

Statische Berechnung

Nr. 10.148

Bauvorhaben: Neubau einer Hauptschule
in Rommerskirchen

Bauherr: Amtsverwaltung Rommerskirchen

Architekt: Dipl.-Ing. H. König BDA
Düsseldorf - Oberkassel, Hectorstr. 3

Für die Statik:

Düsseldorf im August 69

i. A. Heber

Dipl.-Ing. G. Treptow
Beratender Ingenieur VBI



- 10 148/1 -

Allgemeines

Das Bauvorhaben umfasst folgende Bauteile.

A. Klassentakt

Eingeschossiger bis 3-geschossiger Stahlbeton-Fertigteilkonstruktionsbau, Gesamtlänge ca. 88 m, größte Breite 18,50 m, durch 2 Gebäudefüßen unterteilt, Teilunterkellertung mit teilweiser Ausbau für die Lüftungsvorkehrungen. Gründung und Keller in Ort beton, Dacheindeckung als Kalkdach, aufgemauerte Wannen mit Bündeln.

B. Turnhalle mit Nebensäume

Der zweigeschossige Nebensäume wird in konventioneller Bauweise errichtet, die Außenwände der Turnhalle in Stahlbeton-Fertigteilen und als Dachtragwerk wird eine Stahlkonstruktion vorgesehen.

C. Geschlossene Pausenhalle mit WC-Trakt

Eingeschossiger Baukörper in Stahlbeton-Fertigteilen, Gründung in Ort beton. Gesamtlänge 43,50 m, größte Breite 15,25 m

D. Lehrerwohnhaus

Zweigeschossiger Fertigteilkonstruktionsbau in Fertigtafelbauweise, angebaute Loggien und Keller in Ort betonbauweise.

Unterlagen: - 10 148/2 -

1. Architektzeichnungen i.M. 1:100
2. Bodengutachten von
Herrn Prüf.-Ing. E. H. Büsch, Krefeld vom
12. Juli 1969

Gründung

Entsprechend dem Bodengutachten wird mit einer zul. Bodenpressung von $\sigma_0 = 2,0 \text{ kg/cm}^2$ gerechnet.

Konstruktion

Alle Ortbetondeckenplatten werden als Vollbetonplatten ausgebildet.

Die Deckenplatten der Fertigteilkonstruktion werden als  oder als Vollplatten hergestellt, bei den eingesdornigen Bauteilen werden Bimssteckplatten auf Stahlbetonpfetten verlegt.

Wände als Vollplatten bzw. doppelschalige Gipsplattenwände.

Die Deckenplatten sind untereinander und mit den Randbalken bzw. Wandscheiben durch Dollen, Ringanker und Vergeißfügen zu verbinden.

Der Vergeißbeton muß der DIN 4225 entsprechen und soll einen Bruchbetonzusatz enthalten.

Anlagerung der Elemente nach Weisung (z.B. Mörtelfuge, Papplage, Bleiplatte usw.)

Die Gebäudeansteifung erfolgt durch Wandscheiben (vergl. Nachweise) bzw. eingespannte Stützen.

Die Deckenplatten sind durch Ringanker zu steifen zusammen zu fassen. Zur Schubverhinderung der Platten sind an den Längs- und Stirnseiten Aussparungen vorzusehen, in denen sich durch den Vergeißbeton eine Verzahnung ergibt.

Alle Brüstungsplatten werden nach Weisung als Sandwich-Platten hergestellt.

Die Brüstungen sind so auszubilden, daß die Last direkt an den Brüstungen abgegeben wird (Keine Belastung der Randbalken im Feldbereich).

Eine Überhöhung der Schalungsform ist entsprechend Weisung vorzunehmen. (Verminderung der Stützbiegung)

Alle Balkenköpfe sind durch zusätzliche Bügel besonders zu sichern.

Bei den Wandhöfen sind die Richtlinien für Bauteile aus großformatigen Wand- und Deckentafeln zu beachten.

Transport- und Montage-Ausbildung der einzelnen Elemente nach Weisung

Baustoffe:

Stahlbeton B 225 und B 300 für Ortbeton
Stahlbeton B 225 bis B 500 für die Fertigteile

Betonstahl I

Betonrippenstahl R II b

Bau-Stahlgerüstnetze

Handelsbaustahl ST 37

Literatur:

Betonkalender

Goese: Bemessungsverfahren, 17. Auflage

Quorn: Bemessung gedrückter Stahlbetonsäulen, 3. Auflage

Hahn: Stützlauftägere, Balken und Platten, 7. Auflage

- 10 148/4 -

Belastungsannahmen

Es werden nur die Lasten der Deckenbeläge ermittelt, die Eingezeichnete werden bei den entsprechenden Positionen ermittelt.

1. Dachdecke - Klassenstuhl

Das Dach wird als aufgeständertes Kaldachdach ausgeführt (Bimsstegeplatten mit 17,5cm Mauerwerksdämmung).

4cm Belagerung
3 Lagen Pappe

$\sim 70 \text{ kplm}^2$

20 "

8,5cm Bimsstegeplatten, Einzellänge $\sim 2,40\text{m} = 70$

$g_{10} = 160 \text{ kplm}^2$

$p_{10} = 175$

$g_{10} = 235 \text{ kplm}^2$

Bei 2,40m Teilung ergibt das ein Linienlast von

$$G = 0,160 \cdot 2,40 + 0,175 \cdot 1,80 \cdot \sim 0,60 = 0,385 + 0,190 = 0,575 \text{ kplm}$$

$$P = 0,075 \cdot 2,40 =$$

0,18 "

$$Q = 0,76 \text{ kplm}$$

6cm Korkplatten:

$$g_{11}^0 = 20 \text{ kplm}^2$$

2. Deckenplatten unter den Klassen

0,2cm PVC-Belag

$\sim 7,5\text{cm}$ Zementestrich: $0,075 \cdot 2300 =$

$\sim 3 \text{ kplm}^2$

173 "

2,5cm Dämmung

3 "

abgehängte Akustikdecke

26 "

$$g_2 = 205 \text{ kplm}^2$$

$$p_2 = 500 \text{ kplm}^2$$

- 10148/5 -

3. Bodenplatte unter Fluren

10 cm Betonwerksteinplatten im Mörtelbett 240 kg/m^2
abgehängte Gipskartonplatten ~ 30

$$g_3 = 270 \text{ kg/m}^2$$

$$p_3 = 500$$

4. Treppenhänge

7 cm Trittschallplatten im Mörtelbett 175 kg/m^2

7 cm Setzschalen: $0,07 \cdot 2,500 \cdot 9,16/0,32 = 90$

Schalldecke: $0,16 \cdot 2,300/2 = 185$

18 cm Lauffläche: $0,18 \cdot 2,500/0,89 = 510$

$$g = 970 \text{ kg/m}^2$$

$$p = 500$$

$$g = 1470 \text{ kg/m}^2$$

5. Kellerdecke

wie 2.

28 cm Stahlbeton: $0,28 \cdot 2,500 = 205 \text{ kg/m}^2$

$$205 \text{ kg/m}^2$$

$$700$$

$$g = 905 \text{ kg/m}^2$$

$$p = 500$$

$$g = 1405 \text{ kg/m}^2$$

$$p_s = 1000$$

$$g' = 2405 \text{ kg/m}^2$$

Trümmerschutt

- 10 148 / A1 -

Hauptschule Rommerskirchen

Bauteil A

Klassengebäude

BeschreibungVergleiche AllgemeinesPos. A1 Ringanker in den einzelnen Geschossen

Wegen der geringen Wandabstände im Bereich der Reihen A bis D wird die Windlast diesen Wandscheiben zugeordnet.

Größter Scheibenabstand zw. Achse 1 - 9 mit

$$B = 10 \cdot 2,40 = 24,0 \text{ m}$$

Windlasten:

$$+ 12,30: 0,096 \cdot (1,43 + 3,27/2) =$$

$$0,305 \text{ kN/m}$$

$$+ 8,20: 0,096 \cdot 1,84 =$$

$$0,176 \text{ kN/m}$$

$$0,060 \cdot 2,24 =$$

$$0,134$$

$$0,310 \text{ kN/m}$$

$$+ 4,10: 0,060 \cdot 4,10 =$$

$$0,246 \text{ kN/m}$$

Moment in Höhe + 8,20:

$$M_w = 0,310 \cdot 24,0^2/8 = 22,5 \text{ kNm}$$

Als Biegescheitel wird mit der Klassenhöhe zw. A und D angesetzt.

$$d = 6,70 + 0,20 = 6,90 \text{ m};$$

$$h \sim 0,9 \cdot 6,90 = 6,00 \text{ m}$$

$$D = Z = 22,5/6,00 = 3,75 \text{ kN}$$

$$\text{erf. } F_{ex} = 3,75/2,400 = 1,6 \text{ cm}^2 < 2 \Phi 12 = 2,3 \text{ cm}^2$$

Verankerung der Zugkraft in den Endplatten

An den Plattenstirnflächen sind entsprechend Anlage A2 und A3 Ausklinkungen vorzusehen.

- 10 148/A3 -

Pos. A1
A2

Der Vergüßbeton überträgt die Zugkraft auf diese Absätze.

$$F = 3 \times 3.6 = 54 \text{ cm}$$

$$\text{bere. } \sigma = 3750/54 = 69,5 \text{ kN/cm}^2 < 70$$

Scherverspannung:

$$\tau = 3750/(3 \cdot 30 \cdot 6) = 6,9 \text{ kN/cm}^2 < 8$$

Bemerkung

Der Ringanker ist in allen geschlossen, an allen Außenfronten und über allen Innenwände anzubringen (vergl. Anlage A1 und A3)

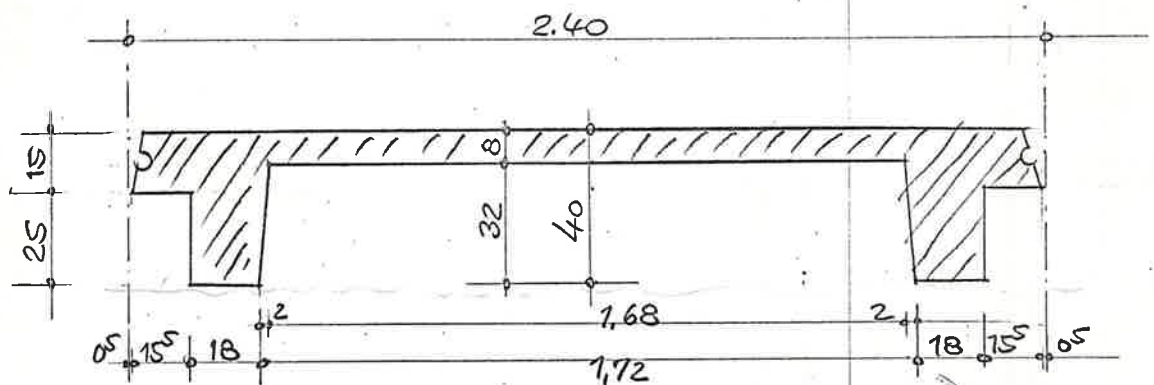
Pos. A2

Dachplatte - Normalquerschnitt

Breite / Länge = 2,39 / 7,35 m

Detailausbildung vergl. Anlagen A1 - A3

Querschnitt



Schnittkräfte

Spiegel:

$$l = 1,68 + 0,08 = 1,76 \text{ m}; \quad m_l = 176/35 = 5,05 \text{ cm}$$

$$q = 0,020 + 0,08 \cdot 2,500 = 0,220 \text{ kN/m}^2$$

Linienlast aus aufgeständertem Kalkdach ungünstigst in Feldmitte: $Q = 0,76 \text{ kN/m}$

$$M_F = 0,220 \cdot 1,76^2/8 + 0,76 \cdot 1,76/4 = 0,09 + 0,34 = 0,43 \text{ kNm/m}$$

Randrippen:

$$l = 7,00 + 2 \cdot 0,10 = 7,20 \text{ m}$$

$$q = 0,220 \cdot 2,40/2 + 0,76/2 + 0,20 \cdot 0,32 \cdot 2,500 + 0,76 \cdot 0,07 \cdot 2,500 = 0,265 + 0,38 + 0,16 + 0,03 = 0,84 \text{ kN/m}$$

$$A = B = 0,84 \cdot 7,20/2 = 3,03 \text{ kN}$$

$$M = 0,84 \cdot 7,20^2/8 = 5,45 \text{ kNm}$$

Querkraft aus Endquerrippe:

$$Q \sim 0,35 \cdot 0,32 \cdot 2,500 \cdot 1,70/2 = 0,24 \text{ kN}$$

Stärkung in B225

Spiegel:

$$l_1 = 8 - 1,5 = 6,5 \text{ cm} = 9,9 \sqrt{0,43} \quad 80/2800$$

$$F_{\text{erw}} = 0,43 \cdot 40/6,5 = 2,72 \text{ cm}^2/\text{m} < 100 \cdot 250 \cdot 6 \cdot 4,2 = 282/0,96$$

Bewehrung ausreichend in den Balken einbringen
Auf der Oberseite: BSTG-Matte Q92

Randrippen:

$$b_0/d_0 = 18/40 \text{ cm}, \quad b = 15,5 - 7,0 + 18 + 2 + 4,5 \cdot 8 = 64,5 \text{ cm}$$

$$l_1 = 40 - 3,5 = 36,5 \text{ cm} = 12,5 \sqrt{5,45/0,645} \quad 55/2400$$

Abminderung von b vernachlässigt

$$F_{\text{erw}} = 5,45 \cdot 46/36,5 = 6,9 \text{ cm}^2 < 2 \cdot 18 + 1 \cdot 16 = 5,1 + 2,0$$

Bügel: BSTG-Matten, Alternativ $\phi 6/25 \text{ cm}$

ME: 2 $\phi 10$

Der Randüberstand ist konstruktiv mit $\phi 6$ zu verbügeln

Schub:

$$\max \tau = (3030 + 240) / (0,9 \cdot 18 \cdot 36,5) = 5,6 \text{ kN/cm}^2 < 7$$

Konstruktion aufbiegen

Bewehrung des Endquerschnitts:Oben und unten je 2 Φ 10, Bügel Φ 6/20 cmTransportbewehrung

Zwischenlagerung mit Unterstützung im Abstand von 1,50 m vom Plattenende.

$$M_K = -0,24 \cdot 1,50 - 0,19 \cdot 1,50^2/2 - 0,08 \cdot 2,50 \cdot 1,20 \cdot 1,50^2/2 = -0,85 \text{ kNm}$$

$$F_{em} = 0,85 \cdot 45/36,5 = 1,05 \text{ cm}^2 < 2\Phi 10 = 1,6$$

Pos. A3

Dachplatte wie vor, jedoch kürzere Spannweite

Ausführung wie Pos. A2, jedoch verringerte Rippenbewehrung.

$$l = 6,50 + 2 \cdot 0,10 = 6,70 \text{ m}$$

$$A = B = 0,84 \cdot 6,70/2 = 2,82 \text{ kN}$$

$$M = 0,84 \cdot 6,70^2/8 = 4,73 \text{ kNm/Rippe}$$

$$F_{em} = 4,73 \cdot 46/36,5 = 6,0 \text{ cm}^2 = 3\Phi 16$$

Pos. A4

Dachplatte wie vor, jedoch kürzere Spannweite

Ausführung wie Pos. A2, jedoch verringerte Rippenbewehrung

$$l = 5,60 + 2 \cdot 0,10 = 5,80 \text{ m}$$

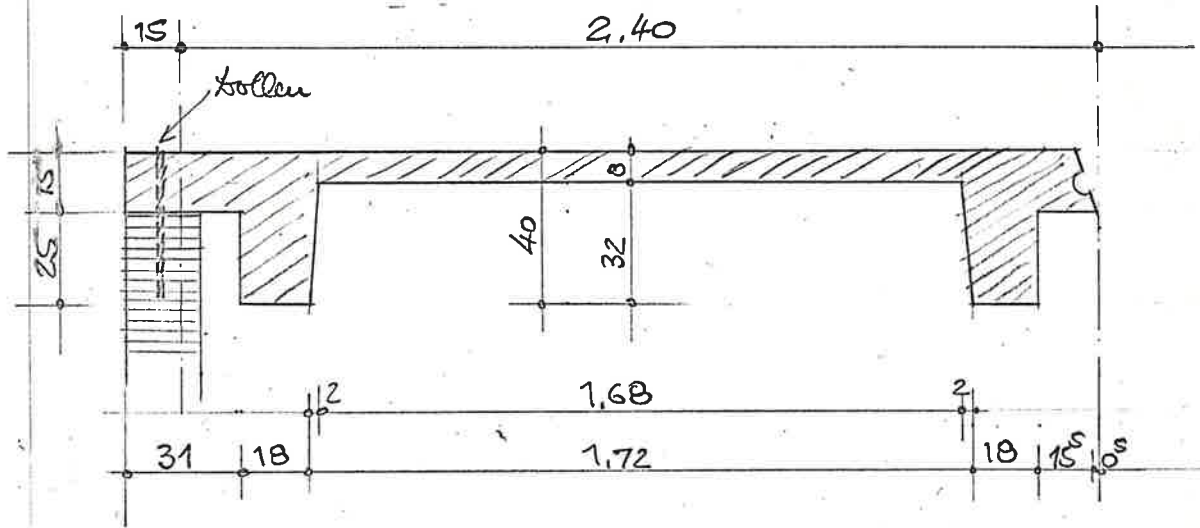
$$A = B = 0,84 \cdot 5,80/2 = 2,44 \text{ kN}$$

$$M = 0,84 \cdot 5,80^2/8 = 3,55 \text{ kNm}$$

$$F_{em} = 3,55 \cdot 46/36,5 = 4,5 \text{ cm}^2 < 3\Phi 14 = 4,6$$

Pos. A5 Dacheindeckung wie Pos. A2, jedoch als Randplatte

Querschnitt



Wegen des Formbaues und des Transportes erhält diese Platte die Grundform wie Pos. A2, spannt aber statisch von der Wand bis zur Rippe.

Schnittkräfte

Spiegel:

$$l = 0,04 + 1,68 + 0,02 + 0,18 + 0,31 - 0,10 = 2,13 \text{ m}$$

$$q = 0,020 + 0,08 \cdot 2,500 = 0,220 \text{ kN/m}$$

$$\text{Rippenlast: } Q_1 = 0,19 \text{ kN/m}$$

$$\text{Linienlast aus Dachaufbau: } Q_2 = 0,76 \text{ kN/m in Feldmitte.}$$

$$M = 0,220 \cdot 2,13^2 / 8 + 0,76 \cdot 2,13 / 4 = 0,13 + 0,41 = 0,54 \text{ kNm/m}$$

Randrippe:

$$q = 0,220 \cdot (2,13/2 + 0,32) + 0,19 + 0,76/2 = 0,31 + 0,19 + 0,38 = 0,88 \text{ kN/m}$$

$$A = B = 0,88 \cdot 7,20 / 2 = 3,17 \text{ kN}$$

$$M = 0,88 \cdot 7,20^2 / 8 = 5,70 \text{ kNm}$$

$$Q = 0,24 \text{ kN}$$

Bemessung in B300Spiegel:

$$\min l = 213/35 = 6,1 \text{ cm}$$

$$l = 8 - 1,5 = 6,5 \text{ cm} = 8,85 \sqrt{0,54} \quad 90/2400$$

$$F_{IV} = 0,54 \cdot 40,1/6,5 = 3,34 \text{ cm}^2/\text{m} < 100 \cdot 250 \cdot 7,0 \cdot 5,0 = 3,85/0,78$$

SondA wie Pos. A2

Randrippe:

$$b_0/d_0 = 18/40 \text{ cm}; b = 64,5 \text{ cm}$$

$$l = 40 - 3,5 = 36,5 \text{ cm} = 12,3 \sqrt{5,70/0,645}$$

$$F_{em} = 5,70 \cdot 46/36,5 = 7,2 \text{ cm}^2 < 3\Phi 18 = 7,6$$

SondA wie Pos. A2

Pos. A6 Randplatte wie Pos. A5, jedoch kürzere SpannweiteAusführung wie Pos. A5, jedoch verringerte
Rippenbewehrung.

$$l = 6,50 + 0,20 = 6,70 \text{ m}; q = 0,88 \text{ kN/m (Pos. A5)}$$

$$A = B = 0,88 \cdot 6,70/2 = 2,95 \text{ kN}$$

$$M = 0,88 \cdot 6,70^2/8 = 4,95 \text{ kNm}$$

$$F_{em} = 4,95 \cdot 46/36,5 = 6,3 \text{ cm}^2 < 2\Phi 18 + 1\Phi 16 = 5,1 + 2,0$$

Pos. A7 Randplatte wie Pos. A5, jedoch kürzere SpannweiteAusführung wie Pos. A5, jedoch verringerte
Rippenbewehrung.

$$l = 5,60 + 0,20 = 5,80 \text{ m}; q = 0,88 \text{ kN/m (Pos. A5)}$$

$$A = B = 0,88 \cdot 5,80/2 = 2,55 \text{ kN}$$

$$M = 0,88 \cdot 5,80^2/8 = 3,70 \text{ kNm}$$

$$F_{em} = 3,70 \cdot 46/36,5 = 4,7 \text{ cm}^2 < 3\Phi 16$$

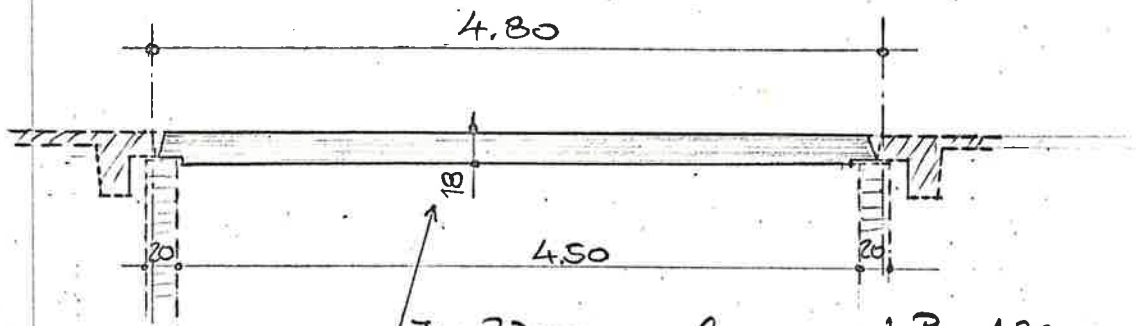
Pos. A8 Dachplatte wie Pos. A5

Die Dachplatte erhält im Spross eine Aussparung für den Dachaustrieg.

Neben der Aussparung sind je 2 $\Phi 12$ einzufügen

Pos. A 9

Bedenplatte über den Treppenhäusern

Längsschnitt

Im Zusammenhang mit Pos. A 20
nachträglich auf d. 18cm erhöht

$$l = 4,50 + 0,20 = 4,70 \text{ m} ; \text{ min } l_1 = 470/35 = 13,5 \text{ cm}$$

Belastung

Belag + Abhängung

$$\text{Eingeworfen: } 0,16 \cdot 2,500 =$$

$$\sim 50 \text{ kp/m}^2$$

$$400 \text{ "}$$

$$g = 450 \text{ kp/m}^2$$

Linienlast in Feldmitte aus Kalkdach

$$Q = 0,76 \text{ kp/m}$$

$$A = B = 0,450 \cdot 4,70/2 + 0,76/2 = 1,06 + 0,38 = 1,44 \text{ kp/m}$$

$$M = 0,450 \cdot 4,70^2/8 + 0,76 \cdot 4,70/4 = 1,25 + 0,90 = 2,15 \text{ kp/m}$$

Benennung in B 300

$$d = 15 \text{ cm (18 cm)}$$

$$l_1 = 15 - 1,5 = 13,5 \text{ cm} = 9,2 \sqrt{2,15} \quad 85/2800$$

$$f_{\text{ex}} = 2,15 \cdot 40/13,5 = 6,37 \text{ cm}^2/\text{m} \sim 100 \cdot 250 \cdot 9,0 \cdot 6,5 = 636/133$$

größtes g

$$f_{\text{ex}} = \frac{2,29}{2,15} \cdot 40/16,5 = \frac{5,41}{5,20} \text{ cm}^2/\text{m} < 150 \cdot 200 \cdot \frac{10,5}{10} \cdot \frac{5,70}{2,51}$$

Montage- und Transportbewehrung nach
Weisung

Durchbiegung

$$f = 10 \cdot 1,5^3/12 = 2,84 \text{ cm}^4$$

$$f_1 = 1,25 \cdot 10^5 \cdot 4,70^2 \cdot 10^4 / (9,6 \cdot 3,0 \cdot 10^5 \cdot 2,84 \cdot 10^4) = 0,34 \text{ cm}$$

$$f_2 = 0,90 \cdot 10^5 \cdot 4,70^2 \cdot 10^4 / (12 \cdot 3,0 \cdot 10^5 \cdot 2,84 \cdot 10^4) = 0,20 \text{ "}$$

$$f = 0,34 \text{ cm}^2$$

- 10148/17-10-

Pos. A9
A10

Zur Station II wird F:

Oberer Bewehrung: $f \sim 6,7 \cdot 4,2 = 0,92 \text{ cm}^2 \cdot 15 = 14 \text{ cm}^2$

Untere Bewehrung: $f \sim 10 \cdot 9,0 = 6,36 \text{ cm}^2 \cdot 15 = 96 \text{ cm}^2$

Beton: $100 \cdot 0,315 \cdot 13,5 = 425 "$

$F = 535 \text{ cm}^2$

$e = (14 \cdot 13,5 + 96 \cdot 1,5 + 425 \cdot 12,9) / 535 =$

$= (189 + 144 + 5480) / 535 = 10,85 \text{ cm}$

F: $14 \cdot 2,65^2 = 98 \text{ cm}^4$

$96 \cdot 9,35^2 = 8420 "$

$100 \cdot 4,25^3 / 12 = 642 "$

$425 \cdot 2,05^2 = 1780 "$

$10940 \text{ cm}^4 \approx 1,094 \text{ dm}^4$

$f_{II} = 0,84 \cdot 2,84 / 1,094 = 1,40 \text{ cm} \approx l / 336$

Pos. A10 Deckenplatten über dem Fließbereich

$d = 14 \text{ cm}$

$l = 3,40 + 0,14 = 3,54 \text{ m}$

Belastung

Gleichlast:

$g = 0,020 + 0,030 + 0,14 \cdot 2,500 =$

$0,400 \text{ kN/m}^2$

Linienlast:

Die Wandlasten des Kalktdaches sehen immer in den Achsenabteilungen.

Für eine Platte wird $Q/2 = 0,76/2 = 0,38 \text{ kN/m}$ auf $l/3 \approx 1,15 \text{ m}$ verteilt.

$q = 0,400 + 0,38/1,15 = 0,400 + 0,330 = 0,730 \text{ kN/m}^2$

$M = 0,730 \cdot 3,54^2 / 8 = 1,15 \text{ kNm/m}$

Moment nach Stahl:

$K = 0,400 \cdot 2,40 \cdot 3,54 = 3,40 \text{ kN}; S = 0,38 \cdot 3,54 = 1,35 \text{ kN}$

$\epsilon = 2,40/3,54 = 0,68; m = 4 + (4 \cdot 0,18/0,50) = 5,44$

$M = 3,40/5,44 + 1,35 \cdot 1,55/5,44 = 0,63 + 0,39 = 1,02 \text{ kNm/m} < 1,15$

Bemessung in B 225

$$d = 14 \text{ cm}$$

$$l_1 = 14 - 1,5 = 12,5 \text{ cm} = 11,6 \sqrt{1,15}$$

$$f_{IV} = 1,15 \cdot 39 / 12,5 = 3,6 \text{ cm}^2/\text{m} < 150 \cdot 200 \cdot 8,5 \cdot 5,0 = 3,78 / 0,98$$

Transportbewehrung nach Werkangsangabe.

Auf der Oberseite wegen Querbiegung
mind. BSTG-Matte Q 92

Pos. A 11 Deckenplatte wie Pos. A 10, jedoch kürzere Spannweite

$$l = 2,80 + 0,14 = 2,94 \text{ m}$$

$$q = 0,400 + 0,38 / (1/3 \cdot 2,94) = 0,400 + 0,39 = 0,79 \text{ kp/m}^2$$

$$M = 0,790 \cdot 2,94^2 / 8 = 0,86 \text{ kpm/m}$$

$$f_{IV} = 0,86 \cdot 39 / 12,5 = 2,7 \text{ cm}^2/\text{m} < 150 \cdot 200 \cdot 7,5 \cdot 4,2 = 2,95 / 0,69$$

Sonst wie Pos. A 10

Pos. A 12 Unterzug in Achse 3, 2. OG

$$l = 3,40 + 0,20 = 3,60 \text{ m}$$

Belastung

$$\begin{aligned} \text{aus Deckenplatte: } & 0,450 \cdot 4,80 / 2 = \\ & 0,400 \cdot 2,40 / 2 = \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & 1,08 \text{ kpm} \\ & 0,48 \text{ "} \end{aligned}$$

$$\text{aus Kaltdach: } (1 + 1/2) \cdot 0,78 =$$

$$1,17 \text{ "}$$

$$\text{Eigengewicht: } 0,30 \cdot 0,45 \cdot 2,500 =$$

$$0,34 \text{ "}$$

$$q = 3,07 \text{ kpm}$$

$$A = B = 3,07 \cdot 3,60 / 2 = 5,54 \text{ kpm}$$

$$M = 3,07 \cdot 3,60^2 / 8 = 5,00 \text{ kpm}$$

- 10 148/A 12-

Pos. A12
A13Bemessung in B300

$$b_0/d_0 = 25/50 \text{ cm}$$

$$h = 50 - 3,5 = 46,5 \text{ cm} = 10,4 \sqrt{5,00/0,25} \quad 70/2400$$

$$F_{\text{erm}} = 5,00 \cdot 46/46,5 = 5,0 \text{ cm}^2 < 3 \Phi 16 = 6,0$$

$$\text{Bügel: } \Phi 6/20 \text{ cm}$$

$$\tau = 5540/(0,9 \cdot 25 \cdot 46,5) = 5,3 \text{ N/cm}^2 < 8$$

konstruktiv 1 $\Phi 16$ aufbiegen

$$\text{ME: } 2 \Phi 8$$

$$\text{Auflagepressung: } \sigma_p = 5540/(25 \cdot 20) = 11,0 \text{ N/cm}^2 < 70$$

Pos. A13 Unterzug in Aduse D' und E, 2. OG.

$$l = 4,50 + 0,20 = 4,70 \text{ m}$$

Belastung:Gleichlast

$$\text{aus Pos. A9: } 0,450 \cdot \sim 1,00 =$$

$$0,45 \text{ Np/m}$$

$$\text{aus Pos. A10: } 0,400 \cdot 3,60/2 =$$

$$0,72 \text{ "}$$

$$\text{Eigengewicht: } 0,30 \cdot 0,50 \cdot 2,500 =$$

$$0,38 \text{ "}$$

$$q = 1,55 \text{ Np/m}$$

Einzellast in Feldmitte

$$\text{aus Kalkdache: } 0,76 \cdot (\sim 1,00 + 3,60/2) = P = 2,14 \text{ Np}$$

$$A = B = 1,55 \cdot 4,70/2 + 2,14/2 = 3,64 + 1,07 = 4,71 \text{ Np}$$

$$M = 1,55 \cdot 4,70^2/8 + 2,14 \cdot 4,70/4 = 4,28 + 2,52 = 6,80 \text{ Npm}$$

Bemessung in B300

$$b_0/d_0 = 25/50 \text{ cm}$$

$$h = 50 - 3,5 = 46,5 \text{ cm} = 8,9 \sqrt{6,80/0,25} \quad 84/2400$$

$$F_{\text{erm}} = 6,80 \cdot 47,1/46,5 = 6,9 \text{ cm}^2 < 3 \Phi 18 = 7,6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Bügel } \Phi 6/20 \text{ cm}$$

- 10 148/A 13 -

Pos. A13
A14

$$\tau = 4710 / (0,9 \cdot 25 \cdot 46,5) = 4,5 \text{ kp/cm}^2 < 8$$

Randstreifen aufbiegen.

$$ME : 2 \Phi 10$$

σ_p gering.

Pos. A14 Geschoßdecke - Normalquerschnitt

Abmessungen und Querschnitt wie Pos. A2

Schnittkräfte - Spiegel

1. Trennwandlast in Feldmitte:

$$l = 1,76 \text{ m}$$

$$q = 0,205 + 0,500 + 0,08 \cdot 2,500 = 0,905 \text{ kp/m}^2$$

$$p = 0,37 \text{ kp/m}$$

$$M = 0,905 \cdot 1,76^2 / 8 + 0,37 \cdot 1,76 / 4 =$$

$$= 0,35 + 0,17 = 0,52 \text{ kp/m}$$

2. Trennwand quer auf der Platte

$$q' = 0,905 + 0,37 / (3 \cdot 1,76) = 0,905 + 0,315 = 1,220 \text{ kp/m}^2$$

$$M = 1,220 \cdot 1,76^2 / 8 = 0,47 \text{ kp/m} < 0,52$$

Schnittkräfte - Randrippen

$$l = 7,00 + 2 \cdot 0,10 = 7,20 \text{ m}$$

1. Trennwand steht direkt auf der Fuge

$$q = 0,205 \cdot 1,20 + 0,500 \cdot 1,05 + 0,37 / 2 + (0,16 + 0,03) + 0,200 \cdot 1,20 =$$

$$= 0,245 + 0,525 + 0,185 + 0,24 = 1,385 \text{ kp/m}$$

$$A = B = 1,385 \cdot 7,20 / 2 = 5,00 \text{ kp}$$

$$M = 1,385 \cdot 7,20^2 / 8 = 9,00 \text{ kp/m}$$

Querkraft aus Endrippe: $Q = 0,24 \text{ kp}$

2. wie 1., jedoch zusätzliche Querswand in Feldmitte

$$P = 0,37 \cdot (2,40 - 0,30)/2 = 0,39 \text{ Mp}$$

$$A = B = 5,00 + 0,39/2 = 5,20 \text{ Mp}$$

$$M = 9,00 + 0,39 \cdot 7,20/4 = 9,00 + 0,70 = 9,70 \text{ Mpem}$$

Bewehrung in B 300

Spiegel:

$$h = 8 - 1,5 = 6,5 \text{ cm} = 90 \sqrt{0,52} \quad 86/2800$$

$$\Phi_{IV} = 0,52 \cdot 40/6,5 = 3,20 \text{ cm}^2/\text{m} < 100 \cdot 200 \cdot 6,5 \cdot 4,2 \\ = 3,31/0,69$$

Somit wie Pos. A2

Randrippen:

$$b_0 (d_0 = 18/40 \text{ cm} ; b = 64,5 \text{ cm} ; b_i \sim 58 \text{ cm}$$

$$h = 40 - 3,5 = 36,5 \text{ cm} = 8,9 \sqrt{9,70/0,58} \quad 84/2400$$

$$F_{\text{erz}} = 9,70 \cdot 47,1/36,5 = 12,5 \text{ cm}^2 < 2\Phi 24 + 1\Phi 22 = 9,1 + 3,8$$

Bügel: BSTG-Matte Q 92

ME: 2 $\Phi 10$ (vergl. Seite A5)

Somit wie Pos. A2

Schub:

$$\max \tau = (5200 + 240)/(0,9 \cdot 18 \cdot 36,5) = 9,2 \text{ kp/cm}^2 > 8$$

$$\text{aufgezogen } 1\Phi 22 = 5,4 \text{ cm}^2$$

$$24 \text{ Bügel } \Phi 42_{II} =$$

$$7,8 \text{ "}$$

$$\hline 13,2 \text{ cm}^2$$

— 10 140/A15 —

Pos. A 15
A 16
A 17

Pos. A15 Deckenplatte wie Pos. A14, jedoch kürzere Spannweite

Ausführung wie Pos. A14, jedoch verringerte
Rippenbewehrung.

$$l = 6,50 + 2 \cdot 0,10 = 6,70 \text{ m}$$

$$A = B = 1,385 \cdot 6,70/2 + 0,39/2 = 4,65 + 0,20 = 4,85 \text{ Mp}$$

$$M = 1,385 \cdot 6,70^2/8 + 0,39 \cdot 6,70/4 = 7,80 + 0,65 = 8,45 \text{ Mp m}$$

$$F_{\text{erz}} = 8,45 \cdot 46,7/36,5 = 10,8 \text{ cm}^2 < 3\Phi 22 = 11,4$$

Pos. A16 Deckenplatte wie Pos. A14, jedoch kürzere Spannweite

Ausführung wie Pos. A14, jedoch verringerte
Rippenbewehrung.

$$l = 5,60 + 2 \cdot 0,10 = 5,80 \text{ m}$$

$$A = B = 1,385 \cdot 5,80/2 + 0,39/2 = 4,03 + 0,20 = 4,23 \text{ Mp}$$

$$M = 1,385 \cdot 5,80^2/8 + 0,39 \cdot 5,80/4 = 5,85 + 0,57 = 6,42 \text{ Mp m}$$

$$F_{\text{erz}} = 6,42 \cdot 46/36,5 = 8,1 \text{ cm}^2 < 2\Phi 20 + 1\Phi 18 = 6,3 + 2,5$$

Pos. A17 Deckenplatte wie Pos. A14, jedoch als Randplatte

Querschnitt wie Pos. A5

Schnittkräfte - Spiegel:

Wegen des geringen Abstandes zu einer
tragenden Wand Trennwandlast vernach-
lässigt.

$$q = 0,205 + 0,500 + 0,08 \cdot 2,500 = 0,905 \text{ kN/m}$$

$$l = 2,13 \text{ m}$$

$$M = 0,905 \cdot 2,13^2/8 = 0,52 \text{ kN m}$$

- 101481716 -

Schnittstelle - Bandrippen:

$$l = 7,20 \text{ m}$$

Trennwandlast angesetzt.

$$q = 0,905(2,13/2 + 0,32) + 0,19 + 0,37/2 - 0,500 \cdot 0,15 = 1,26 + 0,19 + 0,19 - 0,08 = 1,56 \text{ kN/m}$$

$$A = B = 1,56 \cdot 7,20/2 = 5,62 \text{ kN}$$

$$M = 1,56 \cdot 7,20^2/8 = 10,1 \text{ kNm}$$

Bemessung in B300Spiegel:

Bei kleinerem Moment als Pos. A5 Ausföhrung wie dort.

Bandrippen:

$$b_0/d_0 = 18/40 \text{ cm}; \quad b = 64,5 \text{ cm}; \quad b_i = 58 \text{ cm}$$

$$l = 40 - 3,5 = 36,5 \text{ cm} = 8,7 \sqrt{10,1/0,50} \cdot 85/2400$$

$$F_{\text{erz}} = 10,1 \cdot 47,2/36,5 = 13,1 \text{ cm}^2 < 3 \cdot \Phi 24 = 13,6$$

SondA wie Pos. A5

Stab:

$$\max \tau = (5620 + 240)/(0,9 \cdot 18 \cdot 36,5) = 9,9 \text{ kN/cm}^2 > 8$$

$$\text{aufgebogen } 1 \cdot \Phi 24 = 6,3 \text{ cm}^2$$

$$24 \text{ Bügel } \Phi 4,2 \text{ II} = \frac{7,8}{14,1 \text{ cm}^2}$$

Pos. A18

Deckenplatte wie Pos. A17, jedoch kürzere SpannweiteAusföhrung wie Pos. A17, jedoch verringerte
Rippenbemessung

$$l = 6,50 + 2 \cdot 0,10 = 6,70 \text{ m}$$

$$A = B = 1,56 \cdot 6,70/2 = 5,22 \text{ kN}$$

$$M = 1,56 \cdot 6,70^2/8 = 8,80 \text{ kNm}$$

$$F_{\text{erz}} = 8,80 \cdot 47/36,5 = 11,4 \text{ cm}^2 = 3 \cdot \Phi 22$$

Pos. A19 Deckenplatte wie Pos. A17, jedoch kürzere Spannweite

Stützführung wie Pos. A17, jedoch verringerte
Rippenabstandung.

$$l = 5,60 + 2 \cdot 0,10 = 5,80 \text{ m}$$

$$A = B = 1,56 \cdot 5,80 / 2 = 4,54 \text{ Mp}$$

$$M = 1,56 \cdot 5,80^2 / 8 = 6,60 \text{ Mp/m}$$

$$F_{\text{ex}} = 6,60 \cdot 46 / 36,5 = 8,4 \text{ cm}^2 < 3 \cdot \Phi 20 = 9,4$$

Pos. A20 Deckenplatten unter dem Fließ

Abmessungen wie Pos. A9

$$l = 4,70 \text{ m}$$

$$q = 0,270 + 0,500 + 0,18 \cdot 2,500 = 1,220 \text{ Mp/m}$$

$$A = B = 1,220 \cdot 4,70 / 2 = 2,87 \text{ Mp/m}$$

$$M = 1,220 \cdot 4,70^2 / 8 = 3,40 \text{ Mp/m}$$

Bemessung in § 300

$$d = 18 \text{ cm}$$

$$h = 18 - 1,5 = 16,5 \text{ cm} = 9,2 \overline{) 3,20} \quad 85 / 2800$$

$$F_{\text{ex}} = 3,20 \cdot 40 / 16,5 = 7,75 \text{ cm}^2 / \text{m} < 150 \cdot 250 \cdot 9d \cdot 7,5 = 8,48 / 1,77$$

Sonst wie Pos. A9

Pos. A21 Deckenplatten unter dem Flur

$$d = 14 \text{ cm}$$

$$l = 3,40 + 0,14 = 3,54 \text{ m}$$

$$q = 0,270 + 0,500 + 0,14 \cdot 2,500 = 1,120 \text{ kN/m}^2$$

$$A = B = 1,120 \cdot 3,54 / 2 = 1,98 \text{ kN/m}$$

$$M = 1,120 \cdot 3,54^2 / 8 = 1,76 \text{ kNm/m}$$

Benennung in B 300

$$d = 14 \text{ cm}$$

$$h = 14 - 1,5 = 12,5 \text{ cm} = 9,4 \sqrt{1,76} \quad 82/2800$$

$$\underline{f_{ct}} = 1,76 \cdot 39,8 / 12,5 = 5,6 \text{ cm}^2/\text{m} < 150 \cdot 200 \cdot 10,5 \cdot 0,5 = 5,77 / 1,65$$

Somit wie Pos. A10

Pos. A22 Deckenplatte wie Pos. A21, jedoch kürzere Spannweite

$$l = 2,80 + 0,14 = 2,94 \text{ m}$$

$$q = 1,120 \text{ kN/m}^2$$

$$A = B = 1,120 \cdot 2,94 / 2 = 1,65 \text{ kN/m}$$

$$M = 1,120 \cdot 2,94^2 / 8 = 1,21 \text{ kNm/m}$$

$$d = 14 \text{ cm}$$

$$\underline{f_{ct}} = 1,21 \cdot 39 / 12,5 = 3,77 \text{ cm}^2/\text{m} < 150 \cdot 200 \cdot 8,5 \cdot 5 = 3,78 / 0,98$$

Somit wie Pos. A10

Pos. A23 Unterraum in Reihe D', 9-11

$$l = 4,50 + 0,20 = 4,70 \text{ m}$$

Belastung:

$$\text{aus Pos. A21} =$$

$$\text{aus Pos. A20} = 1,220 \cdot \sim 1,00 =$$

$$\text{Eigengewicht: } 0,25 \cdot 0,50 \cdot 2,500 =$$

$$\begin{array}{r} 1,98 \text{ kpl/m} \\ 1,22 \text{ " } \\ 0,31 \text{ "} \end{array}$$

$$q = 3,51 \text{ kpl/m}$$

$$A = B = 3,51 \cdot 4,70/2 = 8,25 \text{ kpm}$$

$$M = 3,51 \cdot 4,70^2/8 = 9,70 \text{ kpm}$$

Benennung in B 450

$$b_0/d_0 = 25/50 \text{ cm}$$

$$h = 50 - 3,5 = 46,5 \text{ cm} = 7,45 \sqrt{9,70/0,25} \quad 110/2400$$

$$f_{cm} = 9,70 \cdot 40,8/46,5 = 8,6 \text{ cm}^2 < 4 \cdot 18 = 10,2$$

$$\text{Bügel: } \phi 8 \text{ I/20 cm}$$

$$\tau = 8250/(0,9 \cdot 25 \cdot 46,5) = 7,9 \text{ kpl/cm}^2 < 9$$

Konstruktive 2 # 18 aufbringen.

Auflagerpressung

$$\sigma_p = 8250/(25 \cdot 20) = 16,5 \text{ kpl/cm}^2 < 70$$

Pos. A24 Randbalken

Es wird ein Randbalken mit der Belastung aus Pos. A14 (Sohlenelement - Fundamentdecken), der auch im 2.OG (Dachdecke) mit den geringeren Lasten eingebaut wird.

Vergl. hierzu auch Anlagen A1 bis A3

$$l = 4,50 - 0,20 = 4,30 \text{ m}$$

Belastung

gleichlast:

Brückung:

$$\text{Ergewerksch: } 0,45 \cdot 0,68 \cdot 2,500 =$$

$$\sim 0,70 \text{ kN/m}$$

$$0,77$$

$$q = 1,47 \text{ kN/m}$$

Einzellast aus Bodenandrücken:

In den Stützen liegen die Rippen direkt auf dem Stützenkonsol.

Der Balken wird in von den beiden Bodenrücken in Feldmitte belastet.

$$\text{Nach Pos. A14: } P = 5,20 + 0,24 = 5,44 \text{ kN (1 Rippe)}$$

Schnittkräfte

$$A = B = 1,47 \cdot 4,50/2 + 5,44 = 3,30 + 5,44 = 8,74 \text{ kN}$$

$$M = 1,47 \cdot 4,30^2/8 + 5,44 \cdot (2,40 - 0,25 - 0,16 - 0,09) = 3,40 + 10,35 = 13,75 \text{ kNm}$$

Dimensionierung in B 450

Querschnitt vergl. Anlage A1

$$b_0/d_0 = 43/68 \text{ cm; } b = 27 \text{ cm}$$

$$h = 68 - 3,5 = 64,5 \text{ cm} = 9,0 \sqrt{13,75/0,27} \quad 82/2400$$

$$F_{\text{erf}} = 13,75 \cdot 47/64,5 = 10,0 \text{ cm}^2 < 2\Phi 20 + 2\Phi 18 = 6,3 + 5,1$$

Bügel: $\Phi 8/20 \text{ cm}$ mit Auflänge schließen

ME: $2\Phi 12$

$$\sigma = 8740 / (0,9 \cdot 27 \cdot 64,5) = 5,6 \text{ kN/cm}^2 < 9$$

Verbügelung des unteren Querschnittes

Bügel $\Phi 8/20\text{cm}$, in Feldmitte $\Phi 8/10\text{cm}$ auf
1,00 m Länge, Längsriemen $\Phi 10$.

Unter den Rippenbalken der Deckenplatten.

$$P = 2 \cdot 5,44 = 10,88 \text{ Mp auf } b = 2(0,10 + 0,20 + 0,16) = 0,92\text{m}$$

$$\tau = 10880 / (0,9 \cdot 92 \cdot 24) = 5,5 \text{ kp/cm}^2 < 9$$

$$F_{es} = 10,88 / (\sqrt{2} \cdot 2,400) = 3,2 \text{ cm}^2 < 8\Phi 8 = 4,0 \text{ als Sdrägerriemen.}$$

Aufklärung auf das Stützenkonsol

$$b/d_0 = 27/39 \text{ cm}$$

$$M \sim 8,74 \cdot 0,30 = 2,62 \text{ Mpem}$$

$$h = 39 - 3,5 = 35,5 \text{ cm} = 11,4 \sqrt{2,62/0,27}$$

$$F_{es} = 2,62 \cdot 46/35,5 = 3,4 \text{ cm}^2 < 4\Phi 12 = 4,5$$

als Stabbügel vor Kopf

$$\tau = 8740 / (0,9 \cdot 27 \cdot 35,5) = 10,1 \text{ kp/cm}^2 > 9$$

$$F_{es} = 8,74 / (\sqrt{2} \cdot 2,400) = 2,6 \text{ cm}^2 < 2\Phi 4 \text{ als Sdrägerriemen}$$

Bügel: $\Phi 8/5\text{cm}$ mit Haftp Länge schließen.

Horizontale Stabbügel $4\Phi 8$ ausreichend weit einbinden (vergl. nachfolgenden Nachweis)

Torsionsbeanspruchung infolge außermittigen Last

$$\text{Decke: } M = 5,44 (0,135 + 0,01 + \sim 0,04) = 1,01 \text{ Mpem}$$

$$\text{Brüstung: } M \sim -0,70 \cdot 240 \cdot (0,135 - 0,04) = -916$$

$$M_T = 0,85 \text{ Mpem}$$

Spannung im Bereich des vollen Querschnittes

$$\tau_D \approx 4,07 \cdot 85000 / (272 \cdot 68) = 7,0 \text{ kp/cm}^2$$

- 101481722 -

Spannung im Bereich der Auflattung

$$\tau_D' \approx 4,81 \cdot 85000 / (272 \cdot 39) = 14,4 \text{ kN/cm}^2$$

$$\Sigma \tau = 14,4 + 10,1 = 24,5 \text{ kN/cm}^2 \approx 24$$

Bewehrung:

$$F_{D1} = 0,85 \cdot 0,20 / (2 \cdot 2400 \cdot 0,24 \cdot 0,64) = 0,23 \text{ cm}^2$$

$$F_{D2} = 0,85 \cdot 0,20 / (2 \cdot 2400 \cdot 0,24 \cdot 0,36) = 0,41 \text{ cm}^2$$

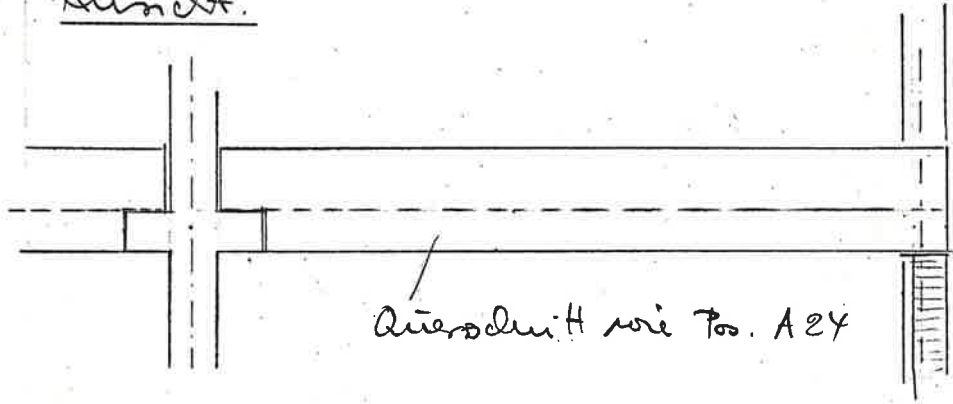
Seitlich $\Phi 8/20 \text{ cm}$ längs einlegen

Stabilisierung des Elements nach Werksangebe

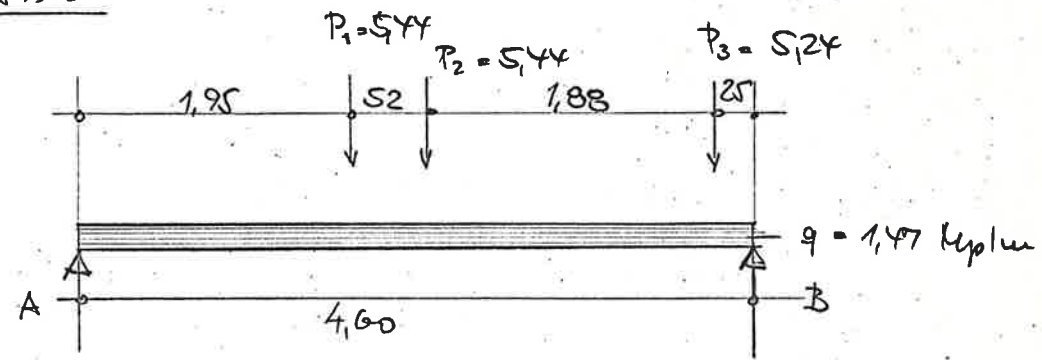
Pos. A25 Randbalken

An den Wandscheiben lagern die Randbalken nicht auf Konsolen auf, sondern voll auf der Wandscheibe

Ansicht.



Lada Bild



Laden wie Pos. A24

Schnittkräfte

$$A = 1,47 \cdot 4,60 / 2 + 5,44(0,25 + 2,13 + 2,65) / 4,60 =$$

$$= 3,44 + 5,95 = 9,39 \text{ My}$$

$$B = 3,44 + 3 \cdot 5,44 - 5,44 = 14,32 \text{ My}$$

$$Q_{0, \text{A}} = (9,39 - 5,44) / 1,47 = 2,69 \text{ m} \rightarrow 2,47 \text{ m}$$

$$M_F = 9,39 \cdot 2,47 - 1,47 \cdot 2,47^2 / 2 - 5,44 \cdot 0,52 =$$

$$= 23,20 - 4,50 - 2,80 = 15,90 \text{ Mpm}$$

Bemessung in §450

Abmessungen wie Pos. A24

$$l = 64,5 \text{ cm} = 8,4 \sqrt{15,90 / 0,27} \quad 90 / 2400$$

$$F_{\text{cm}} = 15,90 \cdot 47,3 / 64,5 = 11,6 \text{ cm}^2 < 4 \cdot \Phi 20 = 12,6$$

$$\tau_B = 14320 / (0,9 \cdot 27 \cdot 64,5) = 9,1 > 9$$

$$T = 91 \cdot 0,27 \cdot 0,25 = 6,1 \text{ My} / 2400 = 2,6 \text{ cm}^2 < 2 \cdot \Phi 20$$

unter Last P_3 aufbrechen.

Alle andere Bewehrung bei gering veränderten
Laden wie Pos. A24

Bemerkung

Die Last P_3 wird in dieser Größenordnung
nicht auftreten, da die Deckplatten auf die
tragende Quersand spannt.

Pos. A26 Randbalken

Im Gegensatz beidseitige Auflagerung auf
Wandscheiben, keine Konsolauflagerung.

Bewehrung o.N. wie Pos. A25

- 10 148/1724 -

Pos. A27 Randbalken

$$l = 4,50 + 0,20 = 4,70 \text{ m}$$

Belastung

Brüstung

$$\text{aus Pos. A20} \sim 1,220 \cdot \sim 1,00 =$$

$$\text{Eigengewicht: } 0,30 \cdot 0,68 \cdot 2,500 =$$

$$\sim 0,70 \text{ kplm}$$

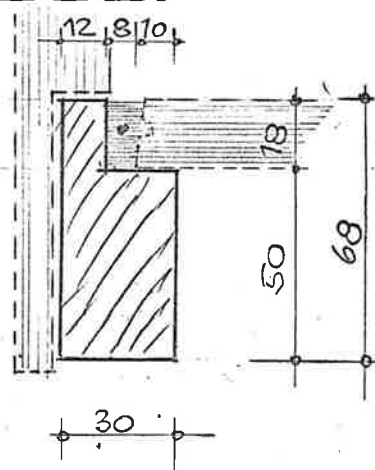
$$1,22 "$$

$$0,51 "$$

$$q = 2,43 \text{ kplm}$$

$$A = B = 2,43 \cdot 4,70 / 2 = 5,70 \text{ kNm}$$

$$M = 2,43 \cdot 4,70^2 / 8 = 6,75 \text{ kNm}$$

 Bemessung in B300Querschnitt

$$h = 50 - 3,5 = 46,5 \text{ cm} = 9,8 \sqrt{6,75 / 0,30}$$

$$F_{cm} = 6,75 \cdot 47 / 46,5 = 6,8 \text{ cm}^2 < 4 \phi 16 = 8,0$$

Bügel: $\phi 6 / 20 \text{ cm}$ Seitenst. $\phi 8 / 20 \text{ cm}$

$$\tau = 5700 / (0,9 \cdot 30 \cdot 46,5) = 4,5 \text{ kplcm}^2 < 8$$

Aufkantung konstruktiv verbügeln.

Pos. A27a Randbalken

Bei größerer Breite Ausföhrung wie Pos. A27

Pos. A28 Randbalken wie Pos. A27, jedoch kürzer

$$l = 2,80 + 0,20 = 3,00 \text{ m}$$

$$q = 243 \text{ kN/m (Pos. A27)}$$

$$A = B = 243 \cdot 3,00 / 2 = 3,64 \text{ kN}$$

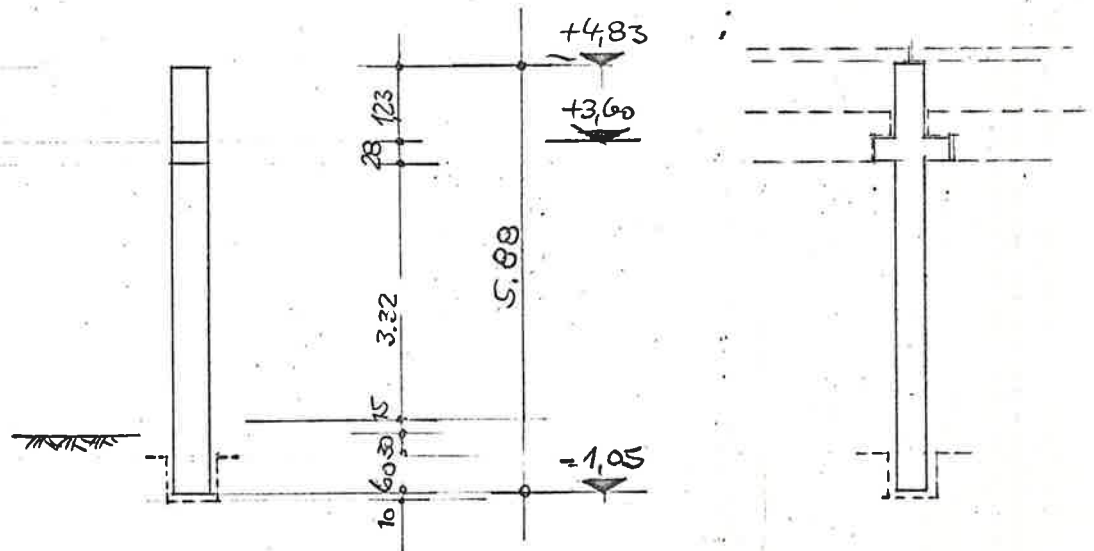
$$M = 243 \cdot 3,00^2 / 8 = 2,74 \text{ kNm}$$

Querschnitt wie Pos. A27

$$f_{\text{ex}} = 2,74 \cdot 46 / 46,5 = 2,7 \text{ cm}^2 < 3 \text{ cm}^2, \text{ sonst wie Pos. A27}$$

Pos. A29 Stützen für den eingeschnittenen Bereich

$b/d = 30/45 \text{ cm}$



Belastung

Normallast

Stützenselbstgewicht: $0,45 \cdot 0,30 \cdot 5,28 \cdot 2,500 = 1,78 \text{ t/m}$
 $2 \cdot 0,45 \cdot 0,28 \cdot 0,27 \cdot 2,500 = 0,17 \text{ "}$

Attrika: $0,09 \cdot 2,500 \cdot 1,68 \cdot 4,80 = 1,82 \text{ "}$
 $0,12 \cdot 2,500 \cdot 0,50 \cdot 4,80 = 0,72 \text{ "}$

Randbalken: $0,45 \cdot 0,68 \cdot 4,50 \cdot 2,500 = 3,45 \text{ "}$

Deckenplatte: $0,08 \cdot 2,500 \cdot 4,80 \cdot 7,00/2 = 3,36 \text{ "}$
 $4 \cdot (0,16 + 0,09) \cdot 7,00/2 = 3,50 \text{ "}$
 $4 \cdot 0,24 = 0,96 \text{ "}$
 $(0,020 + 0,030) \cdot 4,80 \cdot 7,00/2 = 0,85 \text{ "}$

Dachkonstruktion: $2 \cdot 0,58 \cdot 7,00/2 = 4,07 \text{ "}$

Saalkonstruktion: $2 \cdot 0,18 \cdot 7,00/2 =$

$G = 29,68 \text{ t/m}$

$P = 1,26 \text{ "}$

$Q = 21,94 \text{ t/m}$

-10148/F27-

Windlast

$$W_1 \text{ auf } +4,11: W_1 = 0,060 \cdot 4,80 \cdot 1,68 = 0,485 \text{ kN/m}$$

$$W_2 \text{ auf } +3,32: W_2 = 0,060 \cdot 4,80 \cdot 3,32/2 = 0,480 \text{ "}$$

$$W = 0,965 \text{ kN/m}$$

$$M_{w-0,55} = 0,485 \cdot 4,66 + 0,480 \cdot 3,87 =$$

$$= 2,27 + 1,86 = 4,13 \text{ kNm/m}$$

$$M_{w-0,70} = 0,485 \cdot 4,81 + 0,480 \cdot 4,02 =$$

$$= 2,34 + 1,93 = 4,27 \text{ kNm/m}$$

$$M_{w-1,45} = 0,485 \cdot 5,56 + 0,480 \cdot 4,77 =$$

$$= 2,70 + 2,29 = 4,99 \text{ kNm/m}$$

Bestimmung der Stütze nach DIN 1045 in B300

$$\lambda_1 = 3,47 \cdot 2 \cdot (360 + 50)/45 = 63; A_m = 0,5 \text{ bei } \mu_z = 0,4\%$$

$$\lambda_2 = 3,47 \cdot 2 \cdot 410/30 = 95; A_m = 1,6 \text{ bei } \mu_z = 0,4\%$$

$$A_{M_1} = \sim 21,00 \cdot 0,5 \cdot 0,45/6 = 0,79 \text{ kNm}$$

$$A_{M_2} = \sim 21,00 \cdot 1,6 \cdot 0,30/6 = 1,68 \text{ kNm}$$

$$M_x = 4,13 \text{ kNm}$$

$$M_y \sim 4,13 \cdot 7,80 / (2 \cdot 4,80 \cdot 3) = 1,12 \text{ kNm/m}$$

$$\sigma_{er} = 21940 / (30 \cdot 45) = 16,15 \text{ N/mm}^2 / 1,1 = 14,7 \text{ N/mm}^2$$

$$e_{x1}' = (4,13 + 0,79) / (0,45 \cdot 21,94) = 0,50 \rightarrow \text{Punkt 182}$$

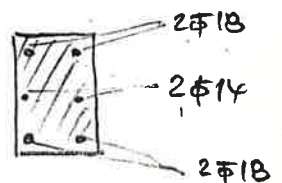
Tabelle 13

$$F_{er} \leq 0,8 \cdot 30 \cdot 45/100 = 10,8 \text{ cm}^2 \sim 4\phi 18 + 2\phi 14$$

$$e_{x2}' = (1,12 + 1,68) / (0,30 \cdot 21,94) = 0,425 \rightarrow \text{Punkt 149}$$

Tabelle 10

$$F_{er} \leq 0,8 \cdot 30 \cdot 45/100 = 10,8 \text{ cm}^2 < 4\phi 18 + 2\phi 14$$

Bügel: $\phi 6/16 \text{ cm}$ 

Konsolbewehrung: versch. Pos. 131

Schubspannung im Bereich der Einspannung

Einspanntiefe $t = 60 \text{ cm}$

$$M = 4,27 + 0,79 = 5,06 \text{ kNm}$$

$$\sigma = \frac{M}{I} = 3 \cdot 5,06 / (2 \cdot 0,60) = 12,65 \text{ kN/m}$$

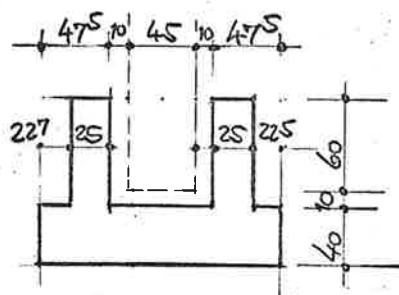
$$\tau = 12650 / (0,9 \cdot 30 \cdot 41) = 11,4 \text{ kN/cm}^2 > 8$$

$$T = \frac{2}{3} \cdot 11,4 \cdot 0,30 \cdot 0,60 = 13,7 \text{ kN}$$

$$F_{\text{St}} = 13,7 / 2,4 = 5,7 \text{ cm}^2 < 6\Phi 8 = 6,0 \text{ cm}^2 \text{ auf die unteren SS an einlegen.}$$

Fundament in B 225

$$a / b / t = 1,10 / 1,60 / 0,40 \text{ m}$$



$$F_G = 1,15 \cdot 1,10 \cdot 0,70 \cdot 2,100 = 1,10 \cdot 1,60 \cdot 0,40 \cdot 2,500 =$$

$$2,22 \text{ kN} \\ 1,76 \text{ "}$$

$$F_G = 4,98 \text{ kN}$$

von oben

$$21,94 \text{ "}$$

$$\max N = 26,92 \text{ kN}$$

Bodenpressung

$$\begin{aligned} \max \sigma_0 &= - 26,92 / (1,10 \cdot 1,60) \pm 6 \cdot 4,99 / (1,10 \cdot 1,60^2) = \\ &= - 15,30 \pm 10,65 = - 25,9 \text{ kN/m}^2 < 1,3 \cdot 20 \end{aligned}$$

Kippen:

$$\mu = 26,92 \cdot 0,80 / (4,99 + 0,79) = 4,48 > 1,5$$

- 10 148/A29 -

Pos. A29
A29a

Fundamentbewehrung

Ringbewehrung im Schlaf

$$\Phi = Z = 12,65 \text{ Mp}$$

$$F_{\text{cm}} = 12,65 / (2,400) = 5,3 \text{ cm}^2 < 4 \cdot \text{Bügel } \Phi 10$$

$$4 \cdot 2 = 8 \Phi 10 = 6,3$$

Ober und unten einlegen

Senkrechte Schlafbewehrung

$$F_{\text{cm}} = 5,06 / (0,90 \cdot 2,400) = 2,4 \text{ cm}^2 < 5 \Phi 8 = 2,5 \text{ cm}^2 \text{ je Seite}$$

Netzbebewehrung in der Bodenplatte

$$F_{\text{cm}} \sim 6,3 \cdot 2200 / 40 = 3,5 \text{ cm}^2 / \text{m} < \Phi 10 / 20 \text{ cm Grenzwert.}$$

Pos. A29a Stützen an der Trennfuge

b/d = 20/45 cm mit einseitigem Konsol

Stützenmaße wie auf Seite A26

Belastung (mit den Werten der Pos. A29)

$$\text{Stützeiengewicht} = 1,78 \cdot 2/3 + 917/2 = 1,29 \text{ Mp}$$

$$\text{aus Dachlast: } 0,5 (20,68 - 1,95 + 1,26) = 10,00$$

(Pos. A29)

$$N = 11,29 \text{ Mp}$$

$$\text{Windmoment: } M_w = 4,13/2 = 2,07 \text{ Mp}$$

Moment infolge Konsollast.

$$M_k = 10,00 \cdot (0,10 + \sim 0,15) = 2,50 \text{ Mp}$$

Bemessung der Stütze in B300 nach DIN 1045

$$\lambda_x = 3,47 \cdot 2 \cdot \sqrt{410/45} = 63; \Delta m = 0,9 \text{ bei } \mu_z = 1\%$$

$$\lambda_y = 3,47 \cdot 2 \cdot \sqrt{410/20} = 143; \Delta m = 3,9 \text{ bei } \mu_z = 1\%$$

$$\Delta M_x = 10,0 \cdot 0,9 \cdot 0,45/6 = 0,68 \text{ kNm}$$

$$\Delta M_y = 10,0 \cdot 3,9 \cdot 0,20/6 = 1,30 \text{ kNm}$$

Fall a:

$$M_x = 2,07 + 0,68 = 2,75 \text{ kNm}$$

$$M_y = 2,50 \text{ kNm}$$

$$\sigma_c = 11290 / (20 \cdot 45) = 12,55 \text{ N/cm}^2$$

$$e_x' = 2,75 / (0,45 \cdot 11,29) = 0,54$$

$$e_y' = 2,50 / (0,20 \cdot 11,29) = 1,11$$

Punkt 375 Tabelle 22

$$F_{\text{erl}} = 2 \cdot 20 \cdot 45 / 100 = 180 \text{ cm}^2 < 4\Phi 26 = 212$$

Bügel $\Phi 8/24 \text{ cm}$

Fall b:

$$M_x = 2,07 \text{ kNm}$$

$$M_y = 2,50 + 1,30 = 3,80 \text{ kNm}$$

$$e_x' = 2,07 / (0,45 \cdot 11,29) = 0,41$$

$$e_y' = 3,80 / (0,20 \cdot 11,29) = 1,68$$

Punkt 475

$$F_{\text{erl}} \sim 3 \cdot 20 \cdot 45 / 100 = 270 \text{ cm}^2 < 4\Phi 26 + 2\Phi 24$$

Bügel: $\Phi 8/24 \text{ cm}$

Bemerkung:

Das im Lastfall „b“ gedruckte Moment 4 Mg wird nicht auftreten, da durch die Sockelsleibe und der vorhandenen Wandsleibe in Reihe E die Stütze in Höhe der Sockel gehalten wird.

Aus diesem Grunde wird in jeder Ecke 1 ⚡ 24 und auf jeder Längsseite 1 ⚡ 24 angeordnet.

Konsolbewehrung wie Pos. A31

Fundament zureichend Pos. A29.

Pos. A30 Stützen in A/28 und A/30:

$$b/d = 30/45 \text{ cm}$$

Stützen stehen im Gegensatz zu Pos. A29 im ausgesteiften Gebäudeteil.

Stütze erhält gleiche Ausfuhrung wie Pos. A29.

Fundament in B 225

$$a/b/t = 1,10/1,15/0,40 \text{ m}$$

$$F_G = 1,10 \cdot 1,15 \cdot 1,10 \cdot 2,500 =$$

Von oben (wie Pos. A 29)

$$G_F = 3,48 \text{ Mg} \\ = 21,94 \text{ "}$$

$$\max N = 25,42 \text{ Mg}$$

$$F_G + G_{ST} = 3,48 + (\overset{\text{Pos. A29}}{1,70} + 0,17) = 5,43 \text{ Mg}$$

-10 148/A32-

Pos. A30

Pos. A31

Windmoment (Montagezustand)

$$M_{W-1,15} = 0,080 \cdot 0,30 \cdot 4,83 \cdot 3,97 = 0,46 \text{ kNm}$$

Bodenpressung

a. min N + M_w

$$\sigma_1 = -5,43 / (1,10 \cdot 1,15) \pm 6 \cdot 0,46 / (1,10 \cdot 1,15^2) = -4,3 \pm 1,9 < 20$$

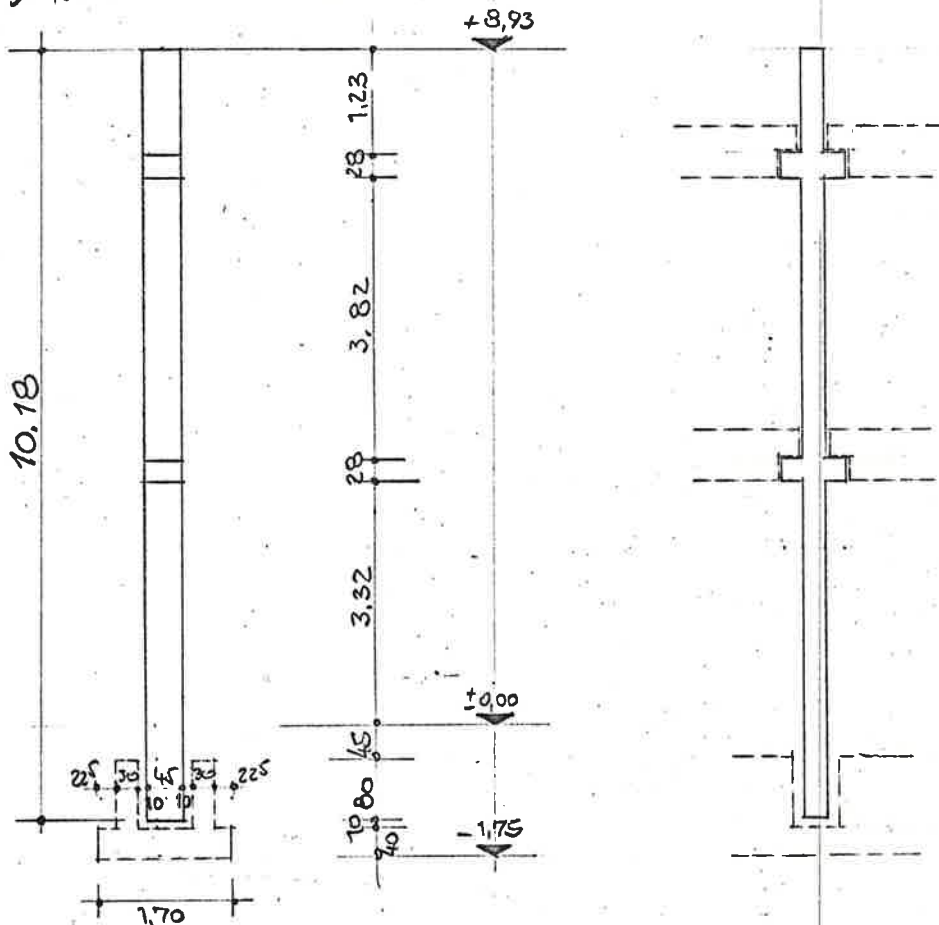
b. max N:

$$\sigma_2 = -25420 / (1,10 \cdot 1,15) = -20,0 \text{ kN/m}^2 = \text{zul.}$$

Grundamentbohrung wie Pos. A29

Pos. A31 Stützen im zweigeschossigen Bereich

b/d = 30/45 cm



Lüftung

$$\begin{aligned} \text{Stützeinengewicht: } 0,30 \cdot 0,45 \cdot 10,18 \cdot 2,500 &= 3,44 \text{ t/m} \\ &4 \cdot 0,45 \cdot 0,28 \cdot 0,27 \cdot 2,500 = 0,34 \text{ "} \end{aligned}$$

$$\text{Attika: } 1,82 + 0,72 (\text{Pos. A29}) = 2,54 \text{ "}$$

$$\text{Brüstung: } 0,70 \cdot 4,80 = 3,36 \text{ "}$$

$$\text{Randbalken: } 2 \cdot 0,45 \cdot 0,68 \cdot 2,500 \cdot 4,50 = 6,90 \text{ "}$$

$$\text{Dachplatte} = 3,36 + 3,50 + 0,96 + 0,85 (\text{Pos. A29}) = 8,67 \text{ "}$$

$$\text{Dachkonstruktion: } 2 \cdot 0,58 \cdot 7,00/2 = 4,06 \text{ "}$$

$$\begin{aligned} \text{Bodenplatte: } 3,36 + 3,50 + 0,96 (\text{Pos. A29}) &= 7,82 \text{ "} \\ 0,205 \cdot 4,80 \cdot 7,00/2 &= 3,45 \text{ "} \end{aligned}$$

$$G = 40,58 \text{ t/m}$$

$$\text{Trennwand: } 0,38 \cdot 7,00/2 =$$

$$1,33 \text{ "}$$

$$G' = 41,91 \text{ t/m}$$

$$\text{Dachkonstruktion: } 0,075 \cdot 4,80 \cdot 7,00/2 = 1,26 \text{ t/m}$$

$$\text{Bodenkonstruktion: } 0,500 \cdot 4,80 \cdot 7,00/2 = 8,40 \text{ "}$$

$$P = 9,66 \text{ t/m}$$

$$Q = 51,57 \text{ t/m}$$

Tragfähigkeit in B450

$$F_B = 30 \cdot 45 = 1350 \text{ cm}^2 \quad 0,113 = 153,0 \text{ t/m}$$

$$F_{\text{Fe}} = \text{s.u.} = 15,7 \text{ cm}^2 \cdot 1,400 = 22,0$$

$$175,0 \text{ t/m} > 51,57$$

Bügel: $\Phi 8/25 \text{ cm}$, am Stützenkopf 4 $\Phi 8$ zusätzlich,
Stützenfuß siehe nachfolgenden Nachweis.

Bewehrungsbild



$$4 \Phi 20 = 12,6 \text{ cm}^2$$

$$2 \Phi 14 = 3,1 \text{ "}$$

$$15,7 \text{ cm}^2$$

Transport und Montage

$$G = 3,44 + 0,34 = 3,68 \text{ Mp}$$

$$M \sim 3,68 \cdot 10,18/8 = 4,70 \text{ Mpm}$$

$$l = 45 - 4 = 41 \text{ cm} = 10,4 \sqrt{4,70/0,30} \quad 84/4000$$

$$F_{\text{em}} = 4,70 \cdot 27,2/41 = 32 \text{ cm}^2 < 2 \Phi 20$$

$$l = 30 - 4 = 26 \text{ cm} = 8,05 \sqrt{4,70/0,45} \quad 115/4000$$

$$F_{\text{em}} = 4,70 \cdot 27,8/26 = 5,1 \text{ cm}^2 < 2 \Phi 20 + 1 \Phi 14$$

Montageabfall:

Es steht nur die im Hilfsfundament eingespannte Stütze.

Eigengewicht: 3,68 Mp

$$M_w = 0,080 \cdot 8,00 \cdot (4,00 + 0,35) + 0,128 \cdot 1,18 \cdot (8,35 + 1,18/2) = 2,79 + 1,35 = 4,14 \text{ Mpm/m}$$

$$H_w = 0,080 \cdot 8,00 + 0,128 \cdot 1,18 = 0,64 + 0,15 = 0,79 \text{ Mp}$$

$$M_{wx} = 4,14 \cdot 0,30 = 1,25 \text{ Mpm} ; H_x = 0,24 \text{ Mp}$$

$$M_{wy} = 4,14 \cdot 0,45 = 1,87 \text{ Mpm} ; H_y = 0,36 \text{ Mp}$$

Knickbeiwerte nach „Neufassung“ § 27'

Knicklänge in Anlehnung an DIN 4114, B. 2, Tafel 5

$$l_k = 2 \cdot 9,43 \cdot \sqrt{1/3,18} = 18,86 \cdot 0,56 = 10,60 \text{ m}$$

$$\lambda_x = 3,47 \cdot 1060/45 = 82 ; A_m = 1,4 \text{ bei } \mu_z = 1\%$$

$$\lambda_y = 3,47 \cdot 1060/30 = 123 ; A_m = 3,1 \text{ bei } \mu_z = 1\%$$

$$M_x = 1,25 + 3,68 \cdot 1,4 \cdot 0,45/6 = 1,25 + 0,39 = 1,64 \text{ Mpm}$$

$$M_y = 1,87 + 3,68 \cdot 3,1 \cdot 0,30/6 = 1,87 + 0,58 = 2,45 \text{ Mpm}$$

Knicken in x-Richtung:

$$\sigma_{bi}' = 3680 / (30 \cdot 45) = 2,72 \text{ N/mm}^2$$

$$e_x' = 1,64 / (0,45 \cdot 3,68) = 0,99 \rightarrow \text{Punk 347}$$

Tabelle 12

$$F_{cm} \leq 0,8 \cdot 30 \cdot 45 / 100 = 10,8 \text{ cm}^2 < 4\Phi 20 = 126$$

Knicken in y-Richtung:

$$e_y' = 2,45 / (0,30 \cdot 3,68) = 2,22 \rightarrow \text{Punk 349}$$

Tabelle 10

$$F_{cm} \leq 0,8 \cdot 30 \cdot 45 / 100 = 10,8 \text{ cm}^2 < 4\Phi 20 + 2\Phi 14 = 15,3$$

bei 0,8‰: $\sigma_{bi} = 1,4 \cdot 5,02 = 7,03 \text{ N/mm}^2$

$$\sigma_c = 1,4 \cdot 3057 = 4270$$

$$\sigma_{bi}' = 7,03 \cdot 2400 / 4270 = 3,96 \text{ N/mm}^2 > 2,72$$

Wind über Eck

Vereinfachter Nachweis mit der Stützendiagonalen als Bezugslinie

Kippen in x-Richtung:

$$\sigma_{bi} = 2,72 \text{ N/mm}^2$$

$$e_x' = 1,64 / (0,45 \cdot 3,68) = 0,99$$

$$e_y' = 1,87 / (0,30 \cdot 3,65) = 1,71$$

Punk 471 Tabelle 22

$$F_{cm} \leq 0,8 \% \cdot F_B < 4\Phi 20$$

bei 0,8‰: $\sigma_{bi} = 3,86 \cdot 1,5 = 5,80 \text{ N/mm}^2$

$$\sigma_c = 2291 \cdot 1,5 = 3430 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{bi}' = 5,80 \cdot 2400 / 3430 = 4,04 \text{ N/mm}^2 > 2,72$$

- 10/1481 F36 -

Kippen in y-Richtung:

$$e_{x'} = 125 / (0,45 \cdot 3,68) = 0,745$$

$$e_{y'} = 2,22$$

Punkt 543 Tabelle 22

$$f_{em} \leq 0,8\% \cdot f_B < 4820$$

$$\text{bei } 0,8\%: \sigma_{si} = 1,5 \cdot 3,64 = 5,46 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_c = 1,5 \cdot 2578 = 3860 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{si}' = 5,46 \cdot 2400 / 3860 = 3,40 \text{ kN/cm}^2 > 2,72$$

Montagezustand, Stützen frei, EG montiert.

Es wird angenommen, daß die Montagesteifen der Innenwände vor dem Beelenvergeiß entfernt werden.

NormalkräfteStützen entgegenwirkt wie vor: $G_{ST} = 3,68 \text{ Mp}$

Auflast aus Randbalken und Decke:

$$\text{Randbalken: } 0,68 \cdot 0,45 \cdot 4,50 \cdot 2,500 = 3,45 \text{ Mp}$$

$$\text{Deckenplatte: s. Zusammenstellung: } 7,82 "$$

$$G_D = 11,27 \text{ Mp}$$

Windlast

Auf die Stütze wie vor, aus Wand-Decke in Höhe der Deckenplatte zusätzlich.

$$W = 0,000 \cdot 4,80 \cdot (0,40 + 3,70/2) = 0,65 \text{ Mp}$$

$$M_{Wx} = 0,65 \cdot (0,05 + 0,45 + 3,32 + 0,28) = 4,10 \text{ Mpem}$$

Nachweis n für Knicken in x-Richtung

$$\lambda_{x2} = 3,47 \cdot 2 \cdot 410 / 45 = 64; \lambda_m = 0,9$$

$$\begin{aligned} \Sigma M_x &= 1,25 + 4,10 + 0,39 + 11,27 \cdot 0,9 \cdot 0,45/6 = \\ &= 5,74 + 0,76 = 6,50 \text{ Mpem} \end{aligned}$$

$$\sigma_{bi} = (3680 + 11270) / (30 \cdot 45) = 11,05 \text{ N/mm}^2$$

$$e_{x'} = 6,50 / (0,45 \cdot 14,95) = 0,965 \rightarrow \text{Punk A 347}$$

Tabelle 12

$$F_{\text{ex}} \leq 0,8\% \cdot F_B \leq 4 \Phi 20$$

$$\text{bei } 0,8\%: \sigma_{bi} = 1,4 \cdot 12,2 = 17,1 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_e = 1,4 \cdot 2375 = 3330 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{bi}' = 17,1 \cdot 2400 / 3330 = 12,3 \text{ N/mm}^2 > 11,05$$

Andrúßand

Stütze wird in Höhe der Deckenplatten durch die Deckenscheibe gehalten.

$$\lambda = 410 / 30 = 13,7; \omega = 1,0$$

Stützenfuß

$$\text{Einspanntiefe } t = 80 \text{ cm}$$

$$\text{max } M = 6,50 + 0,24(\text{Ax}) \cdot 0,40 = 6,60 \text{ kNm}$$

$$D = Z = 6,60 \cdot 3 / (2 \cdot 0,80) = 12,35 \text{ kN}$$

$$\text{max } T = 12350 / (0,9 \cdot 30 \cdot 41) = 11,15 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{max } T = 11,15 \cdot 0,30 \cdot \frac{2}{3} \cdot 0,80 = 17,9 \text{ kN}$$

$$F_{\text{ex}} = 17,9 / 2400 = 7,5 \text{ cm}^2 < 8 \Phi 8 \text{ auf id. 70 cm einlegen.}$$

Stützenaußenseite

$$b/d/l = 45/27/27 \text{ cm}$$

$$\text{max } Q \text{ aus Pos. A24} =$$

$$8,74 \text{ kN}$$

$$\text{Deckenrippe Pos. A14} = 5,20 + 0,24 =$$

$$5,44 \text{ kN}$$

$$Q = 14,28 \text{ kN}$$

$$M \sim 14,28 \cdot 0,25 = 3,57 \text{ kNm}$$

$$h = 27 - 3 = 24 \text{ cm} = 8,35 \sqrt{3,57 / 0,43} \quad 90 / 2400$$

$$F_{\text{ex}} = 3,57 \cdot 47,3 / 24 = 7,1 \text{ cm}^2 = 9 \Phi 10 \text{ als senkrechte Stüßel anordnen}$$

- 10 148/A38 -

Pos. A31
A32

Nach Vordruck, Neufassung DIN 4224

$$F_{c0} = 0,85 \cdot 14,28 / 2,400 = 5,1 \text{ cm}^2 < 7,1$$

Sdrab:

$$\max \tau = 14280 / (0,9 \cdot 45 \cdot 24) = 14,8 \text{ kN/cm}^2 < 23$$

$$F_{cs} = 14,28 / (1,2 \cdot 2,400) = 4,2 \text{ cm}^2 \text{ als Stägbewehrung einlegen.}$$

Pos. A32 Fundament unter Pos. A32

$$a/b/t = 1,75/1,75/0,40 \text{ m in B 225}$$

$$G_F: 1,10 \cdot 1,25 \cdot 0,90 \cdot 2,500 = 3,10 \text{ Mp}$$

$$1,70^2 \cdot 0,45 \cdot 2,500 = 3,25 \text{ "}$$

$$G_F = 6,35 \text{ Mp}$$

von oben (Pos. A31)

$$51,57 \text{ "}$$

aus Pos. A48 =

$$N = 57,92 \text{ Mp}$$

$$4,80 \text{ "}$$

$$\max N = 62,72 \text{ Mp}$$

Bodenpressung

a. ohne Einspannmoment

$$\sigma_1 = 62,72 / 1,75^2 = 20,4 \text{ kN/cm}^2 \sim \text{zul.}$$

b. mit Einspannmoment

Lastfall wie Montagezustand bei Pos. A31

$$M_x = 1,25 + 0,24 \cdot 1,30 + 0,65 \cdot 5,35 + 0,39 + 0,96 =$$

$$= 1,25 + 0,31 + 3,48 + 0,39 + 0,96 = 6,19 \text{ kNm}$$

$$N = 6,35 + 3,68 + 11,27 = 21,30 \text{ kN}$$

$$e = 6,19 / 21,30 = 0,29 \text{ m} > 1,75/3 = 583 \text{ mm}; r = 0,575 \text{ m}$$

$$\sigma_2 = -2 \cdot 21,30 / (3 \cdot 1,70 \cdot 0,575) = -14,9 \text{ kN/cm}^2 < 20 \cdot 1,3$$

Fundament-BewehrungRingbewehrung im Sockel:

$$D = Z = 12,35 \text{ Mp (Pos. A31)}$$

$$F_{\text{erw}} = 12,35 / 2,400 = 5,2 \text{ cm}^2 < 4 \text{ Bügel } \Phi 10 = 6,3 \text{ cm}$$

oben und unten einlegen

Senkrechte Sockelbewehrung:

$$F_{\text{erw}} = 6,60 / (2,400 \cdot 0,90) = 3,1 \text{ cm}^2 < 5 \Phi 10 = 3,9 \text{ cm}^2$$

je Seite.

Bewehrung ist ausreichend zu verankern.

Bodenplatte

Nach Halm:

$$K_1 = 51,57 \cdot (1 - 0,30/1,70) = 42,7 \text{ Mp}$$

$$m_{\text{ind.}} = 4,9 \cdot \sqrt{42,7} = 32 \text{ cm} < 40 \text{ cm}$$

$$F_{\text{erw}} = 42,7 \cdot 6,3 / 40 = 6,75 \text{ cm}^2/\text{mm} < \Phi 12/15 \text{ cm}$$

Querschnitt einlegen

An der Oberseite $\Phi 10/20 \text{ cm}$ Querschnitt

Schlüßers:

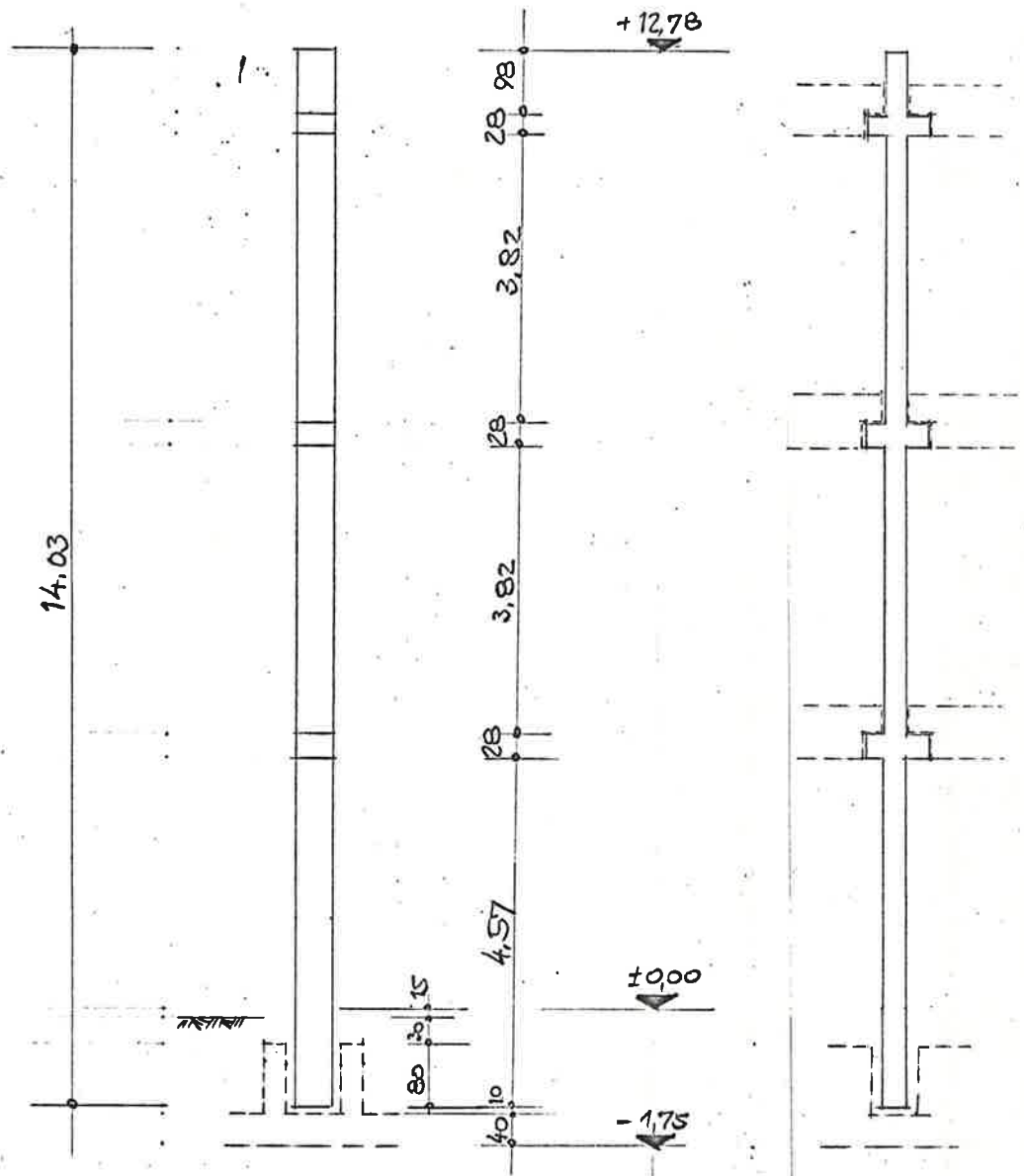
$$F_{\text{erw}} = 51,57 \cdot \sqrt{2} / 2,400 = 30,5 \text{ cm}^2 < 4 \Phi 16 \text{ als}$$

$$\text{Schlülzeinlagen je Seite} = 4 \cdot 4 \Phi 16 = 32,2 \text{ cm}^2 > 30,5$$

INGENIEUREBÜRO FÜR BAUWESEN DIPL.-ING. G. TREPTOW BERATENDER INGENIEUR VBI, 4 DÜSSELDORF, AM WEHRHAHN 67

Pos. A33 Rützen im dreigeschossigen Bereich

b/d = 30/45 cm



Ausfall

Stützenerzeugnisse: $0,30 \cdot 0,45 \cdot 14,03 \cdot 2,500 = 4,72 \text{ t/ha}$
 $6 \cdot 0,45 \cdot 0,28 \cdot 0,27 \cdot 2,500 = 0,51 \text{ "}$

$$\text{Wrc Pos. A 31} = 41,91 = 3,44 - 0,34 = 38,13$$

zusätzlich 1 Geschoßdecke = $7,82 + 3,45 + 1,33 = 12,60$ " (wie Pos. A31)

$$G = 55,96 \text{ kg}$$

Verlehn last wie Pos. A31. $126 + 2 \cdot 8,40 = P = 18,06$ "

$$Q = 74.02 \text{ V}$$

— 10 148/A41—

Pos. A33

Tragfähigkeit in B450

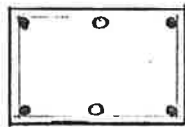
$$F_B = 30 \cdot 45 = 1350 \text{ cm}^2 \quad 0,113 = 153,0 \text{ kg}$$

$$F_{BII} = \text{n.u.} = 26,3 \text{ cm}^2 \quad 1,400 = 36,8 \text{ "}$$

$$189,8 \text{ kg} > 77,02$$

Bügel $\Phi 8/25 \text{ cm}$, am Stützenkopf 4 $\Phi 8$ zusätzlich,
Stützenfuß. vergl. nachfolgenden Nachweis.

Bewehrungsbild:



$$\begin{aligned} \bullet \quad 4 \Phi 26 &= 21,2 \text{ cm}^2 \\ \bullet \quad 2 \Phi 18 &= 5,1 \text{ "} \\ \hline &26,3 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Bügel $\Phi 8$

Transport und Montage

$$G = 4,72 + 0,51 = 5,23 \text{ kg}$$

Es wird angenommen, daß beim Aufstellen
die Stützen in Höhe des letzten Konsols
gefaßt werden.

$$l = 14,03 - \sim 1,00 = 13,03 \text{ m}$$

$$G' = 5,23 \cdot 13,03 / 14,03 = 4,85 \text{ kg}$$

$$M = 4,85 \cdot 13,03 / 8 = 7,92 \text{ kgm}$$

$$l = \overset{45}{50} - 4 = \overset{41}{46} \text{ cm} = \overset{8,00}{8,95} \sqrt{7,92 / 0,30} \quad \overset{110}{100} / 4000$$

$$F_{BII} = 7,92 \cdot 27,5 / \overset{41}{46} = \overset{4,8}{5,32} \text{ cm}^2 < 2 \Phi 26 = 10,6$$

$$l = 30 - 4 = 26 \text{ cm} = 6,2 \sqrt{7,92 / 0,45} \quad 160 / 4000$$

$$F_{BII} = 7,92 \cdot 28,6 / 26 = 8,7 \text{ cm}^2 < 2 \Phi 26 + 1 \Phi 18 = 10,6 + 2,5$$

Montageaufbau:

Es steht mit die im Hülsefundament eingespannte Stütze.

$$\text{Eigengewicht: } G_{ST} = 5,23 \text{ kN}$$

$$M_w = 0,080 \cdot 8,00 \cdot (4,00 + 0,35) + 0,128 \cdot 4,78 (8,35 + 4,78/2) = 2,79 + 5,96 = 8,75 \text{ kNm/m}$$

$$H_w = 0,080 \cdot 8,00 + 0,128 \cdot 4,78 = 0,64 + 0,62 = 1,26 \text{ kN/m}$$

$$M_{wx} = 0,30 \cdot 8,75 = 2,63 \text{ kNm}; \quad H_x = 0,38 \text{ kN}$$

$$M_{wy} = 0,45 \cdot 8,75 = 3,94 \text{ kNm}; \quad H_y = 0,57 \text{ kN}$$

Knickbeiwerte nach Neufassung §27

Knicklänge in Anlehnung an DIN 4114, Blatt 3, Tafel 5

$$s_k = 2 \cdot 13,28 \cdot \sqrt{1/3,18} = 26,56 \cdot 0,56 = 14,90 \text{ m}$$

$$\lambda_x = 3,47 \cdot 1490/45 = 115; \quad A_m = 2,7 \text{ bei } \mu_z = 1\%$$

$$\lambda_y = 3,47 \cdot 1490/30 = 173; \quad A_m = 5,3 \text{ bei } \mu_z = 10\%$$

$$M_x = 2,63 + 5,23 \cdot 2,7 \cdot 0,45/6 = 2,63 + 1,06 = 3,69 \text{ kNm}$$

$$M_y = 3,94 + 5,23 \cdot 5,3 \cdot 0,30/6 = 3,94 + 1,39 = 5,33 \text{ kNm}$$

Kritiken in x-Richtung:

$$\sigma_{xi} = 5230/(30 \cdot 45) = 3,88 \text{ N/cm}^2$$

$$e_{x'} = 3,69/(0,45 \cdot 5,23) = 1,57 \rightarrow \text{Punktl. 464}$$

Tabelle 12

$$F_{ex} \leq 0,8 \cdot 30 \cdot 45/100 = 10,8 \text{ cm}^2 < 4\Phi 26 = 21,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{bei } 0,8\%: \quad \sigma_{xi} = 1,4 \cdot 7,62 = 10,65 \text{ N/cm}^2$$

$$\sigma_e = 1,4 \cdot 2923 = 4100 \text{ N/cm}^2$$

$$\sigma_{xi}' = 10,65 \cdot 2400/4100 = 6,23 \text{ N/cm}^2 > 3,88$$

Knicken in Y-Richtung:

$$e_{y'} = 5,33 / (0,30 \cdot 5,23) = 3,4 \rightarrow \text{Punkt 590} \rightarrow 4,0$$

$$\text{Punkt 585} \rightarrow 3,0$$

Tabelle 10

bei Punkt 585 und 1%: $\sigma_{xi} = 1,4 \cdot 4,20 = 5,88 \text{ kp/cm}^2$
 $\sigma_e = 1,4 \cdot 2890 = 4050 \text{ kp/cm}^2$
 $\sigma_{xi}' = 5,88 \cdot 2400 / 4050 = 3,49 \text{ kp/cm}^2$

bei Punkt 590 und 1%: $\sigma_{xi} = 1,4 \cdot 3,14 = 4,40 \text{ kp/cm}^2$
 $\sigma_e = 1,4 \cdot 3004 = 4210 \text{ kp/cm}^2$
 $\sigma_{xi}' = 4,40 \cdot 2400 / 4210 = 2,51 \text{ kp/cm}^2$

bei 3,4 : $\sigma_{xi}' = 3,49 - 0,98 \cdot 0,4 / 1,0 = 3,49 - 0,39 = 3,10 \text{ kp/cm}^2$

bei Punkt 585 und 2%: $\sigma_{xi} = 1,4 \cdot 5,90 = 8,26 \text{ kp/cm}^2$
 $\sigma_e = 1,4 \cdot 2110 = 2950 \text{ kp/cm}^2$
 $\sigma_{xi}' = 8,26 \cdot 2400 / 2950 = 6,72 \text{ kp/cm}^2$

bei Punkt 590 und 2%: $\sigma_{xi} = 1,4 \cdot 4,46 = 6,26 \text{ kp/cm}^2$
 $\sigma_e = 1,4 \cdot 2198 = 3070 \text{ kp/cm}^2$
 $\sigma_{xi}' = 6,26 \cdot 2400 / 3070 = 4,89 \text{ kp/cm}^2$

bei 3,4: $\sigma_{xi}' = 6,72 - 1,83 \cdot 0,4 / 1,0 = 6,72 - 0,73 = 5,99 \text{ kp/cm}^2$

$$F_{\text{min}} = (1 + 1 \cdot 0,78 / 2,89) \cdot 30 \cdot 45 / 100 = 17,2 \text{ cm}^2 < 4,826 \cdot 21,2$$

Wind über Eck:

Vereinfachtes Nachweis mit der Stützendiagonale als Bezugsrande.

Kippen in X-Richtung:

$$\sigma_{xi} = 3,88 \text{ kp/cm}^2$$

$$e_{x'} = 1,54$$

$$e_{y'} = 394 / (0,30 \cdot 5,23) = 2,50$$

Punkt ~ 554 Tabelle 22

- 10148/1744-

bei 10%: $\sigma_{bi} = 1,5 \cdot 2,96 = 4,44 \text{ kp/cm}^2$
 $\sigma_e = 1,5 \cdot 2234 = 3350 \text{ kp/cm}^2$
 $\sigma_{bi}' = 4,44 \cdot 2400 / 3350 = 3,18 \text{ kp/cm}^2$

bei 20%: $\sigma_{bi} = 1,5 \cdot 4,39 = 6,58 \text{ kp/cm}^2$
 $\sigma_e = 1,5 \cdot 1780 = 2670 \text{ kp/cm}^2$
 $\sigma_{bi}' = 6,58 \cdot 2400 / 2670 = 5,92 \text{ kp/cm}^2$

$F_{\text{em}} = (1,0 + 1,0 \cdot 0,70 / 2,74) \cdot 30 \cdot 45 / 100 = 17,0 \text{ cm}^2 < 4\phi 26 = 21$

Kippen in Y-Richtung

$\sigma_{bi} = 3,88 \text{ kp/cm}^2$

$e_x' = 2,63 / (0,30 \cdot 5,23) = 1,67$

$e_y' = 3,4$

Punkt 581 mit $e_x = 1,00$ und $e_y = 3,00$

Punkt 577 mit $e_x = 2,00$ und $e_y = 3,00$

Punkt 589 mit $e_x = 1,00$ und $e_y = 4,00$

Punkt 588 mit $e_x = 2,00$ und $e_y = 4,00$

Tabelle 22

Punkt 588: $\sigma_{bi} = 1,5 \cdot 2,93 = 4,40 \text{ kp/cm}^2$

bei 20%: $\sigma_e = 1,5 \cdot 1893 = 2840 \text{ kp/cm}^2$

$\sigma_{bi}' = 4,40 \cdot 2400 / 2840 = 3,72 \text{ kp/cm}^2$

Punkt 589: $\sigma_{bi} = 1,5 \cdot 3,65 = 5,46 \text{ kp/cm}^2$

bei 20%: $\sigma_e = 1,5 \cdot 2011 = 3020 \text{ kp/cm}^2$

$\sigma_{bi}' = 5,46 \cdot 2400 / 3020 = 4,34 \text{ kp/cm}^2$

$(\sigma_{bi}') = 4,34 - 0,62 \cdot 0,67 / 1,00 = 4,34 - 0,42 = 3,92 \text{ kp/cm}^2$

Punkt 577: $\sigma_{bi} = 1,5 \cdot 3,49 = 5,23 \text{ kp/cm}^2$

bei 20%: $\sigma_e = 1,5 \cdot 1818 = 2720 \text{ kp/cm}^2$

$\sigma_{bi}' = 5,23 \cdot 2400 / 2720 = 4,62 \text{ kp/cm}^2$

Punkt 581: $\sigma_{bi} = 1,5 \cdot 4,46 = 6,70 \text{ kp/cm}^2$

bei 20%: $\sigma_e = 1,5 \cdot 1898 = 2850 \text{ kp/cm}^2$

$\sigma_{bi}' = 6,70 \cdot 2400 / 2850 = 5,65 \text{ kp/cm}^2$

$$\sigma_{L}'' = 5,65 - 1,03 \cdot 0,67/1,00 = 5,65 - 0,69 = 4,96 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{L}''' = 4,96 - 1,04 \cdot 0,4/1,00 = 4,96 - 0,41 = 4,55 \text{ kN/cm}^2$$

Punkt 588:

bei 1%

$$\sigma_{L_i} = 1,5 \cdot 1,97 = 2,96 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_L = 1,5 \cdot 2387 = 3580 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{L_i}' = 2,96 \cdot 2400/3580 = 1,98 \text{ kN/cm}^2$$

Punkt 589:

bei 1%:

$$\sigma_{L_i} = 1,5 \cdot 2,50 = 3,75 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_L = 1,5 \cdot 2650 = 3970 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{L_i}' = 3,75 \cdot 2400/3970 = 2,25 \text{ kN/cm}^2$$

$$(\sigma_{L_i}') = 2,25 - 0,27 \cdot 0,67/1,00 = 2,25 - 0,18 = 2,07 \text{ kN/cm}^2$$

Punkt 577:

bei 1%:

$$\sigma_{L_i} = 1,5 \cdot 2,32 = 3,48 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_L = 1,5 \cdot 2270 = 3400 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{L_i}' = 3,48 \cdot 2400/3400 = 2,46 \text{ kN/cm}^2$$

Punkt 581

bei 1%:

$$\sigma_{L_i} = 1,5 \cdot 3,07 = 4,60 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_L = 1,5 \cdot 2450 = 3670 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{L_i}' = 4,60 \cdot 2400/3670 = 3,01 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{L_i}'' = 3,01 - 0,55 \cdot 0,67/1,00 = 3,01 - 0,37 = 2,64 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{L_i}''' = 2,64 - 0,57 \cdot 0,4/1,00 = 2,64 - 0,23 = 2,41 \text{ kN/cm}^2$$

$$F_{\text{zul}} = (1,0 + 1,0 \cdot 1,47/2,14) \cdot 30 \cdot 45/100 = 227 \text{ cm}^2$$

$$\sim 4526 = 21,2$$

Bewehrungsgründersdrehung wegen Extrem-Lastfall vernachlässigt

Montagezustand, Stützen frei, EG montiert.

Bemerkung wie bei Pos. A31

Normalkräfte

aus Pos. A31 =

Stützenaußenwirkung

$$11,27 \text{ kN}$$

$$5,23 \text{ kN}$$

$$N = 16,50 \text{ kN}$$

WindlastWie Pos. A31: $M_{w,x} = 4,10 \text{ kpm/m}$; $W_x = 0,65 \text{ kPa}$ Nachweis σ für Knicken in X-Richtung

$$\Sigma M_x = 2,63 + 4,10^* + 1,06 + 0,76^* = 8,55 \text{ kpm/m}$$

(* aus Pos. A31)

$$\sigma_{bi} = 16500 / (30 \cdot 45) = 12,2 \text{ kp/cm}^2$$

$$ex' = 8,55 / (0,45 \cdot 16,50) = 1,15 \rightarrow 404$$

Tabelle 12:

bei 1%: $\sigma_{bi} = 1,4 \cdot 11,4 = 16,0 \text{ kp/cm}^2$
 $\sigma_e = 1,4 \cdot 2325 = 3250 \text{ kp/cm}^2$
 $\sigma_{bi}' = 16,0 \cdot 2400 / 3250 = 11,85 \text{ kp/cm}^2$

bei 2%: $\sigma_{bi} = 1,4 \cdot 16,0 = 22,4 \text{ kp/cm}^2$
 $\sigma_e = 1,4 \cdot 1680 = 2380 \text{ kp/cm}^2$

$$F_{\text{em}} = (1,0 + 1,0 \cdot 0,35 / 10,55) \cdot 30 \cdot 45 / 100 = 14,0 \text{ cm}^2 < 4 \Phi 26$$

Endzustand:

Wie Pos. A31

Stützenfuß:Einspanntiefe $t = 80 \text{ cm}$

$$\max M = 8,55 \text{ kpm}$$

$$\Phi - z = 3 \cdot 8,55 / (2 \cdot 0,80) = 16,0 \text{ kPa}$$

$$\sigma = 16000 / (0,9 \cdot 30 \cdot 41) = 13,1 \text{ kp/cm}^2$$

$$T = 131 \cdot 0,30 \cdot \frac{2}{3} \cdot 0,80 = 21,0 \text{ kPa}$$

$$F_{\text{em}} = 21,0 / 2,400 = 8,8 \text{ cm}^2 < 10 \Phi 8 \text{ auf rd. } 70 \text{ cm von unten anlegen.}$$

Stützenkonsol

Wie Pos. A31

(b/d = 30/35 cm) Nachträgleiche auf 32/35 cm geändert

Belastung

Stützen werden durch die Dachdecke belastet.
Geschoßdecken-Elemente wegen Montage
der Giebelwand vorgesehen.

$$\text{aus Vollplatte: } 0,400 \cdot 4,80 \cdot 3,00 / 2 = 2,88 \text{ kN}$$

$$\text{aus Rippendecke: } (0,200 + 0,020 + 0,030) \cdot 4,80 \cdot 7,00 / 2 = 4,20 \text{ "}$$

$$4 \cdot (0,16 + 0,03) \cdot 7,00 / 2 = 2,67 \text{ "}$$

$$0,40 \cdot 0,25 \cdot 2,500 \cdot 4,80 = 1,20 \text{ "}$$

$$\text{Dachlast: } 2 \cdot 0,76 \cdot (7,00 + 3,00) / 2 = 7,60 \text{ "}$$

$$\text{Unterzug: } 0,30 \cdot 0,50 \cdot 2,500 \cdot 4,80 = 1,81 \text{ "}$$

$$\text{Stütze: } 0,30 \cdot 0,35 \cdot 2,500 \cdot \sim 4,00 = 1,06 \text{ "}$$

$$N = 21,42 \text{ kN}$$

Tragfähigkeit in B300

$$F_B = 30 \cdot 35 = 1050 \text{ cm}^2 \cdot 0,080 = 84,0 \text{ kN}$$

$$F_{\text{StB}} = 4 \cdot \Phi 16 = 8,0 \text{ cm}^2 \cdot 1,400 = 11,2 \text{ "}$$

$$95,2 \text{ kN} > 21,42$$

Bügel: $\Phi 6/19 \text{ cm}$

Montage lastfall

Stütze und Balken montiert.

$$\begin{aligned} H_w &= 0,70 \cdot 0,060 \cdot 4,80 + 0,060 \cdot 0,35 \cdot 3,75 = \\ &= 0,20 + 0,08 = 0,28 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$M_w = 0,20 \cdot 4,10 + 0,08 \cdot 3,75 / 2 = 0,82 + 0,15 = 0,97 \text{ kNm}$$

$$N = 1,06 + 1,81 = 2,87 \text{ kN}$$

$$\lambda = 3,47 \cdot 2 \cdot 375 / 30 = 87; \quad \alpha_m = 1,45$$

$$\Delta M = 1,45 \cdot 2,87 \cdot 0,30 / 6 = 0,21 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M = 0,97 + 0,21 = 1,18 \text{ kNm}$$

$$\sigma_k = 2870 / (30 \cdot 35) = 2,73 \text{ kN/cm}^2$$

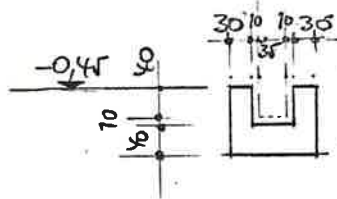
$$\epsilon_{x1} = 1,18 / (0,30 \cdot 2,87) = 1,37 \rightarrow \text{Punkt 487}$$

Tabelle 10

$$F_{\text{zul}} \leq 0,8 \cdot 30 \cdot 35 / 100 = 8,4 \text{ cm}^2 \sim 4 \Phi 16 = 8,0 \text{ cm}^2$$

Fundament in B225

$$a/b/t = 1,10/1,15/0,40 \text{ m}$$



$$G_F = 1,10 \cdot 1,15 \cdot 0,90 \cdot 2,500 =$$

von oben

$$2,85 \text{ kN}$$

$$21,42$$

$$N = 25,27 \text{ kN}$$

$$\max \sigma_0 = 25,27 / (1,10 \cdot 1,15) = 20,0 \text{ kN/cm}^2 = \text{zul.}$$

Kesslung bei Montagezustand:

$$e = 1,18 / (2,87 + 2,85) = 0,206 \text{ m}; \quad r = 0,294 \text{ m}$$

$$\sigma = 2 \cdot 5,72 / (3 \cdot 1,15 \cdot 3 \cdot 0,294) = 11,3 \text{ kN/cm}^2 < 1,3 \cdot 290$$

Fundamentbewehrung

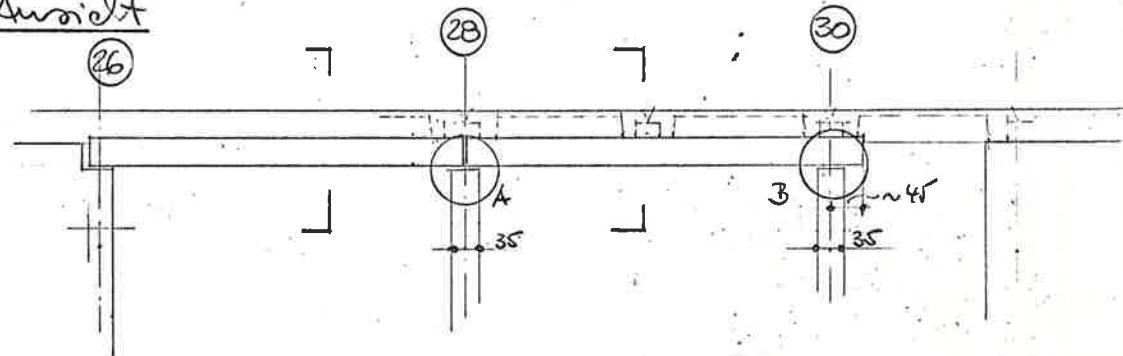
Netzbewehrung $\Phi 8/20$ Kreisweise,

im Schluff Bügel $\Phi 8/5 \text{ cm}$, senkrecht 5 $\Phi 8$ je Seite

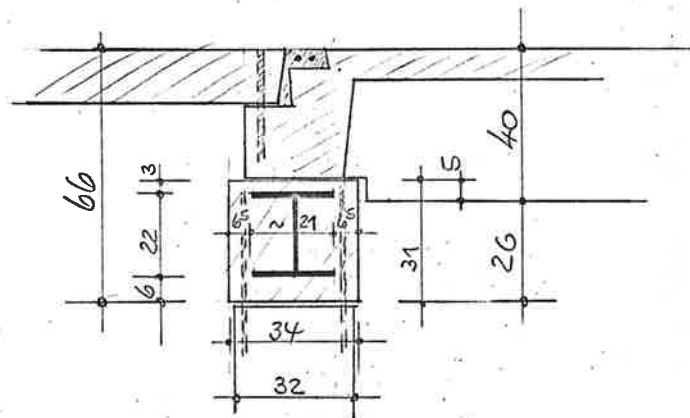
Pos. A35 Unterzüge in Reihe E, 26-30, im EG

(Bemerkung: Gründung nicht tragfähig geändert)

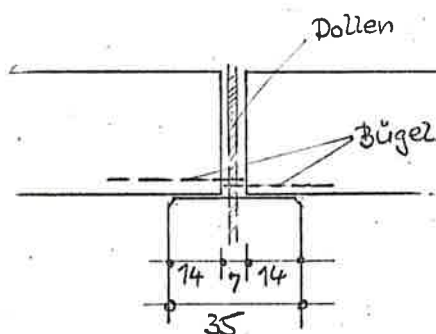
Ansicht



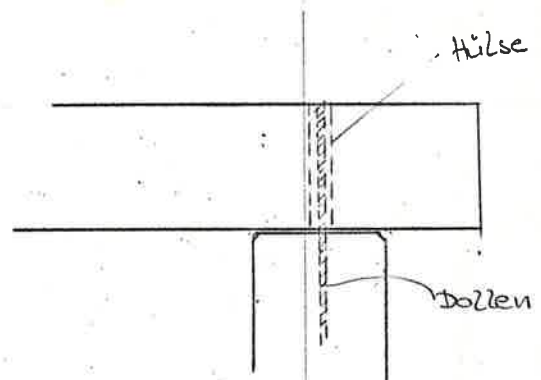
Querschnitt



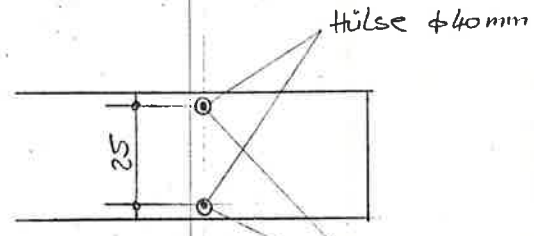
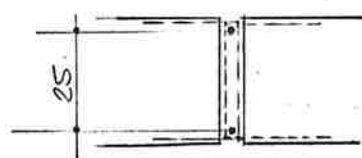
Detail A



Detail B



Aufsichten



Belastung

Wegen der Montage der Giebelwände werden die Dachplatten mit $p = 500 \text{ kg/m}^2$ angesetzt

Flächlast:

$$\text{Eingewicht: } 0,34 \cdot 0,31 \cdot 2,500 = 0,27 \text{ Mp/m}$$

$$\text{Randbalken: } 0,25 \cdot 0,35 \cdot 2,500 = 0,22 \text{ "}$$

$$\text{Deckenplatte - Fl: } (0,500 + 0,350 + 0,030) \cdot 3,00/2 = 1,32 \text{ "}$$

$$q = 1,81 \text{ Mp/m}$$

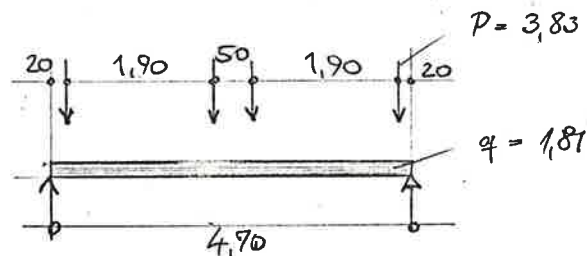
Einzellasten aus Rippendecke:

$$(0,500 + 0,200 + 0,030) \cdot 2,40 \cdot 7,20/4 = 3,16 \text{ Mp}$$

$$(0,16 + 0,03) \cdot 7,00/2 = 0,67 \text{ "}$$

$$P = 3,83 \text{ Mp}$$

(bei Pos. A2 $P = 3,03 \text{ Mp} < 3,83$)

LadaBild

$$A = B = 1,81 \cdot 4,70/2 + 2 \cdot 3,83 = 4,25 + 7,66 = 11,91 \text{ Mp}$$

$$M = 1,81 \cdot 4,70^2/8 + 3,83 (0,20 + 2,10) = 5,02 + 8,80 = 13,82 \text{ Mpm}$$

gew. IPBv 200 mit $W_x = 991 \text{ cm}^3$; $J_x = 10900 \text{ cm}^4$

$$\text{vorh. } \sigma = 1382/991 = 1,395 \text{ Mp/cm}^2 < 1,400$$

$$\text{zif. } J_x \sim 119 \cdot 13,82 \cdot 4,70 = 17730 \text{ cm}^4 < 10900$$

Schubspannung:

$$\tau = 11910 / (1,6 \cdot 16,8) = 442 \text{ kg/cm}^2 < 900/2$$

bei Trägern ist feuerbeständig zu munanteln

- 10148/1751 -

Pos. A36

Treppenläufe

Querschnitt vergleiche nächste Seite.

$$l \approx 5,50 \text{ m} ; \text{min } h = 550/35 = 15,7 \text{ cm}$$

BelastungPodestbereich (auf rd. 0,80 m von A):

7 cm Plattenbelag im Mörtelbett

$$0,175 \text{ kN/m}^2$$

32 cm Stahlbeton: $0,32 \cdot 2,500 =$

$$0,800$$

$$g = 0,975 \text{ kN/m}^2$$

$$p = 0,500 \text{ "}$$

$$q_1 = 1,475 \text{ kN/m}^2$$

Laufbereich (auf 4,70 m von B):

7 cm Tritthölzer im Mörtelbett:

$$0,175 \text{ kN/m}^2$$

7 cm Setzstufen: $0,07 \cdot 2,500 \cdot 0,16/0,32 =$

$$0,090 \text{ "}$$

Stufenreihe: $0,16 \cdot 2,300/2 =$

$$0,185 \text{ "}$$

18 cm Laufplatte: $0,18 \cdot 2,500/0,89 =$

$$0,510 \text{ "}$$

$$g = 0,970 \text{ kN/m}^2$$

$$p = 0,500 \text{ "}$$

$$q_2 = 1,470 \text{ kN/m}^2$$

$$A = B = 1,470 \cdot 5,50/2 = 4,04 \text{ kN/m}$$

$$M = 1,470 \cdot 5,50^2/8 = 5,55 \text{ kNm/m}$$

 Bemessung in B 450

$$d = 18 \text{ cm}$$

$$h = 18 - 2 = 16 \text{ cm} = 6,8 \sqrt{5,55 \cdot 125/2500}$$

$$k_{tr} = 5,55 \cdot 41,2/16 = 14,3 \text{ cm}^2/\text{m} < \text{Zett R 1571}$$

Auflagerkonsol am Zwischenpodest

$$M \approx 4,04 \cdot 0,25 = 1,01 \text{ kNm/m} ; b/d = 100/15 \text{ cm}$$

$$f_{ctm} = 1,01 \cdot 45/12 = 3,8 \text{ cm}^2/\text{m} < \Phi 8/13 \text{ cm} = 3,9$$

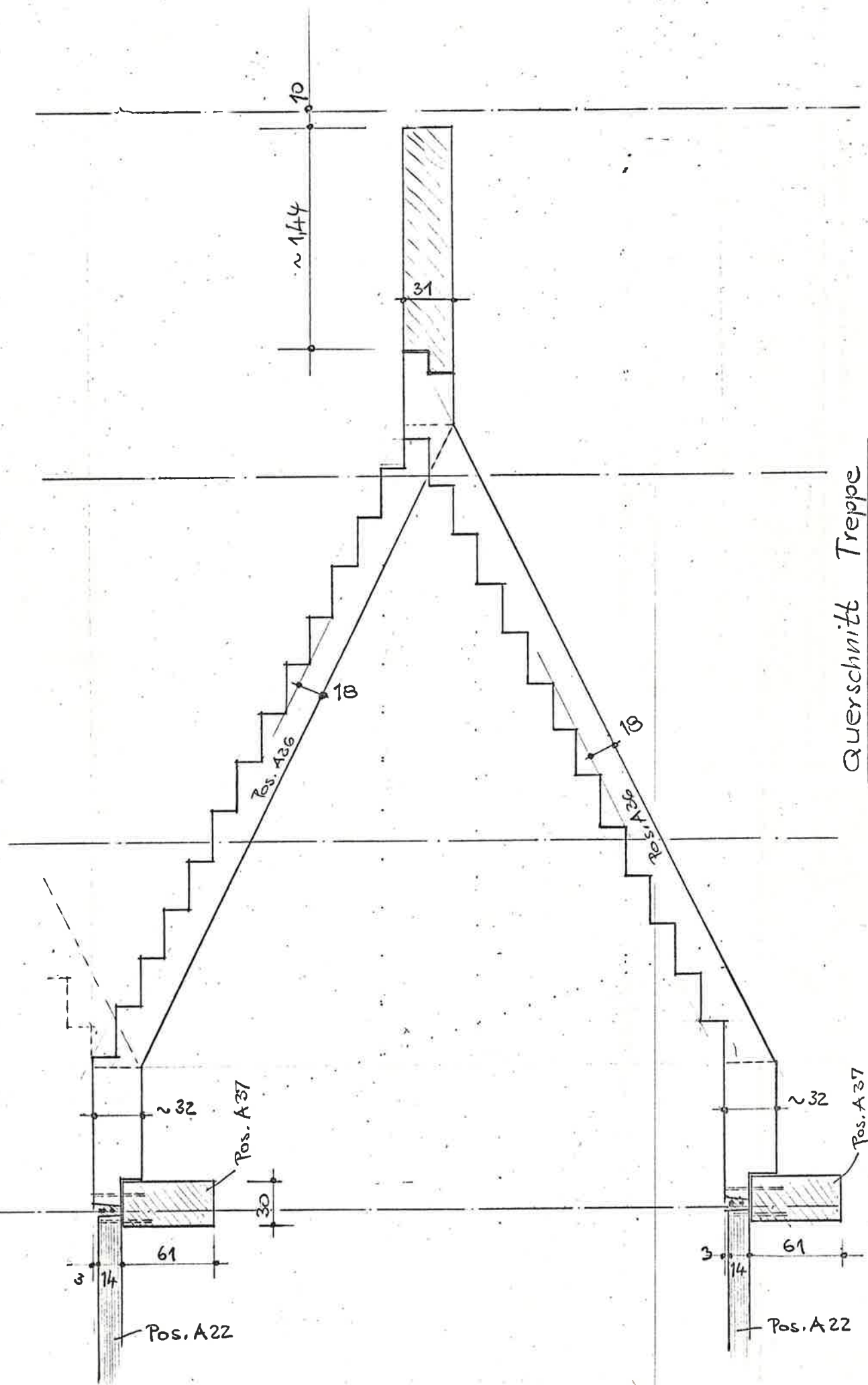
$$\text{Stägerisen: } f_{cs} = 4,04/2,400 = 1,7 \text{ cm}^2/\text{m} = 6 \Phi 6 \text{ als Zulage}$$

Transversalbewehrung nach Werkstoffnormen

INGENIEURBÜRO FÜR BAUWESEN DIPL.-ING. G. TREPTOW BERATENDER INGENIEUR VBI, 4 DÜSSELDORF, AM WEHRHAHN 67

- 10 148/A32 -

Pos. A36



Querschnitt Treppe

Pos. A36a Treppenlauf im EG, Adresse 1 - 3

Wegen der Führung eines Lüftungsschloßes wird die Porenbetonplatte von 32 auf 23 cm verringert.

Moment am Treppenknie:

$$\begin{aligned} M &\sim 4,04 \cdot 1,10 - 1,495 \cdot 1,10^2/2 = \\ &= 4,45 - 0,88 = 3,57 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

$$l = 23 - 2 = 21 \text{ cm} = 11,1 \sqrt{3,57}$$

$$f_{III} = 3,57 \cdot 46/21 = 7,9 \text{ cm}^2/\text{m} < \Phi 14/18 \text{ cm} = 8,6$$

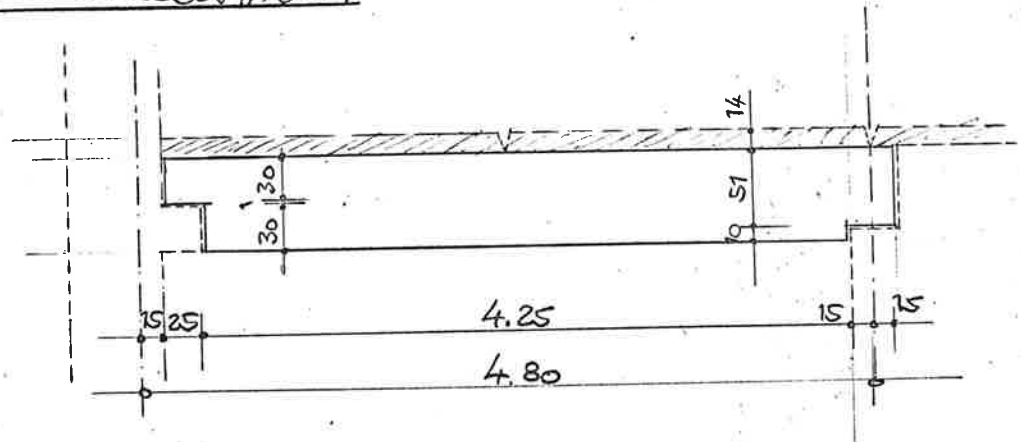
bzw.

$$f_{IV} = 3,57 \cdot 40/21 = 6,8 \text{ cm}^2/\text{m} < \text{Zell R 1571}$$

Pos. A37^a Auflagerbalken wie vor

Im Bereich der Achse 1-3 erfolgt in Achse 1 eine andere Auflagerung.

Balkenaussicht



Nachweis der Auflagerung

$$M \approx 13,45 \cdot (0,25 + 0,15) = 5,40 \text{ Npm}$$

$$h = 30 - 3 = 27 \text{ cm} = 6,3 \sqrt{5,40 / 0,30} \quad 130 / 2400$$

$$F_{em} = 5,40 \cdot 49 / 27 = 9,80 \text{ cm}^2 < 7 \phi 14 = 10,8 \text{ als senkrechte Stabdügel}$$

$$\text{Dügel: } \phi 6 / 5 \text{ cm}$$

$$\tau = 13450 / (0,85 \cdot 30 \cdot 27) = 19,5 \text{ N/cm}^2 < 23$$

$$F_{es} = 13,45 / (\sqrt{2} \cdot 2400) = 4,0 \text{ cm}^2 = 2 \phi 16$$

Pos. A37 Auflagerbalken in Reihe E

$$l = 4,50 + 0,20 = 4,70 \text{ m}$$

Belastung

$$\text{aus Pos. A 22} =$$

$$1,65 \text{ kN/m}$$

$$\text{aus Pos. A 36} = 2 \cdot 4,04 \cdot 200 / 4,50 =$$

$$3,60 \text{ "}$$

$$\text{Eigengewicht: } 0,30 \cdot 0,61 \cdot 2,500 =$$

$$0,46 \text{ "}$$

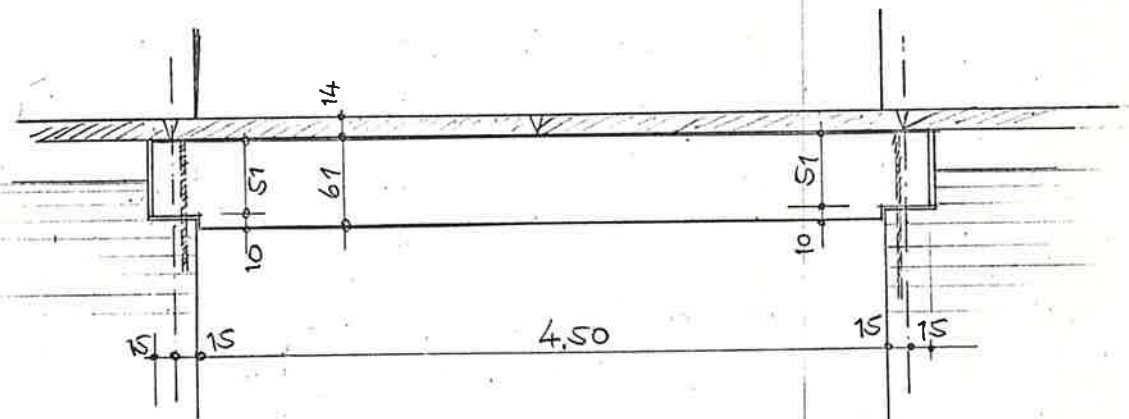
$$q = 5,71 \text{ kN/m}$$

$$A = B = 5,71 \cdot 4,70 / 2 = 13,45 \text{ kN}$$

$$M = 5,71 \cdot 4,70^2 / 8 = 15,90 \text{ kNm}$$

Bewehrung in B 450

Balkenaussicht



$$b_0/d_0 = 30/61 \text{ cm (vergleichbare Schnitt bei Pos. A 36)}$$

$$h = 61 - 3,5 = 57,5 \text{ cm} = 7,9 \sqrt{15,90/0,30} \quad 98/2400$$

$$F_{\text{erz}} = 15,90 \cdot 47,7 / 57,5 = 13,3 \text{ cm}^2 < 2\Phi 24 + 2\Phi 20 = 9,1 + 6,3$$

$$\text{Bügel: } \Phi 6 / 20 \text{ cm}$$

An der Einschnürung.

$$M \approx 13,45 \cdot 0,25 = 3,36 \text{ kNm} \rightarrow F_{\text{erz}} < 2\Phi 24$$

$$\tau = 13450 / (0,9 \cdot 30 \cdot 47,5) = 10,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{aufgebogen } 2\Phi 20 = 8,9 \text{ cm}^2$$

$$11 \text{ Bügel } \Phi 6 =$$

$$6,2 \text{ "}$$

$$\text{NE: } 2\Phi 12$$

$$15,1 \text{ cm}^2$$

Pos. A38 Zwischenpodeste

Vergleiche Querschnitt bei Pos. A36

$$l = 4,50 + 0,20 = 4,70 \text{ m}$$

$$b \sim 1,44 \text{ m}$$

Belastung

17 cm Plattenbelag im Möstelbett

$$0,175 \text{ Mp/m}^2$$

31 cm Stahlbeton

$$0,775 \text{ "}$$

$$g = 0,950 \text{ Mp/m}^2$$

$$p = 0,580 \text{ "}$$

$$q = 1,450 \text{ Mp/m}^2$$

Randlast aus den Treppenläufen

$$S' = 2 \cdot 2,00 \cdot 4,04 = 16,16 \text{ Mp} / 4,50 = 3,60 \text{ Mp/m}$$

Momente

$$M_g = 1,450 \cdot 4,70^2 / 8 = 4,05 \text{ Mp/m}$$

$$M_s = 3,60 \cdot 4,70^2 / 8 = 10,00 \text{ Mp/m}$$

Momente nach Halm, Tafel 14

$$E = 1,44 / 4,70 = 0,306$$

$$m = 2 + 2 \cdot 0,056 / 0,25 = 2 + 0,45 = 2,45$$

$$K = 1,450 \cdot 1,44 \cdot 4,70 = 9,82 \text{ Mp}$$

$$M_g = 9,82 / 2,45 = 4,03 \text{ Mp/m}$$

$$M_s = 16,16 \cdot 1,17 / 2,45 = 7,75 \text{ Mp/m}$$

Negative Feldmomente nach Halm, Tafel 15

$$P \sim 3,60 \cdot 4,70 / 4 = 4,35 \text{ Mp}$$

$$M_y = 4,35 [2 \cdot (-0,07) + (-0,26)] / 2,45 = -0,71 \text{ Mp/m}$$

Standrichtung 4:

Die Platte wird außermittig durch die Treppenläufe belastet.

Es wird ein Kippenmoment bis zu Auflagerbreite ermittelt. (vergl. nachfolgende Skizze)

$$M_K = 16,16 (0,15/2 + \sim 0,05) = 2,02 \text{ kNm}$$

$$M_{ST} = 0,950 \text{ t/m}^2 \cdot 4,50 \cdot 1,44 \cdot (1,44/2 - 0,15) = 3,52 \text{ kNm}$$

bzw.

$$M_K' = 2,02 \cdot (1,470 - 0,500) / 1,470 = 1,33 \text{ kNm/m}$$

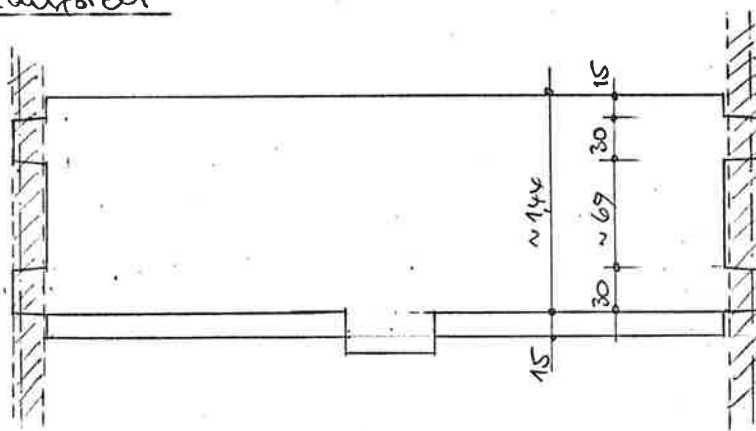
$$M_{ST}' = 3,52 \cdot (0,950 - 0,175) / 0,950 = 2,88 \text{ kNm/m}$$

Der Endzustand ist maßgebend.

$$\eta = 3,52 / 2,02 = 1,74 > 1,5$$

Beurteilung in B 600

Plattenaufricht



Streifen mit Randlaib

Das Moment aus der Randlaib wird auf 5 cm Breite verteilt.

$$M' = 4,05 \cdot 0,5 + 10,00 = 2,13 + 10,00 = 12,13 \text{ kNm}$$

$$l = 31 - 3 = 28 \text{ cm} = 5,95 \sqrt{12,13 / 0,55} \cdot 145 / 2400$$

$F_{\text{III}} = 12,13 \cdot 49,5 / 28 = 21,5 \text{ cm}^2 < 7 \cdot \pi \cdot 20^2 = 220 \text{ cm}^2$, in Randbereich einlegen, davon 4 $\Phi 20$ ins Auflagerbündel

Im Restbereich:

$$f_{\text{rest}} \sim (4,03 + 7,75) \cdot 47,5 / 28 = 200 \text{ cm}^2/\text{m} < \Phi 20 / 15 \text{ cm}$$

VE: $\Phi 10 / 20 \text{ cm}$

Obere Bewehrung:

$$f_{\text{top}} = 0,71 \cdot 45 / 28 = 1,2 \text{ cm}^2/\text{m} < \Phi 10 / 20 \text{ cm} \text{ Reizvers.}$$

Transportaufwand:

$$M = 0,775 \cdot 4,50^2 / 8 = 1,96 \text{ kNm/m}$$

$$f_{\text{trans}} = 1,96 \cdot 27 / 28 = 1,9 \text{ cm}^2/\text{m} < \Phi 10 / 20 \text{ cm} \text{ oben}$$

Auflagekonsole der Laufplatten

$$Q = 4,04 \text{ kN/m (Pos. A36)}$$

$$M \sim 4,04 \cdot 0,30 = 1,22 \text{ kNm/m}$$

d $\geq 15 \text{ cm}$

$$f_{\text{cons}} = 1,22 \cdot 46 / 12 = 4,7 \text{ cm}^2/\text{m} < \Phi 8 / 10 \text{ cm} = \text{bzw. } \Phi 10 / 16 \text{ cm}$$

Stägerisen als Zulagen (Anfängerisen)

$$F_{\text{st}} = 4,04 / 2,400 = 1,7 \text{ cm}^2/\text{m} = 6 \Phi 6$$

Auflagekonsole der Podestplatte

$$\text{Aus Randlaib: } 16,16 / 2 = 8,08 \text{ kN}$$

$$\text{aus Podest: } 1,450 \cdot 4,50 \cdot 1,44 / 4 = 2,35 \text{ "}$$

$$\text{Verblendung: } 0,085 \cdot 1,800 \cdot 6,20 \cdot 0,80 = 0,76 \text{ "}$$

$$Q = 11,19 \text{ kN}$$

$$M \approx 11,19 \cdot 0,30 = 3,35 \text{ kNm}$$

$$b_0/d_0 = 30/31 \text{ cm}$$

$$h = 28 \text{ cm} = 8,4 \sqrt{3,35/0,30}$$

$$f_{\text{top}} = 3,35 \cdot 47,3 / 28 = 5,7 \text{ cm}^2 < 4 \Phi 20$$

Zusätzlich 4 $\Phi 10$ als senkrechte Hochbügel

Pos. A39 Wandscheibe Achse 1, A-D

Belastung

Auflast, n_2 Eigengewicht:

Bodenplatte:	$0,08 \cdot 2,500 \cdot 2,13/2 + 0,19 =$	0,41 kplm
Wandlast:	$0,20 \cdot 2,500 \cdot 3,95 =$	1,97 "
	<u>2.0G =</u>	<u>2,38 kplm</u>
Bodenplatte + Wandlast wie 2.0G =	2,38	"
	<u>1.0G =</u>	<u>4,76 kplm</u>
In EG wie 1.0G =	2,38	"
	<u>EG =</u>	<u>7,14 kplm</u>

Auflast, Verkehrslast

Dachdecke:	$0,050 \cdot 2,13/2 + 0,76 =$	0,82 kplm
Fassade:	$0,09 \cdot 2,500 \cdot 4,70 =$	1,06 "
	<u>2.0G =</u>	<u>1,88 kplm</u>
Geschosdecke = $(0,985 - 0,200) \cdot 2,13/2 =$	0,75	"
Fassade:	$0,09 \cdot 2,500 \cdot 4,10 =$	0,92 "
	<u>1.0G =</u>	<u>3,55 kplm</u>
In EG wie 1.0G =	1,67	"
	<u>EG =</u>	<u>5,22 kplm</u>

$\max N = 7,14 + 5,22 = 12,36 \text{ kplm im EG.}$

Windlast

Belastungsbreite: $B = 0,27 + 4 \cdot 2,40 = 9,87 \text{ m}$

Moment aus Windlast (bezogen auf -0,10)

$H_w = 0,060 \cdot 8,00 + 0,096 \cdot 4,90 = 0,48 + 0,47 = 0,95 \text{ kplm}$

$M_w = 0,48 \cdot 4,10 + 0,47 (8,10 + 4,90/2) =$
 $= 1,97 + 4,97 = 6,94 \text{ kpm/m}$

$M_w' = 6,94 \cdot 9,87 = 68,50 \text{ kpm}$

Randlast in Reihe A'

$$\begin{aligned}
 \text{Pfeilvorlage: } & \sim 0,10 \cdot 0,45 \cdot 2,500 \cdot 3 \cdot 4,10 = 1,39 \text{ Mp} \\
 \text{aus Pos. A 25: } & \sim 3 \cdot (14,32 - 5,24) = 27,24 \text{ " } \\
 \hline
 P = & 28,63 \text{ Mp}
 \end{aligned}$$

Bemessung in B 225

$d = 20 \text{ cm}$, an der Außenfront Verbreiterung
auf $b/d = 30/45 \text{ cm}$

Bewehrung:

Beidseitig BSTG-Matte R 188

Die Ränder sind mit je $2\Phi 14$ längs zu bewehren und mit Bügeln zu halten,

Wandverbreiterung mit $6\Phi 16$ und Bügel $\Phi 6/19 \text{ cm}$ bewehren.

Wird die Wandscheibe in Teilelementen hergestellt, so sind die Fugenverbindungen so auszubilden, daß im Endzustand eine statisch voll wirksame Scheibe entsteht.

Spannungsnachweis in Höhe der Kellendecke

Nachweis als unbewehrte Wand.

$$\lambda = 410/20 = 20,5; \quad \omega = 2,1$$

$$\text{zul. } \sigma_b = 550/2,1 = 262 \text{ N/mm}^2$$

$M_w + \max N$:

$$\sigma_M = \pm 6 \cdot 68,50 / (0,20 \cdot 7,15^2) = \pm 40,3 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_N = - 12,36 / (0,20 \cdot 1,00) = - 62,0 \text{ N/mm}^2 > 40,3$$

$$\sigma_{ST} = - 28,63 / (0,30 \cdot 0,45) = - 212,0 \text{ N/mm}^2$$

$$\max \sigma = \pm 40,3 - 212,0 = - 252,3 \text{ N/mm}^2 < 262$$

- 10 148/A59 -

Pos. A39

A40

Mw + min N

Stützenlast nicht angesetzt.

$$N = 5,22 \cdot 7,15 = 37,4 \text{ kN}$$

$$e = 68,50 / 37,4 = 1,83 \text{ m} < 7,15/3 = 2,38 \text{ m}$$

$$\max \sigma = 2 \cdot 37,4 / (0,20 \cdot 3 \cdot 1,745) = 71,5 \text{ kN/m}^2 < 262$$

gleiten:

$$\mu = 0,557 \cdot 37,4 / (9,87 \cdot 0,95) = 2,22 > 1,5$$

Die Bodenplatten sind mit den Wandscheiben durch Rollen zu verbinden.

Pos. A40 Wandscheibe Achse 9, A-D

Belastung

Im Vergleich zu Pos. A39 Lastzusammenstellung für Vollast.

Gleichlast über alles

Wie Pos. A 39 abzüglich Fassade

$$12,36 - 1,06 - 2 \cdot 0,92 =$$

$$q_1 = 946 \text{ kN/m}$$

Gleichlast auf 5,65m von Reihe D':

aus Pos. A9 =

$$\text{aus Pos. A20} = 2 \cdot 2,87 =$$

$$144 \text{ kN/m}$$

$$5,74 \cdot "$$

$$q_2 = 7,18 \text{ kN/m}$$

- 10 148/A 60 -

Pos. A 40

Einzellast in Reihe A

Wie Pos. A 39

$$P_1 = 28,63 \text{ Mp}$$

Einzellast auf Pos. A 27 ($x_A = 1,70 \text{ m}$)

$$\text{Attika: } \sim 0,20 \cdot 1,40 \cdot 2,500 \cdot 4,80/2 = 1,68 \text{ Mp}$$

$$\text{Brüstungen: } 2 \cdot 0,70 \cdot 4,50/2 = 3,15 \text{ "}$$

$$\text{Randbalken: } 3 \cdot 0,30 \cdot 0,68 \cdot 2,500 \cdot 4,80/2 = 3,68 \text{ "}$$

$$P_2 = 8,51 \text{ Mp}$$

Einzellast in B

$$\text{Pos. A 13} = 4,71 - 0,45 \cdot 4,70/2 = 3,65 \text{ Mp}$$

$$\text{Pos. A 23} = 2 (8,25 - 1,980 \cdot 4,70/2) = 7,20 \text{ "}$$

$$P_3 = 10,85 \text{ Mp}$$

Windlast

$$\text{Belastungsbreite: } B = 5 \cdot 2,40 = 12,0 \text{ m}$$

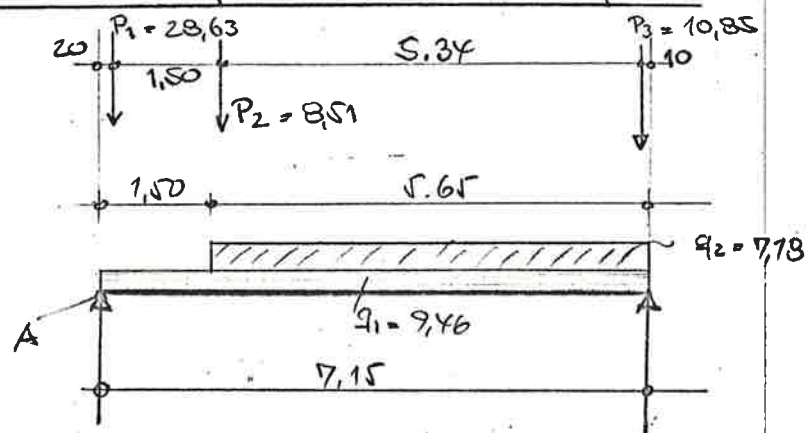
$$H_w = 0,95 \text{ Mp/m} > \text{Pos. A 39}$$

$$M_w = 6,94 \text{ Mp/m}$$

$$H_w' = 0,95 \cdot 12,00 = 11,40 \text{ Mp}$$

$$M_w' = 6,94 \cdot 12,00 = 83,20 \text{ Mp}$$

Lastschwerpunkt der Auflast



$$= 10\,148 / A_{61} -$$

Pos. A40
A41

$q_1:$	$9,46 \cdot 7,15 = 67,70 \text{ Mp}$	$\cdot 3,575 \text{ m} = 242,0 \text{ Mp/m}$
$q_2:$	$7,18 \cdot 5,65 = 40,60 \text{ "}$	$\cdot 4,325 \text{ "} = 176,0 \text{ "}$
$P_1:$	$28,63 \text{ "}$	$\cdot 0,20 \text{ "} = 5,8 \text{ "}$
$P_2:$	$8,51 \text{ "}$	$\cdot 1,70 \text{ "} = 14,5 \text{ "}$
$P_3:$	$10,85 \text{ "}$	$\cdot 7,05 \text{ "} = 76,5 \text{ "}$
	$156,39 \text{ Mp}$	$514,8 \text{ Mp/m}$

$$f = 514,8 / 156,39 = 3,28 \text{ m}; e = 0,295 \text{ m}$$

$$M = 156,39 \cdot 0,295 = 46,2 \text{ Mp/m}$$

Spannungsnachweis

$$\text{zul. } \sigma = 262 \text{ Mp/m}^2 \text{ (wie Pos. A39)}$$

$$\begin{aligned} \sigma &= - 156,39 / (0,20 \cdot 7,15) \pm 6 \cdot 46,2 / (0,20 \cdot 7,15^2) = \\ &= - 110,0 \pm 176,5 = - 176,5 \text{ Mp/m}^2 < 262 \end{aligned}$$

Bemerkung

Wand erhält o.N. die gleiche Ausführung wie Pos. A39

Pos. A41

Wandscheibe Adise 11, A-D

Bei gleicher Normallast und kleinerem Windmoment Ausführung wie Pos. A40

Belastungsbreite - Windlast

$$B = 6 \cdot 2,40 / 2 = 7,20 \text{ m}$$

$$H_w' = 0,95 \cdot 7,20 = 6,84 \text{ Mp}$$

$$M_w' = 6,84 \cdot 7,20 = 50,0 \text{ Mp/m}$$

Pos. A42 Wandscheiben an der Trennfuge

Bei geringeren Lasten Ausführung wie
Pos. A39, hier mit Lastzusammenstellung

Belastungsbreite - Windlast

$$B = 4 \cdot 2,40/2 + 0,15 = 4,95 \text{ m}$$

$$H_w = 0,95 \text{ kN/m} \quad \rightarrow \text{Pos. A39}$$

$$M_w = 6,94 \text{ kNm/m}$$

$$H_w' = 0,95 \cdot 4,95 = 4,70 \text{ kN}$$

$$M_w' = 6,94 \cdot 4,95 = 34,40 \text{ kNm}$$

Diese Kräfte werden auf die Scheiben (A-D und
E-H) je $\approx$ Hälfte verteilt.

Anflast

Wie Pos. A39 abzüglich der Fassade

$$q = 12,36 - 1,06 - 2 \cdot 0,92 = 9,46 \text{ kN/m}$$

Einzellast in Reihe A': $P \approx 28,63 \text{ kN}$ (Pos. A39)

Pos. A43 Wandscheibe in Achse 20, A-DBelastungGleichlast über alles

Wie Pos. A42 =

$$q_1 = 9,46 \text{ kN/m}$$

Gleichlast auf Stöbe von Reihe D'

Wie Pos. A39, abzüglich Fassade und Wandlasten

$$q_2 = 12,36 - 1,06 - 2 \cdot 0,92 - 3 \cdot 1,97 =$$

$$q_2 = 3,55 \text{ kN/m}$$

Einzellast in Reihe A1

Wie Pos. A 39 =

$$P_1 = 28,63 \text{ Mp}$$

Einzellast zwischen Reihe A und B:

Wie Pos. A 39 =

$$28,63 \text{ Mp}$$

Abzug für geringere Bedeutung

$$- \sim 3 \cdot (5,20 - 4,23) = - 3 \cdot 0,97 =$$

$$- 2,91 "$$

$$P_2 = 25,72 \text{ Mp}$$

Windlast

$$\text{Belastungsbreite : } B = 4 \cdot 2,40 = 9,60 \text{ m}$$

$$H_w = 0,95 \text{ Mp/m}$$

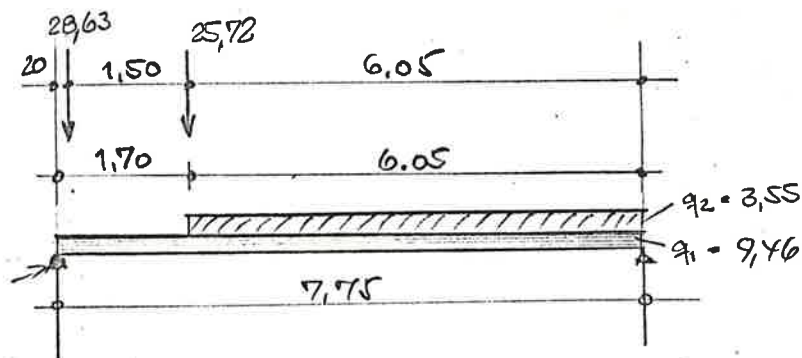
$$M_w = 6,94 \text{ Mp/m}$$

> Pos. A 39

$$H_w' = 0,95 \cdot 9,60 = 9,10 \text{ Mp}$$

$$M_w' = 6,94 \cdot 9,60 = 66,10 \text{ Mpm}$$

Verteilung der Kräfte auf 2 Scheiben (A-D und E-H) zu je 50%.

Geradschwerpunkt der Auflast

$$q_1: 9.46 \cdot 7.75 = 73.20 \text{ Mp} \quad 7.75/2 = 28.40 \text{ Mpm}$$

$$q_2: 3.55 \cdot 6.05 = 21.50 \text{ "} \quad 4.725 = 101.5 \text{ "}$$

$$P_1: 28.63 \text{ "} \quad 0.20 = 57.5 \text{ "}$$

$$P_2: 25.72 \text{ "} \quad 1.70 = 43.9 \text{ "}$$

$$149.05 \text{ Mp}$$

$$486.9 \text{ Mpm}$$

$$i = 486.9/149.05 = 3.27 \text{ m}; e = 60.5 \text{ cm}$$

- 10-143/A64-

Pos. A43
A44

$$A M = 149,05 \cdot 0,605 = 90,5 \text{ kpm}$$

$$\Sigma M = 90,5 \pm 66,50/2 = 123,8 \text{ kpm}$$

Spannung in Höhe der Kellendecke

$$\begin{aligned} \sigma_p &= -149,05 / (0,20 \cdot 7,75) \pm 6 \cdot 123,8 / (0,20 \cdot 7,75^2) - \\ &= -96,5 \pm 61,8 = -158,3 \text{ kpm}^2 < 262 \text{ (Pos. A39)} \end{aligned}$$

Wand erhält sinngemäß gleiche Ausführung
wie Pos. A39

Pos. A44

Wandschleife in Achse 24, A-D

Abmessungen und Ausführung wie Pos. A39.
Hier mit Lastzusammenstellung für die
Gründung.

Gleichlast:

$$\text{Wie Pos. A43} = 9,46 + 3,55 =$$

$$13,01 \text{ kpm}$$

$$\text{aus Kellendecke} \sim 1,400 \cdot 4,80/2 =$$

$$3,36 \text{ "}$$

$$\text{Kellwand} \sim 0,30 \cdot 2,500 \cdot 1,20 =$$

$$0,90 \text{ "}$$

$$\text{Fundament} \sim 1,20 \cdot 0,40 \cdot 2,500 =$$

$$1,20 \text{ "}$$

$$q = 18,47 \text{ kpm}$$

Einzellasten:

Wie Pos. A43:

$$P_1 = 28,63 \text{ Mp (neben Achse A)}$$

$$P_2 \sim \frac{2}{3} \cdot 25,72 = 17,20 \text{ Mp (0,90 m von } P_1)$$

Windlast auf - 0,10:

$$\text{Belastungsbreiten: } B_1 = 0,27 + 2 \cdot 2,40 = 5,07 \text{ m}$$

$$B_2 = 2 \cdot 2,40 - 0,27 = 4,53 \text{ m}$$

Breite B₁:

$$Hw = 0,95 \text{ Mplm}$$

$$Mw = 6,94 \text{ Mpm/m} > \text{Pos. A39}$$

$$Hw' = 0,95 \cdot 5,07 = 4,82 \text{ Mp}$$

$$Mw' = 6,94 \cdot 5,07 = 35,20 \text{ Mpm}$$

Breite B₂:

$$Hw = 0,060 \cdot 8,00 + 0,096 \cdot 1,15 = 0,48 + 0,11 = 0,57 \text{ Mplm}$$

$$Mw = 0,48 \cdot 4,00 + 0,11 \cdot 8,58 = 1,93 + 0,95 = 2,88 \text{ Mpm}$$

$$Hw' = 0,57 \cdot 4,53 = 2,58 \text{ Mp}$$

$$Mw' = 2,88 \cdot 4,53 = 13,05 \text{ Mpm}$$

$$\Sigma Hw = 4,82 + 2,58 = 7,40 \text{ Mp}$$

$$\Sigma Mw = 35,20 + 13,05 = 48,25 \text{ Mpm}$$

Pos. A45Wandschleife in Achse 28/A-D

Abmessungen und Ausführung wie Pos. A39

hier mit Lastzusammenstellung für die Gründung.

gleichlast

aus Bodenplatten Pos. A18 :

$$3 \cdot (0,905 \cdot 2,13/2 + 0,19) =$$

$$3,50 \text{ Mplm}$$

$$\text{Fassade: } 0,09 \cdot 2,100 \cdot \sim 5,00 =$$

$$1,13 \text{ "}$$

$$\text{Wandlast: } 0,20 \cdot 2,500 \cdot 2 \cdot 3,95 =$$

$$3,95 \text{ "}$$

$$q = 8,58 \text{ Mplm}$$

Randlast in Reihe A'

$$\text{Pfeiler vorlage: } \sim 0,10 \cdot 0,45 \cdot 9,00 \cdot 2,500 =$$

$$1,02 \text{ Mplm}$$

$$\text{Pos. A25: } \sim 3 \cdot (14,32 - 5,24) =$$

$$27,24 \text{ "}$$

Abminderung wegen kürzerer
Bedenkspannweite

$$- 3 \cdot (5,20 - 4,23) =$$

$$- 2,91 \text{ "}$$

$$P = 25,35 \text{ Mplm}$$

Windlasten auf - 0,10

$$\text{Belastungsbreiten: } B_1 = 2 \cdot 2,40 + 0,27 = 5,07 \text{ m}$$

$$B_2 = 2 \cdot 2,40 - 0,27 = 4,53 \text{ m}$$

Breite B_1 :

$$H_w = 0,57 \text{ kplm}$$

$$M_w = 2,88 \text{ kpm/m} > \text{Pos. A44}$$

$$H_w' = 0,57 \cdot 5,07 = 2,89 \text{ kp}$$

$$M_w' = 2,88 \cdot 5,07 = 14,65 \text{ kpm}$$

Breite B_2 :

$$H_w = 0,060 \cdot 5,00 = 0,30 \text{ kplm}$$

$$M_w = 0,30 \cdot 2,50 = 0,75 \text{ kpm/m}$$

$$H_w' = 0,30 \cdot 4,53 = 1,36 \text{ kp}$$

$$M_w' = 0,75 \cdot 4,53 = 3,40 \text{ kpm}$$

$$\Sigma H_w = 2,89 + 1,36 = 4,25 \text{ kp}$$

$$\Sigma M_w = 14,65 + 3,40 = 18,05 \text{ kpm}$$

Fundament in B 225

$$b/t = 0,60/0,40 \text{ m, Sohle} = 0,30/\sim 0,70 \text{ m}$$

$$G_F = 0,60 \cdot 0,40 \cdot 2400 =$$

$$0,30 \cdot 0,70 \cdot 2400 =$$

von oben

$$0,60 \text{ kplm}$$

$$0,51 \text{ "}$$

$$8,58 \text{ "}$$

$$\text{Bodenlager} = 9,69 \text{ kplm}$$

$$M_w = 18,05 + 4,25 \cdot \sim 1,10 = 18,05 + 4,65 = 22,70 \text{ kpm}$$

Bodenpressung:

$$\sigma_0 = - 9,69 / (0,60 \cdot 1,0) \pm 6 \cdot 22,70 / (0,60 \cdot \sim 7,20^2) =$$

$$= - 16,15 \pm 4,40 = - 20,55 \text{ kplm}^2 < 1,3 \cdot 20,0$$

- 10 148/A67 -

Pos. A45
A46

Unter der Einzellast Einzelfundament

$$P \approx 25,35 + 9,69 \cdot \sim 1,00 = 35,04 \text{ Mp}$$

$$a/b/t = 1,35/1,35/0,40 \text{ m}$$

$$\sigma_0 = - 35,04 / 1,35^2 \pm 4,40 = - 193 \pm 4,40 = - 237 \text{ Mp/m}^2$$

$< 1,3 \cdot 200$

Fundamentbewehrung

Einzelfundament:

$$f_{eIII} = 6,3 \cdot 25,35 / 40 = 4,0 \text{ cm}^2/\text{m} = \Phi 10/20 \text{ cm kreuzweise}$$

Streifenfundament:

$$\tan \alpha = 2 \cdot 40 / (60 - 30) = 2,67 >$$

Der Sockel ist mit Bügel $\Phi 8/30 \text{ cm}$ (Alternativ B STG-Matte Q 92) und je 2 $\Phi 14$ oben und unten zu bewehren.

Pos. A46 Wand in Achse 32, A-D

Abmessungen und Ausführungen wie Pos. A39.

Hier mit Lastzusammenstellung für die Gründung.

Gleichlast:

$$\text{aus Pos. A18} = (0,905 \cdot 2,13/2 + 0,19) =$$

$$\text{Fassade: } \sim 0,09 \cdot 2,500 \cdot 5,00 =$$

$$\text{Wand: } 0,20 \cdot 2,500 \cdot 3,95 =$$

$$1,16 \text{ Mp/m}$$

$$1,13 \text{ "}$$

$$1,98 \text{ "}$$

$$q = 4,27 \text{ Mp/m}$$

Bandlast in Reihe A':

$$\text{wie Pos. A45: } \sim (27,24 - 2,91) / 3 + 1,02/2 = 8,62 \text{ Mp}$$

Wandlast vernachlässigbar.

Fundament in B225

$$b/t = 0,50/0,40 \text{ m}$$

$$G_F \sim 1,11 \text{ Mp/m}$$

$$G_0 = (4,27 + 1,11)/(0,50 \cdot 1,00) = 10,76 \text{ Mp/m}^2 < 20$$

Am Fundamentende.

Ohne Nachweis, da Lastfluß auch in das Fundament in Reihe A.

Fundamentbewehrung wie Pos. A45

Pos. A47 Fundamente des Außenbrücken

$$b/d \sim 30/120 \text{ cm}$$

Fundament erhält geringe Belastung (Brückung), Ausbildung konstruktio.

Fundamentbewehrung sinngemäß Pos. A45

Pos. A48 Fundamentbalken wie vor, jedoch freispannend.

$$l \approx 4,80 \text{ m}$$

Brückung:

$$\text{Eigengewicht: } \sim 0,30 \cdot 1,20 \cdot 2,500 =$$

$$0,90 \text{ Mp/m}$$

$$\text{Kanalabdeckung: } \sim 1,000 \cdot 0,80/2 =$$

$$0,90$$

$$0,40$$

$$q = 2,00 \text{ Mp/m}$$

$$A = B = 2,00 \cdot 4,80/2 = 4,80 \text{ Mp}$$

$$M = 2,00 \cdot 4,80^2/8 = 5,80 \text{ Mp/m}$$

$$b_0/d_0 \approx 30/90 \text{ cm}$$

$$h = 85 \text{ cm} = 19,3 \sqrt{5,80/0,30}$$

$$F_{\text{Fe}} = 5,80 \cdot 45/85 = 3,1 \text{ cm}^2 < 3 \cdot 14$$

$$\text{Bügel } \phi 8/30 \text{ cm}$$

Pos. A48a Fundamentbalken wie vor

Einzellast in Feldmitte als Zusatzlast gegenüber Pos. A48.

$$P = (0,30 \cdot 1,20 \cdot 2,500 + 0,37) \cdot 6,25/2 \approx 4,00 \text{ t/m}$$

$$A = B = 4,80 + 4,00/2 = 6,00 \text{ m}$$

$$M = 5,80 + 4,00 \cdot 4,80/4 = 5,80 + 4,80 = 10,60 \text{ tpm}$$

$$b_0/d_0 \approx 30/90 \text{ cm}$$

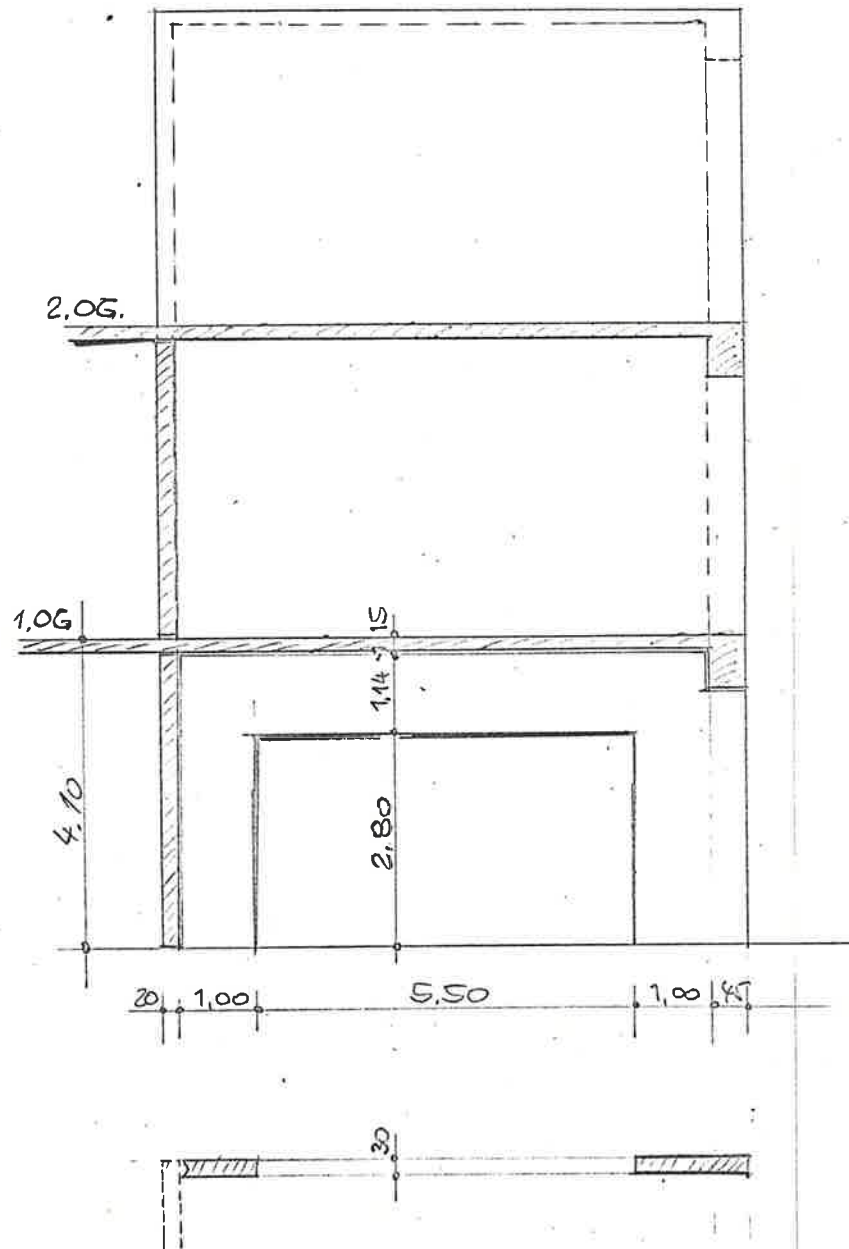
$$l_i = 85 \text{ cm} = 14,3 \sqrt{10,60/0,30}$$

$$F_{cm} = 10,6 \cdot 46/85 = 5,8 \text{ cm}^2 < 4 \cdot \Phi 14 = 6,2$$

$$\text{Bügel } \Phi 8/25 \text{ cm}$$

Pos. A49 Wandscheibe in Achse 24, E-H

Wandansicht



Ausführung

Wände in 1. und 2.OG ohne Nachweise wie
Pos. A39, Wand im EG als U-Balken.

- 10 148/A 71 -

Pos. A49

Belastung für Wandelement im EG.

Gleichlast:

aus Pos. A5 =	$0,250 \cdot 2,13/2 + 0,19 + 0,76/2 =$	0,84	Np/m
aus Pos. A17 =	$3 \cdot 0,905 \cdot 2,13/2 + 3 \cdot 0,19 =$	3,45	"
aus Pos. A20 =		2,37	"
Fassade: $\sim 0,09 \cdot 2,500 \cdot 4,70 =$		1,06	"
Wandlast: $1 \cdot 0,20 \cdot 2,500 \cdot 4,70 =$		4,10	"
Unterzug: $0,30 \cdot 2,500 \cdot 1,15 =$		0,86	"
		<u>q =</u>	<u>13,18 Np/m</u>

Last für linken Wandpfeiler:

aus Gleichlast: $13,18 \cdot (1,00 + 5,50/2) =$	49,5	Np
Wandlast: $0,30 \cdot 2,500 \cdot 1,00 \cdot 2,80 =$	2,1	"
		<u>N₁ = 51,6 Np</u>

Last für rechten Wandpfeiler:

wie N ₁ =	N ₂ = 51,6 Np
Last im vorderen Bereich aus Randbalken.	
Pos. A26 : $4 \cdot 9,39 =$	37,56 Np
Pos. A27 : $1,47 \cdot 4,50/2 =$	3,30 "
<u>N₃ = 40,86 Np</u>	

Schnittkräfte

Riegel:

$$M_{ST} = - 13,18 \cdot 5,50^2/12 = - 33,4 \text{ Np/m}$$

$$M_F \sim - 13,18 \cdot 5,80^2/8 = - 55,5 \text{ Np/m}$$

$$Q' = 13,18 \cdot 5,50/2 = 36,3 \text{ Np/m}$$

Stützenquerschnitte

Benutzung mit $M = 33,4 \text{ Np/m}$ und Laststellung
des Auflagerkraft aus Riegel mit 0,15m vom Rand.

Bemessung in B 450:

Ziegel:

$$b_0/d_0 = 30/114 \text{ cm}$$

$$\mu = 114 - 6 = 108 \text{ cm} = 7,95 \sqrt{55,5/0,30} \cdot 96/2400$$

$$F_{ez} = 55,5 \cdot 47,6/108 = 24,5 \text{ cm}^2 < 6 \cdot 24 = 27,1$$

in 2 Lagen

$$\text{Bügel: } \Phi 8/20 \text{ cm}$$

Einspannbewehrung:

$$F_{em} = 33,4 \cdot 46/108 = 14,3 \text{ cm}^2 < 4 \cdot 22 = 15,2 \text{ als Edswinkel.}$$

$$\max T = 36300 / (0,9 \cdot 30 \cdot 108) = 12,4 \text{ kp/cm}^2$$

$$T = 12,4 \cdot 0,30 \cdot 2,75/2 = 51,2 \text{ My}$$

$$\text{erf. } F_{er} = 51,2/2400 = 21,3 \text{ cm}^2$$

$$2 \times 2 \Phi 20 \text{ als Stützbänder} = 17,8 \text{ cm}^2$$

$$13 \text{ Bügel } \Phi 8 =$$

$$13,0$$

$$\underline{30,8 \text{ cm}^2}$$

Wandstück links

$$b/d = 30/94 \text{ cm}$$

$$M = 33,4 + 36,3 \cdot 0,32 = 33,4 + 11,7 = 45,1 \text{ Myan}$$

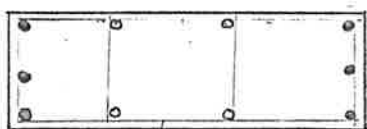
$$M_e = 45,1 + 51,6 \cdot 0,42 = 45,1 + 21,7 = 66,8 \text{ Myan}$$

$$\mu = 94 - 4 = 90 \text{ cm} = 6,05 \sqrt{66,8/0,30} \cdot 140/2400$$

$$F_{em} = 66,8 \cdot 49,3/90 - 51,6/2400 = 37 - 21,5 = 15,5 \text{ cm}^2$$

$$< 3 \cdot 26 = 15,9$$

Bewehrungsbild:



Bügel $\Phi 8/24 \text{ cm}$

$$\bullet 2 \times 3 \Phi 26 = 31,8 \text{ cm}^2$$

$$\circ 2 \times 2 \Phi 20 = 12,6 \text{ cm}^2$$

$$\underline{44,4 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Bewehrungsrate: } \mu = 31,8 \cdot 100 / (30 \cdot 94) = 1,13 \%$$

- 10 148/A 73 -

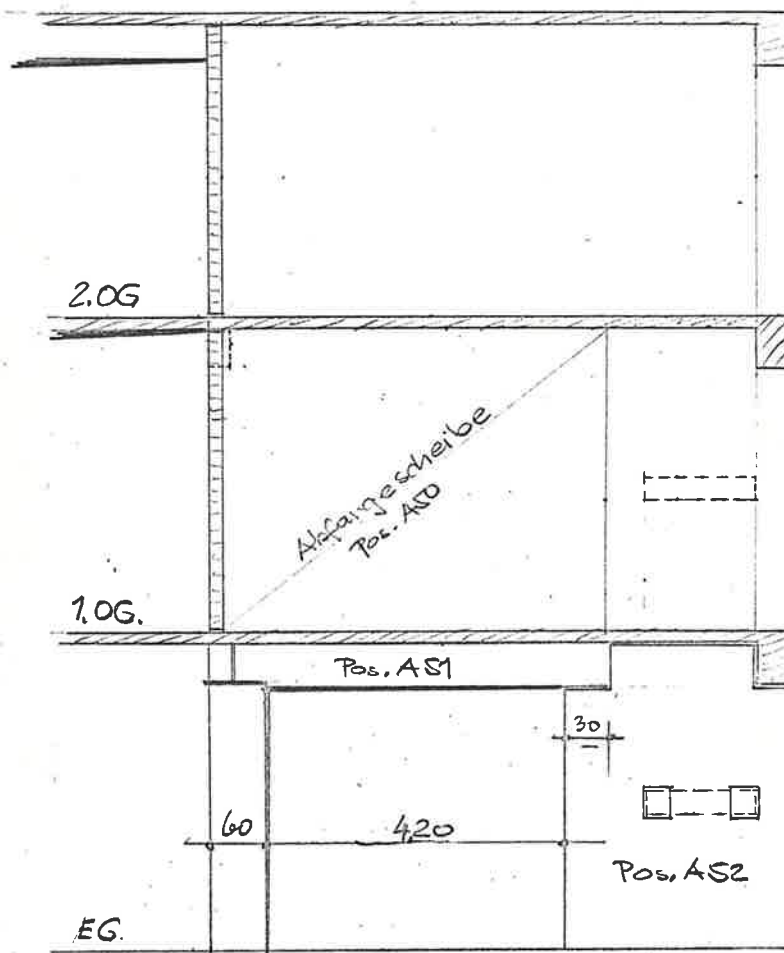
Pos. A49
A50

Wandstücke - rechts

Ausführung singemäßig linker Wandpfiler.
Unter dem Auflager des Randbalken Stütze
mit zusätzliche $3\Phi 20$ ausbilden.

Pos. A50 Wandscheiben in Achse 3 und 22, E - 4

Wandaussicht



Ausführung

2.OG: Abmessungen und Bewehrung wie Pos. A39

1.OG: Abmessungen wie Pos. A39, Bewehrung
entsprechend nachfolgendem Nachweis

EG: Balken, Stütze und Wand stiele entsprechende
Portionen.

Abfangeleibe im 1. OG

$$L/H/d = 5,00 / 3,95 / 0,20 \text{ m}$$

$$l = 4,80 \text{ m}$$

Belastung

$$\text{aus Pos. A5} = 0,250 \cdot 2,13/2 + 0,19 + 0,76 =$$

$$1,22 \text{ kN/m}$$

$$\text{aus Pos. A9} =$$

$$1,44 \text{ "}$$

$$\text{aus Pos. A17} = 0,905 \cdot 2,13/2 + 0,19 =$$

$$1,15 \text{ "}$$

$$\text{Wandlast: } 0,20 \cdot 2,500 \cdot 2 \cdot 4,10 =$$

$$4,10 \text{ "}$$

$$q = 7,91 \text{ kN/m}$$

$$A = B = 7,91 \cdot 4,80/2 = 19,00 \text{ kN}$$

$$M = 7,91 \cdot 4,80^2/8 = 22,8 \text{ kNm}$$

$$l \approx 0,6 \cdot 500 = 3,00 \text{ m}$$

$$F_{\text{an}} = 22,8 \cdot 45/300 = 3,5 \text{ cm}^2 < 2\Phi 20 = 6,3 \text{ cm}^2$$

Seitliche Netzbewehrung o. V. BSTG - Matte R 188,
sonstige Bewehrung wie Pos. A 39.

Bei einer Wandsdicke von 20 cm und einer
mit Auflagerpressung von 70 kN/cm² muß die
Auflagerlänge $a \geq 19000/(20 \cdot 70) = 14 \text{ cm}$ betragen.
Gewählte Auflagerlänge $a' \geq 25 \text{ cm}$

Beiden Wandbereichen wie Pos. A 39 bewehren.

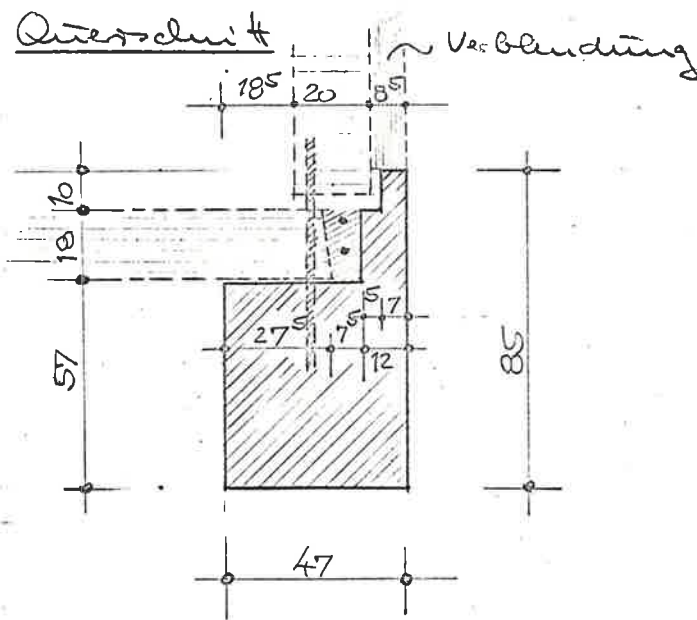
Pos. A 51 Abfangebalken unter der Wandsleibe Pos. A 50

Wegen der großen Steifigkeit der Wandsleibe
gegenüber dem Balken erhält dieser keine
Lasten aus der Slleibe.

$$l = 4,20 + 0,30 = 4,50 \text{ m}$$

- 10 148/A 75 -

Pos. A 51



Belastung

aus Pos. A 20 =

Eigengewicht: $0,47 \cdot 0,85 \cdot 2,500 =$

Verbländung: $0,085 \cdot 1,800 \cdot 8,10 =$

2,87 kN/m

1,00 "

1,24 "

$g = 5,11 \text{ kN/m}$

$A = B = 5,11 \cdot 4,50 / 2 = 11,5 \text{ kN}$

$M = 5,11 \cdot 4,50^2 / 8 = 13,0 \text{ kNm}$

Bemessung in B 300

$b_0 / d_0 = 47 / 57 \text{ cm}$

$\mu = 53 \text{ cm} = 10,0 \sqrt{13,0 / 0,47}$

$F_{\text{erw}} = 13,0 \cdot 46,5 / 53 = 11,4 \text{ cm}^2 < 5 \Phi 18 = 12,7$

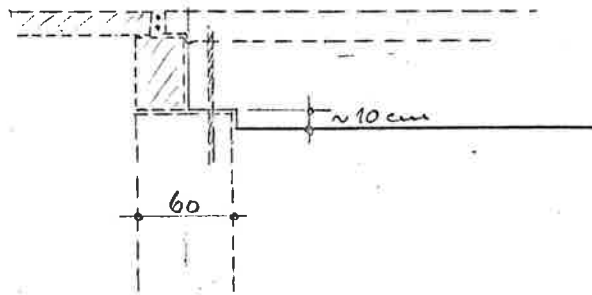
Bügel: $\Phi 6 / 20 \text{ cm}$

$\tau = 11500 / (0,9 \cdot 30 \cdot 53) = 8,0 \text{ N/mm}^2$

aufgeb. $2 \Phi 18 = 7,2 \text{ cm}^2$

40 Bügel $\Phi 6 =$
 $\frac{5,6}{12,8 \text{ cm}^2}$

Die Auflagerung ist konstruktiv zu bewerkstelligen.

Querschnittsverringering an der StützeAnsicht

Vor Kopf 3 F10 als senkrechte Stabdübel.

$$\tau = 11500 / (0,9 \cdot 47 \cdot 43) = 6,3 \text{ kp/cm}^2 < 8$$

AuflagepressungAuflage A

$$\text{Auflagefläche: } F = (47 - 2 \cdot 1) \cdot \sim 28 = 1260 \text{ cm}^2$$

$$\text{aus Pos. A50} = 7,91 \cdot (0,30 + 4,20/2) = 19,00 \text{ kp}$$

$$\text{aus Pos. A51} = 5,11 \cdot (0,30 + 4,20/2) = 12,30$$

$$N = 31,30 \text{ kp}$$

$$\sigma_p = 31300 / 1260 = 24,9 \text{ kp/cm}^2 < 70$$

Auflage B:

$$F = (30 - 2 \cdot 1) \cdot \sim 28 = 794 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_p = 31300 / 794 = 39,5 \text{ kp/cm}^2 < 70$$

Pos. A52 Wandscheibe als Auflage von Pos. A50 und A51BelastungGleichlast über alles:

$$\text{aus Pos. A50} =$$

$$7,91 \text{ kp/m}$$

$$\text{aus Pos. A51} =$$

$$5,11 \text{ "}$$

$$\text{Wandlast: } 0,30 \cdot 2,100 \cdot 3,30 =$$

$$2,48 \text{ "}$$

$$\text{aus Pos. A38 auf ganze Länge verteilt}$$

$$2(1,450 \cdot \sim 1,50 \cdot 4,50 / (2 \cdot 2,85) + 8,08 / 2,85) =$$

$$9,10 \text{ "}$$

$$q = 24,60 \text{ kp/m}$$

Linke Randlast:

$$\text{aus Pos. A50 + A51: } (7,91 + 5,11) \cdot 4,20/2 = N_1 = 27,4 \text{ kN}$$

Rechte Randlast:

$$\text{Auflage: } \sim 0,10 \cdot 4,80 = 2,4 \text{ kN}$$

$$\text{Brüstungen: } 2 \cdot 0,70 \cdot 4,80/2 = 3,4 \text{ "}$$

$$\text{Randbalken: } 4 \cdot 0,45 \cdot 0,68 \cdot 2,500 \cdot 4,50/2 = 6,9 \text{ "}$$

$$\text{Sardede: } 0,250 \cdot 1,20 \cdot 3,50 = 1,1 \text{ "}$$

$$0,76 \cdot 3,50/2 = 1,3 \text{ "}$$

$$\text{Geschoßdecken: } 2 \cdot 0,905 \cdot 1,20 \cdot 3,50 = 7,7 \text{ "}$$

$$\text{Reißvorlage: } 0,10 \cdot 2,500 \cdot 0,45 \cdot 3 \cdot 4,10 = 1,4 \text{ "}$$

$$N_2 = 24,2 \text{ kN}$$

Bemessung in B 300

$$b/d = 30/285 \text{ cm}$$

Da die Randlasten fast gleich sind, kann mit einer mittigen Belastung gerechnet werden.

$$\text{max } N = 24,60 \cdot 2,85 + 27,4 + 24,2 = 70,0 + 51,6 = 121,6 \text{ kN}$$

$$\sigma_p = 121.600 / (30 \cdot 285) = 14,3 \text{ N/cm}^2 < \text{zul.}$$

Bewehrung:

Unter den Randlasten stützenartige Bewehrung mit $4\Phi 14$, Büßl $\Phi 6/16 \text{ cm}$, sonst Netzbewehrung mit $\Phi 10/16,5 \text{ cm}$ senkrecht und $4\Phi 8/\text{m}$ waagrecht, Verbüßlung mit 4 5-Haken/m^2

Pos. A53 Wandscheibe in Achse 20, E-H.

~ Abmessungen und Bewehrung wie Pos. A39

Hier nur Lastzusammenstellung für die Gründung.

BelastungFlerdlast über alles

Wie Pos. A42 =

aus Pos. A9 =

$$= 9,46 \text{ kN/m}$$

$$= 1,44 \text{ "}$$

Streckenlast aus Podeste

$$P_1 = 10,90 \text{ kN/m}$$

 $(x_B = 0,45 - 1,90 \text{ m})$

$$q_2 = 2 \cdot 1,450 \cdot 4,50/2 =$$

$$q_2 = 6,55 \text{ kN/m}$$

Einzellast aus Treppenpodest bei $x_B = 1,90 \text{ m}$

$$P_1 = 2 \cdot 16,16/2 =$$

$$P_1 = 16,16 \text{ kN}$$

Einzellast aus Randbalken:

Wie Pos. A52

$$P_2 = 27,20 \text{ kN}$$

WindlastenNach Pos. A43 (bezogen auf $-0,10$)

$$H_w = 9,10/2 = 4,55 \text{ kN}$$

$$H_w = 66,50/2 = 33,25 \text{ kN}$$

Randlast in Reihe E

Vergleiche Pos. A55

Pos. A54 Wandscheibe in Achse 5, E-H, im EG

Abmessungen und Beschriftung wie Pos. A39.

Hier mit Lastzusammenstellung:

Belastung

aus Pos. A20 =

2,87 kN/m

aus Pos. A12 = $0,904 \cdot 2,13/2 + 0,19 =$

1,16 "

Wandlast: $0,20 \cdot 2,500 \cdot 3,95 =$

1,98 "

$q = 6,01 \text{ kN/m}$

Landlast in Reihe E vergleiche Pos. A55.

Pos. A55 Wand in Reihe E

Wandansicht und weitere Angaben vergleiche Anlage A10

Verbindung der einzelnen Scheiben entsprechend der allgemeinen Vorbemerkungen.

Lastzusammenstellung

Bereich Achse 3 - 24:

aus Pos. A10 = $0,400 \cdot 3,34/2 =$

0,71 kN/m

$0,700 \cdot 3,34/(2 \cdot 3,40) =$

0,56 "

Pos. A2: $2 \cdot (3,03 + 0,24)/2,40 =$

2,73 "

Wandlast: $0,20 \cdot 2,500 \cdot 4,10 =$

2,05 "

$2.0G = 6,05 \text{ kN}$

aus Pos. A21 =

1,98 "

Pos. A14: $2(5,00 + 0,24)/2,40 =$

4,37 "

Wandlast:

2,05

$1.0G = 14,45 \text{ kN}$

Im EG wie 1.0G = $1,98 + 4,37 + 2,05 =$

8,40 "

$E.G. = 22,85 \text{ kN}$

Bereich Adise 24 - 26:

$$1. OG = (2. OG. Adise 3-24).$$

$$6,05 \text{ Kp/m}$$

$$EG = (\text{wie } 1. OG \text{ Adise } 3-24) =$$

$$8,40$$

$$EG = 14,45 \text{ Kp/m}$$

Bereich Adise 26 - 31:

Abfangung vergl. Pos. A35

Bereich Adise 31 - 39:

$$\text{Wie } 2. OG \text{ Adise } 3-24 =$$

$$6,05 \text{ Kp/m}$$

$$\text{Fassade: } \sim 0,09 \cdot 2,500 \cdot 5,00 =$$

$$1,15$$

$$EG = 7,20 \text{ Kp/m}$$

Bemerkung der einzelnen ScheibenTyp. A, Wandscheibe ohne Öffnung:

$$d = 20 \text{ cm; Beton } B 300$$

$$G = 0,20 \cdot 2,500 \cdot \sim 4,80 \cdot 13,70 = 8,90 \text{ Kp}$$

Bewehrung:

Beidseitig BSTG-Matte R 188

Die Ränder sind mit je 2 Ø 14 längs zu bewehren und mit Bügel zu fassen.

Evtl. zusätzliche Transportbewehrung nach Werkangabe.

Spannungsmass:

$$\lambda = 410/20 = 20,5 \rightarrow w = 2,2$$

Für unbewehrte Betonwand:

$$\text{mit } P = 1,00 \cdot 0,20 \cdot 700/22 = 63,5 \text{ Kp/m} > 22,35$$

Die Wandscheiben sind durch Sollen mit den Deckenscheiben zu verbinden.

Typ B, Wandscheibe mit Türöffnung

$$d = 20 \text{ cm} ; \text{ Beton B 300}$$

Wandnetz - und Wandrandbewehrung wie Typ A, desgl. der Türsturz mit $2\Phi 14$ bewehren.

Zwischen der Türleibung und der Elementfüge bleibt ein Betongüterschnitt von

$$B = 63,5 - 5,5 (\text{Fügebau Ausbildung}) = 58 \text{ cm}$$

Bei der Annahme keiner Lastausbreitung beträgt für diesen Querschnitt die Gesamtkraft.

$$\max N = 22,85 \cdot (0,63 + 1,14/2) = 27,40 \text{ Mp}$$

Der Querschnitt ist mit $6\Phi 14$ und Bügel $\Phi 6/16$ zu bewehren.

$$P_B = 0,20 \cdot 0,58 = 0,116 \text{ m}^2 \cdot 800 = 92,5 \text{ Mp}$$

$$P_{Fe} = 6\Phi 14 = 9,2 \text{ cm}^2 \cdot 1,400 = 12,9 \text{ "}$$

$$105,4 \text{ Mp}$$

$$\text{zul. } P = 105,4 / 1,1 = 95,0 \text{ Mp} > 27,40$$

Pressung in der Mörtelfuge:

$$\sigma_p = 27400 / (20 \cdot 58) = 23,6 \text{ kp/cm}^2 < 70 (\text{B 300})$$

Transport- und Montagebewehrung nach Wehrsaugabe.

Bei der Wandscheibe mit 2 Türöffnungen ist der mittlere Querschnitt wie Typ A zu bewehren.

$$(\max N = 22,85 \cdot (1,14 + 1,26) = 54,8 \text{ Mp} < 126 \cdot 63,5$$

Typ C, Wandscheibe als Abfangung im 1. OG.

Die Wandscheibe spannt von Achse 3 bis 5 frei und nimmt die Geschoßlasten auf.

Unter der Wandscheibe wird im EG ein Unterzug (Pos. A23) angeordnet, der die Deckenlast über EG aufnimmt.

$$l = 4,80 \text{ m} ; q = 14,45 \text{ kN/m}$$

$$A = B = 14,45 \cdot 4,80/2 = 34,60 \text{ kN}$$

$$M = 14,45 \cdot 4,80^2/8 = 41,60 \text{ kNm}$$

$$b/B/H = 20/ \quad / 370 \text{ cm}$$

$$d \approx 0,6 \cdot 370 = 223 \text{ cm}$$

$$l_1 = 223 \text{ cm} = 15,5 \sqrt{41,60/0,20} \quad 42/2400$$

$$F_{\text{em}} = 41,6 \cdot 46/223 = 8,6 \text{ cm}^2 < 3 \cdot 20 = 9,4$$

als Balkenbewehrung.

$$\tau = 34600/(0,9 \cdot 20 \cdot 223) = 8,6 \text{ kN/cm}^2 > 8$$

2 $\Phi 18$ als Schubsen integrieren, Rest durch Wandnetzbewehrung.

Wandnetzbewehrung wie Typ A.

Auflagerpressung:

$$\text{Auflagerlänge: } L \geq 35 \text{ cm}$$

Auflager A:

$$F_1 = 20 \cdot 38 = 760 \text{ kN}$$

$$N = 5,54 (\text{Pos. A12}) + 13,45 (\text{Pos. A37}) + 34,60 = 53,59 \text{ kN}$$

$$\sigma_p = 53590/760 = 70,5 \text{ kN/cm}^2 \sim 70$$

Auflager B:

$$\text{Auflagerlänge } L \geq 30 \text{ cm}$$

$$N = 34,60 \text{ kN}$$

$$\sigma = 34600/(20 \cdot 30) = 57,6 \text{ kN/cm}^2 < 70$$

Pfeilquerschnitt am linken Rand:

$$\max N = 53,59 \text{ kN}$$

$\sigma_b \sim 53590 / (20 \cdot 38) = 70,5 \text{ kN/cm}^2$; Abminderung auf Schlauchbeton veranlassen, da durch ausschließende Querswand ausgesteift.

Am Wandende ist eine Stütze mit $4\phi 14$, Bügel $\phi 6/16 \text{ cm}$, anzubilden

Typ D, Wandscheibe wie Typ C

Im Gegensatz zu Typ C hat die Wandscheibe eine Trüffung.

Sämtliche Schubkräfte müssen durch den Stützriegel aufgenommen werden.

$$b/d = 20 / \sim 145 \text{ cm}; \text{ Beton B 300}$$

$$h = 145 - 5 = 140 \text{ cm} = 9,7 \text{ m} \quad 41,60 / 0,20$$

$$F_{\text{Stütz}} = 41,60 \cdot 46,7 / 140 = 13,9 \text{ cm}^2 < 4\phi 22 = 15,2 \text{ in 2 Lagen}$$

$$\text{Bügel: } \phi 6 / 20 \text{ cm}$$

$$\tau = 34.600 / (0,9 \cdot 20 \cdot 140) = 13,7 \text{ kN/cm}^2 < 20$$

$$2\phi 20 \text{ als Schubhilfen} = 8,9 \text{ cm}^2$$

$$11 \text{ Bügel } \phi 6$$

$$= 6,2 \text{ cm}^2$$

$$15,1 \text{ cm}^2$$

Netzbezeichnung bzw. Pfeilbewehrung wie Typ A, B und C. Netzbezeichnung ist in den Stützquerschnitt gut einzuhängen.

Transport- und Montagebezeichnung nach Werksangabe.

Wandscheibe von Pos. A35 und A23 durch 3 an Porestein trennen

Typ E, Wandsleibe im EG, Achse 16-18

Wegen der Abfangung im KG wird die Wandsleibe als freitragend ausgebildet.

$$l \approx 3,54 + 0,46 = 4,00 \text{ m}$$

$$q = 22,85 \text{ kplm}$$

$$A = B = 22,85 \cdot 4,00/2 = 45,7 \text{ kp}$$

$$M = 22,85 \cdot 4,00^2/8 = 45,7 \text{ kpm}$$

Bewehrung in B 300

Nach Theimer : $d \approx 0,888 \cdot 4,00/2 = 2,12 \text{ m}$

$$h = 212 \text{ cm} \approx 14 \sqrt{45,7/0,20}$$

$$F_{\text{erz}} = 45,7 \cdot 46/212 = 190 \text{ cm}^2 < 3\Phi 22 = 11,4$$

$$\sigma = 45700/(0,9 \cdot 20 \cdot 212) = 120 \text{ kplcm}^2 < 20$$

$d \Phi 22$ als Stützeisen.

Wandnetzbezeichnung:

senkrecht: $6\Phi 8/\text{m}$ bzw. BSTG-Matte R188

waagrecht: $5\Phi 8/\text{m}$, auch bei der R188 Matte.

Auflanchsbewehrung:

$$\sigma_p = 22,85 \cdot 2,40/(0,20 \cdot 0,63) = 435 \text{ kplm}^2 \approx 435 \text{ kplcm}^2$$

Am Rand (Achse 18) Bewehrung wie bei Typ B.

Bei der Wandsleibe in Reihe D, 16-18 sind im Stützquerschnitt $4\Phi 22$ einzulegen, sonst sinngemäß Typ D.

- 10 148/A85 -

Pos. A5T

Typ F, Wandpfleib in E/20

$$b/d = 20/78 \text{ cm}$$

Auflast:

aus Pos. A 13.

$$4,71 \text{ Mp}$$

aus Pos. A 37 = $2 \cdot 13,45 =$

$$26,90 \text{ "}$$

aus Pos. A 35 =

$$11,91 \text{ "}$$

Wandlast Pos. A5T = $14,45 \cdot (2,40 + 0,15) =$

$$36,80 \text{ "}$$

Eigengewicht: $0,20 \cdot 0,78 \cdot 2,500 \cdot 3,40 =$

$$1,33 \text{ "}$$

$$N = 82,65 \text{ Mp}$$

Tragfähigkeit

$$F_B = 0,20 \cdot 0,78 \cdot = 0,156 \text{ m}^2 \cdot 800 = 125,0 \text{ Mp}$$

$$F_{cm} = 10 \text{ } \Phi 14 = 15,4 \text{ cm}^2 \cdot 1,400 = 196 \text{ "}$$

$$144,6 \text{ Mp}$$

Stängel: $\Phi 6/16 \text{ cm}$, am Kopf und Fuß $\Phi 6/5 \text{ cm}$

$$\lambda = 410/20 = 20,5 \rightarrow \omega = 1,11$$

$$\text{zul. } N = 144,6/1,11 > 82,65$$

Auflastdrucksetzung:

$$\sigma_p = 82650 / (20 \cdot 78) = 53 \text{ N/cm}^2 < 70$$

Wandteil ist mit der Wand in Absc 20 sorgfältig zu verbinden.

- 10 148/A86 -

Pos. A55
A56
A57

Typ G, Wandscheiben mit Randlast

Ausführung wie Typen A bzw. B, jedoch mit Zusatzlast am Rand.

Randlast aus Typ C bzw. D

$$\max N = 14,45 (4,50/2 + 0,30) =$$

aus Pos. A 23 =

$$36,90 \text{ kNp}$$

$$8,25 \text{ "}$$

$$N = 45,15 \text{ kNp}$$

$$\sigma_p = 45150 / (25 \cdot 28) = 64,5 \text{ kN/cm}^2 < 70$$

Randverstärkung wie bei Typ B

Randlast aus Treppenbalke Pos. A37

$$N = 3 \cdot 13,45 = 40,4 \text{ kNp} < 45,15$$

O.N. wie oben.

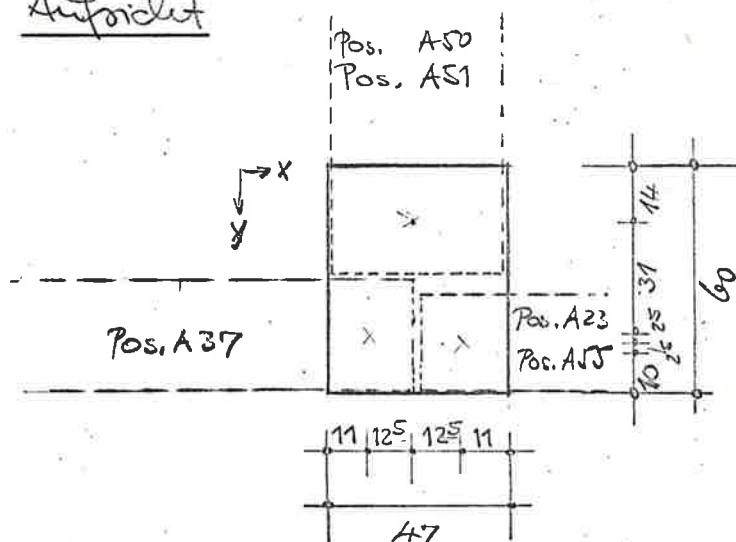
Pos. A56 Wandscheibe in Reihe D'

Bei etwas geringerer Belastung
sinngemäß Pos. A55

Ausführung

Pos. A57 Stützen in E/3 und E/22

Aufricht



Die Stütze ist mit den Balken durch Sollen zu verbinden.

Lasten

$$P_1: \text{Pos. A50} = 7,91 (0,40 + 4,20)/2 = 19,80 \text{ Mp}$$

$$\text{Pos. A51} = 5,11 (0,40 + 4,20)/2 = 12,80 "$$

$$P_1 = 32,60 \text{ Mp}$$

$$P_2: \text{Pos. A37} =$$

$$P_2 = 13,45 \text{ Mp}$$

$$P_3: \text{Pos. A23} = (1,98 + 0,31) \cdot 4,80/2 = P_3 = 5,50 \text{ Mp}$$

$$P_4: \text{Pos. A12} = (1,08 + 1,17 + 0,34) \cdot 3,60/2 = 4,67 \text{ Mp}$$

$$\text{Pos. A37} = (1,65 + 0,46) \cdot 4,80/2 + 2 \cdot 4,04 \cdot 3/4 = 11,15 "$$

$$\text{Pos. A55} = 14,45 \cdot 4,80/2 = 34,70 "$$

Abzug doppelter Bocklast in Pos. A55
und Pos. A50:

$$- (2,73 + 4,37) \cdot 1,20 \cdot 4,20/4,80 =$$

$$- 7,40 "$$

$$P_4 = 43,12 \text{ Mp}$$

Momente infolge außermittiger LaA

	P	x	P · x	y	P · y
P ₁ :	32,60 Mp	0	-	0,16	+ 5,22
P ₂ :	13,45 "	- 0,125	- 1,68	- 0,15	- 2,02
P ₃ :	5,50 "	+ 0,125	+ 0,69	- 0,175	- 0,96
P ₄ :	43,12 "	+ 0,125	+ 5,39	- 0,20	- 8,65
	94,67 Mp		M _x = + 4,39		M _y = - 6,41

Bemessung in B 300

$$b/d = 47/60 \text{ cm}$$

$$G_F = 0,47 \cdot 0,60 \cdot 2,500 \cdot 3,50 = 2,48 \text{ Mp}; \Sigma'N = 97,15 \text{ Mp}$$

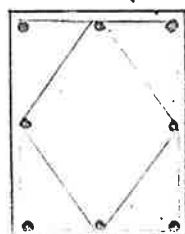
Tragfähigkeit

$$P_B = 0,47 \cdot 0,60 = 0,282 \text{ m}^2 \cdot 0,080 = 226,0 \text{ Mp}$$

$$P_{FE} = \text{s. U.} = 30,4 \text{ cm}^2 \cdot 1,400 = 42,5 "$$

$$268,5 \text{ Mp} > 97,15$$

Bewehrungsbild:



$$\bullet \text{ } 8 \Phi 22 = 30,4 \text{ cm}$$

Bügel $\Phi 8/25 \text{ cm}$

am Fuß und Kopf $\Phi 8/5 \text{ cm}$

Berechnung der Ableitung nach Querschnitt

$$\lambda_y = 3,47 \cdot 350 / 47 = 25,8; \text{ vernachlässigbar klein}$$

$$\sigma_{zi} = 97150 / (47 \cdot 60) = 34,4 \text{ kN/cm}^2 / 1,20 = 28,7 \text{ kN/cm}^2$$

$$e_{x'} = 4,39 / (0,60 \cdot 97,15) = 0,075$$

$$e_{y'} = 6,41 / (0,47 \cdot 97,15) = 0,141$$

Punkt 47 Tabelle 18

$$F_{ex} \leq 0,8 \cdot 60 \cdot 47 / 100 = 22,6 \text{ cm}^2 < 6 \Phi 22 \text{ je Seite}$$

Pressung am Stützenkopf und -fuß

$$\sigma_p = 97150 / [(47 - 2 \cdot 1,5) \cdot (60 - 2 \cdot 1,5)] = 38,8 \text{ kN/cm}^2$$

Wegen der großen Fläche der Auflagerflächen ist nach Weisung für eine einwandfreie Lastverteilung zu sorgen (evtl. Bleipatte als Zwischenlage).

Pos. A 58 Wandscheibe in Reihe E, Achse 31-38

Abmessungen und Ausführung wie Pos. A 39.

Hier $\rightarrow$ Lastzusammenstellung für die Gründung.

$$\begin{array}{rcl}
 \text{aus Pos. A 2: } (3,03 + 0,24) / 1,20 = & & 2,73 \text{ kN/m} \\
 \text{Wandlast: } 0,500 \cdot 4,10 = & & 2,05 \text{ "} \\
 \text{Attika: } & & \sim 0,50 \text{ "} \\
 \text{Fassade: } 0,09 \cdot 2,500 \cdot 3,70 = & & 0,85 \text{ "} \\
 \hline
 q = & & 6,13 \text{ kN/m}
 \end{array}$$

Fundament in B 225

$$b/t = 50/40 \text{ cm}$$

$$G_F = 0,50 + 0,60 = 1,10 \text{ kN/m}$$

$$G_0 = (6,13 + 1,10) / (0,50 \cdot 1,00) = 14,52 \text{ kN/m}^2 < 20$$

Fundamentbewehrung wie Pos. A 45

Zusatzlast aus Bodenplatte an Achse 31

$$\begin{array}{rcl}
 \text{aus Pos. A 2} = 2,73 \cdot 4,22/2 = & & 5,75 \text{ kN} \\
 \text{aus Pos. A 11} = 0,79 \cdot 4,22/2 = & & 1,66 \text{ "} \\
 \text{Randbalken: } 0,25 \cdot 0,68 \cdot 2,500 \cdot 2,80/2 = & & 0,60 \text{ "} \\
 \text{Attika: } \sim 0,50 \cdot 2,80/2 = & & 0,70 \text{ "} \\
 \hline
 N = & & 8,71 \text{ kN}
 \end{array}$$

Bei einer möglichen Lastausbreitung unter dem Konvektordach wird

$$\begin{array}{l}
 F \sim 0,50 \cdot 1,00 + 0,67 \cdot 0,40 = 0,50 + 0,27 = 0,77 \text{ m}^2 \\
 G_0 = (6,13 + 8,71) / 0,77 = 19,3 \text{ kN/m}^2 < 20
 \end{array}$$

Pos. A59 Fundament in Reihe D', Achse 24-32Auflast:

Aus Pos. A56 wie Pos. A55 Bereich

Achse 24-26 =

14,45 kplm

Fundament in B 225 $b/t = 80/40 \text{ cm}$ $G_F = 0,80 + 0,46 = 1,26 \text{ kplm}$ $G_D = (14,45 + 1,26) / (0,80 \cdot 1,00) = 19,5 \text{ kplm}^2 < 20$ $\tan \alpha = 2 \cdot 40 / (80 - 26) = 1,48 > 1,28$

Fundamentbewehrung wie Pos. A45.

Pos. A60 Fundament in Reihe E, Achse 24-27

Ohne weiteren Nachweis bei 2 Vollgeschossen wie Pos. A59.

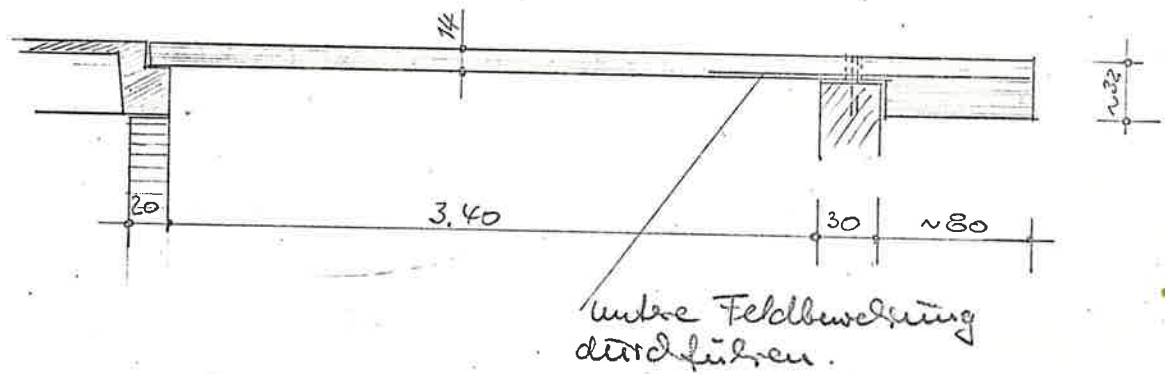
Im Bereich der Achsen 26-27 ist nur ein Vollgeschoß vorhanden, so daß die Zusatzlast aus Pos. A35 ohne weiteres aufgenommen wird.

Pös. A 61 Vollbetonplatte am Treppenhaus über 1. OG

Gegenüber Pös. A 21 erhält die Platte eine zusätzliche Auskragung.

Platte erhält die gleiche Bewehrung wie Pös. A 21, hier mit der Zusatzbewehrung für den Kragarm.

Längsschnitt



Kragarmlast

10 cm Belag =	250 kg/m ²
32 cm Beton = 0,32 · 2500 =	800 "
	g = 1050 kg/m ²
	p = 500 "
	q = 1550 kg/m ²

$$M_k = 1,550 \cdot 0,95^2 / 2 = 0,70 \text{ kNm/m}$$

$$A_{s,k} = 0,70 \cdot 46 / 12 = 2,7 \text{ cm}^2/\text{m} < \Phi 8 / 18 \text{ cm} = 3,8$$

Pös. A 62 Vollbetonplatte am Treppenhaus über 1. OG

(Achse 21 und 22)

Einigeniße Ausführung wie vorstehende Position, jedoch Grundposition A 22.

Pos. A63 Randbalken in Achse 1 D-E

$$l = 3,40 + 0,10 = 3,50 \text{ m}$$

Belastung

Einwirkung =

$$0,70 \text{ kN/m}$$

$$\text{Deckplatte Pos. A9} = 1,44 + 0,38 =$$

$$1,82$$

$$\text{Eigengewicht: } 0,30 \cdot 2,500 \cdot 0,68 =$$

$$0,50$$

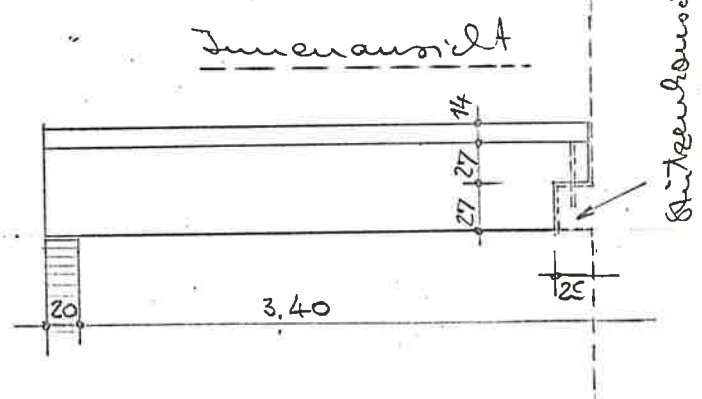
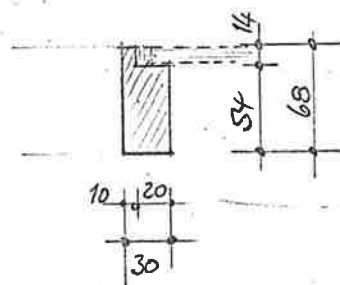
$$q = 3,02 \text{ kN/m}$$

$$A = B = 3,02 \cdot 3,50 / 2 = 530 \text{ kN}$$

$$M = 3,02 \cdot 3,50^2 / 8 = 4,65 \text{ kNm}$$

Dimensionierung

Querschnitt:



$$F_{\text{req}} = 4,65 \cdot 46 / 50 = 4,3 \text{ cm}^2 < 3\Phi 14 = 4,6$$

$$M_E: 2\Phi 8$$

$$\text{Bügel: } \phi 6 / 20 \text{ cm}$$

$$\tau = 5300 / (0,9 \cdot 30 \cdot 50) = 3,9 \text{ kN/cm}^2$$

Am Auflagerknaul:

$$M \sim 5,30 \cdot \sim 0,40 = 2,13 \text{ kNm}$$

$$F_{\text{req}} = 2,13 \cdot 46 / 23 = 4,3 \text{ cm}^2 < 4\Phi 12 = 4,5 \text{ als senkrechte Stäbebügel.}$$

$$\tau = 5300 / (0,9 \cdot 30 \cdot 23) = 8,5 \text{ kN/cm}^2 < 10$$

$\Phi 12$ als Stägerisen

Pos. A64 Randbalken in Adise 1, Reihe E-H
 (Vergleiche Seite A 96)
 $max\ l = 2,80\text{m}$

$$\begin{aligned} \text{aus Pos. A9} &= 0,450 \cdot 4,70/2 + 0,76 = 1,82\text{ Kp/m} \\ \text{Abmattung} &\sim 0,25\text{ " } \\ \text{Eigengewicht} &: 0,20 \cdot 0,25 \cdot 2,500 = 0,13\text{ " } \\ &\quad \underline{\quad} \\ &\quad g = 2,20\text{ Kp/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A = B &= 2,20 \cdot 2,80/2 = 3,08\text{ Kp} \\ M &= 2,20 \cdot 2,80^2/8 = 2,15\text{ Kpm} \end{aligned}$$

$$b_0/d_0 = 20/30\text{cm};$$

$$\mu = 30 - 3,5 = 26,5\text{cm} = 8,1 \sqrt{2,15/0,20} \quad 94/2400$$

$$F_{\text{em}} = 2,15 \cdot 47,5/26,5 = 3,9\text{cm}^2 < 3\Phi 14 = 4,4$$

$$\text{Bügel: } \Phi 6/20\text{cm}$$

$$\tau = 3080/(0,9 \cdot 20 \cdot 26,5) = 6,5\text{ Kp/cm}^2 < 7$$

1 Φ 14 aufbiegen.

Pos. A65 Balken als Auflager des Zwischeneockeste
 (Vergleiche Seite A 96)

$$l = 1,85\text{m}$$

$$g = 0,20\text{ Kp/m}$$

Einzellasten aus Pos. A38

$$P_1 = 11,19\text{ Kp bei } x_A = 0,40\text{m}$$

$$P_2 = 2,35 + 0,76 = 3,11\text{ Kp bei } x_A = 0,99\text{m}$$

$$\begin{aligned} A &= (11,19 \cdot 1,45 + 3,11 \cdot 0,86)/1,85 + 0,20 \cdot 1,85/2 = \\ &= (16,20 + 2,68)/1,85 + 0,19 = 10,20 + 0,19 = 10,40\text{ Kp} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B &= (11,19 \cdot 0,40 + 3,11 \cdot 0,99)/1,85 + 0,19 = \\ &= (4,46 + 3,08)/1,85 + 0,19 = 4,06 + 0,19 = 4,25\text{ Kp} \end{aligned}$$

-10148/A94-

Pos. A65, A66

$$M = 10,40 \cdot 0,40 - 0,20 \cdot 0,40^2/2 = 4,15 \text{ kNm}$$

$$b_0/d_0 = 25/35 \text{ cm}$$

$$\mu = 35 - 3,5 = 31,5 \text{ cm} \quad 7,7 \sqrt{4,15/0,25} \quad 100/2400$$

$$F_{cm} = 4,15 \cdot 48/31,5 = 6,4 \text{ cm}^2 < 3\Phi 18$$

$$\text{Bügel: } \Phi 6/15 \text{ cm}$$

Schub:

$$\max \tau = 10400 / (0,9 \cdot 25 \cdot 31,5) = 14,7 \text{ kp/cm}$$

$$T = 14,7 \cdot 0,25 \cdot 0,40 = 1,47 \text{ kN}$$

$$F_{cm} = 14,7 / (2,400 \cdot 12) = 4,4 \text{ cm}^2 < 3\Phi 14 = 4,6$$

Pos. A66 Stütze in E/1

Vergleiche hierzu Ansicht und Schnitt auf Seite A96.

Belastung

P_1 : aus Stosseinwirkung

$$0,14 \cdot 2,500 \cdot (0,76 + 2 \cdot 1,35) \cdot \sim 1,20 = 1,45 \text{ kN}$$

P_2 : Auflagerkraft aus Pos. A63

$$(0,70 + 0,50) \cdot 3,40/2 = 2,04 \text{ kN}$$

P_3 : Auflagerkraft aus Pos. A63 =

$$3,08 \text{ kN}$$

P_4 : Auflagerkraft aus Pos. A64

$$2,20 \cdot 2,79/2 = 3,07 \text{ kN}$$

P_5 : Auflagerkraft aus Pos. A37 = 13,45 kN

P_6 : Eigengewicht: $0,30 \cdot 0,60 \cdot 13,97 \cdot 2,500 = 6,30 \text{ kN}$

Gesamtlast:

$$1,45 + 2 \cdot 2,04 + 3,08 + 3,07 + 2 \cdot 13,45 + 6,30 = 44,88 \text{ kp}$$

Momente aus äußerer Auflast

y-Richtung

$$M_y = 3,08 \cdot (0,20 + 0,30/2) = 1,08 \text{ Mpm}$$

Keine Überlagerung mit den anderen Konsolmomenten, da Stütze durch Balken Pos. A63 jeweils abgesteift.

x-Richtung

$$M_x = 13,45 (0,20 + 0,60/2) = 6,73 \text{ Mpm}$$

Bemerkung wie vor.

Moment infolge Stützenüberschneidung

$$M_x = 44,88 \cdot (0,60 - 0,30)/2 = 6,73 \text{ Mpm}$$

Momente infolge Windlast auf Giebel

$$\text{Belastungsbreite: } B = 3,28/2 + 0,27 + 2,79/2 = 3,31 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} H_w &= 3,31 \cdot 0,060 \cdot 8,00 + 3,31 \cdot 0,096 \cdot 4,87 = \\ &= 1,59 + 1,55 = 3,14 \text{ kp (Gesamtlast)} \end{aligned}$$

Diese Last wird durch die Riegel weitergeleitet, M_w gering.

Im Montagezustand wie Pos. A33; $M_w = 2,63 \text{ Mpm}$

Moment infolge Windlast auf Außenfront.

Im Montagezustand wie Pos. A33,

Im Endzustand erhält die Stütze keine Windlast.

10 148 / A96

Schalplan
beachten

Pos. A66

Schnitt 4-4

Schnitt 3-3

Pos. A67
Schnitt 2-2

Pos. A66
Schnitt 1-1

4

3

2

1

+ 12.72

Pos. A63

+ 8.10

Pos. A63

+ 4.00

Pos. A63

- 0.10

- 12.5

Pos. A69

Pos. A68

Pos. A67

Pos. A66

Pos. A65

Pos. A65

Pos. A64

Pos. A64

Pos. A64

Pos. A64

Innenansicht der Wand in Achse 1, Reihe E-H

Tragfähigkeit in B400

Oberhalb der Einspanntasche:

$$F_B = 30 \cdot 60 = 1800 \text{ cm}^2 \cdot 0,113 = 204,0 \text{ Mp}$$

$$F_{cm} = \text{z.u.} \quad 27,6 \text{ cm}^2 \cdot 1,400 = \frac{38,7}{242,7 \text{ Mp}}$$

Bügel: $\Phi 8/25 \text{ cm}$, am Stützenkopf 4 $\Phi 8$ zusätzlich.

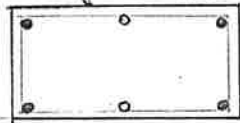
In der Einspanngrube

$$F_B = 30 \cdot 30 = 900 \text{ cm}^2 \cdot 0,113 = 102,0 \text{ Mp}$$

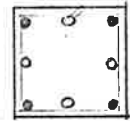
$$F_{cm} = \text{z.u.} = 33,9 \text{ cm}^2 \cdot 1,400 = \frac{47,5}{149,5 \text{ Mp}}$$

Bügel: siehe Nachweis auf Seite A100

Beweisbilder:



$$4 \Phi 26 + 2 \Phi 20 = 27,6 \text{ cm}^2$$



$$4 \Phi 26 + 4 \Phi 20 = 33,9 \text{ cm}^2$$

Transport und Montage

Ohne Nachweis wie Pos. A33

Montageabfall

Es stellt sich die im Hilfsfundament eingespannte Stütze. Die Fassade darf erst nach endgültiger Gebäudemontage vorgehangen werden.

$$G = 6,30 \text{ Mp}$$

Nach Seite A42:

$$M_{wx} = 2,63 \text{ Mpm}; \quad H_{wx} = 0,38 \text{ Mp}$$

$$M_{wy} = 3,94 \cdot 0,60/0,45 = 5,25 \text{ Mpm}; \quad H_{wy} = 0,76 \text{ Mp}$$

Knickbeiwerte

Beiwerte wie auf Seite A42 für Y-Richtung

$$M_x = 2,63 + 6,30 \cdot 5,3 \cdot 0,30 / 6 + 6,30 \cdot (0,60 - 0,30) / 2$$

$$= 2,63 + 1,67 + 0,95 = 5,25 \text{ kNm}$$

$$M_y = 5,25 + 1,67 = 6,92 \text{ kNm}$$

Knicken in x-Richtung

$$\sigma_{bi} = 6300 / 30^2 = 7,0 \text{ N/mm}^2$$

$$e_x' = 5,25 / (0,30 \cdot 6,30) = 2,78 \rightarrow \text{Punkt 572}$$

Tabelle 10

bei 2%: $\sigma_{bi} = 1,4 \cdot 6,43 = 9,0 \text{ N/mm}^2$

$$\sigma_c = 1,4 \cdot 2078 = 2910 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{bi}' = 9,0 \cdot 2400 / 2910 = 7,4 \text{ N/mm}^2 > 7,0$$

$$F_{ex} = 2 \cdot 900 / 100 = 18 \text{ cm}^2 < 4\Phi 26 = 21,3$$

Knicken in y-Richtung

$$\sigma_{bi} = 7,0 \text{ N/mm}^2$$

$$e_y' = 6,92 / (0,30 \cdot 6,30) = 3,65 \rightarrow \text{Punkt 590}$$

Tabelle 10

bei 3%: $\sigma_{bi} = 1,4 \cdot 5,57 = 7,80 \text{ N/mm}^2$

$$\sigma_c = 1,4 \cdot 1863 = 2610 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{bi}' = 7,80 \cdot 2400 / 2610 = 7,15 \text{ N/mm}^2 < 7,0$$

$$F_{ey} = 3 \cdot 900 / 100 = 27 \text{ cm}^2 < 4\Phi 26 + 2\Phi 20 =$$

$$21,3 + 6,3 = 27,6 \text{ cm}^2$$

Endzustand mit Stützenunterstützung

$$N = 44,88 \text{ Mp} ; M = 6,75 \text{ Mpmm}$$

$$\sigma_{bi} = 44880 / 30^2 = 50,0 \text{ Np/cm}^2 / 1,40 = 35,7$$

$$e_x' = 6,75 / (0,30 \cdot 44,88) = 0,50 \rightarrow \text{Punkt 182}$$

Tabelle 10

$$F_{\text{em}} = (2 + 1,0 \cdot 4,3 / 6,1) 900 / 100 = 24,3 \text{ cm}^2 < 4\Phi 26 + 2\Phi 20 = 21,2 + 6,3$$

Nachweis unter den Konsolen des 1. OG bzw. EG

$$M_x \approx 6,73 / 2 = 3,37 \text{ Mpmm}$$

$$M_y \approx 1,08 / 2 = 0,54 \text{ Mpmm}$$

$$N_{\text{max}} = 1,45 + 4,08 + 3,08 + 3,07 + 26,90 + \sim 6,30 \cdot 2/3 = 42,78 \text{ Mpmm}$$

$$N_{\text{min}} = 1,45 + 2,04 + 3,08 + 3,07 + \sim 6,30 / 3 = 11,74 \text{ Mpmm}$$

Wegen der geringen Knickhöhe ($h = 4,10 \text{ m}$) ohne Einfluß von Δm .

max N.

$$\sigma_{bi} = 42780 / (30 \cdot 60) = 23,8 \text{ Np/cm}^2$$

$$e_x' = 3,37 / (0,60 \cdot 42,78) = 0,131$$

$$e_y' = 0,54 / (0,30 \cdot 42,78) = 0,02$$

} Punkt 49

Tabelle 19

$$F_{\text{em}} < 0,8 \cdot 30 \cdot 60 / 100 = 14,5 \text{ cm}^2 < 4\Phi 26$$

min N.

$$\sigma_{bi} = 11740 / (30 \cdot 60) = 6,5 \text{ Np/cm}^2$$

$$e_x' = 3,37 / (0,60 \cdot 11,74) = 0,48$$

$$e_y' = 0,54 / (0,30 \cdot 11,74) = 0,154$$

} Punkt 214

Tabelle 22

$$F_{\text{em}} < 0,8 \cdot 30 \cdot 60 / 100 = 14,5 \text{ cm}^2 < 4\Phi 26$$

10 148/ A100

Pos. A66

Stützenfuß

Einspanntiefe: $t = 80 \text{ cm}$

$\max M = 6,92 \text{ kNm}$

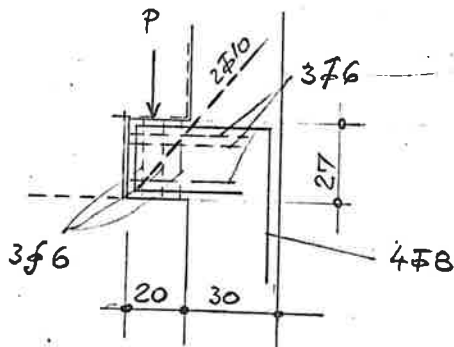
$$D = Z = 6,92 \cdot 3 / (2 \cdot 0,80) = 12,95 \text{ kN}$$

$$\tau = 12950 / (0,9 \cdot 30 \cdot 26) = 18,4 \text{ N/cm}^2 < 23$$

$$T = 184 \cdot 0,30 \cdot \frac{3}{2} \cdot 0,80 = 29,6 \text{ kN}$$

$F_{\text{St}} = 29,6 / 2,400 = 12,4 \text{ cm}^2 < 13 \Phi 8$ auf +d 70 cm von unten einlegen.

Stützenkonsole zur Auflagerung der Pos. A63



$$P = 3,08 \text{ kN}$$

$$b/d = 30/27 \text{ cm}$$

$$M_k \sim 3,08 \cdot 0,20 = 0,62 \text{ kNm}$$

$$F_{\text{St}} = 0,62 \cdot 46 / 23 = 1,3 \text{ cm}^2 < 4 \Phi 8 \text{ als senkrechte Stehbügel.}$$

Bügel: 3 f 6

$$\tau = 3080 / (20 \cdot 0,9 \cdot 23) = 7,4 \text{ N/cm}^2 < 23$$

$$F_{\text{St}} = 3080 / (\sqrt{2} \cdot 2,400) = 0,9 \text{ cm}^2 < 2 \Phi 10 = 1,6 \text{ cm}^2$$

10 148 / A 101

Pos. A66, A67

Stützenkonsole zur Auflagerung der Pos. A64

$$b/d = 30/20 \text{ cm}; T = 3,07 \text{ t/cm}^2$$

$$M_k = 3,07 \cdot 0,20 = 0,62 \text{ Mpm}$$

$$F_{cm} = 0,62 \cdot 46/16 = 1,8 \text{ cm}^2 < 4\Phi 8 \text{ als senkrechte Aeslbügel}$$

Bügel: 3 $\Phi 6$ 2 $\Phi 10$ als Schubstreben.Stützenkonsole zur Auflagerung der Pos. A37

$$b/d = 30/30 \text{ cm}; l_k = 20 \text{ cm}$$

$$P = 13,45 \text{ Mpm}$$

$$M_k = 13,45 \cdot (0,20 + 0,05) = 3,37 \text{ Mpm}$$

$$l_i = 30 - 3,5 = 26,5 \text{ cm} = 7,9 \sqrt{3,37/0,30}$$

$$F_{cm} = 3,37 \cdot 48/26,5 = 6,1 \text{ cm}^2 < 6\Phi 12 \text{ als senkrechte Bügel:}$$

Bügel: $\Phi 6/5 \text{ cm}$

$$\tau = 13450 / (0,9 \cdot 30 \cdot 26,5) = 18,89 \text{ t/cm}^2 < 23$$

$$F_{cs} = 13,45 / (1,2 \cdot 2400) = 4,0 \text{ cm}^2 < 4\Phi 12 = 4,5 \text{ cm}$$

Pos. A67 Stütze in Achse 1 / F'

Vergleiche hierzu Ansicht und Schnitt auf Seite A96

10 148/A102

Pos. A67

Belastung

P_1 : aus Solumsteinauflagerung =
aus Attika: $\sim 0,75 \cdot 2,42/2 =$

1,45 Mp

0,91

$P_1 = 2,36 \text{ Mp}$

P_2 : aus Balken Pos. A64:
 $2,20 (2,79 + 2,20)/2 =$

$P_2 = 5,50 \text{ Mp}$

P_3 : Eigengewicht

$P_3 = 6,30 \text{ Mp}$

Gesamtlast

$P = 14,16 \text{ Mp}$

Windlast auf Giebelwand

Belastungsbreite: $B = (2,79 + 2,20)/2 = 2,50 \text{ m}$
Mit dem Wert von Seite A95 wind.

$H \sim 3,14 \cdot 2,50 / 3,31 = 2,37 \text{ Mp}$

$M \sim 2,37 \cdot \sim 12,00 / 8 = 3,55 \text{ Mp}$

Tragfähigkeit in B400

Ausführung wie Pos. A66

Montage und Transport

Wie Pos. A66

Endzustand

$\lambda_{ky} = 11,80 \text{ m}$

$\lambda_y = 11,80 / 30 = 39,5; \quad w = 3$

zul. $P = 242,7 / 3 = 81,5 \text{ Mp} > 14,16 \text{ Mp}$

10 148/A103

Pos. A67
A68

$$\lambda_x = 3,47 \cdot 1220 / 60 = 71; \Delta m = 1,0 \text{ bei } \mu_z = 1\%$$

$$AM = 14,16 \cdot 1,0 \cdot 0,60 / 8 = 1,07 \text{ Myon}$$

$$\sigma_{\text{B}} = 14,160 / (30 \cdot 60) = 7,9 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{r}} = (3,55 + 1,07) / (0,60 \cdot 14,16) = 0,545 \rightarrow \text{Punkt 219}$$

Tabelle 10

$$F_{\text{EIII}} \leq 0,8 \cdot F_B < 4\Phi 26$$

Kessel wie Pos. A66

Pos. A68 Stütze in Achse 1 / 6'

Vergleiche hierzu Ansicht und Schnitt auf Seite A96

Belastung

$$P_1: \text{ aus Balken Pos. A64} = 2,20(2,20 + 2,15)/2 = 4,80 \text{ kNp}$$

$$P_2: \text{ aus Balken Pos. A65} = 10,40 \text{ kNp}$$

$$P_3: \text{ Eigengewicht} = 6,30 \text{ kNp}$$

Gesamtlast:

$$P = 4,80 + 2 \cdot 10,40 + 6,30 = 31,90 \text{ kNp}$$

Windlast auf Freibühwand

$$\text{Belastungsbreite: } B = (2,20 + 2,15)/2 = 2,20 \text{ m}$$

Mit dem Wert von Seite A95 wird:

$$H \sim 3,14 \cdot 2,20 / 3,31 = 2,10 \text{ kNp}$$

$$M \sim 2,10 \cdot 12,00 / 8 = 3,15 \text{ kNm}$$

10 148/ A 104

Pos. A68

Wind auf Frontwand.

Durch die Balken Pos. A65 findet eine Absättigung der Außenstütze Pos. A69 statt. Aus diesem Grunde wird die Windlast auf beide Stützen gleichmäßig verteilt.

Belastungsbreite: $B = 0,63 + 2,40 = 3,03 \text{ m}$
 Mit dem Wert auf Seite A102 wird:

$$M_y = 3,55 \cdot 3,03 / (2,50 \cdot 2) = 2,15 \text{ kNm}$$

Momente infolge Konsollast

$$M = 10,40 \cdot (0,25 + 0,05) = 3,12 \text{ kNm}$$

$$M' \sim \frac{2}{3} \cdot 3,12 = 2,08 \text{ kNm}$$

Tragfähigkeit in B450

Ausführung wie Pos. A66

Biegung und Wind auf Frontwand

$$\lambda = 3,47 \cdot 11,80 / 30 = 137; \rightarrow \Delta m = 3,6 \text{ bei } \mu_2 = 1\%$$

$$\Delta M = (4,80 + 10,40 + 6,30) \cdot 3,6 \cdot 930 / 6 = 3,90 \text{ kNm}$$

$$\Sigma M = 2,15 + 2,08 + 3,90 = 8,13 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{ki} = 21500 / (30 \cdot 60) = 120 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{x'} = 8,13 / (0,30 \cdot 21,50) = 1,26 \rightarrow \text{Prüfung 425}$$

Tabelle 10

$$\text{bei } 1\%: \sigma_{a1} = 1,40 \cdot 9,87 = 13,85 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{a2} = 1,40 \cdot 2306 = 3240 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{a1}' = 13,85 \cdot 2400 / 3240 = 10,25 \text{ kN/cm}^2$$

- 10 148 / A105

Pos. A68

$$\text{bei } 2\%: \sigma_{gi} = 1,40 \cdot 13,6 = 19,0 \text{ Np/cm}^2$$

$$\sigma_e = 1,40 \cdot 1668 = 2340 \text{ Np/cm}^2$$

$$F_{\text{em}} = (1,0 + 1,0 \cdot 1,75/8,75) 30 \cdot 60 / 100 = 21,6 \text{ cm}^2$$

$$< 4\Phi 26 + 2\Phi 20 = 27,6$$

Biegung und Wind auf fabel

$$\sigma_{gi} = 12,0 \text{ Np/cm}^2$$

$$e_x' = 5,98 / (0,30 \cdot 21,50) = 0,93$$

$$e_y' = 3,15 / (0,60 \cdot 21,50) = 0,244 \quad \text{Punkt 326}$$

Tabelle 22

bei 10%:

$$\sigma_{gi} = 1,50 \cdot 10,7 = 16,0 \text{ Np/cm}^2$$

$$\sigma_e = 1,50 \cdot 1867 = 2800 \text{ Np/cm}^2$$

$$\sigma_{gi}' = 16 \cdot 2400 / 2800 = 13,8 \text{ Np/cm}^2$$

$$F_{\text{em}} = 1 \cdot 30 \cdot 60 / 100 = 18 \text{ cm}^2 < 4\Phi 26$$

Konsol zur Auflagerung des Pos. A65

$$b/d/L = 30/30/25 \text{ cm}; P = 10,40 \text{ kN}$$

$$M = 10,40 \cdot (0,25 + 0,05) = 3,12 \text{ kNm}$$

$$l_i = 30 - 3 = 27 \text{ cm} = 8,4 \sqrt{3,12/0,30} \quad 90/2400$$

$$F_{\text{em}} = 3,12 \cdot 47/27 = 5,5 \text{ cm}^2 < 5\Phi 12 \text{ als senkrechte$$

Strebhölzer

Bügel: $\Phi 6/5 \text{ cm}$

$$\tau = 10400 / (0,9 \cdot 30 \cdot 27) = 14,2 \text{ Np/cm}^2 < 23$$

$$F_{\text{es}} = 10,4 / (72 \cdot 2,400) = 3,1 \text{ cm}^2 = 2\Phi 14$$

10 148 / A 106

Pos. A69

Pos. A69 Stütze in Adese 1 / II

Vergleichen hierzu Ansicht und Schnitt auf Seite A96.

Belastung

$$P_1: \text{ aus Attika: } 0,75 \left[(1,85 + 4,50) / 2 + 0,75 \right] = 3,00 \text{ Mp}$$

$$P_2: \text{ aus Balken Pos. A64} = 2,20 \cdot 2,15 / 2 = 2,40 \text{ "}$$

$$P_3: \text{ aus Balken Pos. A65} = 4,25 \text{ "}$$

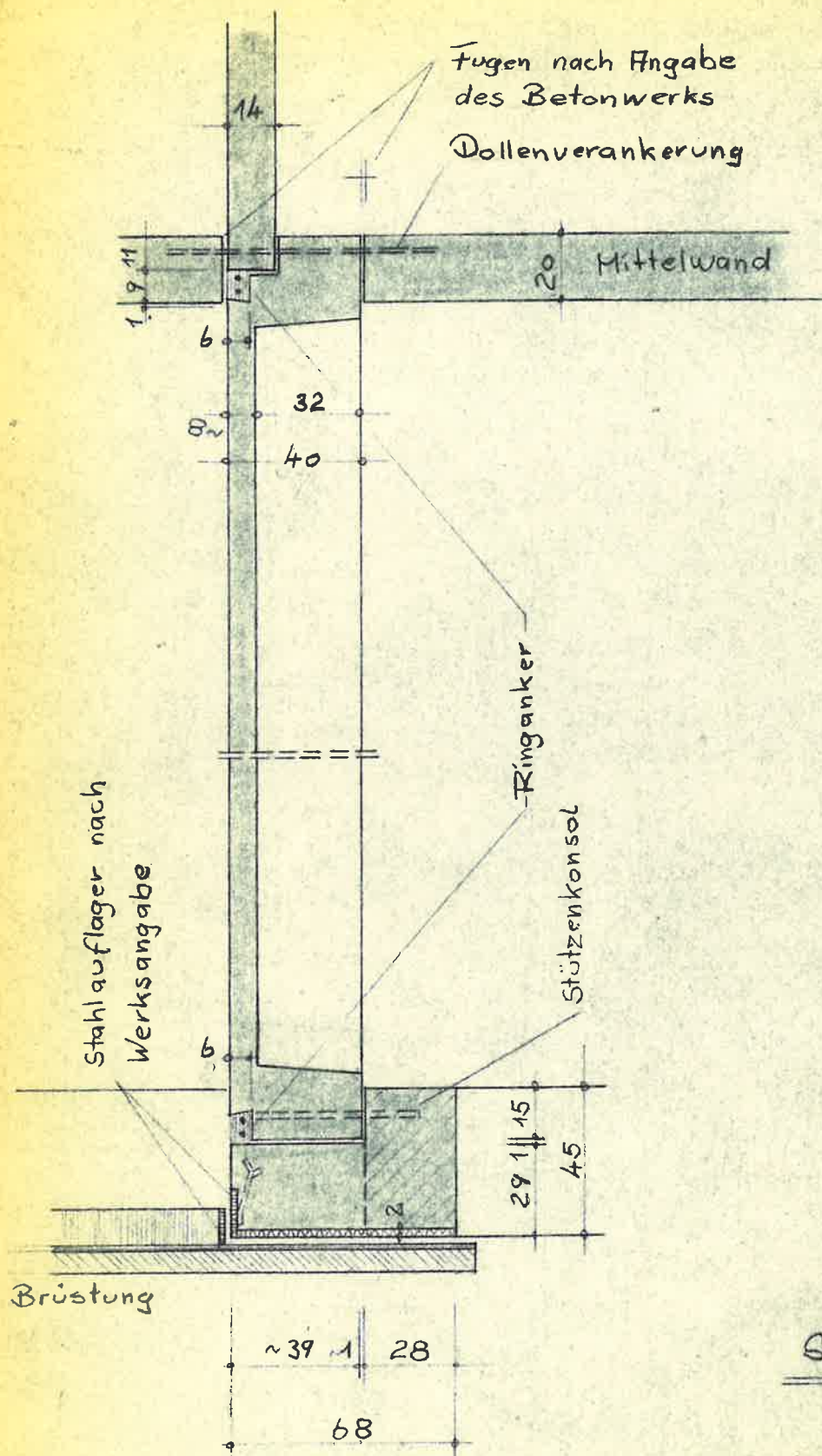
$$P_4: \text{ aus Pos. 27a: } 1,25 \cdot 4,80 / 2 = 3,00 \text{ "}$$

$$P_5: \text{ Eigengewicht: } = 6,30 \text{ Mp}$$

Gesamtlast:

$$P = 3,00 + 2,40 + 2 \cdot 4,25 + 3,00 + 6,30 = 23,20 \text{ Mp.}$$

Bei geringerer Beanspruchung als Pos. A68
Ausführung wie dort.



System-Querschnitt

4,80

Schnitt 1-1

Randrippe direkt auf
das Konsol auflegen

Schnitt 2-2

Dollen-Verbindung

Dollen seil. der
Decken-Tragrippen

Aussparungen zur Ver-
dübelung mit Vergußbeton
vergl. Anlage 2
7 Stck/Fuge

Aufsicht Randbalken Deckenplatten

Detailpunkt Randbalken-Deckenplatten

Anlage 10/148/13