



HUBERTUS BÖER

Dipl.- Ing. (TU)

BERATENDER INGENIEUR FÜR BAUWESEN
SCHWEISSFACHINGENIEUR SFI/EWE
SACHVERSTÄNDIGER FÜR BAUSCHÄDEN
SACHVERSTÄNDIGER FÜR WERTERMITTLUNG

Schlesierweg 7 · 31737 Rinteln/Steinbergen · Telefon: 05751/917371 · Telefax: 05751/917379
Mobil: 0170/3160784 · Mail: Hubertus.Boeer@t-online.de · www.hubertus-boeer.de

Bauantrag · Statik · Wärmeschutz · Schallschutz · baul. Brandschutz · Konstruktionspläne · SIGE-Planung · Beweissicherung · Gutachten

STANDSICHERHEITSNACHWEIS

Projekt Nr. : 2005-1007

Bauvorhaben:

Bauherr:

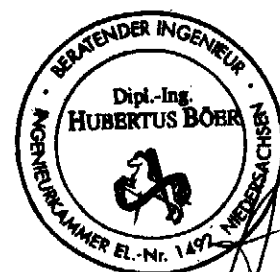
Umfang:

Berechnung: Seiten I - II , 1 - 25

Skizzen: enthalten

Positionspläne:

Bewehrungsplan: **B1**





AUFTRAG:

POS.:

SEITE: I

Vorbemerkungen:

Grundlage dieser statischen Berechnung sind die Entwurfszeichnungen:

A 364. 11.000 / 2750.05 07/11/2005

Planverfasser:

FB FILTER BAU RODENBERG

Bei Widersprüchen zwischen den Entwurfsplänen und der statischen Berechnung gilt die statische Berechnung mit den zugehörigen Unterlagen. Die Planer sind zu benachrichtigen.

Die Erstellung von Ausführungszeichnungen sowie die Bauausführung haben bei bestehender Prüfpflichtigkeit des Bauvorhabens nach geprüften Unterlagen zu erfolgen.

Betonarbeiten:

Die richtige Nachbehandlung der Betonbauteile ist ebenso wichtig wie die Herstellung selbst. Diesbezüglich verweise ich nachdrücklich auf die

Richtlinie zur Nachbehandlung von Beton

und auf die Vorbemerkungen in der statischen Berechnung zu

- Betonrezeptur
- Nachbehandlung und
- Herstellung von Schwindfugen durch Scheinfugenschnitte

Alle, in dieser Berechnung nicht gesondert nachgewiesenen Bauteile sind handwerksgerecht nach den anerkannten Regeln der Baukunst auszubilden und einzubauen.



AUFTRAG: 2005-1007

POS.: /

SEITE: II

Gründung:

Für die Bemessung der Gründung wird die

zulässige Spannung zul. Sigma = 200 KN / m² vorausgesetzt.

Der Bettungsmodul wird zu 2,5 x 10⁵ ^{KN} / m³ angenommen.

Unterhalb der Gründung ist eine mindestens 20 cm starke Schicht aus kapillARBrechendem Material einzubauen. (VORH. KALKSTREU SCHOTTER)

Alle nicht natürlich anstehenden Böden oder Aufschüttungen sind auf 100 % der Proctordichte zu verdichten.

Für die Bemessung der Gründungssohle wird vorausgesetzt, daß der höchstmögliche Grundwasserstand unterhalb der kapillARBrechenden Schicht liegt.

Alle Annahmen sind bei der Ausschachtung von der örtlichen Bauleitung eigenverantwortlich zu überprüfen.

Sollten schlechtere Boden- und/oder Grundwasserverhältnisse vorgefunden werden, so ist die statische Berechnung diesbezüglich zu überarbeiten.



AUFTRAG: 2005 - 1007

POS.: /

SEITE: 1

BEMERKUNGEN

- DIE LASTEN SIND DEN STAT. BERECHNUNGEN FÜR DAS SILO (A3 - A5) UND FÜR DEN KAMIN (A1 - A2) ENTNOMMEN
- DIE GRÜNDUNG ERFOLGT IM BEREICH DER KALKSCHOTTER AUFFÜLLUNG.
- DA DIE SOHLDRUCKUNG AUF 200 kN/m^2 BEGRENZT IST, WIRD AUF GRUND- / GELÄNDEBRUCHNACHWEISE VERZICHTET.
- TREPPENFUNDAMENTE WERDEN WEGEN GERINGER LASTEN STATISCH NICHT NACHGEWIESEN.
- DIE ANKERPLATTEN UND DÜBEL SAAT ZUGEHÖRIGER NACHWEISE SIND NICHT BESTANDTEIL DIESES NACHWEISES.



AUFTRAG: 2005-1007

POS.:

SEITE: 2

LASTEN (SILO) $\hat{=}$ (STATIK ACKEMANN & SOHN 14109197)
(KHM) $\hat{=}$ (AUSZU STATIK BÄRWALD)

VERTIKAL

SUMME

/ JE STÜTZE (1/4)

FUNDAMENT

$$G = 676 \text{ KN}$$

$$169 \text{ KN}$$

GERÄT

$$G_G = 208 \text{ KN}$$

$$52 \text{ KN}$$

$$\Sigma G = 884 \text{ KN}$$

$$221 \text{ KN}$$

BETRIEBSLAST

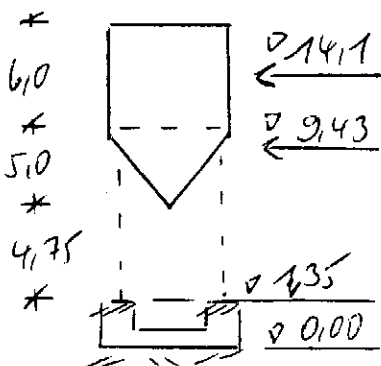
$$P = 2.000 \text{ KN}$$

$$500 \text{ KN}$$

$$\Sigma V = 2.884 \text{ KN}$$

$$721 \text{ KN}$$

HORIZONTAL



$$W_1 = 6.10 \times 7.2 \times 7.2 \times 0.18 = 41.5 \text{ KN}$$

$$W_2 = \frac{5.10}{2} \times 7.2 \times 1.2 \times 0.18 = 17.3 \text{ KN}$$

$$\Sigma W = 58.8 \text{ KN}$$

$$M_w = 14.1 \times 41.5 + 9.43 \times 17.3 = 748.3 \text{ KNm}$$

JE STÜTZE:

$$\Delta V_w = \frac{748.3 \times 2}{4 \times 4.55} = 75.6 \text{ KN}$$

$$\Delta H_w = \frac{58.8}{4} = 14.7 \text{ KN}$$



AUFTRAG: 2005-1007

POS.:

SEITE: 3

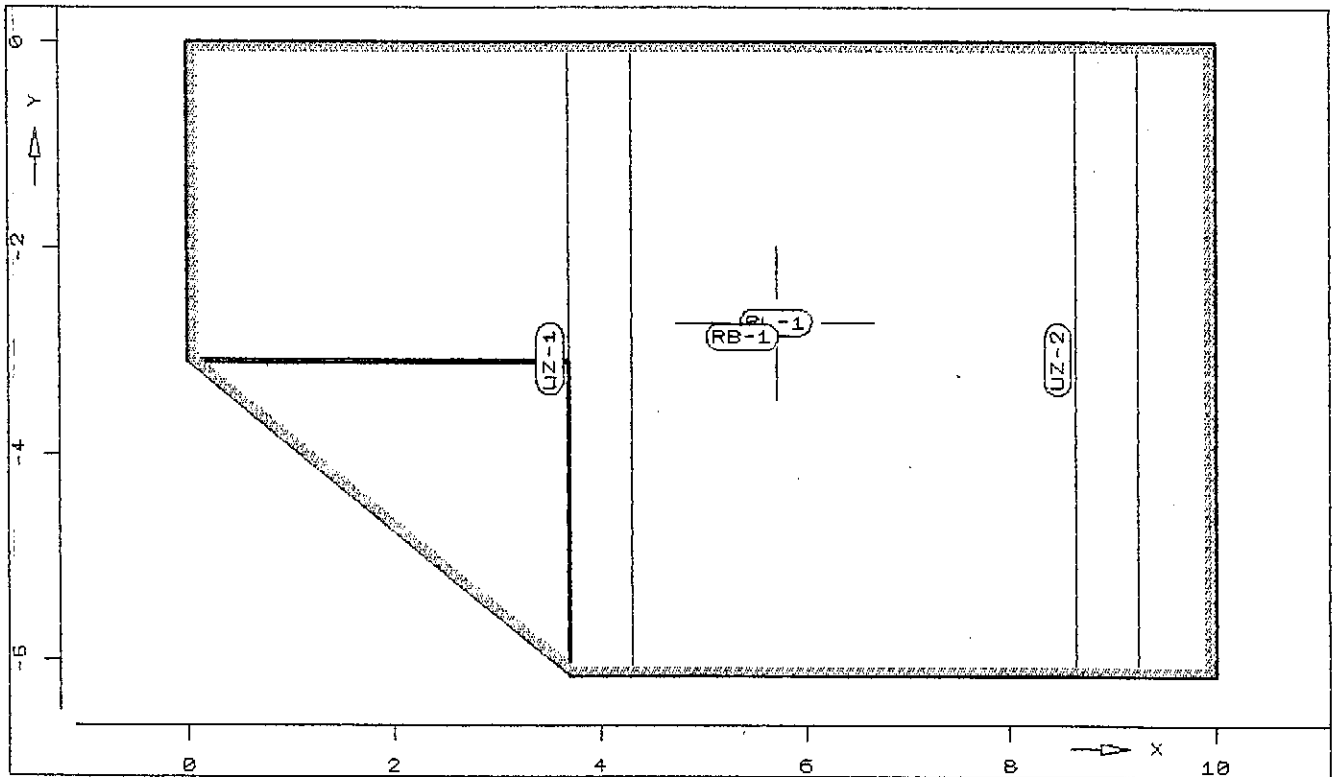
GLEITNACHWEIS

$$\begin{aligned} V_{\text{KMIN}} &= 37,3 \text{ t} \\ V_{\text{FUND.}} &= 3,7 \times 3,7 \times 0,5 \times 25 = 143,4 \text{ t} \\ + V_{\text{SILO (LEER)}} &= 884 \text{ t} \\ \hline &= 1065 \text{ t} \end{aligned}$$

$$H = (58,8 + 16,2) = 75 \text{ t}$$

$$\underline{\underline{\mu}} = \frac{1065 \times 0,577}{75} = \underline{\underline{8,2}} > 1,5$$

Positionsplan



Pos. PL-1

Plattenbereich

System
 $x = 0.00 \quad 0.00 \quad 3.70 \quad 3.70 \quad 10.00 \quad 10.00 \quad 0.00 \text{ m}$
 $y = 0.00 \quad -3.10 \quad -3.10 \quad -6.15 \quad -6.15 \quad 0.00 \quad 0.00 \text{ m}$

Material

Isotrope Platte
 Dicke = 50.0 cm
 Rho = 0.00 t/m³ E-Mod = 3.00e+07 kN/m²
 Mue = 0.20 Drillsteifigkeit = 50.0 %

Pos. RB-1

Flächenlager (Bettungszifferverfahren)

System
 $x = 0.00 \quad 0.00 \quad 3.70 \quad 10.00 \quad 10.00 \quad 0.00 \text{ m}$
 $y = 0.00 \quad -3.10 \quad -6.15 \quad -6.15 \quad 0.00 \quad 0.00 \text{ m}$

Lagerung

Druckfeder
 Transl.steifigkeit in t-Richtung = 2.50e+05 kN/m³

Pos. UZ-1

Überzug

System
 $x = 4.00 \quad 4.00 \text{ m}$
 $y = -6.15 \quad 0.00 \text{ m}$

$b = 60.00 \text{ cm} \quad h = 135.00 \text{ cm} \quad e = 92.50 \text{ cm}$

Material

E-Mod = 3.00e+07 kN/m² Rho = 2.50 t/m³
 G-Mod = 1.30e+07 kN/m² T-Fakt. = 0.00

Pos. UZ-2

Überzug

System

x = 8.95 8.95 m

y = 0.00 -6.15 m

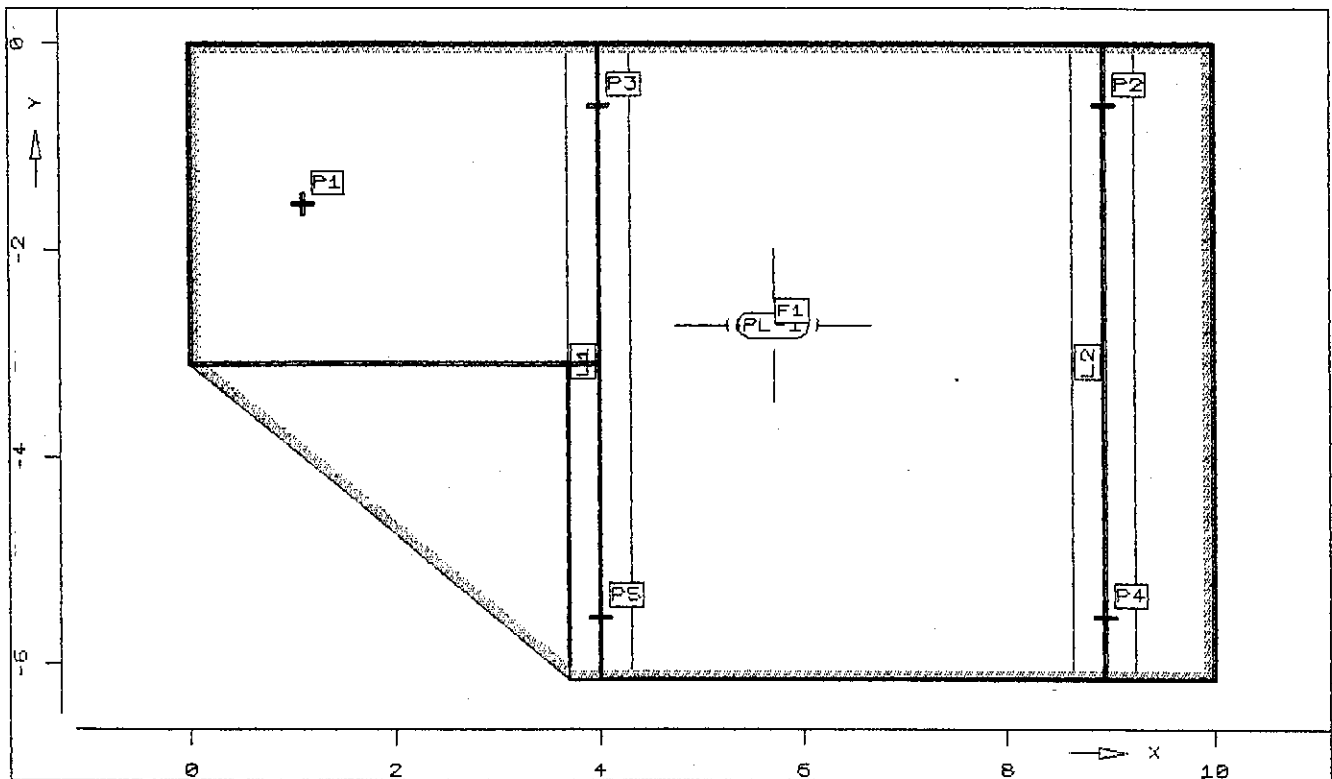
b = 60.00 cm h = 135.00 cm e = 92.50 cm

Material

E-Mod = 3.00e+07 kN/m² Rho = 2.50 t/m³

G-Mod = 1.30e+07 kN/m² T-Fakt. = 0.00

Belastung



PL-1 $g = 0.00 \text{ kN/m}^2$ **ständige Last**
 $p = 0.00 \text{ kN/m}^2$ **Verkehrslast**

Punktlast P1 $x = 1.10 \text{ m}$
 $y = -1.55 \text{ m}$
 $Pz = -38.00 \text{ kN}$ Lfn 1 **ständige Last**
 $Pz = -18.00 \text{ kN}$ 2 **Verkehrslast**
 $My = 159.00 \text{ kNm}$ 3 **Verkehrslast**
 $My = -159.00 \text{ kNm}$ 4 **Verkehrslast**
 $Mx = -159.00 \text{ kNm}$ 5 **Verkehrslast**
 $Mx = 159.00 \text{ kNm}$ 6 **Verkehrslast**

Punktlast P2 $x = 8.95 \text{ m}$
 $y = -0.60 \text{ m}$
 $Pz = -52.00 \text{ kN}$ Lfn 1 **ständige Last**
 $Pz = -500.00 \text{ kN}$ 2 **Verkehrslast**
 $Pz = -76.00 \text{ kN}$ 3 **Verkehrslast**
 $Pz = 76.00 \text{ kN}$ 4 **Verkehrslast**
 $Pz = -76.00 \text{ kN}$ 5 **Verkehrslast**
 $Pz = 76.00 \text{ kN}$ 6 **Verkehrslast**

Punktlast P3 $x = 4.00 \text{ m}$
 $y = -0.60 \text{ m}$
 $Pz = -52.00 \text{ kN}$ Lfn 1 **ständige Last**
 $Pz = -500.00 \text{ kN}$ 2 **Verkehrslast**
 $Pz = 76.00 \text{ kN}$ 3 **Verkehrslast**
 $Pz = -76.00 \text{ kN}$ 4 **Verkehrslast**
 $Pz = -76.00 \text{ kN}$ 5 **Verkehrslast**
 $Pz = 76.00 \text{ kN}$ 6 **Verkehrslast**

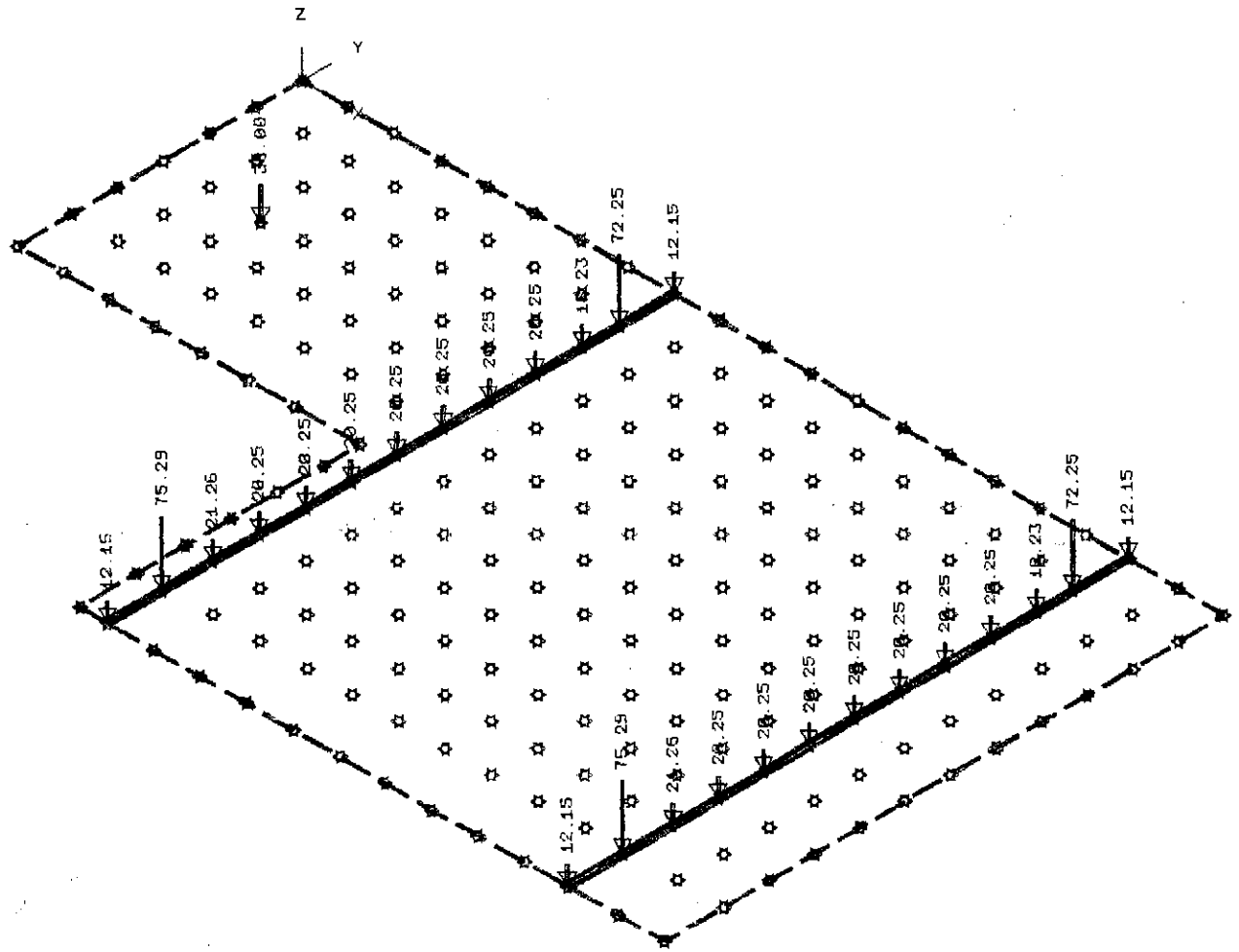
Punktlast P4
 $x = 8.95 \text{ m}$
 $y = -5.55 \text{ m}$
 $Pz = -52.00 \text{ kN}$ Lfn 1 ständige Last
 $Pz = -500.00 \text{ kN}$ 2 Verkehrslast
 $Pz = -76.00 \text{ kN}$ 3 Verkehrslast
 $Pz = 76.00 \text{ kN}$ 4 Verkehrslast
 $Pz = 76.00 \text{ kN}$ 5 Verkehrslast
 $Pz = -76.00 \text{ kN}$ 6 Verkehrslast

Punktlast P5
 $x = 4.00 \text{ m}$
 $y = -5.55 \text{ m}$
 $Pz = -52.00 \text{ kN}$ Lfn 1 ständige Last
 $Pz = -500.00 \text{ kN}$ 2 Verkehrslast
 $Pz = 76.00 \text{ kN}$ 3 Verkehrslast
 $Pz = -76.00 \text{ kN}$ 4 Verkehrslast
 $Pz = 76.00 \text{ kN}$ 5 Verkehrslast
 $Pz = -76.00 \text{ kN}$ 6 Verkehrslast

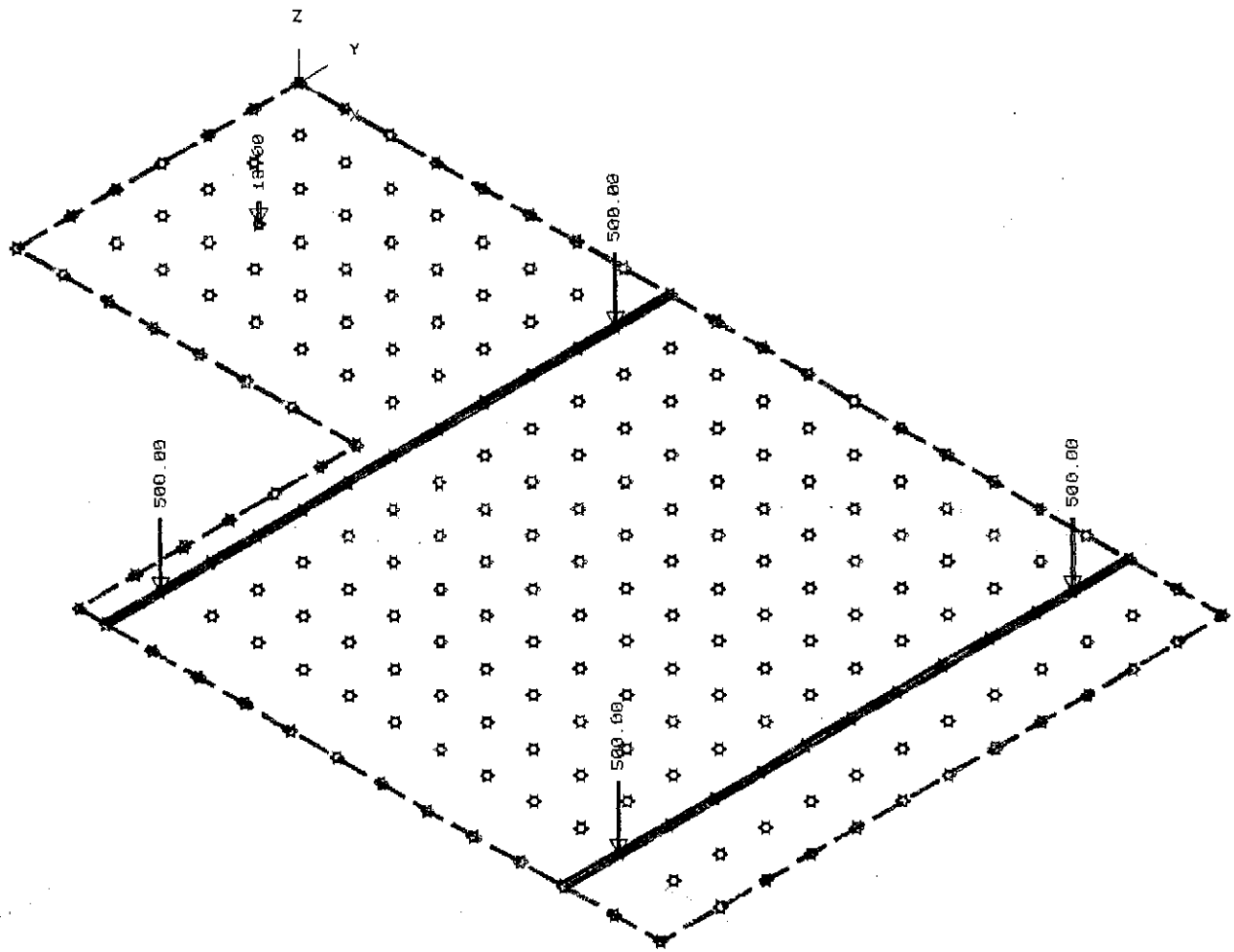
Linienlast L1
 $x = 4.00 \quad 4.00 \text{ m}$
 $y = -6.15 \quad 0.00 \text{ m}$
 $pz = -20.25 \text{ kN/m}$ Lfn 1 ständige Last
 $pz = -20.25 \text{ kN/m}$ 1 ständige Last

Linienlast L2
 $x = 8.95 \quad 8.95 \text{ m}$
 $y = -6.15 \quad 0.00 \text{ m}$
 $pz = -20.25 \text{ kN/m}$ Lfn 1 ständige Last
 $pz = -20.25 \text{ kN/m}$ 1 ständige Last

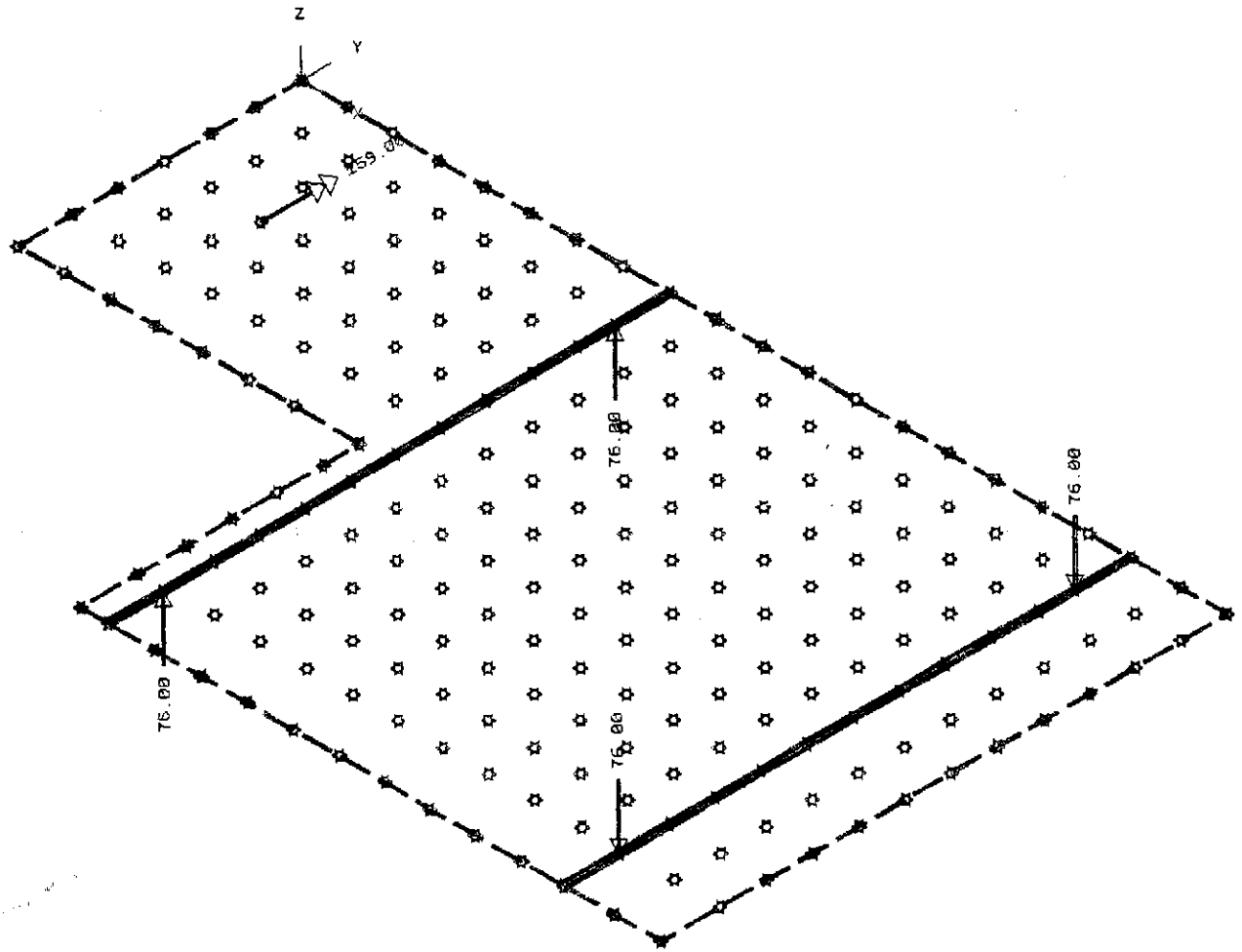
Flächenlast F1
 $x = 0.00 \quad 4.00 \quad 4.00 \quad 10.00 \text{ m}$
 $y = -3.10 \quad -3.10 \quad -6.15 \quad -6.15 \text{ m}$
 $pz = -12.50 \text{ kN/m}^2$ Lfn 1 ständige Last



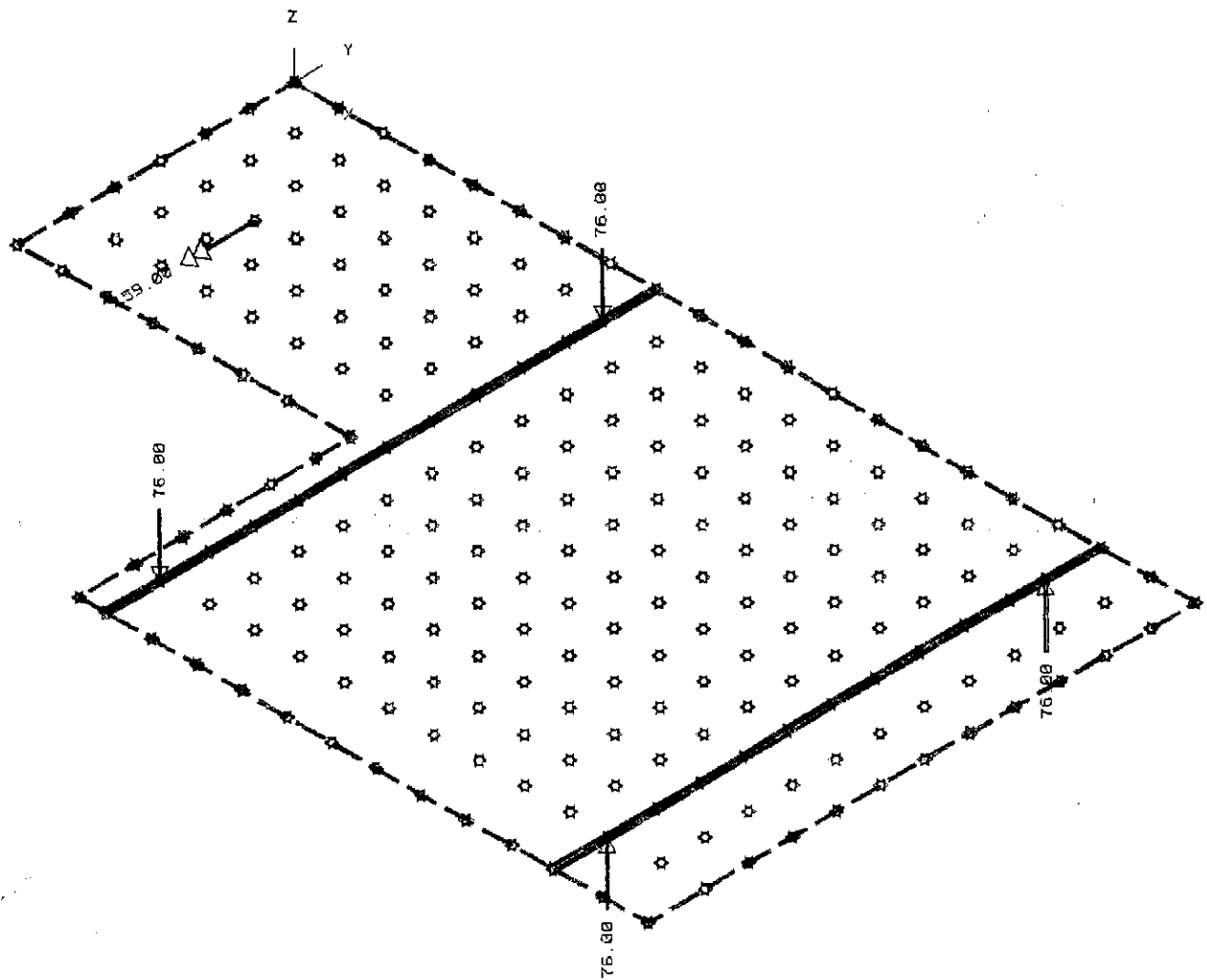
Knotenlasten P + M, Lfn = 1



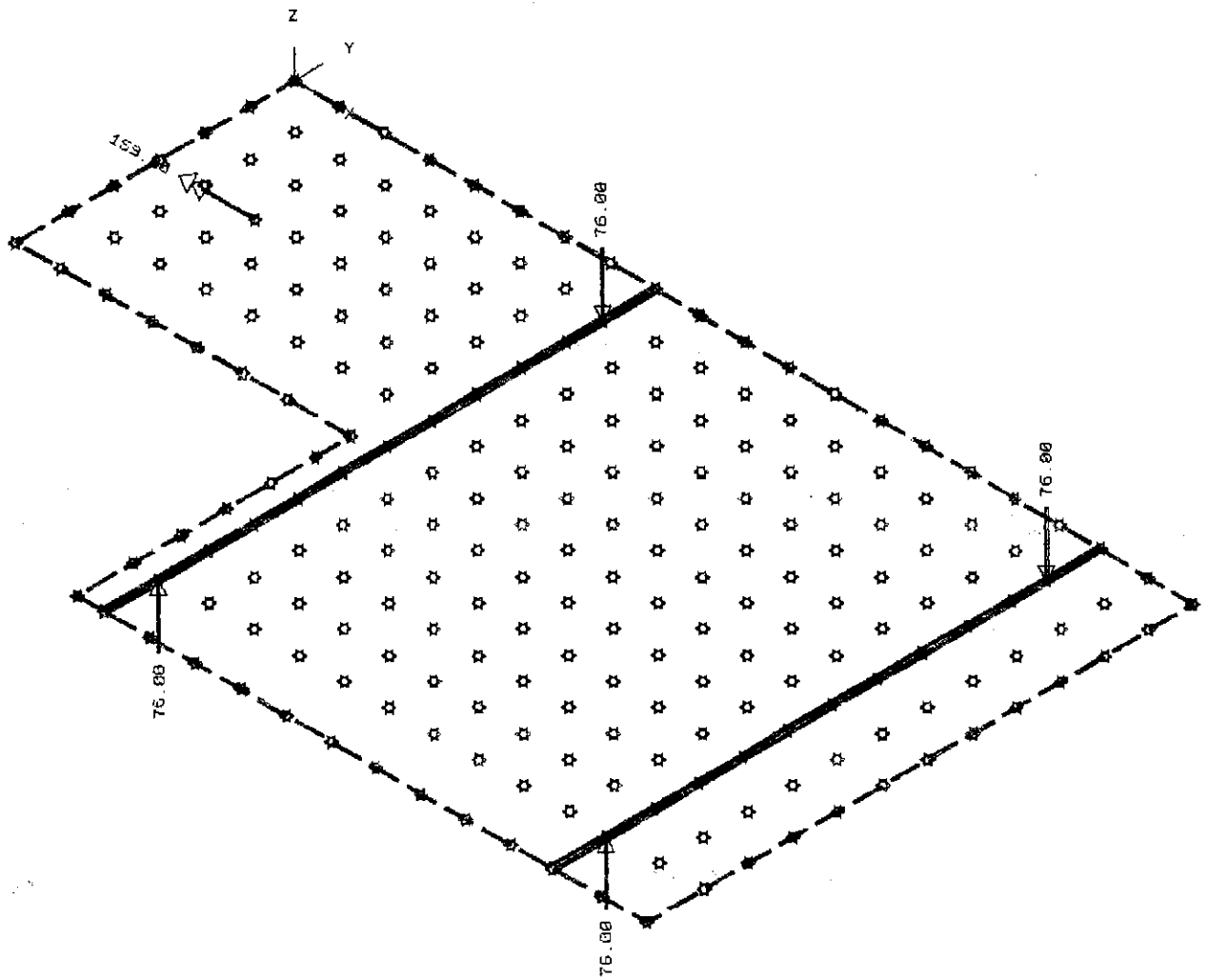
Knotenlasten P + M, Lfn = 2



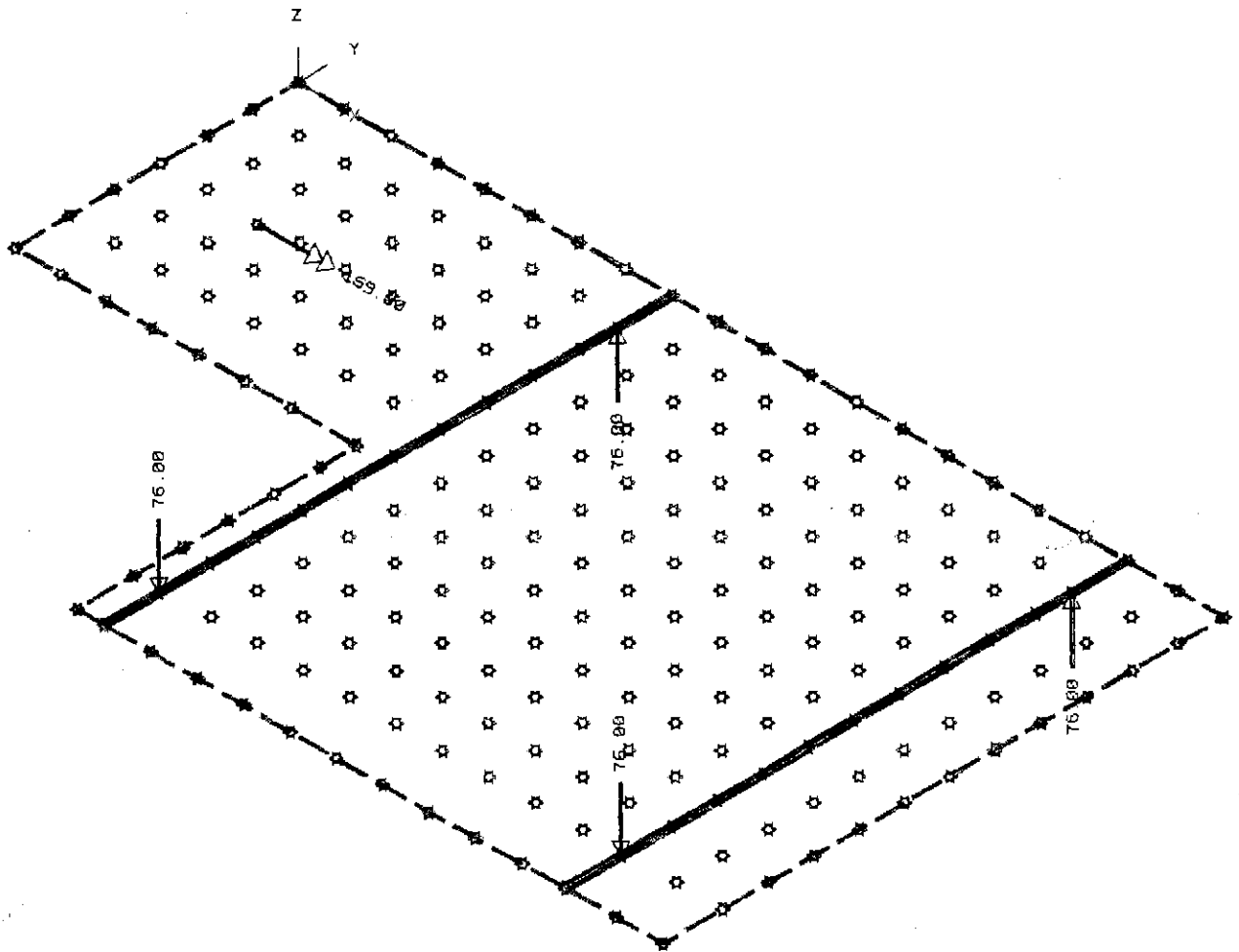
Knotenlasten P + M, Lfn = 3



Knotenlasten P + M, Lfn = 4



Knotenlasten P + M, Lfn = 5

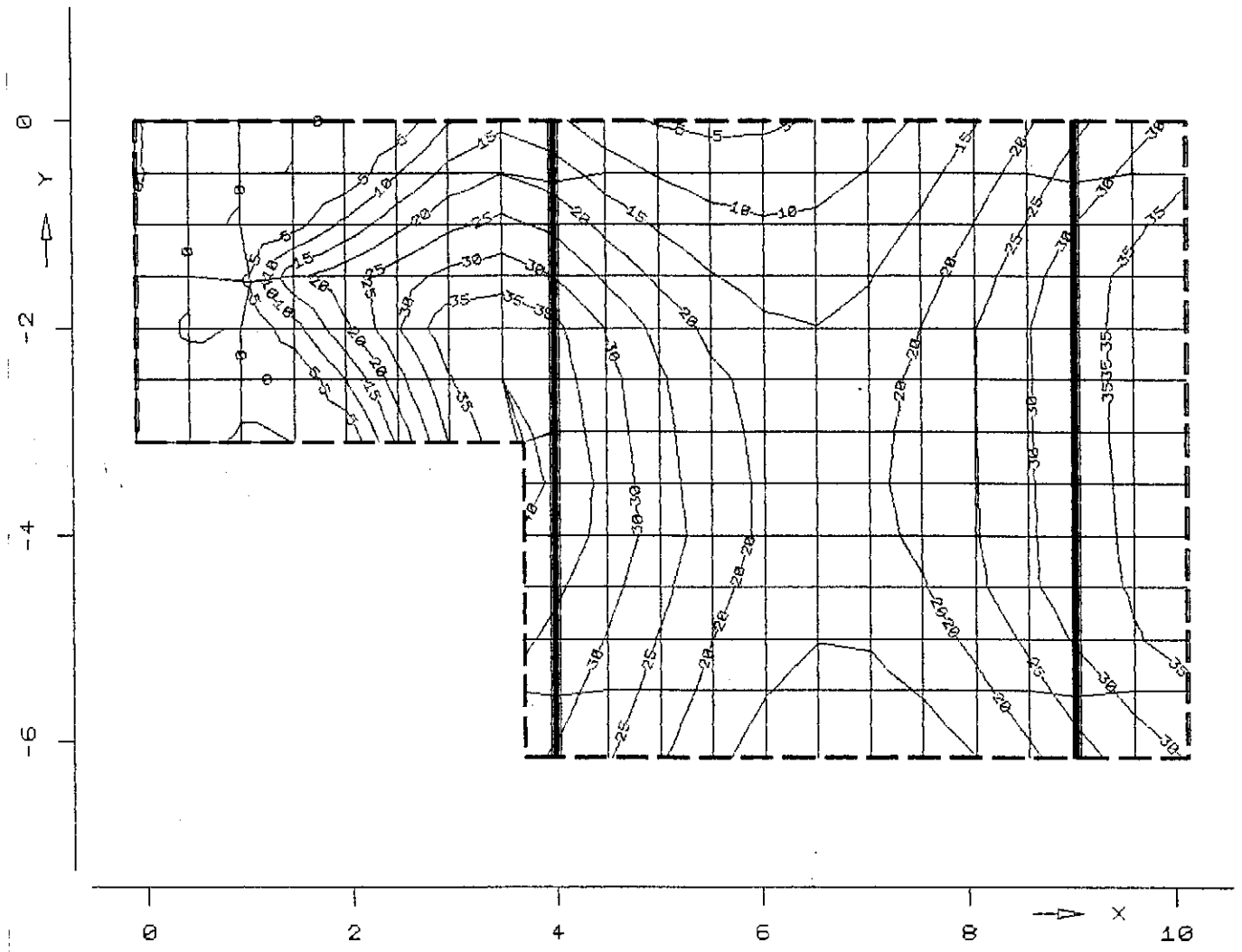


Knotenlasten P + M, Lfn = 6

LASTKOMBINATIONEN

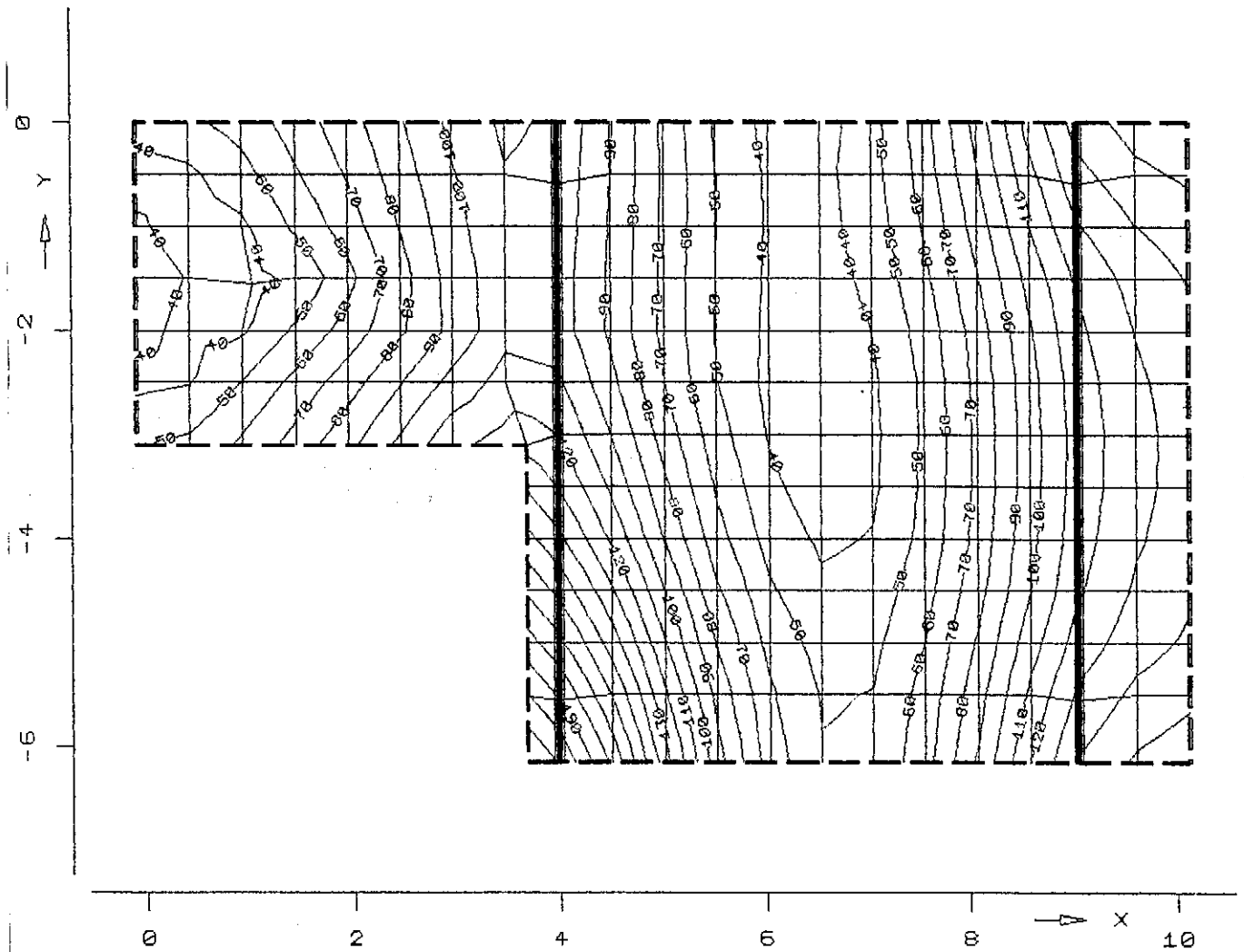
Lfn = Lastfallnummer
 Lkn = Lastkombinationsnummer
 * = mit MIN/MAX-Überlagerung über Lfn und Lkn
 ** = mit MIN/MAX-Überlagerung nur über Lkn
 + = mit kurzem MIN/MAX-Ausdruck
 ++ = mit langem MIN/MAX-Ausdruck

Lfn	1	2	3	4	5	6		
Lkn 1	1.00	1.00	**	+
2	1.00	1.00	1.00	.	.	.	**	+
3	1.00	1.00	.	1.00	.	.	**	+
4	1.00	1.00	.	.	1.00	.	**	+
5	1.00	1.00	.	.	.	1.00	**	+
6	1.00	.	1.00	.	.	.	**	+
7	1.00	.	.	1.00	.	.	**	+
8	1.00	.	.	.	1.00	.	**	+
9	1.00	1.00	**	+



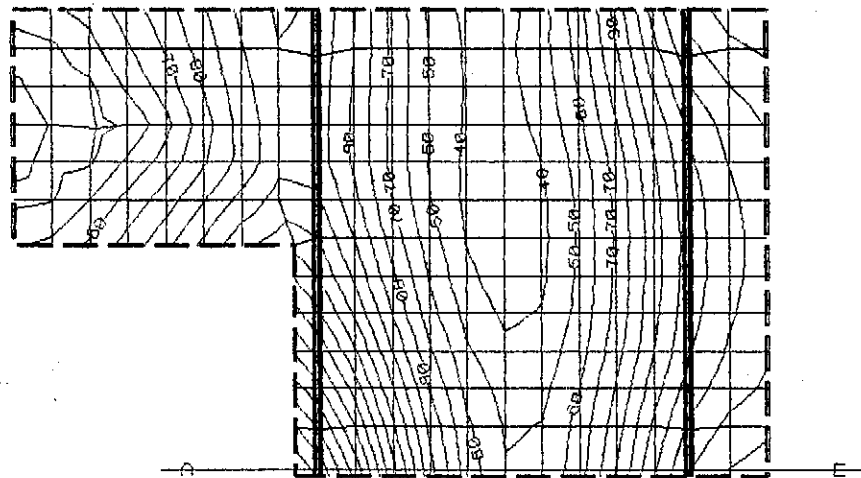
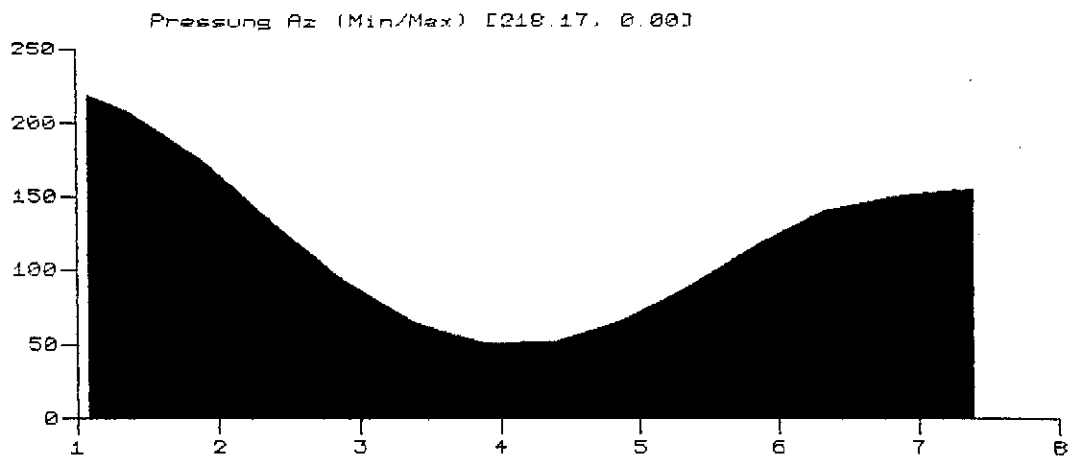
Flächenpressung min Az [kN/m²]

Min : -0.00
Max : 41.43
Step : 5.00



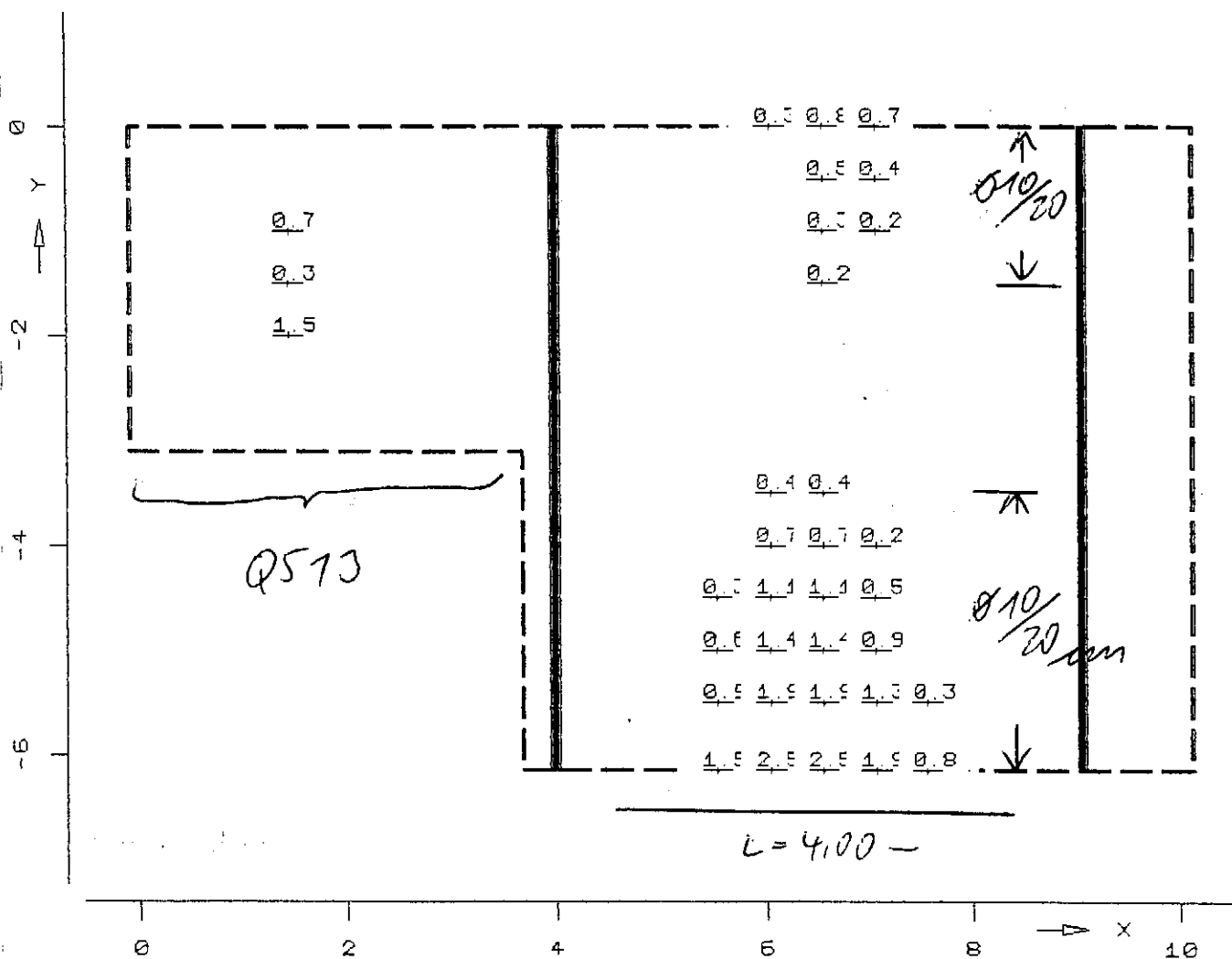
Flächenpressung max Az [kN/m²]

Min : 32.77
Max : 220.72
Step : 10.00



Flächenpressung max Az [kN/m²]

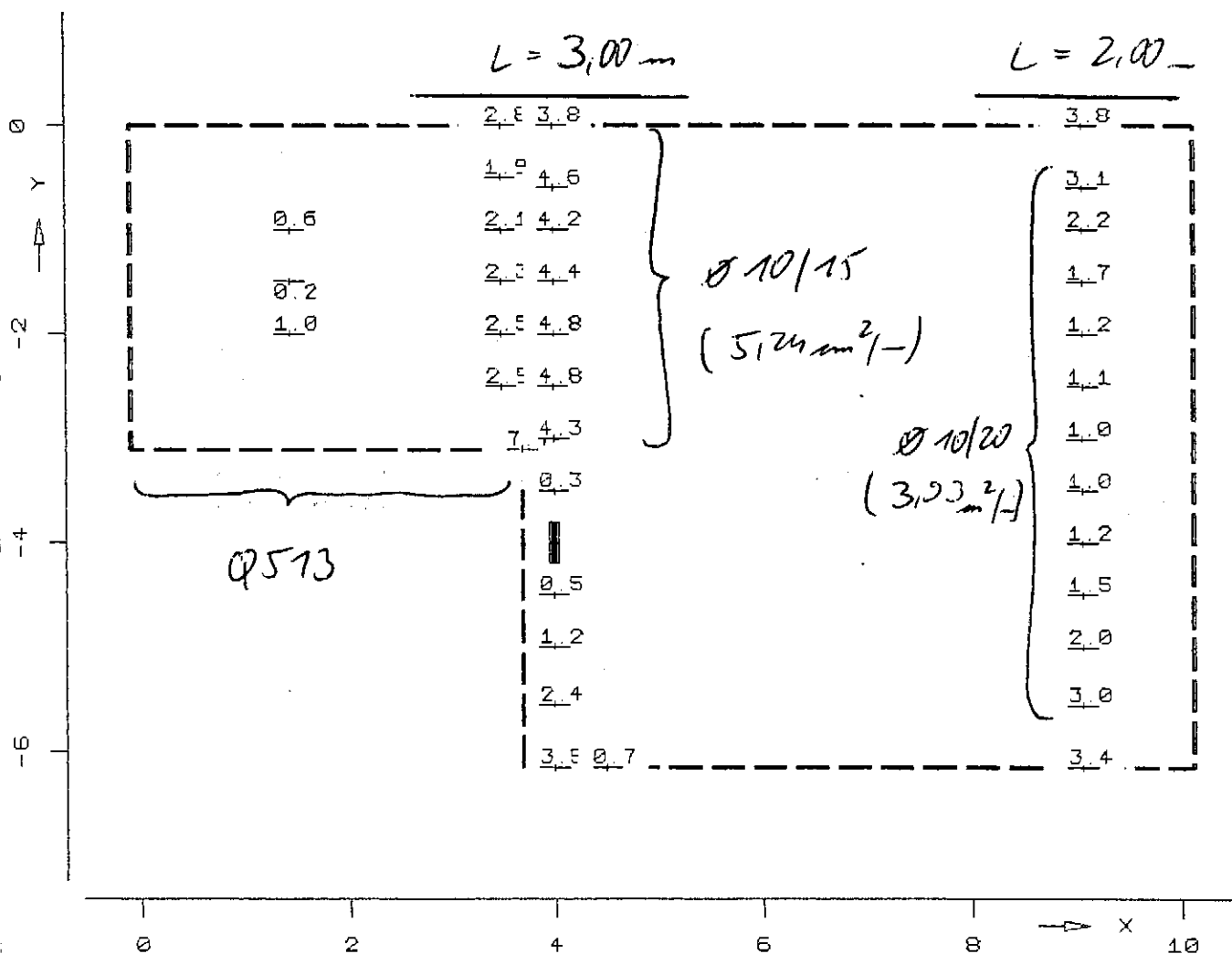
Min : 32.77
Max : 220.72
Step : 10.00



Differenzbewehrung (DIN) asro/asso [cm²/m]

B 25, BSt 4, Betondicke 50.0 cm
 Überdeckung [cm]: h'ro = 4.0, h'so = 4.0
 Grundbewehrung: asgro = 3.8, asgso = 3.8
 Max.Bew.: asro = 2.54, asso = 0.07

kh-Verfahren
 min/max-Überlagerung
 0.0 Grad



Differenzbewehrung (DIN) asru/assu [cm^2/m]

B 25, BSt 4, Betondicke 50.0 cm
Überdeckung [cm]: $h'_{ru} = 4.0$, $h'_{su} = 4.0$
Grundbewehrung: $as_{gru} = 3.8$, $as_{gsu} = 3.8$
Max.Bew.: $as_{ru} = 7.38$, $assu = 0.23$

kh-Verfahren
min/max-Überlagerung
0.0 Grad

Pos. UZ-1 Überzug

Xa = 4.00 m Xe = 4.00 m
Ya = -6.15 m Ye = 0.00 m

Bemessung für MIN/MAX-Überlagerung (LFN, LKN)
nach DIN 1045

Beton B25 Betonstahl Bst o/u/Bü 4/4/4

b: 60.0 cm do: 185.0 cm

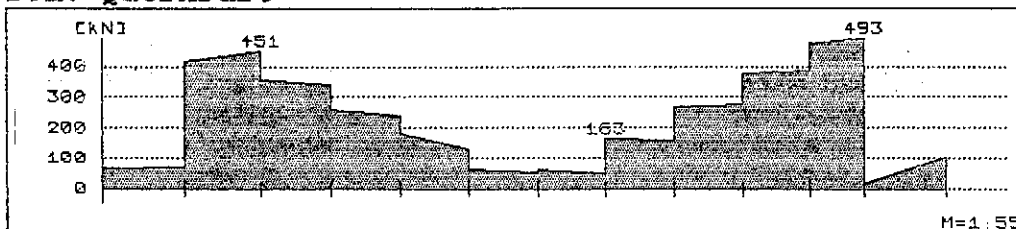
h'u: 5.0 cm h'o: 5.0 cm

Anschließende Platte:

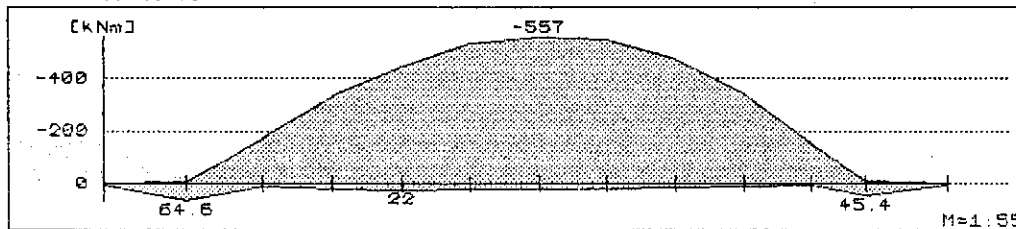
d: 50.0 cm bD: 100.0 cm

Plattenmomente werden berücksichtigt

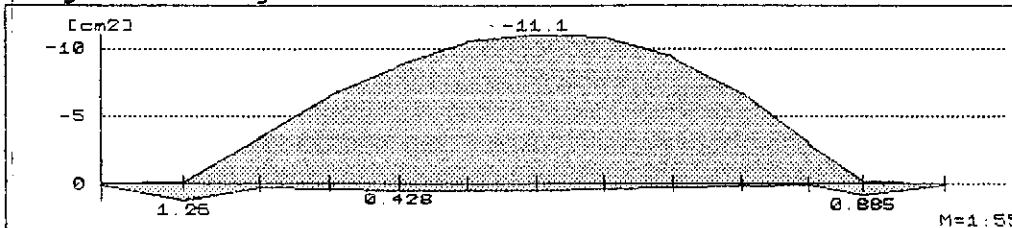
Bem.-Querkraft



Bem.-Moment



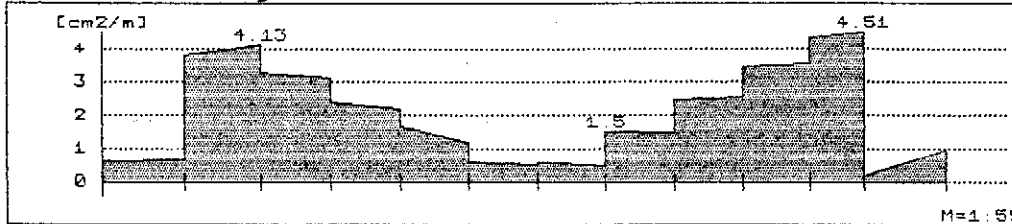
Längsbewehrung



ø) 6 Ø 16
(12,1 cm²)

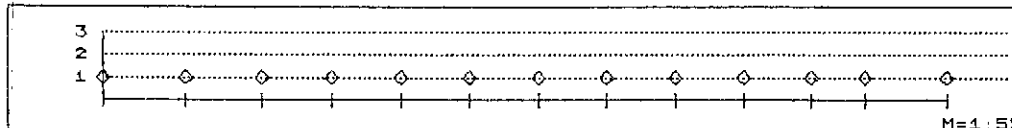
u.) 3 Ø 12
(3,4 cm²)

Schubbewehrung



ø 8/15
(6,7 cm²/m)

Schubbereich



Pos. UZ-2

Überzug

Xa = 8.95 m Xe = 8.95 m
Ya = 0.00 m Ye = -6.15 m

Bemessung für MIN/MAX-Überlagerung (LFN, LKN)
nach DIN 1045

Beton B25 Betonstahl Bst o/u/Bü 4/4/4

b: 60.0 cm do: 185.0 cm

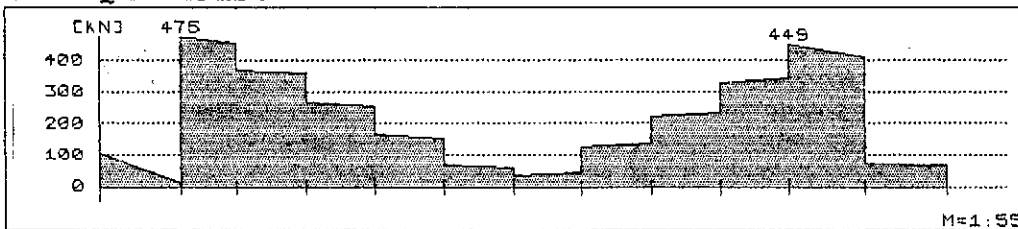
h'u: 5.0 cm h'o: 5.0 cm

Anschließende Platte:

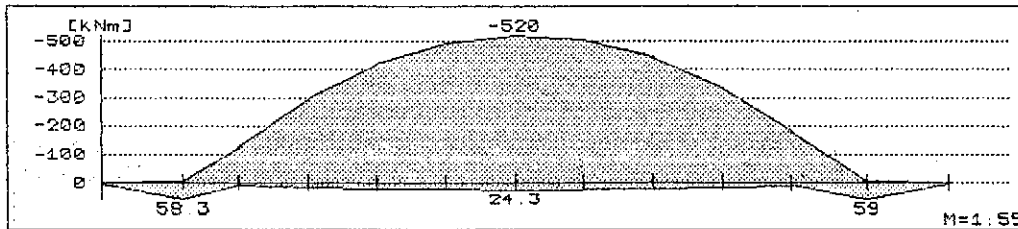
d: 50.0 cm bD: 100.0 cm

Plattenmomente werden berücksichtigt

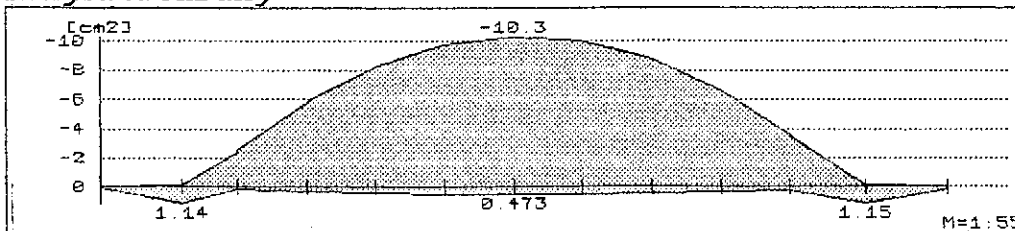
Bem.-Querkraft



Bem.-Moment

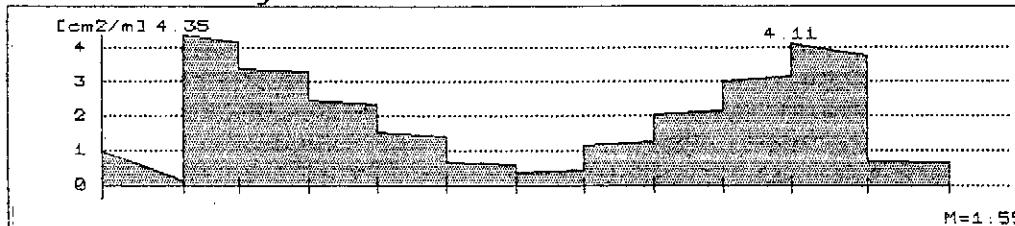


Längsbewehrung

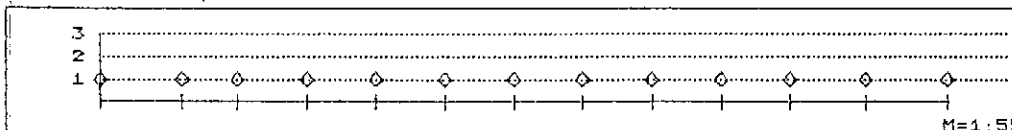


WIF
UZ-1

Schubbewehrung



Schubbereich



Pos. D1 Durchstanznachweis

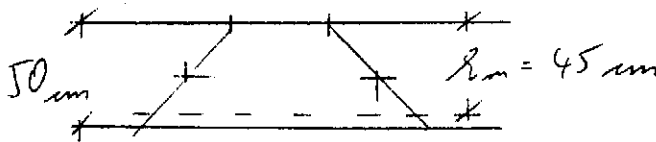
<u>System</u>	Randstütze- Kreisquerschnitt		ohne Aussparungen
Stütze	c	=	135.00 cm
Randabstände	ax / ay	=	155.00 / 110.00 cm
Feldlängen	lx / ly	=	3.10 / 3.70 m
Platte	d / h'	=	50.00 / 5.00 cm
	hm	=	45.00 cm
Durchm. Stanzkegel	dk	=	225.00 cm
vorh. Biegebewehrung	vorh. as	=	3.77 cm ² /m
vorh. Bewehrungsgrad	vorh. my	=	0.08 %
Feldbewehrung :	nicht gestaffelt		
<u>Belastung</u>	Red. Querkraft	red Q	= 55.00 kN
<u>Bemessung</u>	Beton B 25	Betonstahl Biegebew. BST 500	
<u>Schubbemessung</u>	vorh. Schubspannung	taur	= 0.02 MN/m ²
	Grenzschubsp. Tr1/Tr2	=	0.26 / 0.33 MN/m ²
	Grundw. Schubsp. T011/T02	=	0.50 / 1.80 MN/m ²

taur <= Tr1 ----> Schubbewehrung nicht erforderlich

ZUS. SCHUBSP. AUS M

(NACH HEFT 240) 135

$$\left(\begin{array}{l} M = 159 \text{ kNm} \\ Q = 55 \text{ kN} \end{array} \right)$$



$$* d_2 * \quad d_2 = 135 + 40 = 180 \text{ mm}$$

$$\tau_M = \frac{M}{W_R} \quad W_R = \frac{2 \times I_R}{d_2} \quad I_R = \frac{d_2^3 \pi}{8}$$

$$\tau_M = \frac{M \times 4}{\pi \times d_2^2} = \frac{0,159 \times 4}{\pi \times 1,8^2} = 0,06 \text{ MN/m}^2$$

$$\Sigma \tau = 0,02 + 0,06 = 0,08 \text{ MN/m}^2$$

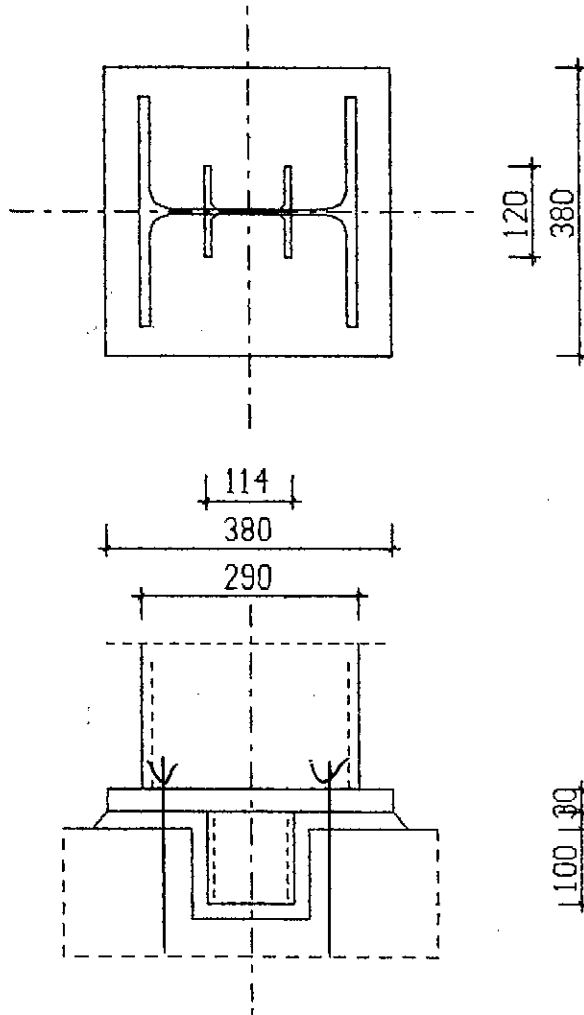
$$\mu = \frac{0,26 (\tau_{R1})}{0,08 (\Sigma \tau)} = 3,3$$

Fußplatte Stahlstütze ST3 02/98

PROJEKT: 2005-1007 Silo mit Kamin

POS: F1

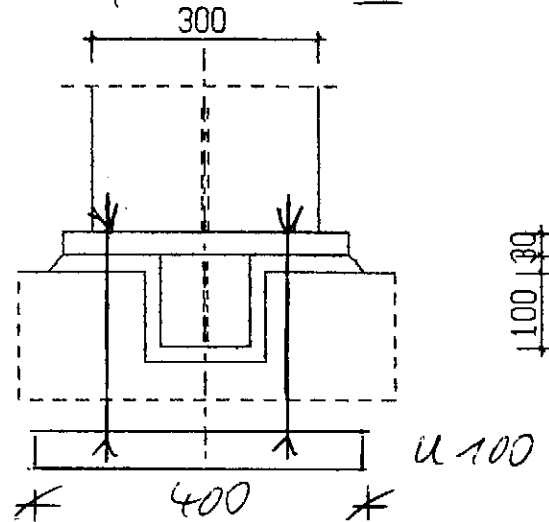
Maßstab: 1:10



STÜTZENPROFIL HE 300 A
FUSSPLATTE 380/ 380/ 30 MM
STAHL ST 37
N = 552.00 kN
Qz = 30.00 kN
Qy = 30.00 kN

ZUGANLIEFER 4 d 20 (4.6)

ODER 4 Ø 20 BST IV



Systemwerte

Nachweisführung nach DIN 18800 Ausg.11/1990 (neu)

Stütze : HE 300 A

Fußplatte : L/B/t = 380/ 380/ 30 mm

Stahl : ST 37

Auflager : Beton B 25

Fugendicke : 20 mm

Anschlußschnittkräfte GammaF-fach

N = 552.00 kN Qz = 30.00 kN
Qy = 30.00 kN

Fußplatte Stahlstütze ST3 02/98

PROJEKT: 2005-1007 Silo mit Kamin

POS: F1

Systemwerte

Nachweisführung nach DIN 18800 Ausg.11/1990 (neu)

Stütze : HE 300 A

Fußplatte : L/B/t = 380/ 380/ 30 mm

Stahl : ST 37

Auflager : Beton B 25

Fugendicke : 20 mm

Anschlußschnittkräfte GammaF-fach

N = 552.00 kN Qz = 30.00 kN
 Qy = 30.00 kN

Berechnung der Fußplatte

dreiseitig gelagerte Platte nach Czerny mit q = 0.38 kN/cm²

Lx = 27.6 cm, Ly = 15.0 cm

links+rechts: eingespannt, oben/unten : frei/eingespannt

Randmoment = 3.8 kNcm/cm, Randlast = 1.8 kN/cm

Ergebnisse: max M = 34.7 kNcm/cm

Mf = 23.3 kNcm/cm

Ms = 34.7 kNcm/cm

MKrag = 6.0 kNcm/cm Kragarm = 6.6 cm

Erforderliche Plattendicke elastisch/elastisch t = 30.9 mm

elastisch/plastisch t = 25.2 mm

gewählte Plattendicke

t = 30.0 mm

Nachweis der Druckspannung unter der Fußplatte :

max SigmaD = 3.8 N/mm² <= SigmaD,R,d = 13.5 N/mm² , 0.28 <= 1

Anschluß Stütze - Fußplatte mit Kehlnaht aw = 4.0 mm

	Steg	Flansch	
Anteil Normalkraft	= 141.7	205.2	[kN]
Schweißnahtfläche	= 16.6	21.5	[cm ²]
Normalspannung	= 85.1	95.4	[N/mm ²]
Schubspannung	= 18.0(Qz)	7.0(Qy)	[N/mm ²]
Vergleichsspannung	= 87.0	95.7	[N/mm ²]

Sigmax = 95.7 N/mm² <= Sigmax,R,d = 207.3 N/mm² , 0.46 <= 1

Nachweis der Schubübertragung zwischen Fußplatte und Fundament

mit einem Profildübel

HE120A

(Verteilung von Qz nach Thiele/Lohse 1/3 und 2/3)

Eingreiftiefe = 100.0 [mm]

mitwirkende Breite Flansch = 64.3 114.0(Steg) [mm]

Druckkraft = 20.0(Qz) 30.0(Qy) [kN]

Druckfläche = 64.3 114.0 [cm²]Druckspannung = 3.1 2.6 [N/mm²]

Zulässige Spannung mit Faktor 1/1.15 abgemindert :

max SigmaD = 3.1 N/mm² <= SigmaD,R,d = 11.7 N/mm² , 0.27 <= 1

Fußplatte Stahlstütze ST3 02/98

PROJEKT: 2005-1007 Silo mit Kamin

POS: F1

- Nachweis des Gesamtprofildübels am Anschluß Fußplatte :

Moment	=	210.0(My)	210.0(Mz)	[kNcm]
Normalspannung	=	74.3		[N/mm ²]
max Sigma	=	74.3 N/mm ²	<= Sigma,R,d = 218.2 N/mm ²	,0.34 <=1

Querkraft	=	30.0(Qz)	30.0(Qy)	[kN]
Schubspannung	=	55.8		[N/mm ²]
max Tau	=	55.8 N/mm ²	<= Tau,R,d = 126.0 N/mm ²	,0.44 <=1

- Nachweis der Flanschbeanspruchung des Profildübels :

Moment	=	150.0(My)	150.0(Mz)	[kNcm]
Normalspannung	=	23.5		[N/mm ²]
Moment inf. Flanschpressung	=	0.5		[kNcm]
Normalspannung	=	45.5		[N/mm ²]
max Sigma	=	51.2 N/mm ²	<= Sigma,R,d = 218.2 N/mm ²	,0.23 <=1

- Nachweis am Stegende des Profildübels :

Moment	=	150.0(My)	150.0(Mz)	[kNcm]
Normalspannung	=	9.2		[N/mm ²]
Querkraft	=	30.0(Qz)	30.0(Qy)	[kN]
Schubspannung	=	55.8		[N/mm ²]
Druckspannung im Steg	=	40.0(längs)	2.6(quer)	[N/mm ²]
Vergleichsspannung	=	106.3		[N/mm ²]
max SigmaV	=	106.3 N/mm ²	<= Sigma,R,d = 218.2 N/mm ²	,0.49 <=1

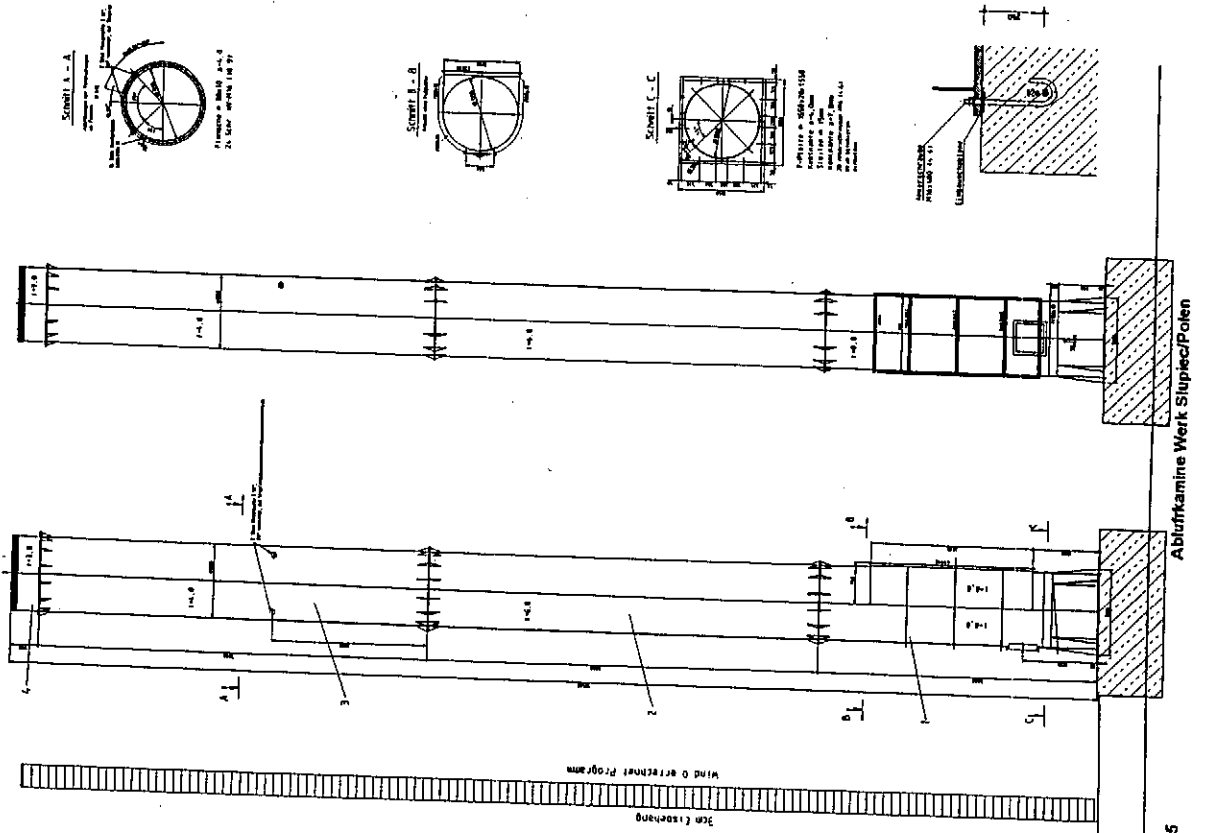
- Anschluß Fußplatte - Profildübel mit Kehlnaht aw = 3.0 mm :


Moment	=	210.0(My)	210.0(Mz)	[kNcm]
Trägheitsmoment	=	385.4(Iwy)	171.9(Iwz)	[cm ⁴]
Normalspannung	=	104.4		[N/mm ²]
Sigmaw	=	104.4 N/mm ²	<= Sigmaw,R,d = 207.3 N/mm ²	,0.50 <=1

Schweißnahtfläche	=	4.4(Steg)	6.3(Flansch)	[cm ²]
Schubspannung	=	67.6	23.7	[N/mm ²]
Vergleichsspannung	=	108.3		[N/mm ²]
Sigmaw	=	108.3 N/mm ²	<= Sigmaw,R,d = 207.3 N/mm ²	,0.52 <=1

Position 200 Kamin Ø 1.350 x 19.500

a) System.



 HUBERTUS BÖER Dipl.-Ing. (TU)	Auftrag: 2005-1007
	Seite: A1

b) Belastung.

Windlast in Anlehnung an DIN 4133, Bild A.2.0 Staudruckzone 2

$H_{NN} = 450$ m, bleibt bei Staudruckzone 2 unberücksichtigt.

Erdbelastung A oder 0 \Rightarrow kein Erdbelastnachweis erforderlich.

b.1) Zusatzlasten

nicht vorhanden

c) Schnittkräfte und Bemessung

ST 37-2 (S 235)

gewählt:	von 0,00 bis +5,00 = Ø 1.350 x 8,0 mm
	von +5,00 bis +12,00 = Ø 1.350 x 6,0 mm
	von +12,00 bis +19,00 = Ø 1.350 x 4,0 mm
	von +19,00 bis +19,50 = Ø 1.350 x 3,0 mm
	Flanschstoß Fl. 80 x 10 Kehlnähte a=4,0mm mit 28 HV-M16 (10.9)
	in Höhe +6,00, +6,50 und +15,50m
	Fußplatte Fl.1550 x 20 x 1550mm Kehlnähte a = 4,0mm
	20 Ankerschrauben M16 x 400 nach Skizze auf Seite 46
	Aussteifungen Fl.15mm mit Kehlnähten a=7,0mm
	Nachweise auf Seite 48 bis 75 durch Computerrechnung

e.1) Spannungsnachweis Fuchsbereich auf +1,075m

Bemessungsschnittkräfte bezogen auf den Querschnitt von Seite 76

siehe Seite 56+62 $N_d = 80,00$ kN
 $M_{y,d} = 241,50$ kNm
 $M_{z,d} = 241,50$ kNm

Momente werden nicht Ogerlagert.

gewählt:	vorr. Kaminquerschnitt Blechdicke $d = 8,0$ mm, wie auf Seite 76 und 79 ohne Aussteifungen dargestellt. Querschnittswerte siehe Seite 79. Alle Verstärkungen und Aussteifungen siehe Pläne der Firma FB Filter Bau
----------	--

$\sigma_{x,u} = N_d \cdot 10^2 / 278,32 + M_{y,d} \cdot 1000 / 6236,48 = 41,60$ N/mm² < 218,2

Spannungen gering, weitere Nachweise entbehrlich.

Weiter ab Seite 45

c.2) Auflagerkräfte für Fundament $\gamma_c = 1,0$

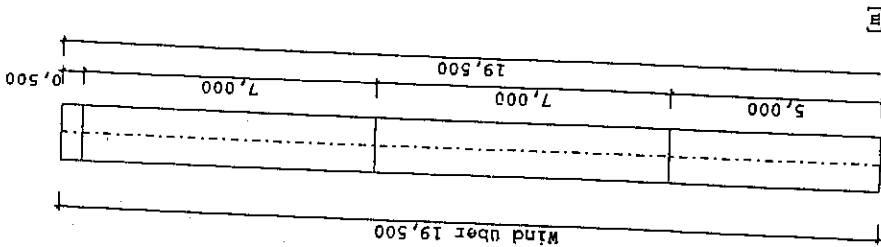
siehe Seite 67 E=

54,71 kN

Eisbehang $Q = 1,35 \cdot 19,50 \cdot 0,037 \cdot 0$		=	17,37 kN
G=	E-Q	=	37,34 kN
Hy=			16,23 kN
Mz=			158,48 kNm
Hx=			16,23 kN
My=			158,48 kNm

Für den Nachweis des Fundamentes müssen My und Mz nicht überlagert werden.

Systemgrafik (Anicht in z-Richtung) - M 1 : 125

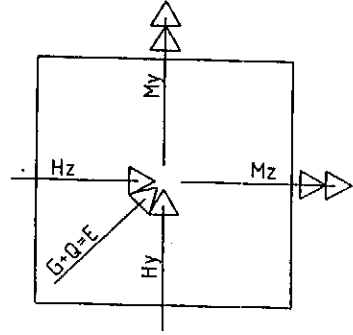
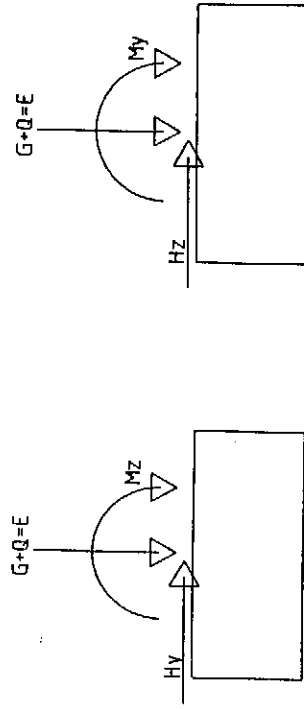


SYSTEMINFORMATION

Allgemeine Kontrolldaten
 Gesamthöhe des Schornsteins über Fundament OK = 19,50 [m]
 Abstand OK Fundament - Geländeoberfläche = 0,00 [m]
 maximale Abschnittslänge für Unterteilung = 0,40 [m]

Automatischer Ansatz der maßgebenden Windrichtung für Lastfall 1 (Tragsicherheit) und für Lastfall 5 (Gebrauchsfähigkeit).

DIN 4133:
 - Erhöhung der zulässigen Grenzschnittgrößen um 10% (A. 7.1.1)
 - Reduzierung der zulässigen Spannungsschwingbreite bei Betriebstemperaturen ≥ 100 [C] und ≤ 500 [C] (A. 7.1.1.3)



1 AUSFERTIGUNG

Statische Berechnung

Bauvorhaben : Fundamente für eine Entstäubungsanlage

Bauherr : Hartsteinwerk Möller, Bensen
 Möller GmbH
 Hannover
 Höfstraße 7

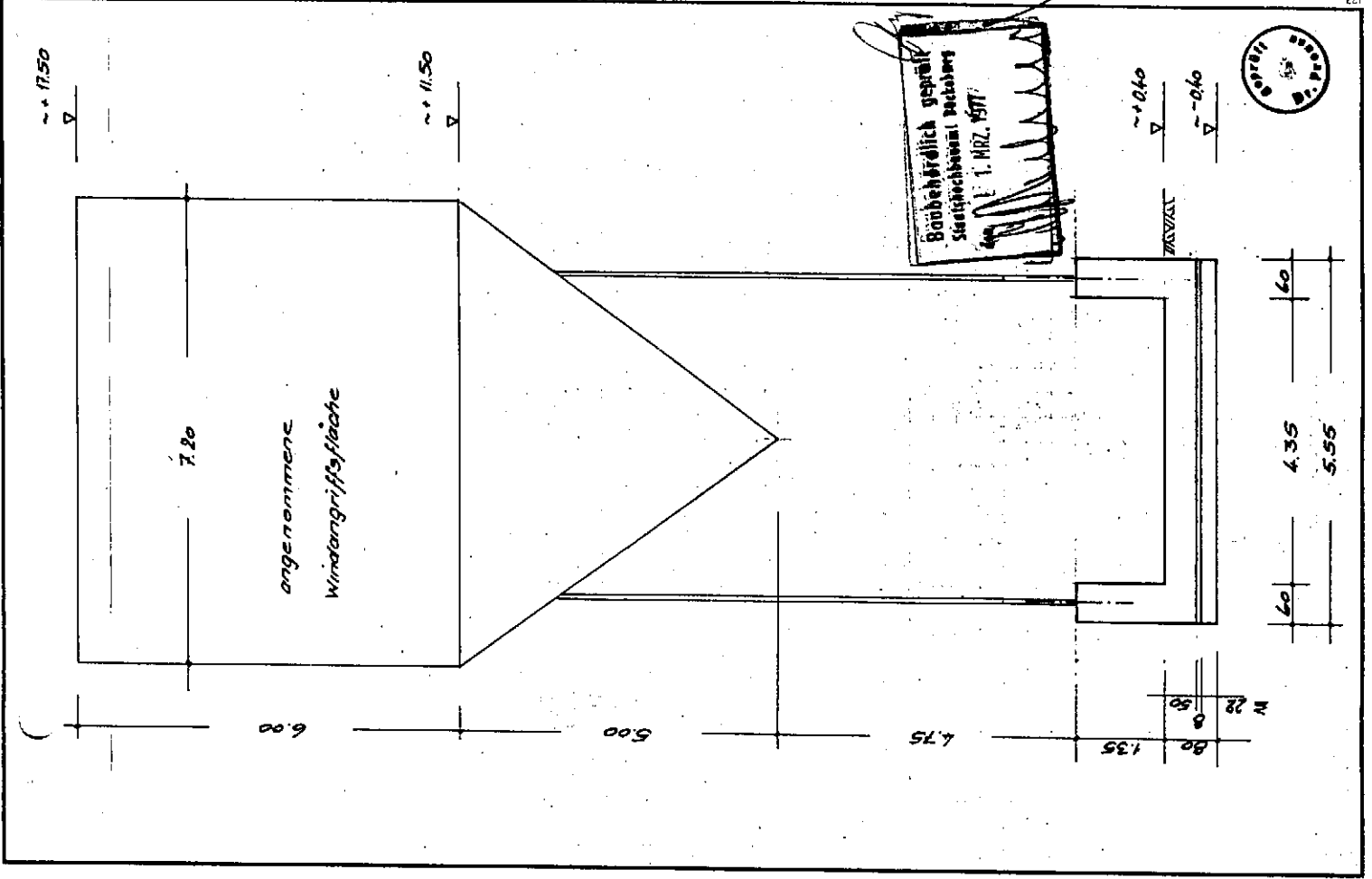
Baustoffe : Beton Bn 250

Stahl St 42/50 (II)

Vorschriften : DIN 1045, 1055

Unterlagen : Zeichnungen der Fa. Heinrich Lühr
 Stadthagen Z.Nr. 2946.01 bis 2946.05

Die statische Berechnung umfasst : Seiten



1. Horizontale Belastung

Berechnung der Windangriffsfläche

$$F = 7,20 \cdot 6,00 + 7,20 \cdot \frac{5,00}{2} = 61,20 \text{ m}^2$$

Berechnung der Windlast

Staudruck s (nach DIN 1055, Blatt 4 Tab. 1)

bei einer Höhe von 8 bis 20 m $q = 80 \text{ kp/m}^2$

Da die Fläche insgesamt nicht zylindrisch ist,

wird der Beiwert c mit 1,2 angenommen

Die horizontale Windkraft beträgt somit:

$$W_L = 61,20 \cdot 80 \cdot 1,2 = 5,875 \text{ kp}$$

2. Vertikale Belastung

Turndament $5,55 \cdot 6,15 \cdot 0,50 \cdot 2,500 = 42,666 \text{ kp}$

$$6,15 \cdot 2 \cdot 1,35 \cdot 0,60 \cdot 2,500 = 24,908$$

$$67,574 \text{ kp}$$

Vertikalargewicht (nach Angabe der Fa. Lühr) = 2.850

Siblergewicht (nach Angabe der Fa. Lühr) = 18.000

$$88,424 \text{ kp}$$

Siefüllung 125 \cdot 1400 = 175.000

(nach Angabe der Fa. Lühr)

Filterbetriebsgewicht 16.000

(nach Angabe der Fa. Lühr)

zur Aufbringung 10.576

$$g = 290.000 \text{ kp}$$



3. Standsicherheitsnachweis

Moment aus senkrechter Belastung (min H)

$$M_x = 88,424 \cdot \frac{5,55}{2} = 245,377 \text{ kp m}$$

Momente aus waagerechter Belastung

$$M_{Hw} = 7,20 \cdot 6,00 \cdot 80 \cdot 1,2 \cdot 4,60 = 60,549 \text{ kp m}$$

$$= 7,20 \cdot \frac{5,00}{2} \cdot 80 \cdot 1,2 \cdot 9,93 = 17,159$$

$$M_{Hwp} = 50.000 \cdot 1,70 = 85.000$$

$$\frac{85.000}{162.708} < \frac{245,377}{177,208} > 1,5$$

$$1,5 > 1,5$$

4. Gleichgewichtsnachweis

$$A = 18 \text{ p} = 0,70 \cdot 0,50$$

Kies, Geröll $\rho = 2500$

$$j = 0,56 \cdot \frac{88,424}{5,875} = 8,4$$

$$j = 0,56 \cdot \frac{17,159}{5,875} = 1,5$$

5. Nachweis der max Bodenpressung

$$e = \frac{60,549 + 17,159}{290.000} = 0,27 \text{ m} < \frac{B}{6}$$

$$\sigma_{I/II} = \frac{290.000}{5,55 \cdot 6,15} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0,27}{5,55} \right)$$

$$= 8,196 \text{ (I) } 1,019$$

$$\sigma_I = 10,960 \text{ kp/m}^2 < 20.000$$

$$\sigma_{II} = 6,032 \text{ kp/m}^2$$

Silo leer und ohne Füller

$$c = \frac{60,549 + 17,159}{88,424} = 0,88 \text{ m} < \frac{B}{6}$$

Wird bei leerem Silo und Wind klappt die

Bodenfuge nicht

* Improklast guert zu den Stabilitätskriterien
nicht notwendig, da diese Werte dafür nicht
ausreichend genützt sind



6. Zemessung der Stb. - Platte

biegende Pressung

$$q = 10.960 - 2.500 \cdot 0.50 = 9.710 \text{ kp/m}$$

$$M = 9.710 \frac{4.35^2}{8} = 22.967 \text{ kp/m}$$

Beton Bn 250 ; Stahl 354 42/50 ; d = 50 mm

$$h = 500 - 30 - \frac{25}{2} = 45,8 \text{ cm}$$

$$k_1 = \frac{45,8}{\sqrt{22.967}} = 9,56 \quad k_e = 0,45 ; k_2 = 0,93$$

$$F_e = 0,45 \frac{22.967}{0,458} = 22,57 \text{ cm}^2$$

gem. II $\phi 25$, e = 80 mm, mit 24,55 cm² > 22,57

quer 4 III $\phi 12$, mit 4,5 cm² > $\frac{22,57}{5}$

jedes 2. Eisen wird aufgebogen

Querkraft

$$Q = 9.710 \frac{4,95}{2} = 24.032 \text{ kp/m}$$

$$\text{max } Q_0 = 100 \cdot 0,93 \cdot 45,8 = 5,64 \text{ kp/cm}^2$$

$$\tau = \frac{5,64^2}{18} = 1,77 \leq 0,4 \quad Q_0 = 2,66 \text{ kp/cm}^2$$

7. Zemessung der Stb. - Wände



biegende Pressung

$$q = 30.416 - 2 \cdot 6,5 = 19.426 \text{ kp/m}$$

$$M_x = 19.426 \frac{0,60^2}{2} = 3.497 \text{ kp/m}$$

$$M_f = 19.426 \frac{4,95^2}{8} = 3.497 \cdot 56,001 \text{ kp/m}$$

Beton Bn 250 ; Stahl 354 42/50 ; b/d = 0,60 / 185 m

$$h = 185,0 - 30 - \frac{25}{2} = 180,8 \text{ cm}$$

$$k_1 = \frac{180,8}{\sqrt{\frac{56.001}{0,60}}} = 18,71 \quad k_e = 0,43 ; k_2 = 0,96$$

$$F_e = 0,43 \frac{56.001}{1,868} = 13,32 \text{ cm}^2$$

gem. 6 II $\phi 18$, mit 15,3 cm² > 13,32

dann 2 III $\phi 18$ aufgebogen

Bügel III $\phi 10$, e = 30 mm

Querkraft

$$Q = 19.426 \frac{4,95}{2} = 48.079 \text{ kp}$$

max $Q_0 = \frac{48.079}{60 \cdot 0,96 \cdot 180,8} = 4,62 \text{ kp/cm}^2 < 7,5$ Bereich 1

B. Ungestützte Wände

Die ungestützten Wände sind mit Stabteilgeln

III $\phi 10$, e = 30 mm, mit $F_e = 2,62 \text{ cm}^2$

$$F_{e, \text{auf}} = \frac{3,50 - 1,25}{80 - 30} \cdot 1,85 = 2,15 \text{ cm}^2 < 2,62$$

Zufugeblatt:

7. AUSFERTIGUNG

IN STATISCHER HINSICHT GERÜCKEL

PROF.-NR. 56.177

DATUM 2.8.2.77

DR.-ING. WERNER PREUSS

PRÜFINGENIEUR FÜR BAUSTATIK

GEMÄSS VERORDN. VOM 22.8.1943 FÜR DIE

FACHRICHT. STEIN-, BETON- U. STAHLBETONBAU

3 HANNOVER-BAUMSTR. 6 TEL. 80 01 87/38

Ausfertiger: L. ACKEMANN & SOHN

BAUUNTERNEHMUNG

30688 OBER-DRACHEN

Tel. 05724 / 1314

Preuss

