoment	h = 1.88 m , M = 0.00 kNm
Planmässige Ausmitte	e = M / N = 0.00 cm
Bezogene Ausmitte	e / d = 0.0000
Ungewollte Ausmitte	ei = 0.94 cm
Verschiebung Th.2.Ord.	e2 = 0.21 cm
Bemessungsmoment	M bem = 5.65 kNm
B e w e h r u n g	totw = .0464
	$\rho = .15$ %
	erf As = 1.71 cm ² (min As)
Der Kriecheinfluß wird nach EN 1992-1-1 5.8.4 berücksichtigt.	

BRANDSCHUTZNACHWEIS für Feuerwiderstandsdauer 90 EN 1992-1-2 2010

4-seitig beflammt.
 Temperatur im Schwerpunkt der Bewehrung: 672 Grad $f_{yk,F} = 40\%$
 Der Nachweis wird mit der 'häufigen' Kombination geführt.
 Schiefstellung begrenzt auf $\leq 1/500$
 Stützenfuß und -kopf volleingespannt gerechnet
 Temperaturprofil mit FL-FEM gerechnet: Version 1.3.1.0
 Alpha = 25.00 W/(m²*K)
 AlphaAussen = 5.00 W/(m²*K)
 Emissionsbeiwert = 0.70
 Feuchte Beton = 3.00 %
 Leitfähigkeit Beton obere Grenze
 Rohdichte = 2400 kg/m³
 Elementgröße = 0.90 cm
 Betonzuschlag quarzhaltig, Betonstahl kaltverformt
 Grenzwert für Abbruch der Iteration: $\eta_{Ki} = 1.10$ vorh. $\eta_{Ki} = 1.68$

 Bei $\rho < 2\%$ gilt: $effEI = effEI * \rho / 0.02$.
 Der Nachweis wird mit Berücksichtigung der thermischen Dehnung geführt.
 Zusatziteration von eff EI bis $N < -799$ kN und $M > 5.98$ kNm

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Biegung mit N: ohne ea, Th.1.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Myd (kNm)	Mzd (kNm)	ρ (%)	Aserf (cm ²)	Asvor (cm ²)
1	3.750	-335.6	.00		0.103	1.16*	3.02
1	3.125	-335.6	.00		0.103	1.16*	3.02
1	2.500	-335.6	.00		0.103	1.16*	3.02
1	1.875	-335.6	.00		0.103	1.16*	3.02
1	1.250	-335.6	.00		0.103	1.16*	3.02
1	.625	-335.6	.00		0.103	1.16*	3.02
1	.000	-335.6	.00		0.103	1.16*	3.02

* Mindestlängsbewehrung nach 9.5.2 (2)

SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Biegung mit N: mit ea, Th.1.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Myd (kNm)	Mzd (kNm)	ρ (%)	Aserf (cm ²)	Asvor (cm ²)
1	3.750	-335.6	.31		0.103	1.16*	3.02
1	3.125	-335.6	.16		0.103	1.16*	3.02
1	2.500	-335.6	-.16		0.103	1.16*	3.02
1	1.875	-335.6	-.31		0.103	1.16*	3.02
1	1.250	-335.6	-.16		0.103	1.16*	3.02
1	.625	-335.6	.16		0.103	1.16*	3.02
1	.000	-335.6	.31		0.103	1.16*	3.02

* Mindestlängsbewehrung nach 9.5.2 (2)

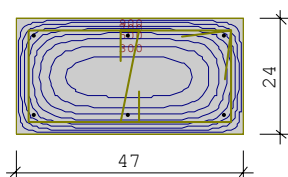
SCHNITTGRÖSSEN und Bemessung für Biegung mit N: mit ea, Th.2.O.

Lf-Komb	Höhe (m)	Nd (kN)	Myd (kNm)	Mzd (kNm)	ρ (%)	Aserf (cm ²)	Asvor (cm ²)
1	3.750	-335.6	-.78		0.268	3.02	3.02
1	3.125	-335.6	-.39		0.268	3.02	3.02
1	2.500	-335.6	.39		0.268	3.02	3.02
1	1.875	-335.6	.78		0.268	3.02	3.02
1	1.250	-335.6	.39		0.268	3.02	3.02
1	.625	-335.6	-.39		0.268	3.02	3.02
1	.000	-335.6	-.78		0.268	3.02	3.02

Vorhandene Längsbewehrung im Stützenabschnitt

Stab Nr.	d (mm)	Af (cm ²)	y1 (cm)	z1 (cm)	T (°)	fyk (%)
1	8	0.5	19.8	8.3	672	30
2	8	0.5	0.0	8.3	437	83
3	8	0.5	-19.8	8.3	672	30
4	8	0.5	19.8	-8.3	672	30
5	8	0.5	0.0	-8.3	437	83
6	8	0.5	-19.8	-8.3	672	30

vorh As = 3.02 cm² Umfang

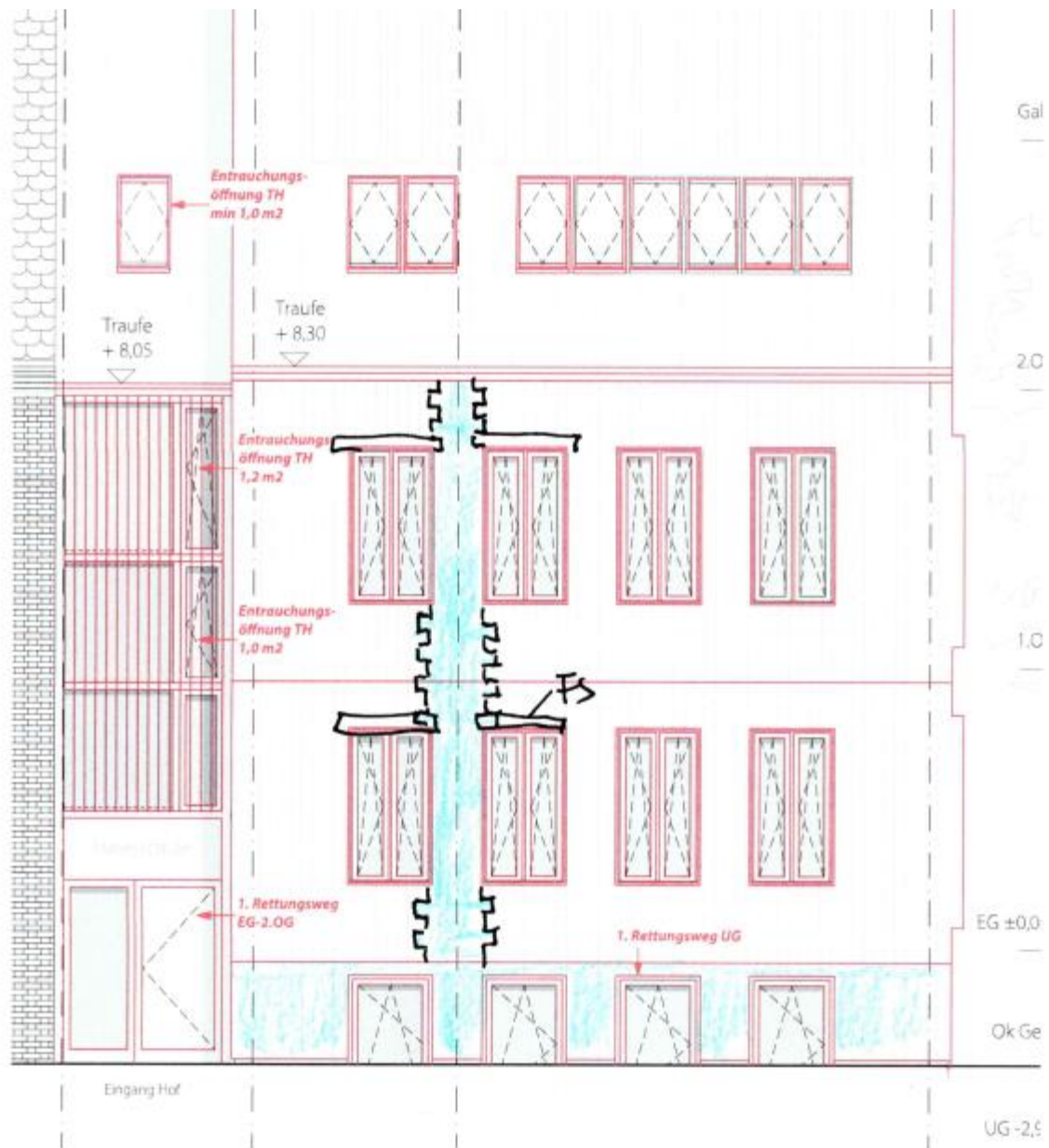


Bügel d = 8 mm
 Betondeckung: c1 = 2.5 cm
 Bewehrungslage: b1 = 3.7 cm
 Bemessung kalt: erf As = 1.71 cm²
 heiss: erf As = 3.02 cm²

5 d 12 i+a

Gewählt vertikal 5d8 i+a + Bügel d8/15

Mindestdurchmesser der Längsbewehrung Ø 12



19. Stürze

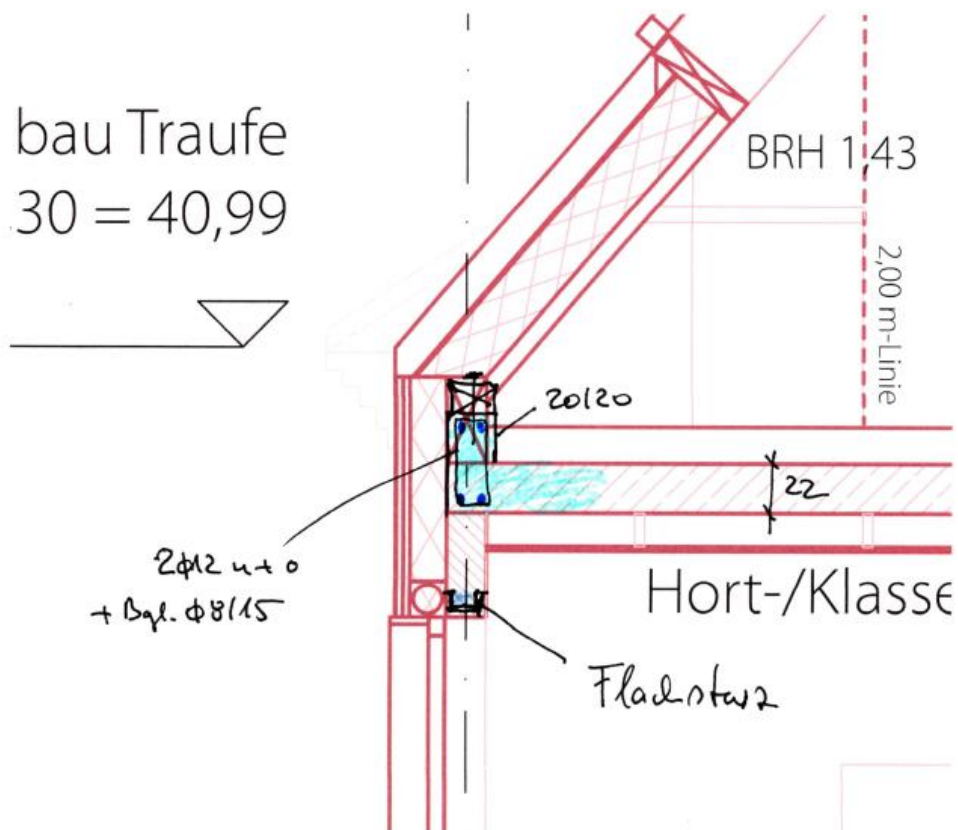
POS R siehe Ausführungsplanung nach Fähigkeit der Baufirma

POS ÜZ 1.1

Achse 4 und Achse 1 im OG1

ÜZ Balken h/b = 42/22 cm C25/30 Stützweite 1,30 m

$P_d < 100 \text{ kN/m}$ $V_{zd} = 65 \text{ kN}$ $m_d = 21,12 \text{ kNm}$



Bemessung folgende Seiten

Stahlbetonbemessung (x64) B2 01/24A (FRILO R-2024-1/P08)
 Tragfähigkeit am Stahlbetonquerschnitt

Norm: DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12 + EN 1992-1-1:2004/A1:2014
 GZT: ständige/vorübergehende Bemessungssituation
 MATERIAL

Längsbewehrung B500A $\gamma_s = 1.150 f_{yd} = 434.8 \text{ N/mm}^2$
 $k = 1.050 \quad \epsilon_{uk} = 25.0 \text{ o/oo}$

Bügelbewehrung=Längsbewehrung

Beton C25/30 $\gamma_c = 1.50 f_{cd} = 14.17 \text{ N/mm}^2$
 $\alpha_{cc} = 0.85 E_{cm} = 31000 \text{ N/mm}^2$

Anforderungen Dauerhaftigkeit:

Betonangriff W0
 Bewehrungskorrosion XC1
 Mindestbetonklasse C 16/20
 Bügel $d_{s,b} = 8 \text{ mm}$
 Längsbewehrung $d_{s,l} = 14 \text{ mm}$
 Vorhaltemaß $\Delta C_{dev} = 10 \text{ mm}$
 Bügel $C_{min,b} = 10 \text{ mm}$
 Betondeckung $C_{nom,b} = 20 \text{ mm}$
 Längsbewehrung $C_{min,l} = 14 \text{ mm} \text{ *5}$
 Betondeckung $C_{nom,l} = 28 \text{ mm} \text{ *1}$
 Verlegemaß Bügel $C_{v,b} = 20 \text{ mm}$
 zul. Rissbreite $w_{max} = 0.40 \text{ mm}$

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

*5: Verbund maßgebend

Kriechzahl und Schwindmaß

wirksame Bauteildicke $h_0 = 13.5 \text{ cm}$
 Luftfeuchte LU = 50 % Zement Typ N,R
 Normalbeton $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
 Belastungsalter $t_0 = 28 \text{ Tage} \quad t = \text{unendlich}$
 Kriechzahl $\phi(t_0, t) = 2.80$
 Schwindmaß $\epsilon_{cs}(t) = -0.52 \text{ ‰}$

QUERSCHNITT

Rechteck $b = 20.0 \text{ cm} \quad h = 42.0 \text{ cm}$
 Bewehrung $d_{ob} = 4.0 \text{ cm} \quad d_{un} = 4.0 \text{ cm}$

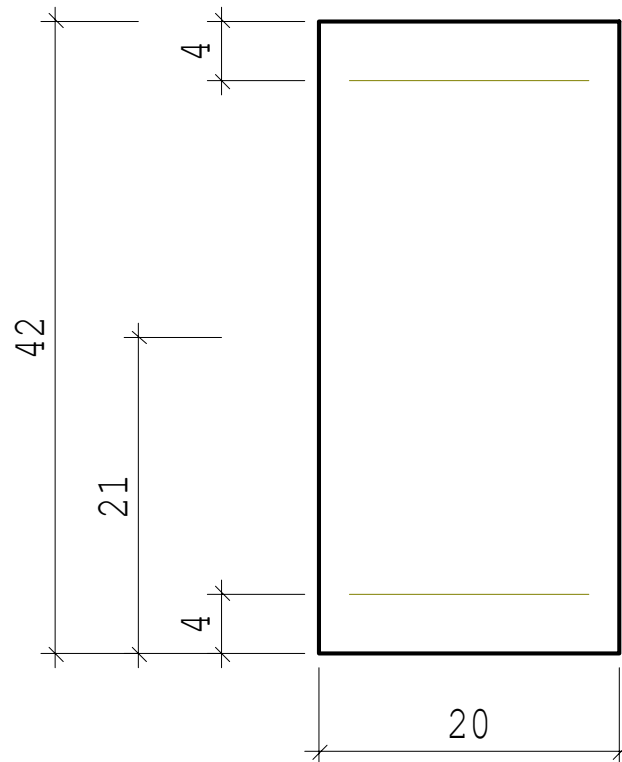
Bruttoquerschnittswerte

$z_u = 21.0 \text{ cm} \quad A_c = 0.0840 \text{ m}^2 \quad I_c = 0.0012348 \text{ m}^4$

Druckkräfte und Druckspannungen sind negativ soweit im Nachweis nicht anders definiert

Maßstab 1 : 5

XC1/W0



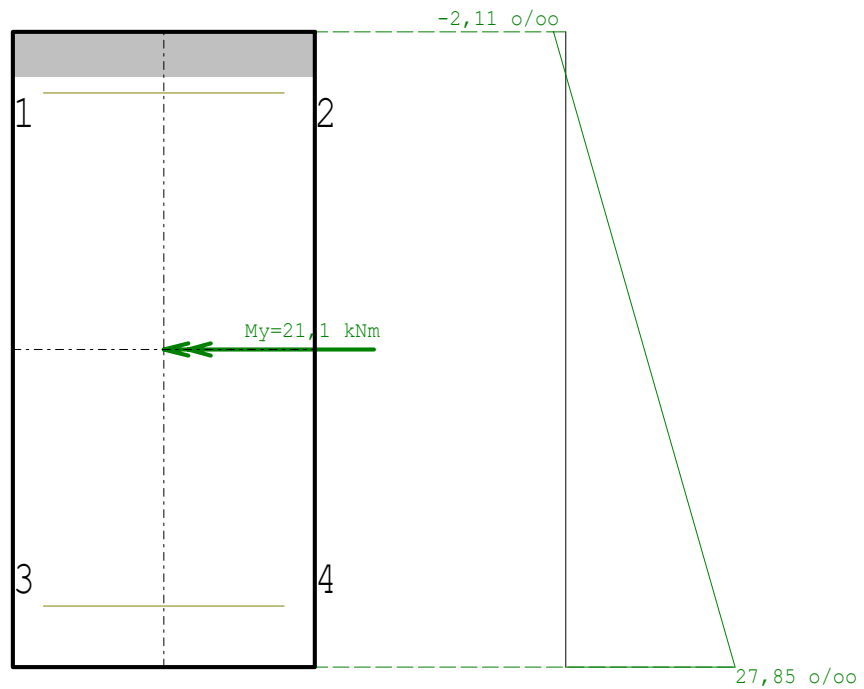
XC1/W0

BIEGEBEMESSUNG		kd- Verfahren ($x/d < 0.450$)			
N _{xd} =	0.00 kN	M _{yd} =	21.10 kNm		
ϵ_{1s} =	-2.11‰	ϵ_{2s} =	25.00‰		
x/d =	0.08	z/d =	0.97	kd =	3.70
erforderlich:		A _{su} =	1.25 cm ²	A _{so} =	0.00 cm ²
		μ =	0.15 %		

BIEGEBEMESSUNG kd- Verfahren ($x/d < 0.450$)

Maßstab 1 : 5

XC1/W0



XC1/W0

SCHUBBEMESSUNG - QUERKRAFT			
Schubbügel rechtwinklig zur Bauteilachse			
VEd	= 65.00 kN	z/d	= 0.853 (z < d-2*c _{vo,l} ; c _{vo,l} =c _{nomo,l})
CRd,c	= 0.10	k1	= 0.12 σ _{cp} =-0.00N/mm ²
kvmin	= 0.035	vmin	= 0.40
k	= 1.73	VRd,c	= 20.43 kN (6.2a)
Asz	= 1.15 cm ²	VRd,c	= 30.14 kN (6.2b) maßgebend
VRd,cc	= 45.47 kN	σ _{cd}	=-0.00N/mm ²
cot θ	= 3.00 (18.43 Grd.)		
v1	= 0.750	α _{cw}	= 1.00
VRdmax	= 206.55 kN	aswV	= 1.54 cm ² /m
sl,max	= 29.40 cm	aswMin	= 1.64 cm ² /m maßgebend

POS UZ 1.2. = UZ E.2 = UZ K.3

deckengleicher Tragstreifen $h/b = 22/22$ cm C25/30 Stützweite 1,30 m
 + Brüstung 90 cm

$P_d < 50$ kN/m + $0,9 \times 0,175 \times 24 = 55$ kN/m $V_{zd} = 35,8$ kN $M_d = 11,6$ kNm
 o.w.N.

Steckbügel $d8/15 + 2d12$ unten und oben umlaufend
 Oder Bügel $d8/15 + 2d12$ u+o im Flur
 + darunter angeordneter FS mit Auflagertiefe 11,5/17,5

POS UZ 1.3. = UZ E.3 = UZ K.3

deckengleicher Tragstreifen $h/b = 22/50$ cm C25/30 Stützweite 2,2 m

$P_d < 50$ kN/m $V_{zd} = 55$ kN $M_d = 30,5$ kNm o.w.N.

Bügel $d8/15 + 4d12$ u+o im Flur
 + darunter angeordnete FS mit Auflagertiefe 17,5 (der würde es fast allein schaffen)

Stahlbetonbemessung (x64) B2 01/24A (FRILO R-2024-1/P08)
 Tragfähigkeit am Stahlbetonquerschnitt

Norm: DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12 + EN 1992-1-1:2004/A1:2014
 GZT: ständige/vorübergehende Bemessungssituation
 MATERIAL

Längsbewehrung B500A $\gamma_s = 1.150 f_{yd} = 434.8$ N/mm²
 $k = 1.050$ $\epsilon_{uk} = 25.0$ o/oo

Bügelbewehrung=Längsbewehrung

Beton C25/30 $\gamma_c = 1.50 f_{cd} = 14.17$ N/mm²
 $\alpha_{cc} = 0.85 E_{cm} = 31000$ N/mm²

Anforderungen Dauerhaftigkeit:

Betonangriff	W0
Bewehrungskorrosion	XC1
Mindestbetonklasse	C 16/20
Bügel	$d_{s,b} = 8$ mm
Längsbewehrung	$d_{s,l} = 14$ mm
Vorhaltemaß	$\Delta C_{dev} = 10$ mm
Bügel	$c_{min,b} = 10$ mm
Betondeckung	$c_{nom,b} = 20$ mm
Längsbewehrung	$c_{min,l} = 14$ mm *5

Betondeckung $c_{nom,l} = 28 \text{ mm} \text{ *1}$
 Verlegemaß Bügel $c_{v,b} = 20 \text{ mm}$
 zul. Rissbreite $w_{max} = 0.40 \text{ mm}$
 *1: mit $c_{min,b}$
 *5: Verbund maßgebend

Kriechzahl und Schwindmaß

wirksame Bauteildicke $h_0 = 15.3 \text{ cm}$
 Luftfeuchte $LU = 50 \%$ Zement Typ N,R
 Normalbeton $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
 Belastungsalter $t_0 = 28 \text{ Tage}$ $t = \text{unendlich}$
 Kriechzahl $\phi(t_0, t) = 2.75$
 Schwindmaß $\epsilon_{cs}(t) = -0.51 \text{ ‰}$

QUERSCHNITT

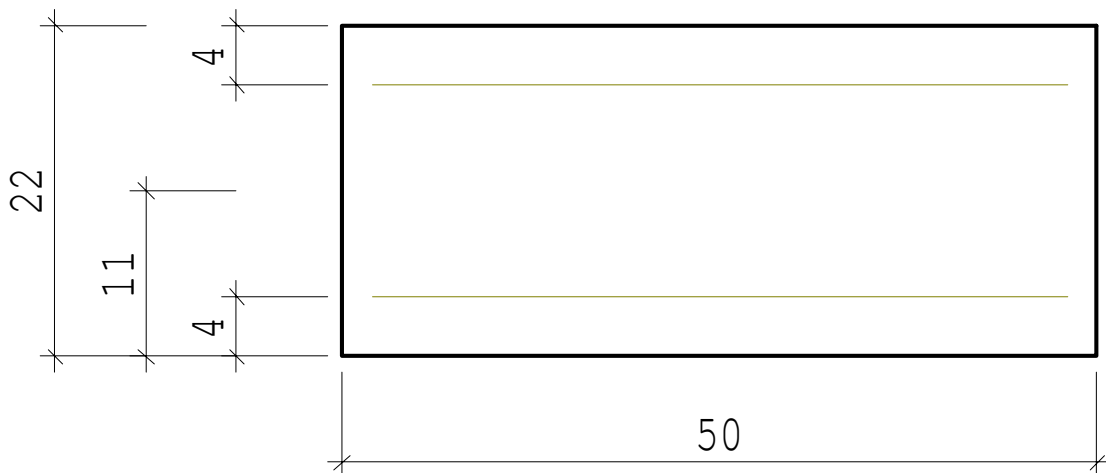
Rechteck $b = 50.0 \text{ cm}$ $h = 22.0 \text{ cm}$
 Bewehrung $dob = 4.0 \text{ cm}$ $dun = 4.0 \text{ cm}$

Bruttoquerschnittswerte

zu = 11.0 cm $A_c = 0.1100 \text{ m}^2$ $I_c = 0.0004436 \text{ m}^4$

Druckkräfte und Druckspannungen sind negativ soweit im Nachweis nicht anders definiert
 Maßstab 1 : 5

XC1/W0

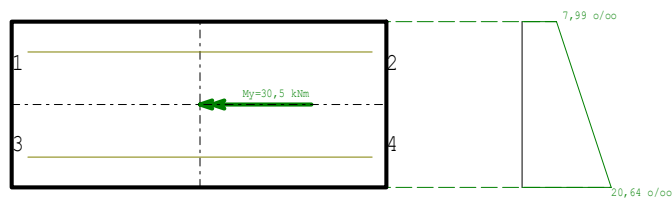


XC1/W0

BIEGEBEMESSUNG		kd- Verfahren ($x/d < 0.450$)			
$N_{xd} =$	0.00 kN	$M_{yd} =$	30.50 kNm		
$\epsilon_{1s} =$	3.50‰	$\epsilon_{2s} =$	16.25‰		
$x/d =$	0.18	$z/d =$	0.93	$kd =$	2.30
erforderlich:		$A_{su} =$	4.08 cm ²	$A_{so} =$	0.00 cm ²
		$\mu =$	0.37 %		

Maßstab 1 : 10

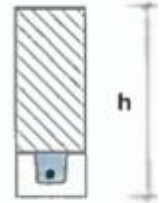
XC1/W0



XC1/W0

SCHUBBEMESSUNG - QUERKRAFT				
Schubbügel rechtwinklig zur Bauteilachse				
$V_{Ed} =$	55.00 kN	$z/d =$	0.689 ($z < d \cdot 2 \cdot c_{vo,i}$; $c_{vo,i} = c_{nomo,i}$)	
$CR_{d,c} =$	0.10	$k_1 =$	0.12	$\sigma_{cp} = -0.00 \text{ N/mm}^2$
$k_{vmin} =$	0.035	$v_{min} =$	0.49	
$k =$	2.00	$VR_{d,c} =$	26.51 kN (6.2a)	
$A_{sz} =$	1.15 cm ²	$VR_{d,c} =$	44.55 kN (6.2b) maßgebend	
$VR_{d,cc} =$	43.51 kN	$\sigma_{cd} =$	-0.00 N/mm ²	
$\cot \Theta =$	3.00 (18.43 Grd.)			
$v_1 =$	0.750	$\alpha_{cw} =$	1.00	
$VR_{dmax} =$	197.63 kN	$aswV =$	3.40 cm ² /m	
$sl_{max} =$	15.40 cm	$aswMin =$	4.10 cm ² /m maßgebend	

- Antragsteller : Werbegemeinschaft KS-Sturz, Remsfeld
 Steinformat : 4 DF (Breite B = 24,0 cm)
 Auflagertiefe : 11,5 bzw. 17,5 cm
 Bewehrung : 2 Ø 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
 Prüfer für Baustatik
 Leiter: *Jens Richt*

Druckzone aus Mauerwerk

 lichte Weite Ln [m]	Bemessungswert der Beanspruchungen $e_d = g_d + q_d$ [kN/m] (Bemessungsgrößen)									
	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	6,99	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	-

POS UZ 1.4. = UZ E.4

deckengleicher Tragstreifen $h/b = 22/50$ cm C25/30 Stützweite 2,7 m

+ Brüstung

$P_d < 15$ kN/m $V_{zd} = 20,25$ kN $M_d = 14$ kNm o.w.N.

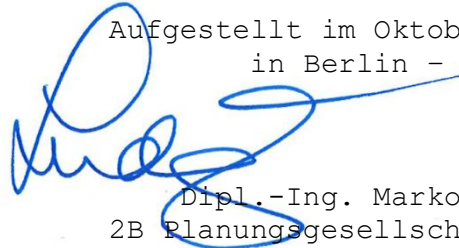
Steckbügel $d8/15 + 2d12$ u+o im Flur

+ darunter angeordnete FS mit Auflagertiefe 17,5 (der würde es fast allein schaffen) o.w.N.

Anschlußdetails des Holzdaches werden im Rahmen der Ausführungsplanung nachgereicht.



Aufgestellt im Oktober 2025
in Berlin - Wannsee



Dipl.-Ing. Marko Ludwig
2B Planungsgesellschaft mbH

2B Planungsgesellschaft

Am Sandwerder 1
14109 Berlin
Tel.: +49 30 805 829 11 / 12
Fax: +49 30 805 829 10