

Inhaltsverzeichnis

Abschnitt	Gegenstand	Seite
	Titelseite	1
	Inhaltsverzeichnis	2
Positionspläne	Version 1	3
	Version 2	4
Vorbemerkung		5
Lastannahme	Pos.:L.1) - L.3)	6
Berechnung der einzelnen Bauteile	Pos.:1) Pluta-Binder	7
	Nebenrechnung	8
	Pos.:1) Pluta-Binder	9
	Pos.:2) Dachterrasse Pos.3) 4)	16
	Pos.:5) Dachträger	17
	Pos. 6)7)8) Abfangkonstr. Version 1	18
	Bemessung Pos.: 6) 7)	23
	Bemessung Pos.: 8)	24
	Pos.: 6)7)8) Version 2	25
	Dübelverbindung für Version 2	30
	Sparrenanschluß an Träger	31
	Schweißnahtberechnung	32
	Schweißnähte am Stützenkopf	33
	Schlußbemerkung	34

Vorbemerkung

Nachstehende Berechnung bezieht sich auf die Zeichnungen des Architekten im M.-1:100 vom 16.4.99.

In dem bestehenden Dachraum soll eine bestehende Dachwohnung umgebaut, und im weiteren Dachbereich eine Dachwohnung geschaffen werden.

Wesentliche Merkmale dieser Planung sind in jedem Haus eine Dachterrasse.

Die oberste Etagendecke -unter dem Dach- ist, wie alle Etagendecken in diesem Haus, eine Omnia-Decke ohne besonderenn Druckbeton. Eine Verstärkung der Decke für die erhöhten Lasten aus den neu geplanten Dachterrassen ist daher nicht möglich. Die normale Nutzlast für Decken ist seinerzeit eingerechnet worden.

Daher werden die Dachterrassen mittels einer separaten Stahlkonstruktion über die vorhandene Decke mit 3 cm Zwischenraum gebaut. Die Stahlkonstruktion trägt auch die abgeschnittenen "Pluta-Binder", welche in ca.80 cm Abstand ohne Dachstuhl über die gesamte Haustiefe reichen.

Die zur Zeit gültigen DIN-Vorschriften werden beachtet.

Es sind 2 Versionen gerechnet woden:

Version 1

Die Pluta-Binder weden mittels Vertikalkraft-Joch im Bereich des Knoten 4) abgestützt. Zuganker an jedem Pluta-Binder halten die Horizontalkräfte aus Eigengewicht zusammen. (Rundstahl \varnothing 12 mit Gewinde-Spannschloß).

Dann werden die Sparren abgeschnitten und die Stahlkonstruktion eingepaßt.

Vorteil: Der Abfangträger Pos.:5) ist nach Verkleidung der Sparren praktisch nicht mehr warnehmbar.

Version 2

Die Stahlkonstruktion wird zuerst aufgestellt. Der Träger Pos.:5) liegt an der Unterseite der Sparren an.

Für jeden Sparren werden 2 Winkelleisen auf den Träger befestigt.(Schrauben oer schweißen)

Mittels Dübel und Bolzen werden die Sparren mit dem Träger Pos.:5) kraftschüssig verbunden.

Vorteil: Leichterer Einbau der Stahlkonstruktion. Nachteil: Ein beachtliches "Paket" befindet sich unter der Dachschräge.

Lastannahme nach DIN 1055**Pos.:L.1) Vorhandenes Pluta-Dach**

Die Lasten sind der Ursprungs-Statik des Hauses entnommen worden:

Dachneigung

tg.α=	4,70/5,65	=	0,832
α=	ATAN(0,832)	=	39,760
cotg.α=	TAN(90-39,76)	=	1,202
sin.α=	SIN(39,76)	=	0,640
COS(39,76)		=	0,769

Belastung:

Ständige Last

Falzziegel=

0,550 kN/m²

Konstruktion=

0,050 kN/m²

g = 0,600 kN/m²**Ausbau:**

Klimalit 2,5 cm=

0,110 kN/m²

Steinwolle, Sparschalung=

0,040 kN/m²

Putz=

0,200 kN/m²

ga = 0,350 kN/m²

Wind=

1,3*0,8*0,64

=

0,666 kN/m²

Schnee=

0,550 kN/m²

Pos.: L.2) Kehlbalkenlage

Es ist keine Belastung durch Nutzlast vorgesehen.

Dielen=	6,0*0,02	=	0,120 kN/m²
Hölzer=	6,0*(2*0,02*0,12+0,05*0,03)/0,79	=	0,048 kN/m²
Unterdecke=			0,400 kN/m²

g = 0,568 kN/m²

Nutzlast p=

1,000 kN/m²

g±**g+p**

=

1,568 kN/m²**Pos.:L.3) Dachterrasse**

Fläche=	4,76*2,2	=	10,472 kN/m²
---------	----------	---	--------------

Fiesen=	22*0,015	=	0,330 kN/m²
---------	----------	---	-------------

Zementestrich i.M.=	22*0,045	=	0,990 kN/m²
---------------------	----------	---	-------------

Klebung=			0,150 kN/m²
----------	--	--	-------------

Stahlbeton-Hohldielen 10cm=			2,100 kN/m²
-----------------------------	--	--	-------------

g = 3,570 kN/m²

Nutzlast p=

3,500 kN/m²

g±**g+p**

=

7,070 kN/m²

Berechnung der einzelnen Bauteile

Vorbenmerkung:

Im Bereich der neuen Dachterrassen werden die Untersparren der "Pluta-Binder" abgeschnitten.

Die verbleibenden Binder werden hier nachgerechnet, speziell, um die Auflagerkräfte für den "Pfettenträger" zu erhalten.

Binderform 1.

Materialwerte

Kennziffer 1

$$E = 10000 \text{ MN/m}^2$$

Stabwerte

Stab 1)2)3)4) H=

A=

$$5 \cdot 22$$

=

$$22,000 \text{ cm}$$

J=

$$5 \cdot 22^3 / 12$$

=

$$110,000 \text{ cm}^2$$

$$4436,667 \text{ cm}^4$$

Stab 5) H=

A=

$$2 \cdot 2 \cdot 12 + 5 \cdot 3$$

=

$$12,000 \text{ cm}$$

$$63,000 \text{ cm}^2$$

s.Nebenrechnung J=

$$587,250 \text{ cm}^4$$

Stab 7) H=

$$8,000$$

=

$$\# 0,000 \text{ cm}$$

A=

$$2,4 \cdot 8$$

=

$$19,200 \text{ cm}^2$$

J=

$$8 \cdot 2,4^3 / 12$$

=

$$9,216 \text{ cm}^4$$

Binderabstand a=

$$0,790 \text{ m}$$

Lastfall 1) Ständige Last.

Stab 1) 4)

aus L.1) g=

$$(0,600 / \cos(39,76) + 0,35) \cdot a$$

=

$$0,893 \text{ kN/m}$$

Stab 2)3)

aus L1) g=

$$0,600 / \cos(39,76) \cdot a$$

=

$$0,617 \text{ kN/m}$$

Stab 5) 6)

aus L.2) g=

$$0,568 \cdot a$$

=

$$0,449 \text{ kN/m}$$

Stab 7) g=

$$6,0 \cdot 0,03 \cdot 0,08$$

=

$$0,014 \text{ kN/m}$$

Lastfall 2) Schneelast

Schneelast=

$$0,55 \cdot a$$

=

$$0,435 \text{ kN/m}$$

Lastfall 3) Windlast von links

Stab 1)2)

Windlast=

$$0,666 \cdot a$$

=

$$0,526 \text{ kN/m}$$

Lastfall 4) Kehlbalckenbelastung

aus L.2) p=

$$1,0 \cdot a$$

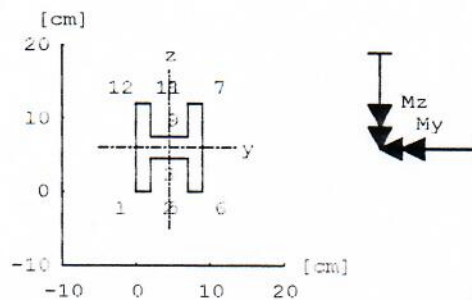
=

$$0,790 \text{ kN/m}$$

Pos.: Nebenr. Querschnittswerte

Vorbemerkung: Es handelt sich hierbei um den Kehlbalken des Pluta-Binders.

System Polygon mit 12 Ecken
 M = 1 :10



Koordinaten der Eckpunkte

Punkt Nr.	y[cm]	z[cm]	Punkt Nr.	y[cm]	z[cm]
1	0.000	0.000	11	2.000	12.000
2	2.000	0.000	12	0.000	12.000
3	2.000	4.500			
4	7.000	4.500			
5	7.000	0.000			
6	9.000	0.000			
7	9.000	12.000			
8	7.000	12.000			
9	7.000	7.500			
10	2.000	7.500			

statische Werte bezogen auf die Schwerachsen y-z

Fläche= 63.000 cm² Umfang= 60.000 cm

Schwerpunktlage

ys = 4.500 cm zs = 6.000 cm

Widerstandsmomente

Wyo = 97.875 cm³
 Wyu = 97.875 cm³
 Wzr = 141.167 cm³
 Wzl = 141.167 cm³

Trägheitsmomente

Iys = 587.250 cm⁴
 Izs = 635.250 cm⁴
 Iyzs = 0.000 cm⁴

Pos.: Pos.:1)

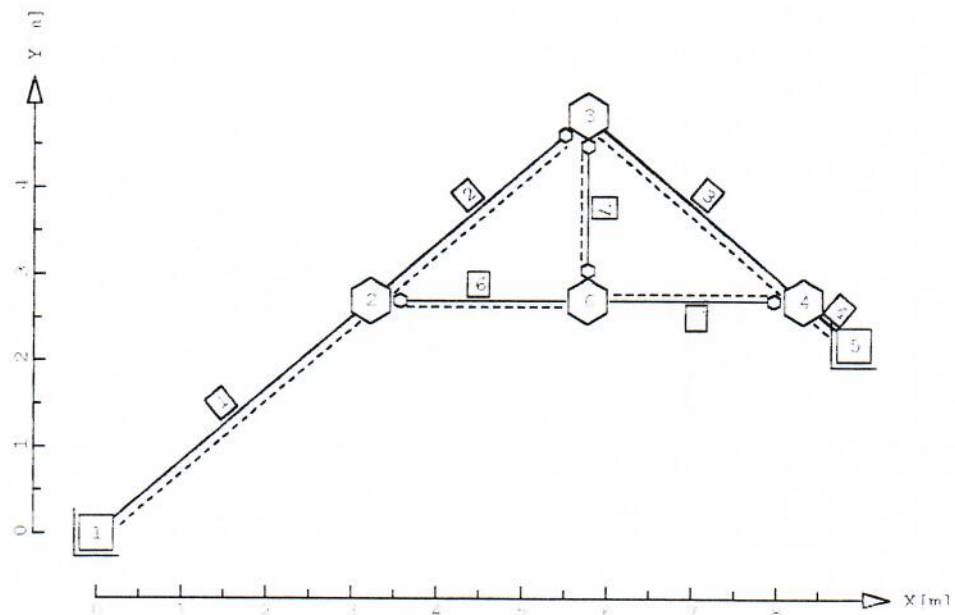
Berechnung der abgeschnittenen Binder.

Vorbemerkung:

Die vorhandenen Pluta-Dachbinder im Abstand von 79cm werden insbesondere wegen der neuen Auflagerlast vorgenommen.

System

M = 1 :85



Knotenbeschreibung

Knoten	X (m)	Y (m)	Knoten	X (m)	Y (m)
1 XY	0.00	0.00	2	3.22	2.70
3	5.76	4.84	4	8.31	2.70
5 XY	8.91	2.20	6	5.76	2.70

Festhaltung: X=horizontal Y=vertikal R=Drehung

Stabbeschreibung

St	von Knoten	bis Knoten	I (cm4)	A (cm2)	h (mm)	Mnr
1	1	2	4437	110	220	1
2	2	3 M	4437	110	220	1
3	3	4	4437	110	220	1
4	4	5	4437	110	220	1
5	4 M	6	587	63.0	120	1
6	2 M	6	587	63.0	120	1
7	3 M	6 M	9.20	19.2	80	1

N=Normalkraft-, Q=Querkraft-, M=Momentengelenk

Materialwerte Elastizitätsmodul E = 10000 MN/m²
Temperaturdehnzahl α_T = 0.0e+000 1/K

Bandbreite optimiert von 5 auf 3

Belastung
Bild 1
M = 1 :85

Lastfall 2+3+4

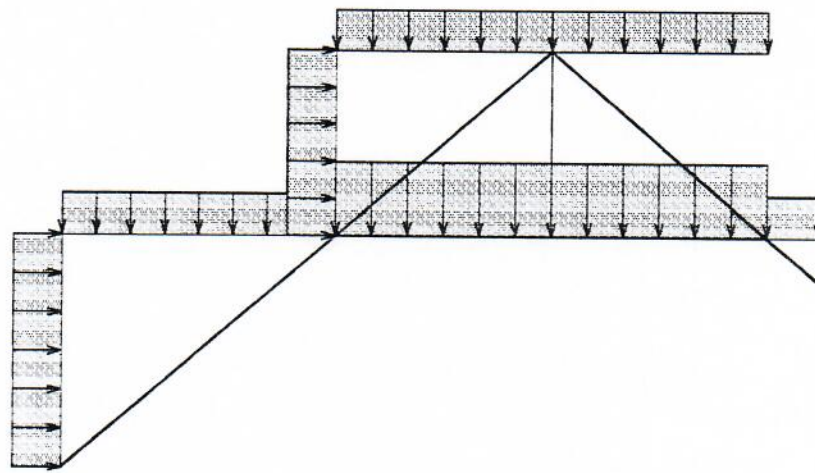
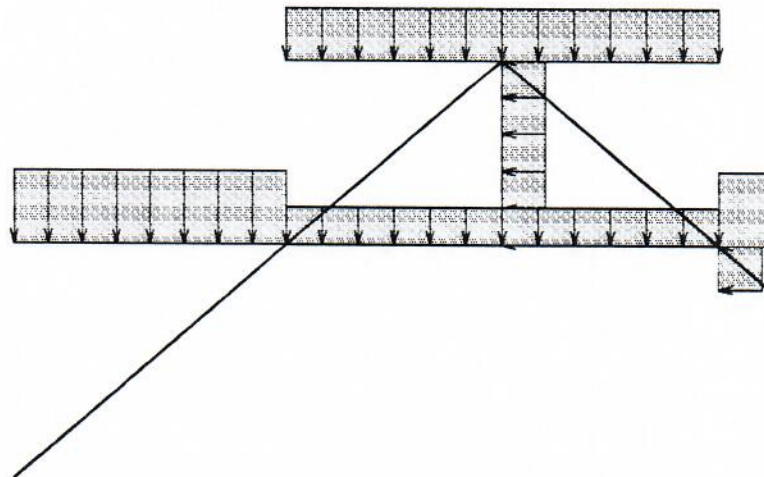


Bild 2
 M = 1 :85

Lastfall 1+5



Lf	Lastart	St	K	P	sl/a (m)	sr/s (m)	q li/Q (kN/m, kN)	q re/M (kN/m, kNm)
1	Gleichlast	1		Y			0.89	0.89
		2		Y			0.62	0.62
		3		Y			0.62	0.62
		4		Y			0.89	0.89
		5		Y			0.45	0.45
		6		Y			0.45	0.45
2	Gleichlast	1		Y			0.44	0.44
		2		Y			0.44	0.44
		3		Y			0.44	0.44
		4		Y			0.44	0.44
3	Gleichlast	5		Y			0.79	0.79
		6		Y			0.79	0.79
4	Gleichlast	1		X			0.53	0.53
		2		X			0.53	0.53
5	Gleichlast	3		X			-0.53	-0.53
		4		X			-0.53	-0.53

Lastkombinationen	Lk	Art	Bemerkung
	1	Addition	
	2	Addition	

Lastkombinations- faktoren	Lk	*LF 1	LF 2	LF 3	LF 4	LF 5	LF 6
	1	1.00	1.00	1.00	1.00		
	2	1.00				1.00	

* = Lastfall ständig vorhanden

Schnittgrößen Lastkomb.1	Stab	x (m)	N (kN)	Q (kN)	M (kNm)
	1	0.00	-13.17	1.77	0.00
		1.77	-12.48	0.00	1.56
		4.20	-11.52	-2.44	-1.41
	2	0.00	-4.59	1.82	-1.41
		2.17	-4.03	0.00	0.56
		3.32	-3.73	-0.97	-0.00
	3	0.00	-4.14	0.49	0.00
		0.78	-4.54	0.00	0.19
		3.32	-5.87	-1.58	-1.82
	4	0.00	-12.80	2.64	-1.82
		0.78	-13.32	2.02	0.00
	5	0.00	-8.04	-1.19	0.00
		0.96	-8.04	0.00	-0.57
		2.55	-8.04	1.97	1.00
	6	0.00	-8.04	1.19	0.00
		0.96	-8.04	0.00	0.57
		2.54	-8.04	-1.97	-1.00
	7	0.00	3.94	0.00	0.00
		2.14	3.94	0.00	0.00

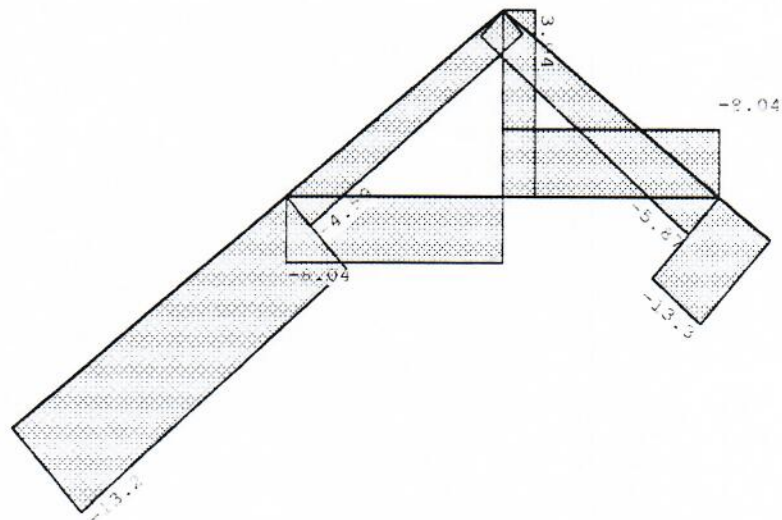
Extreme Feldmomente sind fett gedruckt

Verformungen Lastkomb.1	K	x (cm)	y (cm)	r (rad)
	1	0.000	0.000	-0.00563
	2	0.203	-0.316	0.00163
	3	-0.024	-0.065	0.00094
	4	0.138	0.151	-0.00159
	5	0.000	0.000	-0.00312
	6	0.171	-0.109	0.00092

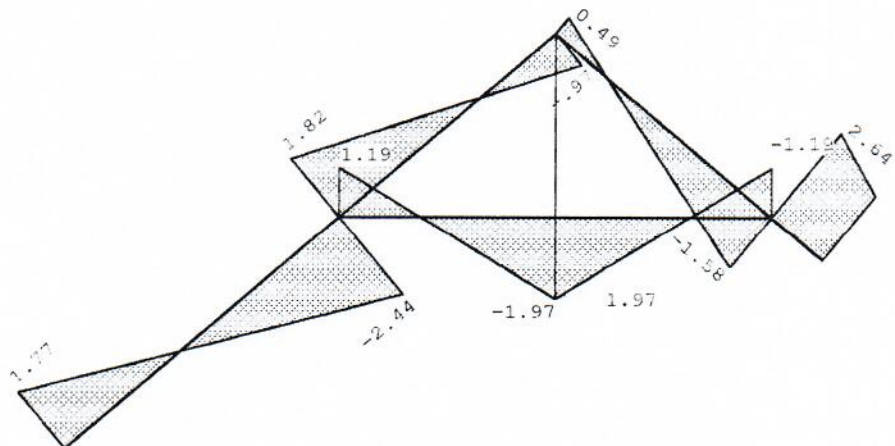
vorgegebene Verschiebungen sind enthalten

Auflagerkräfte	K	X (kN)	Y (kN)	M (kNm)
Lastkomb.1	1	8.96	9.82	0.00
	5	-11.52	6.97	0.00

Normalkraft (kN)
 M = 1 :85

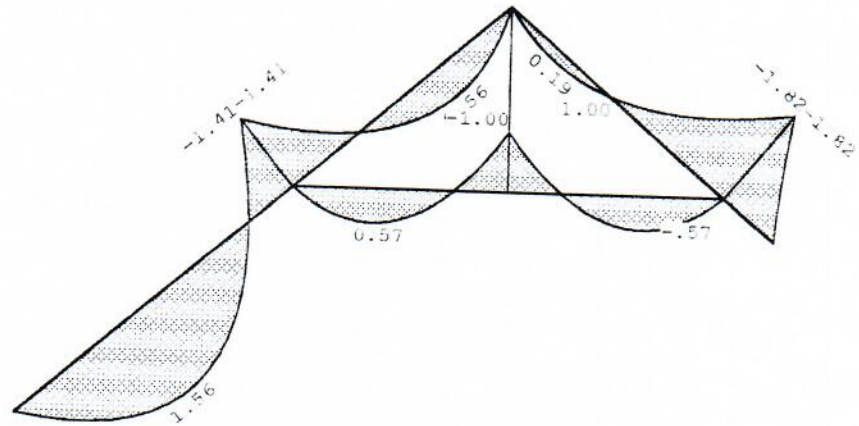


Querkraft (kN)
 M = 1 :85



Biegemoment (kNm)

M = 1 :85



Schnittgrößen
Lastkomb.2

Stab	x (m)	N (kN)	Q (kN)	M (kNm)
1	0.00	-8.07	0.90	0.00
	4.20	-6.23	-1.29	-0.82
2	0.00	-3.00	0.65	-0.82
	3.32	-1.99	-0.36	0.00
3	0.00	-1.62	0.80	0.00
	3.32	-1.76	-1.13	-0.55
4	0.00	-4.99	1.00	-0.55
	0.78	-5.13	0.42	0.00
5	0.00	-3.85	-0.43	0.00
	2.55	-3.85	0.72	0.36
6	0.00	-3.85	0.43	0.00
	2.54	-3.85	-0.72	-0.36
7	0.00	1.43	0.00	0.00
	2.14	1.43	0.00	0.00

Auflagerkräfte
 Lastkomb.2

K		X (kN)	Y (kN)	M (kNm)
1		5.61	5.88	0.00
	*	5.21	5.57	0.00
5		-4.21	2.97	0.00
	*	-5.21	3.27	0.00

* = Anteil der ständigen Last

Pos.: 2) Dachterrasse

<u>L=</u>			2,350 m
aus L.3) q=			7,070 kN/m ²
<u>gew.: Weber-Stahlbeton-Hohldielen d=10 cm 2 Ø 10 / Diele</u>			
q.zul.=			9,680 kN/m ²
A=	7,07*2,35/2	=	8,307 kN/m
B=	A	=	8,307 kN/m

Pos.: 3) Außenträger

L=	4,75+0,2	=	4,950 cm ² /m
----	----------	---	--------------------------

HEB 140

<u>n=</u>	<u>1 Stück</u>
<u>h=</u>	<u>14 cm</u>
<u>b=</u>	<u>14 cm</u>
<u>Wy=</u>	<u>216 cm³</u>
<u>g=</u>	<u>0,377 kN/m</u>

Eigengewicht g=	g	=	0,377 kN/m
aus Pos.2)B)=	B	=	8,307 kN/m
		q =	<u>8,684 kN/m</u>
A=	q*L/2	=	21,493 kN
B=	A	=	21,493 kN
M=	q*L ² /8	=	26,597 kNm
σ=	M*100/Wy	=	12,313 kN/cm ²
σ _{zul} =			14,000 kN/cm ²

Pos.:4) Innenträger

L=	4,75+0,2	=	4,950 cm ² /m
----	----------	---	--------------------------

Ausführung in allen Teilen wie Pos.: 3)

Pos.: 5) Dachträger

$$L = 4,75 + 0,2 = 4,950 \text{ m}$$

HEB 260

$n =$	-	-	<u>1 Stück</u>
$h =$			26 cm
$b =$			26 cm
$s =$			1 cm
$t =$			1,75 cm
$J_y =$			14920 cm ⁴
$W_y =$			1150 cm ³
$J_z =$			5130 cm ⁴
$W_z =$			395 cm ³
$g =$			0,930 kN/m

Vertikallast

Eigengewicht =	g	=	0,930 kN/m
aus Pos.1) Kn5)Y)=	6,97/0,79	=	8,823 kN/m

$$V = \underline{11,782 \text{ kN/m}}$$

Horizontallast

aus Pos.1) Kn5)X) H=	11,52/0,79	=	14,582 kN/cm ²
----------------------	------------	---	---------------------------

$A_v =$	$V \cdot L/2$	=	29,160 kN
$B_v =$	A_v	=	29,160 kN

$A_h =$	$H \cdot L/2$	=	36,090 kN
$B_h =$	A_h	=	36,090 kN

$M_v =$	$V \cdot L^2/8$	=	36,086 kNm
$M_h =$	$H \cdot L^2/8$	=	44,662 kN

$\sigma_v =$	$M_v \cdot 100/W_y$	=	3,138 kN/cm ²
$\sigma_h =$	$M_h \cdot 100/W_z$	=	11,307 kN/cm ²

$$\text{Sigma } k = \underline{14,611 \text{ kN/cm}^2}$$

$$\sigma_{zul} = 16,000 \text{ kN/cm}^2$$

Pos.:6)7)8) Abfangkonstruktion**Vorwerte**

Hierzu Positionsplan Seite 3

Maximalbelastung

aus Pos.5)Bv=

29,160 kN

Eigengewicht HEB120=

 $0,267 \cdot 2,7$

=

0,721 kN

N**=****29,881 kN**

aus Pos.4)B) N2=

21,493 kN

aus Pos.5)B) Bh=

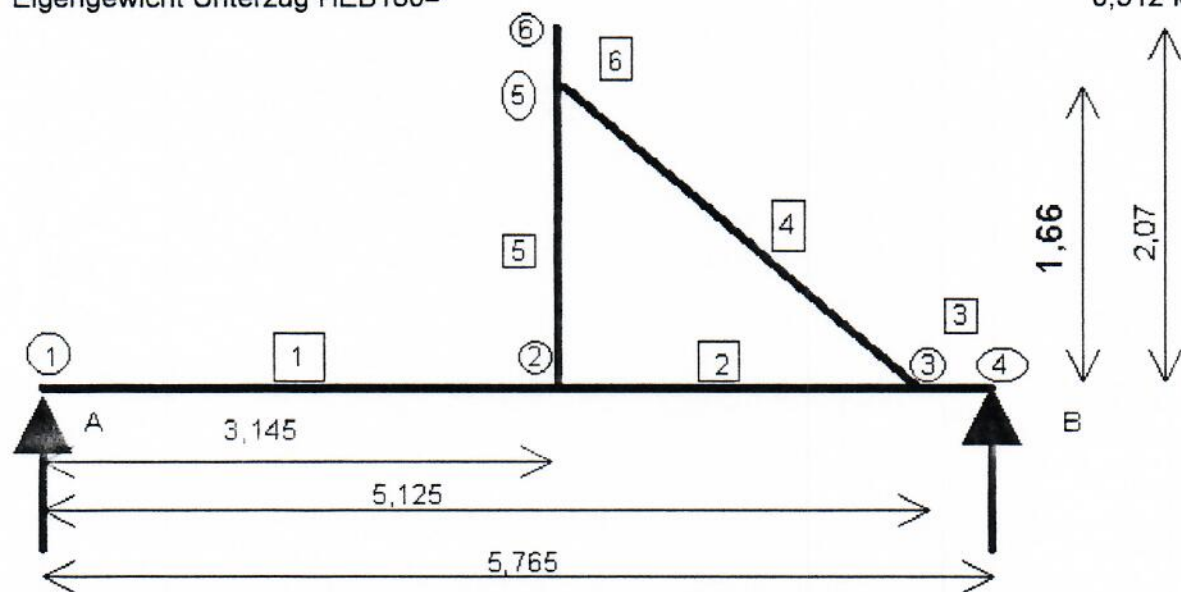
36,090 kN

Eigengewicht Strebe HEB100=

0,426 kN/m

Eigengewicht Unterzug HEB180=

0,512 kN/m



Pos.: 8) Unterzug

M= 37,200 kNm
 N= 35,800 kN

HEB 180

n= 1 Stück

h= 18 cm

b= 18 cm

s= 0,85 cm

t= 1,4 cm

Jy= 3830 cm⁴

Wy= 426 cm³

Jz= 1360 cm⁴

Wz= 151 cm³

g= 0,512 kN/m

A= 106 cm²

$\sigma_b = \frac{M \cdot 100}{W_y} = 8,732 \text{ kN/cm}^2$

$\sigma_N = \frac{N}{A} = 0,338 \text{ kN/cm}^2$

$\Sigma \sigma = \sigma_b + \sigma_N = 9,070 \text{ kN/cm}^2$

f= 576,5/1,421 = 406

fzul= 300

Pos.: 6) Stahlstütze

sk= 2,070 m

N= 30,300 kN

HEB 120

n= 1 Stück

h= 12 cm

b= 12 cm

s= 0,65 cm

Jy= 864 cm⁴Wy= 144 cm³Jz= 318 cm⁴Wz= 52,9 cm³

g= 0,267 kN/m

g= 0,204 kN/m

A= 34 cm²iy= $\sqrt{Jy/A}$ = 5,041 cm $\lambda = sk \cdot 100 / iy$ = 41 $\omega =$ 1,140 $\sigma_{\omega} = N \cdot \omega / A$ = 1,016 kN/cm² $\sigma_b = 14,8 \cdot 100 / Wy$ = 10,278 kN/cm² $\Sigma \sigma = \sigma_b + \sigma_{\omega}$ = 11,294 kN/cm²Pos.: 7) Stahlstrebesk= $\sqrt{(1,66^2 + 1,98^2)}$ = 2,584 m

N= 58,500 kN

HEB 100

n= 1 Stück

h= 10 cm

b= 10 cm

s= 0,6 cm

t= 1,0 cm

Jy= 450 cm⁴Wy= 89,9 cm³Jz= 167 cm⁴Wz= 33,5 cm³

g= 0,204 kN/m

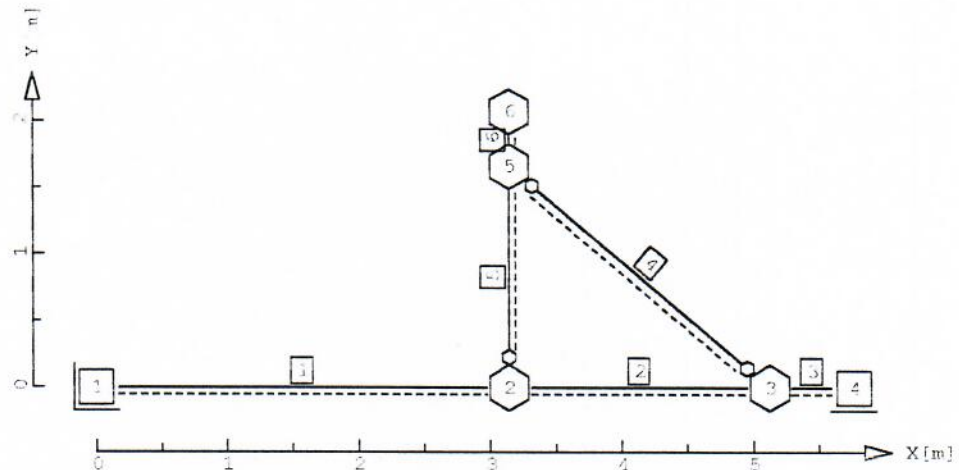
A= 26 cm²i= $\sqrt{Jy/A}$ = 4,160 cm $\lambda = sk \cdot 100 / i$ = 62,115 cm $\omega =$ 1,330 $\sigma_{\omega} = \omega \cdot N / A$ = 2,993 kN/cm² $\sigma_{zul} =$ 14,000 kN/cm²

Pos.: 6) 7) 8) Abfangkonstruktion

Vorbemerkung: Hierzu Positionsplan Seite 3

System

M = 1 :55



Knotenbeschreibung	Knoten	X(m)	Y(m)	Knoten	X(m)	Y(m)
	1 XY	0.00	0.00	2	3.15	0.00
	3	5.13	0.00	4 Y	5.76	0.00
	5	3.15	1.66	6	3.15	2.07

Festhaltung: X=horizontal Y=vertikal R=Drehung

Stabbeschreibung	St	von Knoten	bis Knoten	I (cm4)	A (cm2)	h (mm)	Mnr
	1	1	2	3830	65.3	180	1
	2	2	3	3830	65.3	180	1
	3	3	4	3830	65.3	180	1
	4	5 M	3 M	450	26.0	100	1
	5	2 M	5	450	26.0	100	1
	6	5	6	450	26.0	100	1

N=Normalkraft-, Q=Querkraft-, M=Momentengelenk

Materialwerte	Elastizitätsmodul	E	=	210000	MN/m2
	Temperaturdehnzahl	aT	=	1.2e-005	1/K

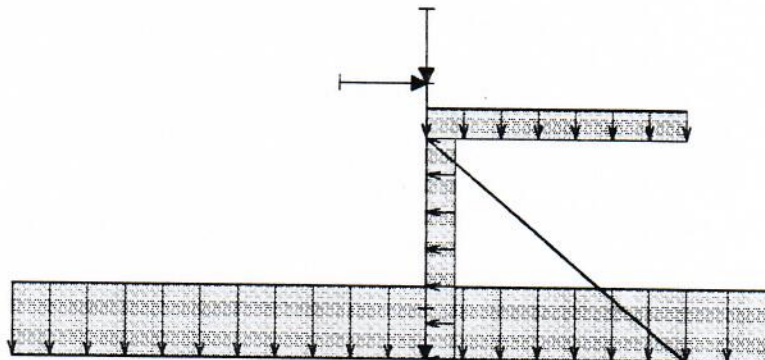
Bandbreite optimiert von 4 auf 3

Belastung

Bild 1

Lastfall 1

M = 1 : 55



Lf	Lastart	St	K	R	sl/a (m)	sr/s (m)	q li/Q (kN/m, kN)	q re/M (kN/m, kNm)
1	Gleichlast	1		Y			0.51	0.51
		2		Y			0.51	0.51
		3		Y			0.51	0.51
		4		L			0.20	0.20
	Einzellast		2	Y			21.49	
			6	Y			30.31	
			6	X			36.09	

Verformungen
 Lastfall 1

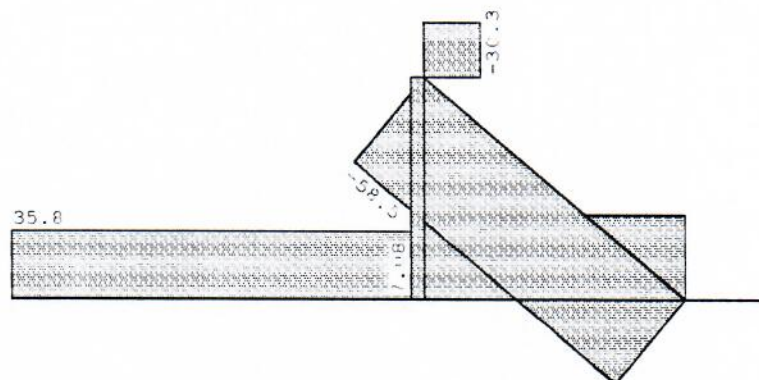
K	x (cm)	y (cm)	r (rad)
1	0.000	-0.000	-0.00694
2	0.008	-1.421	0.00024
3	0.015	-0.563	0.00807
4	0.015	-0.000	0.00916
5	-0.667	-1.419	-0.00460
6	-0.391	-1.421	-0.00781

vorgegebene Verschiebungen sind enthalten

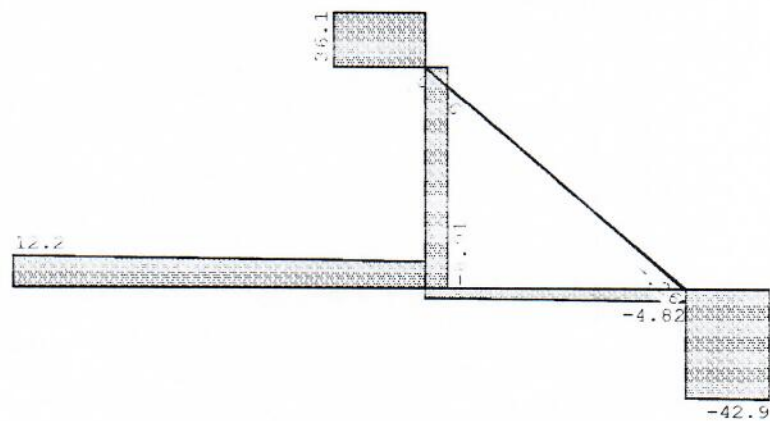
Auflagerkräfte
 Lastfall 1

K	X (kN)	Y (kN)	M (kNm)
1	-35.75	12.22	0.00
4	0.00	42.94	0.00

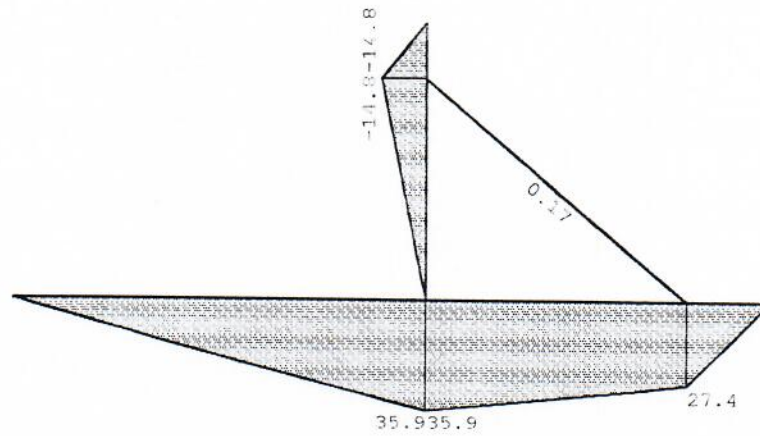
Normalkraft (kN) Lastfall 1
 M = 1 :55



Querkraft (kN) Lastfall 1
 M = 1 :55



Biegemoment (kNm) Lastfall 1
M = 1 :55

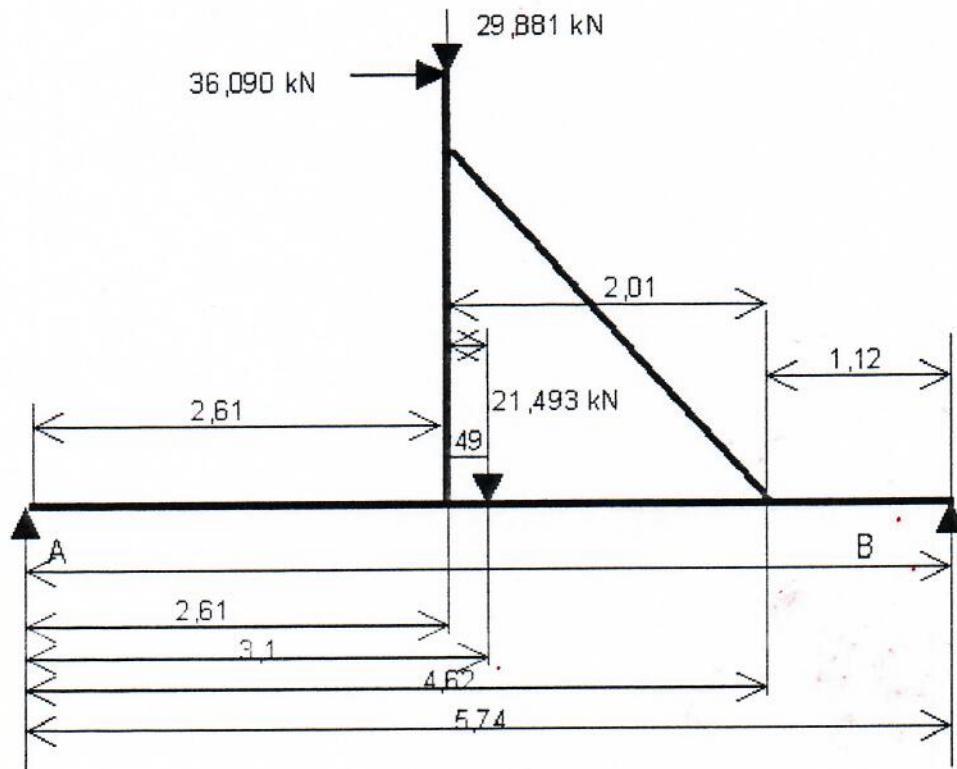


Poss.:6)7)8) Abfangkonstruktion Version 2

Hierzu Positionsplan Seite 4

aus Pos.5)BV=			29,160 kN
Eigengewicht HEB120=	$0,267 \cdot 2,7$	=	0,721 kN
		N =	29,881 kN

aus Pos.5)B) Bh=		36,090 kN
aus Pos.4)B) N2=		21,493 kN
Eigengewicht Strebe HEB100=		0,204 kN/m
Eigengewicht Unterzug HEB180=		0,512 kN/m



Pos.: 6) wie vor HEB120

Pos.: 7) wie vor HEB100

Pos.: 8) Unterzug

M=		46,800 kNm
N=		45,000 kN

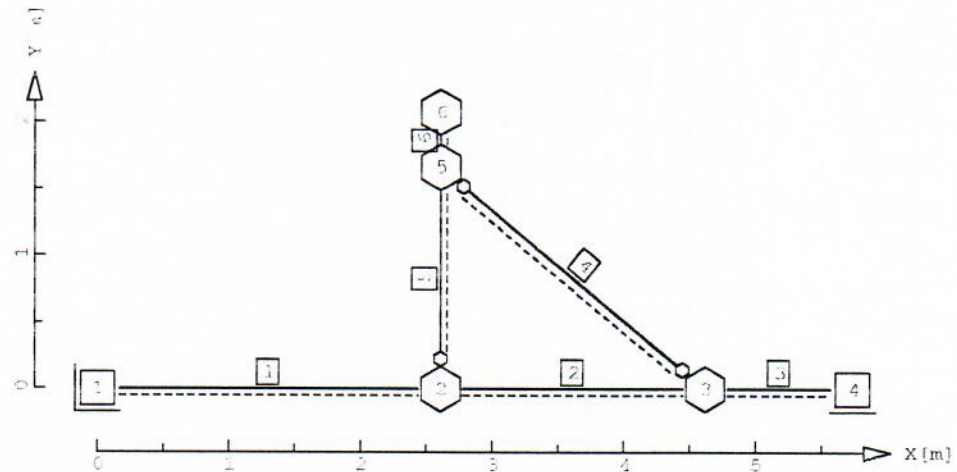
HEB 180

n=	1 Stück
h=	18 cm
b=	18 cm
s=	0,85 cm
t=	1,4 cm
Jy=	3830 cm ⁴
Wy=	426 cm ³
Jz=	1360 cm ⁴
Wz=	151 cm ³
g=	0,512 kN/m
A=	65,3 cm ²

$\sigma =$	$M \cdot 100 / W_y + N / A$	=	11,675 kN/cm ²
$\sigma_{zul} =$			16,000 kN/cm ²

Pos.: 2.Versio Abfangkonstruktion

System
 M = 1 :55



Knotenbeschreibung	Knoten	X (m)	Y (m)	Knoten	X (m)	Y (m)
	1 XY	0.00	0.00	2	2.61	0.00
	3	4.62	0.00	4 Y	5.74	0.00
	5	2.61	1.66	6	2.61	2.07
Festhaltung: X=horizontal Y=vertikal P=Drehung						

Stabbeschreibung	St	von Knoten	bis Knoten	I (cm4)	A (cm2)	h (mm)	Mnr
	1	1	2	3830	65.3	180	1
	2	2	3	3830	65.3	180	1
	3	3	4	3830	65.3	180	1
	4	5 M	3 M	450	26.0	100	1
	5	2 M	5	864	34.0	120	1
	6	5	6	864	34.0	120	1
N=Normalkraft-, Q=Querkraft-, M=Momentengelenk							

Materialwerte	Elastizitätsmodul	E	=	210000 MN/m2
	Temperaturdehnzahl	αT	=	1.2e-005 1/K

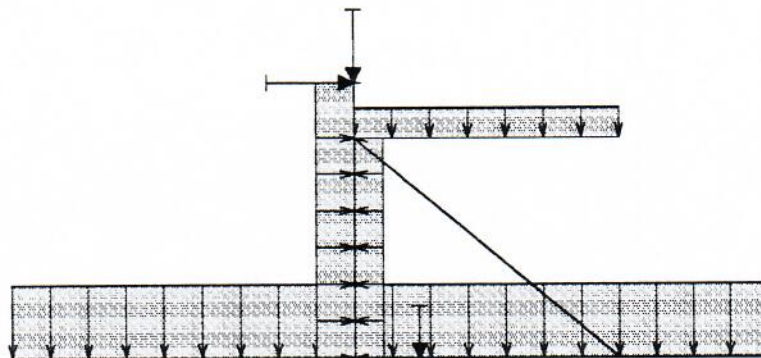
Bandbreite optimiert von 4 auf 3

Belastung

Bild 1

Lastfall 1+2+3

M = 1 :55



Lf	Lastart	St	K	R	sl/a (m)	sr/s (m)	q li/Q (kN/m, kN)	q re/M (kN/m, kNm)
1	Gleichlast	1		Y			0.51	0.51
		2		Y			0.51	0.51
		3		Y			0.51	0.51
		4		L			0.20	0.20
		5		L			0.27	0.27
		6		L			0.27	0.27

2	Einzellast		6	Y			29.88	
			6	X			36.09	

3	Einzellast	2		Y	0.49		21.49	
---	------------	---	--	---	------	--	-------	--

Lastkombinationen	Lk	Art	Bemerkung
	1	Addition	

Lastkombinations- faktoren	Lk	*LF 1	LF 2	LF 3	LF 4	LF 5	LF 6
-------------------------------	----	-------	------	------	------	------	------

1 1.00 1.00 1.00

* = Lastfall ständig vorhanden

Schnittgrößen
 Lastkomb.1

Stab	x (m)	N (kN)	Q (kN)	M (kNm)
=====				
2	0.00	45.01	20.62	36.71
	0.25	45.01	20.50	41.88
	0.49	45.01	20.37	46.76
	0.49	45.01	-1.12	46.76
	0.50	45.01	-1.13	46.74
	0.75	45.01	-1.25	46.45
	1.01	45.01	-1.38	46.11
	1.26	45.01	-1.51	45.75
	1.51	45.01	-1.64	45.35
	1.76	45.01	-1.77	44.93
	2.01	45.01	-1.90	44.47

Verformungen
 Lastkomb.1

K	x (cm)	y (cm)	r (rad)

1	0.000	0.000	-0.00874
2	0.007	-1.751	-0.00269
3	0.014	-1.183	0.00849
4	0.014	0.000	0.01160
5	-0.418	-1.749	-0.00193
6	-0.293	-1.751	-0.00361

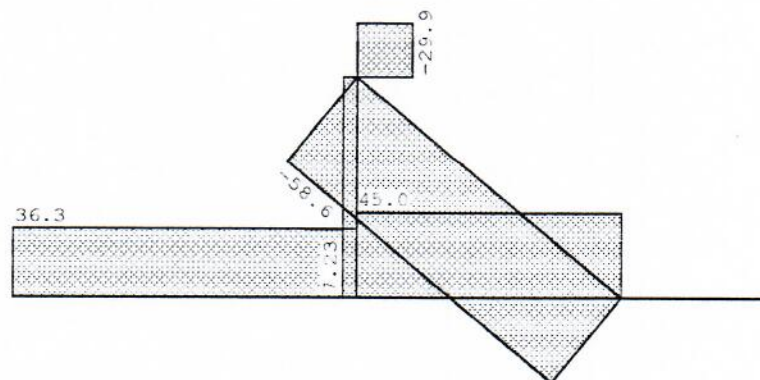
vorgegebene Verschiebungen sind enthalten

Auflagerkräfte
 Lastkomb.1

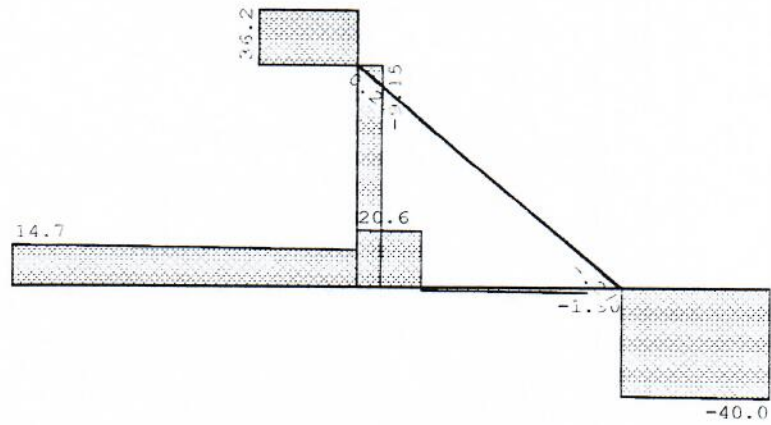
K	X (kN)	Y (kN)	M (kNm)

1	-36.30	14.73	0.00
4	0.00	39.99	0.00

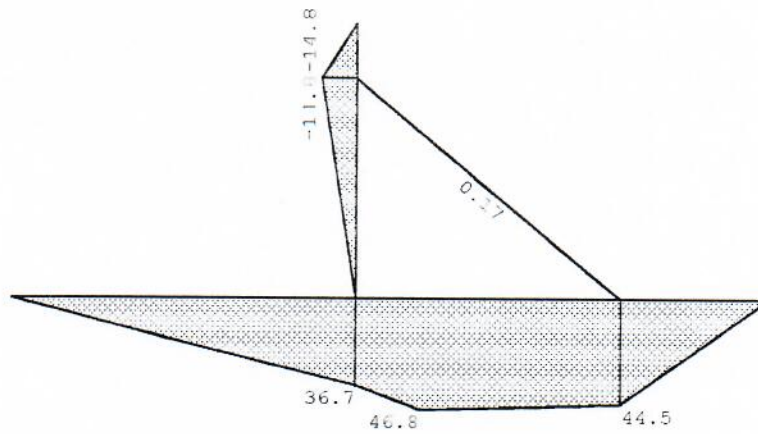
Normalkraft (kN)
 M = 1 : 55



Querkraft (kN)
 M = 1 :55



Biegemoment (kNm)
 M = 1 :55



Version 2**Dübelverbindungen**

Jeder Pluta-Binder-Sparren wird mittels Bulldog-Dübel zwischen 2 Winkeleisen gehalten.

Hierzu Auflagerkräfte aus Seite 13

Knoten 5

$$\begin{aligned} X &= 11,520 \text{ kN} \\ Y &= 6,970 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$R = \sqrt{(X^2 + Y^2)} = 13,464 \text{ kN}$$

gew.: Bulldog-Dübel 2 Ø 75 mm als Dübelpaar auf einem Bolzen M 16

$$P_{\text{zul.}} = 8,5 \cdot 2 = 17,000 \text{ kN}$$

zu Pos.: 5) Version 2) Dachträger

$$L = 4,950 \text{ m}$$

zusätzlich zur Doppelbiegung erhält der Träger auch Torsion (Bild auf Seite 31).

Das max. Torsionsmoment befindet sich im Auflagerbereich; daher *keine* Addition der Biegespannungen und der Torsionsspannungen.

Normalkraft aus Pos.1) Stab 4) Seite 13)

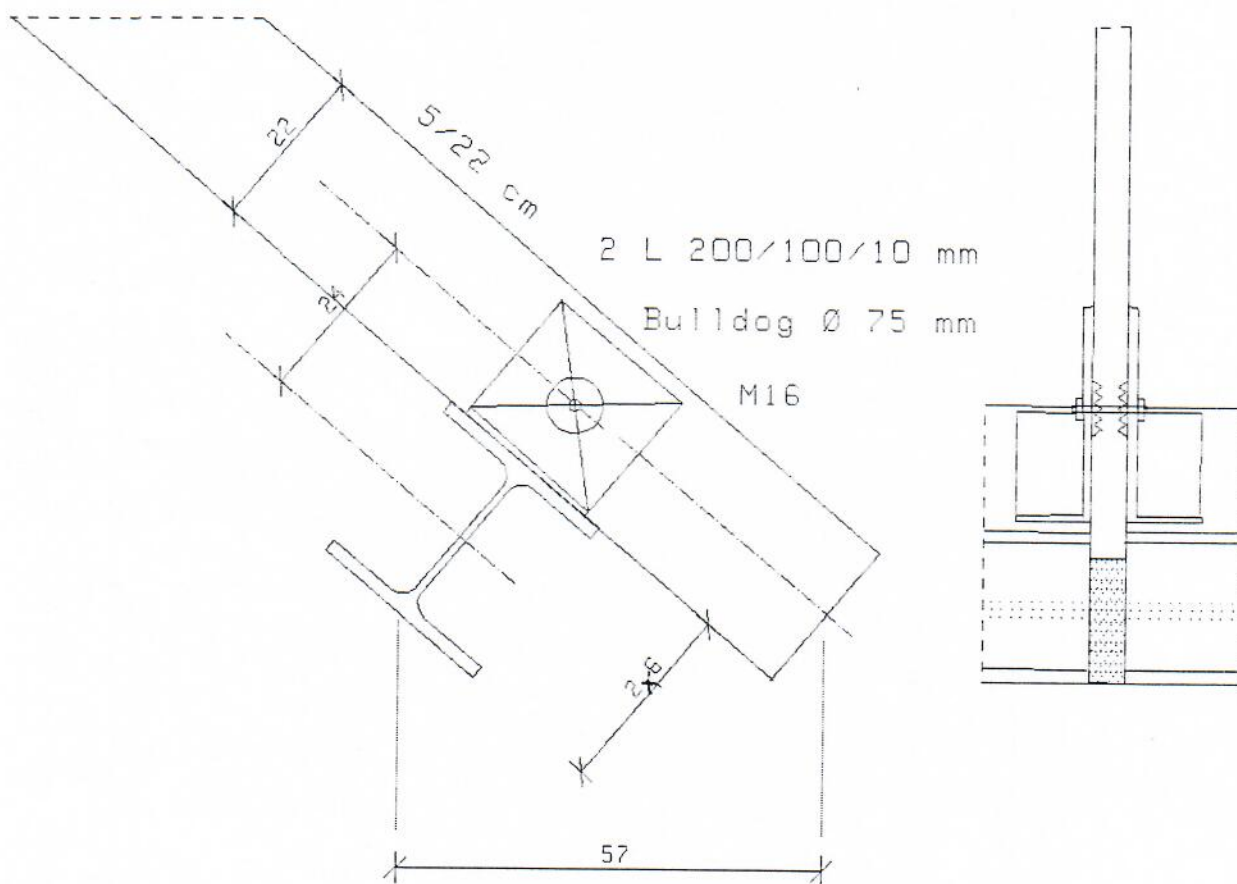
$$\begin{aligned} N &= 13,3/0,79 &= 16,835 \text{ kN/m} \\ M_t &= N \cdot 0,24 &= 4,040 \text{ kNm/m} \\ M_x &= M_t \cdot L/2 &= 9,999 \text{ kNm} \\ \lambda &= &= 0,00796 \text{ cm}^{-1} \\ w_M &= &= 158 \text{ cm}^2 \\ C_M &= &= 1728000 \text{ cm}^6 \\ J_T &= &= 721 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Berechnung wegen TANHYP mit Excel				
A	B	C	D	E
3	L=	495	495	cm
4	N=	=13,3/0,79	16,8354430379747	kN/m
5	Mt=	=C4*0,24	4,04050632911392	kNm/m
6	Mx=	=C5*C3/2	1000,0253164557	kNcm
7	λ =	0,00796	0,00796	cm ⁻¹
8	wM=	158	158	cm
9	CM=	1728000	1728000	cm ⁶
10	JT=	721	721	cm ⁴
11	TANHYP=	=TANHYP((0,00796*495/2))	0,961853089952701	
12	Mwa=	=C6*C11/C7	120838,874455256	kNcm
13	max s tau=	=C12*C8/C9	11,0489248633857	kN/cm
14	sigma zul=	14	14	kN/cm

Pichelsdorfer Straße 55/57 Dachgeschoß-Umbau

M.-1:10

Version 2



Sparrenanschluß an Träger

Schweißnahtberechnung**zu Pos.: 5) Sparrenhaltewinkel**

Normalkraft aus Pos:1) Stab4) Seite 13

$$\begin{aligned}
 N &= 13,300 \text{ kN} \\
 h &= (26+22)2 = 48 \text{ cm} \\
 Mh &= N \cdot h = 638,400 \text{ kNcm}
 \end{aligned}$$

je Haltewinkel L200/100/10 mm werden 4 Schweißnähte vorgesehen.
 2 Stück = 1 Paar parallel zum Sparren halten die Normalkraft;
 2 Stück = 1 Paar quer zum Sparren halten das Ausmittenmoment.

$$\begin{aligned}
 \text{Zulässige Schweißspannung } \sigma &= 9 \text{ kN/cm}^2 \\
 \text{Schweißnahtbreite } a &= 0,400 \text{ cm} \\
 \text{Schweißnahtlänge } S &= N/2/a/\sigma = 1,847 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

gew.: 2 Schweißnähte a 4 mm 25 mm lang (parallel zum Sparren)

$$\begin{aligned}
 N &= 13,300 \text{ kN} \\
 d &= 20 \text{ cm} \\
 +\text{-}P &= Mh/d = 31,920 \text{ kN} \\
 S &= P/a/\sigma = 8,867 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

gew.: 2 Schweißnähte a 4 mm 10 cm lang (quer zum Sparren)**Schweißnaht zwischen Träger und Stiel**

Hierzu Seite 33.

Die Berechnung der Schweißnähte wird nachgeliefert.

Verbesserungsvorschläge der Stahlbaufirma werden dankend entgegengenommen.

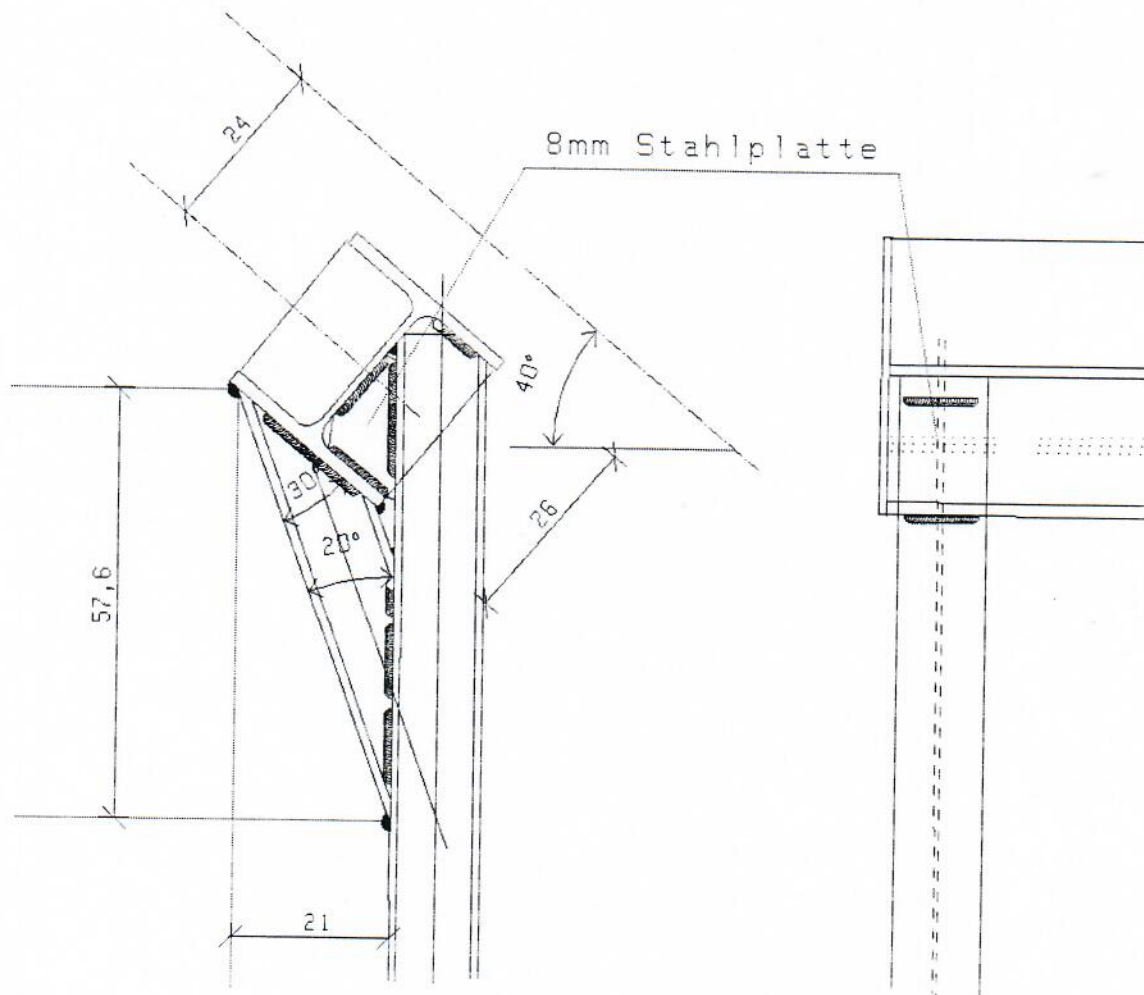
Pichelsdorfer Straße 55/57 Dachgeschoß-Umbau

M.-1:10

Version 2

Schweißnähte am Stützenkopf

Schweißnahtdicke $a=6\text{mm}$



Schlußbemerkung.

Die Hilfskonstruktionen werden je nach Entscheidung des Bauherrn ob Version 1 oder 2 gewählt werden,
als Statikanhang mit Berechnung und Zeichnung nachgeliefert.

13465 Berlin-Frohnau, am 16.6.1999

Heinrich Bertram

(Heinrich Bertram)

