

Statische Berechnung

Bauvorhaben: **Stele für Wiesbaden**

Liegenschaft: **Platte**

Bauherr: **Förderverein Stele für Wiesbaden e.V.**

Architekt: **/**

Auftrag Nr.: 000590



Frankfurt / Main, den 22. März 2002



Inhaltsverzeichnis

Allgemeines	7
Übersicht	2
Horizontalschnitt	3
Vertikalschnitt	4
Querschnitte	5
Systeme	10
Knotenmassen	13
Windlasten	15
Schnittgrößen	21
Betriebsfestigkeitsnachweise, Grundlagen	33
Spannungsnachweise	36
Stöße für die Stiele	41
Verankerung	50
Riegelaanschlüsse	53
Fundament	57

Anhang 1: Eigenwerte und -formen

Anhang 2: Schnittgrößen

Allgemeines

Bei der Stelk handelt es sich um einen ca. 60 m hohen
 ebenen Rahmen mit zwei Stielen und 15 Riegeln.

Die Stiele sind als geschweißte Hohlprofile mit
 über die Höhe abgestufter Blechdicke ausgebildet.

Die Riegel werden alle gleich ausgeführt und
 bestehen aus zwei Rechteck-Hohlprofilen und
 einem U-Profil. Die 15 „Geschosse“ werden
 mit Glasscheiben ausgefüllt. In der vorliegenden
 statischen Berechnung wird nur die Stahlkonstruk-
 tion behandelt.

Die Schwingungsanfälligkeit des Systems wird durch
 die Lastansähe nach DIN 4133 berücksichtigt.

Da im vorliegenden Fall Querschwingungen infolge
 von Wirbelablösungen, Flatterschwingungen u.ä. nicht
 zu erwarten sind, wird der Betriebsfestigkeitsnach-
 weisen ein Lastkollektiv für Schwingungen infolge
 der Biegekeit des Nisches aus der Literatur zugrunde
 gelegt (vergl. auch E DIN 1055-4:2000, Bild C.8)

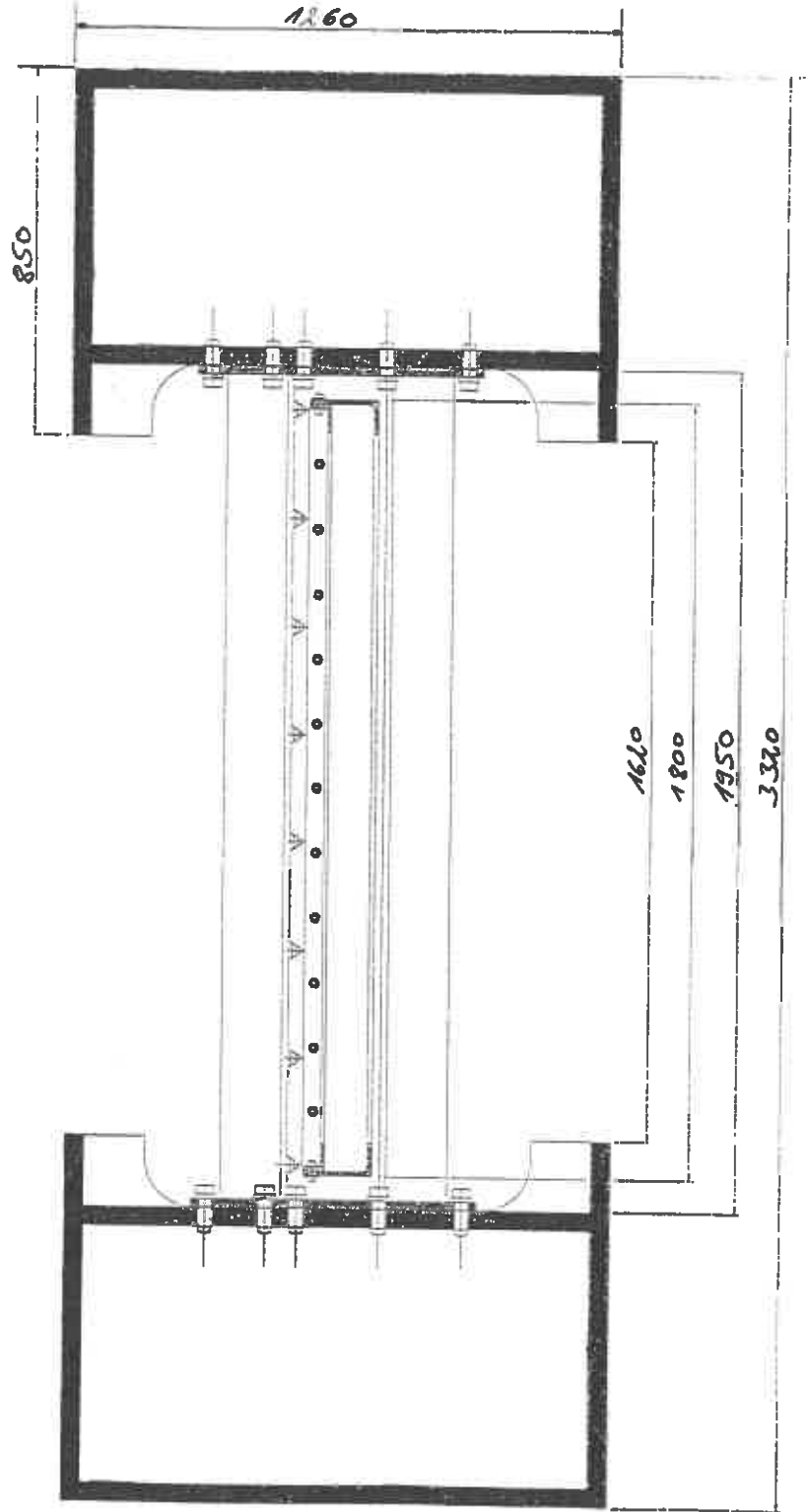
Die gesamte Stahlkonstruktion wird aus S 235 her-
 gestellt.

Übersicht
(schematisch)

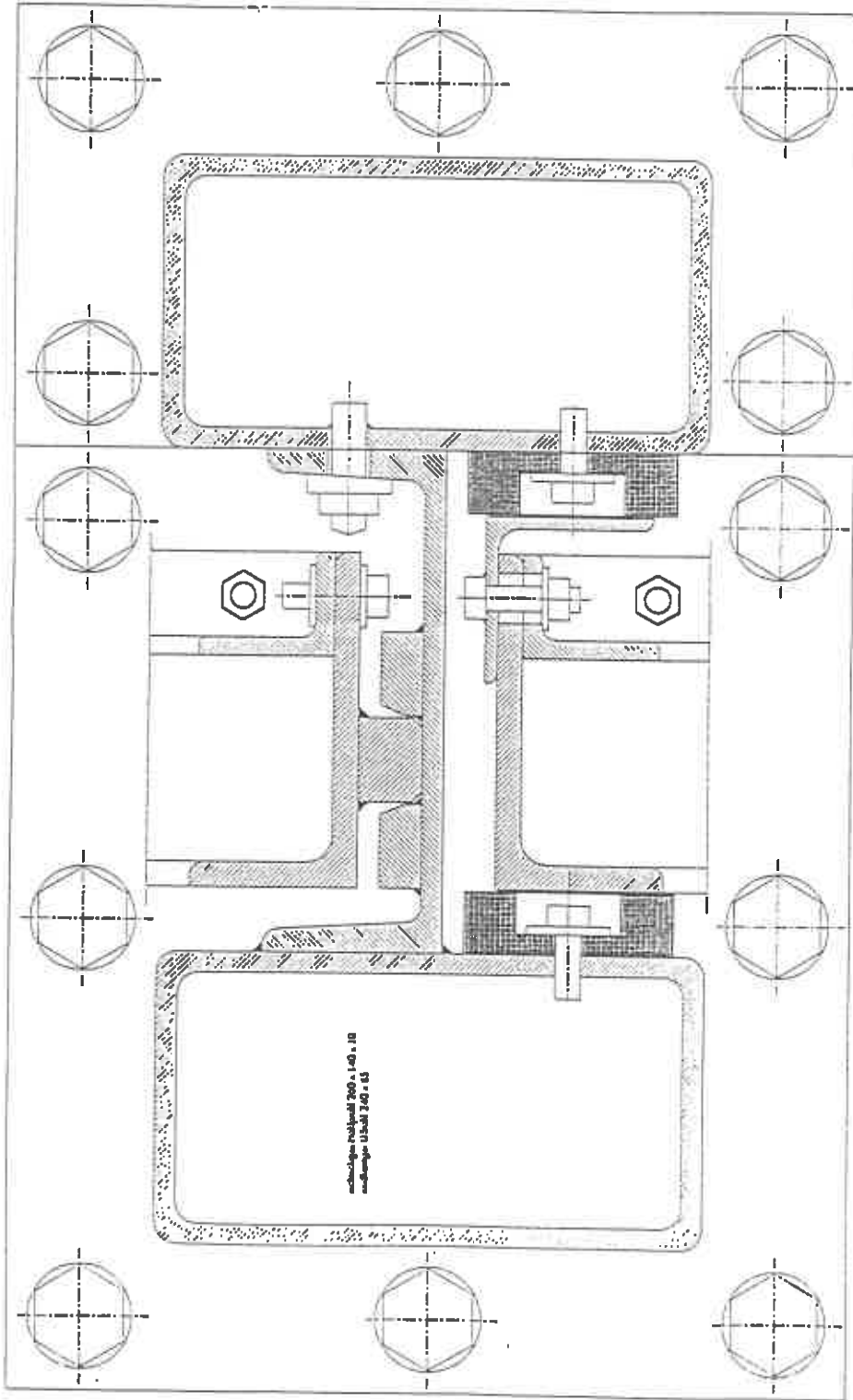


3,36

Horizontalschnitt
(schematisch)

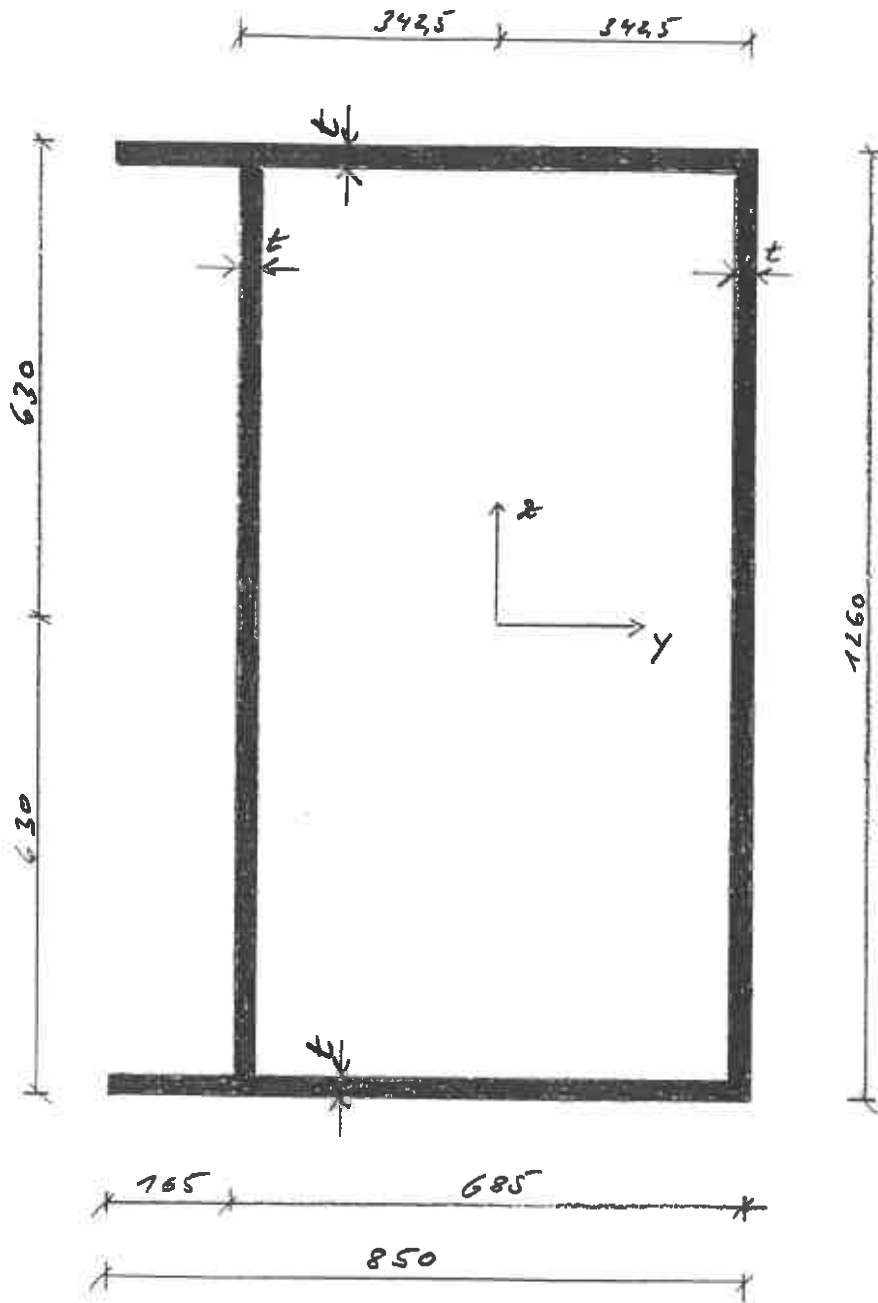


Vertikalschnitt Riegel
(schematisch)



Querschnitte

Stiele



$$A = 2t(126 + 85 - 2t)$$

$$= 2t(211 - 2t)$$

$$J_y = \frac{126^2 \cdot 68,5 - (126 - 2t)^3 (68,5 - 2t)}{12} + 2 \cdot 16,5 \cdot t \left(\frac{126 - t}{2} \right)^2$$

$$y_s = - \frac{2 \cdot 16,5 \cdot t \cdot 42,5}{A}$$

$$J_z = \frac{2 \cdot 85^3 t}{12} + (126 - 2t) \cdot t \left[\left(34,25 - \frac{t}{2} + y_s \right)^2 + \left(34,25 - \frac{t}{2} - y_s \right)^2 \right] + 2 \cdot 85 \cdot t \left(\frac{85}{2} - 34,25 + y_s \right)^2$$

$$J_T = \frac{4 [(126 - t)(68,5 - t)]^2 t}{2(126 - t + 68,5 - t)}$$

$$= \frac{2t [(126 - t)(68,5 - t)]^2}{194,5 - 2t}$$

t	A	J _y	y _s	J _z	J _T
mm	cm ²	cm ⁴	cm	cm ⁴	cm ⁴
10	418	986 000	-3,36	392 000	740 000
15	624	1 460 000	-3,37	578 000	1 090 000
20	828	1 930 000	-3,39	758 000	1 430 000
25	1030	2 380 000	-3,40	932 000	1 750 000
30	1230	2 830 000	-3,42	1 100 000	2 070 000
35	1428	3 270 000	-3,44	1 260 000	2 370 000
40	1624	3 690 000	-3,45	1 420 000	2 660 000

t	A	A _{Stg,1}	A _{Stg,2}	W _y	W _{z,1}	W _{z,2}
mm	cm ²	cm ²	cm ²	cm ³	cm ³	cm ³
10	418	135	250	15700	8270	10400
15	624	201	374	23200	12200	15400
20	828	266	496	30600	16000	20100
25	1030	330	618	37800	19700	24800
30	1230	393	738	44900	23200	29200
35	1428	455	858	51900	26600	33400
40	1624	516	976	58600	30000	37700

$$A_{Stg,1} = 2(68,5 - t) \cdot t$$

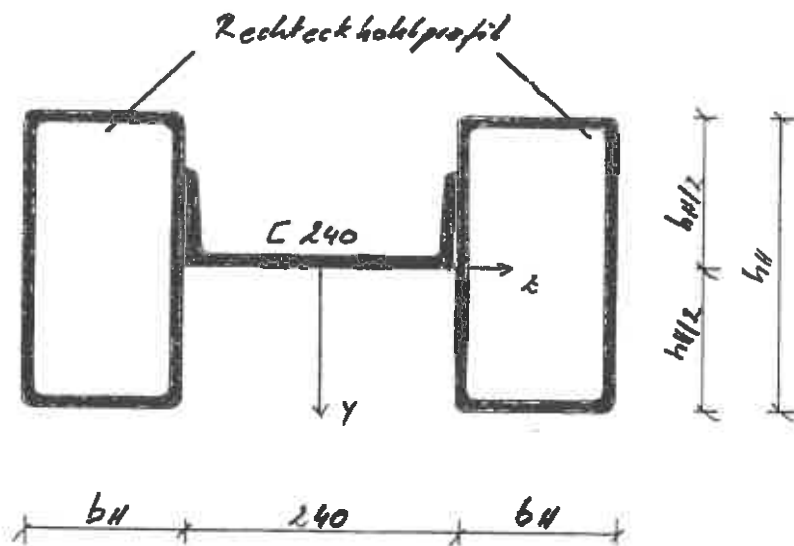
$$A_{Stg,2} = 2(126 - t) \cdot t$$

$$W_y = \frac{J_y}{63}$$

$$W_{z,1} = \frac{J_z}{50,75 + y_s}$$

$$W_{z,2} = \frac{J_z}{34,25 - y_s}$$

Riegel



$$A = 42,3 + 2 A_H$$

$$J_y = 3600 + 2 J_{H_z} + 2 A_H (12 + \frac{b_H}{2})^2$$

$$y_s = - \frac{42,3 \cdot 2,23}{A}$$

$$J_z = 248 + 2 J_{H_y} + A y_s^2$$

$$J_T = 2 J_{HT}$$

Hohlprofil	A_H	J_{H_y}	J_{H_z}	J_{HT}	A	J_y	y_s	J_z	J_T
/	cm^2	cm^4	cm^4	cm^4	cm^2	cm^4	cm	cm^4	cm^4
260 x 440 x 20	73,4	6260	2270	5560	149	61300	-0,50	12800	11100
210 x 420 x 10	67,4	3680	1410	3340	165	46200	-0,57	7660	6680
170 x 400 x 8,8	44,2	1260	636	1860	131	30500	-0,72	3840	3720

Hohlprofil	A	$I_{S_{y,y}}$	$I_{S_{z,z}}$	W_y	W_{z_0}	W_{z_n}
∴	cm ²	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm ³
160x140x10	189	104	77,6	2360	1020	948
220x110x10	165	88	69,6	1930	734	662
180x140x8,8	131	63,4	56,8	1390	464	395

$$A_{S_{y,y}} \approx 4 \cdot b \cdot t$$

$$I_{S_{y,z}} = 2 \cdot b \cdot t^3 + 4 \cdot b \cdot t^3$$

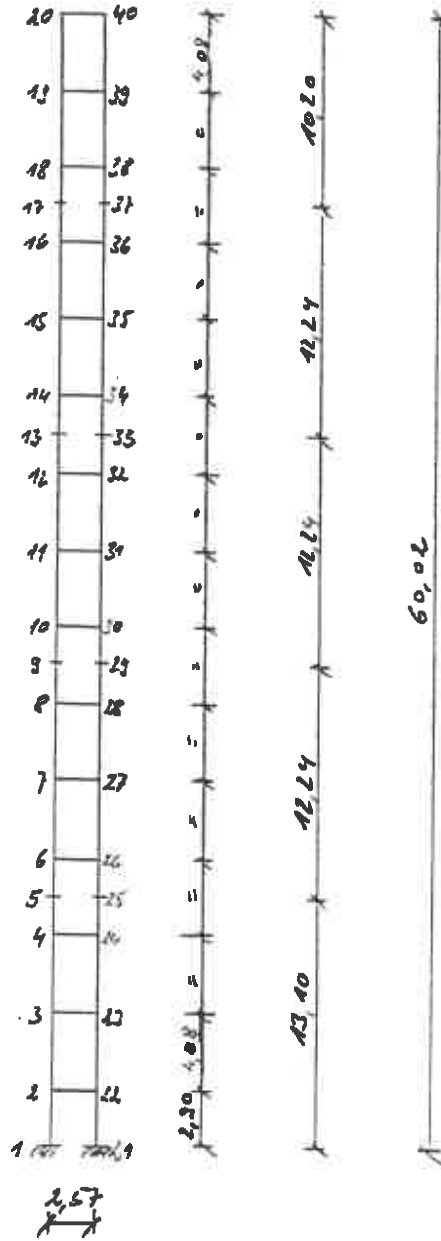
$$W_y = \frac{J_y}{12 + b \cdot t}$$

$$W_{z_0} = \frac{J_z}{4 \cdot b \cdot t + t^3}$$

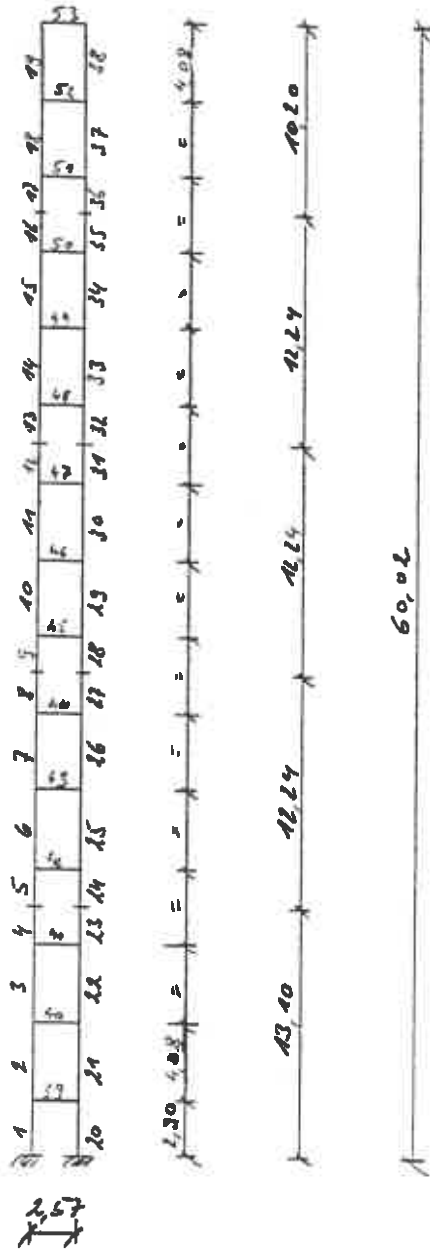
$$W_{z_n} = \frac{J_z}{4 \cdot b \cdot t - t^3}$$

System

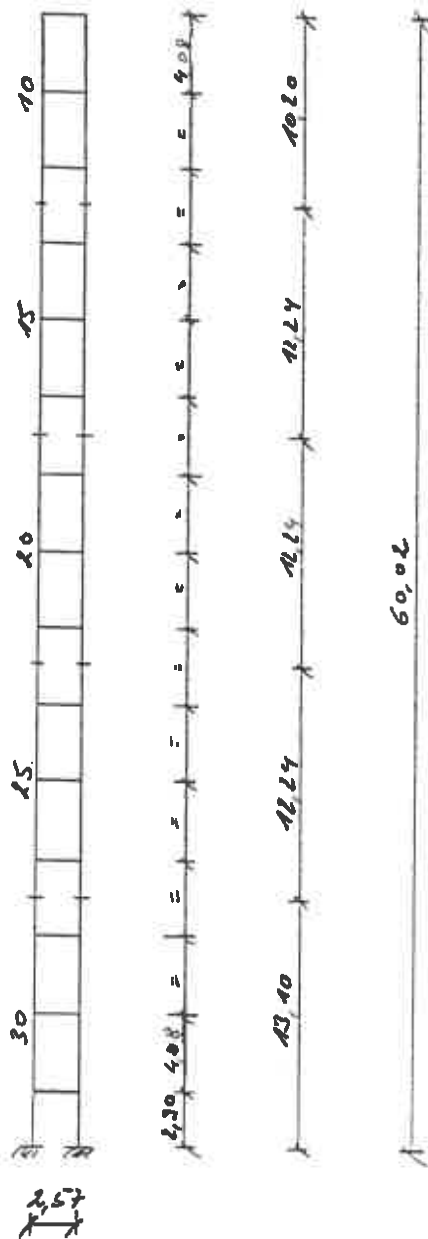
Knotennummern



Stabnummern



Blechdicken des Stiele



Hohlprofil für Riegelquerschnitt

260 x 120 x 10

C- Profil für Riegelquerschnitt

Das C-Profil wurde nachträglich in C-260 geändert. Wegen geringfügigkeit werden die Auswirkungen nicht verfolgt.

Knotenmassen

Stiele

$$m_s = A \cdot 10^{-3} \cdot 0,785$$

t	A	m _s
mm	cm ²	t/m
10	418	0,328
15	624	0,490
20	828	0,650
25	1030	0,809
30	1230	0,966

Riegel

$$M_r = 165 \cdot 10^{-3} \cdot 0,785 \cdot 1,9512 = 0,126 \text{ t}$$

Glas

$$m_g \approx 3,0 \cdot 0,054 \cdot 1,9512 = 0,318 \text{ t/m (einschl. Rahmen)}$$

Knoten

$$M_k = \frac{1}{2} [m_{s_0} h_0 + m_{s_u} h_u + m_G (h_0 + h_u)] + M_R$$

Knoten	h_0	h_u	m_{s_0}	m_{s_u}	M_k
-	m	m	t/m	t/m	t
2/22	4,08	2,90	0,966	0,966	4,05
3/23	4,08	4,08	0,966	0,966	4,71
4/24	4,08	4,08	0,966	0,966	4,71
6/26	4,08	4,08	0,809	0,809	4,07
7/27	4,08	4,08	0,809	0,809	4,07
8/28	4,08	4,08	0,809	0,809	4,07
10/30	4,08	4,08	0,650	0,650	3,42
11/31	4,08	4,08	0,650	0,650	3,42
12/32	4,08	4,08	0,650	0,650	3,42
14/34	4,08	4,08	0,490	0,490	2,77
15/35	4,08	4,08	0,490	0,490	2,77
16/36	4,08	4,08	0,490	0,490	2,77
18/38	4,08	4,08	0,328	0,328	2,11
19/39	4,08	4,08	0,328	0,328	2,11
20/40	0	4,08	0	0,328	1,12

Windlasten

Allgemeines

Da es sich bei der Stiel um ein schwingungsanfälliges Bauwerk handelt, sind bei den Windlastannahmen dynamische Effekte zu erfassen. Wegen der Querschnittsform ist mit wirbelregten Querschwingungen nicht zu rechnen. Die Ermittlung der ersten zehn Eigenwerte und -formen führte zu folgenden Ergebnissen (vergl. Anhang 1):

Eigenschwingzeit T	Schwingungsform
s	—
2,15	1. Biegung um x-Achse
1,63	1. Biegung um y-Achse
0,47	2. Biegung um y-Achse
0,43	2. Biegung um x-Achse
0,22	3. Biegung um y-Achse
0,17	1. Torsion
0,17	3. Biegung um x-Achse
0,12	4. Biegung um y-Achse
0,088	komb. Biegung um x-Achse + Torsion
0,088	2. Torsion

Aufgrund des großen Abstands zwischen
 der 1. Biegung um die x-Achse und der 1. Torsion und
 des großen Wertes für die Eigenfrequenz für die untere
 kombinierte Schwingung (Biegung um die x-Achse und
 Torsion) kann davon ausgegangen werden, daß Flatter-
 schwingungen nicht auftreten. Im folgenden werden
 daher nur bönenregte Schwingungen berücksichtigt. Da
 die entsprechenden Regelungen nach DIN 1055 noch
 nicht bauaufsichtlich eingeführt sind, erfolgt die Be-
 rechnung nach DIN 4131 bzw. DIN 4133.

Wind in x-Richtung (in Rahmenebene)

$$T = 1,63 \text{ s}$$

$$\begin{aligned} \varphi_{z_0} &= 1 + (0,042 \cdot 1,63 - 0,0019 \cdot 1,63^2) \cdot 0,1^{-0,63} \\ &= 1,27 \end{aligned}$$

$$\eta = 1,05 - 60/1000 = 0,99$$

$$\varphi_{z_0} = 1,27 \cdot 0,99 = 1,26$$

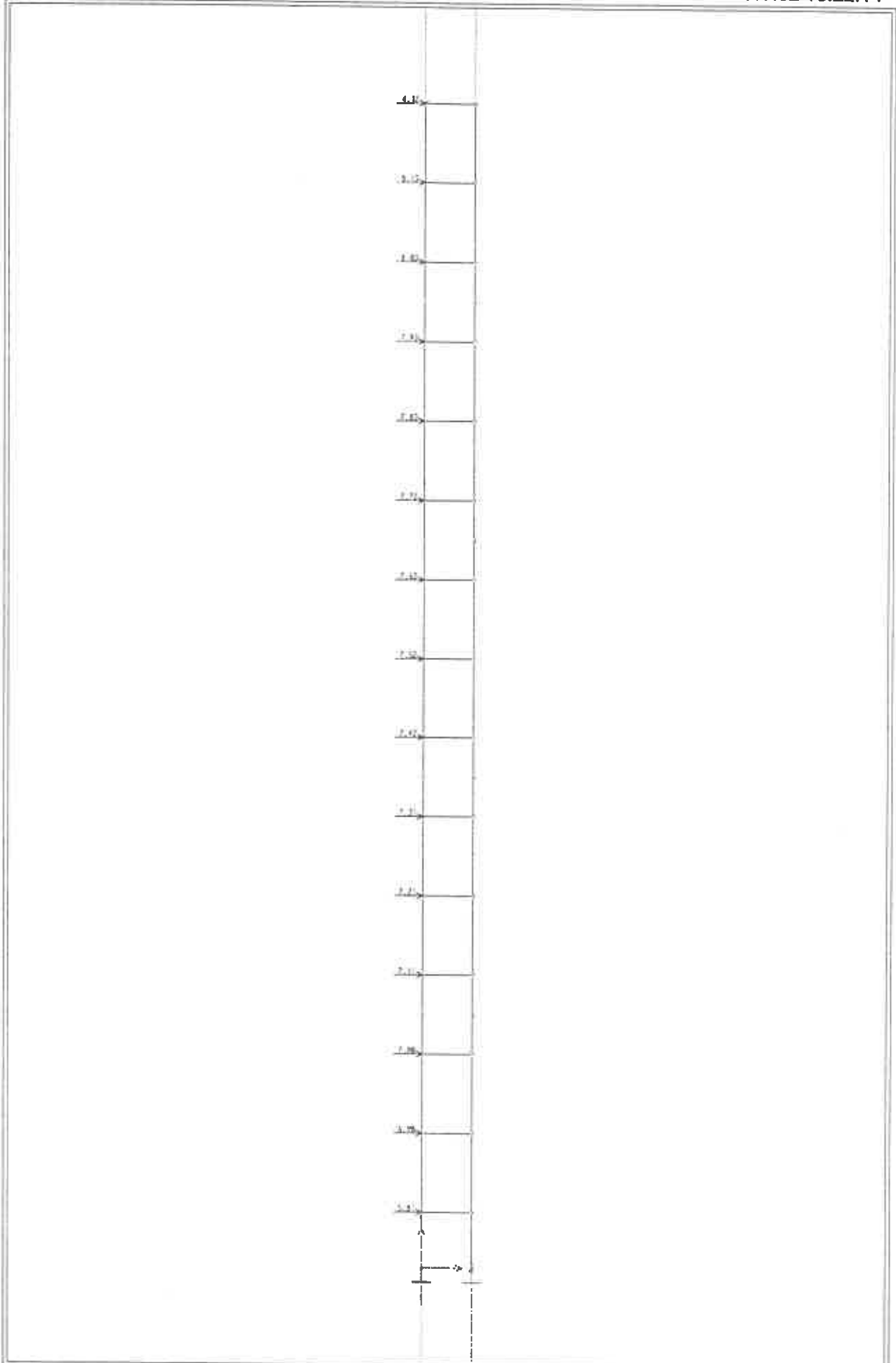
$$q(z) = 0,80 + 0,003 \cdot z$$

$$\text{es } w(z) = 1,26 \cdot 1,3 \cdot 1,26 (0,80 + 0,003 z)$$

Knotenlasten:

$$crs W_i = crs W(z_i) \frac{h_o + h_u}{2}$$

Knoten	h_o	h_u	z	$crs W$	$crs W$
1	m	m	m	kN/m	kN
2	4,08	2,90	2,90	1,67	5,81
3	4,08	4,08	6,38	1,69	6,90
4	4,08	4,08	11,06	1,72	7,00
6	4,08	4,08	15,14	1,74	7,11
7	4,08	4,08	19,22	1,77	7,21
8	4,08	4,08	23,30	1,79	7,31
10	4,08	4,08	27,38	1,82	7,42
11	4,08	4,08	31,46	1,84	7,52
12	4,08	4,08	35,54	1,87	7,62
14	4,08	4,08	39,62	1,89	7,72
15	4,08	4,08	43,70	1,92	7,83
16	4,08	4,08	47,78	1,94	7,93
18	4,08	4,08	51,86	1,97	8,03
19	4,08	4,08	55,94	1,99	8,13
20	0	4,08	60,02	2,02	4,12



SAP2000 v7.40 - File:Steles - Joint Loads (2) - KN-m Units

Wind in y-Richtung (senkr. zur Rahmenebene)

$$T = 2,15 \text{ s}$$

$$\gamma_{z_0} = 1 + (0,042 \cdot 2,15 - 0,0019 \cdot 2,15^2) \cdot 0,1^{-963}$$

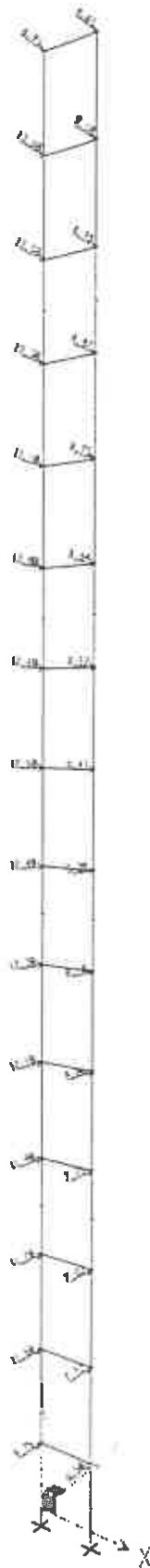
$$= 1,35$$

$$\gamma_B = 1,35 \cdot 0,99 = 1,33$$

$$c_{sW}(z) = 1,33 \cdot 1,3 \cdot \begin{matrix} 0,6 \\ 0,4 \end{matrix} = 3,32 \text{ (0,8 + 0,003z)}$$

↑ Exzentrizität

Knoten	h_0	h_n	z	$c_{sW} z$	c_{sW}	Knoten	c_{sW}
n	m	m	m	km/m	kN	-	kN
2	4,08	2,90	2,30	2,79	9,75	22	6,50
3	4,08	4,08	6,98	2,84	11,6	23	7,72
4	4,08	4,08	11,06	2,89	11,7	24	7,83
6	4,08	4,08	15,14	2,92	11,9	26	7,95
7	4,08	4,08	19,22	2,96	12,1	27	8,06
8	4,08	4,08	23,30	3,01	12,3	28	8,18
10	4,08	4,08	27,38	3,05	12,4	30	8,29
11	4,08	4,08	31,46	3,09	12,6	31	8,41
12	4,08	4,08	35,54	3,13	12,8	32	8,52
14	4,08	4,08	39,62	3,17	13,0	34	8,64
15	4,08	4,08	43,70	3,22	13,1	35	8,75
16	4,08	4,08	47,78	3,26	13,3	36	8,87
18	4,08	4,08	51,86	3,30	13,5	38	8,98
19	4,08	4,08	55,94	3,34	13,6	39	9,10
20	0	4,08	60,02	3,39	6,91	40	4,61



Schnittgrößen

Aus den elektronisch für die Lastfälle

Lf 1 : Ständige Lasten

Lf 2 : Wind in x-Richtung

Lf 3 : Wind in y-Richtung

(vgl. Anhang 2) werden die Lastfallkombinationen

$$Lk 1 = 1,35 Lf 1 + 1,5 Lf 2$$

$$Lk 2 = 1,35 Lf 1 + 1,5 Lf 3$$

gebildet.

Die bemessungsrelevanten Schnittgrößen werden nachfolgend zusammengestellt.

Der Einfluß nach Theorie II. Ordnung wird wegen Geringfügigkeit vernachlässigt.

Stab 1

Lastfall	N	M _y	M _z	Q _y	Q _z	M _t
z	kN	kNm	kNm	kN	kN	kNm
Lf1	-426	0	0	0	0	0
Lf2	772	0	716	542	0	0
Lf3	0	-4825	0	0	-160	-26,7
Lk1	583	0	1074	813	0	0
Lk2	-575	-7238	0	0	-240	-40,1
max N	583	0	1074	813	0	0
min N	-					
max M _y	-					
min M _y	-575	-7238	0	0	-240	-40,1
max M _z	583	0	1074	813	0	0
min M _z	-					
max Q _y	583	0	1074	813	0	0
min Q _y	-					
max Q _z	-					
min Q _z	-575	-7238	0	0	-240	-40,1
max M _t	-					
min M _t	-575	-7238	0	0	-240	-40,1

Stab 2^o

Lastfall	N	M _y	M _z	Q _y	Q _z	M _T
z	kN	kNm	kNm	kN	kN	kNm
Lf1	-454	0	0	0	0	0
Lf2	-772	0	715	53,5	0	0
Lf3	0	-4722	0	0	-141	-26,7
Lk1	-1771	0	1073	80,3	0	0
Lk2	-613	-7083	0	0	-212	-40,1
max N	/					
min N	-1771	0	1073	80,3	0	0
max M _y	/					
min M _y	-613	-7083	0	0	-212	-40,1
max M _z	-1771	0	1073	80,3	0	0
min M _z	/					
max Q _y	-1771	0	1073	80,3	0	0
min Q _y	/					
max Q _z	/					
min Q _z	-613	-7083	0	0	-212	-40,1
max M _T	/					
min M _T	-613	-7083	0	0	-212	-40,1

Stab 5

Lastfall	N	M _y	M _z	Q _y	Q _z	M _T
i	kN	kNm	kNm	kN	kN	kNm
Lf1	-300	0	0	0	0	0
Lf2	653	0	227	44,0	0	0
Lf3	0	-2962	0	0	-123	-37,3
Lk1	575	0	332	66,0	0	0
Lk2	-405	-4443	0	0	-185	-47,0
max N	575	0	332	66,0	0	0
min N	-					
max M _y	-					
min M _y	-405	-4443	0	0	-185	-47,0
max M _z	575	0	332	66,0	0	0
min M _z	-					
max Q _y	575	0	332	66,0	0	0
min Q _y	-					
max Q _z	-					
min Q _z	-405	-4443	0	0	-185	-47,0
max M _T	-					
min M _T	-405	-4443	0	0	-185	-47,0

Stab 24

Lastfall	N	M _y	M _z	Q _y	Q _z	M _T
·	kN	kNm	kNm	kN	kN	kNm
Lf1	-396	0	0	0	0	0
Lf2	-653	0	221	44,0	0	0
Lf3	0	-2966	0	0	-123	-373
Lk1	-1406	0	332	66,0	0	0
Lk2	-427	-4449	0	0	-185	-47,0
max N	-					
min N	-1406	0	332	66,0	0	0
max M _y	-					
min M _y	-427	-4449	0	0	-185	-47,0
max M _z	-1406	0	332	66,0	0	0
min M _z	-					
max Q _y	-1406	0	332	66,0	0	0
min Q _y	-					
max Q _z	-					
min Q _z	-427	-4449	0	0	-185	-47,0
max M _T	-					
min M _T	-427	-4449	0	0	-185	-47,0

Stab 9

Lastfall	N	M _y	M _z	Q _y	Q _z	M _T
i	kN	kNm	kNm	kN	kN	kNm
Lf1	-193	0	0	0	0	0
Lf2	443	0	-59,0	33,2	0	0
Lf3	0	-1642	0	0	-92,7	-23,8
Lk1	404	0	-75,0	49,8	0	0
Lk2	-261	-2463	0	0	-139	-35,7
max N	404	0	-75,0	49,8	0	0
min N	-					
max M _y	-					
min M _y	-261	-2463	0	0	-139	-35,7
max M _z	-					
min M _z	404	0	-75,0	49,8	0	0
max Q _y	404	0	-75,0	49,8	0	0
min Q _y	-					
max Q _z	-					
min Q _z	-261	-2463	0	0	-139	-35,7
max M _T	-					
min M _T	-261	-2463	0	0	-139	-35,7

Stab 18

Lastfall	N	M _y	M _z	Q _y	Q _z	M _t
i	kN	kNm	kNm	kN	kN	kNm
Lf1	-206	0	0	0	0	0
Lf2	-443	0	-49,6	33,2	0	0
Lf3	0	-1644	0	0	-947	-23,8
Lk1	-943	0	-74,4	49,8	0	0
Lk2	-278	-2466	0	0	-139	-35,7
max N	—					
min N	-943	0	-74,4	49,8	0	0
max M _y	—					
min M _y	-278	-2466	0	0	-139	-35,7
max M _z	—					
min M _z	-943	0	-74,4	49,8	0	0
max Q _y	-943	0	-74,4	49,8	0	0
min Q _y	—					
max Q _z	—					
min Q _z	-278	-2466	0	0	-139	-35,7
max M _t	—					
min M _t	-278	-2466	0	0	-139	-35,7

Stab 13

Lastfall	N	M _y	M _z	Q _y	Q _z	M _T
i	kN	kNm	kNm	kN	kN	kNm
Lf1	-106	0	0	0	0	0
Lf2	239	0	-101	21,9	0	0
Lf3	0	-699	0	0	-61,3	-15,6
Lk1	215	0	-152	32,9	0	0
Lk2	-143	-1049	0	0	-92,0	-23,4
max N	215	0	-152	32,9	0	0
min N	-					
max M _y	-					
min M _y	-143	-1049	0	0	-92,0	-23,4
max M _z	-					
min M _z	215	0	-152	32,9	0	0
max Q _y	215	0	-152	32,9	0	0
min Q _y	-					
max Q _z	-					
min Q _z	-143	-1049	0	0	-92,0	-23,4
max M _T	-					
min M _T	-143	-1049	0	0	-92,0	-23,4

Stab 32

Lastfall	N	M _y	M _z	Q _y	Q _z	M _T
x	kN	kNm	kNm	kN	kN	kNm
Lf1	-116	0	0	0	0	0
Lf2	-239	0	-101	21,9	0	0
Lf3	0	-702	0	0	-67,1	-15,6
Lk1	-515	0	-152	32,9	0	0
Lk2	-157	-1053	0	0	-97,7	-23,4
max N	/		-152			
min N	-515	0	-152	32,9	0	0
max M _y	/					
min M _y	-157	-1053	0	0	-97,7	-23,4
max M _z	/					
min M _z	-515	0	-152	32,9	0	0
max Q _y	-515	0	-152	32,9	0	0
min Q _y	/					
max Q _z	/					
min Q _z	-157	-1053	0	0	-97,7	-23,4
max M _T	/					
min M _T	-157	-1053	0	0	-97,7	-23,4

Stab 17

Lastfall	N	M _y	M _z	Q _y	Q _z	M _T
↘	kN	kNm	kNm	kN	kN	kNm
Lf1	-37,9	0	0	0	0	0
Lf2	87,9	0	-79,6	10,1	0	0
Lf3	0	-149	0	0	-28,4	-7,16
Lk1	80,7	0	-119	15,2	0	0
Lk2	-57,2	-224	0	0	-42,6	-10,7
max N	80,7	0	-119	15,2	0	0
min N	-					
max M _y	-					
min M _y	-57,2	-224	0	0	-42,6	-10,7
max M _z	-					
min M _z	80,7	0	-119	15,2	0	0
max Q _y	80,7	0	-119	15,2	0	0
min Q _y	-					
max Q _z	-					
min Q _z	-57,2	-224	0	0	-42,6	-10,7
max M _T	-					
min M _T	-57,2	-224	0	0	-42,6	-10,7

Stab 36

Lastfall	N	M _y	M _z	Q _y	Q _z	M _T
i	kN	kNm	kNm	kN	kN	kNm
Lf1	-44,6	0	0	0	0	0
Lf2	-87,9	0	-79,6	10,1	0	0
Lf3	0	-153	0	0	-28,3	-7,16
Lk1	-192	0	-119	15,2	0	0
Lk2	-60,2	-230	0	0	-42,5	-10,7
max N	-192	0	-119	15,2	0	0
min N	—					
max M _y	—					
min M _y	-60,2	-230	0	0	-42,5	-10,7
max M _z	—					
min M _z	-192	0	-119	15,2	0	0
max Q _y	-192	0	-119	15,2	0	0
min Q _y	—					
max Q _z	—					
min Q _z	-60,2	-230	0	0	-42,5	-10,7
max M _T	—					
min M _T	-60,2	-230	0	0	-42,5	-10,7

Stab 39 bis 53

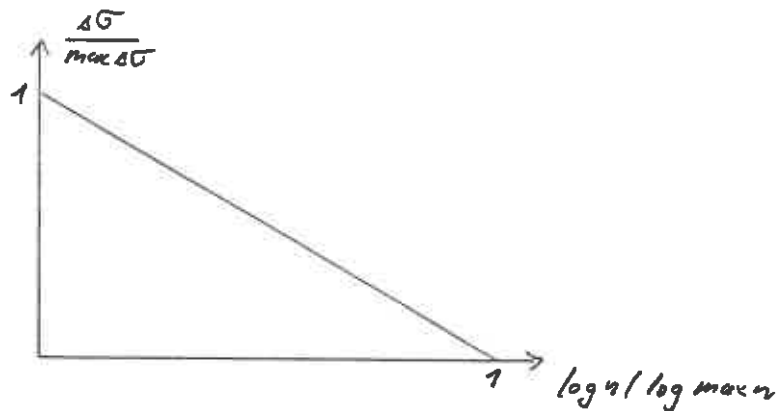
Lastfall	N	M _y	M _z	Q _y	Q _z	M _t
z	kN	kNm	kNm	kN	kN	kNm
Lf1	0	0	-158	±3,70	0	0
Lf2	±4,03	0	±93,6	-12,8	0	0
Lf3	0	±3,41	0	0	±1,65	0
Lk1	±6,05	0	±143	-114	0	0
Lk2	0	±5,12	-2,13	±5,0	±3,98	0
max N	6,05	0	±143	-114	0	0
min N	-					
max M _y	0	5,12	-2,13	±5,0	±3,98	0
min M _y	-					
max M _z	-					
min M _z	6,05	0	-143	-114	0	0
max Q _y	-					
min Q _y	6,05	0	-143	-114	0	0
max Q _z	0	5,12	-2,13	±5,0	3,98	0
min Q _z	-					
max M _t	-					
min M _t	-					

Betriebsfestigkeitsnachweise Grundlagen

Die nicht vorwiegend ruhende Belastung wird i. w. durch den böigen Wind verursacht. In diesen Fällen kann nach

Bachmann, K.: Beitrag zum Bemessungskonzept für fränkende Schornsteine aus Stahlbeton. Mitteilungen aus dem Institut für Massivbau der Technischen Hochschule Darmstadt. Heft 30. 1981. Verlag von Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin, München

das Beanspruchungskollektiv folgendermaßen auf der sicheren Seite liegend abgeschätzt werden:



mit

$\max \Delta \sigma$: Schwingbreite infolge des Maximalbö während der Nutzungsdauer

$\max n$: Gesamt-Lastspielzahl während der Nutzungsdauer (Kollektivsumme)

Die Schwingbreite eines schädigungs-
 gleichen einstufigen Eisakkollektivs mit dem
 gleichen Kollektivumfang n nach gemäß dem Ansatz

$$\sigma_{\text{ES}} \Delta \sigma = \alpha \cdot \max \Delta \sigma$$

folgt für die vorliegende Kollektivform aus

$$\alpha = \sqrt[m]{\ln n \cdot \max \Delta \sigma \int_0^{\frac{\Delta \sigma}{\max \Delta \sigma}} \left(\frac{\Delta \sigma}{\max \Delta \sigma} \right)^m \cdot e^{-\frac{\Delta \sigma}{\max \Delta \sigma}} \cdot \ln \max \frac{\Delta \sigma}{\max \Delta \sigma} d \frac{\Delta \sigma}{\max \Delta \sigma}}$$

Nicht auf der sicheren Seite liegend als obere Inte-
 grationsgrenze ∞ angenommen, ergibt sich

$$\alpha = \frac{\sqrt[m]{m!}}{\ln n}$$

Für die Auswertung werden die Wählerlinien nach
 EC 3 herangezogen. Da i.a. $\max \Delta \sigma < \Delta \sigma_R (5 \cdot 10^6)$
 gilt

$$m = 5$$

Der Kollektivumfang ist bei 50 Jahren Nutzungsdauer

$$n = \frac{1}{2,15} \cdot 3600 \cdot 24 \cdot 365 \cdot 50 = 730 \cdot 10^6$$

Für die Betriebsfestigkeitsnachweise wird
im folgenden aufgrund gelegt:

$$\alpha = \frac{\sqrt[5]{5!}}{\ln 730 \cdot 10^6} = 0,128$$

$$\text{d.h. } \sigma_{15} \leq \sigma = 0,128 \cdot \max \sigma$$

und

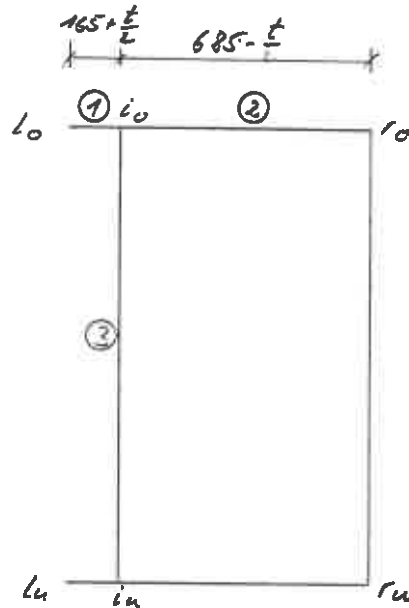
$$\begin{aligned} \Delta \sigma_R (730 \cdot 10^6) &= \Delta \sigma_R (2 \cdot 10^6) \left(\frac{2}{5}\right)^{1/3} \left(\frac{5}{730}\right)^{1/5} \\ &= 0,272 \Delta \sigma_R (2 \cdot 10^6) \end{aligned}$$

Spannungsnachweise

Bei den folgenden Nachweisen werden die Schubspannungen wegen Aringfügigkeit grundsätzlich vernachlässigt.

Bemessungsnachweise sind nicht erforderlich, wenn die Verhältnisse gemäß (b/t) nach DIN 18200 Teil 1, Tabelle 12 und 13 eingehalten sind.

Stiele



$b_{\text{1}} = 165 \text{ mm}$ --- (Tabelle 13)

$b_{\text{2}} = 685 - 2t$
 $b_{\text{3}} = 1260 - 2t$ $\left. \vphantom{\begin{matrix} b_{\text{2}} \\ b_{\text{3}} \end{matrix}} \right\}$ --- (Tabelle 12)

Querschnittsteil ①:

$$\text{grenz } b/t \geq 12,9 \sqrt{\frac{24}{\sigma_{T,FM}}}$$

Nur für $t = 10 \text{ mm}$ ist $b/t > 12,9$

$$b/t = 16,5 \quad \sigma_{T,FM} = 1,90 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{grenz } (b/t) \geq 12,9 \sqrt{\frac{24}{1,90 \cdot 1,1}} = 43,7 > 16,5$$

Querschnittsteile ② und ③:

Maßgebend ist Querschnittsteil ③

$$\text{grenz } (b/t) \geq 37,8 \sqrt{\frac{24}{\sigma_{T,FM}}}$$

t	b	b/t	$\sigma_{T,FM}$	grenz(b/t)
mm	mm	∕	kN/cm ²	∕
30	1200	40,0	16,6	43,3
25	1210	48,4	12,2	50,6
20	1220	61,0	8,39	61,0
15	1230	82,0	6,79	80,7
10	1240	124,0	1,90	128,0

Die geringfügige Überschreitung ist vertretbar, da hierbei der günstig wirkende Spannungsgradient nicht berücksichtigt wurde.

Riegel

Lk 1:

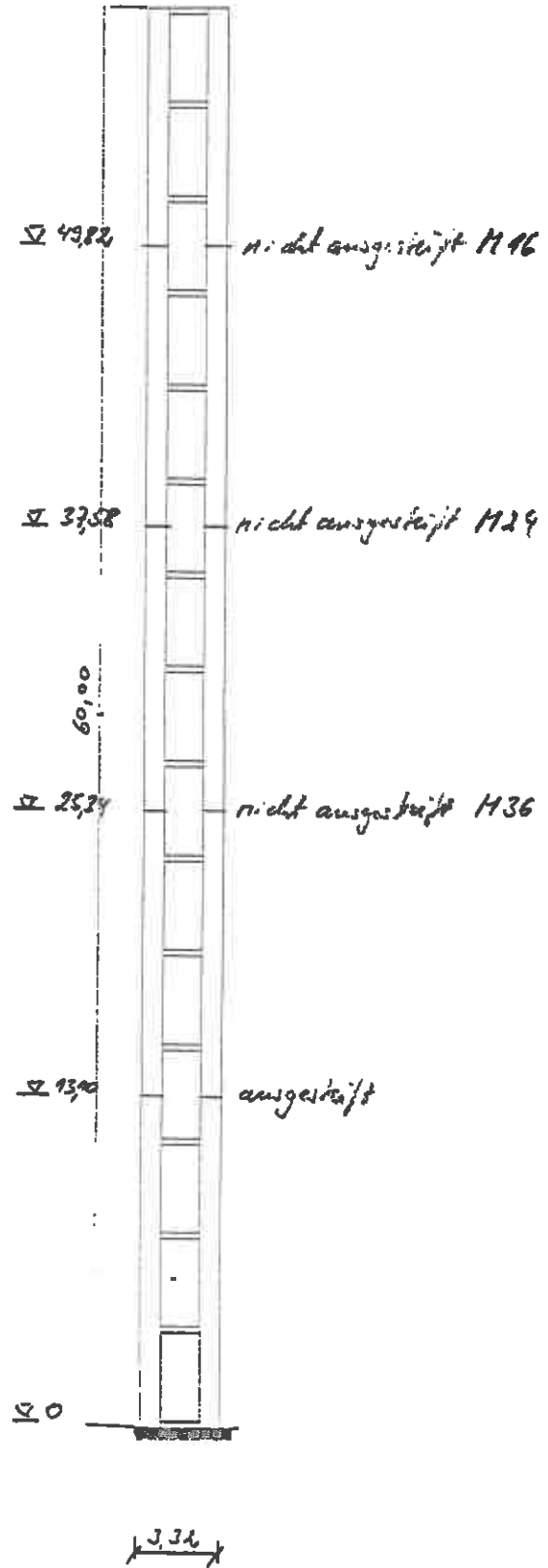
$$\max \sigma = \frac{6,05}{165} + \frac{14300}{662} = 21,6 \text{ kN/cm}^2 < 21,8$$

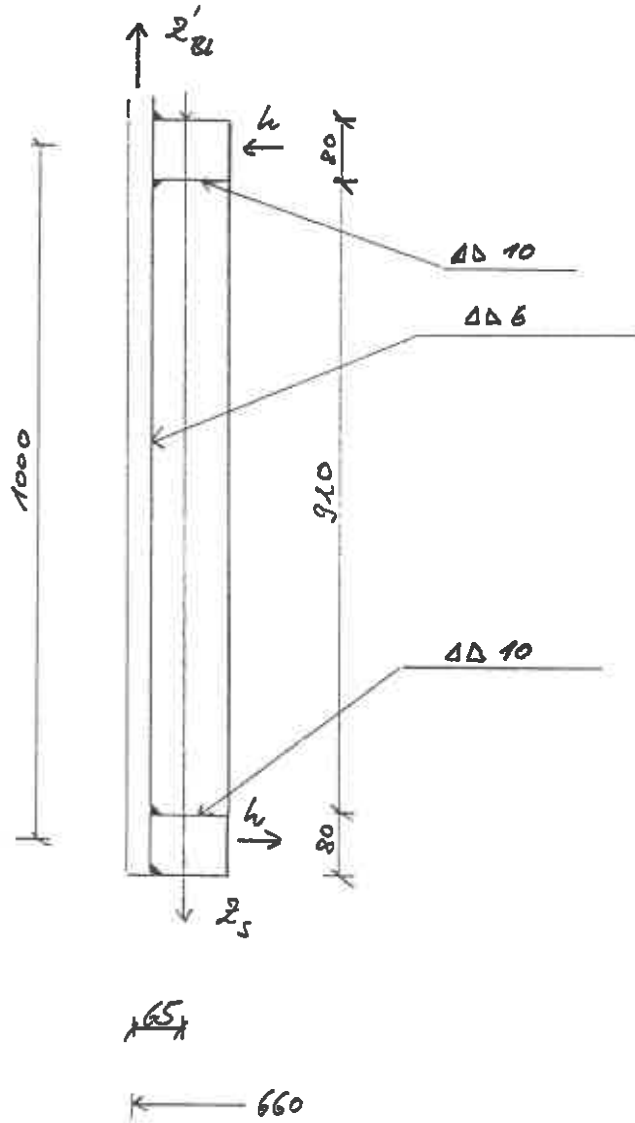
Lk 2:

$$\max \sigma = \frac{512}{1930} + \frac{113}{662} = 9,6 \text{ kN/cm}^2$$

Stöße für die Stiele

Anordnung





$$z'_{B1} = 11,4 \cdot 2,5 = 28,5 \text{ kN/cm}$$

$$z'_s = 28,5 \cdot \frac{66}{59,5} = 31,6 \text{ kN/cm}$$

P10 Schraube

$$z_s = 31,6 \cdot 85/6 = 448 \text{ kN} < 594$$

Flansch:

$$M_z = \frac{448 \cdot 13,1}{8} = 733 \text{ kNcm}$$

$$h = 31,6 \cdot \frac{6,5}{100} = 2,05 \text{ kN/cm}$$

$$M_y = \frac{2,05 \cdot 68,5^2}{8} = 1210 \text{ kNcm}$$

$$W_z = \frac{(10-3,8) \cdot 8^2}{6} = 66,1 \text{ cm}^3$$

$$W_y = \frac{8 \cdot 10^2}{6} = 133 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{733}{66,1} + \frac{1210}{133} = 20,2 \text{ kN/cm}^2 \approx \frac{21,5}{1,1} = 19,5 \text{ kN/cm}^2$$

Schrauben:

$$\Delta F_B \approx \frac{1}{1 + \frac{A_s}{A_B}} z_s$$

$$A_B = \frac{\pi \cdot 3,6^2}{4} = 10,2 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,5 \cdot 10,0 + 13,1 \cdot 2,5 = 67,8 \text{ cm}^2$$

$$4 F_D = \frac{1}{1 + \frac{67,8}{10,2}} \cdot 448 = 58,5 \text{ kN}$$

$$F_v = 0,5 \cdot 510 = 255 \text{ kN}$$

$$\max F_B = 255 \cdot 58,5 = 314 \text{ kN} < 448 < 594$$

Betriebsfestigkeit:

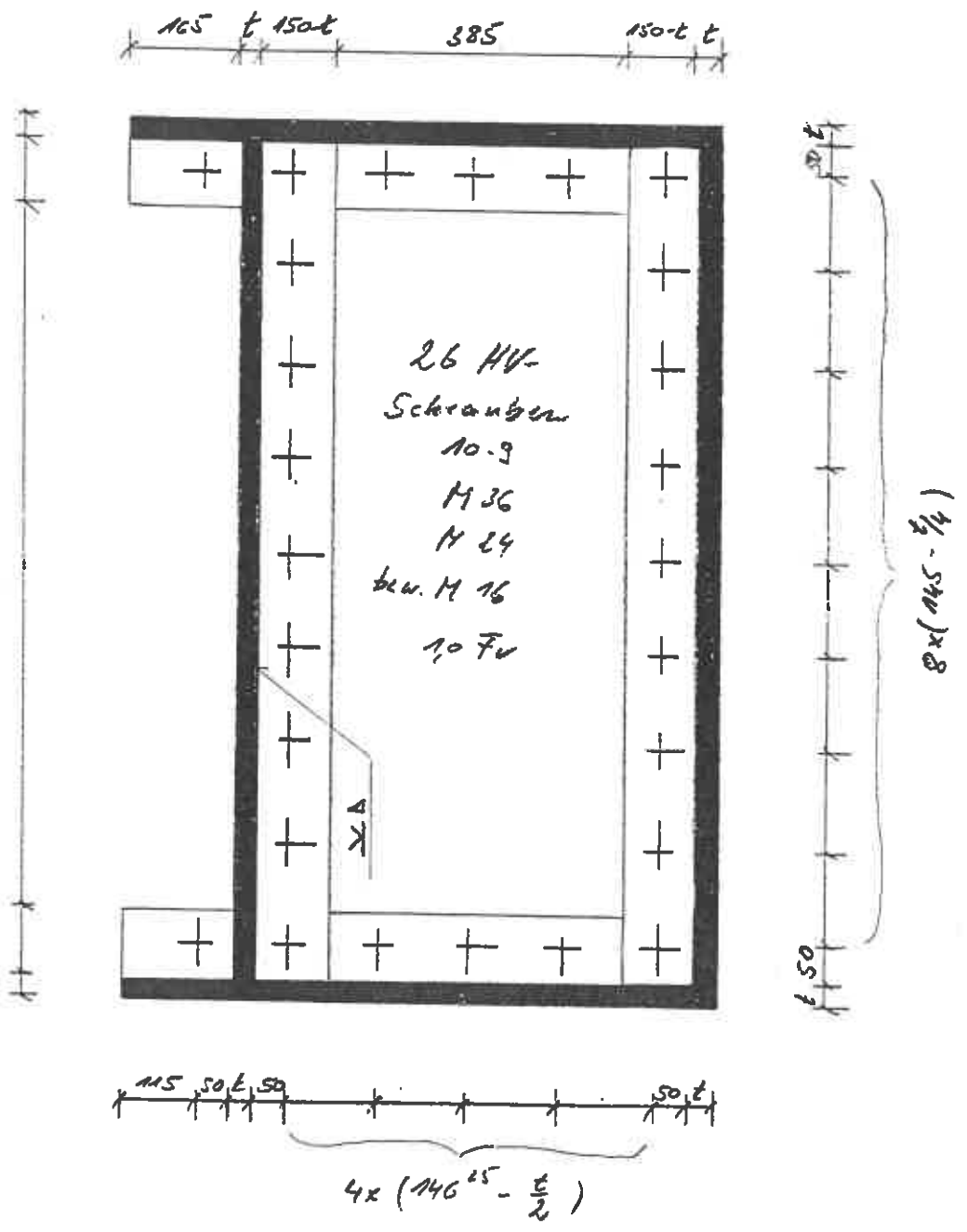
$$\max \sigma = \frac{58,5}{8,17} = 7,16 \text{ kN/cm}^2$$

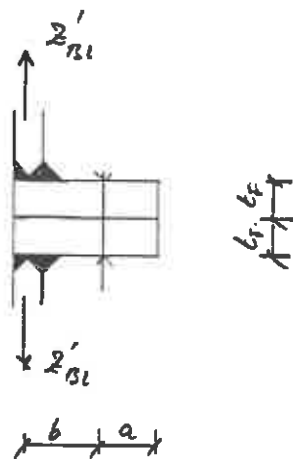
$$\text{LTS } \sigma = 0,128 \cdot 7,16 = 0,92 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_R (2 \cdot 10^6) = 3,6 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_R (730 \cdot 10^6) = 0,272 \cdot 3,6 = 0,98 \text{ kN/cm}^2 > 0,92$$

Nicht ausgesteifte Stöße





$$a = 100 - t$$

$$b = 50 + \frac{t}{2}$$

$$\lambda = \frac{a+b}{a}$$

$$\lambda^* = \frac{0,7a+b}{0,7a}$$

(nach: Schmidt, H. u. H. Neuper: Zum elastostatischen Tragverhalten exzentrisch gezogener L-Stäbe mit vorgespannten Schrauben. Stahlbau 66 (1997) 163-168)

$$C_s = d_s^2$$

(mit d_s = Schraubendurchmesser)

$$C = \left(D + \frac{t_F}{5}\right)^2$$

(mit D = Durchmesser der Unterlegscheibe)

$$p = \frac{C_s}{C}$$

$$q = 1 - p$$

$$z_I = \frac{a - 0,5b}{a + b} F_v$$

$$z_{II} = \frac{1}{\lambda^* q} F_v$$

$$z'_{Bl} = \sigma_{Bl} \cdot t$$

$$z_{Bl} = \frac{z'_{Bl} \cdot 85}{6}$$

$$p \cdot z_{Bl}$$

$$z_{Bl} \leq z_I$$

$$\Delta F_B = p \cdot z_I + (\lambda^* z_{II} - F_V - p \cdot z_I) \frac{z_{Bl} - z_I}{z_{II} - z_I} \quad \text{für } z_I < z_{Bl} \leq z_{II}$$

$$\lambda^* z_{Bl} - F_V$$

$$z_{Bl} > z_{II}$$

$$F_B = F_V + \Delta F_B$$

$$\max \Delta \sigma_B = \frac{\Delta F_B}{A_{ip}}$$

$$\text{mit } \Delta \sigma_B = 0,128 \max \Delta \sigma_B$$

$$m_F = z'_{Bl} \cdot b$$

$$W_F = \frac{(85 - 6 \cdot d_2) \cdot t_F^2}{85 \cdot 6}$$

(mit d_2 = Schraubenschaftdurchmesser)

$$\sigma_F = \frac{m_F}{W_F}$$

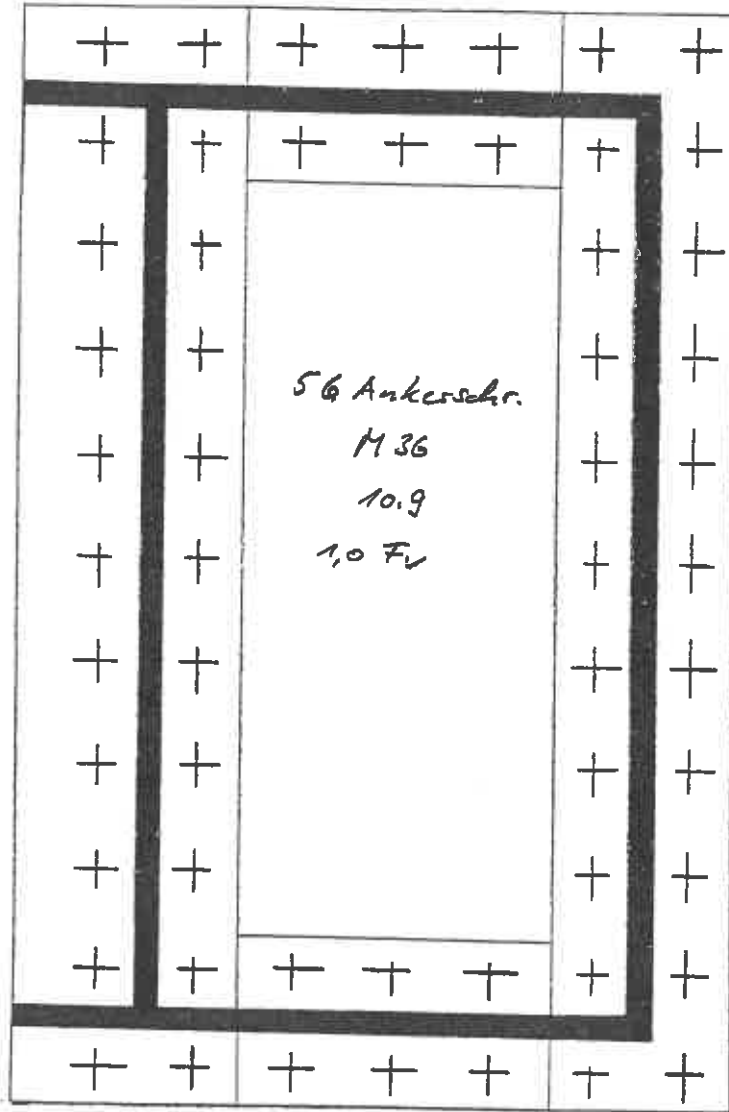
$$\text{mit } \Delta \sigma_{Bl} = 0,128 \sigma_{Bl}$$

$$\Delta \sigma_{R,3} = 0,272 \cdot 3,6 \cdot 0,98 \text{ kN/cm}^2$$

$$\Delta \sigma_{R,Bl} = 0,272 \cdot 45 = 1,22 \text{ kN/cm}^2$$

AUFTR. NR. _____		ZU POS. _____		SEITE <u>49</u>			
h	t	a	b	λ	λ^*	d_R	A_{Sp}
mm	mm	cm	cm	%	%	mm	cm ²
25,34	20	8,0	6,0	1,75	2,07	36	8,17
32,58	15	8,5	5,75	1,68	1,97	24	3,53
49,82	10	9,0	5,5	1,61	1,82	16	1,52
D	b_F	c_s	c	p	q	F_L	
mm	mm	cm ²	cm ²	%	%	kN	
66	70	12,96	69,0	0,2025	0,7975	570	
44	45	5,76	28,09	0,2051	0,7949	220	
30	25	2,56	12,25	0,2090	0,7910	100	
Z_E	Z_{TE}	σ_{Bl}	Z'_{Bl}	Z_{Bl}	ΔF_B	F_B	
kN	kN	kN/cm ²	kN/cm	kN	kN	kN	
182	309	3,72	15,44	219	638	574	
86,8	140	4,29	6,43	97,2	20,9	247	
43,7	67,6	1,32	1,32	18,7	3,97	104	
F_{ZR}	$\max \sigma_B$	$\max \sigma_B$	m_E	w_E	σ_F	$\max \sigma_{Bl}$	
kN	kN/cm ²	kN/cm ²	kN/cm/cm	cm ² /cm	kN/cm ²	kN/cm ²	
594	3,81	1,00	92,6	5,98	15,5	0,99	
257	5,83	0,76	32,0	2,76	13,4	0,55	
114	2,49	0,32	3,26	0,97	8,0	0,77	
\uparrow $> F_B$		\uparrow $\leq 0,92$			\uparrow $< 19,5$	\uparrow $< 1,22$	

Verankerung



Flansch: $t = 70 \text{ mm}$



Schrauben

Stab 1:

$$\max \sigma < \frac{723800}{44900} = 16,1 \text{ kN/cm}^2$$

$$\max Q_s = \frac{16,1 \cdot 30 \cdot 850}{14} = 293 \text{ kN}$$

Bei etwa gleichen Steifigkeitsverhältnissen wie beim ausgestifteten Stoß aber deutlich kleineren Beanspruchungen sind für die Schrauben keine weiteren Nachweise erforderlich.

Flansch

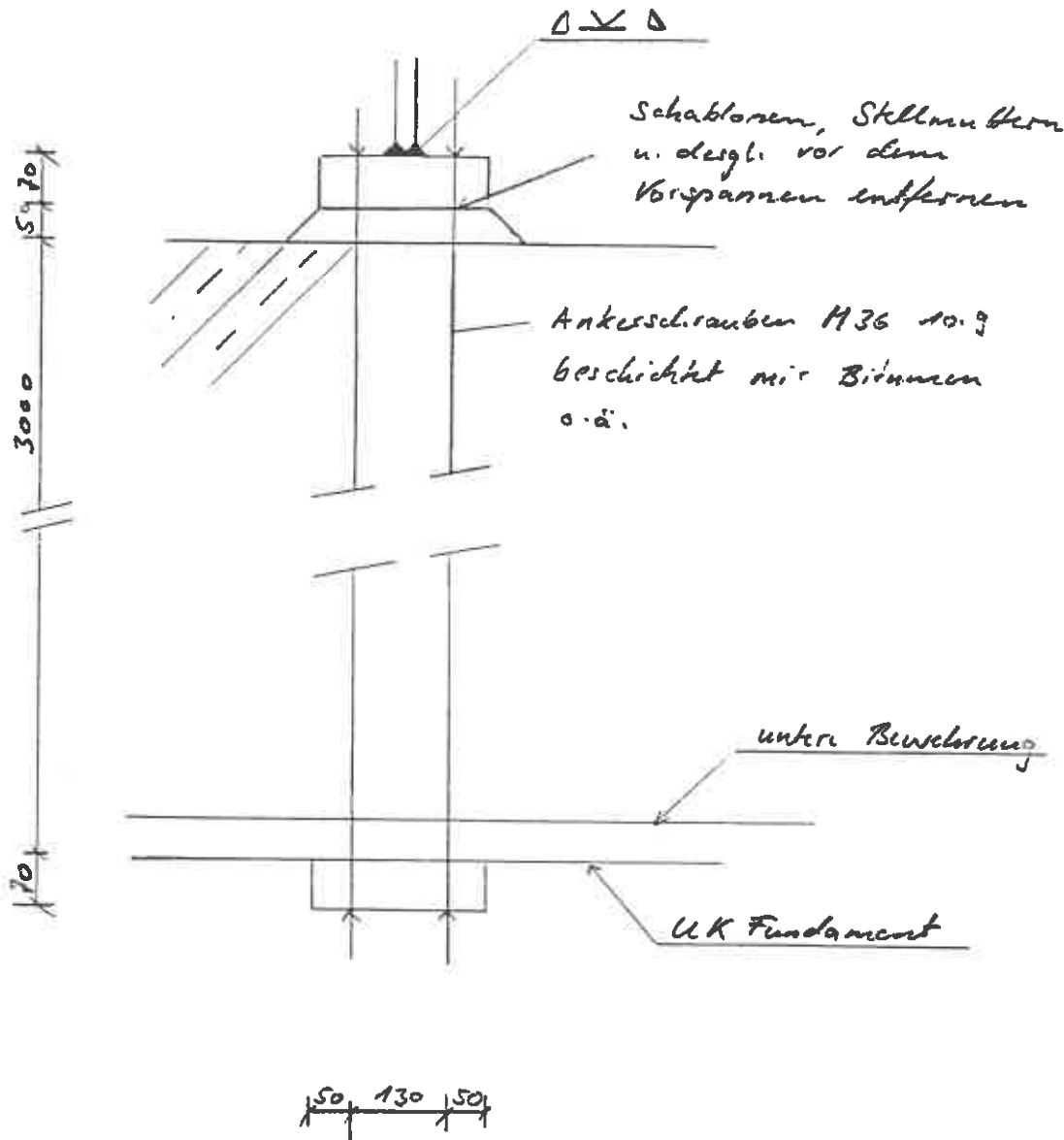
$$M = 7 \cdot 293 \cdot 6,5 = 13340 \text{ kNcm}$$

$$W = \frac{85,0 \cdot 7,0^2}{6} = 694 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \frac{13340}{694} = 19,2 \text{ kN/cm}^2 < 19,5$$

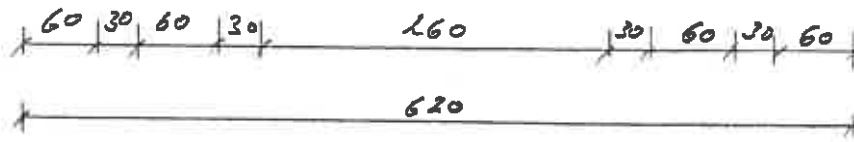
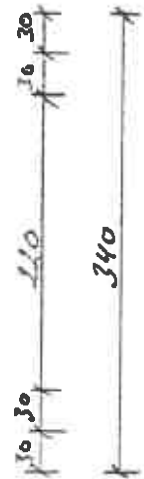
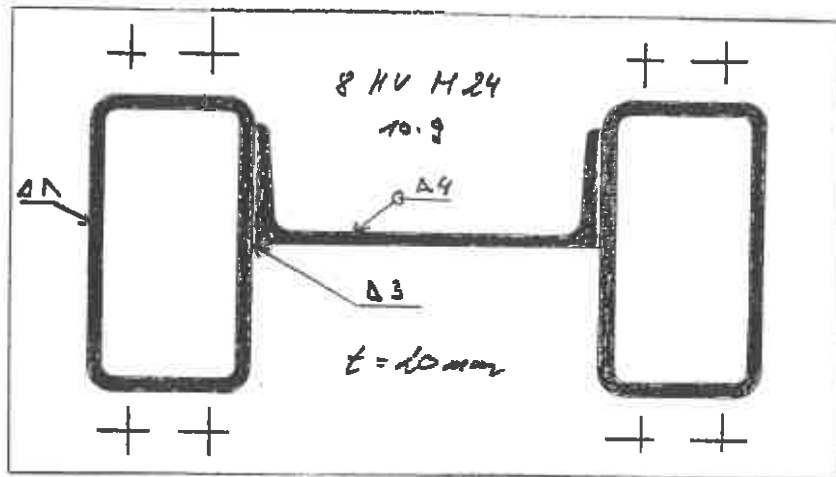
$$\tau = 1,5 \cdot \frac{7 \cdot 293}{85,0 \cdot 7,0} = 5,2 \text{ kN/cm}^2 < 0,5 \cdot \frac{295}{1,1\sqrt{3}} = 5,6 \text{ kN/cm}^2$$

Konstruktive Durchbildung

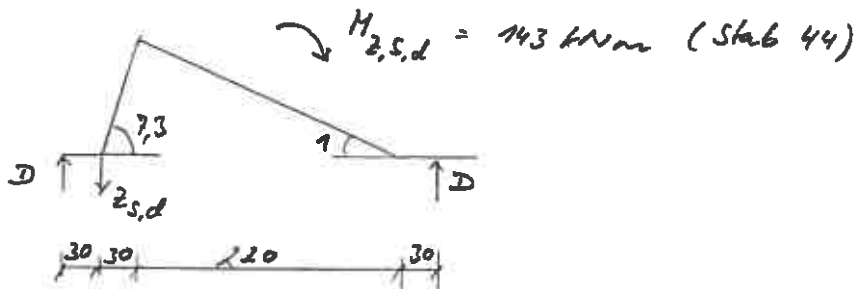


Riegelanschlüsse

Stirnplatten



Mechanismus:



$$2 (7,3 + 1) M_{p,d} = M_{2,s,d}$$

$$\Rightarrow \text{cf } M_{p,d} = \frac{143}{2(7,3+1)} = 8,55 \text{ kNm} \cdot 855 \text{ kNm}$$

Mitwirkende Breite:

(in Anlehnung an: Stützenlose Stahlskelettragwerke und dünnwandige Vollwandträger. Berechnung und Konstruktion. Europäische Empfehlungen. Europäische Konvention für Stahlbau. Verlag von Mittelsch Ernst & Sohn. 1977)

$$620 \text{ mm}$$

$$b_m \leq 2(60 + 4 \cdot 25 + 2 \cdot 5 \cdot 30) + 320 = 745 \text{ mm}$$

$$2(8 \cdot 25 + 2,5 \cdot 30) = 550 \text{ mm (maßgebend.)}$$

$$M_{pl,d} = \frac{55,0 \cdot 2^2 \cdot 24}{4 \cdot 1,1} \stackrel{!}{\geq} 855$$

$$\rightarrow \text{eff} = \sqrt{\frac{4 \cdot 1,1 \cdot 855}{55,0 \cdot 24}} = 1,69 \text{ cm} < 2,0$$

Schrauben

$$D = \frac{855}{3,0} = 285 \text{ kN}$$

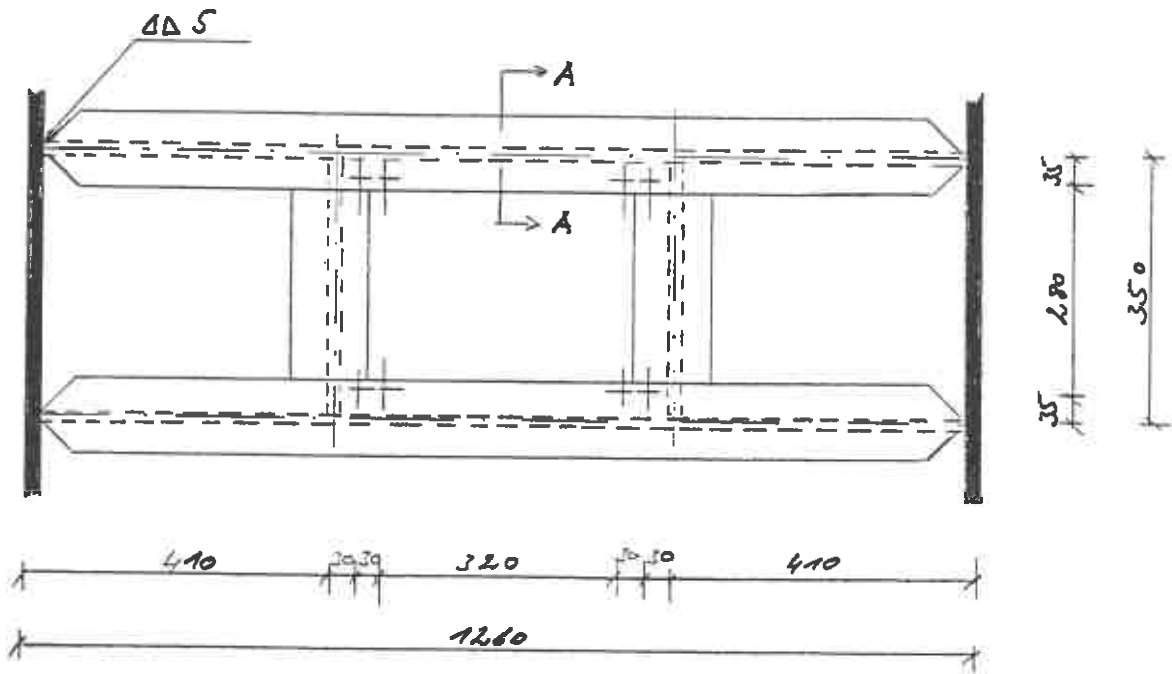
$$\begin{aligned}
 Z_{s,d} &= \frac{M_{s,d} + D(0,28 - 0,3)}{0,25} \\
 &= \frac{143}{0,25} + 285 = 857 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

pro Schraube:

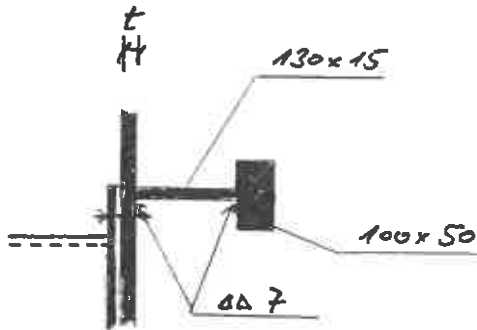
$$Z_d = \frac{857}{4} = 214 \text{ kN} < 257$$

Lasteinleitung Steg

Innenansicht:



Schnitt A-A:



Mitwirkende Brute Stiel:

$$b_m \approx 300 \text{ mm}$$

Für $t = 20 \text{ mm}$:

$$\begin{aligned}
 A &= 30,0 \cdot 2,0 + 13,0 \cdot 1,5 + 10,0 \cdot 5,0 \\
 &= 60,0 + 19,5 + 50,0 = 129,5 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$$z_s = \frac{60,0 \cdot 1,0 + 19,5 \cdot 8,5 + 50,0 \cdot 17,5}{129,5} = 8,50 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 J &= \frac{1,5 \cdot 15,0^3}{12} + \frac{10,0 \cdot 5,0^3}{12} + 60,0 (8,50 - 1,0)^2 + 50,0 (17,5 - 8,50)^2 \\
 &= 7800 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

Schrittgrößen:

$$Q = \frac{1}{2} \frac{143}{0,35} = 204 \text{ kN}$$

$$M = 204 \cdot 0,44 = 89,9 \text{ kNm}$$

Spannungen:

$$\max \sigma = \frac{8990 \cdot 11,5}{7800} = 13,2 \text{ kN/cm}^2 < 19,5$$

$$\sigma_a = \frac{8990 \cdot 6,5}{7800} = 7,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau = \frac{204}{19,5} = 10,5 \text{ kN/cm}^2 < 12,6$$

$$\sigma_v = \sqrt{7,5^2 + 3 \cdot 10,5^2} = 19,7 \text{ kN/cm}^2 < 29,8$$

Fundament

Schnittgrößen am Fundamentoberkante

Wind in Rahmenebene (x-Richtung):

$$\text{WS } w(z) = 2,06 (0,80 + 0,0032) = 2,65 + 0,0062 z$$

$$H_x = 2,65 \cdot 60,02 + \frac{0,0062 \cdot 60,02^2}{2} = 110 \text{ kN}$$

$$M_y = - \left(\frac{2,65 \cdot 60,02^2}{2} + \frac{0,0062 \cdot 60,02^3}{3} \right) = - 5420 \text{ kNm}$$

Wind senkr. zur Rahmenebene (y-Richtung):

$$\text{WS } w(z) = 5,74 (0,80 + 0,0032) = 4,59 + 0,0172 z$$

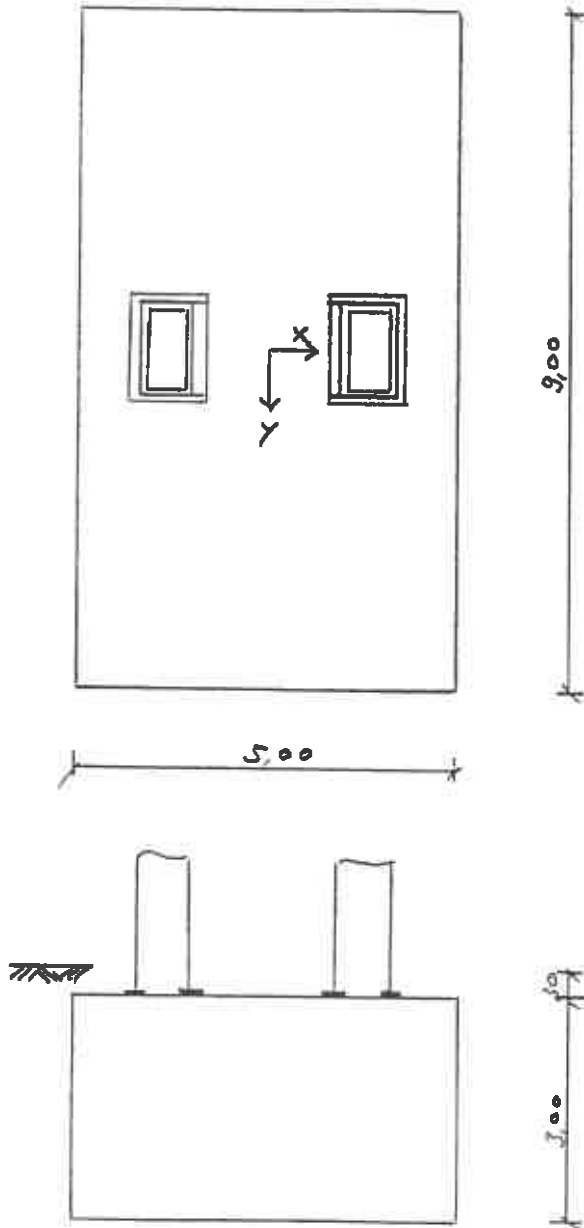
$$H_y = 4,59 \cdot 60,02 + \frac{0,0172 \cdot 60,02^2}{2} = 307 \text{ kN}$$

$$H_x = \frac{4,59 \cdot 60,02^2}{2} + \frac{0,0172 \cdot 60,02^3}{3} = 9507 \text{ kNm}$$

Eigengewicht Stk:

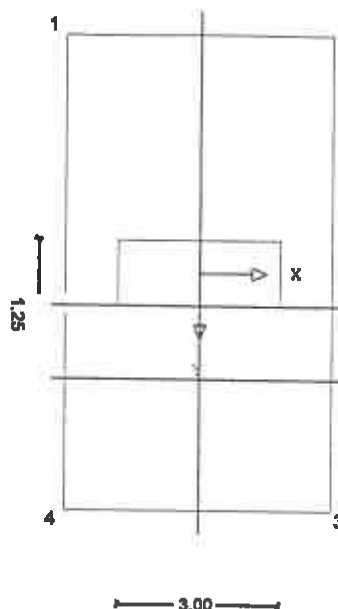
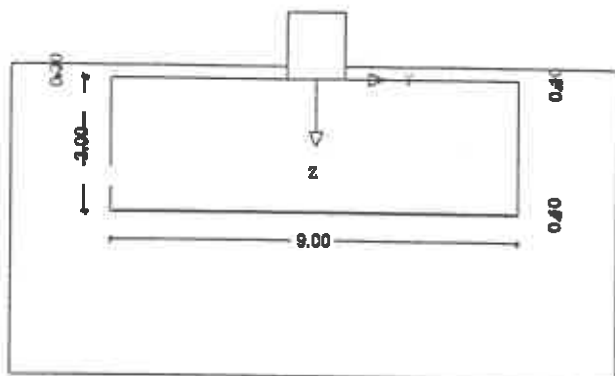
$$\begin{aligned} P_z &= 2 [3,28 \cdot 10,2 + (4,50 + 6,50 + 8,09) \cdot 12,24 + 9,66 \cdot 13,7] \\ &\quad + 2,52 \cdot 18 + 3,16 \cdot 60,02 \\ &= 1025 \text{ kN} \end{aligned}$$

Abmessungen



RIB VisualFunda 1.0 - Einzelfundament nach DIN 1045 © 2000 RIB Bausoftware GmbH

Bauteil: VisualFunda
Datei : fundament.fuv



Beton: B25, Betonstahl: Bst500/550S

Geometrie

Fundamentplatte (Rechteck)

bx= 5.00 m by= 9.00 m h= 3.00 m he= 0.30 m

Stütze (Rechteck)

bsx= 3.00 m bsy= 1.25 m ax= 0.00 m ay= 0.00 m

Materialwerte

Beton und Stahl

Platte: B25 Gamma.b 25.0 kN/m³ Stahl 500/550

Baugrund

Phi = 25.0 Altgrad c = 0.0 kN/m² tan(delta.sf)=0.47

Gamma.1= 18.0 kN/m³ Gamma.2= 18.0 kN/m³

t= 3.30 m tw= 99.00 m

zulässige Bodenpressung

Sigma.m= 220.0 kN/m²

Belastung

Lf	Art	Lastwert	xl (m)	xr (m)	yh (m)	yv (m)	A (m ²)	Lastresultierende
								Pz (kN) ex (m) ey (m)
0	qz	80.4 =	Platte+Erde				45.00	3618.0 0.000 0.000
0	qz	-5.4 =	Erde				3.75	-20.2 0.000 0.000
1	Pz	1025.0						1025.0 0.000 0.000
1	Hx	110.0						
1	My	-3420.0						
2	Pz	1025.0						1025.0 0.000 0.000
2	Hy	307.0						
2	Mx	9507.0						

Bodenpressungen

Lastfall	P.res (kN)	ex (m)	ey (m)	Sig.m (kN/m ²)	x1 (m)	y1 (m)	x2 (m)	y2 (m)	Ak/A
1	4623.	0.811	0.000	103.	-	-	-	-	0.000
2	4623.	0.000	2.256	137.	-2.500	-2.233	2.500	-2.233	0.252

Bodenpressungen (kN/m²) in den Eckpunkten

Lastfall	Sig. 1	Sig. 2	Sig. 3	Sig. 4
1	3.	203.	203.	3.
2	0.	0.	275.	275.

mittlere Pressung der Teilfläche (DIN 1054, 4.2) (ohne Theorie 2.0.)

Lastfall	P.res (kN)	ex (m)	ey (m)	A.reduz (m ²)	Sig.m (kN/m ²)	Sig.zul (kN/m ²)
1	4623.	0.811	0.000	30.398	152.	220.
2	4623.	0.000	2.256	22.442	206.	220.

Grundbruchsicherheit Eta und Gleitsicherheit Nue (ohne Theorie 2.0.)

Lastfall	V (kN)	Hx (kN)	Hy (kN)	Ep (kN)	Eta	Nue
1	4623.	110.0	0.0	110.0	6.34	19.75
2	4623.	0.0	307.0	231.3	5.24	7.08

Bemessungsschnitte

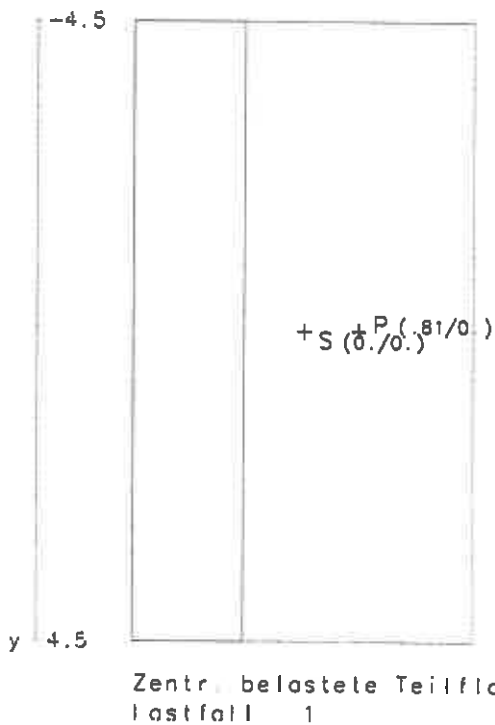
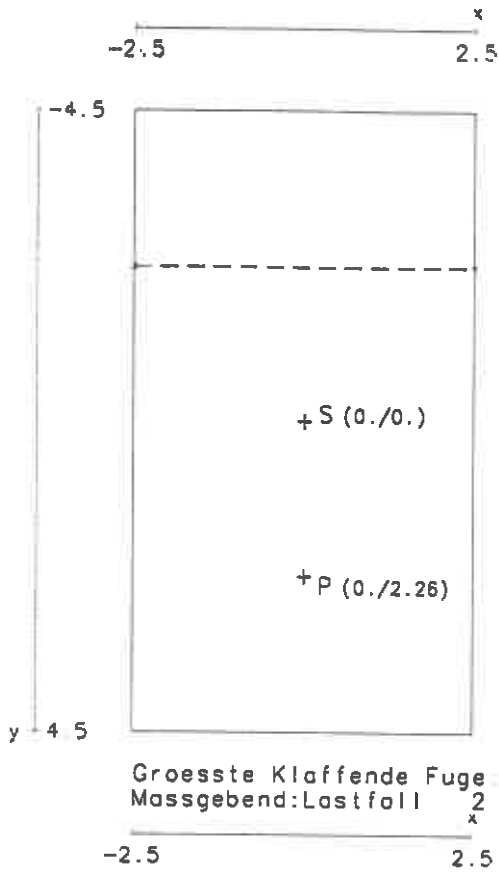
Schnitt	As-Richtung	-----Bemessungsschnitt-----				Randabstand		Bemessung für
		durch Punkt x(m)	y(m)	Breite b(m)	Höhe h(m)	unten (m)	oben (m)	
1	y	0.000	0.625	5.000	3.000	0.100	0.100	Biegung+Schub
2	y	0.000	2.000	5.000	3.000	0.100	0.100	Biegung+Schub
3	x	0.000	0.000	9.000	3.000	0.060	0.060	Biegung+Schub
4	x	0.000	0.000	9.000	3.000	0.100	0.100	Biegung+Schub

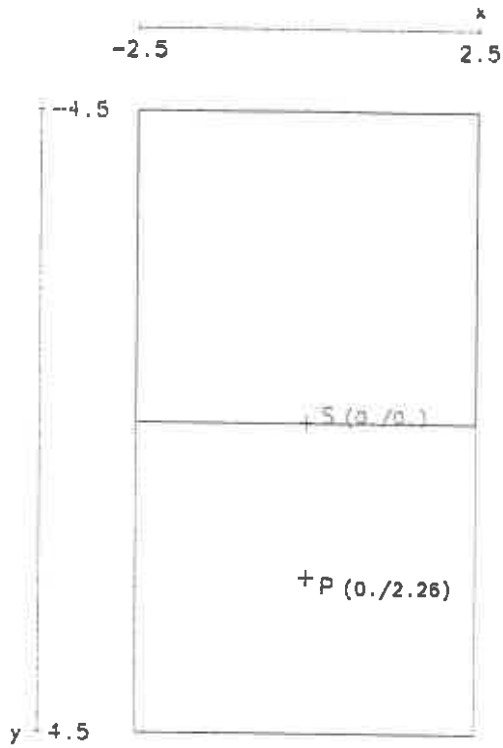
Plattenschnittkräfte

(mit Theorie 2.0.)

e = Ausmitte von Q gegen die Schnittmitte;
die Schnittkräfte M und Q werden mit dem Faktor $f = b/(b-2e) < 1.5$ erhöht; wegen der auch bei $e=0$ vorhandenen Drillmomente wird i.a. $f.M > 1.1$ angenommen; damit wird annähernd die bei Berechnung nach der Plattentheorie erforderliche Bewehrung erhalten

Schnitt	Lastfall	M (kNm)	Q (kN)	e (m)	f.M	f.Q
1	1	838.2	432.6	1.000	1.500	1.500
	2	5313.9	2232.2	0.000	1.100	1.000
2	1	348.9	279.1	1.000	1.500	1.500
	2	2504.0	1790.7	0.000	1.100	1.000
3	1	251.2	750.0	0.000	1.100	1.000
	2	251.2	0.0	0.000	1.000	1.000
4	1	251.2	750.0	0.000	1.100	1.000
	2	251.2	0.0	0.000	1.000	1.000





Zentr. belastete Teilflaeche; area= 22.4420 m2
lastfall 2