

STATISCHE BERECHNUNG

Bauherr : **Burghof-Klinik GmbH & Co. KG**
Fachkrankenhaus für Psychiatrie, Psychotherapie und Psychosomatik
Ritterstraße 19
31737 Rinteln

Projekt : **Errichtung von 18 vollstationären Betten**
Im Kreiskrankenhaus Schaumburg in Rinteln
1.Förderantrag - Planungsfortschreibung
Virchowstraße 5
31737 Rinteln

Grundlagen : z.Zt. gültige Bestimmungen im Bauwesen
Zeichnungen sowie Angaben des
Planungsbüro Suntrup GbR vom Juni 2018,
Lattruper Weg 4 in 48527 Nordhorn
Telefon: 05921 / 723181

Inhalt : Anzahl der Seiten : 1 - 176
Positionspläne : P 1 - P 3

In statischer Hinsicht geprüft:

Prüf-Nr.: **P18-039**

Datum:

23.08.18

Prof. Dipl.-Ing. Volker Schiermeyer
Prüfingenieur für Baustatik

31787 Hameln, Hauffgasse 2

Fon: 05151 / 10 77 84 - 0 Fax: 05151 / 10 77 84 - 5

Seiten gem. Prüfbericht

Überarbeitet u. ergänzt am **02.07.18**

aufgestellt : **Bückeburg, den 22.09.2017**



Vorbemerkung

In einem Teilbereich des Klinikum Schaumburg, Kreiskrankenhaus Rinteln sind im Zuge der Umbaumaßnahmen „Burghof-Klinik 1. BA“ diverse Wanddurchbrüche in tragenden und teilweise auch nicht tragenden Innenwänden geplant.

Zur Abfangung der Lasten werden Stahlträger als Unterzüge eingebaut.

Die Stahlträger sind stramm unter dem Bestand einzubauen und mit Quellschutt (z. Bsp. Pagel, Quickmix o.glw.) dem Abbruchverlauf anzupassen.

Die „Doppel-Stahlträger“ sind in den Drittelpunkten mit einer Gewindestange M 16 bzw. M 20 (5.6) untereinander zu verbinden.

Der Lastabtrag über die weiterführenden Wandscheiben und die vorh. Fundamentierung wird ohne genauen Nachweis als gesichert unterstellt, da sich die Summe der Lasten nicht verändert und über die Wände im EG bzw. KG wieder annähernd gleichmäßig verteilt.

Lastkonzentrationen und damit ggf. bereichsweise höhere Bodenpressungen können unter Berücksichtigung der langjährigen Vorpressungen des Baugrundes aufgenommen werden.

Die weiteren Hinweise hierzu in der Statik sind zu beachten!

Als Auflager für die Träger ist, sofern keine Stahlstützen angegeben oder Stb.-wände vorhanden sind, teilweise besonderes Auflager-Mauerwerk der Güte 20/III bzw. 28/IIIa einzubauen, die Hinweise in der Statik und auf den Positionsplänen sind zu beachten.

Bei Auflagerung in Stb.-wänden sind diese über Kernbohrungen herzustellen, die verbleibenden Wandbereiche dürfen nicht durch Schnitte zum Ausbau/Abbruch geschwächt werden! Ecken bohren und Schnitte nicht an den Ecken überschneiden!

Konstruktionsdetails nach Angabe des Stahlbauers, die Hinweise in der Statik sind zu beachten! Die Gründung der Stützen erfolgt jeweils auf der tragenden Betondecke, der Estrich ist unterhalb der Fußplatte auszubauen. Beachte konstr. Lagesicherung mit 2 M 12 (FAZ II o.glw.) und Höhenanpassung mit Unterstopfmörtel, Pagel oder gleichwertig.

Durch den **Eingriffe** in die **tragende Konstruktion**, Ersatz steifer Wände durch relativ nachgiebigere Stahlträger, sowie die daraus resultierenden Lastumlagerungen und Zwischenbauzustände **können** im Zuge der Umbauarbeiten **eventuell Risse auftreten!**

Diese könnten im Rahmen der Umbauarbeiten saniert werden, die Standsicherheit ist hierdurch nicht gefährdet!

Exakte Lage und genaue Maße der Wandabbrüche bzw. neuen Konstruktionen gem. Angabe Bauleitung/Ausführungsplanung! Alle Zwischenbauzustände (Abstützungen etc.) erfolgen gem. Angabe des Herstellers, die Standsicherheit des Gebäudes darf hierbei nicht gefährdet werden.

Die Ausführung muss den Anforderungen des Brandschutzes entsprechen, die Träger und Stützen sind ggf. entsprechend zu verkleiden oder einzuputzen! (**min. R 90**)

Die weiteren Angaben der Bauleitung und ggf. örtlichen Festlegungen sind zu beachten!

Bei Unklarheiten und anderen örtlichen Erkenntnissen als in der Statik angenommen ist unverzüglich der Tragwerksplaner hinzu zuziehen, ggf. sind die Bauteile umzurechnen!

Inhaltsverzeichnis

<u>Position</u>	<u>Bezeichnung</u>	<u>Seite</u>
	Vorbemerkung	2
41 N	Vorh. Betondecke mit LW-Zuschlag	4 - 6
T 1	Stahlträger HEM 300	7 - 10
S 1	Stahlstütze HEB 160 mit Kopf- u. Fußplatte	11 - 17.2
S 1.1	Stahlstütze HEB 120 mit Kopf- u. Fußplatte	17.3 - 17.7
SB 2	Vorh. Stahlbetonstütze im EG	17.8 - 17.9
T 2	Stahlträger HEB 300	18 - 21
S 2	Stahlstütze HEB 140 mit Kopf- u. Fußplatte	22 - 28
T 3	Stahlträger 2 x HEB 100 nebeneinander <i>bzw. 3x</i>	29 - 32
T 4	Stahlträger HEM 400	33 - 36
T 4.1	Stahlträger HEB 160	37 - 40
S 3 entfällt		
S 4	Stahlstütze HEB 180 mit Kopf- u. Fußplatte	41 - 47
	Seiten 48 bis 54 bleiben frei!	
S 5	Stahlstütze HEB 140 mit Kopf- u. Fußplatte	55 - 61
T 5	Stahlträger HEB 280, beachte Aufl.-MW!	62 - 65
T 6	Stahlträger HEB 240	66 - 69
T 7 – T 10	Stahlträger 2 x HEB 120 nebeneinander	70 - 85
T 11	Stahlträger 2 x HEB 100 nebeneinander + 2xU 200 als Stütze an den Auflagern!	86 - 89 (s.S.89)
T 12	Stahlträger 2 x IPE 300 nebeneinander	90 - 93
T 13	Stahlträger HEB 240	94 - 97
T 14	Stahlträger HEB 260	98 - 101
S 6	Stahlstütze HEB 160 mit Kopf- u. Fußplatte	102 - 108
T 15	Stahlträger HEB 300	109 - 112
S 7	Stahlstütze HEB 140 mit Kopf- u. Fußplatte	113 - 119
T 16	Stahlträger 2 x HEM 100 nebeneinander	120 - 123
T 17	Stahlträger HEB 240	124 - 127
S 8	Stahlstütze HEB 120 mit Kopf- u. Fußplatte	128 - 134
T 18	Stahlträger 2 x HEB 120 nebeneinander + 2xU 240 als Stütze a. d. Aufl. analog S.89!	135 - 138
T 19	Stahlträger HEM 240 + KS-MW!	139 - 142
S 9	Stahlstütze HEB 140 mit Kopf- u. Fußplatte	143 - 149
D 1	Vorh. Holzbalkendecke „Lichthof“	150 - 153
T 20	Stahlträger HEA 300 Aufl. einstemmen	154 - 157
T 21	Stahlträger HEB 260	158 - 161
S10	Stahlstütze HEB 120 mit Kopf- u. Fußplatte	162 - 169
199cN3 + F!	Nachweis vorh. Unterzug im KG	170 - 173.2
SB 1	Vorh. Stb.-stütze mit Schlitz im OG	174 - 175
DB	Regeldetail Durchbrüche (DB)	176

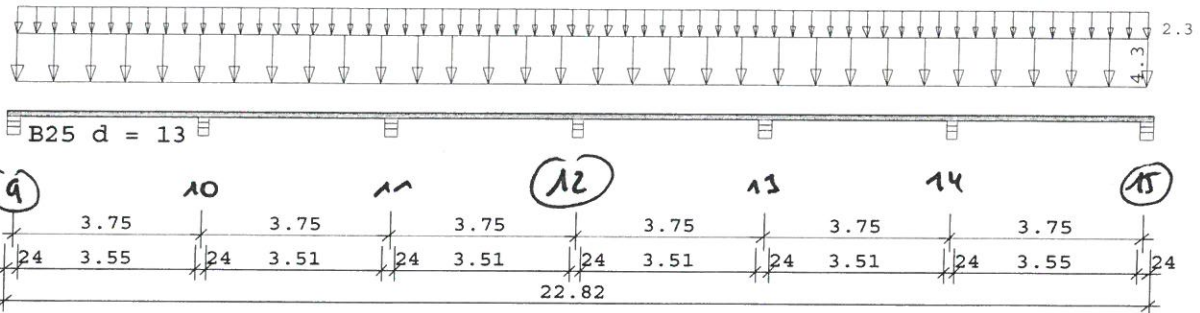
Positionspläne i.M. 1:100

Grundriss 1.OG	P 1a
Grundriss EG	P 2b
Grundriss KG	P 3b

Position: 41 N Nachweis vorh. Decke mit LW-Zuschlag „Südflügel“ (u.a.)

Durchlaufträger DLT10 02/2018 (Frilo R-2018-2/P03)

Maßstab 1 : 150



Stahlbetondecke über 6 Felder B25 E = 30000 N/mm²
DIN 1045:1988

Die vorh. Stb.-decke Pos. 41 wurde gem. Originalstatik mit $g = 4,3 \text{ KN/m}^2$ und $p = 2 \text{ KN/m}^2$ berechnet!
In Teilbereichen sollen Trockenbau-Leichtwände errichtet werden, der Nachweis erfolgt daher für Patientenzimmer ($p=1,5$) mit LW-Zuschlag für Wände mit $G \leq 3 \text{ KN/m}$ ($\Delta p=0,8$), also $p=2,3 \text{ KN/m}^2$!
Vorh. Stb.-decke wird hier vereinfacht mit B 25 vgl. bar B 225 analog Bestand angesetzt. $h=11,6 \text{ cm} \Rightarrow d_1=d_2=1,4 \text{ cm}$! BSt. IV, Matten!

$$g = 0,13 \cdot 25 = 3,25 \text{ (Decke)}$$

$$1,05 \text{ *}$$

$$4,30 \text{ kN/m}^2$$

* Aufbau + Unterdecke etc. einhalten
Die Vergleichsrechnung erfolgt mit C16/20

System	Länge	Querschnittswerte			
Feld	L (m)		b (cm)	d (cm)	I (cm ⁴)
1	3.75	konstant	100.0	13.0	18308.3
2	3.75	konstant	100.0	13.0	18308.3
3	3.75	konstant	100.0	13.0	18308.3
4	3.75	konstant	100.0	13.0	18308.3
5	3.75	konstant	100.0	13.0	18308.3
6	3.75	konstant	100.0	13.0	18308.3

$$g = 4,3 \text{ kN/m}^2$$

$$p = 2,0 + 0,8 = 2,8 \text{ kN/m}^2$$

Arztpraxen

BS00

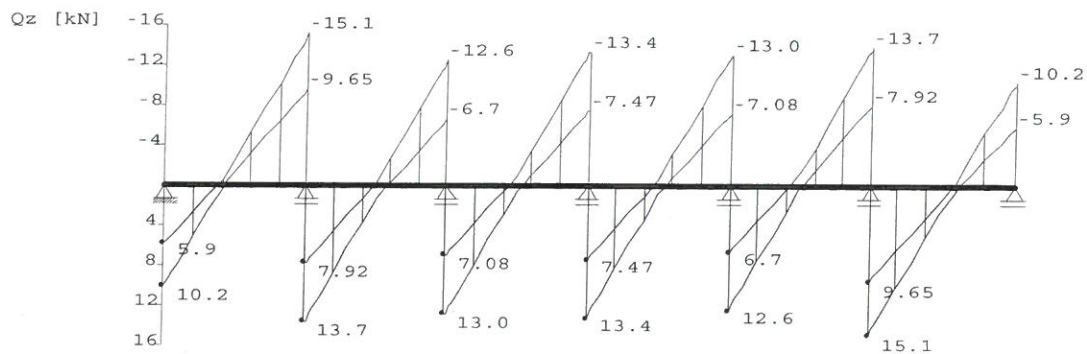
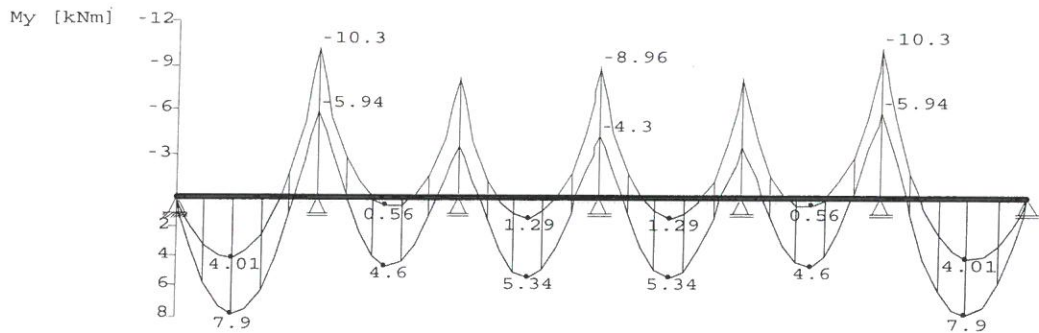
→ die eingelegte Bew. ist ausreichend

Trägerbezogene Lasten (kN,m)							
Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L 3=Einzelmoment bei a 5=Dreieckslast über L		2=Einzellast bei a 4=Trapezlast von a - a+b 6=Trapezlast über L			
Typ EG Gr	VK	g _{l/r}	p _{l/r}	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1		4.30	2.30	1.00			

Auflagerkräfte (kN)						
Stütze	aus g	max p	min p	Vollast	max	min
1	6.36	3.86	-0.46	9.76	10.21	5.90
2	18.30	10.52	-0.73	28.08	28.81	17.57
3	15.50	10.02	-1.73	23.80	25.52	13.78
4	16.44	10.28	-1.49	25.23	26.72	14.94
5	15.50	10.02	-1.73	23.80	25.52	13.78
6	18.30	10.52	-0.73	28.08	28.81	17.57
7	6.36	3.86	-0.46	9.76	10.21	5.90
Summe:	96.75	59.06	-7.31	148.50	155.81	89.44

Durch Vergleichsrechnung
geprüft
Prof. Dipl.-Ing. Volker Schiermeyer

Maßstab 1 : 200



Bemessung DIN 1045:1988 B25 BSt 4 $du = 1.4$ $do = 1.4$ cm
Abminderung der Stützmomente $\leq 15\%$

Alle Auflager gleich : Mauerwerk $b = 24.0$ cm

Abminderung der Stützmomente $\leq 15\%$

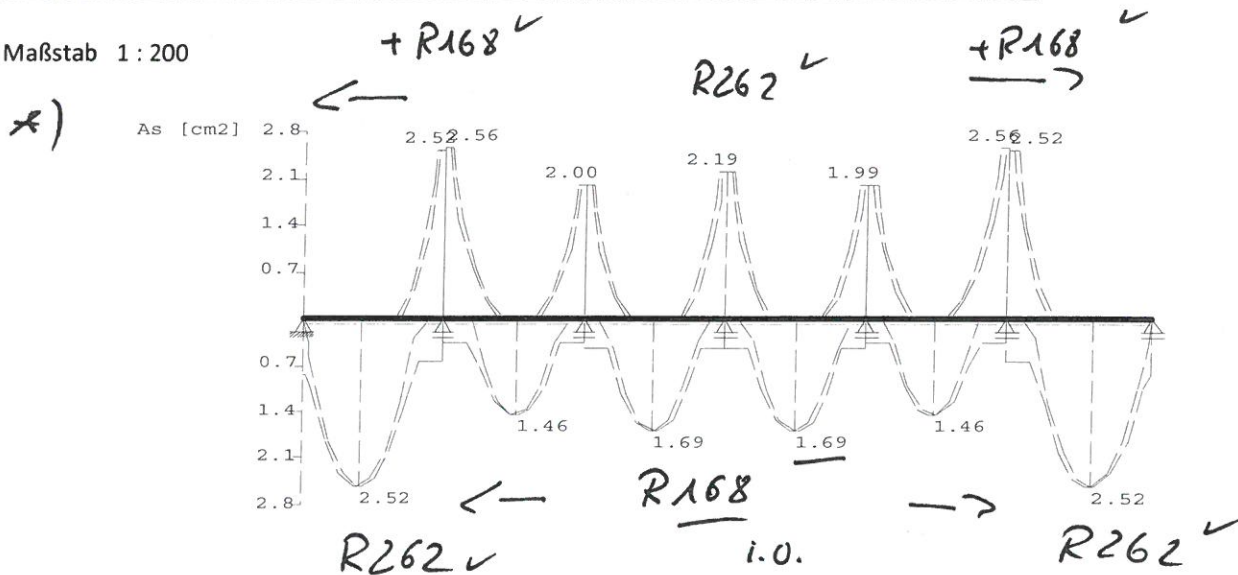
Feldbewehrung

Feld Nr.	x (m)	My (kNm)	min My (kNm)	h (cm)	kh	Asu (cm ²)	Aso (cm ²)
1	1.55	7.9	6.5	11.6	4.13	2.5	0.0
	3.00	0.9	0.9	11.6	11.96	0.3	0.0
	3.00	-1.6	-1.6	11.6	9.04	0.0	0.5
2	1.97	4.6	3.9	11.6	5.39	1.5	0.0
	0.75	-2.8	-2.8	11.6	6.90	0.0	0.9
3	1.85	5.3	3.9	11.6	5.02	1.7	0.0
	3.00	1.0	1.0	11.6	11.76	0.3	0.0
	3.00	-1.7	-1.7	11.6	8.95	0.0	0.5
4	1.91	5.3	3.9	11.6	5.02	1.7	0.0
	0.75	1.0	1.0	11.6	11.76	0.3	0.0
	0.75	-1.7	-1.7	11.6	8.95	0.0	0.5
5	1.79	4.6	3.9	11.6	5.39	1.5	0.0
	3.00	-2.8	-2.8	11.6	6.90	0.0	0.9
6	2.20	7.9	6.5	11.6	4.13	2.5	0.0
	0.75	0.9	0.9	11.6	11.96	0.3	0.0
	0.75	-1.6	-1.6	11.6	9.04	0.0	0.5

Am ersten Auflager sind mindestens 0.8 cm² zu verankern.
Am letzten Auflager sind mindestens 0.8 cm² zu verankern.

Stützbewehrung							
Stütze Nr.	x (m)	My (kNm)	Bem. My (kNm)	h (cm)	kx	Asu (cm ²)	Aso (cm ²)
1 re	0.00	0.0					
2 li	0.00	-10.3	-7.9	11.6	4.13	0.0	2.5
2 re	0.00	-10.3	-8.0	11.6	4.10	0.0	2.6
3 li	0.00	-8.2	-6.3	11.6	4.62	0.0	2.0
3 re	0.00	-8.2	-6.3	11.6	4.63	0.0	2.0
4 li	0.00	-9.0	-6.9	11.6	4.42	0.0	2.2
4 re	0.00	-9.0	-6.9	11.6	4.42	0.0	2.2
5 li	0.00	-8.2	-6.3	11.6	4.63	0.0	2.0
5 re	0.00	-8.2	-6.3	11.6	4.62	0.0	2.0
6 li	0.00	-10.3	-8.0	11.6	4.10	0.0	2.6
6 re	0.00	-10.3	-7.9	11.6	4.13	0.0	2.5
7 li	0.00	0.0					

Maßstab 1 : 200



* gem. Orig.-stat. Pos. und verb. Bew. ?

2) Fazit: Die Decke ist auch für die „neue“

Nutzung „Krankenzone“ als LW-Zustieg

ausreichend tragfähig?

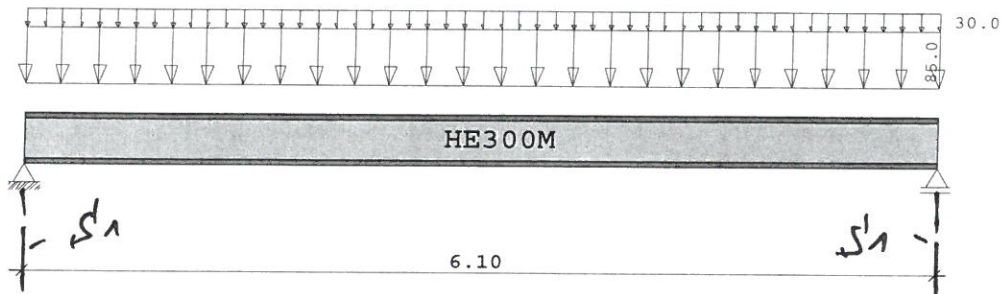
Ausg. 4 gem. H.R. „Dachdecke“ mit $g = 5,25 \text{ kN/m}^2$; $p < 2 \text{ kN/m}^2$

$g = 20,02 \text{ kN/m}^2$; $p = 8,94 \text{ kN/m}^2$

Position: T 1 Stahlträger Durchbruch Achse 12 im 1. OG - HEM 300

Durchlaufträger DLT10 02/2018 (Frilo R-2018-2/P07)

Maßstab 1 : 50



Stahlträger S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Nachweis neuer Sturz in Achse 12 im 1. OG über dem geplanten
Wanddurchbruch zwischen Raum 122 und 121!

Achtung: Die zunächst angedachten Zwischenstützen Pos. S1
rücken in den Bereich der Außenwände, oberhalb der Stb.-stützen im
EG, beachte weitere Hinweise zur Lasteinleitung.

Der Träger T1 ist über eine Montageöffnung (Schlitz mit Ausbau der
Betonreststütze neben dem MW) in der Außenwand Achse A so
einzubauen, dass er direkt vor dem Stb.-balken ($b=11,5 \text{ cm}$) auf der
Innenwandseite in Achse B endet. Lagesicherung mit Kopfplatte $t=10$
mm und 2 FAZ II M 10 o.glw. am Betonbalken in Achse B (Balken
nicht beschädigen!)

Auflager auf der Stütze S 1 siehe Pos. KP S1 A und KP S1 B. Der
Betonbalken in Achse B erhält eine separate Stahlstütze Pos.
S 1.1, die Stützen S1 und S1.1 in Achse B gem. Vorgabe Brandschutz
verkleiden.

Die weiteren Angaben der Bauleitung und des Statikers sind bei der
Ausführung zu beachten!

Max. Belastung aus:	$g \text{ (KN/m)}$	p
Dachdecke (3.OG)		
$3,75 \text{ m} \times (5,25 + <2^*) \text{ KN/m}^2$	20,07	8,94
Decke 2.+1.OG $(4,3+2,3) \text{ KN/m}^2$: $16,44 \times 2$	10,28	<Pos. 41N>
MW-wand $(6,35 \text{ m})$ 2.+3.OG inkl. Putz	30,90	
inkl. Verkleidung + Rundung:	85,00	+ 30,00 = 115 KN/m(+g)

*)Wegen neuem Schrägdach oberhalb ehemaliger Dachdecke Pos. 1
vereinfacht aus Schnee, Wind u. "Bodenraum $h<1,8 \text{ m}$ " gew. $<2 \text{ KN/m}^2$!

System	Länge	Querschnittswerte				
Feld	L (m)		QNr.	I (cm ⁴)	Wo (cm ³)	Wu (cm ³)
1	6.100	konstant	1	59200.0	3480.0	3480.0

Trägerbezogene Lasten (kN,m)							
Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L 3=Einzelmoment bei a 5=Dreieckslast über L			2=Einzellast bei a 4=Trapezlast von a - a+b 6=Trapezlast über L		
Typ EG Gr	VK	$g_{l/r}$	$q_{l/r}$	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1 B		85.000	30.000	1.000			

Eigengewicht des Trägers ist mit Gamma = 78.5 kN/m³ berücksichtigt.

Durch Vergleichsrechnung
geprüft
Prof. Dipl.-Ing. Volker Schiermeyer

Einwirkungen:

Nr Kl Bezeichnung

 ψ_0
 ψ_1
 ψ_2
 γ

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ
B	1	Büros	0.70	0.50	0.30	1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> $K_{Fi} = 1.0$ Tab. B3
 In den folgenden Tabellen steht am Ende der Zeilen ein Verweis auf die Nummer der zug. Überlagerung (siehe unten).
 In Tabellen mit Gammafachen Schnittgrößen steht zusätzlich ein Verweis auf die Leiteinwirkung.

Ergebnisse für 1-fache Lasten
Feldmomente Maximum

(kNm , kN)

Feld	Mf	M li	M re	V li	V re	komb
1 x0 = 3.050	545.96	0.00	0.00	358.00	-358.00	2

Stützmomente Maximum

(kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	358.00	358.00	266.50	2
2	0.00	0.00	-358.00	0.00	358.00	266.50	2

Auflagerkräfte

(kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	266.50	91.50	0.00	358.00	358.00	266.50
2	266.50	91.50	0.00	358.00	358.00	266.50
Summe:	533.01	183.00	0.00	716.01	716.01	533.01

Auflagerkräfte

(kN)

EG	Stütze 1		Stütze 2	
	max	min	max	min
g	266.5	266.5	266.5	266.5
B	91.5	0.0	91.5	0.0
Sum	358.0	266.5	358.0	266.5

Ergebnisse für γ -fache Lasten

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

Feldmomente Maximum

(kNm , kN)

Feld	Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re	komb
1 x0 = 3.050	757.97	0.00	0.00	497.03	-497.03	B 2

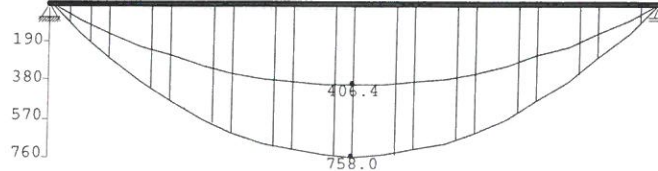
Stützmomente Maximum

(kNm , kN)

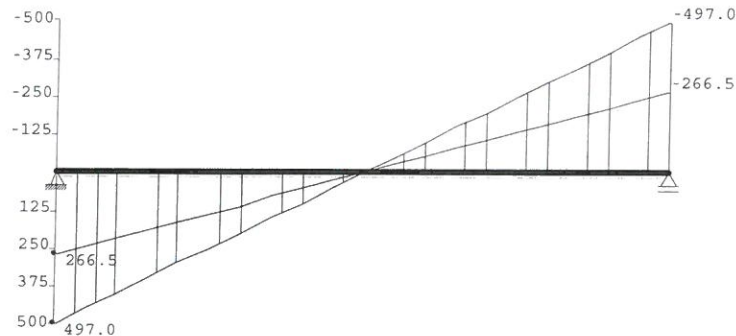
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	497.03	497.03	266.50	B 2
2	0.00	0.00	-497.03	0.00	497.03	266.50	B 2

Maßstab 1 : 75

Myd [kNm]



Vzd [kN]



Querschnitte S235 $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$

Art	Name	Npl	Mplyd	Vplzd	Mplzd	Vplyd
5	HE300M	7121	959	1227	450	3281

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.1)

$\gamma_{M0} = 1.00$

Feld Nr.	x (m)	QNr.	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	σ_v (N/mm ²)	τ	QKL	η	komb
1	0.000	1	0.0	497.0	142	82	1	0.61	B 2
	3.050	1	758.0	0.0	218	0	1	0.93	B 2
	6.100	1	0.0	-497.0	142	82	1	0.61	B 2

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.2)

$\gamma_{M0} = 1.00$

Feld Nr.	x (m)	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	QKL (-)	ρ (-)	M,Rd (kNm)	η	komb
1	0.000	0.0	497.0	1	0.00	959.3	0.41	B 2
	3.050	758.0	0.0	1	0.00	959.3	0.79	B 2
	6.100	0.0	-497.0	1	0.00	959.3	0.41	B 2

Biegedrillknicken nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 Gl.6.54, Anhang B

Der Druckgurt ist nur an den Auflagern gehalten.

Die Lasten sind OK Balken angesetzt.

Feld Nr.	MEd,y (kNm)	MRk,y (kNm)	λ_{lt}	κ_{lt}	γ_M	Eta	komb
1	757.97	959.32	0.51	0.96	1.10	0.91	B 2

Zulässige Durchbiegungen : im Feld $z_{ul} f = L / 300$
charakteristische Kombination

Feld Nr.	x (m)	f_g (cm)	f_{tot} (cm)	f (cm)	$z_{ul} f$ (cm)	η	komb
1	3.050	1.27	1.70	1.702	2.033	0.84	2

Durch Vergleichsrechnung
geprüft
Prof. Dipl.-Ing. Volker Schiermeyer

In der folgenden Tabelle sind die Lasten mit der internen Numerierung angegeben. Die anschließende Tabelle der gerechneten Kombinationen referenziert auf diese Nummern.

Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L	2=Einzellast bei a
		3=Einzelmoment bei a	4=Trapezlast von a - a+b
		5=Dreieckslast über L	6=Trapezlast über L

Nr.	Feld	Typ	Grp	g1	q1	g2	q2	Faktor	Abstand	Länge
1	1	4	B 1	85.00	30.00	85.00	30.00	1.00	0.00	6.10

Gerechnete Kombinationen aus 1 Lasten

Last	K1	K2
1	g	g
	.	x

Die vorstehenden Kombinationen werden wie folgt bearbeitet:
 Beim Nachweis der Tragsicherheit werden die ständigen Lasten
 alle gleichzeitig alternierend mit $\gamma_G = 1,00 / 1,35$ beaufschlagt.
 Wenn in einer Kombination p-Lasten aus unterschiedlichen Einwirkungen
 vorhanden sind, dann wird jeweils untersucht, welche Einwirkung die
 Leiteinwirkung ist.
 Die Auswirkung der Lasteinwirkungsdauer wird ebenfalls geprüft.

Position: S 1 Stützen unter T1 im 1. OG

Stahlstütze STS+ 02/2018 (Frilo R-2018-2/P08)

Grundparameter

Bemessungsnorm	:	DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12
Sicherheitskonzept/Lastkombinatorik	:	DIN EN 1990/NA:2010-12
Kombination ständiger Lasten	:	alle gleiches γ_F ($\gamma_{G,sup}$ oder $\gamma_{G,inf}$)
Querschnittsbemessung	:	plastisch
Stabilitätsnachweis nach	:	6.3.3 - Anhang A
Bemessungssituation Gebrauchstauglichkeit	:	charakteristisch
Nachweis Absolutverformung mit $\delta_{lim} =$		1.0 cm

System Pendelstütze

Nachweis der beiden Stützen unter Pos. T1 im 1. OG!

Max. mögliche Knicklänge: $3,21 \text{ m} + 0,06 \text{ m} - 0,24 \text{ m} < 3,03 \text{ m}$

bzw. ggf. kürzer sofern der Träger T1 nicht direkt unter der

Decke liegt bzw. die Decke dicker ist! Beachte Ang. AP Architekt!

Beachte Hinweise Pos. T1! Stützen oberhalb der Betonstützen

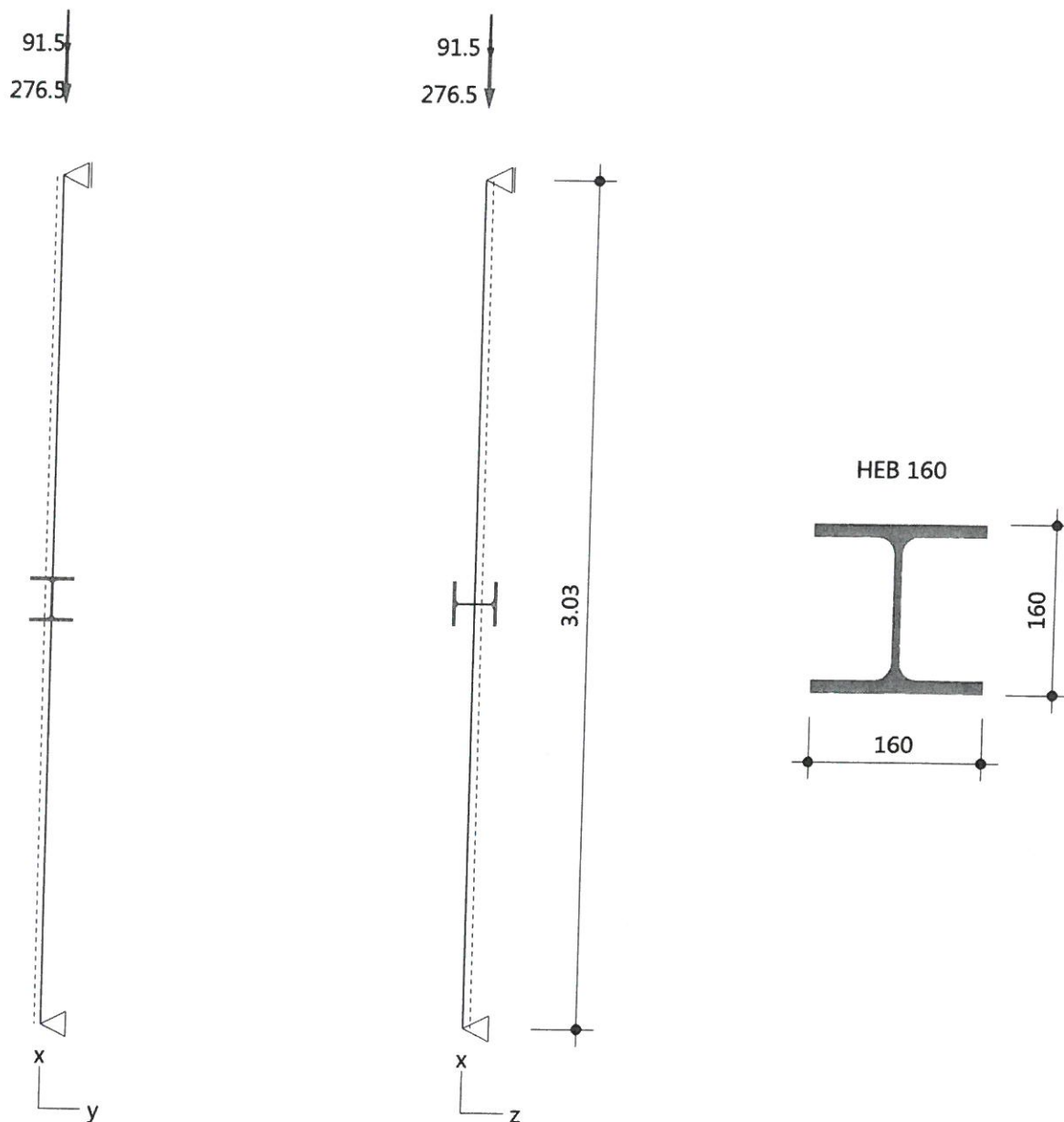
im EG anordnen, Betonwand im OG komplett, auch im

Wandbereich (Achse A + B) dafür ausbauen!

Beachte Achse A Auflager Betonsturz über Fenster Pos. 62!

Lage im Bereich HEM 300, ggf. abbrechen und 2 x HEA 120 o.glw. neu anordnen! Aus Sturzlast ($q < 10 \text{ KN/m}$) zusätzlich $2 \text{ m} \times 10 \text{ KN/m} / 2 = 10 \text{ KN}$!Alternativ HEM 120 ($b=126 \text{ mm}$ und $h = 140 \text{ mm}$), beachte Angaben

Ausführungsplanung Architekt und weitere Festlegungen!



Stütze: Höhe = 3.03 m S235 HEB 160

Lagerbedingungen

Nr	x [m]	Verschiebungen ^{*)}			Verdrehungen ^{*)}		
		ux [kN/m]	uy [kN/m]	uz [kN/m]	Φ_x [kNm/rad]	Φ_y [kNm/rad]	Φ_z [kNm/rad]
1	0.00	-1	-1	-1	-1	0.0	0.0
2	3.03	0.00	-1	-1	-1	0.0	0.0

^{*)} -1 = starr, 0 = frei, > 0 = elastisch

Belastung

Einwirkungen(Ew)

Id	Typ	Bemessungssituation	Name	γ_{sup}	γ_{inf}	ψ_0	ψ_1	ψ_2
99	G	ständig/vorübergehend	ständig	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
2	Q	ständig/vorübergehend	Kat. B: Bürogebäude	1.50	0.00	0.70	0.50	0.30

Durch Vergleichsrechnung
geprüft
Prof. Dipl.-Ing. Volker Schiermeyer

Lasten**Lastarten**

Art 14 = Kopflast kN
Das Eigengewicht wird automatisch berücksichtigt.

Standard-Lastfälle und Lasten

Nr	Art	in/um	pi	a [m]	pj	l [m]	Ew
1	14	in x-Richtung	276.5	3.03		-	99
2	14	in x-Richtung	91.5	3.03		-	2

Ergebnisse**Tragfähigkeit - Lastkombination ständige/vorübergehende Bemessungssituation****Schnittgrößen - Lfk 1**

x [m]	N _{Ed} [kN]	V _{z,Ed} [kN]	M _{y,Ed} [kNm]	V _{y,Ed} [kN]	M _{z,Ed} [kNm]
0.00	-512.3	0.0	0.00	0.0	0.00
3.03	-510.5	0.0	0.00	0.0	0.00

Querschnittstragfähigkeit nach Abschnitt 6.2 ff - Lfk 1 - $\gamma_{M0} = 1,00$

x [m]	Qkl	η_N	η_{Vz}	η_{My}	η_{Vy}	η_{Mz}	η_{MyMz}	η
0.00	1	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40
3.03	1	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40

Stabilitätsnachweis

x [m]	Qkl	N _{Ed} [kN]	M _{y,Ed} [kNm]	Gl	η	Lfk
0.00	1	512.2	0.00	6.46	0.67	1

Gebrauchstauglichkeit - Lastkombination charakteristisch**Verformungsnachweis - Absolutverformung $f_{cd} = 1.0$ cm**

x [m]	f _{x,Ed} [cm]	f _{y,Ed} [cm]	f _{z,Ed} [cm]	f _{res,Ed} [cm]	η	Lfk
3.03	-0.1	0.0	0.0	0.1	0.09	5

Auflagerkräfte**Auflagerkräfte - charakteristisch je Lastfall**

Lager	x	Lf	Ew	R _x [kN]	R _z [kN]	M _y [kNm]	R _y [kN]	M _z [kNm]
Fuss	0.00	Eigengewicht	99	-1.3	-	-	-	-
		Lf 1	99	-276.5	-	-	-	-
		Lf 2	2	-91.5	-	-	-	-
Kopf	3.03	Eigengewicht	99	-	-	-	-	-
		Lf 1	99	-	-	-	-	-
		Lf 2	2	-	-	-	-	-

Übersicht maßgeblicher Lastfallkombinationen

Lfk	Bemessungssituation	[Last:Faktor]
1	ständig/vorübergehend	Eigengewicht: 1.35 + 1:1.35 + 2:1.5
5	charakteristisch	Eigengewicht: 1.0 + 1:1.0 + 2:1.0

Zusammenfassung

Nachweis	Bemessungssituation	Querschnitt	Stabilität	Verformung
Tragfähigkeit	ständig/vorübergehend	0.40	0.67	
Gebrauchstauglichkeit	charakteristisch			

Position: KP S 1 Kopfplatte zu S 1

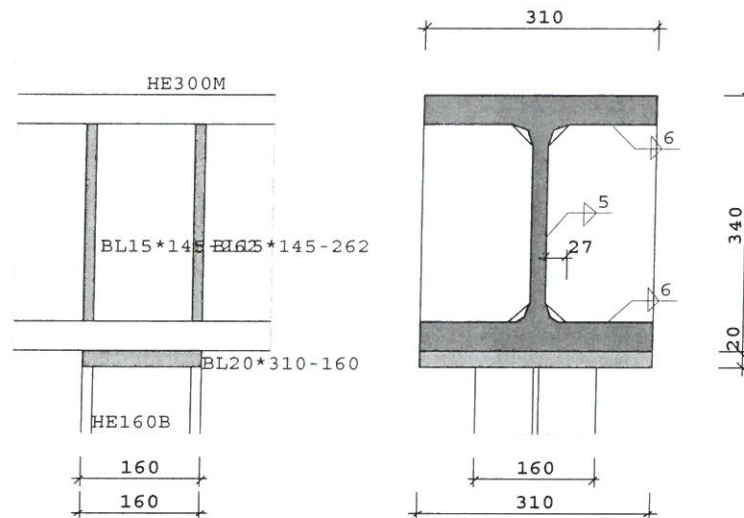
Trägerauflager ST4 02/2018A (Frilo R-2018-2/P07)

Nachweis Kopfplatte zu S1 - HEB 160!

 Beachte Rippen $t = 15 \text{ mm}$ gem. AP!

Lagesicherung z.B. 2 M 16 5.6!

Maßstab 1 : 10



Träger auf Stütze : Auflagerkraft		Fd = 497.00 kN	
Norm	DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12		
Träger	HE300M		
Stütze	HE160B		
Platte	Länge/Breite/Höhe	= 160.0 / 310.0 / 20.0 mm	
Stahl	S235	$f_{yk} = 235.0 \text{ N/mm}^2$	$f_{uk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$
		$f_{wd} = 207.8 \text{ N/mm}^2$	$\beta_w = 0.80$
			$\gamma_{M0} = 1.00$
			$\gamma_{M2} = 1.25$

Nachweis des Trägers mit dreiseitigem doppelten Rippenanschluß					
Rippe	Breite	bR =	144.5 mm	$\leq \max bR =$	144.5 mm
	Höhe	hR =	262.0 mm		
	Aussparung	cR =	27.0 mm		
	Dicke	tR =	15.0 mm	$\geq \text{erft} R =$	13.1 mm
				$\eta =$	0.88
Kraft pro Rippe		vertikal :		horizontal :	
		F1 =	57.30 kN	F2 =	18.75 kN
Doppelkehlnaht am belasteten unteren Flansch (Index 1) :					
Geometrie	Dicke	aw1 =	6.0 mm		
	Länge	lw1 =	117.5 mm		
	Fläche	Aw1 =	1410.0 mm ²		
Spannungen	$\sigma_{wd,1}$	=	40.6 N/mm ²	$\tau_{wd,1}$	= 13.3 N/mm ²
Vergleichsspannung	$\sigma_{wd,V,1}$	=	42.8 N/mm ²		
Nachweis	σ_{wd}	=	42.8 N/mm ² / f_{vwd}	=	207.8 N/mm ²
				$\eta =$	0.21 < 1
Doppelkehlnaht am Steg (Index 2) :					
Geometrie	Dicke	aw2 =	5.0 mm		
	Länge	lw2 =	208.0 mm		
	Fläche	Aw2 =	2080.0 mm ²		
Spannungen	$\tau_{wd,2}$	=	27.5 N/mm ²		
Nachweis	σ_{wd}	=	27.5 N/mm ² / f_{vwd}	=	207.8 N/mm ²

Nachweis des Trägers mit dreiseitigem doppelten Rippenanschluß

$$\eta = 0.13 < 1$$

Doppelkehlnaht am unbelasteten oberen Flansch (Index 3) :

Geometrie	Dicke	aw3 =	6.0 mm	
	Länge	lw3 =	117.5 mm	
	Fläche	Aw3 =	1410.0 mm ²	
Spannungen	$\tau_{wd,3}$	=	13.3 N/mm ²	
Nachweis	σ_{wd}	=	13.3 N/mm ² / f_{vwd}	= 207.8 N/mm ²
			$\eta =$	0.06 < 1

Spannung am Ausrundungsbeginn des Trägerstegs unten :

$$\sigma_{dz} = F_d - 4 \cdot F_1 / (292.0 \text{ mm} \cdot 21.0 \text{ mm}) = -23.72 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Nachweis } \sigma_d = 23.7 \text{ N/mm}^2 / f_{yd} = 235.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\eta = 0.10 < 1$$

Nachweis der umlaufenden Kehlnaht aw = 4.0 mm Platte - Stütze

Steg :				
Nachweis	σ_{wd}	=	91.5 N/mm ² / f_{vwd}	= 207.8 N/mm ²
			$\eta =$	0.44 < 1
Flansch :				
Nachweis	σ_{wd}	=	148.7 N/mm ² / f_{vwd}	= 207.8 N/mm ²
			$\eta =$	0.72 < 1

max $\eta = 0.88 \leq 1$ Nachweis für Stegrippen

Position: FP S 1 A Nachweis Fußplatte zu S 1 in Achse A

Stahlstütze - Fußplatte ST3 02/2018 (Frilo R-2018-2/P08)

System

Bemerkungen

Nachweis Fußplatte zu Pos. S1 im Bereich der Außenwand in Achse A!

Hier mit zusätzl. Last Fenstersturz: $1,35 \times 10 = 13,5 \text{ KN (+499KN)}$

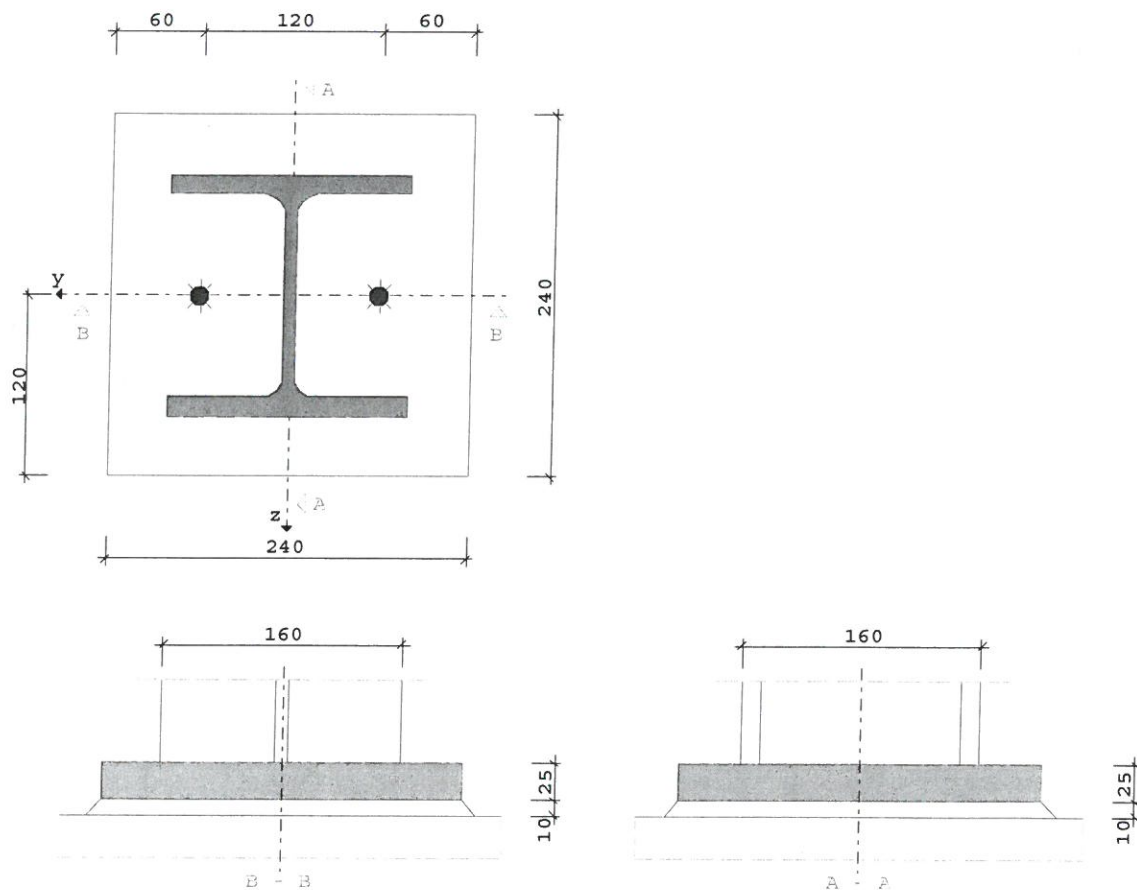
Lagesicherung z.B. 2 FAZ II M 12 o.glw.!

Kopfplatte siehe Pos. KP S1!

Beachte Ang. ausf. Firma und Vorgaben Architekt!

Grafik

Maßstab 1 : 5



Kennwerte

Nachweisführung nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12

Stütze	A cm ²	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	h mm	t _w mm	b mm	t _f mm	r mm
HE 160 B	54.30	2490.0	889.0	160.0	8.0	160.0	13.0	15.0

Fußplatte	Länge	Breite	Dicke	Fugendicke	aw Steg	aw Flansch
[mm]	240.0	240.0	25.0	10.0	4.0	4.0

Stahl	f _y N/mm ²	f _u N/mm ²	γ _{M0}	γ _{M2}	β _w	f _{wvd} N/mm ²	Beton	α _c	γ _c	f _{cd} N/mm ²	EModul N/mm ²
S235	235.0	360.0	1.00	1.25	0.80	207.8	C 16/20	0.85	1.50	9.1	29000.0

Anker	Anzahl	f_{yb}	f_{ub}	N/mm^2	
M 12 - 4.6 R	2	240.0	400.0		Gewinde in Fuge

Ankerabstände bezogen auf die Außenkante der Fußplatte in Richtung

Steg	e_1	e_2	Flansch	w_3	w_1	w_2
	120.0	120.0		60.0	120.0	60.0

Nachweis	Berechnungsoptionen (Vorgaben)
Querkraft	Es wird kein Querkraftnachweis über Anker geführt

Ergebnisse**Ergebnisse Kombination 1**

Nr	Bezeichnung	$N_d[kN]$	$M_{yd}[kNm]$	$V_{zd}[kN]$	$V_{yd}[kN]$
1	Kombination 1	512.50	0.00	0.00	0.00

Nachweis der Fußplatte mit dem Komponentenmodell (Druck)Tragfähigkeit $NAR_d = 520.1 \text{ kN}$ $\eta = 0.99 < 1$ **Druckkomponente**

Festigkeit Lagerfuge	$f_{jd} = 9.1 \text{ N/mm}^2$				
Anschlußbeiwert	$\beta_j = 0.67$				
Faktor	$sqA_{1A0} = 1.50$				
Ausbreitungsbreite	$c = 73.5 \text{ mm}$	Dicke	$t = 25.0 \text{ mm}$		
Flansch	$A_{eff1} = 286.7 \text{ cm}^2$		$\sigma_{D1} = 8.9 \text{ N/mm}^2$		
Steg	$A_{eff2} = 0.0 \text{ cm}^2$		$\sigma_{D2} = 0.0 \text{ N/mm}^2$		
Druckfläche	$A_{eff} = 573.3 \text{ cm}^2$	NAR_d	$= 520.09 \text{ kN}$		

Nachweis der Schweißnähte aus Teilschnittgrößen

Querschnittsteil	σ_{wd}		erf.aw	vorh.aw		η
Steg	166.0	N/mm^2	3.2	4.0	mm	0.80
Gurt	166.0	N/mm^2	3.2	4.0	mm	0.80

maximale Auslastung $\eta = 0.99 < 1$ Nachweis der Fußplatte mit dem Komponentenmodell

Position: FP S 1 B Nachweis Fußplatte zu S 1 in Achse B

Stahlstütze - Fußplatte ST3 02/2018 (Frilo R-2018-2/P08)

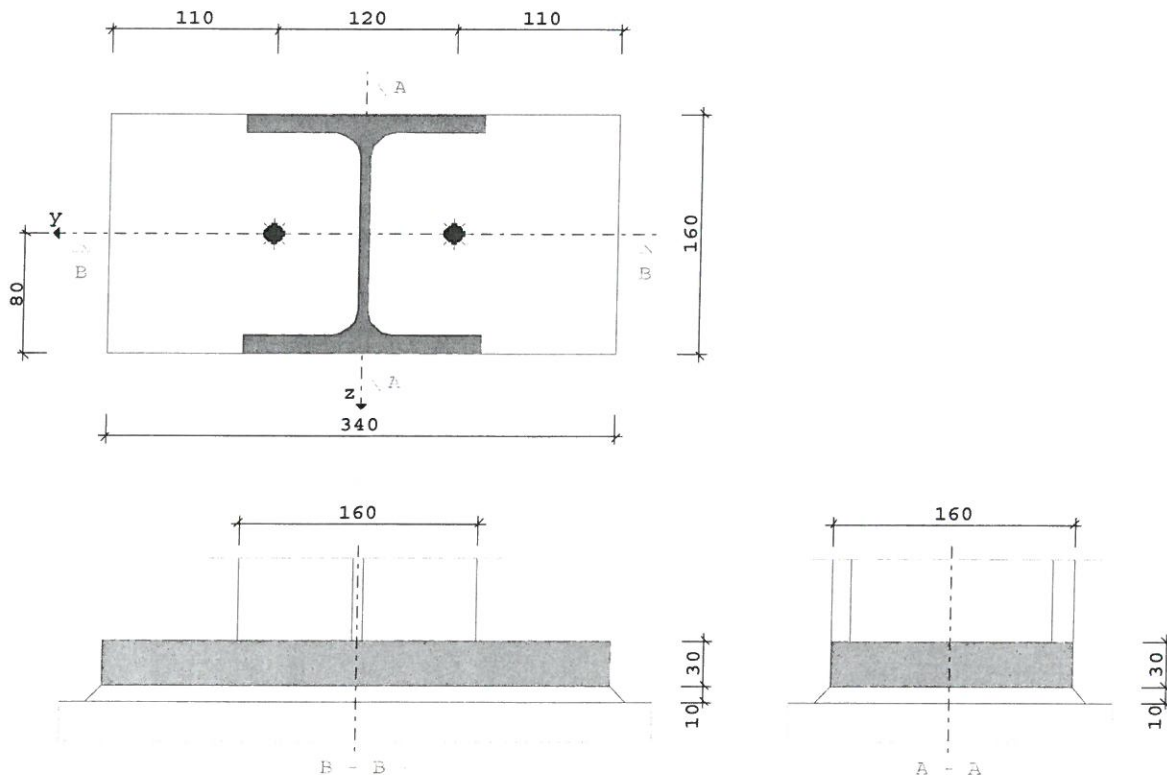
System

Bemerkungen

Nachweis Fußplatte zu Pos. S1 in Achse B ohne Sturzlaster!
Beachte Stütze Pos. S1.1! Stützen konstr. verschrauben!
Lagesicherung z.B. 2 FAZ II M 12 o.glw.!
Kopfplatte siehe Pos. KP S1!
Beachte Ang. ausf. Firma und Vorgaben Architekt!
Die rechn. Überschreitung von 3 % im Bereich Pressung Betondecke wird ($1,03 > 1!$) wird als zulässig unterstellt! Ggf. Platte gem. AP etwas größer (180 mm) mit einseitigem Überstand ausführen!
Die Stb.-stütze im EG unterhalb ist 24/36,5 cm groß, keine weiteren Nachweise hierzu erf.!

Grafik

Maßstab 1 : 5



Kennwerte

Nachweisführung nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12

Stütze	A cm2	I _y cm4	I _z cm4	h mm	t _w mm	b mm	t _f mm	r mm			
HE 160 B	54.30	2490.0	889.0	160.0	8.0	160.0	13.0	15.0			
Fußplatte	Länge	Breite	Dicke	Fugendicke		aw Steg		aw Flansch			
[mm]	160.0	340.0	30.0	10.0		4.0		4.0			
Stahl	f _y N/mm2	f _u N/mm2	γ _{M0}	γ _{M2}	β _w	f _{vwd} N/mm2	Beton	α _c	γ _c	f _{cd} N/mm2	EModul N/mm2
S235	235.0	360.0	1.00	1.25	0.80	207.8	C 16/20	0.85	1.50	9.1	29000.0

Durch Vergleichsrechnung
geprüft
Prof. Dipl.-Ing. Volker Schiarmeyer

Anker	Anzahl	f_{yb}	f_{ub}	N/mm ²	
M 12 - 4.6 R	2	240.0	400.0		Gewinde in Fuge

Ankerabstände bezogen auf die Außenkante der Fußplatte in Richtung

Steg	e1	e1	Flansch	w3	w1	w3
	80.0	80.0		60.0	120.0	60.0

Nachweis	Berechnungsoptionen (Vorgaben)
Querkraft	Es wird kein Querkraftnachweis über Anker geführt

Ergebnisse**Ergebnisse Kombination 1**

Nr	Bezeichnung	Nd[kN]	Myd[kNm]	Vzd[kN]	Vyd[kN]
1	Kombination 1	499.00	0.00	0.00	0.00

Nachweis der Fußplatte mit dem Komponentenmodell (Druck)Tragfähigkeit $NARd = 485.7 \text{ kN}$ $\eta = 1.03 > 1!$ **Druckkomponente**

Festigkeit Lagerfuge	$f_{jd} = 9.1 \text{ N/mm}^2$			
Anschlußbeiwert	$\beta_j = 0.67$			
Faktor	$sqA1A0 = 1.50$			
Ausbreitungsbreite	$c = 88.2 \text{ mm}$	Dicke	$t = 30.0 \text{ mm}$	
Flansch	$A_{eff1} = 267.7 \text{ cm}^2$		$\sigma_{D1} = 9.3 \text{ N/mm}^2$	
Steg	$A_{eff2} = 0.0 \text{ cm}^2$		$\sigma_{D2} = 0.0 \text{ N/mm}^2$	
Druckfläche	$A_{eff} = 535.5 \text{ cm}^2$	$NARd$	$= 485.72 \text{ kN}$	

Nachweis der Schweißnähte aus Teilschnittgrößen

Querschnittsteil	σ_{wd}		erf.aw	vorh.aw		η
Steg	161.6	N/mm2	3.1	4.0	mm	0.78
Gurt	161.6	N/mm2	3.1	4.0	mm	0.78

maximale Auslastung $\eta = 1.03 > 1!$ Nachweis der Fußplatte mit dem Komponentenmodell

Position: S 1.1 Stütze hinter S1 Achse B im 1. OG

Stahlstütze STS+ 02/2018 (Frilo R-2018-2/P08)

Grundparameter

Bemessungsnorm	:	DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12
Sicherheitskonzept/Lastkombinatorik	:	DIN EN 1990/NA:2010-12
Kombination ständiger Lasten	:	alle gleiches γ_F ($\gamma_{G,sup}$ oder $\gamma_{G,inf}$)
Querschnittsbemessung	:	plastisch
Stabilitätsnachweis nach	:	6.3.3 - Anhang A
Bemessungssituation Gebrauchstauglichkeit	:	charakteristisch
Nachweis Absolutverformung mit	$\delta_{lim} =$	1.0 cm

System Pendelstütze

Nachweis der Stütze unter Pos. 74 im 1. OG als Ersatz für die Auflagerung auf der Stb.-wand (siehe Einbau Pos. T1)!

Der Betonbalken Pos. 74 geht von Achse 9 bis 15 durch und ist mit der Decke verbunden, der Ersatz einer Stb.-stütze mit biegesteifem Anschluss durch eine Pendelstütze nur für die Vertikallast ist aus Sicht des Aufstellers vertretbar.

Max. mögliche Knicklänge: $3,21 \text{ m} + 0,06 \text{ m} - 1,00 \text{ m} < 2,30 \text{ m}$

Beachte Hinweise Pos. T1 und S1! Beachte Angaben Ausführungs-planung Architekt und ggf. weitere örtliche Festlegungen!

Stütze S1.1 mit Pos. S1 ggf. konstr. verschrauben!

Kopfplatte konstr. gew. **125**x240x15 mm (Beachte FP S 1.1)

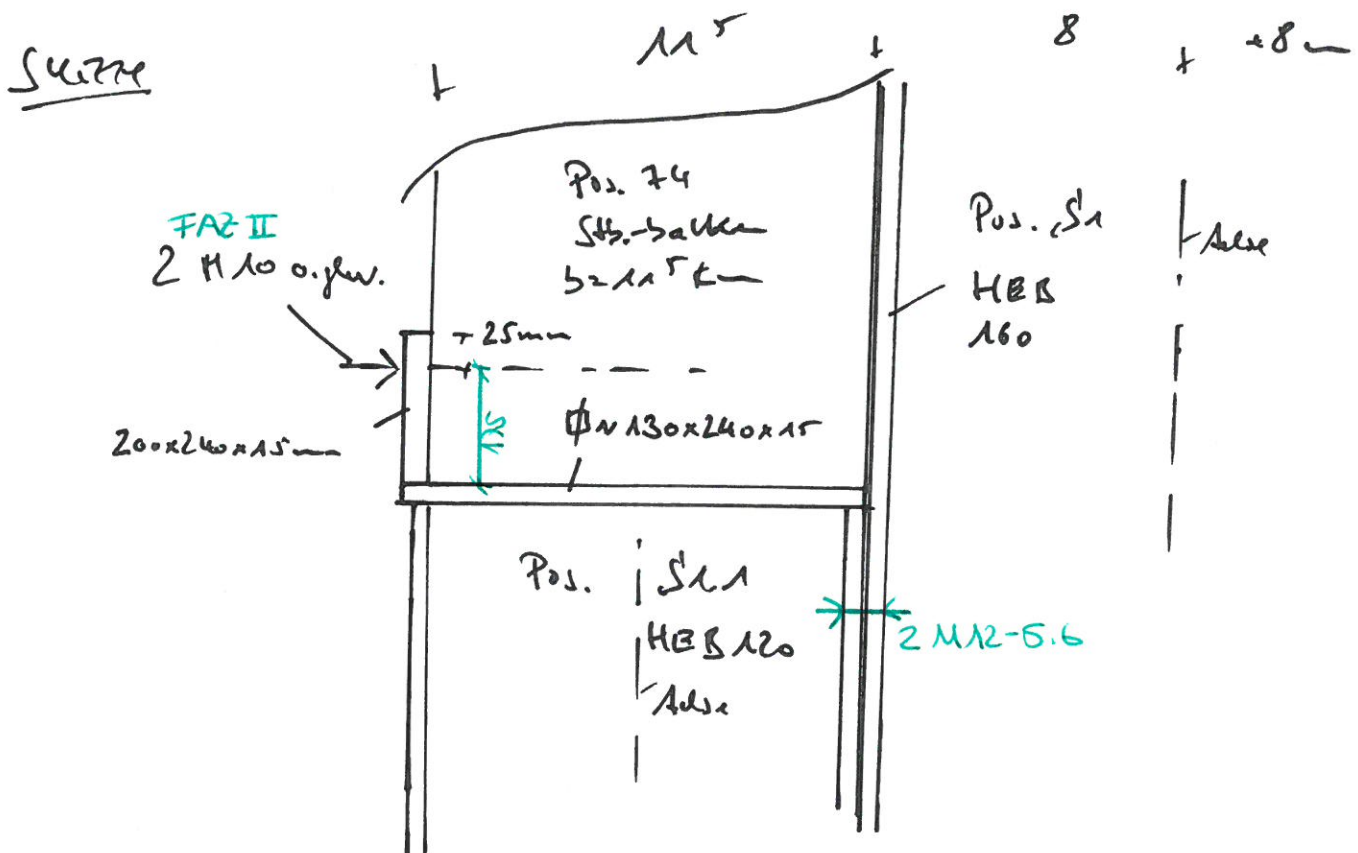
Lagesicherung oben über angeschweißte Platte 200x240x15 auf der Rückseite und 2 M 10 in den Betonbalken sowie Verschraubung mit

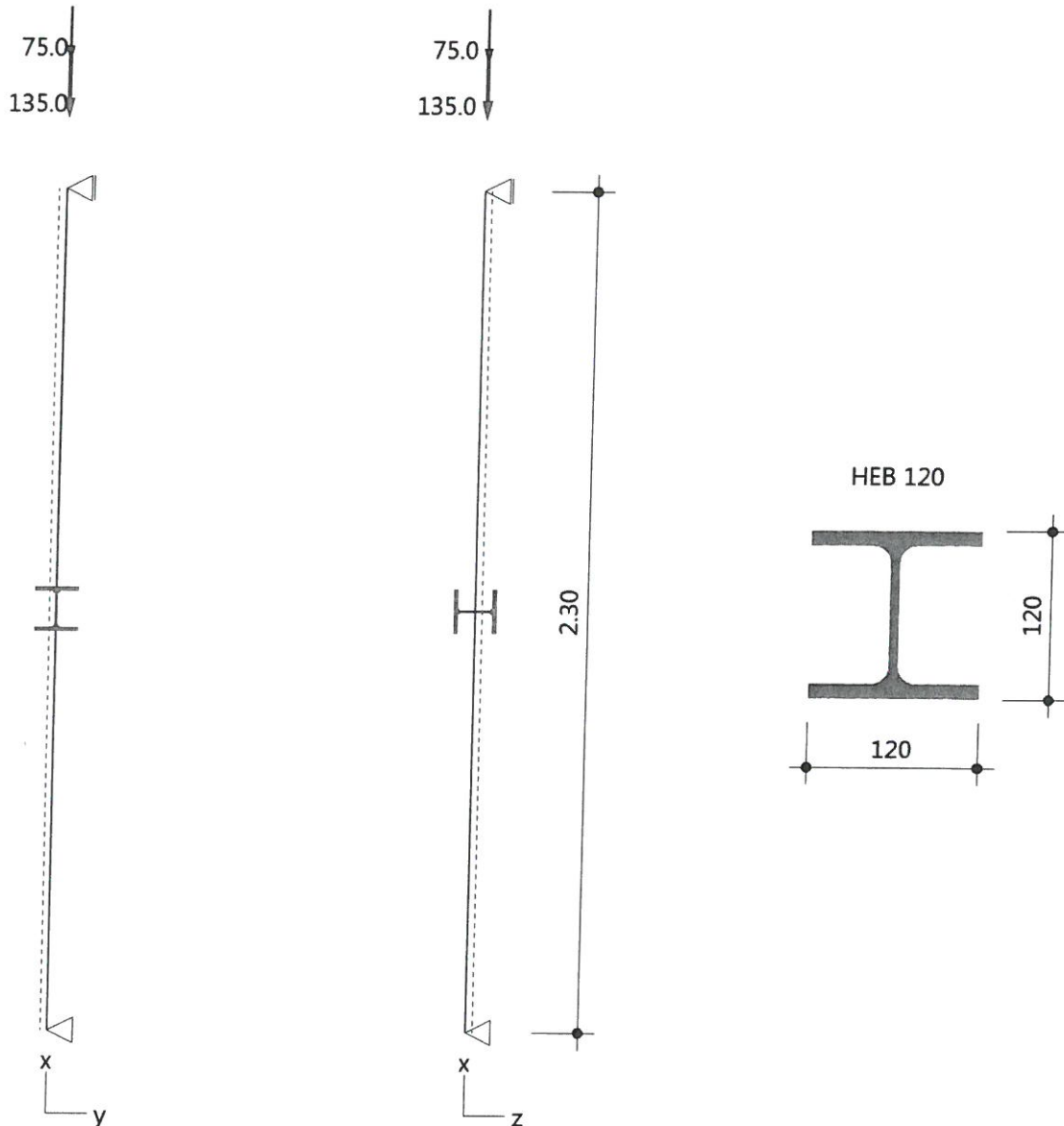
Pos. S1 (2 M 12 5.6) im oberen Bereich der Pos. S 1.1!

Max. Belastung ca. $1,15 \times 3,75 \text{ m} \times <(10+5)\text{KN/m} = 43,1 + 21,6$

gew. $G = 45 \text{ kN}$; $P = 25 \text{ kN}$! Nur Last aus Endfeld Pos. 49+g 74

im 1.OG, 2.OG und 3.OG! Somit Faktor Gesamtlast: 3!





Stütze: Höhe = 2.30 m S235 HEB 120

Lagerbedingungen

Nr	x [m]	Verschiebungen ^{*)}			Verdrehungen ^{*)}		
		u_x [kN/m]	u_y [kN/m]	u_z [kN/m]	Φ_x [kNm/rad]	Φ_y [kNm/rad]	Φ_z [kNm/rad]
1	0.00	-1	-1	-1	-1	0.0	0.0
2	2.30	0.00	-1	-1	-1	0.0	0.0

^{*)} -1 = starr, 0 = frei, > 0 = elastisch

Belastung

Einwirkungen(Ew)

Id	Typ	Bemessungssituation	Name	γ_{sup}	γ_{inf}	ψ_0	ψ_1	ψ_2
99	G	ständig/vorübergehend	ständig	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
2	Q	ständig/vorübergehend	Kat. B: Bürogebäude	1.50	0.00	0.70	0.50	0.30

Durch Vergleichsrechnung
geprüft
Prof. Dipl.-Ing. Volker Schiermeyer

Lasten**Lastarten**

Art 14 = Kopflast kN
Das Eigengewicht wird automatisch berücksichtigt.

Standard-Lastfälle und Lasten

Nr	Art	in/um	pi	a [m]	pj	l [m]	Ew
1	14	in x-Richtung	135.0	2.30	-	-	99
2	14	in x-Richtung	75.0	2.30	-	-	2

Ergebnisse**Tragfähigkeit - Lastkombination ständige/vorübergehende Bemessungssituation****Schnittgrößen - Lfk 1**

x [m]	N _{Ed} [kN]	V _{z,Ed} [kN]	M _{y,Ed} [kNm]	V _{y,Ed} [kN]	M _{z,Ed} [kNm]
0.00	-295.6	0.0	0.00	0.0	0.00
2.30	-294.8	0.0	0.00	0.0	0.00

Querschnittstragfähigkeit nach Abschnitt 6.2 ff - Lfk 1 - $\gamma_{M0} = 1,00$

x [m]	Qkl	η_N	η_{Vz}	η_{My}	η_{Vy}	η_{Mz}	η_{MyMz}	η
0.00	1	0.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.37
2.30	1	0.37	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.37

Stabilitätsnachweis

x [m]	Qkl	N _{Ed} [kN]	M _{y,Ed} [kNm]	GI	η	Lfk
0.00	1	295.6	0.00	6.46	0.61	1

Gebrauchstauglichkeit - Lastkombination charakteristisch**Verformungsnachweis - Absolutverformung $f_{cd} = 1.0$ cm**

x [m]	f _{x,Ed} [cm]	f _{y,Ed} [cm]	f _{z,Ed} [cm]	f _{res,Ed} [cm]	η	Lfk
2.30	-0.1	0.0	0.0	0.1	0.06	5

Auflagerkräfte**Auflagerkräfte - charakteristisch je Lastfall**

Lager	x Lf [m]	Ew	R _x [kN]	R _z [kN]	M _y [kNm]	R _y [kN]	M _z [kNm]
Fuss	0.00 Eigengewicht	99	-0.6	-	-	-	-
	Lf 1	99	-135.0	-	-	-	-
	Lf 2	2	-75.0	-	-	-	-
Kopf	2.30 Eigengewicht	99	-	-	-	-	-
	Lf 1	99	-	-	-	-	-
	Lf 2	2	-	-	-	-	-

Übersicht maßgeblicher Lastfallkombinationen

Lfk	Bemessungssituation	[Last:Faktor]
1	ständig/vorübergehend	Eigengewicht: 1.35 + 1:1.35 + 2:1.5
5	charakteristisch	Eigengewicht: 1.0 + 1:1.0 + 2:1.0

Zusammenfassung

Nachweis	Bemessungssituation	Querschnitt	Stabilität	Verformung
Tragfähigkeit	ständig/vorübergehend	0.37	0.61	0.06
Gebrauchstauglichkeit	charakteristisch			

Position: FP S 1.1 Nachweis Fußplatte zu S 1.1 in Achse B

Stahlstütze - Fußplatte ST3 02/2018 (Frilo R-2018-2/P08)

System**Bemerkungen**

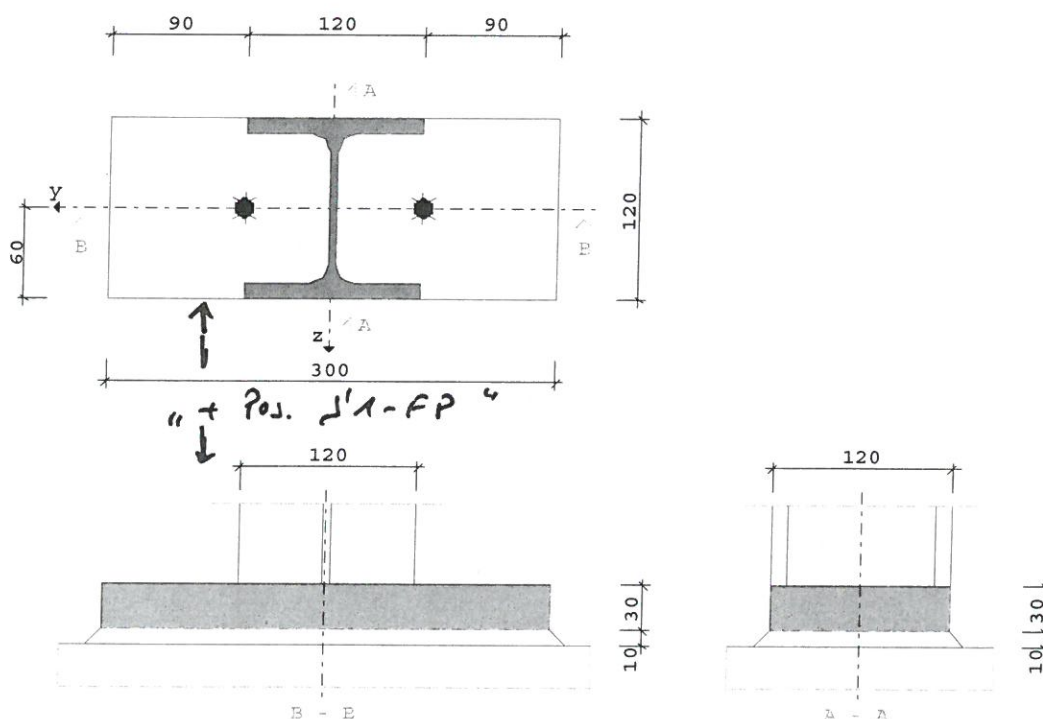
Nachweis Fußplatte zu Pos. S1.1 in Achse B!

Lagesicherung z.B. 2 FAZ II M 12 o.glw.!

Kopfplatte siehe Pos. S1.1, konstr. gew.!

Grafik

Maßstab 1 : 5

**Kennwerte**

Nachweisführung nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12

Stütze	A cm ²	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	h mm	t _w mm	b mm	t _f mm	r mm
HE 120 B	34.00	864.0	318.0	120.0	6.5	120.0	11.0	12.0

Fußplatte	Länge	Breite	Dicke	Fugendicke	aw Steg	aw Flansch
[mm]	120.0	300.0	30.0	10.0	4.0	4.0

Stahl	f _y N/mm ²	f _u N/mm ²	γ _{M0}	γ _{M2}	β _w	f _{wd} N/mm ²	Beton	α _c	γ _c	f _{cd} N/mm ²	EModul N/mm ²
S235	235.0	360.0	1.00	1.25	0.80	207.8	C 16/20	0.85	1.50	9.1	29000.0

Anker	Anzahl	f _{yb}	f _{ub}	N/mm ²
M 12 - 4.6 R	2	240.0	400.0	
Gewinde in Fuge				

Ankerabstände bezogen auf die Außenkante der Fußplatte in Richtung

Steg	e1	e1	Flansch	w3	w1	w3
	60.0	60.0		60.0	120.0	60.0

Durch Vergleichsrechnung
geprüft
Prof. Dipl.-Ing. Volker Schiermeyer

Nachweis	Berechnungsoptionen (Vorgaben)
Querkraft	Es wird kein Querkraftnachweis über Anker geführt

Ergebnisse**Ergebnisse Kombination 1**

Nr	Bezeichnung	Nd[kN]	Myd[kNm]	Vzd[kN]	Vyd[kN]
1	Kombination 1	300.00	0.00	0.00	0.00

Nachweis der Fußplatte mit dem Komponentenmodell (Druck)Tragfähigkeit $NARd = 320.1 \text{ kN}$ $\eta = 0.94 < 1$ **Druckkomponente**

Festigkeit Lagerfuge	$f_{jd} = 9.1 \text{ N/mm}^2$		
Anschlußbeiwert	$\beta_j = 0.67$		
Faktor	$sqA1A0 = 1.50$		
Ausbreitungsbreite	$c = 88.2 \text{ mm}$	Dicke	$t = 30.0 \text{ mm}$
Flansch	$A_{eff1} = 176.5 \text{ cm}^2$		$\sigma_{D1} = 8.5 \text{ N/mm}^2$
Steg	$A_{eff2} = 0.0 \text{ cm}^2$		$\sigma_{D2} = 0.0 \text{ N/mm}^2$
Druckfläche	$A_{eff} = 352.9 \text{ cm}^2$	$NARd = 320.15 \text{ kN}$	

Nachweis der Schweißnähte aus Teilschnittgrößen

Querschnittsteil	σ_{wd}		erf.aw	vorh.aw		η
Steg	132.3	N/mm ²	2.6	4.0	mm	0.64
Gurt	132.3	N/mm ²	2.6	4.0	mm	0.64

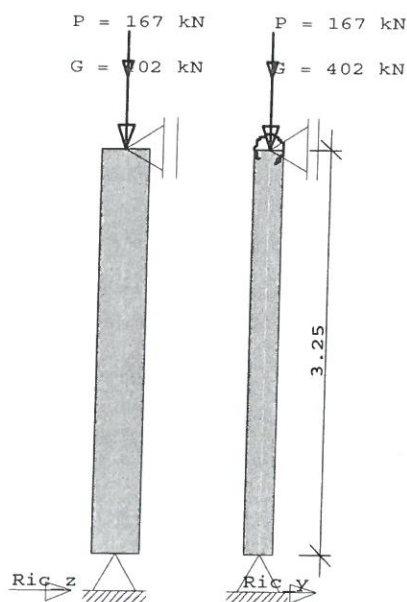
maximale Auslastung $\eta = 0.94 < 1$ Nachweis der Fußplatte mit dem Komponentenmodell

Position: SB 2 Nachweis vorh. Betonstütze im EG

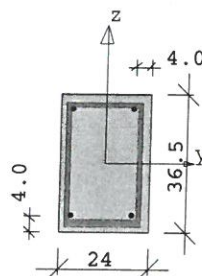
Stahlbetonstütze B5 02/2018 (Frilo R-2018-2/P08)

PENDELSTÜTZE, Rechteck, 2-achsig beansprucht

Berechnungsgrundlage: DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
E = 29000 N/mm² ρ = 2500 kg/m³



C 16/20 BSt 420 S(A)
φ = 3.25
Bewehrung in den Ecken



Nachweis der vorh. Stb.-stütze 24/36,5 cm Pos.
im EG mit Lasten aus Pos. S 1 und S1.1, beachte Ausmitten!

Pos. S1.1 (Ausmitte $\sqrt{6}$ cm n. links)
G = 135 kN ; Mg = 135 x 0,06 = 8,1 kNm
P = 75 kN ; Mp = 75 x 0,06 = 4,5 kNm

Pos. S1 (Ausmitte $\sqrt{8}$ cm n. rechts)
G = 266,5 kN ; Mg = 266,5 x 0,08 = 21,3 kNm
P = 91,5 kN ; Mp = 91,5 x 0,08 = 7,3 kNm

Summe der Lasten siehe Eingabe!

Vorh. Bewehrung 6 d 20 ; Bügel d 8/20 cm

Eingabe als C 16/20 vgl. bar B 225 und Bst. 420 vgl. bar BSt. 3

Der weitere Lastabtrag unterhalb erfolgt analog zum IST-Zustand
ohne weitere Nachweise! Beachte Hinweise Pos. S8 (Lage davor)!

1 Mcry = 10.15 kNm Mcrz = 6.67 kNm

KNOTEN - LASTEN :

LfNr	KNr	V (kN)	ey (cm)	ez (cm)	Py (kN)	Pz (kN)	My (kNm)	Mz (kNm)	EWG	Zus	Alt
1	2	401.50	.	.	.	.	.	.	.	.	g
		166.50	.	.	.	.	.	.	A	.	p
2	2	.	.	.	.	.	.	13.20	.	.	g
		.	.	.	.	.	.	2.80A	.	.	p
		7.12 (Eigengewicht)									

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 $G_{kn} = 6.84e-6$

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)

 Schadensfolgeklasse nach EN 1990 Tab B.1 CC2 $\rightarrow K_{fi} = 1.0$ (Tab B.3)

FLBemBn.DLL: Version 9.0.1.124

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
 $\gamma_C = 1.50$ $\gamma_S = 1.15$ $\phi_{eff} = 2.00$

Bemessungswerte LfKom = 1 in: y-Richtung z-Richtung

System		unverschieblich
Knicklänge	$s_k =$	3.25 3.25 m
Schlankheit	$\lambda =$	46.9 30.8
Normalkraft	$N =$	-801.38 -801.38 kN
bezogene Normalkraft	$n =$	-1.01 -1.01
Schnittmoment	$h = 2.17 \text{ m}, M =$	-14.68 0.00 kNm
Planmässige Ausmitte	$e = M / N =$	1.83 0.00 cm
Bezogene Ausmitte	e/b und $e/d =$	0.0763 0.0000
Ungewollte Ausmitte	$e_i =$	0.81 0.81 cm
Verschiebung Th.2.Ord.	$e_2 =$	0.84 0.08 cm
Bemessungsmoment	$M_{bem} =$	-27.06 6.31 kNm

Bewehrung
 $\text{tot } \omega = .4619$
 $\rho = 1.15 \%$
 $\text{erf } A_s = 10.04 \text{ cm}^2$
 Der Kriecheinfluß wird nach EN 1992-1-1 5.8.4 berücksichtigt.

 $< 18,85 \text{ cm}^2 = \text{vorh. } A_s$

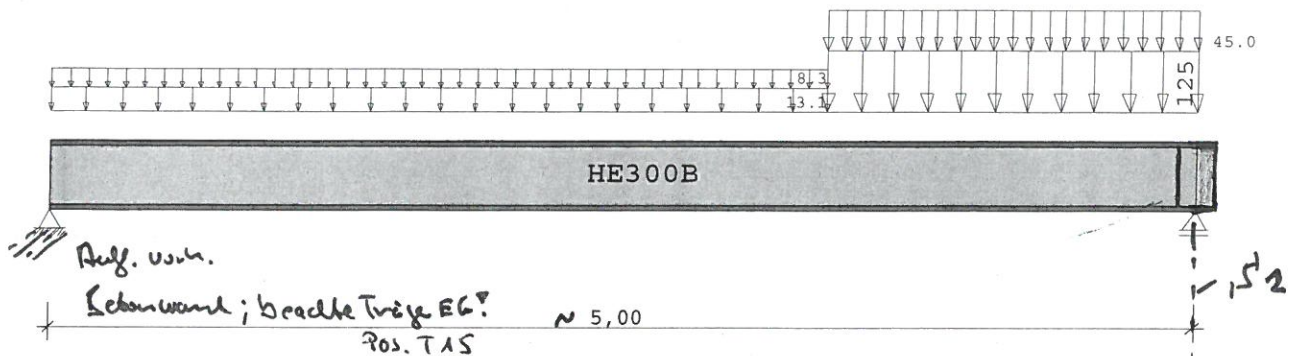
(6420)

2, i. o.

Position: T 2 Stahlträger Wandabbruch Flur im 1. OG

Durchlaufträger DLT10 02/2017 (Frilo R-2017-2/P9)

Maßstab 1:33



Stahlträger S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Nachweis neuer Sturz im Flurbereich 1. OG über dem geplanten
Wandabbruch zw. Achse B und C bzw. Achse 10 und 14!

Max. Belastung aus: g (KN/m) p

q1:

Decke 1. OG: $1,25 \times 1,9 \text{ m} \times q$: $2,375 \text{ m} \times (5,5 + 3,5) \text{ KN/m}^2$

13,10

8,30

bzw. Pos. 49: $10 + 7,9$

q2:

Decke 1.+2.OG $(5,5+3,5) \text{ KN/m}^2$:

26,20

16,60

 $20 + 15,6$ wie q1 $2 \times 3,5 \text{ m} / 2 \text{ vert. } 1,6 \text{ m}$: $< 28,75 (23 \text{ KN})$

18,10 (14,5 KN)

bzw. Pos. 50: $21,9 + 8,6$

Stb.-wand 2.+3.OG (max.) (bzw. Kuv)

 $< 37,90$ Decke 3.OG $(5,5+2) \text{ KN/m}^2$: $< 13,10$ $< 4,75$ wie q1 $3,5 \text{ m} / 2 \text{ vert. } 1,6 \text{ m}$: $< 14,40 (23 \text{ KN})$ $< 5,20 (8,3 \text{ KN})$

Inkl. g, Verkleidung + Rundung:

 $< 125,00 + < 45,00 \leq 170 \text{ KN/m}$

so belassen, siehe Seite 9

vgl. Pos. T12 Seite 90
u. Lasten auf T15

System	Länge	Querschnittswerte			
Feld	L (m)		QNr.	I (cm ⁴)	Wo (cm ³) Wu (cm ³)
1	5.000	konstant	1	25170.0	1680.0 1680.0 HE300B

Trägerbezogene Lasten (kN,m)							
Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L 3=Einzelmoment bei a 5=Dreieckslast über L			2=Einzellast bei a 4=Trapezlast von a - a+b 6=Trapezlast über L		
Typ EG Gr	VK	$g_{l/r}$	$q_{l/r}$	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
4 B	0.000	13.100	8.300	1.000	0.000 3.400		q1
		13.100	8.300				
4 B	0.000	125.000	45.000	1.000	3.400 1.600		q2
		125.000	45.000				

Eigengewicht des Trägers ist mit $\gamma = 78.5 \text{ kN/m}^3$ berücksichtigt.

Einwirkungen:

Nr KI Bezeichnung

 ψ_0 ψ_1 ψ_2 γ

B 1 Büros

0.70

0.50

0.30

1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> $K_{Fi} = 1.0$ Tab. B3
 In den folgenden Tabellen steht am Ende der Zeilen ein Verweis auf die Nummer der zug. Überlagerung (siehe unten).
 In Tabellen mit Gammafachen Schnittgrößen steht zusätzlich ein Verweis auf die Leiteinwirkung.

Ergebnisse für 1-fache Lasten
Feldmomente Maximum

(kNm , kN)

Feld	Mf	M li	M re	V li	V re	komb
1 x0 = 3.500	191.65	0.00	0.00	94.47	-256.14	2

Stützmomente Maximum

(kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	94.47	94.47	64.32	2
2	0.00	0.00	-256.14	0.00	256.14	186.07	2

Auflagerkräfte

(kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	64.32	30.15	0.00	94.47	94.47	64.32
2	186.07	70.07	0.00	256.14	256.14	186.07
Summe:	250.39	100.22	0.00	350.61	350.61	250.39

Auflagerkräfte

(kN)

EG	Stütze 1		Stütze 2	
	max	min	max	min
g	64.3	64.3	186.1	186.1
B	30.1	0.0	70.1	0.0
Sum	94.5	64.3	256.1	186.1

Ergebnisse für γ -fache Lasten

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

Feldmomente Maximum

(kNm , kN)

Feld	Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re	komb
1 x0 = 3.500	266.90	0.00	0.00	132.05	-356.30	B 2

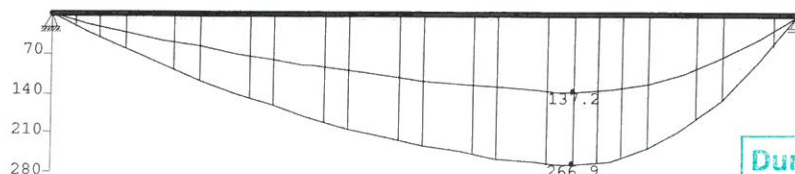
Stützmomente Maximum

(kNm , kN)

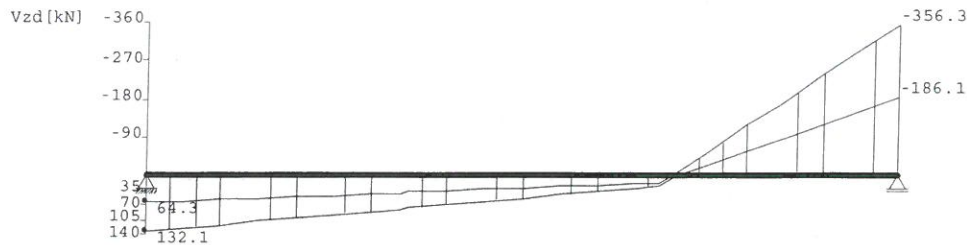
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	132.05	132.05	64.32	B 2
2	0.00	0.00	-356.30	0.00	356.30	186.07	B 2

Maßstab 1 : 50

Myd [kNm]



Durch Vergleichsrechnung
 geprüft
 Prof. Dipl.-Ing. Volker Schiermeyer



Querschnitte S235		fyk = 235 N/mm ²				
Art	Name	Npl	Mplyd	Vplyd	Mplyd	Vplyd
4	HE300B	3502	440	642	205	1547

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.1)									$\gamma_{M0} = 1.00$	
Feld Nr.	x (m)	QNr.	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	σ_v (N/mm ²)	τ	QKL	η	komb	
1	0.000	1	0.0	132.1	75	43	1	0.32	B	2
	3.500	1	266.9	0.4	159	0	1	0.68	B	2
	5.000	1	0.0	-356.3	203	117	1	0.86	B	2

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.2)							γM0 = 1.00		
Feld Nr.	x (m)	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	QKL (-)	ρ (-)	M,Rd (kNm)	η	komb	
1	0.000	0.0	132.1	1	0.00	440.2	0.21	B	2
	3.500	266.9	0.4	1	0.00	440.2	0.61	B	2
	5.000	0.0	-356.3	1	0.01	439.7	0.55	B	2

Biegedrillknicken nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 Gl.6.54, Anhang B
Der Druckgurt ist nur an den Auflagern gehalten.
 Die Lasten sind OK Balken angesetzt.

Feld Nr.	MEd,y (kNm)	MRk,y (kNm)	λ_{lt}	κ_{lt}	γ_M	Eta	komb	
1	265.66	440.21	0.59	0.92	1.10	0.72	B	2

Zulässige Durchbiegungen : im Feld $zul f = L / 300$
 charakteristische Kombination

Feld Nr.	x (m)	fg (cm)	ftot (cm)	f (cm)	zul f (cm)	η	komb	
1	2.750	0.62	0.88	0.876	1.667	0.53	2	

In der folgenden Tabelle sind die Lasten mit der internen Numerierung angegeben. Die anschließende Tabelle der gerechneten Kombinationen referenziert auf diese Nummern.

Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L	2=Einzellast bei a
		3=Einzelmoment bei a	4=Trapezlast von a - a+b
		5=Dreieckslast über L	6=Trapezlast über L

Nr.	Feld	Typ	Grp	g1	q1	g2	q2	Faktor	Abstand	Länge
1	1	4	B 1	13.10	8.30	13.10	8.30	1.00	0.00	3.40
2	4	B 1		125.00	45.00	125.00	45.00	1.00	3.40	1.60

Gerechnete Kombinationen aus 2 Lasten

Last	K1	K2
------	----	----

1	g	g
2	.	x
2	.	x

Die vorstehenden Kombinationen werden wie folgt bearbeitet:

Beim Nachweis der Tragsicherheit werden die ständigen Lasten

alle gleichzeitig alternierend mit γ_{G} = 1,00 / 1,35 beaufschlagt.

Wenn in einer Kombination p-Lasten aus unterschiedlichen Einwirkungen

vorhanden sind, dann wird jeweils untersucht, welche Einwirkung die

Leiteinwirkung ist.

Die Auswirkung der Lasteinwirkungsdauer wird ebenfalls geprüft.

Position: S 2 Stützen unter T2 im 1. OG**- HEB 140**

Stahlstütze STS+ 02/2017 (Frilo R-2017-2/P9)

Grundparameter

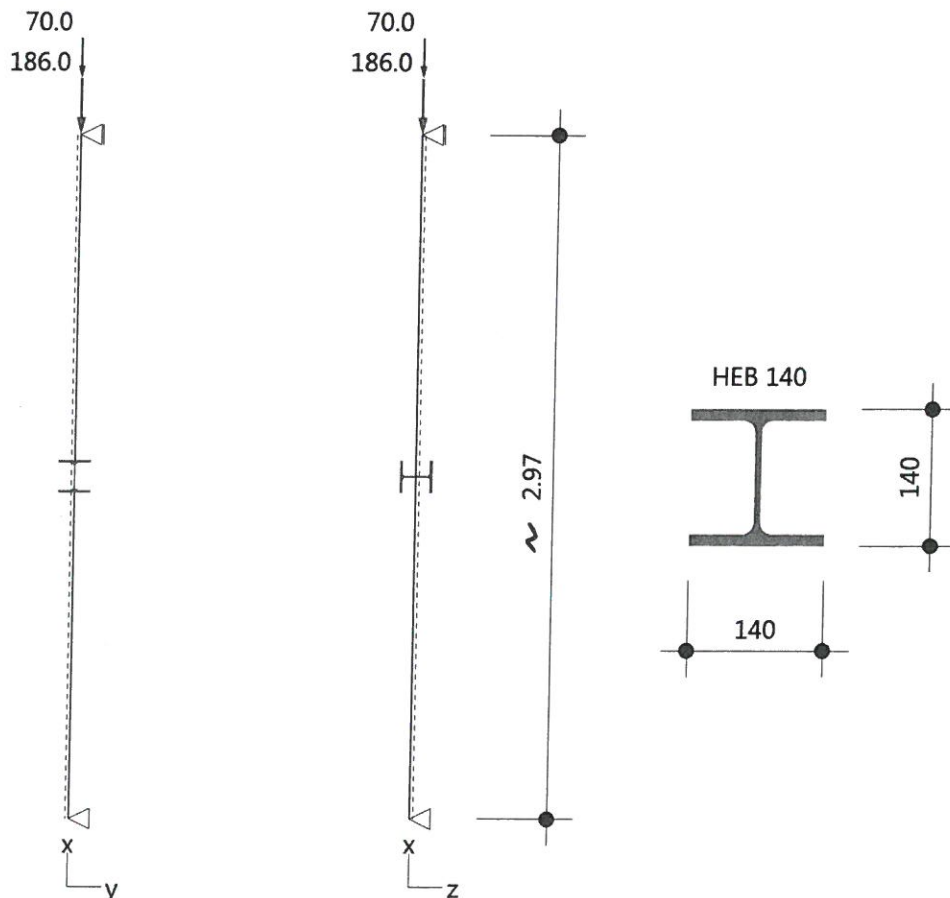
Bemessungsnorm	:	DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12
Sicherheitskonzept/Lastkombinatorik	:	DIN EN 1990/NA:2010-12
Kombination ständiger Lasten	:	alle gleiches γ_F ($\gamma_{G,sup}$ oder $\gamma_{G,inf}$)
Querschnittsbemessung	:	plastisch
Stabilitätsnachweis nach	:	6.3.3 - Anhang A
Bemessungssituation Gebrauchstauglichkeit	:	charakteristisch
Nachweis Absolutverformung mit	$\delta_{lim} =$	1.0 cm

System Pendelstütze

Nachweis der beiden Stützen unter Pos. T2 im 1. OG (Flur)!

Max. mögliche Knicklänge: $3,21 \text{ m} + 0,06 \text{ m} - 0,30 \text{ m} < 2,97 \text{ m}$

bzw. ggf. kürzer sofern der Träger T2 nicht direkt unter der Decke liegt bzw. die Decke dicker ist! Beachte Ang. AP Architekt!



Stütze: Höhe = 2.97 m S235 HEB 140

Lagerbedingungen

Nr	x [m]	Verschiebungen*)			Verdrehungen*)		
		ux [kN/m]	uy [kN/m]	uz [kN/m]	Φ_x [kNm/rad]	Φ_y [kNm/rad]	Φ_z [kNm/rad]
1	0.00	-1	-1	-1	-1	0.0	0.0
2	2.97	0.00	-1	-1	-1	0.0	0.0

*) -1 = starr, 0 = frei, > 0 = elastisch

Belastung**Einwirkungen(Ew)**

Id	Typ	Situation	Name	γ_{sup}	γ_{inf}	ψ_0	ψ_1	ψ_2
99	G	P/T	ständig	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
2	Q	P/T	Kat. B: Bürogebäude	1.50	0.00	0.70	0.50	0.30

Lasten**Lastarten**

Art 14 = Kopflast kN

Das Eigengewicht wird automatisch berücksichtigt.

Lasten

Nr	Art	in/um	p_i	a [m]	p_j	l [m]	Ew
1	14	x	186.0	2.97		-	99
2	14	x	70.0	2.97		-	2

Ergebnisse**Tragfähigkeit - Lastkombination ständige/vorübergehende Bemessungssituation****Schnittgrößen - Komb 1**

x [m]	N_{Ed} [kN]	$V_{z,Ed}$ [kN]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	$V_{y,Ed}$ [kN]	$M_{z,Ed}$ [kNm]
0.00	-357.5	0.0	0.00	0.0	0.00
2.97	-356.1	0.0	0.00	0.0	0.00

Querschnittstragfähigkeit nach Abschnitt 6.2 ff - Komb 1 - $\gamma_{M0} = 1,00$

x [m]	Qkl	η_N	η_{Vz}	η_{My}	η_{Vy}	η_{Mz}	η_{MyMz}	η
0.00	1	0.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.35
2.97	1	0.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.35

Stabilitätsnachweis

x [m]	Qkl	N_{Ed} [kN]	$M_{y,Ed}$ [kNm]	Gl	η	Komb
0.00	1	357.4	0.00	6.46	0.64	1

Gebrauchstauglichkeit - Lastkombination charakteristisch**Verformungsnachweis - Absolutverformung $f_{cd} = 1.0$ cm**

x [m]	$f_{x,Ed}$ [cm]	$f_{y,Ed}$ [cm]	$f_{z,Ed}$ [cm]	$f_{res,Ed}$ [cm]	η	Komb
2.97	-0.1	0.0	0.0	0.1	0.08	5

Auflagerkräfte**Auflagerkräfte - charakteristisch je Lastfall**

Lager	x Lf [m]	Ew	R_x [kN]	R_z [kN]	M_y [kNm]	R_y [kN]	M_z [kNm]
Fuss	0.00 Eigengewicht	99	-1.0	-	-	-	-
	Lf 1	99	-186.0	-	-	-	-
	Lf 2	2	-70.0	-	-	-	-
Kopf	2.97 Eigengewicht	99	-	-	-	-	-
	Lf 1	99	-	-	-	-	-
	Lf 2	2	-	-	-	-	-

Übersicht maßgeblicher Kombinationen

Komb	Bemessungssituation	[Last:Faktor]
1	ständig/vorübergehend	Eigengewicht: $1.35 + 1:1.35 + 2:1.5$
5	charakteristisch	Eigengewicht: $1.0 + 1:1.0 + 2:1.0$

Zusammenfassung

Nachweis	Bemessungssituation	Querschnitt	Stabilität	Verformung
Tragfähigkeit Gebrauchstauglichkeit	ständig/vorübergehend charakteristisch	0,35	0,64	0,08

Position: KP S 2 Kopfplatte zu S 2

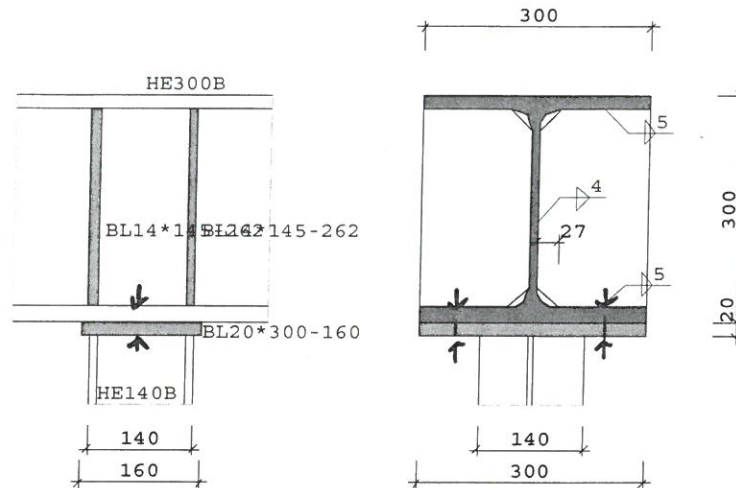
Trägersauflager ST4 02/2017A (Frilo R-2017-2/P9)

Nachweis Kopfplatte zu S2 - HEB 140!

 Beachte Rippen $t = 14$ mm gem. AP!

Lagesicherung 2 M 16 5.6 oder örtlich verschweißen!

Maßstab 1 : 10



Träger auf Stütze : Auflagerkraft		$F_d \approx 357.30$ kN
Norm	DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12	
Träger	HE300B	
Stütze	HE140B	
Platte	Länge/Breite/Höhe = 160.0 / 300.0 / 20.0 mm	
Stahl	S235 $f_{yk} = 235.0$ N/mm ² $f_{uk} = 360.0$ N/mm ² $\gamma_{M0} = 1.00$	
	$f_{vw,d} = 207.8$ N/mm ² $\beta_w = 0.80$ $\gamma_{M2} = 1.25$	

Nachweis des Trägers mit dreiseitigem doppelten Rippenanschluß

Rippe	Breite	$b_R = 144.5$ mm	$\leq \max b_R = 144.5$ mm
	Höhe	$h_R = 262.0$ mm	
	Aussparung	$c_R = 27.0$ mm	
	Dicke	$t_R = 14.0$ mm	$\geq \text{erft} R = 13.1$ mm
			$\eta = 0.94$

Kraft pro Rippe	vertikal :	horizontal :
	$F_1 = 55.07$ kN	$F_2 = 18.02$ kN

Doppelkehlnaht am belasteten unteren Flansch (Index 1) :

Geometrie	Dicke	$a_{w1} = 5.0$ mm	
	Länge	$l_{w1} = 117.5$ mm	
	Fläche	$A_{w1} = 1175.0$ mm ²	
Spannungen	$\sigma_{wd,1}$	$= 46.9$ N/mm ²	$\tau_{wd,1} = 15.3$ N/mm ²
Vergleichsspannung	$\sigma_{wd,V,1}$	$= 49.3$ N/mm ²	
Nachweis	σ_{wd}	$= 49.3$ N/mm ² / f_{vwd}	$= 207.8$ N/mm ²
			$\eta = 0.24 < 1$

Doppelkehlnaht am Steg (Index 2) :

Geometrie	Dicke	$a_{w2} = 4.0$ mm	
	Länge	$l_{w2} = 208.0$ mm	
	Fläche	$A_{w2} = 1664.0$ mm ²	
Spannungen	$\tau_{wd,2}$	$= 33.1$ N/mm ²	
Nachweis	σ_{wd}	$= 33.1$ N/mm ² / f_{vwd}	$= 207.8$ N/mm ²
			$\eta = 0.16 < 1$

Nachweis des Trägers mit dreiseitigem doppelten Rippenanschluß

Doppelkehlnaht am unbelasteten oberen Flansch (Index 3) :

Geometrie	Dicke	aw3 =	5.0 mm	
	Länge	lw3 =	117.5 mm	
	Fläche	Aw3 =	1175.0 mm ²	
Spannungen	$\tau_{wd,3}$	=	15.3 N/mm ²	
Nachweis	σ_{wd}	=	15.3 N/mm ² / f_{vwd}	= 207.8 N/mm ²
			η	= 0.07 < 1

Spannung am Ausrundungsbeginn des Trägerstegs unten :

$\sigma_{dz} = F_d - 4 \cdot F_1 / ($	252.0 mm *	11.0 mm)	=	-31.42 N/mm ²
Nachweis	σ_d	=	31.4 N/mm ² / f_{yd}	= 235.0 N/mm ²
			η	= 0.13 < 1

Nachweis der umlaufenden Kehlnaht aw = 4.0 mm Platte - Stütze

Steg :				
Nachweis	σ_{wd}	=	72.7 N/mm ² / f_{vwd}	= 207.8 N/mm ²
			η	= 0.35 < 1
Flansch :				
Nachweis	σ_{wd}	=	124.6 N/mm ² / f_{vwd}	= 207.8 N/mm ²
			η	= 0.60 < 1

 max $\eta = 0.94 \leq 1$ Nachweis für Stegrippen

Position: FP S 2 Nachweis Fußplatte zu S 2

Stahlstütze - Fußplatte ST3 02/2017 (Frilo R-2017-2/P9)

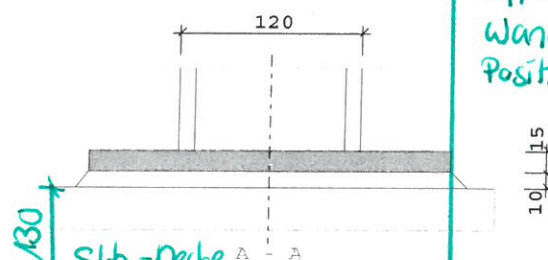
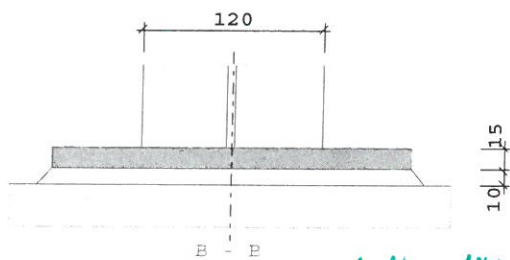
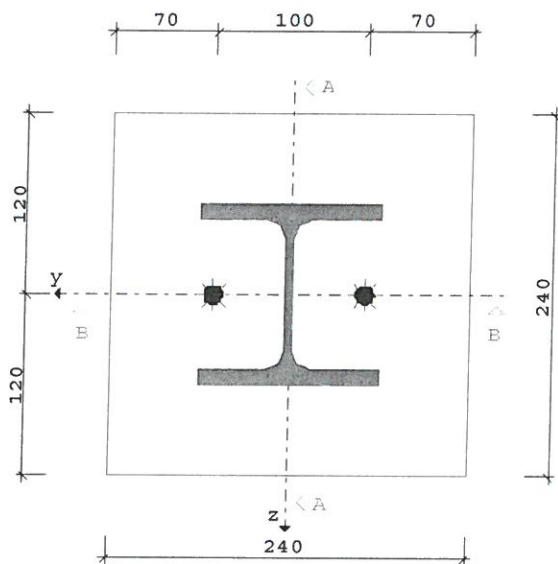
System

Bemerkungen

Nachweis Fußplatte zu Pos. S1!
Lagesicherung z.B. 2 FAZ II M 12 o.glw!
Kopfplatte z.B. ca. 300x200x15 mm ausführen,
Lagesicherung 2 M 16 5.6 oder örtlich verschweißen!
Beachte Ang. ausf. Firma und Vorgaben Architekt!

Grafik

Maßstab 1 : 5



Öffnung in der Wand s. Positionssplan

Kennwerte

Nachweisführung nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12

Stütze	A cm2	I _y cm4	I _z cm4	h mm	t _w mm	b mm	t _f mm	r mm			
HE 120 B	34.00	864.0	318.0	120.0	6.5	120.0	11.0	12.0			
Fußplatte	Länge	Breite	Dicke	Fugendicke	aw Steg	aw Flansch					
[mm]	240.0	240.0	15.0	10.0	4.0	4.0					
Stahl	f _y N/mm2	f _u N/mm2	γ _{M0}	γ _{M2}	β _w	f _{vwd} N/mm2	Beton C16/20 C20/25	α _c	γ _c	f _{cd} N/mm2	EModul N/mm2
S235	235.0	360.0	1.00	1.25	0.80	207.8		0.85	1.50	11.3	30000.0
Anker	Anzahl		f _{yb}	f _{ub}	N/mm2		Durch Vergleichsrechnung Gewinde in Fuge				
M 12 - 4.6 R	2		240.0	400.0							

Durch Vergleichsrechnung

Gewinde in Fuge

Prof. Dipl.-Ing. Volker Schiermeyer

Ankerabstände bezogen auf die Außenkante der Fußplatte in Richtung

Steg	e1	e1	Flansch	w3	w1	w3
	120.0	120.0		55.0	100.0	55.0

Nachweis	Berechnungsoptionen (Vorgaben)
Querkraft	Es wird kein Querkraftnachweis über Anker geführt

Ergebnisse**Ergebnisse Kombination 1**

Nr	Bezeichnung	Nd[kN]	Myd[kNm]	Vzd[kN]	Vyd[kN]
1	Kombination 1	357.50	0.00	0.00	0.00

Nachweis der Fußplatte mit dem Komponentenmodell (Druck)

Tragfähigkeit $NARd = 420.6 \text{ kN}$ $\eta = 0.85 < 1$

Druckkomponente

Festigkeit Lagerfuge	$f_{jd} = 11.3 \text{ N/mm}^2$				
Anschlußbeiwert	$\beta_j = 0.67$				
Faktor	$sqA1A0 = 1.50$				
Ausbreitungsbreite	$c = 39.4 \text{ mm}$	Dicke	$t = 15.0 \text{ mm}$		
Flansch	$A_{eff1} = 178.7 \text{ cm}^2$		$\sigma_{D1} = 9.6 \text{ N/mm}^2$		
Steg	$A_{eff2} = 16.3 \text{ cm}^2$		$\sigma_{D2} = 8.0 \text{ N/mm}^2$		
Druckfläche	$A_{eff} = 373.7 \text{ cm}^2$	$NARd$	$= 420.58 \text{ kN}$		

Nachweis der Schweißnähte aus Teilschnittgrößen

Querschnittsteil	σ_{wd}		erf.aw	vorh.aw		η
Steg	157.6	N/mm ²	3.0	4.0	mm	0.76
Gurt	157.6	N/mm ²	3.0	4.0	mm	0.76

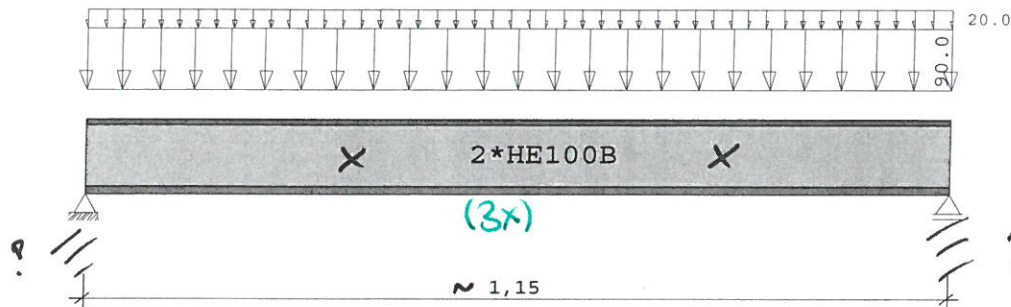
maximale Auslastung $\eta = 0.85 < 1$ Nachweis der Fußplatte mit dem Komponentenmodell

Position: T 3 Stahlträger neuer Sturz 2xHEB100 o.glw.

Durchlaufträger DLT10 02/2017 (Frilo R-2017-2/P9)

bzw. 3x HEB 100 bei
Wandbreite 86,5cm

Maßstab 1 : 10

Stahlträger S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$ Nachweis neuer Sturz über den div. neu geplanten Türdurchbrüchen,
max. 1,01 m i.L., teilweise auch nur 88,5 cm!

Träger in den 1/3 Punktenverbolzen, z.B. M 16 5.6 o.glw.!

Träger mit Quellmörtel o.glw. an den "Abbruchverlauf" anpassen.

Auflager je Seite ca. 15 cm! Optional n. örtlicher Festlegung

Auflager-MW anordnen, z.B. 3 Schichten SF 20/MG III o.glw.!

Max. Belastung aus:

3xDecke $L=2,75\text{m}$ //-Last ant. $3 \times 3,75\text{m}/4$ MW ca. $10\text{m} \times 0,27\text{m} \times 18\text{KN/m}^3$

Inkl. g + Rundung

	g	(KN/m)	p
3xDecke $L=2,75\text{m}$	22,70		8,25
//-Last ant. $3 \times 3,75\text{m}/4$	15,50		8,45
MW ca. $10\text{m} \times 0,27\text{m} \times 18\text{KN/m}^3$	48,60		
Inkl. g + Rundung	90,00		20,00 < 110 KN/m

System	Länge	Querschnittswerte				
Feld	L (m)		QNr.	I (cm ⁴)	Wo (cm ³)	Wu (cm ³)
1	1.150	konstant	1	900.0	179.8	179.8

Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L	2=Einzellast bei a							
		3=Einzelmoment bei a	4=Trapezlast von a - a+b							
		5=Dreieckslast über L	6=Trapezlast über L							
Feld	Typ	EG	Gr	g_l/r	q_l/r	Faktor	Abstand	Länge	ausPOS	Phi
1	1	A		90.000	20.000	1.000				

Einwirkungen:				
Nr	Kl	Bezeichnung	ψ_0	ψ_1
A	1	Wohnräume	0.70	0.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> $K_{Fi} = 1.0$ Tab. B3
 In den folgenden Tabellen steht am Ende der Zeilen ein Verweis auf
 die Nummer der zug. Überlagerung (siehe unten).
 In Tabellen mit Gammafachen Schnittgrößen steht zusätzlich ein
 Verweis auf die Leiteinwirkung.

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum						(kNm , kN)	
Feld		Mf	M li	M re	V li	V re	komb
1	x0 = 0.575	18.18	0.00	0.00	63.25	-63.25	2

Stützmomente Maximum					(kNm , kN)		
Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	63.25	63.25	51.75	2
2	0.00	0.00	-63.25	0.00	63.25	51.75	2

Auflagerkräfte						(kN)	
Stütze		aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1		51.75	11.50	0.00	63.25	63.25	51.75
2		51.75	11.50	0.00	63.25	63.25	51.75
Summe:		103.50	23.00	0.00	126.50	126.50	103.50

Auflagerkräfte					(kN)	
EG	Stütze 1		Stütze 2			
	max	min	max	min		
g	51.8	51.8	51.7	51.7		
A	11.5	0.0	11.5	0.0		
Sum	63.3	51.8	63.2	51.7		

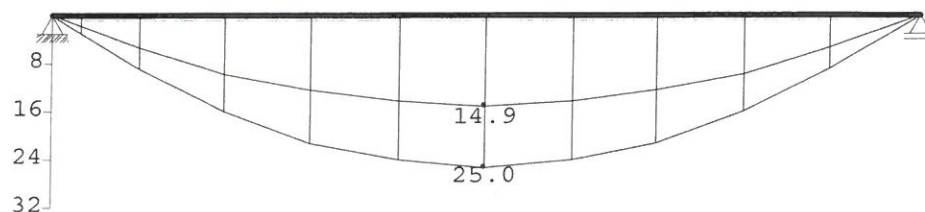
Ergebnisse für γ-fache Lasten
 Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G \cdot K_{FI} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

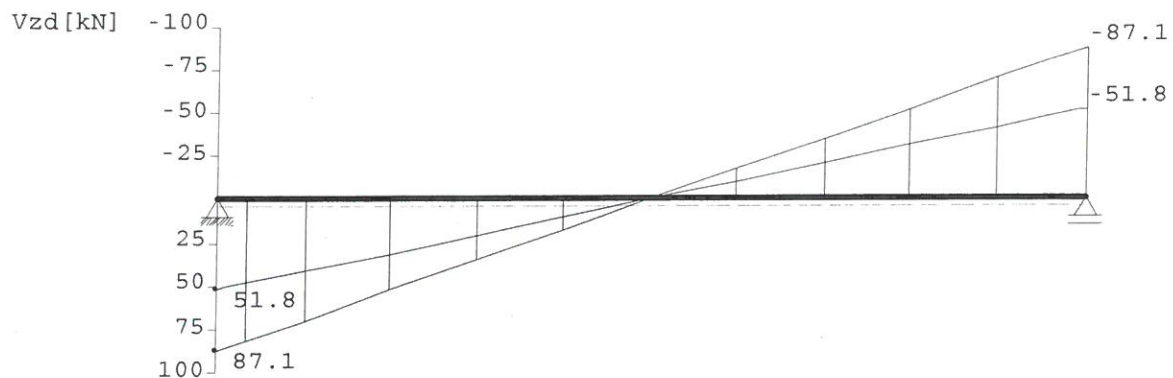
Feldmomente Maximum						(kNm , kN)	
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re	komb
1	x0 = 0.575	25.04	0.00	0.00	87.11	-87.11	A 2

Stützmomente Maximum					(kNm , kN)		
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	87.11	87.11	51.75	A 2
2	0.00	0.00	-87.11	0.00	87.11	51.75	A 2

Maßstab 1 : 10

Myd [kNm]





Querschnitte S235		$f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$				
Art	Name	Npl	Mplyd	Vplzd	Mplzd	Vplyd
4	HE100B	611	25	122	12	271

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.1)									$\gamma_{M0} = 1.00$
Feld Nr.	x (m)	QNr.	$M_{y,ed}$ (kNm)	$V_{z,ed}$ (kN)	σ_v (N/mm ²)	τ	QKL	η	komb
1	0.000	1	0.0	87.1	143	82	1	0.61	A 2
	0.575	1	25.0	0.0	139	0	1	0.59	A 2
	1.150	1	0.0	-87.1	143	82	1	0.61	A 2

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.2)							$\gamma_{MO} = 1.00$	
Feld Nr.	x (m)	$M_{y,ed}$ (kNm)	$V_{z,ed}$ (kN)	QKL (-)	ρ (-)	M_{Rd} (kNm)	η	komb
1	0.000	0.0	87.1	1	0.00	24.6	0.36	A 2
	0.575	25.0	0.0	1	0.00	24.6	0.51	A 2
	1.150	0.0	-87.1	1	0.00	24.6	0.36	A 2

Biegedrillknicken nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 Gl.6.54, Anhang B
Der Druckgurt ist nur an den Auflagern gehalten.
 Die Lasten sind OK Balken angesetzt.

Feld Nr.	$M_{Ed,y}$ (kNm)	$M_{Rk,y}$ (kNm)	λ_{lt}	κ_{lt}	γ_M	Eta	komb
1	12.52	24.55	0.41	1.00	1.10	0.56	A 2

Zulässige Durchbiegungen : im Feld $z_{ul} f = L / 300$
 charakteristische Kombination

Feld Nr.	x (m)	f_g (cm)	f_{tot} (cm)	f (cm)	$z_{ul} f$ (cm)	η	komb
1	0.575	0.11	0.13	0.133	0.383	0.35	2

In der folgenden Tabelle sind die Lasten mit der internen Numerierung angegeben. Die anschließende Tabelle der gerechneten Kombinationen referenziert auf diese Nummern.

Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L	2=Einzellast bei a
		3=Einzelmoment bei a	4=Trapezlast von a - a+b
		5=Dreieckslast über L	6=Trapezlast über L

Nr.	Feld	Typ	Grp	g1	q1	g2	q2	Faktor	Abstand	Länge
1	1	1	A 1	90.00	20.00			1.00		

Gerechnete Kombinationen aus 1 Lasten

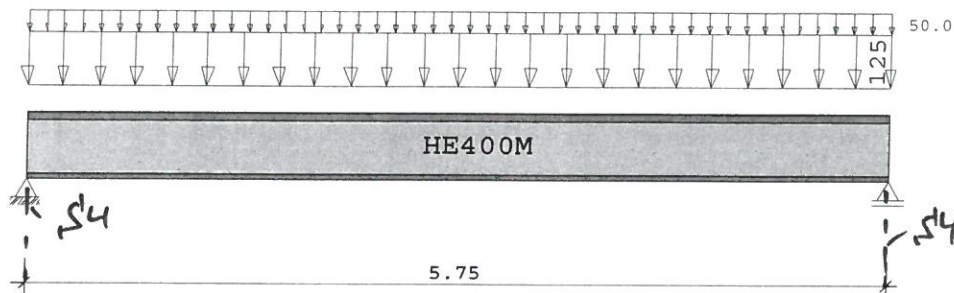
Last	K1	K2
1	g	g
	.	x

Die vorstehenden Kombinationen werden wie folgt bearbeitet:
 Beim Nachweis der Tragsicherheit werden die ständigen Lasten
 alle gleichzeitig alternierend mit γ_G = 1,00 / 1,35 beaufschlagt.
 Wenn in einer Kombination p-Lasten aus unterschiedlichen Einwirkungen
 vorhanden sind, dann wird jeweils untersucht, welche Einwirkung die
 Leiteinwirkung ist.
 Die Auswirkung der Lasteinwirkungsdauer wird ebenfalls geprüft.

Position: T 4 Stahlträger Durchbruch "Lounge" im 1. OG

Durchlaufträger DLT10 02/2018 (Frilo R-2018-2/P07)

Maßstab 1 : 50



Stahlträger S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Nachweis neuer Sturz im 1. OG über dem geplanten
Wanddurchbruch Raum F156 zum Zentralflur als 1-Feldträger!
Die zunächst geplanten Zwischenstützen 2xPos. S3 entfallen!
Beachte Pos. T 4.1, Auflager Eckstützen!
Beachte Zwischenbauzustände und Abstützungen, die vorh. OG-Stb.-
wand ist ein Überzug zur Abtragung der Lasten oberhalb und der
angehängten EG-decke! Zunächst Pos. 21 + S10 im EG einbauen und im
KG unterhalb S10 an der Außenwand mit abstützen!

Max. Belastung aus:	g	(KN/m)	p
Dachdecke (3.OG)			
4,25 m x (5,5 + 2)KN/m ² x 1,25	29,20		10,60
Decke 2.+1.OG (5,5+3,5)KN/m ² :	58,40		37,20
MW-wand 2.+3.OG (max.)	30,70		
Inkl. g, Verkleidung + Rundung:	125,00	+	50,00 = 175 KN/m

System	Länge	Querschnittswerte				
Feld	L (m)	QNr.	I (cm ⁴)	Wo (cm ³)	Wu (cm ³)	
1	5.750	konstant	1	104100.0	4820.0	4820.0 HE400M

Trägerbezogene Lasten (kN,m)

Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L 3=Einzelmoment bei a 5=Dreieckslast über L			2=Einzellast bei a 4=Trapezlast von a - a+b 6=Trapezlast über L		
Typ EG Gr	VK	g _{I/r}	q _{I/r}	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1 B		125.000	50.000	1.000			

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ
B	1	Büros	0.70	0.50	0.30	1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> $K_{Fi} = 1.0$ Tab. B3
In den folgenden Tabellen steht am Ende der Zeilen ein Verweis auf
die Nummer der zug. Überlagerung (siehe unten).
In Tabellen mit Gammafachen Schnittgrößen steht zusätzlich ein
Verweis auf die Leiteinwirkung.

Ergebnisse für 1-fache Lasten
Feldmomente Maximum

(kNm , kN)

Feld		Mf	M li	M re	V li	V re	komb
1	x0 = 2.875	723.24	0.00	0.00	503.13	-503.13	2

Stützmomente Maximum

(kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	503.12	503.13	359.38	2
2	0.00	0.00	-503.12	0.00	503.13	359.38	2

Auflagerkräfte

(kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	359.38	143.75	0.00	503.13	503.13	359.38
2	359.38	143.75	0.00	503.13	503.13	359.38
Summe:	718.75	287.50	0.00	1006.25	1006.25	718.75

Auflagerkräfte

(kN)

EG	Stütze 1		Stütze 2	
	max	min	max	min
g	359.4	359.4	359.4	359.4
B	143.8	0.0	143.8	0.0
Sum	503.1	359.4	503.1	359.4

Ergebnisse für γ-fache Lasten

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

Feldmomente Maximum

(kNm , kN)

Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re	komb
1	x0 = 2.875	1007.37	0.00	0.00	700.78	-700.78	B 2

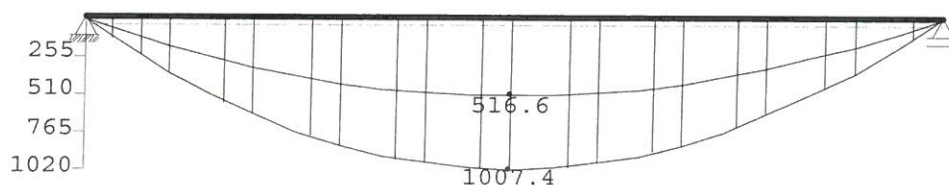
Stützmomente Maximum

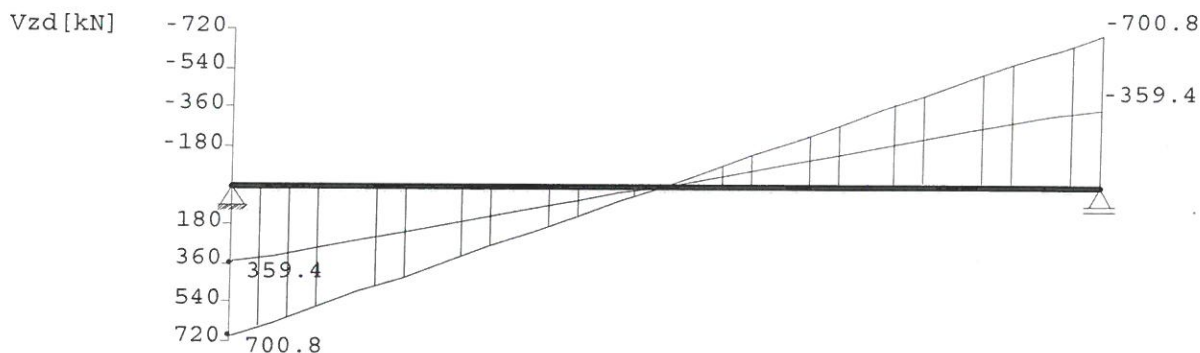
(kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	700.78	700.78	359.38	B 2
2	0.00	0.00	-700.78	0.00	700.78	359.38	B 2

Maßstab 1 : 50

Myd [kNm]





Querschnitte S235		fyk = 235 N/mm ²				
Art	Name	Npl	Mplyd	Vplzd	Mplzd	Vplyd
5	HE400M	7661	1311	1498	455	3332

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.1)									$\gamma_{M0} = 1.00$	
Feld Nr.	x (m)	QNr.	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	σ_v (N/mm ²)	τ	QKL	η	komb	
1	0.000	1	0.0	700.8	156	90	1	0.66	B	2
	2.875	1	1007.4	0.0	209	0	1	0.89	B	2
	5.750	1	0.0	-700.8	156	90	1	0.66	B	2

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.2)							γM0 = 1.00		
Feld Nr.	x (m)	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	QKL (-)	ρ (-)	M,Rd (kNm)	η	komb	
1	0.000	0.0	700.8	1	0.00	1310.6	0.47	B	2
	2.875	1007.4	0.0	1	0.00	1310.6	0.77	B	2
	5.750	0.0	-700.8	1	0.00	1310.6	0.47	B	2

Biegedrillknicken nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 Gl.6.54, Anhang B
Der Druckgurt ist nur an den Auflagern gehalten.
 Die Lasten sind OK Balken angesetzt.

Feld Nr.	MEd,y (kNm)	MRk,y (kNm)	λ_{lt}	κ_{lt}	γ_M	Eta	komb	
1	1007.37	1310.56	0.56	0.93	1.10	0.90	B	2

Zulässige Durchbiegungen : im Feld zul f = L / 300
 charakteristische Kombination

Feld Nr.	x (m)	f _g (cm)	f _{tot} (cm)	f (cm)	zul f (cm)	η	komb	
1	2.875	0.81	1.14	1.139	1.917	0.59		2

In der folgenden Tabelle sind die Lasten mit der internen Numerierung angegeben. Die anschließende Tabelle der gerechneten Kombinationen referenziert auf diese Nummern.

Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L	2=Einzellast bei a
		3=Einzelmoment bei a	4=Trapezlast von a - a+b
		5=Dreieckslast über L	6=Trapezlast über L

Nr.	Feld	Typ	Grp	g1	q1	g2	q2	Faktor	Abstand	Länge
1	1	4	B 1	125.00	50.00	125.00	50.00	1.00	0.00	5.75

Gerechnete Kombinationen aus 1 Lasten

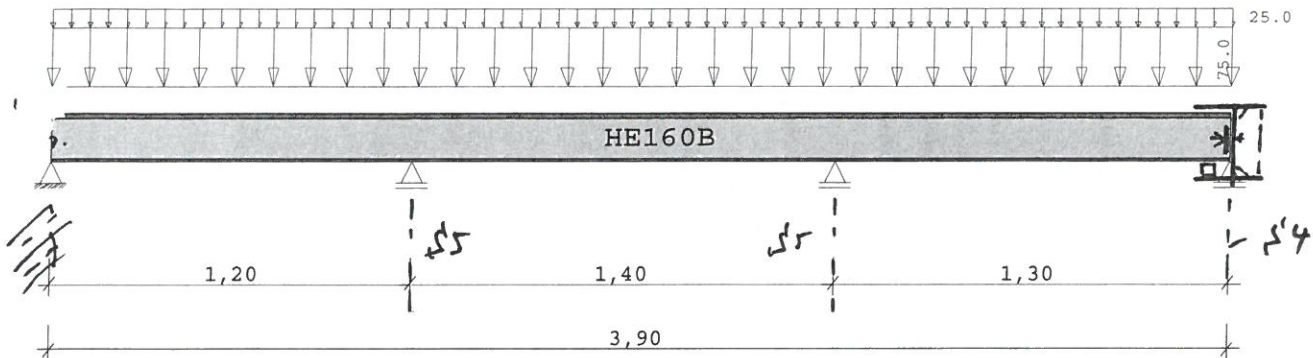
Last	K1	K2
1	g .	g x

Die vorstehenden Kombinationen werden wie folgt bearbeitet:
 Beim Nachweis der Tragsicherheit werden die ständigen Lasten
 alle gleichzeitig alternierend mit $\gamma_G = 1,00 / 1,35$ beaufschlagt.
 Wenn in einer Kombination p-Lasten aus unterschiedlichen Einwirkungen
 vorhanden sind, dann wird jeweils untersucht, welche Einwirkung die
 Leiteinwirkung ist.
 Die Auswirkung der Lasteinwirkungsdauer wird ebenfalls geprüft.

Position: T 4.1 Stahlträger Durchbruch "Lounge" im 1. OG

Durchlaufträger DLT10 02/2017 (Frilo R-2017-2/P9)

Maßstab 1 : 25



Stahlträger über 3 Felder S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Nachweis neuer Sturz im 1. OG über dem geplanten
Wanddurchbruch Raum F156 links und rechts zum Flur (3-Feldträger)!
Beachte Pos. T 4, Auflager Eckstützen in Pos. T4 reinlegen und
mit Stegwinkelanschluss Lagesicherung ausführen!
Differenz bis zur Decke mit Unterstopfmörtel (Quick-Mix o.glw.)
ausfüllen oder höhengleich und Flansch oben ausklinken!
Randauflager ins MW/Stb.-wand ca. 20 cm einstemmen!

*Hier einseitig, rechts zu Flur 6
unterhalb im 120 Stb.-wand
Pos. 200 als Überzug für den K6?*

Max. Belastung aus:	g (KN/m)	p
Dachdecke (3.OG)		
2,75 m x (5,5 + 2) KN/m ² x 0,5	7,60	2,75
// - Last q x 4 m / 4	5,50	2,00
Decke 2.+1.OG (5,5+3,5) KN/m ² :	15,13	9,63
// - Last q x 4 m / 4	11,00	7,00
MW-wand 2.+3.OG (max.)	30,70	
Inkl. g, Verkleidung + Rundung:	75,00	+ 25,00 = 100 KN/m

System	Länge	Querschnittswerte					
Feld	L (m)		QNr.	I (cm ⁴)	Wo (cm ³)	Wu (cm ³)	
1	1.200	konstant	1	2490.0	312.0	312.0	HE160B
2	1.400	konstant	1	2490.0	312.0	312.0	HE160B
3	1.300	konstant	1	2490.0	312.0	312.0	HE160B

Trägerbezogene Lasten (kN,m)							
Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L		2=Einzellast bei a			
		3=Einzelmoment bei a		4=Trapezlast von a - a+b			
		5=Dreieckslast über L		6=Trapezlast über L			
Typ EG Gr	VK	g _{L/r}	q _{L/r}	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1 B		75.000	25.000	1.000			

Einwirkungen:							
Nr		Kl	Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ
B	1		Büros	0.70	0.50	0.30	1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> $K_{FI} = 1.0$ Tab. B3
 In den folgenden Tabellen steht am Ende der Zeilen ein Verweis auf die Nummer der zug. Überlagerung (siehe unten).
 In Tabellen mit Gammafachen Schnittgrößen steht zusätzlich ein Verweis auf die Leiteinwirkung.

Ergebnisse für 1-fache Lasten
Feldmomente Maximum

(kNm , kN)

Feld		Mf	M li	M re	V li	V re	komb
1	x0 = 0.480	11.73	0.00	-13.87	48.44	-71.56	2
2	x0 = 0.690	8.79	-15.00	-16.44	68.97	-71.03	3
3	x0 = 0.770	13.84	-16.10	0.00	77.39	-52.61	2

Stützmomente Maximum

(kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	48.44	48.44	32.50	2
2	-17.23	-17.23	-74.36	70.97	145.33	103.59	5
3	-19.18	-19.18	-73.51	79.75	153.27	110.66	7
4	0.00	0.00	-52.61	0.00	52.61	36.10	2

Auflagerkräfte

(kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	34.69	13.75	-2.19	46.26	48.44	32.50
2	106.68	38.65	-3.09	142.24	145.33	103.59
3	113.11	40.16	-2.45	150.81	153.27	110.66
4	38.02	14.59	-1.92	50.69	52.61	36.10
Summe:	292.50	107.15	-9.65	390.00	399.65	282.85

Auflagerkräfte

(kN)

EG	Stütze 1		Stütze 2		Stütze 3		Stütze 4	
	max	min	max	min	max	min	max	min
g	34.7	34.7	106.7	106.7	113.1	113.1	38.0	38.0
B	13.8	-2.2	38.7	-3.1	40.2	-2.5	14.6	-1.9
Sum	48.4	32.5	145.3	103.6	153.3	110.7	52.6	36.1

Ergebnisse für γ -fache Lasten

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

Feldmomente Maximum

(kNm , kN)

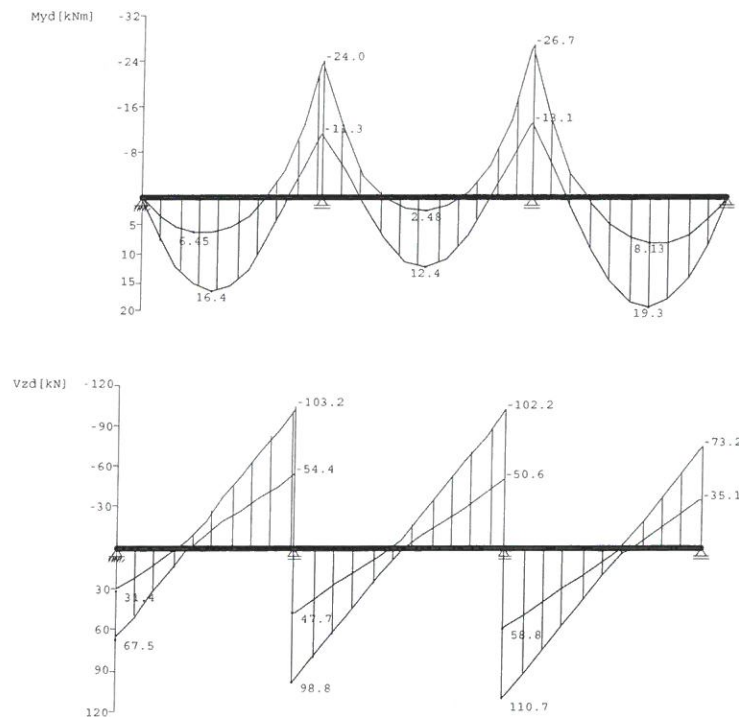
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re	komb
1	x0 = 0.490	16.40	0.00	-18.94	67.46	-99.04	B 2
2	x0 = 0.690	12.39	-20.64	-22.57	95.74	-98.51	B 3
3	x0 = 0.770	19.32	-22.06	0.00	107.16	-73.22	B 2

Stützmomente Maximum

(kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	67.46	67.46	31.41	B 2
2	-23.99	-23.99	-103.24	98.75	201.99	102.04	B 5
3	-26.67	-26.67	-102.23	110.71	212.93	109.43	B 7
4	0.00	0.00	-73.21	0.00	73.22	35.14	B 2

Maßstab 1 : 50


 Querschnitte S235 $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$

Art	Name	Npl	Mplyd	Vplzd	Mplzd	Vplyd
4	HE160B	1276	83	239	40	564

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.1)

 $\gamma_{M0} = 1.00$

Feld Nr.	x (m)	QNr.	$M_{y,ed}$ (kNm)	$V_{z,ed}$ (kN)	σ_v (N/mm ²)	τ	QKL	η	komb
1	0.000	1	0.0	67.5	102	59	1	0.44	B 2
	0.490	1	16.4	-0.5	53	0	1	0.22	B 2
	1.200	1	-24.0	-103.2	157	90	1	0.67	B 5
2	0.000	1	-24.0	98.8	150	87	1	0.64	B 5
	0.690	1	12.4	0.0	40	0	1	0.17	B 3
	1.400	1	-26.7	-102.2	156	84	1	0.66	B 7
3	0.000	1	-26.7	110.7	168	97	1	0.71	B 7
	0.770	1	19.3	0.3	62	0	1	0.26	B 2
	1.300	1	0.0	-73.2	111	64	1	0.47	B 2

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.2)

 $\gamma_{M0} = 1.00$

Feld Nr.	x (m)	$M_{y,ed}$ (kNm)	$V_{z,ed}$ (kN)	QKL (-)	ρ (-)	M_{Rd} (kNm)	η	komb
1	0.000	0.0	67.5	1	0.00	83.3	0.28	B 2
	0.490	16.4	-0.5	1	0.00	83.3	0.20	B 2
	1.200	-24.0	-103.2	1	0.00	83.3	0.43	B 5
2	0.000	-24.0	98.8	1	0.00	83.3	0.41	B 5
	0.690	12.4	0.0	1	0.00	83.3	0.15	B 3
	1.400	-26.7	-102.2	1	0.00	83.3	0.43	B 7
3	0.000	-26.7	110.7	1	0.00	83.3	0.46	B 7
	0.770	19.3	0.3	1	0.00	83.3	0.23	B 2
	1.300	0.0	-73.2	1	0.00	83.3	0.31	B 2

Biegedrillknicken nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 Gl.6.54, Anhang B

Der Druckgurt ist nur an den Auflagern gehalten.

Die Lasten sind OK Balken angesetzt.

Feld Nr.	ME _{d,y} (kNm)	MR _{k,y}	λ _{lt}	κ _{lt}	γ _M	Eta	komb
1	23.99	83.35	0.28	1.00	1.10	0.32	B 5
2	26.67	83.35	0.32	1.00	1.10	0.35	B 7
3	26.67	83.35	0.30	1.00	1.10	0.35	B 7

Zulässige Durchbiegungen : im Feld $z_{ul} f = L / 300$
charakteristische Kombination

Feld Nr.	x (m)	f _g (cm)	f _{tot} (cm)	f (cm)	z _{ul} f (cm)	η	komb
1	0.600	0.02	0.03	0.028	0.400	0.07	2
2	0.700	0.01	0.02	0.022	0.467	0.05	3
3	0.650	0.03	0.04	0.039	0.433	0.09	2

In der folgenden Tabelle sind die Lasten mit der internen Numerierung angegeben. Die anschließende Tabelle der gerechneten Kombinationen referenziert auf diese Nummern.

Belastung (kN,m) Lasttyp: 1=Gleichlast über L 2=Einzellast bei a
3=Einzelmoment bei a 4=Trapezlast von a - a+b
5=Dreieckslast über L 6=Trapezlast über L

Nr.	Feld	Typ	Grp	g1	q1	g2	q2	Faktor	Abstand	Länge
1	1	4	B 1	75.00	25.00	75.00	25.00	1.00	0.00	1.20
2	2	4	B 2	75.00	25.00	75.00	25.00	1.00	0.00	1.40
3	3	4	B 3	75.00	25.00	75.00	25.00	1.00	0.00	1.30

Gerechnete Kombinationen aus 3 Lasten

Last K1 K2 K3 K4 K5 K6 K7

	g	g	g	g	g	g	g
1	.	x	.	.	x	x	.
2	.	.	x	.	x	.	x
3	.	x	.	x	.	.	x

Die vorstehenden Kombinationen werden wie folgt bearbeitet:
Beim Nachweis der Tragsicherheit werden die ständigen Lasten
alle gleichzeitig alternierend mit $\gamma_{G1} = 1,00 / 1,35$ beaufschlagt.
Wenn in einer Kombination p-Lasten aus unterschiedlichen Einwirkungen
vorhanden sind, dann wird jeweils untersucht, welche Einwirkung die
Leiteinwirkung ist.
Die Auswirkung der Lasteinwirkungsdauer wird ebenfalls geprüft.

Position: S 4 Stützen unter T4+T4.1 im 1. OG

Stahlstütze STS+ 02/2018 (Frilo R-2018-2/P07)

Grundparameter

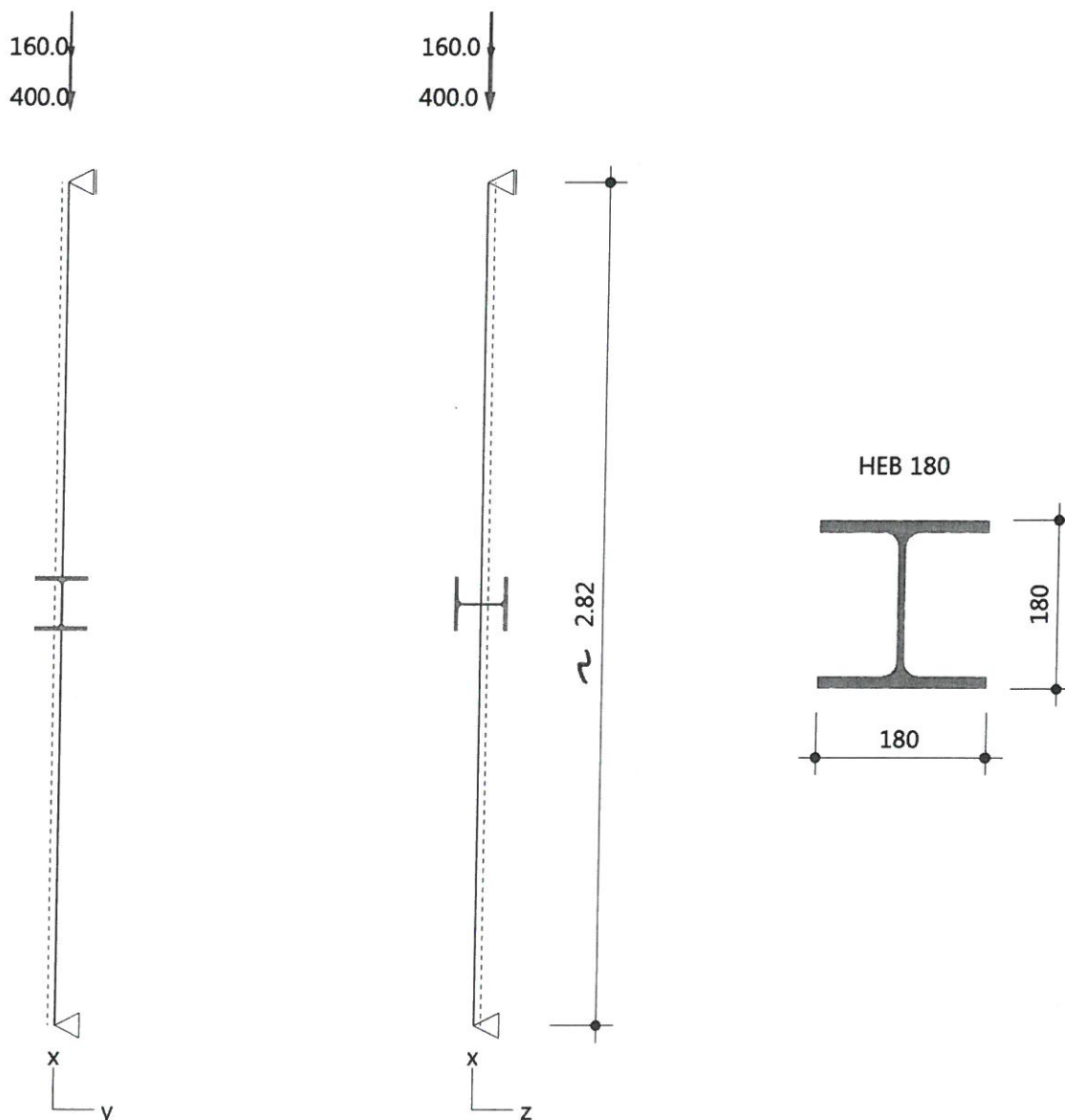
Bemessungsnorm	:	DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12
Sicherheitskonzept/Lastkombinatorik	:	DIN EN 1990/NA:2010-12
Kombination ständiger Lasten	:	alle gleiches γ_F ($\gamma_{G,sup}$ oder $\gamma_{G,inf}$)
Querschnittsbemessung	:	plastisch
Stabilitätsnachweis nach	:	6.3.3 - Anhang A
Bemessungssituation Gebrauchstauglichkeit	:	charakteristisch
Nachweis Absolutverformung mit	$\delta_{lim} =$	1.0 cm

System Pendelstütze

Nachweis der beiden Eckstützen unter Pos. T4+T4.1 im 1. OG!

Max. mögliche Knicklänge: $3,19 \text{ m} + 0,06 \text{ m} - 0,432 \text{ m} < 2,82 \text{ m}$

bzw. ggf. kürzer sofern der Träger T4 nicht direkt unter der Decke liegt bzw. die Decke dicker ist! Beachte Ang. AP Architekt!



Stütze: Höhe = 2.82 m S235 HEB 180

Durch Vergleichsrechnung
geprüft
Prof. Dipl.-Ing. Volker Schiermeyer

Lagerbedingungen

Nr	x [m]	Verschiebungen ^{*)}			Verdrehungen ^{*)}		
		ux [kN/m]	uy [kN/m]	uz [kN/m]	Φ_x [kNm/rad]	Φ_y [kNm/rad]	Φ_z [kNm/rad]
1	0.00	-1	-1	-1	-1	0.0	0.0
2	2.82	0.00	-1	-1	-1	0.0	0.0

^{*)} -1 = starr, 0 = frei, > 0 = elastisch

Belastung**Einwirkungen(Ew)**

Id	Typ	Bemessungssituation	Name	γ_{sup}	γ_{inf}	ψ_0	ψ_1	ψ_2
99	G	ständig/vorübergehend	ständig	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
2	Q	ständig/vorübergehend	Kat. B: Bürogebäude	1.50	0.00	0.70	0.50	0.30

Lasten**Lastarten**

Art 14 = Kopflast kN
Das Eigengewicht wird automatisch berücksichtigt.

Standard-Lastfälle und Lasten

Nr	Art	in/um	pi	a [m]	pj	l [m]	Ew
1	14	in x-Richtung	400.0	2.82		-	99
2	14	in x-Richtung	160.0	2.82		-	2

Ergebnisse**Tragfähigkeit - Lastkombination ständige/vorübergehende Bemessungssituation****Schnittgrößen - Lfk 1**

x [m]	N _{Ed} [kN]	V _{z,Ed} [kN]	M _{y,Ed} [kNm]	V _{y,Ed} [kN]	M _{z,Ed} [kNm]
0.00	-781.9	0.0	0.00	0.0	0.00
2.82	-780.0	0.0	0.00	0.0	0.00

Querschnittstragfähigkeit nach Abschnitt 6.2 ff - Lfk 1 - $\gamma_{M0} = 1,00$

x [m]	Qkl	η_N	η_{Vz}	η_{My}	η_{Vy}	η_{Mz}	η_{MyMz}	η
0.00	1	0.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.51
2.82	1	0.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.51

Stabilitätsnachweis

x [m]	Qkl	N _{Ed} [kN]	M _{y,Ed} [kNm]	GI	η	Lfk
0.00	1	781.9	0.00	6.46	0.75	1

Gebrauchstauglichkeit - Lastkombination charakteristisch**Verformungsnachweis - Absolutverformung $f_{cd} = 1.0$ cm**

x [m]	f _{x,Ed} [cm]	f _{y,Ed} [cm]	f _{z,Ed} [cm]	f _{res,Ed} [cm]	η	Lfk
2.82	-0.1	0.0	0.0	0.1	0.11	5

Auflagerkräfte
Auflagerkräfte - charakteristisch je Lastfall

Lager	x Lf [m]		Ew	R _x [kN]	R _z [kN]	M _y [kNm]	R _y [kN]	M _z [kNm]
Fuss	0.00	Eigengewicht	99	-1.4	-	-	-	-
		Lf 1	99	-400.0	-	-	-	-
		Lf 2	2	-160.0	-	-	-	-
Kopf	2.82	Eigengewicht	99	-	-	-	-	-
		Lf 1	99	-	-	-	-	-
		Lf 2	2	-	-	-	-	-

Übersicht maßgeblicher Lastfallkombinationen

Lfk	Bemessungssituation	[Last:Faktor]
1	ständig/vorübergehend	Eigengewicht: 1.35 + 1:1.35 + 2:1.5
5	charakteristisch	Eigengewicht: 1.0 + 1:1.0 + 2:1.0

Zusammenfassung

Nachweis	Bemessungssituation	Querschnitt	Stabilität	Verformung
Tragfähigkeit	ständig/vorübergehend	0.51	0.75	
Gebrauchstauglichkeit	charakteristisch			0.11

Position: KP S 4 Kopfplatte zu S 4

Trägerauflager ST4 02/2018A (Frilo R-2018-2/P07)

Nachweis Kopfplatte zu S4 - HEB 180!

Beachte Rippen $t = 15$ mm gem. AP!

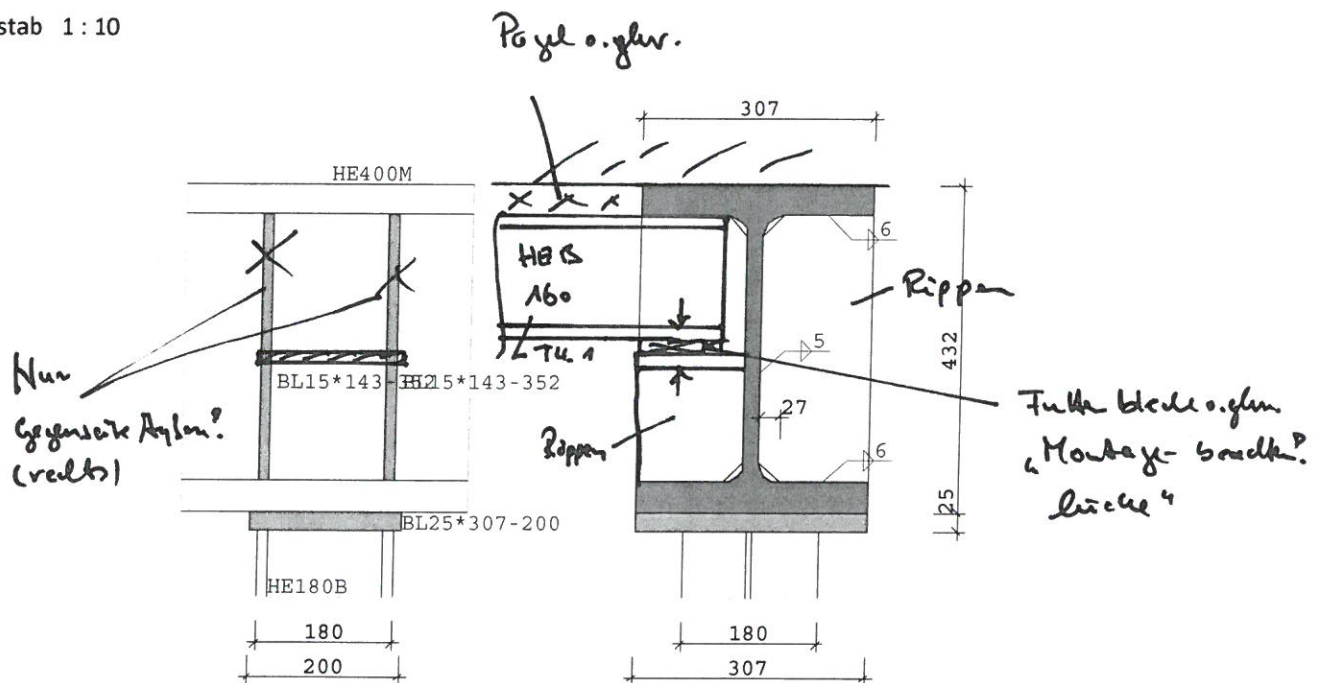
Lagesicherung z.B. 2 M 16 5.6!

Beachte Anschluss Pos. T 4.1 - HEB 160:

Träger in Pos. T 4 einschieben und Rippen
einseitig nur bis Auflagerplatte! Alternativ n.

Ang. Stahlbauer, Z.B. werksseitig Kopfplatte anschweißen!

Maßstab 1 : 10



Träger auf Stütze : Auflagerkraft		Fd = 780.00 kN	
Norm	DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12		
Träger	HE400M		
Stütze	HE180B		
Platte	Länge/Breite/Höhe = 200.0 / 307.0 / 25.0 mm		
Stahl	S235	$f_{yk} = 235.0 \text{ N/mm}^2$	$f_{uk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$
		$f_{vw,d} = 207.8 \text{ N/mm}^2$	$\beta_w = 0.80$
		$\gamma_{M0} = 1.00$	$\gamma_{M2} = 1.25$

Nachweis des Trägers mit dreiseitigem doppelten Rippenanschluß				
Rippe	Breite	bR =	143.0 mm	<= maxbR = 143.0 mm
	Höhe	hR =	352.0 mm	
	Aussparung	cR =	27.0 mm	
	Dicke	tR =	15.0 mm	>= erftR = 13.0 mm
				$\eta = 0.87$
Kraft pro Rippe		vertikal :		horizontal :
		F1 = 84.63 kN		F2 = 20.44 kN
Doppelkehlnaht am belasteten unteren Flansch (Index 1) :				
Geometrie	Dicke	aw1 =	6.0 mm	
	Länge	lw1 =	116.0 mm	
	Fläche	Aw1 =	1392.0 mm ²	
Spannungen	$\sigma_{wd,1}$	=	60.8 N/mm ²	$\tau_{wd,1} = 14.7$ N/mm ²
Vergleichsspannung	$\sigma_{wd,V,1}$	=	62.5 N/mm ²	
Nachweis	σ_{wd}	=	62.5 N/mm ²	$/ f_{vwd} = 207.8$ N/mm ²
				$\eta = 0.30 < 1$

Nachweis des Trägers mit dreiseitigem doppelten Rippenanschluß**Doppelkehlnaht am Steg (Index 2) :**

Geometrie	Dicke	aw2 =	5.0 mm		
	Länge	lw2 =	298.0 mm		
	Fläche	Aw2 =	2980.0 mm ²		
Spannungen	$\tau_{wd,2}$	=	28.4 N/mm ²		
Nachweis	σ_{wd}	=	28.4 N/mm ² / f_{vwd}	=	207.8 N/mm ²
			η	=	0.14 < 1

Doppelkehlnaht am unbelasteten oberen Flansch (Index 3) :

Geometrie	Dicke	aw3 =	6.0 mm		
	Länge	lw3 =	116.0 mm		
	Fläche	Aw3 =	1392.0 mm ²		
Spannungen	$\tau_{wd,3}$	=	14.7 N/mm ²		
Nachweis	σ_{wd}	=	14.7 N/mm ² / f_{vwd}	=	207.8 N/mm ²
			η	=	0.07 < 1

Spannung am Ausrundungsbeginn des Trägerstegs unten :

$\sigma_{dz} = F_d - 4 \cdot F_1 / ($	334.0 mm *	21.0 mm)	=	-35.88 N/mm ²	
Nachweis	σ_d	=	35.9 N/mm ² / f_{yd}	=	235.0 N/mm ²
			η	=	0.15 < 1

Nachweis der umlaufenden Kehlnaht aw = 5.0 mm Platte - Stütze

Steg :					
Nachweis	σ_{wd}	=	101.5 N/mm ² / f_{vwd}	=	207.8 N/mm ²
			η	=	0.49 < 1
Flansch :					
Nachweis	σ_{wd}	=	167.2 N/mm ² / f_{vwd}	=	207.8 N/mm ²
			η	=	0.80 < 1

max η = 0.87 <= 1 Nachweis für Stegrippen

Position: FP S 4 Nachweis Fußplatte zu S 4

Stahlstütze - Fußplatte ST3 02/2018 (Frilo R-2018-2/P07)

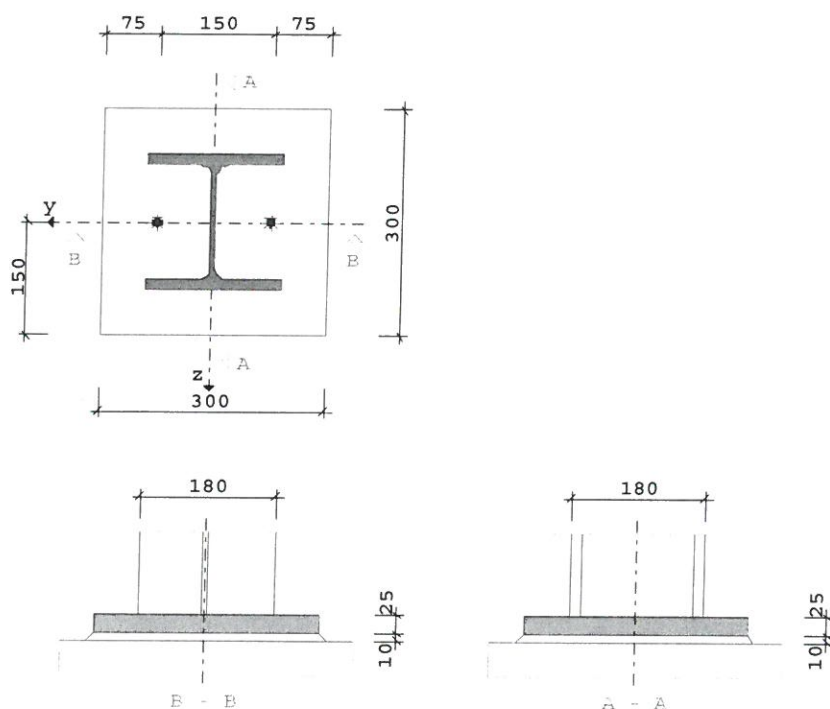
System

Bemerkungen

Nachweis Fußplatte zu Pos. S4!
Lagesicherung z.B. 2 FAZ II M 12 o.glw.!
Kopfplatte siehe Pos. KP S4!
Beachte Ang. ausf. Firma und Vorgaben Architekt!

Grafik

Maßstab 1 : 10



Kennwerte

Nachweisführung nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12

Stütze	A cm ²	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	h mm	t _w mm	b mm	t _f mm	r mm
HE 180 B	65.30	3830.0	1360.0	180.0	8.5	180.0	14.0	15.0

Fußplatte	Länge [mm]	Breite [mm]	Dicke [mm]	Fugendicke [mm]	aw Steg [mm]	aw Flansch [mm]
	300.0	300.0	25.0	10.0	4.0	5.0

Stahl	f _y N/mm ²	f _u N/mm ²	γ _{M0}	γ _{M2}	β _w	f _{vwd} N/mm ²	Beton	α _c	γ _c	f _{cd} N/mm ²	EModul N/mm ²
S235	235.0	360.0	1.00	1.25	0.80	207.8	C 16/20	0.85	1.50	9.1	29000.0

Anker	Anzahl	f _{yb}	f _{ub}	N/mm ²
M 12 - 4.6 R	2	240.0	400.0	

Gewinde in Fuge

Ankerabstände bezogen auf die Außenkante der Fußplatte in Richtung

Steg	e1	e1	Flansch	w3	w1	w3
	150.0	150.0		75.0	150.0	75.0

Nachweis	Berechnungsoptionen (Vorgaben)
Querkraft	Es wird kein Querkraftnachweis über Anker geführt

Ergebnisse**Ergebnisse Kombination 1**

Nr	Bezeichnung	Nd[kN]	Myd[kNm]	Vzd[kN]	Vyd[kN]
1	Kombination 1	782.00	0.00	0.00	0.00

Nachweis der Fußplatte mit dem Komponentenmodell (Druck)Tragfähigkeit $NARd = 806.7 \text{ kN}$ $\eta = 0.97 < 1$ **Druckkomponente**

Festigkeit Lagerfuge	$f_{jd} = 9.1 \text{ N/mm}^2$				
Anschlußbeiwert	$\beta_j = 0.67$				
Faktor	$sqA1A0 = 1.50$				
Ausbreitungsbreite	$c = 73.5 \text{ mm}$	Dicke	$t = 25.0 \text{ mm}$		
Flansch	$A_{eff1} = 441.7 \text{ cm}^2$		$\sigma_{D1} = 8.8 \text{ N/mm}^2$		
Steg	$A_{eff2} = 7.5 \text{ cm}^2$		$\sigma_{D2} = 6.9 \text{ N/mm}^2$		
Druckfläche	$A_{eff} = 890.9 \text{ cm}^2$	$NARd$	$= 806.70 \text{ kN}$		

Nachweis der Schweißnähte aus Teilschnittgrößen

Querschnittsteil	σ_{wd}		erf.aw	vorh.aw		η
Steg	186.6	N/mm ²	3.6	4.0	mm	0.90
Gurt	186.6	N/mm ²	4.5	5.0	mm	0.90

maximale Auslastung $\eta = 0.97 < 1$ Nachweis der Fußplatte mit dem Komponentenmodell

Die Seiten 48 bis 54 bleiben frei! ▽

Position: S 5 Stützen unter T4.1 im 1. OG

Stahlstütze STS+ 02/2017 (Frilo R-2017-2/P9)

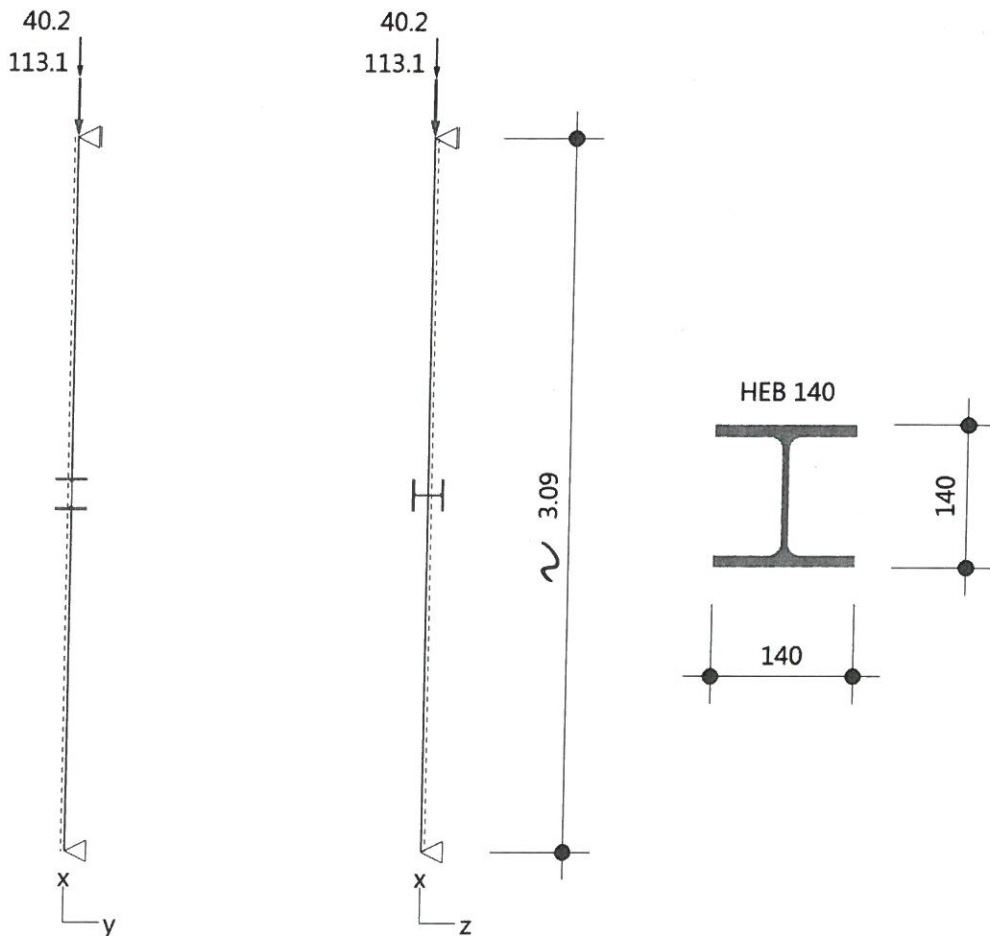
Grundparameter

Bemessungsnorm	:	DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12
Sicherheitskonzept/Lastkombinatorik	:	DIN EN 1990/NA:2010-12
Kombination ständiger Lasten	:	alle gleiches γ_F ($\gamma_{G,sup}$ oder $\gamma_{G,inf}$)
Querschnittsbemessung	:	plastisch
Stabilitätsnachweis nach	:	6.3.3 - Anhang A
Bemessungssituation Gebrauchstauglichkeit	:	charakteristisch
Nachweis Absolutverformung mit	$\delta_{lim} =$	1.0 cm

System Pendelstütze

Nachweis der Stützen unter Pos. T4.1 im 1. OG!

Max. Knicklänge: $3,19 \text{ m} + 0,06 \text{ m} - 0,16 \text{ m} (-x \text{ cm}) \ll 3,09 \text{ m}$
bzw. ggf. kürzer sofern der Träger T4.1 nicht direkt unter der Decke liegt sondern in T4 (-x cm)! Beachte Ang. AP Architekt!
Pos. T 4.1 gem. Hinweis Statik in den Flansch von T4 auflegen
bzw. am Steg anschließen, ggf. unten Distanzstück einschweißen!
Profil konstr. analog S3 auch HEB 140, gem. N.R. HEB 120 i.O.!



Stütze: Höhe = 3.09 m S235 HEB 140

Lagerbedingungen

Nr	x [m]	Verschiebungen ^{*)}			Verdrehungen ^{*)}		
		ux [kN/m]	uy [kN/m]	uz [kN/m]	Φ_x [kNm/rad]	Φ_y [kNm/rad]	Φ_z [kNm/rad]
1	0.00	-1	-1	-1	-1	0.0	0.0
2	3.09	0.00	-1	-1	-1	0.0	0.0

^{*)} -1 = starr, 0 = frei, > 0 = elastisch

Belastung**Einwirkungen(Ew)**

Id	Typ	Situation	Name	γ_{sup}	γ_{inf}	ψ_0	ψ_1	ψ_2
99	G	P/T	ständig	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00
2	Q	P/T	Kat. B: Bürogebäude	1.50	0.00	0.70	0.50	0.30

Lasten**Lastarten**

Art 14 = Kopflast kN

Das Eigengewicht wird automatisch berücksichtigt.

Lasten

Nr	Art	in/um	pi	a [m]	pj	l [m]	Ew
1	14	x	113.1	3.09		-	99
2	14	x	40.2	3.09		-	2

Ergebnisse**Tragfähigkeit - Lastkombination ständige/vorübergehende Bemessungssituation****Schnittgrößen - Komb 1**

x [m]	N _{Ed} [kN]	V _{z,Ed} [kN]	M _{y,Ed} [kNm]	V _{y,Ed} [kN]	M _{z,Ed} [kNm]
0.00	-214.4	0.0	0.00	0.0	0.00
3.09	-213.0	0.0	0.00	0.0	0.00

Querschnittstragfähigkeit nach Abschnitt 6.2 ff - Komb 1 - $\gamma_{M0} = 1,00$

x [m]	Qkl	η_N	η_{Vz}	η_{My}	η_{Vy}	η_{Mz}	η_{MyMz}	η
0.00	1	0.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.21
3.09	1	0.21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.21

Stabilitätsnachweis

x [m]	Qkl	N _{Ed} [kN]	M _{y,Ed} [kNm]	GI	η	Komb
0.00	1	214.4	0.00	6.46	0.40	1

Gebrauchstauglichkeit - Lastkombination charakteristisch**Verformungsnachweis - Absolutverformung $f_{cd} = 1.0$ cm**

x [m]	f _{x,Ed} [cm]	f _{y,Ed} [cm]	f _{z,Ed} [cm]	f _{res,Ed} [cm]	η	Komb
3.09	-0.1	0.0	0.0	0.1	0.05	5

Auflagerkräfte

Auflagerkräfte - charakteristisch je Lastfall

Lager	x Lf [m]		Ew	R _x [kN]	R _z [kN]	M _y [kNm]	R _y [kN]	M _z [kNm]
Fuss	0.00	Eigengewicht	99	-1.0	-	-	-	-
		Lf 1	99	-113.1	-	-	-	-
		Lf 2	2	-40.2	-	-	-	-
Kopf	3.09	Eigengewicht	99	-	-	-	-	-
		Lf 1	99	-	-	-	-	-
		Lf 2	2	-	-	-	-	-

Übersicht maßgeblicher Kombinationen

Komb	Bemessungssituation	[Last:Faktor]
1	ständig/vorübergehend	Eigengewicht: 1.35 + 1:1.35 + 2:1.5
5	charakteristisch	Eigengewicht: 1.0 + 1:1.0 + 2:1.0

Zusammenfassung

Nachweis	Bemessungssituation	Querschnitt	Stabilität	Verformung
Tragfähigkeit	ständig/vorübergehend	0,21	0,40	
Gebrauchstauglichkeit	charakteristisch			0,05

Ugl. Konweise S. 43, gelten hier für die rechte Seitenwand* „Länge“ in kg analog, vord. Stb.-balken im KG.

2. Vor O-t prüfen, Tannen mit Stützen von Eichen SS durchführen?

*1 Stb.-überzug im EG Pro. 200 199? (rechts)
links Stb.-wand im KG

Position: KP S 5 Kopfplatte zu S 5

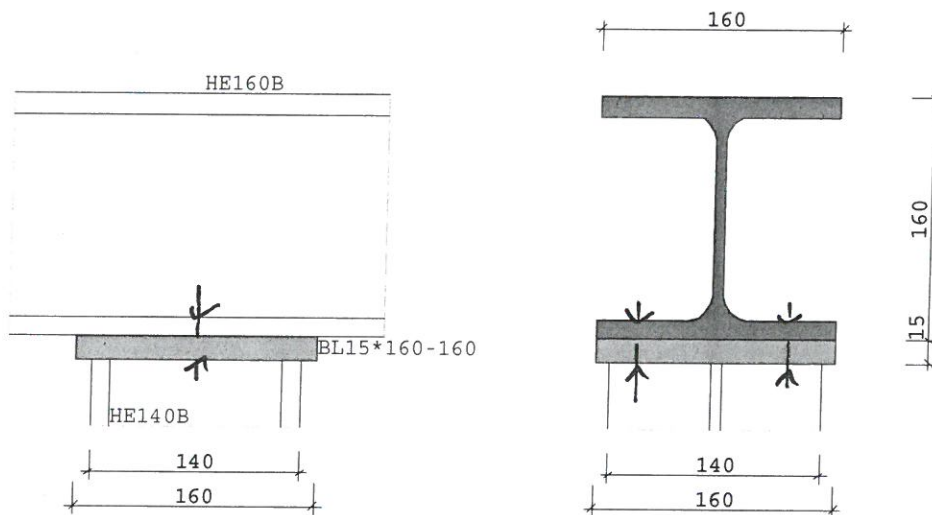
Trägerauflager ST4 02/2017A (Frilo R-2017-2/P9)

Nachweis Kopfplatte zu S5 - HEB 140 (Min. HEB 120!)

Beachte ggf. konstr. Rippen $t = 8$ mm gem. AP anordnen,
aus statischer Sicht NICHT unbedingt erf.!

Lagesicherung z.B. 2 M 12 5.6!

Maßstab 1 : 5



Träger auf Stütze : Auflagerkraft		Fd = 213.00 kN
Norm	DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12	
Träger	HE160B	
Stütze	HE140B	
Platte	Länge/Breite/Höhe = 160.0 / 160.0 / 15.0 mm	
Stahl	S235 $f_{yk} = 235.0$ N/mm ² $f_{uk} = 360.0$ N/mm ² $\gamma_{M0} = 1.00$	
	$f_{vw,d} = 207.8$ N/mm ² $\beta_w = 0.80$ $\gamma_{M2} = 1.25$	

Nachweis des Trägers nach EN 1993-1-5,6.6	
Mittragende Längen	$l_{eff} = 302.3$ mm, $t_w = 8.0$ mm
Grenzkraft	$FRd = t_w \cdot l_{eff} \cdot f_{yk} / 1.1 = 516.62$ kN
Nachweis	$F_d / FRd = 213.00$ kN / 516.62 kN
	$\eta_2 = 0.41 < 1$
Nachweis der Querschnittstragfähigkeit nach EN 1993-1-1, Kap.6	
Schnittgrößen	$N_{Ed} = 0.00$ kN
	$V_{Ed} = 0.00$ kN
	$M_{Ed} = 0.00$ kNm
Querschnittsklasse	1
Nachweis	$M_{Ed} = 0.0$ kNm / $M_{pl,Rd} = 83.3$ kNm
	$\eta_1 = 0.00 < 1$
Nachweis	$V_{Ed} = 0.0$ kN / $V_{pl,Rd} = 239.3$ kN
	$\eta = 0.00 < 1$
Nachweis	$N_{Ed} = 0.0$ kN / $N_{pl,Rd} = 1276.0$ kN
	$\eta = 0.00 < 1$
Interaktion Querbelastrung und Moment+N nach DIN EN 1993-1-5,7.2	
	$\eta_2 + 0.8 \cdot \eta_1 = 0.29 < 1.4$

Nachweis der Kontaktpressung an der Platte

$$\sigma_d = F_d / (51.5 \text{ mm} * 160.0 \text{ mm}) = -25.82 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Nachweis } \sigma_d = 25.8 \text{ N/mm}^2 / f_{yd} = 235.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\eta = 0.11 < 1$$

Nachweis der umlaufenden Kehlnaht $a_w = 4.0 \text{ mm}$ Platte - Stütze

Steg :

$$\text{Nachweis } \sigma_{wd} = 43.3 \text{ N/mm}^2 / f_{vwd} = 207.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\eta = 0.21 < 1$$

Flansch :

$$\text{Nachweis } \sigma_{wd} = 74.3 \text{ N/mm}^2 / f_{vwd} = 207.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\eta = 0.36 < 1$$

$$\max \eta = 0.41 \leq 1 \quad \text{Frd}$$

Position: FP S 5 Nachweis Fußplatte zu S 5

Stahlstütze - Fußplatte ST3 02/2018 (Frilo R-2018-2/P04)

System

Bemerkungen

Nachweis Fußplatte zu Pos. S5!

Lagesicherung z.B. 2 FAZ II M 12 o.glw.!

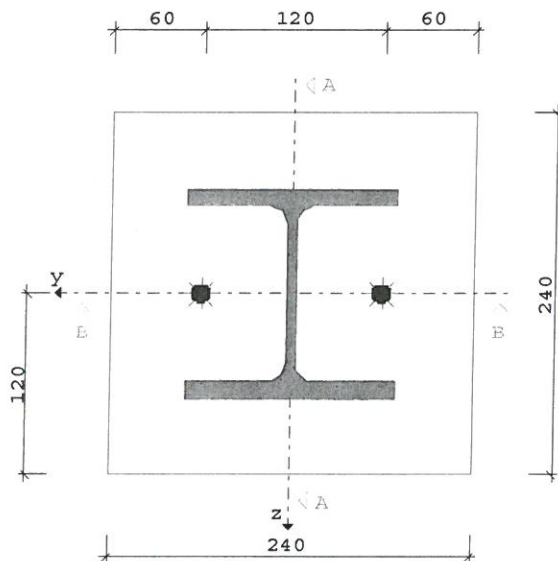
Kopfplatte siehe Pos. KP S5!

Beachte Ang. ausf. Firma und Vorgaben Architekt!

Beachte im Bereich Pos. T13 wegen Randnähe zur Stb.-stütze
konstr. auch 240x160x15 mm ausreichend gem. N.R.!

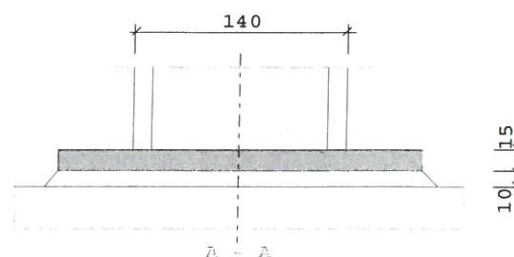
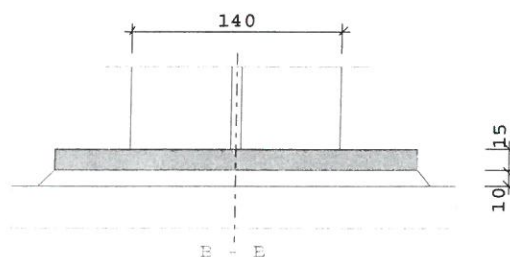
Grafik

Maßstab 1 : 5



Fußplatte unter w. SS bei
T13 7/ 200 x 140 x 15

Durch Vergleichsrechnung
geprüft
Prof. Dipl.-Ing. Volker Schiermeyer



Kennwerte

Nachweisführung nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12

Stütze	A cm2	I _y cm4	I _z cm4	h mm	t _w mm	b mm	t _f mm	r mm			
HE 140 B	43.00	1510.0	550.0	140.0	7.0	140.0	12.0	12.0			
Fußplatte	Länge	Breite	Dicke	Fugendicke		aw Steg		aw Flansch			
[mm]	240.0	240.0	15.0	10.0		4.0		4.0			
Stahl	f _y N/mm2	f _u N/mm2	γ _{M0}	γ _{M2}	β _w	f _{vwd} N/mm2	Beton	α _c	γ _c	f _{cd} N/mm2	EModul N/mm2
S235	235.0	360.0	1.00	1.25	0.80	207.8	C20/25	0.85	1.50	11.3	30000.0

Durch Vergleichsrechnung
geprüft
Prof. Dipl.-Ing. Volker Schiermeyer

Anker	Anzahl	fyb	fub	N/mm ²
M 12 - 4.6 R	2	240.0	400.0	Gewinde in Fuge

Ankerabstände bezogen auf die Außenkante der Fußplatte in Richtung

Steg	e1	e1	Flansch	w3	w1	w3
	120.0	120.0		60.0	120.0	60.0

Nachweis	Berechnungsoptionen (Vorgaben)
Querkraft	Es wird kein Querkraftnachweis über Anker geführt

Ergebnisse**Ergebnisse Kombination 1**

Nr	Bezeichnung	Nd[kN]	Myd[kNm]	Vzd[kN]	Vyd[kN]
1	Kombination 1	215.00	0.00	0.00	0.00

Nachweis der Fußplatte mit dem Komponentenmodell (Druck)

Tragfähigkeit $NARd = 480.0 \text{ kN}$ $\eta = 0.45 < 1$

Druckkomponente

Festigkeit Lagerfuge	fjd = 11.3 N/mm ²		
Anschlußbeiwert	$\beta_j = 0.67$		
Faktor	$sqA1A0 = 1.50$		
Ausbreitungsbreite	c = 39.4 mm	Dicke	t = 15.0 mm
Flansch	Aeff1 = 198.8 cm ²		$\sigma_{D1} = 5.1 \text{ N/mm}^2$
Steg	Aeff2 = 31.9 cm ²		$\sigma_{D2} = 4.1 \text{ N/mm}^2$
Druckfläche	Aeff = 429.5 cm ²	NARd	= 479.96 kN

Nachweis der Schweißnähte aus Teilschnittgrößen

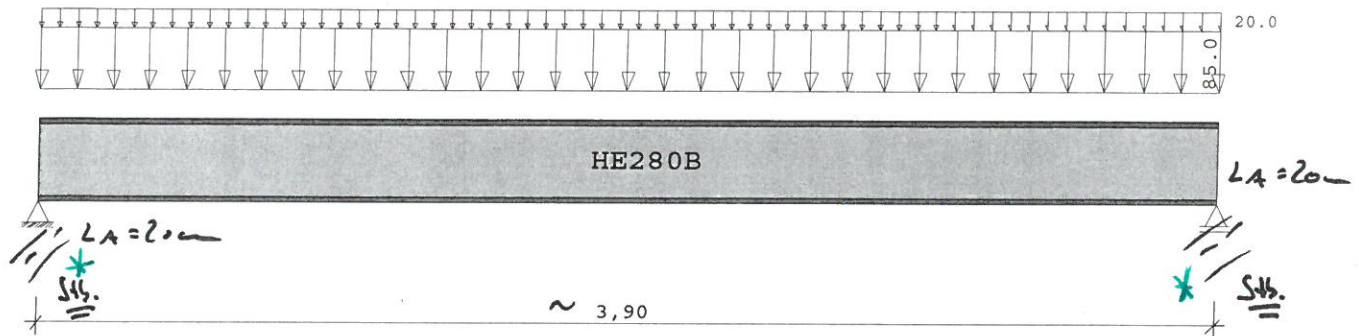
Querschnittsteil	σ_{wd}	erf.aw	vorh.aw	η
Steg	78.8	N/mm ²	1.5	4.0 mm 0.38
Gurt	78.8	N/mm ²	1.5	4.0 mm 0.38

maximale Auslastung $\eta = 0.45 < 1$ Nachweis der Fußplatte mit dem Komponentenmodell

Position: T 5 Stahlträger Durchbruch Brandwand 1. OG

Durchlaufträger DLT10 02/2017 (Frilo R-2017-2/P9)

Maßstab 1 : 25



Stahlträger S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Nachweis neuer Sturz im 1. OG über dem geplanten
Wanddurchbruch Flur zu den WC-Räumen (Stützpunkt Pflege)!

Max. Belastung aus:	g (KN/m)	p
Dachdecke (3.OG)		
4,5 m x (5,5 + 2) KN/m ² x 1/2	12,40	4,50
Decke 2.+1.OG (5,5+3,5) KN/m ² :	24,75	15,75
MW-wand 2.+3.OG (max.) d=36,5cm	43,30	
Inkl. g, Verkleidung + Rundung:	85,00	+ 20,00 = 105 KN/m

**) gem. Bestandsplan
zum Flurbereich
Pflegebereich (Südflügel)
Mauerwerk
↳ Auflager MW, wenn keine
Stb.-Wand
KSV 28/IIa
blh = 37,5/37,5 cm*

Beachte Brandwand! Beachte Fuge zum Nordflügel!
Links und rechts über den Türen vorhandene Stb.-balken
Pos. 66 N2: b/d = 36/114 cm sollen bleiben, daher bleiben an den
Ecken auch die Stb.-wandstücke von 90 cm!
Auflager Pos. T5 L=20cm mit Kernbohrungen herstellen, Schnitte an
den Ecken nicht überschneiden! Die Wandbewehrung außerhalb
des Trägersauflagers geht durch und darf nicht gestört werden!
Beachte auskragende Wände 3. OG "Verkehrsknoten" sowie Hinweise
gem. Vorplanung und ursprünglich größeren Öffnungen über Eck!

System	Länge	Querschnittswerte
Feld	L (m)	QNr. I (cm ⁴) Wo (cm ³) Wu (cm ³)
1	3.900 konstant	1 19270.0 1380.0 1380.0 HE280B

Trägerbezogene Lasten (kN,m)							
Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L 3=Einzelmoment bei a 5=Dreieckslast über L		2=Einzellast bei a 4=Trapezlast von a - a+b 6=Trapezlast über L			
Typ EG Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1 B		85.000	20.000	1.000			

Einwirkungen:						
Nr KI Bezeichnung			ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ
B	1	Büros	0.70	0.50	0.30	1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> $K_{FI} = 1.0$ Tab. B3
 In den folgenden Tabellen steht am Ende der Zeilen ein Verweis auf die Nummer der zug. Überlagerung (siehe unten).
 In Tabellen mit Gammafachen Schnittgrößen steht zusätzlich ein Verweis auf die Leiteinwirkung.

Ergebnisse für 1-fache Lasten
Feldmomente Maximum

(kNm , kN)

Feld		Mf	M li	M re	V li	V re	komb
1	x0 = 1.950	199.63	0.00	0.00	204.75	-204.75	2

Stützmomente Maximum

(kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	204.75	204.75	165.75	2
2	0.00	0.00	-204.75	0.00	204.75	165.75	2

Auflagerkräfte

(kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	165.75	39.00	0.00	204.75	204.75	165.75
2	165.75	39.00	0.00	204.75	204.75	165.75
Summe:	331.50	78.00	0.00	409.50	409.50	331.50

Auflagerkräfte

(kN)

EG	Stütze 1		Stütze 2	
	max	min	max	min
g	165.8	165.8	165.8	165.8
B	39.0	0.0	39.0	0.0
Sum	204.8	165.8	204.8	165.8

Ergebnisse für γ -fache Lasten

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

Feldmomente Maximum

(kNm , kN)

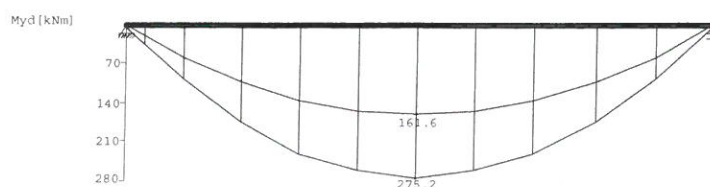
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re	komb
1	x0 = 1.950	275.21	0.00	0.00	282.26	-282.26	B 2

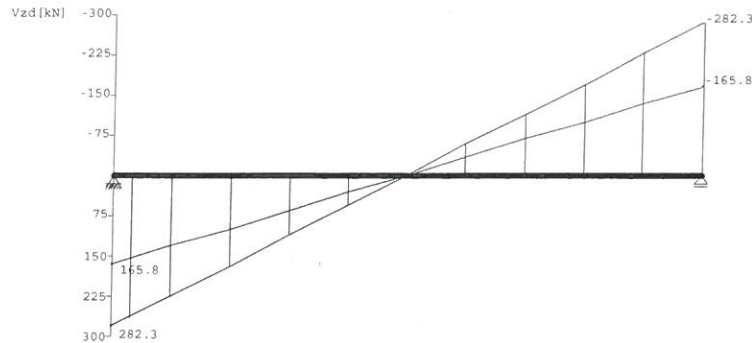
Stützmomente Maximum

(kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	282.26	282.26	165.75	B 2
2	0.00	0.00	-282.26	0.00	282.26	165.75	B 2

Maßstab 1 : 50





Querschnitte S235		fyk = 235 N/mm ²				
Art	Name	Npl	Mplyd	Vplyd	Mplzd	Vplyd
4	HE280B	3079	361	553	169	1368

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.1)									$\gamma_{M0} = 1.00$	
Feld Nr.	x (m)	QNr.	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	σ_v (N/mm ²)	τ	QKL	η	komb	
1	0.000	1	0.0	282.3	181	105	1	0.77	B	2
	1.950	1	275.2	0.0	200	0	1	0.85	B	2
	3.900	1	0.0	-282.3	181	105	1	0.77	B	2

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.2)							$\gamma_{M0} = 1.00$		
Feld Nr.	x (m)	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	QKL (-)	ρ (-)	M,Rd (kNm)	η	komb	
1	0.000	0.0	282.3	1	0.00	361.4	0.51	B	2
	1.950	275.2	0.0	1	0.00	361.4	0.76	B	2
	3.900	0.0	-282.3	1	0.00	361.4	0.51	B	2

Biegedrillknicken nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 Gl.6.54, Anhang B
Der Druckgurt ist nur an den Auflagern gehalten.
Die Lasten sind OK Balken angesetzt.

Feld Nr.	MEd,y (kNm)	MRk,y (kNm)	λ_{lt}	κ_{lt}	γ_M	Eta	komb	
1	275.21	361.38	0.55	0.94	1.10	0.89	B	2

Zulässige Durchbiegungen : im Feld $z_{ul} f = L / 300$
charakteristische Kombination

Feld Nr.	x (m)	fg (cm)	ftot (cm)	f (cm)	zulf (cm)	η	komb	
1	1.950	0.63	0.78	0.782	1.300	0.60		2

In der folgenden Tabelle sind die Lasten mit der internen Numerierung angegeben. Die anschließende Tabelle der gerechneten Kombinationen referenziert auf diese Nummern.

Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L 3=Einzelmoment bei a 5=Dreieckslast über L				2=Einzellast bei a 4=Trapezlast von a - a+b 6=Trapezlast über L				
Nr.	Feld	Typ	Grp	g1	q1	g2	q2	Faktor	Abstand	Länge
1	1	4	B 1	85.00	20.00	85.00	20.00	1.00	0.00	3.90

Gerechnete Kombinationen aus 1 Lasten

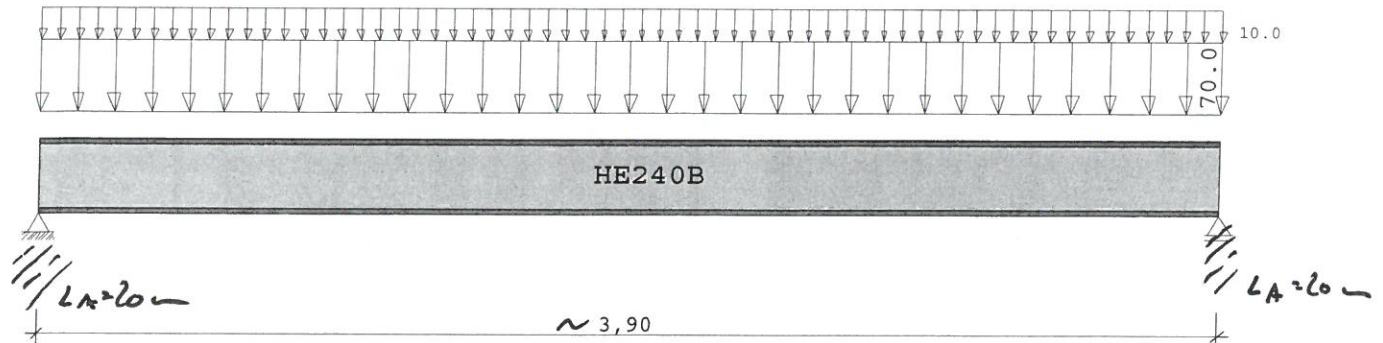
Last	K1	K2
1	$\frac{g}{x}$	$\frac{g}{x}$

Die vorstehenden Kombinationen werden wie folgt bearbeitet:
 Beim Nachweis der Tragsicherheit werden die ständigen Lasten
 alle gleichzeitig alternierend mit $\gamma_G = 1,00 / 1,35$ beaufschlagt.
 Wenn in einer Kombination p-Lasten aus unterschiedlichen Einwirkungen
 vorhanden sind, dann wird jeweils untersucht, welche Einwirkung die
 Leiteinwirkung ist.
 Die Auswirkung der Lasteinwirkungsdauer wird ebenfalls geprüft.

Position: T 6 Stahlträger Durchbruch Brandwand 1. OG

Durchlaufträger DLT10 02/2017 (Frilo R-2017-2/P9)

Maßstab 1 : 25



Stahlträger S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Nachweis neuer Sturz im 1. OG über dem geplanten

Wanddurchbruch Flur zu den WC-Räumen, hier Nordflügelseite!

Max. Belastung aus:	g (KN/m)	p
Dachdecke (3.OG)		
2,3 m x (8 + 2) KN/m ² x 1/2	9,20	2,30
Decke 2.+1.OG (8+3,5) KN/m ² :	18,40	8,00
Stb.-wand 2.+3.OG (max.) d=25cm	39,50	
Inkl. g, Verkleidung + Rundung:	70,00	+ 10,00 = 80 KN/m

Beachte Brandwand! Beachte Fuge zum "Südfügel"!

Links und rechts über den Türen vermutlich vorhandene Stb.-balken

Pos. 304: b/d = 24/70 cm! Beachte Hinweise Pos. T5, daher
verbleiben auch hier Stb.-wandscheiben 90 cm und zusätzliche
Auflagerbereiche 15 cm für die Pos. T3 (La = 10-15 cm!)

Neues MW am Ende Pos. T3 kraftschlüssig SF 12/MG IIa oder besser
untermauern, ggf. konstr. MW SF 20/ MG III verwenden!

System	Länge	Querschnittswerte				
Feld	L (m)		QNr.	I (cm ⁴)	Wo (cm ³)	Wu (cm ³)
1	3.900	konstant	1	11260.0	938.0	938.0 HE240B

Trägerbezogene Lasten (kN,m)							
Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L 3=Einzelmoment bei a 5=Dreieckslast über L		2=Einzellast bei a 4=Trapezlast von a - a+b 6=Trapezlast über L			
Typ EG Gr	VK	g _{l/r}	q _{l/r}	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1 B		70.000	10.000	1.000			

Einwirkungen:					
Nr	Kl	Bezeichnung	ψ0	ψ1	ψ2 γ
B	1	Büros	0.70	0.50	0.30 1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> $K_{Fi} = 1.0$ Tab. B3
 In den folgenden Tabellen steht am Ende der Zeilen ein Verweis auf die Nummer der zug. Überlagerung (siehe unten).
 In Tabellen mit Gammafachen Schnittgrößen steht zusätzlich ein Verweis auf die Leiteinwirkung.

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum		(kNm , kN)					
Feld		Mf	M li	M re	V li	V re	komb
1	x0 = 1.950	152.10	0.00	0.00	156.00	-156.00	2

Stützmomente Maximum		(kNm , kN)					
Stütze		M li	M re	V li	V re	max F	min F komb
1		0.00	0.00	0.00	156.00	156.00	136.50 2
2		0.00	0.00	-156.00	0.00	156.00	136.50 2

Auflagerkräfte		(kN)				
Stütze		aus g	max q	min q	Vollast	max min
1		136.50	19.50	0.00	156.00	156.00 136.50
2		136.50	19.50	0.00	156.00	156.00 136.50
Summe:		273.00	39.00	0.00	312.00	312.00 273.00

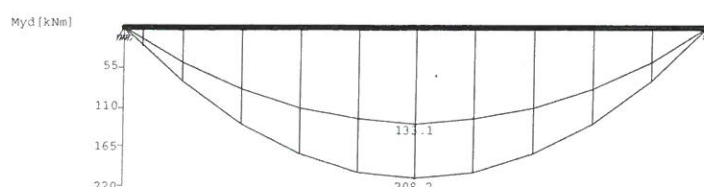
Auflagerkräfte		(kN)			
EG	Stütze 1		Stütze 2		
	max	min	max	min	
g	136.5	136.5	136.5	136.5	
B	19.5	0.0	19.5	0.0	
Sum	156.0	136.5	156.0	136.5	

Ergebnisse für γ -fache Lasten
 Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G \cdot K_{Fi} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

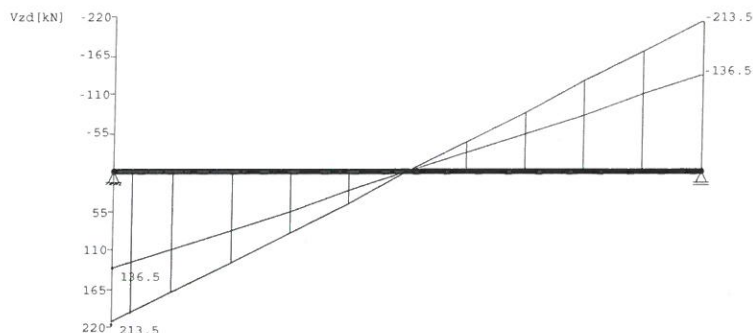
Feldmomente Maximum		(kNm , kN)					
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re	komb
1	x0 = 1.950	208.19	0.00	0.00	213.53	-213.53	B 2

Stützmomente Maximum		(kNm , kN)					
Stütze		Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F komb
1		0.00	0.00	0.00	213.52	213.53	136.50 B 2
2		0.00	0.00	-213.52	0.00	213.53	136.50 B 2

Maßstab 1 : 50



Durch Vergleichsrechnung
 geprüft
 Prof. Dipl.-Ing. Volker Schiermeyer



Querschnitt S235		fyk = 235 N/mm ²				
Art	Name	Npl	Mplyd	Vplzd	Mplzd	Vplyd
4	HE240B	2491	248	451	117	1107

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.1)									$\gamma_{M0} = 1.00$	
Feld Nr.	x (m)	QNr.	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	σ_v (N/mm ²)	τ	QKL	η	komb	
1	0.000	1	0.0	213.5	170	98	1	0.72	B	2
	1.950	1	208.2	0.0	222	0	1	0.94	B	2
	3.900	1	0.0	-213.5	170	98	1	0.72	B	2

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.2)							γM0 = 1.00		
Feld Nr.	x (m)	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	QKL (-)	ρ (-)	M,Rd (kNm)	η	komb	
1	0.000	0.0	213.5	1	0.00	248.0	0.47	B	2
	1.950	208.2	0.0	1	0.00	248.0	0.84	B	2
	3.900	0.0	-213.5	1	0.00	248.0	0.47	B	2

Biegedrillknicken nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 Gl.6.54, Anhang B

Der Druckgurt ist nur an den Auflagern gehalten.

Die Lasten sind OK Balken angesetzt.

Feld Nr.	MEd,y (kNm)	MRk,y (kNm)	λ_{lt}	κ_{lt}	γ_M	Eta	komb	
1	208.19	248.00	0.58	0.93	1.10	1.00	B	2

Zulässige Durchbiegungen : im Feld $zul f = L / 300$
charakteristische Kombination

Feld Nr.	x (m)	fg (cm)	ftot (cm)	f (cm)	zul f (cm)	η	komb	
1	1.950	0.89	1.02	1.019	1.300	0.78		2

In der folgenden Tabelle sind die Lasten mit der internen Numerierung angegeben. Die anschließende Tabelle der gerechneten Kombinationen referenziert auf diese Nummern.

Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L		2=Einzellast bei a		3=Einzelmoment bei a		4=Trapezlast von a - a+b		5=Dreieckslast über L		6=Trapezlast über L	
Nr.	Feld	Typ	Grp	g1	q1	g2	q2	Faktor	Abstand	Länge			
1	1	4	B 1	70.00	10.00	70.00	10.00	1.00	0.00	3.90			

Gerechnete Kombinationen aus 1 Lasten

Last	K1	K2
1	g	g
	.	x

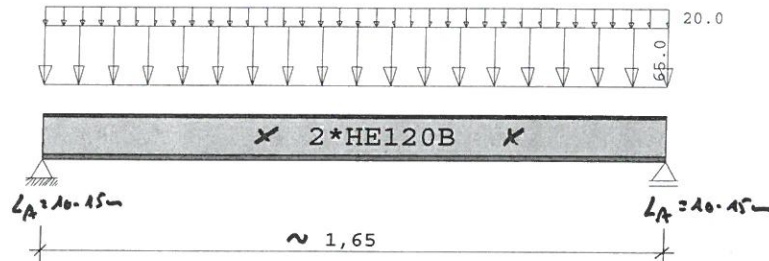
Die vorstehenden Kombinationen werden wie folgt bearbeitet:
 Beim Nachweis der Tragsicherheit werden die ständigen Lasten
 alle gleichzeitig alternierend mit γ_G = 1,00 / 1,35 beaufschlagt.
 Wenn in einer Kombination p-Lasten aus unterschiedlichen Einwirkungen
 vorhanden sind, dann wird jeweils untersucht, welche Einwirkung die
 Leiteinwirkung ist.
 Die Auswirkung der Lasteinwirkungsdauer wird ebenfalls geprüft.

Position: T 7 Stahlträger D.-bruch "Lichthof" im 1. OG

Durchlaufträger DLT10 02/2017 (Frilo R-2017-2/P9)

Maßstab 1 : 20

„Beachte AP: Türe u. Treppe anhalten
unterhalb!“



Stahlträger S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Nachweis neuer Sturz im 1. OG über dem geplanten
Wanddurchbruch Zugang zum Lichthof und erf. Anpassung in der
Durchgangshöhe, unterhalb teilweise Abbruch Brüstung!
Beachte vorh. Pfeiler, gem. Planung Arch. Stb.-stützen 24/49 cm
gem. Bestandsunterlagen ggf. MW-Pfeiler Pos. 72 (H=150 cm)!

KHL 350 III

Der vorh. MW-Pfeiler muss
unterhalb des Trägers
vollständig erhalten bleiben!

Max. Belastung aus:	g (KN/m)	p (KN/m)
Dachdecke (3.OG)	11,00	4,00
4 m x (5,5 + 2) KN/m ² x 0,5	22,00	14,00
Decke 2.+1.OG (5,5+3,5) KN/m ² :	30,70	
MW-wand 2.+3.OG (max.)	65,00	
Inkl. g, Verkleidung + Rundung:		20,00 = 85 KN/m

Träger in den Drittelpunkten mit Gewindestange M 16 5.6
verbolzen, Auflager je Seite min. 10 bis max. 15 cm, ggf.
Kernbohrungen anordnen, siehe Hinweise oben MW/Stb.-Pfeiler!

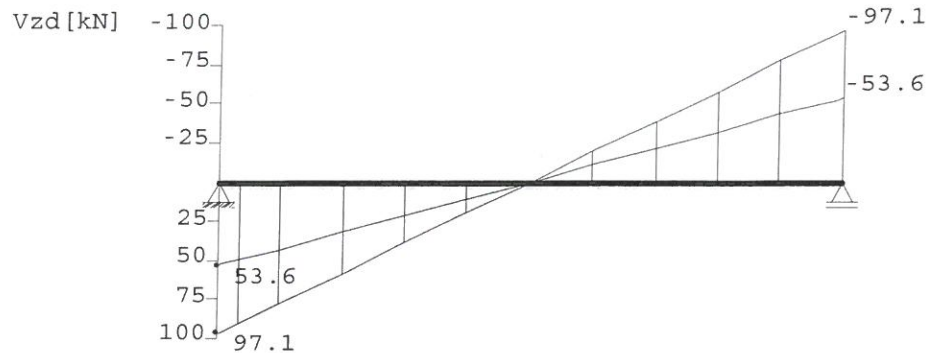
*) Breite u. u. L. Holzbohlen
mit $p = 2,0 \text{ kN/m}^2$
Nur zu Rep. zwecken o. g. l. v.
Begraben, KEINE
Dachrinne!

System	Länge	Querschnittswerte
Feld	L (m)	QNr. I (cm ⁴) Wo (cm ³) Wu (cm ³)
1	1.650 konstant	1 1728.0 288.0 288.0 2 HE120B

Trägerbezogene Lasten (kN,m)							
Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L	2=Einzellast bei a	3=Einzelmoment bei a	4=Trapezlast von a - a+b	5=Dreieckslast über L	6=Trapezlast über L
Typ EG Gr	VK	g _L /r	q _L /r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1 B		65.000	20.000	1.000			

Einwirkungen:						
Nr Kl Bezeichnung			ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ
B	1	Büros	0.70	0.50	0.30	1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> $K_{FI} = 1.0$ Tab. B3
In den folgenden Tabellen steht am Ende der Zeilen ein Verweis auf
die Nummer der zug. Überlagerung (siehe unten).
In Tabellen mit Gammafachen Schnittgrößen steht zusätzlich ein
Verweis auf die Leiteinwirkung.



Querschnitte S235		fyk = 235 N/mm ²				
Art	Name	Npl	Mplyd	Vplzd	Mplzd	Vplyd
4	HE120B	799	39	149	19	358

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.1)									$\gamma_{M0} = 1.00$	
Feld Nr.	x (m)	QNr.	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	σ_v (N/mm ²)	τ	QKL	η	komb	
1	0.000	1	0.0	97.1	122	71	1	0.52	B	2
	0.825	1	40.1	0.0	139	0	1	0.59	B	2
	1.650	1	0.0	-97.1	122	71	1	0.52	B	2

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.2)							$\gamma_{M0} = 1.00$		
Feld Nr.	x (m)	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	QKL (-)	ρ (-)	M,Rd (kNm)	η	komb	
1	0.000	0.0	97.1	1	0.00	38.9	0.33	B	2
	0.825	40.1	0.0	1	0.00	38.9	0.52	B	2
	1.650	0.0	-97.1	1	0.00	38.9	0.33	B	2

Biegedrillknicken nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 Gl.6.54, Anhang B
Der Druckgurt ist nur an den Auflagern gehalten.
 Die Lasten sind OK Balken angesetzt.

Feld Nr.	MEd,y (kNm)	MRk,y (kNm)	λ_{lt}	κ_{lt}	γ_M	Eta	komb	
1	20.04	38.90	0.47	0.97	1.10	0.58	B	2

Zulässige Durchbiegungen : im Feld $zul f = L / 300$
 charakteristische Kombination

Feld Nr.	x (m)	fg (cm)	ftot (cm)	f (cm)	zul f (cm)	η	komb	
1	0.825	0.17	0.23	0.226	0.550	0.41		2

Ergebnisse für 1-fache Lasten
Feldmomente Maximum

(kNm , kN)

Feld	Mf	M li	M re	V li	V re	komb
1 x0 = 0.825	28.93	0.00	0.00	70.12	-70.12	2

Stützmomente Maximum

(kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	70.12	70.12	53.62	2
2	0.00	0.00	-70.12	0.00	70.12	53.62	2

Auflagerkräfte

(kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	53.62	16.50	0.00	70.12	70.12	53.62
2	53.62	16.50	0.00	70.12	70.12	53.62
Summe:	107.25	33.00	0.00	140.25	140.25	107.25

Auflagerkräfte

(kN)

EG	Stütze 1		Stütze 2	
	max	min	max	min
g	53.6	53.6	53.6	53.6
B	16.5	0.0	16.5	0.0
Sum	70.1	53.6	70.1	53.6

Ergebnisse für γ-fache Lasten

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

Feldmomente Maximum

(kNm , kN)

Feld	Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re	komb
1 x0 = 0.825	40.07	0.00	0.00	97.14	-97.14	B 2

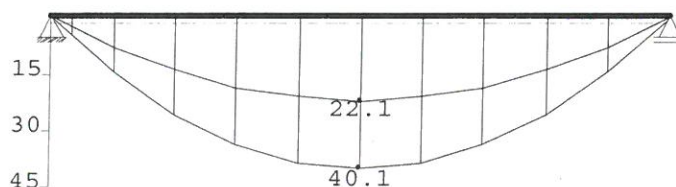
Stützmomente Maximum

(kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	97.14	97.14	53.62	B 2
2	0.00	0.00	-97.14	0.00	97.14	53.62	B 2

Maßstab 1 : 20

Myd [kNm]



In der folgenden Tabelle sind die Lasten mit der internen Numerierung angegeben. Die anschließende Tabelle der gerechneten Kombinationen referenziert auf diese Nummern.

Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L 3=Einzelmoment bei a 5=Dreieckslast über L				2=Einzellast bei a 4=Trapezlast von a - a+b 6=Trapezlast über L				
Nr.	Feld	Typ	Grp	g1	q1	g2	q2	Faktor	Abstand	Länge
1	1	4	B 1	65.00	20.00	65.00	20.00	1.00	0.00	1.65

Gerechnete Kombinationen aus 1 Lasten

Last	K1	K2
1	g	g
	.	x

Die vorstehenden Kombinationen werden wie folgt bearbeitet:

Beim Nachweis der Tragsicherheit werden die ständigen Lasten

alle gleichzeitig alternierend mit $\gamma_G = 1,00 / 1,35$ beaufschlagt.

Wenn in einer Kombination p-Lasten aus unterschiedlichen Einwirkungen

vorhanden sind, dann wird jeweils untersucht, welche Einwirkung die

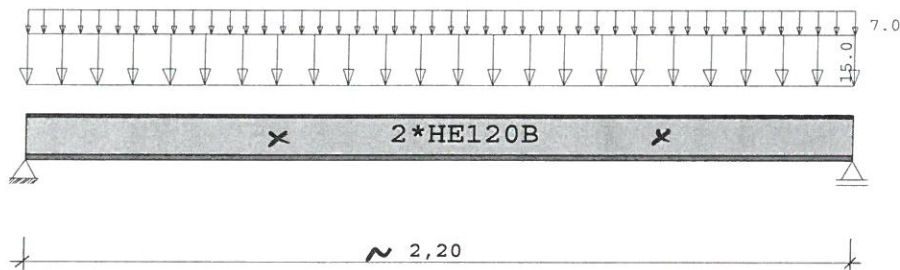
Leiteinwirkung ist.

Die Auswirkung der Lasteinwirkungsdauer wird ebenfalls geprüft.

Position: T 8 Stahlträger Durchbruch im EG

Durchlaufträger DLT10 02/2017 (Frilo R-2017-2/P9)

Maßstab 1 : 20



Stahlträger S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Nachweis neuer Sturz im EG über dem geplanten
Wanddurchbruch Raum 018 im Südflügel!

Max. Belastung aus:
Decke EG //-Anteil $(5,5+3,5) \text{ KN/m}^2$ g (KN/m) p
Inkl. g, MW, Verkleidung + Rundung: 10,30 6,60
15,00 + 7,00 KN/m

Träger in den Drittelpunkten mit Gewindestange M 16 5.6 $\times$
verbolzen, Auflager je Seite 15 cm einstemmen, ggf.
Konstr. n. örtl. Festlegung 3 Schichten Aufl.-MW 20/III einbauen!

System	Länge	Querschnittswerte					
Feld	L (m)		QNr.	I (cm ⁴)	Wo (cm ³)	Wu (cm ³)	
1	2.200	konstant	1	1728.0	288.0	288.0	2 HE120B

Trägerbezogene Lasten (kN,m)

Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L 3=Einzelmoment bei a 5=Dreieckslast über L			2=Einzellast bei a 4=Trapezlast von a - a+b 6=Trapezlast über L		
Typ EG Gr	VK	g_l/r	q_l/r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1 B		15.000	7.000	1.000			

Einwirkungen:

Nr	Kl	Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ
B	1	Büros	0.70	0.50	0.30	1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> $K_{FI} = 1.0$ Tab. B3
In den folgenden Tabellen steht am Ende der Zeilen ein Verweis auf
die Nummer der zug. Überlagerung (siehe unten).
In Tabellen mit Gammafachen Schnittgrößen steht zusätzlich ein
Verweis auf die Leiteinwirkung.

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum (kNm, kN)						
Feld		Mf	Mli	Mre	Vli	Vre komb
1	x0 = 1.100	13.31	0.00	0.00	24.20	-24.20 2

Durch Vergleichsrechnung
geprüft
Prof. Dipl.-Ing. Volker Schiermeyer

Stützmomente Maximum					(kNm , kN)		
Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	24.20	24.20	16.50	2
2	0.00	0.00	-24.20	0.00	24.20	16.50	2

Auflagerkräfte							(kN)
Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min	
1	16.50	7.70	0.00	24.20	24.20	16.50	
2	16.50	7.70	0.00	24.20	24.20	16.50	
Summe:	33.00	15.40	0.00	48.40	48.40	33.00	

Auflagerkräfte					(kN)	
EG	Stütze 1		Stütze 2			
	max	min	max	min		
g	16.5	16.5	16.5	16.5		
B	7.7	0.0	7.7	0.0		
Sum	24.2	16.5	24.2	16.5		

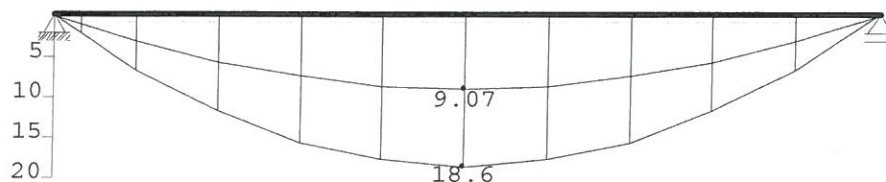
Ergebnisse für γ -fache Lasten
 Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_G \cdot K_{FI} = 1.35$ über Trägerlänge konstant

Feldmomente Maximum					(kNm , kN)		
Feld		Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re	komb
1	$x_0 = 1.100$	18.60	0.00	0.00	33.82	-33.82	B 2

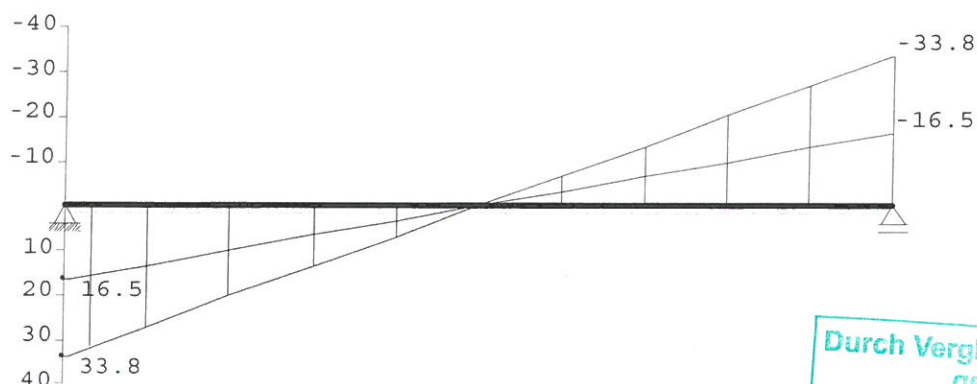
Stützmomente Maximum					(kNm , kN)		
Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	33.82	33.82	16.50	B 2
2	0.00	0.00	-33.82	0.00	33.82	16.50	B 2

Maßstab 1 : 20

M_{yd} [kNm]



V_{zd} [kN]



Durch Vergleichsrechnung
 geprüft
 Prof. Dipl.-Ing. Volker Schiermeyer

Querschnitte S235		fyk = 235 N/mm ²				
Art	Name	Npl	Mplyd	Vplyd	Mplyd	Vplyd
4	HE120B	799	39	149	19	358

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.1)							$\gamma_{M0} = 1.00$		
Feld Nr.	x (m)	QNr.	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	σ_v (N/mm ²)	τ	QKL	η	komb
1	0.000	1	0.0	33.8	43	25	1	0.18	B 2
	1.100	1	18.6	0.0	65	0	1	0.27	B 2
	2.200	1	0.0	-33.8	43	25	1	0.18	B 2

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.2)							$\gamma_{M0} = 1.00$		
Feld Nr.	x (m)	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	QKL (-)	ρ (-)	M,Rd (kNm)	η	komb	
1	0.000	0.0	33.8	1	0.00	38.9	0.11	B	2
	1.100	18.6	0.0	1	0.00	38.9	0.24	B	2
	2.200	0.0	-33.8	1	0.00	38.9	0.11	B	2

Biegedrillknicken nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 Gl.6.54, Anhang B
Der Druckgurt ist nur an den Auflagern gehalten.
 Die Lasten sind OK Balken angesetzt.

Feld Nr.	MEd,y (kNm)	MRk,y (kNm)	λ_{lt}	κ_{lt}	γ_M	Eta	komb
1	9.30	38.90	0.55	0.94	1.10	0.28	B 2

Zulässige Durchbiegungen : im Feld $zul f = L / 300$
 charakteristische Kombination

Feld Nr.	x (m)	fg (cm)	ftot (cm)	f (cm)	zul f (cm)	η	komb
1	1.100	0.13	0.18	0.185	0.733	0.25	2

In der folgenden Tabelle sind die Lasten mit der internen Numerierung angegeben. Die anschließende Tabelle der gerechneten Kombinationen referenziert auf diese Nummern.

Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L 3=Einzelmoment bei a 5=Dreieckslast über L	2=Einzellast bei a 4=Trapezlast von a - a+b 6=Trapezlast über L
------------------	----------	--	---

Nr.	Feld	Typ	Grp	g1	q1	g2	q2	Faktor	Abstand	Länge
1	1	4	B 1	15.00	7.00	15.00	7.00	1.00	0.00	2.20

Gerechnete Kombinationen aus 1 Lasten

Last	K1	K2
1	g	g
	.	x

Die vorstehenden Kombinationen werden wie folgt bearbeitet:
 Beim Nachweis der Tragsicherheit werden die ständigen Lasten

Gerechnete Kombinationen aus 1 Lasten

Last	K1	K2
------	----	----

alle gleichzeitig alternierend mit γ_{G} = 1,00 / 1,35 beaufschlagt.

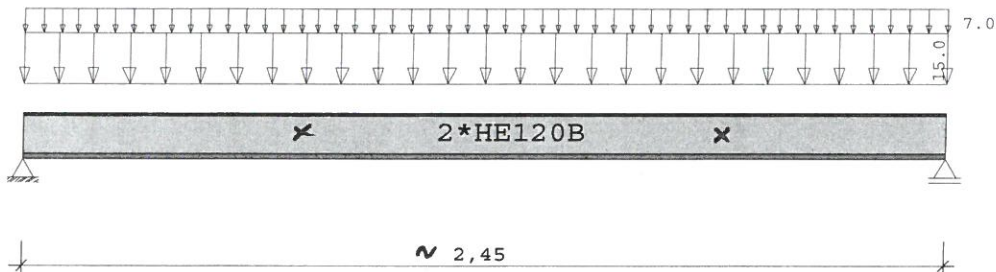
Wenn in einer Kombination p-Lasten aus unterschiedlichen Einwirkungen vorhanden sind, dann wird jeweils untersucht, welche Einwirkung die Leiteinwirkung ist.

Die Auswirkung der Lasteinwirkungsdauer wird ebenfalls geprüft.

Position: T 9 Stahlträger Durchbruch im EG

Durchlaufträger DLT10 02/2017 (Frilo R-2017-2/P9)

Maßstab 1 : 20



Stahlträger S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Nachweis neuer Sturz im EG über dem geplanten
Wanddurchbruch Raum 017.1 im Südflügel! <Prinzip wie T8>

Max. Belastung aus:	g	(KN/m)	p
Decke EG //-Anteil(5,5+3,5)KN/m²	10,30		6,60
Inkl. g, MW, Verkleidung + Rundung:	15,00	+	7,00 KN/m

Träger in den Drittelpunkten mit Gewindestange M 16 5.6 
verbolzen, Auflager je Seite 15 cm einstemmen, ggf.
Konstr. n. örtl. Festlegung 3 Schichten Aufl.-MW 20/III einbauen!

System	Länge	Querschnittswerte					
Feld	L (m)		QNr.	I (cm4)	Wo (cm3)	Wu (cm3)	
1	2.450	konstant	1	1728.0	288.0	288.0	2 HE120B

Trägerbezogene Lasten (kN,m)							
Belastung (kN,m)		Lasttyp:		1=Gleichlast über L 2=Einzellast bei a 3=Einzelmoment bei a 4=Trapezlast von a - a+b 5=Dreieckslast über L 6=Trapezlast über L			
Typ	EG Gr	VK	g _I /r	q _I /r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS
1	B		15.000	7.000	1.000		

Einwirkungen:							
Nr		KI	Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ
B	1		Büros	0.70	0.50	0.30	1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> $K_{Fi} = 1.0$ Tab. B3
In den folgenden Tabellen steht am Ende der Zeilen ein Verweis auf die Nummer der zug. Überlagerung (siehe unten).
In Tabellen mit Gammafachen Schnittgrößen steht zusätzlich ein Verweis auf die Leiteinwirkung.

Ergebnisse für 1-fache Lasten
Feldmomente Maximum

(kNm , kN)

Feld	Mf	M li	M re	V li	V re	komb
1 x0 = 1.225	16.51	0.00	0.00	26.95	-26.95	2

Stützmomente Maximum

(kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	26.95	26.95	18.38	2
2	0.00	0.00	-26.95	0.00	26.95	18.38	2

Auflagerkräfte

(kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	18.38	8.58	0.00	26.95	26.95	18.38
2	18.38	8.57	0.00	26.95	26.95	18.38
Summe:	36.75	17.15	0.00	53.90	53.90	36.75

Auflagerkräfte

(kN)

EG	Stütze 1		Stütze 2	
	max	min	max	min
g	18.4	18.4	18.4	18.4
B	8.6	0.0	8.6	0.0
Sum	27.0	18.4	27.0	18.4

Ergebnisse für γ-fache Lasten

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

Feldmomente Maximum

(kNm , kN)

Feld	Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re	komb
1 x0 = 1.225	23.07	0.00	0.00	37.67	-37.67	B 2

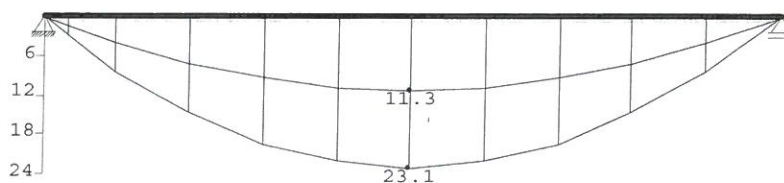
Stützmomente Maximum

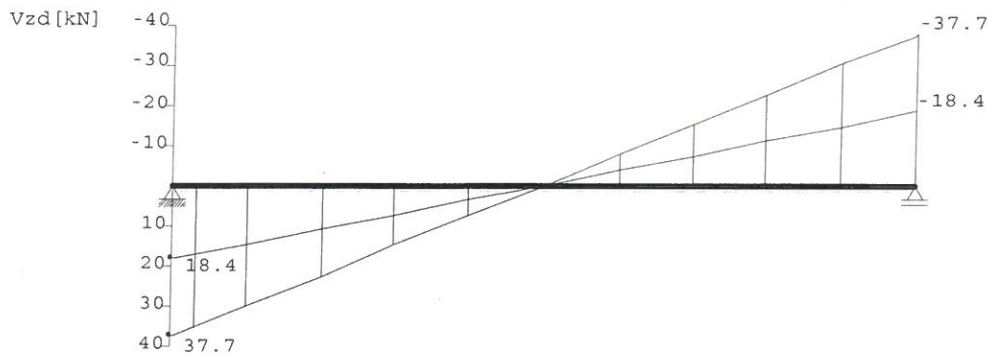
(kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	37.67	37.67	18.38	B 2
2	0.00	0.00	-37.67	0.00	37.67	18.38	B 2

Maßstab 1 : 25

Myd [kNm]





Querschnitte S235		$f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$				
Art	Name	Npl	Mplyd	Vplzd	Mplzd	Vplyd
4	HE120B	799	39	149	19	358

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.1)									$\gamma_{M0} = 1.00$
Feld Nr.	x (m)	QNr.	$M_{y,ed}$ (kNm)	$V_{z,ed}$ (kN)	σ_v (N/mm ²)	τ	QKL	η	komb
1	0.000	1	0.0	37.7	47	27	1	0.20	B 2
	1.225	1	23.1	0.0	80	0	1	0.34	B 2
	2.450	1	0.0	-37.7	47	27	1	0.20	B 2

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.2)							$\gamma_{M0} = 1.00$	
Feld Nr.	x (m)	$M_{y,ed}$ (kNm)	$V_{z,ed}$ (kN)	QKL (-)	ρ (-)	M_{Rd} (kNm)	η	komb
1	0.000	0.0	37.7	1	0.00	38.9	0.13	B 2
	1.225	23.1	0.0	1	0.00	38.9	0.30	B 2
	2.450	0.0	-37.7	1	0.00	38.9	0.13	B 2

Biegedrillknicken nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 Gl.6.54, Anhang B
Der Druckgurt ist nur an den Auflagern gehalten.
 Die Lasten sind OK Balken angesetzt.

Feld Nr.	$M_{Ed,y}$ (kNm)	$M_{Rk,y}$ (kNm)	λ_{lt}	κ_{lt}	γ_M	Eta	komb
1	11.54	38.90	0.58	0.92	1.10	0.35	B 2

Zulässige Durchbiegungen : im Feld $zul f = L / 300$
 charakteristische Kombination

Feld Nr.	x (m)	f_g (cm)	f_{tot} (cm)	f (cm)	zul f (cm)	η	komb
1	1.225	0.19	0.28	0.284	0.817	0.35	2

In der folgenden Tabelle sind die Lasten mit der internen Numerierung angegeben. Die anschließende Tabelle der gerechneten Kombinationen referenziert auf diese Nummern.

Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L	2=Einzellast bei a
		3=Einzelmoment bei a	4=Trapezlast von a - a+b
		5=Dreieckslast über L	6=Trapezlast über L

Nr.	Feld	Typ	Grp	g1	q1	g2	q2	Faktor	Abstand	Länge
1	1	4	B 1	15.00	7.00	15.00	7.00	1.00	0.00	2.45

Gerechnete Kombinationen aus 1 Lasten

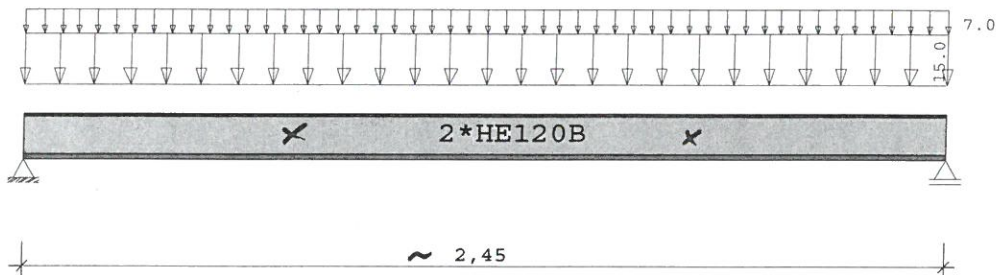
Last	K1	K2
1	g	g
	.	x

Die vorstehenden Kombinationen werden wie folgt bearbeitet:
 Beim Nachweis der Tragsicherheit werden die ständigen Lasten
 alle gleichzeitig alternierend mit $\gamma_G = 1,00 / 1,35$ beaufschlagt.
 Wenn in einer Kombination p-Lasten aus unterschiedlichen Einwirkungen
 vorhanden sind, dann wird jeweils untersucht, welche Einwirkung die
 Leiteinwirkung ist.
 Die Auswirkung der Lasteinwirkungsdauer wird ebenfalls geprüft.

Position: T 10 Stahlträger Durchbruch im EG

Durchlaufträger DLT10 02/2017 (Frilo R-2017-2/P9)

Maßstab 1 : 20



Stahlträger S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

**Nachweis neuer Sturz im EG über dem geplanten
Wanddurchbruch Raum 017.1 im Südflügel! <Prinzip wie T8>**

Max. Belastung aus:	g	(KN/m)	p
Decke EG //-Anteil(5,5+3,5)KN/m²	10,30		6,60
Inkl. g, MW, Verkleidung + Rundung:	15,00	+	7,00 KN/m

Träger in den Drittelpunkten mit Gewindestange M 16 5.6
verbolzen, Auflager je Seite 15 cm einstemmen, ggf.
Konstr. n. örtl. Festlegung 3 Schichten Aufl.-MW 20/III einbauen!

System	Länge		Querschnittswerte				
Feld	L (m)		QNr.	I (cm4)	Wo (cm3)	Wu (cm3)	
1	2.450	konstant	1	1728.0	288.0	288.0	2 HE120B

Trägerbezogene Lasten (kN,m)									
Belastung (kN,m)		Lasttyp:	1=Gleichlast über L 3=Einzelmoment bei a 5=Dreieckslast über L		2=Einzellast bei a 4=Trapezlast von a - a+b 6=Trapezlast über L				
Typ	EG	Gr	VK	g _l /r	q _l /r	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1	B			15.000	7.000	1.000			

Einwirkungen:						
Nr Kl Bezeichnung			ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ
B	1	Büros	0.70	0.50	0.30	1.50

Schadensfolgeklasse CC 2 nach EN 1990 Tab. B1 -> $K_{Fi} = 1.0$ Tab. B3
In den folgenden Tabellen steht am Ende der Zeilen ein Verweis auf
die Nummer der zug. Überlagerung (siehe unten).
In Tabellen mit Gammafachen Schnittgrößen steht zusätzlich ein
Verweis auf die Leiteinwirkung.

Ergebnisse für 1-fache Lasten
Feldmomente Maximum

(kNm , kN)

Feld	Mf	M li	M re	V li	V re	komb
1 x0 = 1.225	16.51	0.00	0.00	26.95	-26.95	2

Stützmomente Maximum

(kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	26.95	26.95	18.38	2
2	0.00	0.00	-26.95	0.00	26.95	18.38	2

Auflagerkräfte

(kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	18.38	8.58	0.00	26.95	26.95	18.38
2	18.38	8.57	0.00	26.95	26.95	18.38
Summe:	36.75	17.15	0.00	53.90	53.90	36.75

Auflagerkräfte

(kN)

EG	Stütze 1		Stütze 2	
	max	min	max	min
g	18.4	18.4	18.4	18.4
B	8.6	0.0	8.6	0.0
Sum	27.0	18.4	27.0	18.4

Ergebnisse für γ-fache Lasten

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

Feldmomente Maximum

(kNm , kN)

Feld	Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re	komb
1 x0 = 1.225	23.07	0.00	0.00	37.67	-37.67	B 2

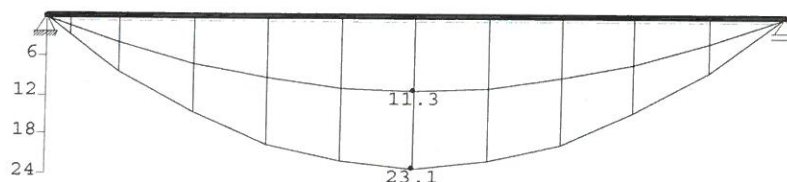
Stützmomente Maximum

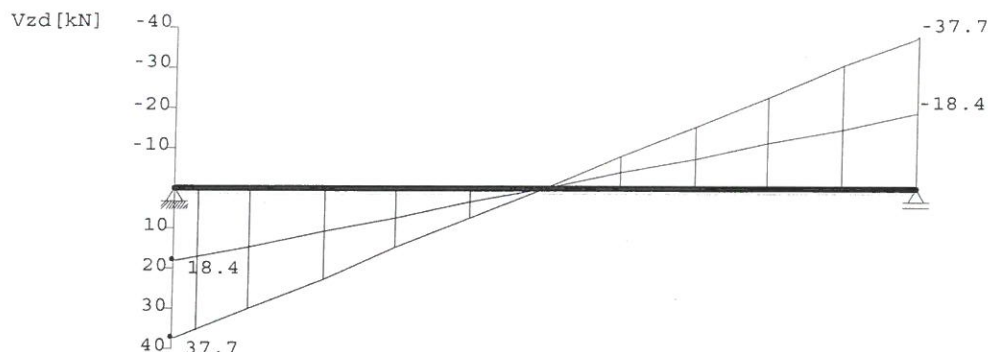
(kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	37.67	37.67	18.38	B 2
2	0.00	0.00	-37.67	0.00	37.67	18.38	B 2

Maßstab 1 : 25

Myd [kNm]



Querschnitte S235 $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2$

Art	Name	Npl	Mplyd	Vplzd	Mplzd	Vplyd
4	HE120B	799	39	149	19	358

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.1)

 $\gamma_{M0} = 1.00$

Feld Nr.	x (m)	QNr.	$M_{y,ed}$ (kNm)	$V_{z,ed}$ (kN)	σ_v (N/mm ²)	τ	QKL	η	komb
1	0.000	1	0.0	37.7	47	27	1	0.20	B 2
	1.225	1	23.1	0.0	80	0	1	0.34	B 2
	2.450	1	0.0	-37.7	47	27	1	0.20	B 2

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.2)

 $\gamma_{M0} = 1.00$

Feld Nr.	x (m)	$M_{y,ed}$ (kNm)	$V_{z,ed}$ (kN)	QKL (-)	ρ (-)	M_{Rd} (kNm)	η	komb
1	0.000	0.0	37.7	1	0.00	38.9	0.13	B 2
	1.225	23.1	0.0	1	0.00	38.9	0.30	B 2
	2.450	0.0	-37.7	1	0.00	38.9	0.13	B 2

Biegedrillknicken nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 Gl.6.54, Anhang B

Der Druckgurt ist nur an den Auflagern gehalten.

Die Lasten sind OK Balken angesetzt.

Feld Nr.	$M_{Ed,y}$ (kNm)	$M_{Rk,y}$ (kNm)	λ_{lt}	κ_{lt}	γ_M	Eta	komb
1	11,54	38,90	0,58	0,92	1,10	0,35	B 2

Zulässige Durchbiegungen : im Feld $zul f = L / 300$
charakteristische Kombination

Feld Nr.	x (m)	f_g (cm)	f_{tot} (cm)	f (cm)	zul f (cm)	η	komb
1	1,225	0,19	0,28	0,284	0,817	0,35	2

In der folgenden Tabelle sind die Lasten mit der internen Numerierung angegeben. Die anschließende Tabelle der gerechneten Kombinationen referenziert auf diese Nummern.

Belastung (kN,m)	Lasttyp:		1=Gleichlast über L				2=Einzellast bei a			
			3=Einzelmoment bei a				4=Trapezlast von a - a+b			
			5=Dreieckslast über L				6=Trapezlast über L			
Nr.	Feld	Typ	Grp	g1	q1	g2	q2	Faktor	Abstand	Länge
1	1	4	B 1	15,00	7,00	15,00	7,00	1,00	0,00	2,45

Gerechnete Kombinationen aus 1 Lasten

Last	K1	K2
1	g	g
	.	x

Die vorstehenden Kombinationen werden wie folgt bearbeitet:

Beim Nachweis der Tragsicherheit werden die ständigen Lasten

alle gleichzeitig alternierend mit γ_G = 1,00 / 1,35 beaufschlagt.

Wenn in einer Kombination p-Lasten aus unterschiedlichen Einwirkungen

vorhanden sind, dann wird jeweils untersucht, welche Einwirkung die

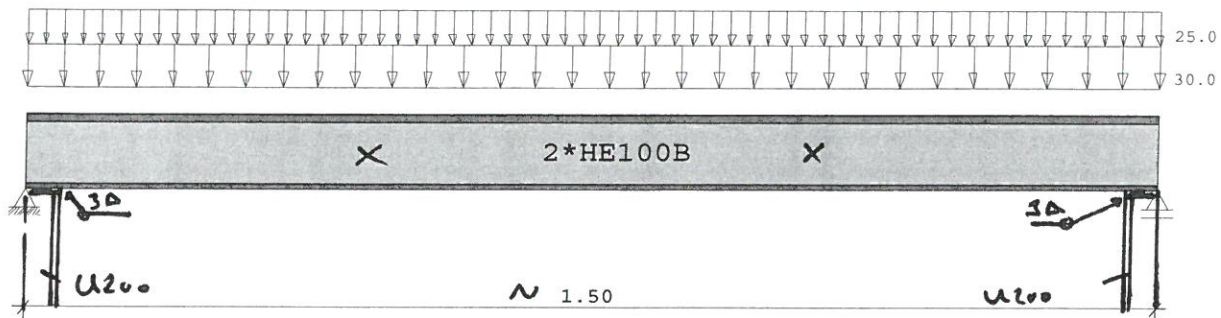
Leiteinwirkung ist.

Die Auswirkung der Lasteinwirkungsdauer wird ebenfalls geprüft.

Position: T 11 Stahlträger Durchbruch im EG

Durchlaufträger DLT10 02/2018 (Frilo R-2018-2/P04)

Maßstab 1 : 10



Stahlträger S235 DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12
E-Modul $E = 210000 \text{ N/mm}^2$

Nachweis neuer Sturz im EG über dem geplanten
Wanddurchbruch Raum 026-1 in Achse E im Südflügel!

Hinweis: Die Trägerposition wird an anderer vergleichbarer Stelle (Lichtlof; Achse 14)
zusätzlich angeordnet bzw. eingebaut!

Max. Belastung aus:

Decke EG (128) $1,15 \times 3,75 \text{ m} \times (5,7 + 4,75) \text{ KN/m}^2$

Inkl. g, Verkleidung + Rundung:

$$\begin{array}{rcl} g & (\text{KN/m}) & p \\ 21,50 & & 20,50 \\ 30,00 & + & 25,00 \text{ KN/m} \end{array}$$

Träger in den Drittelpunkten mit Gewindestange M 16 5.6

verbolzen, Auflager je Seite konstr. U 200 o.glw.,

U-Profil an Stb.-stütze links und MW-Pfeiler rechts andübeln,

z.B. FAZ II M 12 oben, Mitte und Unten oder n. Ang. Hersteller!

bzw. FIS v + Ankerstange
bei MW s. S. 89

System	Länge	Querschnittswerte					
Feld	L (m)		QNr.	I (cm ⁴)	Wo (cm ³)	Wu (cm ³)	
1	1.500	konstant	1	900.0	179.8	179.8	2 HE100B

Trägerbezogene Lasten (kN,m)							
Belastung (kN,m)	Lasttyp:	1=Gleichlast über L 3=Einzelmoment bei a 5=Dreieckslast über L			2=Einzellast bei a 4=Trapezlast von a - a+b 6=Trapezlast über L		
Typ EG Gr	VK	g _{l/r}	q _{l/r}	Fak.	Abst. Lb/Lc	ausPOS	Phi
1 B		30.000	25.000	1.000			

Einwirkungen:						
Nr	Kl	Bezeichnung	ψ_0	ψ_1	ψ_2	γ
B	1	Büros	0.70	0.50	0.30	1.50

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

In den folgenden Tabellen steht am Ende der Zeilen ein Verweis auf die Nummer der zug. Überlagerung (siehe unten).

In Tabellen mit Gammafachen Schnittgrößen steht zusätzlich ein Verweis auf die Leiteinwirkung.

Ergebnisse für 1-fache Lasten

Feldmomente Maximum

(kNm , kN)

Feld	Mf	M li	M re	V li	V re	komb
1 x0 = 0.750	15.47	0.00	0.00	41.25	-41.25	2

Stützmomente Maximum

(kNm , kN)

Stütze	M li	M re	V li	V re	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	41.25	41.25	22.50	2
2	0.00	0.00	-41.25	0.00	41.25	22.50	2

Auflagerkräfte

(kN)

Stütze	aus g	max q	min q	Vollast	max	min
1	22.50	18.75	0.00	41.25	41.25	22.50
2	22.50	18.75	0.00	41.25	41.25	22.50
Summe:	45.00	37.50	0.00	82.50	82.50	45.00

Auflagerkräfte

(kN)

EG	Stütze 1		Stütze 2	
	max	min	max	min
g	22.5	22.5	22.5	22.5
B	18.8	0.0	18.8	0.0
Sum	41.2	22.5	41.3	22.5

Ergebnisse für γ-fache Lasten

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

Feldmomente Maximum

(kNm , kN)

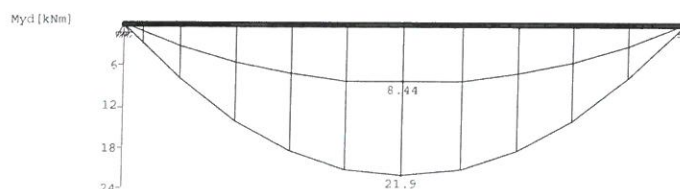
Feld	Mfd	Mdli	Mdre	V li	V re	komb
1 x0 = 0.750	21.94	0.00	0.00	58.50	-58.50	B 2

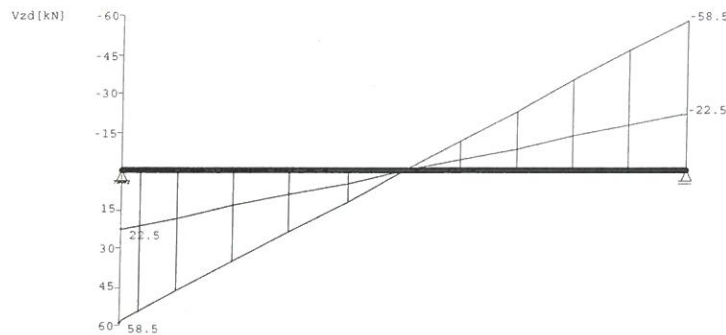
Stützmomente Maximum

(kNm , kN)

Stütze	Mdli	Mdre	Vdli	Vdre	max F	min F	komb
1	0.00	0.00	0.00	58.50	58.50	22.50	B 2
2	0.00	0.00	-58.50	0.00	58.50	22.50	B 2

Maßstab 1 : 20





Querschnitte S235		fyk = 235 N/mm ²				
Art	Name	Npl	Mplyd	Vplyd	Mplzd	Vplyd
4	HE100B	611	25	122	12	271

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.1)									
γM0 = 1.00									
Feld Nr.	x (m)	QNr.	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	σv (N/mm ²)	τ	QKL	η	komb
1	0.000	1	0.0	58.5	96	55	1	0.41	B 2
	0.750	1	21.9	0.0	122	0	1	0.52	B 2
	1.500	1	0.0	-58.5	96	55	1	0.41	B 2

Nachweis nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 6.2.1 (6.2)									
γM0 = 1.00									
Feld Nr.	x (m)	My,ed (kNm)	Vz,ed (kN)	QKL (-)	ρ (-)	M,Rd (kNm)	η	komb	
1	0.000	0.0	58.5	1	0.00	24.6	0.24	B	2
	0.750	21.9	0.0	1	0.00	24.6	0.45	B	2
	1.500	0.0	-58.5	1	0.00	24.6	0.24	B	2

Biegedrillknicken nach DIN EN 1993-1-1/NA:2010-12 Gl.6.54, Anhang B
Der Druckgurt ist nur an den Auflagern gehalten.
 Die Lasten sind OK Balken angesetzt.

Feld Nr.	MEd,y (kNm)	MRk,y (kNm)	λlt	κlt	γM	Eta	komb
1	10.97	24.55	0.48	0.97	1.10	0.51	B 2

Zulässige Durchbiegungen : im Feld zul f = L / 300
 charakteristische Kombination

Feld Nr.	x (m)	fg (cm)	ftot (cm)	f (cm)	zul f (cm)	η	komb
1	0.750	0.10	0.19	0.192	0.500	0.38	2

In der folgenden Tabelle sind die Lasten mit der internen Numerierung angegeben. Die anschließende Tabelle der gerechneten Kombinationen referenziert auf diese Nummern.

Belastung (kN,m) Lasttyp: 1=Gleichlast über L 2=Einzellast bei a 3=Einzelmoment bei a 4=Trapezlast von a - a+b 5=Dreieckslast über L 6=Trapezlast über L

Nr.	Feld	Typ	Grp	g1	q1	g2	q2	Faktor	Abstand	Länge
1	1	4	B 1	30.00	15.00	30.00	25.00	1.00	0.00	1.50

Gerechnete Kombinationen aus 1 Lasten

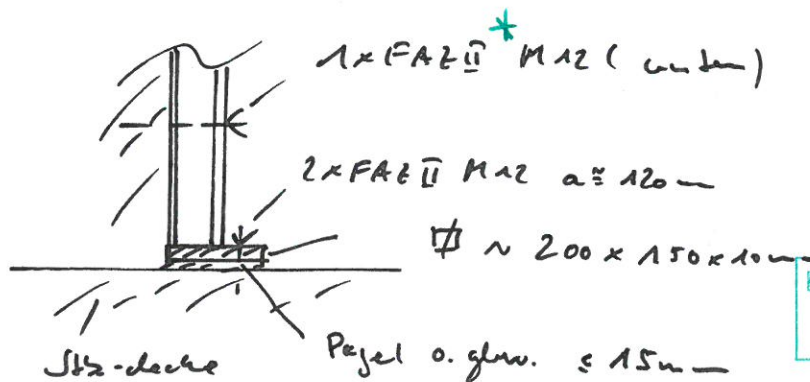
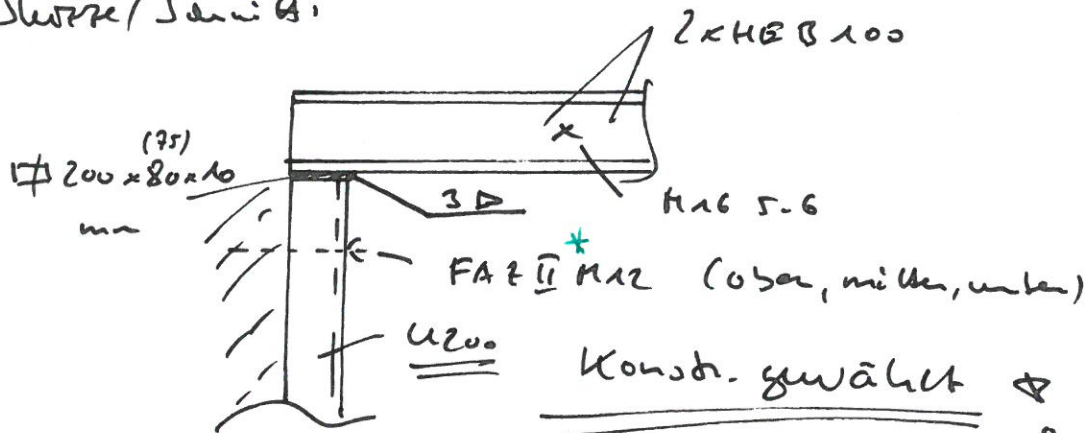
Last K1 K2

1 g g
x

Die vorstehenden Kombinationen werden wie folgt bearbeitet:
Beim Nachweis der Tragsicherheit werden die ständigen Lasten alle gleichzeitig alternierend mit $\gamma_{G1} = 1,00 / 1,35$ beaufschlagt.
Wenn in einer Kombination p-Lasten aus unterschiedlichen Einwirkungen vorhanden sind, dann wird jeweils untersucht, welche Einwirkung die Leiteinwirkung ist.
Die Auswirkung der Lasteinwirkungsdauer wird ebenfalls geprüft.

*) bzw. FIS V + Ankerstange
M12 bei Mauerwerk
o.glw.

Stütze / Säule



Durch Vergleichsrechnung
geprüft
Prof. Dipl.-Ing. Volker Schiermeyer

Alternativ u. Ang. Auf. U200 drehen u. verkleiden.
(Montage u. Lagerung dann leicht, FP ~ 200 x 80 x 10 mm)
(17)