

den 11. Januar 1963

An das

Landratsamt Rosenheim
- Kreisbauamt -

R o s e n h e i m

Betreff: Evang.-Luth. Kirche Degerndorf-Brannenburg
Aktenz. II/6 - Bpl. 927 und 928/62
hier: Prüfbericht vom 29.11.62

In dem obengenannten Prüfbericht sind unter "Ergebnis" verschiedene Punkte aufgeführt, zu denen wie folgt Stellung genommen wird.

- zu 1.) Die geänderte Bewehrung wird in den Ausführungszeichnungen berücksichtigt.
- zu 2.) Die statische Berechnung geht von der Vorstellung aus, daß die Windlast auf die Giebelwände - es wurde sowohl für die Altar- als auch für die Emporenwand die volle Windlast angenommen - durch die Ortgangsträger aufgenommen wird. Diese sind in Höhe der Gesimsträger eingespannt gerechnet worden. Das Einspannmoment wurde als Näherung gänzlich den verstärkten Eckstützen zugewiesen. Die Horizontalkraft, die sich aus der Windlast und dem Kräftepaar aus dem Einspannmoment zusammensetzt, wird über die Gesimsträger auf die Emporendecke übertragen. Zwei tragende Wände unter der Empore stellen die Verbindung mit dem Fundament her.

Der Prüfer wünschte einen Nachweis über die Aufnahme der Windkräfte durch Stahlbetonrahmen in den Seitenwänden. Im Gegensatz zu dem in Ziff. 2 enthaltenen Vorschlag

wird ein Rahmen über 7 Felder berechnet. Bei einer telefonischen Rücksprache erklärte sich der zuständige Sachbearbeiter mit dieser Lösung einverstanden. Die Nachrechnung dieser Konstruktion enthalten die beige-hefteten Seiten. Es zeigte sich, daß die vorhandene Bewehrung für die Aufnahme der Windkräfte ohne weiteres ausreicht. Bei den Innenstützen wurde die konstruktiv anzubringende Bewehrung in den Längsseiten hierbei ebenfalls berücksichtigt.

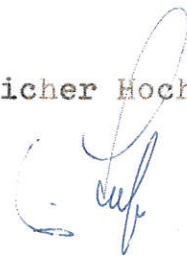
- zu 3.) Die Empfehlungen hinsichtlich der konstruktiven Ausführung des Firstpunktes werden bei Ausführung der Dachträger beachtet.
- zu 4.) Die Platte über der Glockenstube wird konstruktiv reichlich bewehrt.
- zu 5.) Unter Berücksichtigung der 25 cm dicken Platte auf Höhenkote 3,50 m sind Torsionsbeanspruchungen der Fensterstürze unbedeutend. Die Empfehlungen hinsichtlich der konstruktiven Bewehrungsanordnung werden beachtet.
- zu 6.) In der Ausführungszeichnung für die Holzkonstruktion des Turmes werden die konstruktiven Empfehlungen berücksichtigt.

In der statischen Berechnung wurde nach DIN 1055 eine Schneelast von 75 kg/m^2 angesetzt. Vom Landratsamt Rosenheim wird, wie nachträglich bekannt wurde, hingegen 125 kg/m^2 verlangt. Bei einer Dachneigung von mehr als 45° braucht Wind- und Schneelast nicht gemeinsam berücksichtigt werden. Maßgebend für die Dimensionierung der Sparren ist der Lastfall ständige Last und Wind. Bei der Unterkonstruktion wurde Schnee und Wind gemeinsam angenommen. Somit wird durch die Vergrößerung der Schneelast keine konstruktive Änderung notwendig.

Hiermit dürften die in dem Prüfbericht angeschnittenen Fragen ausreichend geklärt sein. Die konstruktiven Hinweise und

Empfehlungen werden, wie schon angegeben, bei der Anfertigung der Ausführungszeichnungen berücksichtigt. Es wird gebeten, aus Zeitgründen auf die nochmalige Rückgabe der statischen Berechnung wegen des beigegebenen Nachtrages an das Prüfamnt für Baustatik zu verzichten, da einmal die Windaufnahme, wie ursprünglich angenommen, gegeben ist, zum anderen die Nachberechnung keine zusätzliche Bewehrung erforderlich macht. Von der angestellten Untersuchung wurde, wie bereits ausgeführt, der Sachbearbeiter des Prüfamtes unterrichtet.

Mit vorzüglicher Hochachtung

A handwritten signature in blue ink, appearing to be 'L. Auf', is written over the typed phrase 'Mit vorzüglicher Hochachtung'.

Anlagen

1. Statischer Nachweis für
die Windlastaufnahme durch
die Stahlbetonkonstruktion
der Seitenwand
2. Prüfbericht des Prüfamtes
für Baustatik vom 29.11.62

Evang. Luth. Kirche in BrannenburgNachtrag zur stat. Berechnung vom 2.11.1961

Aufnahme der Windkräfte auf die Giebel durch die Stahlbetonkonstr. der Seitenwände.

Es wird der ungünstigste Lastfall für Wind auf Giebel angenommen. Die volle Windlast (Druck und Sog) wirkt auf die Altar- und die Emporenwand. Dieser Lastfall kann nur während des Bauzustands auftreten.

In der statischen Berechnung wurde bisher die Windlastaufnahme der Stahlbetonkonstr. der Giebelwände - Ortgangträger - nachgesehen. Die Einspannstelle liegt in Höhe des Gesimsträgers (Pos. 6). Die Horizontalkraft aus Wind und dem Einspannmoment wird durch die Gesimsträger in die Deckenkonstr. der Empore weitergeleitet, die auf gemauerten Wänden ruht. Die Wände übernehmen die Horizontalkraft.

Der Prüfer hat darüberhinaus verlangt, daß die Stützen an den Seitenwänden zusammen mit dem Gesimsträger und dem Streifenfundament für die Aufnahme der Horizontalkräfte aus Lastfall Wind auf Giebel beachtet werden.

Es wird ein eingespannter Rahmen mit 7 Feldern untersucht. Hierbei wird die Empore vernachlässigt und ein symm. System angenommen.

Windlasten:

am Anschluß der	$M = 14,2 \text{ mt}$
Ortgangträger	$H = 7,45 \text{ t}$
(vergl. S. 35)	

Trägheitsmomente und Steifigkeiten

1. Gesimsträger
(Ersatzquerschnitt)

$$b/d = 44/61 \text{ cm}$$

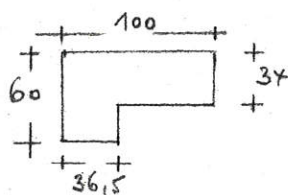
$$J = \frac{4,4 \cdot 6,6^3}{12} = 105,2 \text{ dm}^4$$

$$K = 105,2 / 3,50 = 30$$

2. Endstutzen

$$b_0/b = 34/60 = 0,567$$

$$d/d_0 = 36,5/100 = 0,365$$



$$y_0 = 0,43 \cdot 10 = 4,3 \text{ dm}$$

$$J = 0,74 \frac{60 \cdot 10^3}{12} = 370 \text{ dm}^4$$

$$K = 370 / 3,50 = 105,8$$

3. Mittelstutzen

$$b/d = 60 / 36,5 \text{ cm}$$

$$J = \frac{60 \cdot 3,65^3}{12} = 24,2 \text{ dm}^4$$

$$K = 24,2 / 3,50 = 6,9$$

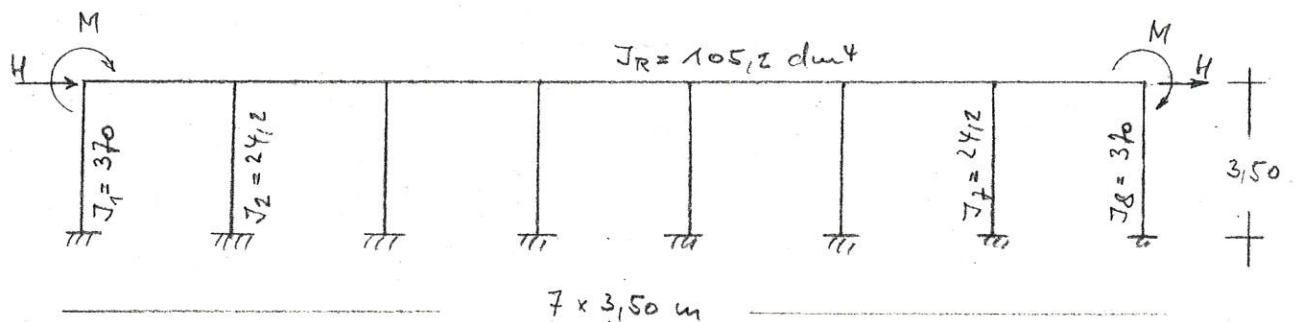
Verteilungszahlen

		K	%
Knotenpkt. 1 :	Stütze	105,8	77,9
	Riegel	30,0	22,1
		<hr/> 135,8	<hr/> 100,0
Knotenpkt 2 & 3 :	Riegel	30,0	44,8
	Stütze	6,9	10,4
	Riegel	30,0	44,8
		<hr/> 66,9	<hr/> 100,0
Knotenpkt 4 : asym. Lastf.	Riegel	30,0	36,6
	Stütze	6,9	8,4
	Riegel	$30 \cdot \frac{3}{2} = 45,0$	55,0
		<hr/> 81,9	<hr/> 100,0



		k	%
symm. Lastfall	Riegel	30,0	57,8
	Stütze	6,9	13,3
	Riegel	15,0	28,9
		<u>51,9</u>	<u>100,0</u>

System :



Lastfall 1: $M = 14,2 \text{ mt}$

Lastfall 2: $H = 7,45 \text{ t}$

$$M_2 \div M_7 = 1,0$$

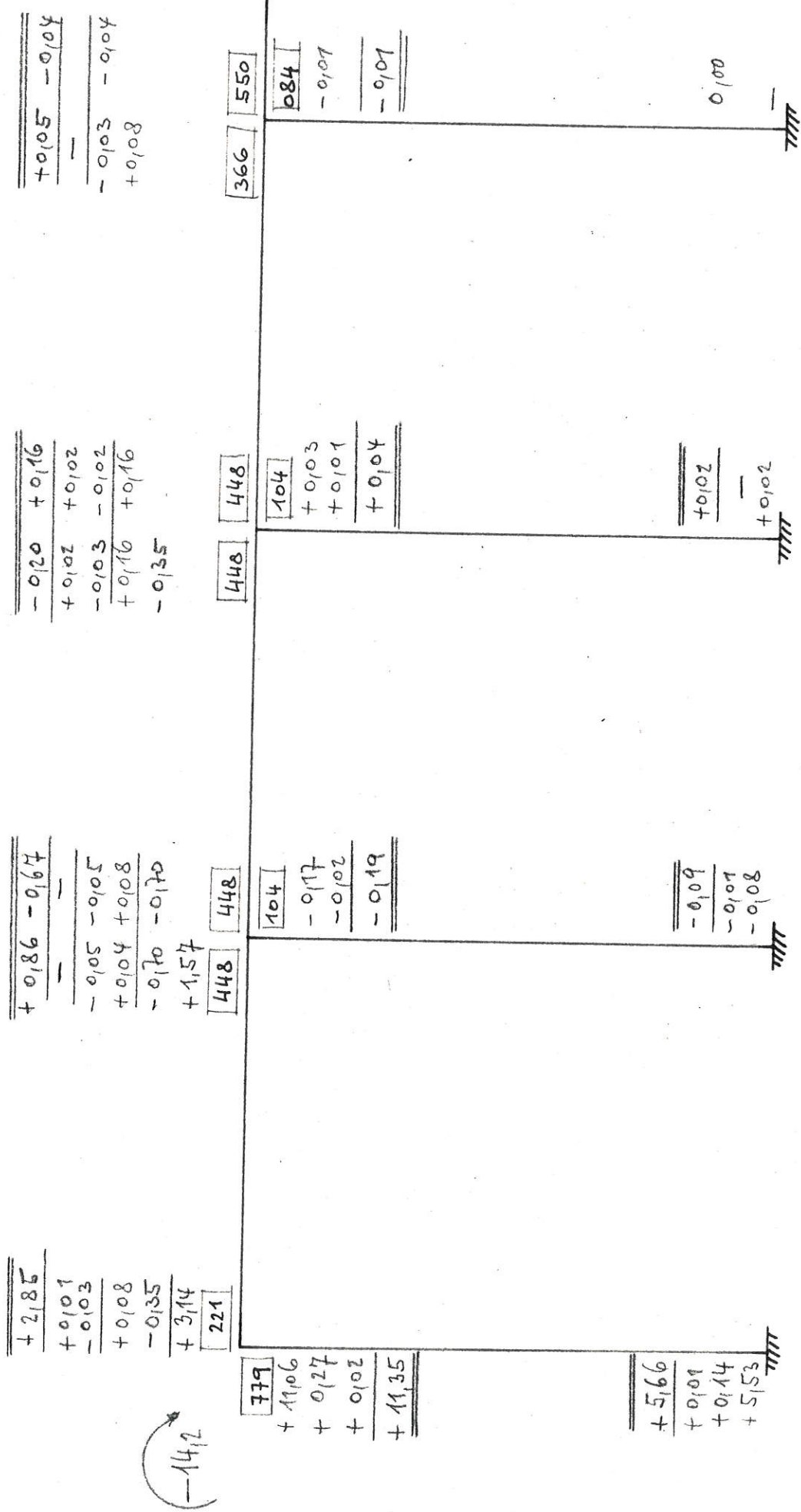
$$M_1 = M_8 = 1,0 \cdot \frac{10512}{2412} = 4,37$$

} Für die Ermittlung der Momentenverteilung.

Lastfall 3: Gleichlast auf den Riegel $p_v = 1,0$

$$M = \pm \frac{3,50^2}{12} = 1,02$$

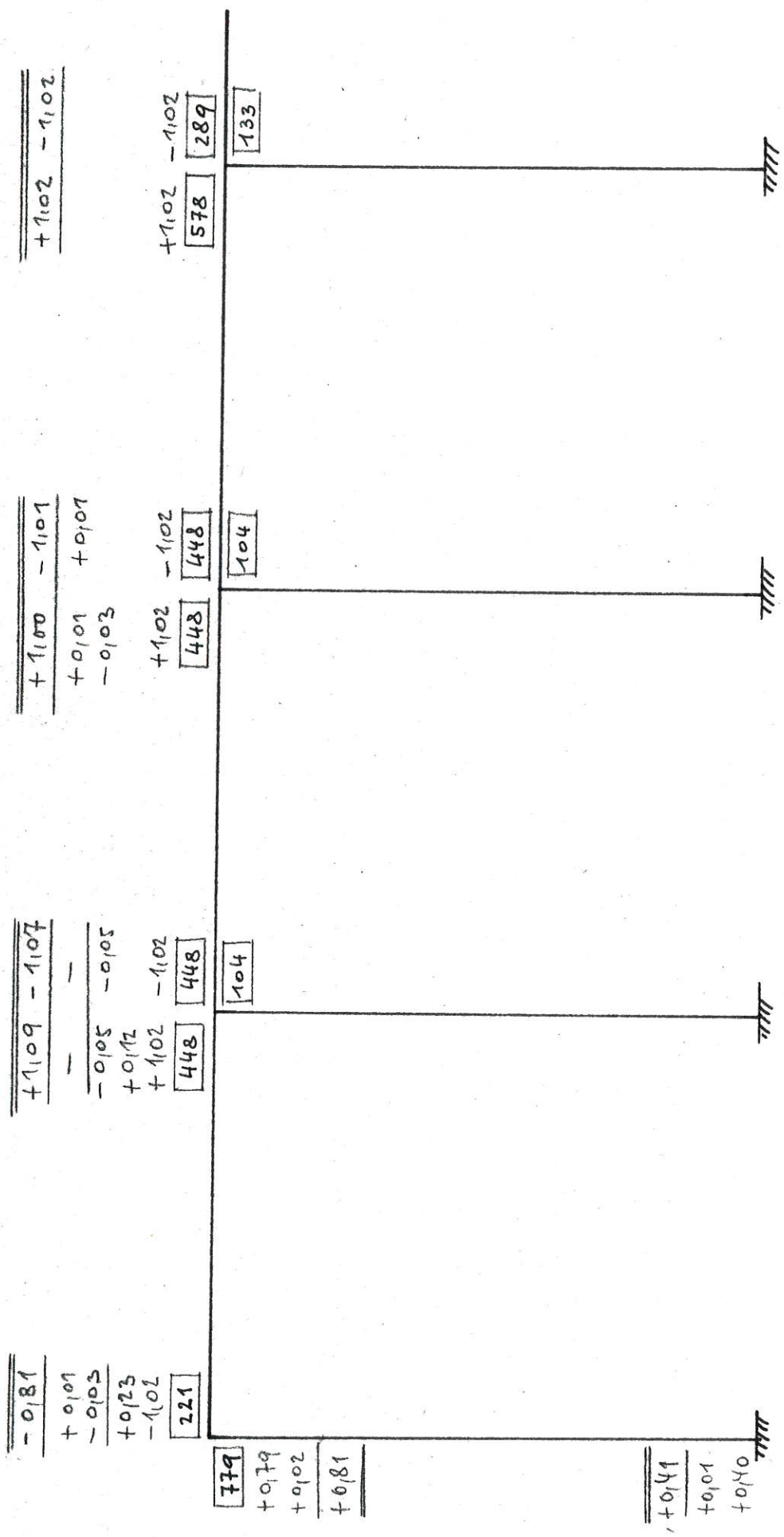
Momente nach Cross



$\begin{array}{r} (+2,82) \\ +1,02 \\ \hline +0,01 \\ -0,01 \\ +0,05 \\ +0,97 \\ \hline 221 \end{array}$	$\begin{array}{r} (+1,68) (+0,99) \\ +0,61 +0,36 \\ \hline +0,02 +0,02 \\ - - -0,04 \\ +0,10 +0,10 \\ +0,49 +0,28 \\ \hline 448 \end{array}$	$\begin{array}{r} (+1,16) (+1,38) \\ +0,42 +0,50 \\ \hline +0,01 +0,01 \\ -0,08 -0,08 \\ +0,05 +0,13 \\ +0,45 +0,45 \\ \hline 448 \end{array}$	$\begin{array}{r} (+1,43) (+1,16) \\ +0,52 +0,42 \\ \hline +0,02 +0,02 \\ -0,04 \\ +0,26 +0,40 \\ +0,28 \\ \hline 366 \end{array}$	$\begin{array}{r} 779 \\ -4,37 \\ +3,40 \\ -0,04 \\ -0,01 \\ -1,02 \\ \hline (-2,82) \end{array}$	$\begin{array}{r} 104 \\ -1,0 \\ +0,03 \\ - - -0,97 \\ \hline (-2,68) \end{array}$	$\begin{array}{r} 104 \\ -1,0 \\ +0,10 \\ -0,02 \\ -0,92 \\ \hline (-2,54) \end{array}$	$\begin{array}{r} 084 \\ -1,0 \\ +0,06 \\ - - -0,94 \\ \hline (-2,60) \end{array}$	$\begin{array}{r} (-7,45) \\ -2,70 \\ -0,01 \\ -0,02 \\ +1,70 \\ -4,37 \\ \hline \end{array}$	$\begin{array}{r} (-2,65) \\ -0,96 \\ -0,01 \\ +0,05 \\ -1,0 \\ \hline \end{array}$	$\begin{array}{r} (-2,65) \\ -0,97 \\ - - -0,03 \\ -1,0 \\ \hline \end{array}$
--	--	--	--	---	--	---	--	---	---	--

$\Sigma M_0 + M_u = -2,70 - 1,02 - 0,99 - 0,97 - 0,96 - 0,92 - 0,97 - 0,94 = -9,47$

$H = 9,47 / 3,50 = 2,70 \quad V = 7,45 / 2,70 = 2,76 \quad \text{Endgültige Momente in Klammern!}$



Bemessung:

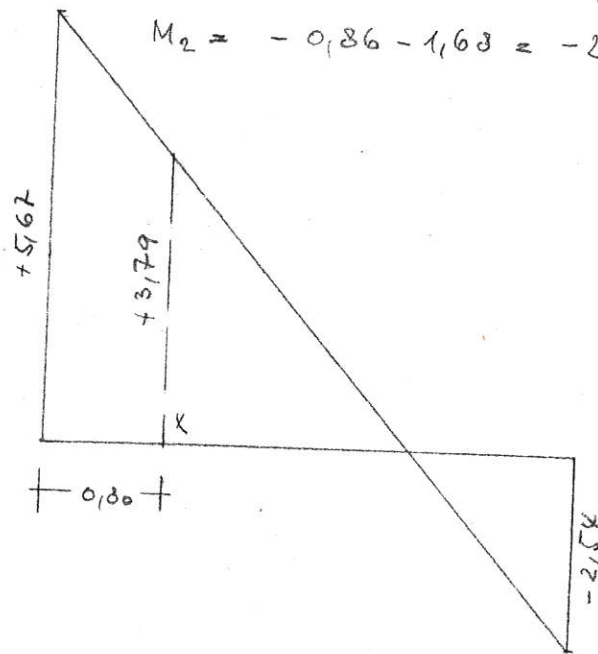
Riegel

1.) Am Anschluss zur Randstütze

$$M_1 = +2,85 + 2,82 = +5,67 \text{ ut}$$

$$M_2 = -0,86 - 1,68 = -2,54 \text{ ut}$$

} Lastfall M+H



aus der Gleichlast:

Lastfall III 1+2+7
(vergl. S. 22)

V
0,905
0,226
0,800
<hr/> 1,931

lv
0,260
0,065
<hr/> 0,325

$$M_1 = -0,81 \cdot 1,931 = -1,56 \text{ ut}$$

$$M_2^e = -1,09 \cdot 1,931 = -2,10 \text{ ut}$$

$$A_1 = 1,75 \cdot 1,931 - (2,10 - 1,56) / 3,50 = 3,38 - 0,15 = 3,23 \text{ t}$$

$$M = -1,56 + 3,23 \cdot 0,80 - 1,931 \cdot \frac{0,80^2}{2} = -1,56 + 2,58 - 0,62 = +0,40 \text{ ut}$$

$$M_x = +3,79 + 0,40 = +4,19 \text{ ut}$$

$$h = 56 = 18,2 \sqrt{\frac{4,19}{0,44}} \quad b = 40 / 2400$$

$$F_e = 45 \frac{4,19}{56} = 3,36 \text{ cm}^2$$

$$\text{vorh: } 3 \phi 16 = 6,0 \text{ cm}^2$$

ausreichend

2.) min. M über einer Innenstütze

$$M_{H+H} = -2,54 \text{ mt}$$

Belastung des Riegels (vergl. S. 22 ff.)

$$M_V = -1,931 \cdot 1,29 = -2,50 \text{ mt}$$

$$M_L = +0,325 \cdot 1,29 = 0,42 \text{ mt}$$

$$\Sigma M_V = -2,54 - 2,50 = -5,04 \text{ mt}$$

$$M_{Res} = \sqrt{5,04^2 + 0,42^2} = 5,06 \text{ mt}$$

$$h = 56 = 16,5 \sqrt{\frac{5,06}{0,44}}$$

$$F_e = 45 \frac{5,06}{56} = 4,07 \text{ cm}^2$$

$$\text{vorh: } 3 \phi 16 = 6,0 \text{ cm}^2$$

ausreichend

Endstütze : oben

$$\max M = +(11,35 - 2,82) = +8,53 \text{ mt}$$

$$\min M = -8,53 - 0,81 = -9,34 \text{ mt}$$

$$\text{vergl. auch S. 35} \quad M_e = 9,34 + 3,6 = 12,94$$

$$h = 95 = 15,4 \sqrt{\frac{12,94}{0,34}} \quad b = 45 / 2400$$

$$F_e = 45 \frac{12,94}{95} - \frac{8,1}{2,4} = 6,14 - 3,37 = 2,77 \text{ cm}^2$$

$$3 \phi 14 \text{ innen und außen} = 4,6 \text{ cm}^2$$

Endstütze unten

$$\max M = +7,45 - 5,66 + 0,41 = +2,20 \text{ mt}$$

ohne Nachweis $2 \times 3 \phi 14$

Mittelstützen oben

$$\max M = \pm (2,68 + 0,19) = \pm 2,87 \text{ mt}$$

$$V = 3,87 \cdot 1,931 = 7,47 \text{ t}$$

b/d = 60/36,5 cm

$$h = 36,5 - 1,5 - 0,8 - 0,2 \approx 33 \text{ cm}$$

$$M_e = 2,87 + 0,148 \cdot 7,47 = 2,87 + 1,12 = 3,99 \text{ mt}$$

$$33 = 12,8 \sqrt{\frac{3,99}{0,60}}$$

$$b = 45 / 2400$$

$$F_e = 45 \frac{3,99}{33} - \frac{7,47}{2,4} = 5,45 - 3,1 = 2,35 \text{ cm}^2$$

$$\text{vorl: } 2 \phi 16 = 4,0 \text{ cm}^2$$

ausreichen



Mittelstützen unten

$$M = 3,87 \cdot 0,325 = 1,26 \text{ t}$$

$$V = 7,47 + 1,64 = 9,11 \text{ t}$$

 M_x :

$$3,47 \cdot 1,26 = +4,36 \text{ mt}$$

$$- 0,17 \cdot 7,47 = -1,27 \text{ t}$$

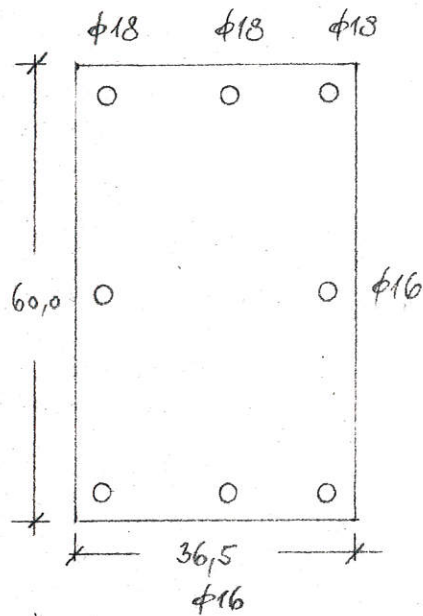
Torsion

$$+ 0,26 \text{ t}$$

$$\underline{M_x = +3,29 \text{ mt}}$$

 M_y :

$$\pm (2,74 + 0,09) = \underline{\pm 2,83 \text{ mt}}$$



Der Spannungsnachweis erfolgt
nach OUVRIER - BEHESSUNG
VON GEBRÜCKTEN STAHLBETONSÄULEN
2. Auflage

$$e'_x = \frac{2,83}{9,11 \cdot 0,365} = 0,35$$

$$e'_y = \frac{3,29}{9,11 \cdot 0,60} = 0,60$$

nach Tafel 8 \rightarrow Pkt. 307

" Tabelle 23 $N_{bi} = 8,22$

$N_e = 2080$

$$N_{bi, \text{vorh}} = \frac{9110}{36,5 \cdot 60} = 4,16$$

$$\text{nach } I_e: \begin{array}{r} 3 \phi 18 - 7,6 \\ 5 \phi 16 - 10,1 \\ \hline 17,7 \text{ cm}^2 \end{array}$$

näherungsweise symm. angenommen

$$\mu = \frac{17,7 \cdot 100}{36,5 \cdot 60} = 0,81 \sim 0,8\%$$

$$N_{bi, \text{vorh}} = \frac{4,16}{8,22} \cdot 100 = 51 \text{ kg/cm}^2 < N_{\text{zul}}$$

$$N_{e, \text{vorh}} = \frac{4,16}{8,22} \cdot 2080 = 1050 \text{ kg/cm}^2 < N_{\text{zul}}$$

Der Nachweis mit min. M_x erübrigt sich, da dies
nur bei Wind in Hallenquerrichtung auftritt.

Die Stützen werden durch die nachgestellten
Anschlüsse mit dem durchgehenden Fundament
Querschnitt $b/d = 45/100$ cm verbunden.

Bewehrungsführung konstruktiv oben und unten $2\phi 12$

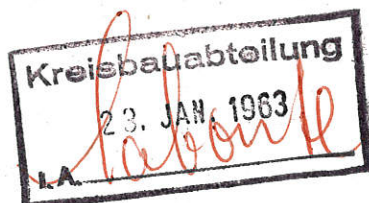
Betruagspannungen $< 50 \text{ kg/cm}^2$ B 160
im Fundament

Der genaue Nachweis des Lastfalls Wind auf
Giebel hat für die volle Windlast auf beide
Hände ergeben, daß die angegebenen
Querschnitte und die Bewehrung ausreichen.

Bei den Innenstützen wurde die konstruktive
Bewehrung mit berücksichtigt.

Unterhaching, 8.1.63

DIPL.-ING. ERHARD LASSAS
Unterhaching vor München
Oskar v. Millerstrasse 1
Tel. 47 25 89



Bp. 927: 928/b2

München, den 29.11.62

St 691/62

Rei/Shu

P r ü f b e r i c h t

=====

Betreff:

Degerndorf

Neubau einer Kirche durch die Evang.-Luth. Kirchengemeinde Brannenburg

Entwurfsverfasser: Architekt F. Lichtblau, München

Ersteller d. Berechnung: Dipl. Ing. E. Lassas, München

Prüfunterlagen:

Statische Berechnung Seite 1-62 mit 1 Positionsplan, zum Vergleich die Eingabepläne.

Inhalt:

Die geplante Kirche überdeckt eine Grundfläche von ca 14 x 29 m. Der unter 60° geneigte Dachstuhl, ausgeführt in Dreieckstrebenbauart, wird in ca 3,5 m Höhe von kontinuierlich durchlaufenden Gesimsträgern gestützt und abgefangen, die ihrerseits ihre senkrechten und waagerechten Auflagerdrücke alle 3,5 m in eingespannte Stahlbetonstützen abgeben.

Die Giebelwände werden als Stahlbetonskelette ausgeführt, die in den Gesimsträgern und in den zugehörigen Fundamenten verankert werden. Die Empore ist grösstenteils als Stahlbetonrippendecke geplant, lediglich am Treppenaufgang sind Massivplatten vorgesehen.

Der Trum steht abseits vom eigentlichen Kirchenbau. Der Unterbau wird in Stahlbeton ausgeführt, die Holzkonstruktion der Turmspitze beginnt in ca 3,5 m und reicht bis auf Kote + 37,5 m.

Untersucht wurden alle tragenden Bauteile, dagegen wurden

währleistet. Diese Kräfte sind sowohl auf der Empore - als auch auf der Altarseite durch Stahlbetonrahmen aufzunehmen, die durch die Endstützen und Stützen im 1. Feld einerseits und durch den dortigen Gesimsträger und zugehörigen Bankettbalken (B 225!) andererseits gebildet werden. Es sind somit insgesamt 4 Rahmen dieser Art anzuordnen und diese sowohl für Winddruck - als auch für Windsogkräfte zu bemessen. Die Bemessung dieser Rahmen ist entsprechend den anfallenden Windlasten noch durchzuführen.

- 3.) Die Stützweite der Dachträger überschreitet die in der Zulassung angegebene Länge von 12 m um 7,5 %. Es ist wünschenswert, diese Grenzlänge durch Änderung der Dachneigung einzuhalten, andernfalls ist aber mindestens zu gewährleisten, dass alle anfallenden Schnittkräfte einwandfrei und unter Einhaltung der zulässigen Spannungen aufgenommen werden können. Bei Erstellung der Konstruktionspläne ist besonderes Augenmerk auf die Ausbildung des Firstpunktes zu richten, der zwar in der Zulassung nicht behandelt ist, aber den dort gegebenen Richtlinien entsprechend zu gestalten ist.
- 4.) Es wird empfohlen, die obere Platte im Turmbau konstruktiv reichlich zu bewehren und bei der Querbewehrung den § 22, Ziffer 4, Absatz 2 in Anwendung zu bringen (unklare Lastverteilung, schwellende Beanspruchung der Platte, ev. Überlagerung von Schwingung und damit Steigerung der in Rechnung gestellten Last).
- 5.) Unterbau des Turmes: Es ist dafür Sorge zu tragen, dass die auf Seite 57 ermittelte Bewehrung für das Einspannmoment des oberen aufgesetzten Rahmens in den Bauteilen über den Fensterausspannungen des Unterteiles einwandfrei verlegt und die Momente zweifelsfrei aufgenommen werden können. (Torsion!) Bei Berücksichtigung des Lastfalles "Wind über Eck" sind in den Ecken der Turmkonstruktion ca 30 t Zug aufzunehmen. Hierfür sind die auf Seite 60 der Berechnung ermittelten 10 Ø 14 ausreichend, sie sind jedoch so anzuordnen, dass sie möglichst massiert auch tatsächlich in

15792/4111

Neubau der ev.-luth. Kirche in Brannenburg

S t a t i s c h e B e r e c h n u n g

der Kirche und des freistehenden Glockenturmes

aufgestellt:

Dipl.-Ing. Erhard Lassas

Unterhaiding vor München

Oskar v. Müllersstrasse 1

Tel. 47 25 88

München, den 2.11.1961

Für den Bauherrn:

i. d. G. *St. J. Pfarrer*

Evangelisch-Luth. Pfarramt
Brannenburg a. Inn

Die geplante ev.-luth. Kirche in Brannenburg besitzt eine Grundfläche von 14,0 x 24,9 m. Sie ist nicht unterkellert.

Auf ca. 3,5 m hohen Seitenwänden ruht ein unter 60° geneigter hölzerner Dachstuhl, der an seiner Innenseite als Raumabschluß eine Holzverschalung mit Isolierung trägt. Als Dacheindeckung werden Holzschindel verwendet. Der Dachschub wird über einen Gesimsträger und Stützen aus Stahlbeton und Stiefelfundamente in den Baugrund abgeleitet.

An der Altarseite ist in der Giebelwand ein Sichtbetonstreifen in Traufhöhe angeordnet, der die Funktion eines Zugbandes übernimmt. Die Stiefelfundamente sind deshalb an den Randstützen nicht notwendig. Diese Wand wird aus Isospan- oder Durisol-Mantelbetonsteinen errichtet. Bei dieser Konstruktion bildet der innere Ortbeton das tragende Element. Durch Einlegen von Bewehrung ist es möglich, einzelne Querriegel und Stützen zur Aussteifung der Wand äußerlich unsichtbar anzubringen. Im vorliegenden Falle mußten wegen der großen Höhe mehrere solche Aussteifungen angebracht werden. Die notwendigen Angaben sind in der Berechnung enthalten.

Die Empore der Kirche wird als Stahlbetonrippendecke mit einer Rohdeckenstärke von 30 cm ausgeführt. Lediglich im Treppenaufgang sind Massivplatten, 14 cm bis 18 cm dick, vorgesehen. Für die notwendige Abtreppung des Emporefußbodens dient ein teilweise bis zu 45 cm dicker Aufbeton. Zur Gewichtseinsparung ist ein Leichtbeton von 1,6 t/m³ Rohwichte (Hüttenbims mit max. 1/3 Sandzusatz) vorgesehen.

Die Wände unter der Emporendecke sind durchwegs 24 cm dick aus Hochlochziegeln Hlz 1,2/150 in Mörtelgruppe II vorgesehen.

Die Giebelwand an der Empore besitzt in der Mitte ein vertikales Fensterband, das nur durch einen Sichtbetonstreifen in Traufhöhe (Horizontalschub) unterbrochen wird. Am Dachanschluß ist ein weiterer Sichtbetonstreifen (Ortgangträger) angeordnet. Dieser Ortgangträger wurde so bewehrt, daß er in der Lage wäre, die Windlast freistehend aufzunehmen. Allerdings wird hierbei die zulässige Schlankheit - Nachtrag zu DIN 1045 - überschritten. Im Hinblick auf unvorhergesehene Lastzustände bei der Bauausführung sowie für einen evtl. Katastrophenfall erscheint es unbedingt

wünschenswert, die Standsicherung dieses Bauteiles zu erreichen.

Die eigentliche Windaussteifung der Giebelwand ist wie üblich durch einen Windverband in der Dachkonstruktion erreicht. Ein Nachweis der angebrachten Verstrebung und ihrer Anschlüsse ist in der Berechnung enthalten.

Die Dachsparren werden aus geleimten Fachwerkträgern (DSB) ausgeführt.

Der freistehende Glockenturm, Grundfläche 3,87 x 3,87 m, besitzt eine Höhe von 37,5 m. Das Dach wurde bis auf eine Höhe von 3,50 m herabgezogen. Der obere Teil des Turms (bis auf 8,1 m Höhe) besteht aus einer Holzkonstruktion. Die statische Berechnung ergab, daß für die Aufnahme der Windkräfte die übliche zimmermannsmäßige Verschwertung nicht mehr ausreicht. Es ist deshalb ein Dreiecksverband vorgesehen, bei dem als Verbindungsmittel/^{Ein-}pressdübel verwendet werden. Der Anschluß an die Stahlbetonunterkonstruktion wird durch Stahllaschen und Bolzenschrauben hergestellt.

Die zweistöckige Stahlbetonkonstruktion übernimmt die Kräfte aus dem hölzernen Turmspitz und dem Glockenstuhl.

Rechnungsannahme:

Nutzlasten der Empore 500 kg/m²

Glockenlasten (vgl. S. 52) wurden von der Glockengießerei Karl Czudnachowsky, Erding, angegeben.

Zulässige Bodenpressung für "festgelagerten Grobsand bis Kies".
Sofern andere Bodenverhältnisse angetroffen werden, ist eine Neu-dimensionierung erforderlich.

Verwendete Unterlagen:

Eingabepläne des Architekten Dipl.Ing. Franz Lichtblau vom 14.8.61
DIN 1045, 1052, 1053, 1054, 1055

Stahlbetonkalender, Halasz "Holzbautaschenbuch usw."

Baurechtliche Zulassungen für DSB Träger und Isospan-Mantelbetonsteine.

Verwendete Baustoffe:

Stahlbeton: Beton B 225

Stahl St III - Rippenstahl

St IV - Baustahlgewebe

Wände: 1. Isospan- oder Durisol-Mantelbetonsteine d = 30 cm
Ortbeton B 225
2. Hlz 1,2/150 in Mörtelgruppe II

Fundamente: unbewehrt - B 80
bewehrt - B 160 (B 225)

Die Ausführungszeichnungen für die Stahlbetonkonstruktion sowie für die Holzkonstruktion des Turmes werden vom Berechnungsaufsteller angefertigt.

Pos. 1 - Mittelfeld der Empore:

Stahlbetonrippendecke mit Hohlk6rpern nach DIN 4158

d = 30 cm

Belastung: Bereich a — Rohdecke

360 kg/m²

15 cm Aufbeton^{+) 0,15 · 1600 =} 240 "

Belag ~ 80 "

g = 680 kg/m²

Nutlast p = 500 "

g = 1180 kg/m²

+) H6ckerbeton mit
max 1/3 Sand-
zusatz

ρ = 1,6 t/m³

Bereich b — Rohdecke

360 kg/m²

30 cm Aufbeton^{+) 0,30 · 1600 =} 480 "

Belag ~ 80 "

g = 920 kg/m²

p = 500 "

g = 1420 kg/m²

Bereich c — wie vor, jedoch

45 cm Aufbeton

g = 920 + 240 = 1160 kg/m²

p = 500 "

g = 1660 kg/m²

Spannweite $l = 5,10 \text{ m}$

zul. Schlankheit: $\bar{\lambda} = 70/2000$; $l_{\text{eff}}/h = 31$

$$h_{\text{min}} = \frac{5,10}{31} = 16,4 \text{ cm} \quad - \text{vorh.: } 24,8 \text{ cm}$$

Bemessung: Nach "Löser" $h = 24,8 \text{ cm}$; $z = 22,3 \text{ cm}$
max $M = 5,94 \text{ kNm}$

$$M_a = \frac{5,10^2}{8} \cdot 1,18 = 3,84 \text{ kNm}$$

$$M_b = \frac{5,10^2}{8} \cdot 1,42 = 4,62 \text{ kNm}$$

$$M_c = \frac{5,10^2}{8} \cdot 1,66 = 5,40 \text{ kNm} < \text{max } M$$

erf.:

$$f_{e a} = \frac{3,84}{0,223 \cdot 2,10} = 8,61 \text{ cm}^2/\text{m}; \quad \text{vorh.: } 1\phi 16 + 1\phi 18 = \frac{4,5 \text{ cm}^2/\text{m}}{= 9,0 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

$$f_{e b} = \frac{4,62}{0,223 \cdot 2,10} = 10,35 \text{ cm}^2/\text{m}; \quad 1\phi 18 + 1\phi 20 = \frac{5,6 \text{ cm}^2/\text{m}}{= 11,2 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

$$f_{e c} = \frac{5,40}{0,223 \cdot 2,10} = 12,10 \text{ cm}^2/\text{m}; \quad 2\phi 20 = \frac{6,3 \text{ cm}^2/\text{m}}{= 12,6 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

Stängel $\phi 6$; $t = 30 \text{ cm}$



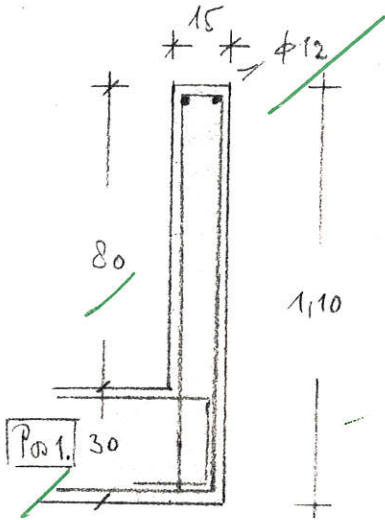
1 Quersippe

Bezeichnung σ $2\phi 16$
 ω $2\phi 20$

Stängel $\phi 6$ - $t = 30$

Pos. 1.1 - Brüstung an der Empore:

Querschnitt 15 / 110 cm



Belastung 0,15 · 1,1 · 2,14 =

0,40 t/m

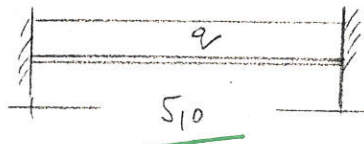
aus Pn. 1: 1,0, 0,360

0,080

0,500

0,940

- 0,94
p_z = 1,34 t/m



$$M_A = \frac{510^2}{12} \cdot 1,34 = \underline{2,8 \text{ ut}}$$

$$M_F = \underline{1,4 \text{ ut}}$$

Bemessung:

Feldmitte: $100 = 33 \sqrt{\frac{1,4}{0,15}} \quad \delta = /2000$

$$F_e = 53 \frac{1,4}{100} = \underline{0,74 \text{ cm}^2}$$

roh: konstruktiv 2 φ12 = 2,3 cm²

Einspannung:

$$F_e = \frac{2,8}{0,95 \cdot 2,0} = \underline{1,47 \text{ cm}^2}$$

roh: konstruktiv, 2 φ12 = 2,3 cm²

Mügel φ8, t = 25 cm

Seitenkraft U = 100 kg h = 80 cm

$$M = 0,1 \cdot 0,8 = \underline{0,08 \text{ ut}}$$

$$h = 12 = 42 \sqrt{0,08}$$

$$F_e = 53 \frac{0,08}{12} = \underline{0,35 \text{ cm}^2}$$

roh: φ8 t = 25 cm = 2,0 cm²

Pos. 1.2 - Sturz in ^{der} die Giebelwand an der Empore:

Querschnitt $b/d = 34/90 \text{ cm}$

Belastung: Eigengewicht $0,34 \cdot 0,90 \cdot 2,4 = 0,74 \text{ t/m}$

Feuster $\sim 0,10$

aus Pos. 1 - $1,0 \cdot 1,66 = 1,66$

$q = 2,50 \text{ t/m}$

$l = 5,50 \text{ m}$; Zugkraft aus Dachschub $Z = \frac{3,50}{2} \cdot 0,755 = 1,32 \text{ t}$

$$M = \frac{5,5^2}{8} \cdot 2,50 = 9,45 \text{ mt}$$

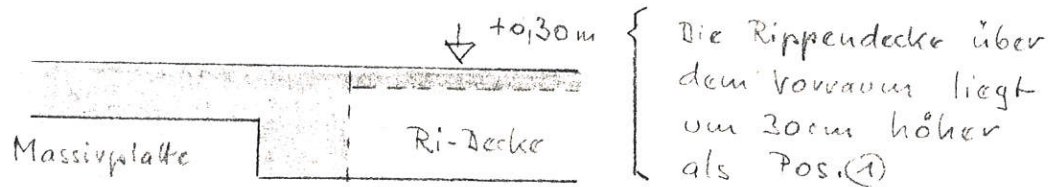
$$h = 85 = 16,2 \sqrt{\frac{9,45}{0,34}} \quad f = 40/2000$$

$$F_e = 54 \frac{9,45}{85} + \frac{1,32}{2} = 5,8 + 0,7 = 6,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{meh: } 5\phi 14 = 7,7 \text{ cm}^2$$

Bügel $\phi 8$, $t = 25 \text{ cm}$

Pos. 2 - Empore im Bereich des Windfangs und Kragplatte im Treppenhaus :



Belastung :

Massivplatte $d = 15 \text{ cm}$ $0,15 \cdot 2400 = 360 \text{ kg/m}^2$

Belag + Putz 80 "

$g = 440 \text{ kg/m}^2$

Nutzlast $p = 500 \text{ "}$

$q = 940 \text{ kg/m}^2$

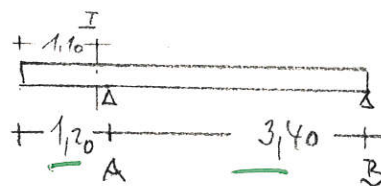
Rippendecke $d = 30 \text{ cm}$ Rohdecke 360 kg/m^2
Belag + Putz 80 "

$g = 440 \text{ kg/m}^2$

$p = 500 \text{ "}$

$q = 940 \text{ kg/m}^2$

System :



$M_{gI} = \frac{1,20^2}{2} \cdot 0,94 = 0,68 \text{ ut/m}$, $M_{II} = \frac{1,10^2}{2} \cdot 0,94 = 0,57 \text{ ut/m}$

$M_F : M_{gk} = \frac{1,20^2}{2} \cdot 0,44 = 0,32 \text{ ut/m}$

$B = \frac{3,4}{2} \cdot 0,94 - \frac{0,32}{3,4} = 1,60 - 0,09 = 1,51 \text{ t/m}$

$M_F = \frac{1,51^2}{2 \cdot 0,94} = 1,21 \text{ ut/m}$

$\left(\frac{p}{24} = 0,45 \text{ ut/m} \right)$

	A/c	C/B
q	$ \begin{array}{r} 0,50 \\ 1,61 \\ - 1,53 \\ + 0,305 \\ \hline - 1,225 \end{array} $	$ \begin{array}{r} 0,50 \\ 0,83 \\ + 0,92 \\ + 0,305 \\ \hline + 1,225 \end{array} $
w	$ \begin{array}{r} - 0,77 \\ + 0,385 \\ \hline - 0,385 \end{array} $	$ \begin{array}{r} 0,385 \\ + 0,385 \\ \hline + 0,385 \end{array} $

bleibt gleich!

$$M_{\text{St}} = -1,225 - 0,77 = -2,00 \text{ mt}$$

M A/c:

$$M_{\text{St}} = -1,225 - 0,385 = -1,610$$

$$A = \frac{3,50}{2} \cdot 0,92 + \frac{3,50}{2} \cdot \frac{3}{4} \cdot 0,24 = 1,61 + 0,32 - 0,46 = 1,47 \text{ t/m}$$

$$M = \frac{1,47 \cdot 2}{2,116} = 0,93 \text{ mt}$$

$$M = \frac{2,342}{2,116} = 1,106 \text{ mt}$$

$x_A = \frac{1,47}{1,116} = 1,27 \text{ m}$

M C/B:

$$M_{\text{St}} = -1,61$$

$$B = \frac{3,50}{2} \cdot 0,44 + \frac{3,50}{2} \cdot \frac{1}{4} \cdot 0,24 = 0,77 + 0,11 - 0,46 = 0,42 \text{ t/m}$$

$$M_2 = \frac{0,42 \cdot 2}{2 \cdot 0,44} = 0,20 \text{ mt}$$

$$M_2 = \frac{1,292}{2 \cdot 0,94} = 0,88 \text{ mt}$$

$x_B = \frac{0,42}{0,44} = 0,96 \text{ m}$

Bemessung:

Feld A/c: $M = 0,93 \text{ mt}$

$$l_e = \frac{0,93}{0,223 \cdot 2,10} = 2,1 \text{ m}$$

vorh: $2 \phi 12 / R_i = 4,12$

$\frac{1}{\phi 12}$

Feld C/B: wie Feld A/c

Stütze: $M_{st} = -2,00 \text{ mt}$ $+2 \cdot 0,87$

$$C = 1,61 + 0,11 + 0,77 + 0,32 + \frac{2 \cdot 2,00}{3,50} =$$

$$= 2,81 + 1,14 = 3,95 + 5,67 =$$

$$M_{red} = -2,00 + \frac{3,95 \cdot 0,24}{8} = -1,88 \text{ mt bel.}$$

$$h = 24,8 = 8,1 \sqrt{\frac{1,88}{0,20}} \quad \delta = 90 / 2000$$

$$k = 58 \frac{1,88}{24,8} = 4,4 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

inkl: $4 \sqrt{\phi 12}/\text{m} = 4,12$
 $3,1 \text{ cm}^2/\text{cm}$

~~Belastung~~ $2 \phi 10/\text{m} = 4,6$
 $4,7 \text{ cm}^2/\text{cm}$

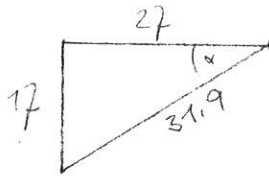
Stütze $\phi 6$; $t = 30 \text{ cm}$

1 Quersippe $\frac{a}{n}$ je $2 \phi 10$

Pos. 4 - Treppenaufgang zur Empore:

4.1 - Treppenläufe

$$l = 3,10 \text{ m}$$



$$\cos \alpha = \frac{27}{31,9} = 0,847$$

Belastung:

Massivplatte $d = 14 \text{ cm}$

$$\frac{0,14}{0,847} \cdot 2400 = 397 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Stufen } \frac{0,17}{2} \cdot 2200 = 187$$

$$\text{Belag u. Putz } 80$$

$$s = 664 \text{ kg/m}^2$$

Nutzlast

$$p = 500$$

$$q = 1164 \text{ kg/m}^2$$

$$M = \frac{3,10^2}{8} \cdot 1,164 = 1,40 \text{ t}$$

$$h = 12,5 = 10,6 \sqrt{1,40} \quad \sigma = 68 / 2400$$

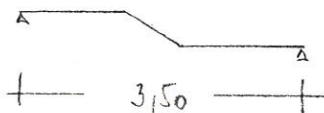
$$k = 46,3 \frac{1,40}{12,5} = 5,20 \text{ cm}^2$$

$$\text{vorh.: } \phi 10, t = 15 \text{ cm} - 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Querschnitt } 3 \phi 7 / \text{m}$$

4.2 - Podeststreifen

$$l = 5,0 \text{ m}$$



Belastung:

$$\text{Massivplatte } d = 18 \text{ cm}, 0,18 \cdot 2400 = 432 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Belag und Putz } 80$$

$$\text{aus Pos. 4.1} - \frac{214}{2} \cdot 1,164 = 1400$$

$$l_w = 2,40 \text{ m}$$

Nutzlast

$$500$$

$$q = 2412 \text{ kg/m}^2$$

$$M = \frac{3,50^2}{2}, 2,412 = \underline{3,7} \text{ cm}$$

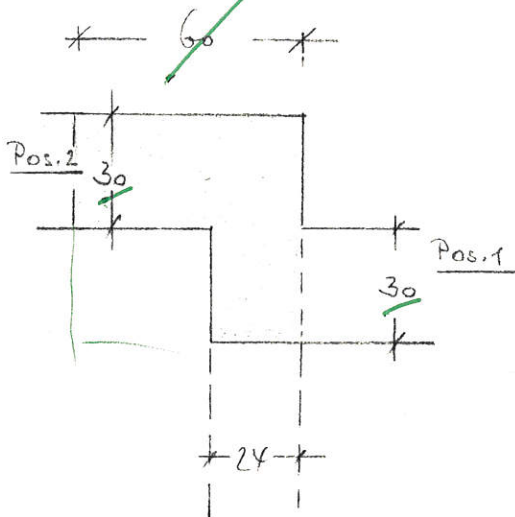
$$h = 16,3 = \underline{8,5} \sqrt{3,7} \quad \sigma = 80/1800$$

$$I = \underline{64} \frac{3,7}{\underline{16,3}} = \underline{14,5} \text{ cm}^2$$

$$\text{vorh.: } \underline{\phi 14}, t = 10 \text{ mm} - \underline{15,4 \text{ cm}^2}$$

Pos. 5 - Unterzüge im Bereich der Empore:

5.1 - Unterzug am Hindfang:



Spannweite $l = 3,50m$

Belastung:

Träger $0,6 \cdot 0,24 \cdot 24 = 0,346$

$0,3 \cdot 0,46 \cdot 24 = 0,331$

t_{kur}

0,677

aus Pos. 1: $\frac{4,8}{2} \cdot 1,18 =$ 2,84

anteil. Nutzlast $0,6 \cdot 0,5 =$ 0,30

aus 1 gespannter Pos. 2

$\sim 0,5 \cdot 0,94 =$ 0,57

$\rho =$ 4,387

$M = \frac{3,50^2}{8} \cdot 4,387 =$ 6,7 ut

$Q = \frac{3,50}{2} \cdot 4,387 =$ 7,7 t

Bemessung:

$h = 56 = \frac{16,7}{0,60} \sqrt{\frac{6,7}{0,60}}$

$\sigma = 40 / 2000$

$F_e = 54 \cdot \frac{6,7}{56} =$ 6,5 cm²

oder: $4 \cdot \phi 18 =$ 10,2 cm²

Schubsicherung:

$\tau = \frac{7700}{24 \cdot 7/8 \cdot 56} = 6,5 \text{ kg/cm}^2 < 7,0$

Somit ohne Nachweis!

Antfänger $\sim \phi 18$

Träger $\phi 8, t = 20 \text{ mm}$

5.2 - Unterzug über dem Emporenauflang

Querschnitt $b/d = 24/120 \text{ cm}$, $l = 1,30 \text{ m}$

Belastung: $0,24 \cdot 1,20 \cdot 2,4 = 0,69 \text{ t/m}$
 am Pos. 2 $\frac{5,67}{2,93}$

$p = \frac{3,62}{6,36} \text{ t/m}$

$M = \frac{1,30^2}{8} \cdot \frac{6,36}{1,35} = 0,77 \text{ mt}$

$h = 110 = \sqrt[4]{\frac{0,77 \cdot 135}{0,24}}$

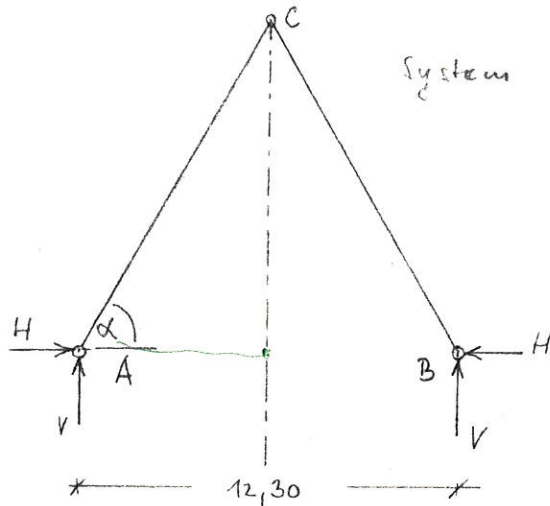
$F_e = 53 \cdot \frac{0,77}{110} = 0,38 \text{ cm}^2$

Bezeichnung: Konstruktiv 3 $\phi 12$

Der Nachweis der Unterzüge $24/120 \text{ cm}$
 an der Salnitze: übrige Nachw.,
 Bezeichnung wie Pos. 5.2 - 3 $\phi 12$

Pos. 6 - Gesimsträger:

Belastung aus der Dachkonstr.



$$\alpha = 60^\circ$$

$$\sin \alpha = 0,866$$

$$\cos \alpha = 0,500$$

Lastfall ständige Last:

Eindeckung: Asbestzementplatten
auf Schalung oder
Kupferblech auf Schalung

$$35 \text{ kp/m}^2 \text{ Dfl.}$$

Dachkonstr.

$$\sim 15 \text{ "}$$

Holzverschalung a.d. Innenseite

$$\sim 15 \text{ "}$$

Wärmeisolierung (Styropor
oder Glaswolle) einschl.

Sparschalung

$$\sim 5 \text{ "}$$

$$70 \text{ kp/m}^2 \text{ Dfl.}$$

$$V_A = V_B = 12,30 \cdot 70 =$$

$$861 \text{ kp}$$

$$H = \frac{861 \cdot 12,30}{4 \cdot 12,30 \cdot \sin \alpha} =$$

$$248 \text{ kp}$$

Lastfall Schnee

$$s = 35 \text{ kg/m}^2 \text{ Gfl.}$$

ganzseitig $A = B = \frac{12,30}{2} \cdot 35 = 215 \text{ kg}$

$$H = \frac{215}{4 \cdot \sin \alpha} = 62 \text{ kg}$$

halbseitig $A = 6,15 \cdot 35 \cdot 0,75 = 162 \text{ kg}$

$$B = 6,15 \cdot 35 \cdot 0,25 = 54 \text{ kg}$$

$$H = \frac{54 \cdot 12,30}{2 \cdot 12,30 \cdot \sin \alpha} = 31 \text{ kg}$$

Lastfall Wind

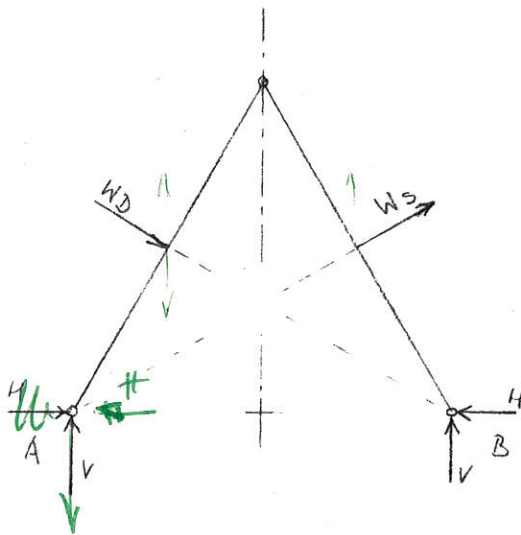
$$q = 80 \text{ kg/m}^2$$

$$W_D = (1,2 \cdot \sin \alpha - 0,4) \cdot 80 = 51,2 \text{ kg/m}^2 \text{ Dfl.}$$

$$W_S = 0,4 \cdot 80 = 32 \text{ kg/m}^2 \text{ Jfl.}$$

$$W_D = 12,30 \cdot 51,2 = 630 \text{ kg}$$

$$W_S = 12,30 \cdot 32,0 = 394 \text{ kg}$$



$$V_A = - \frac{394 \cdot 12,30}{2 \cdot 12,30} = -197 \text{ kg} \checkmark$$

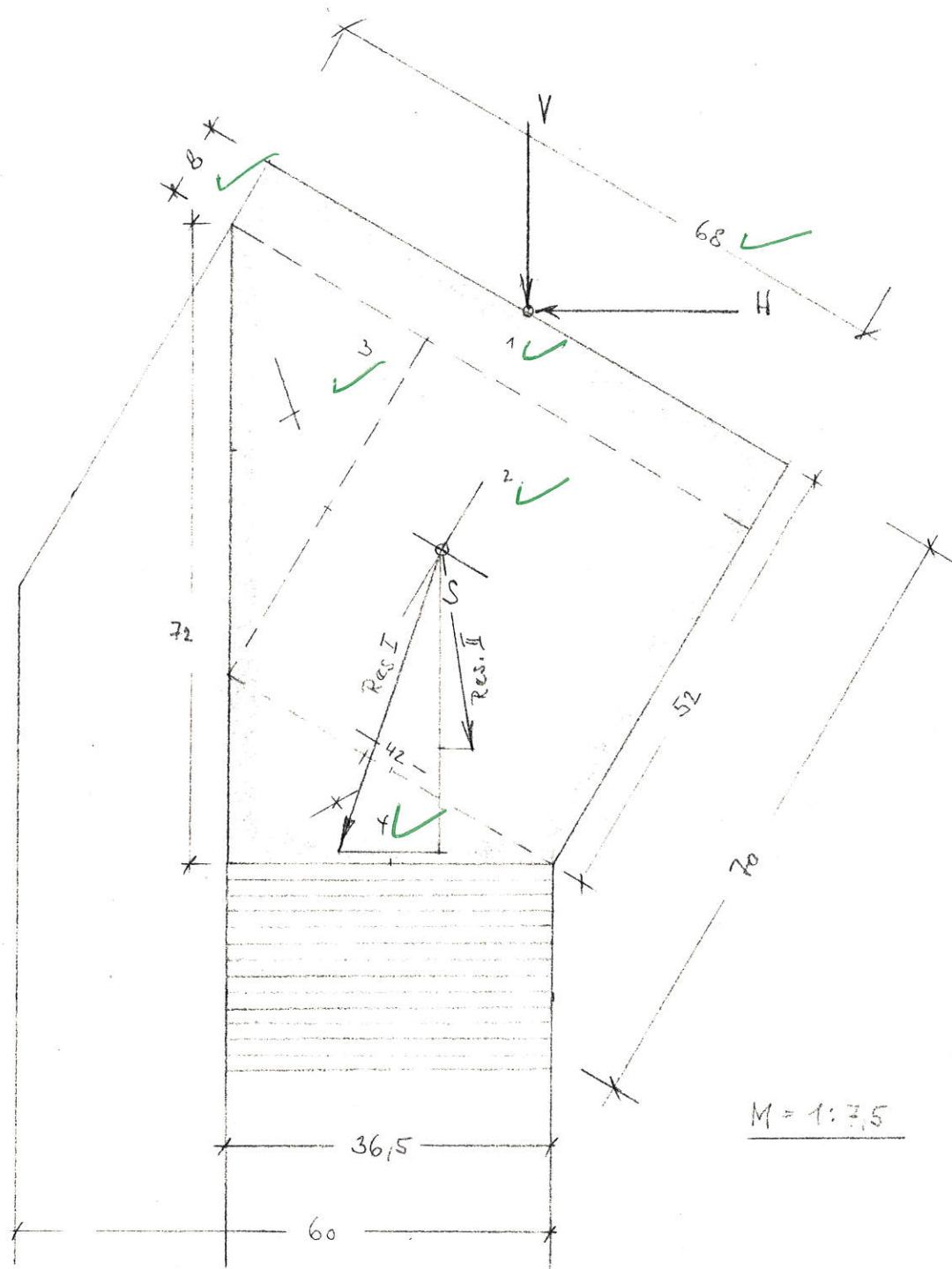
$$V_B = \frac{630}{2} = 315 \text{ kg} \checkmark$$

$$\sum H = 0 \quad H_B - H_A = \sin \alpha (630 + 394) = 886$$

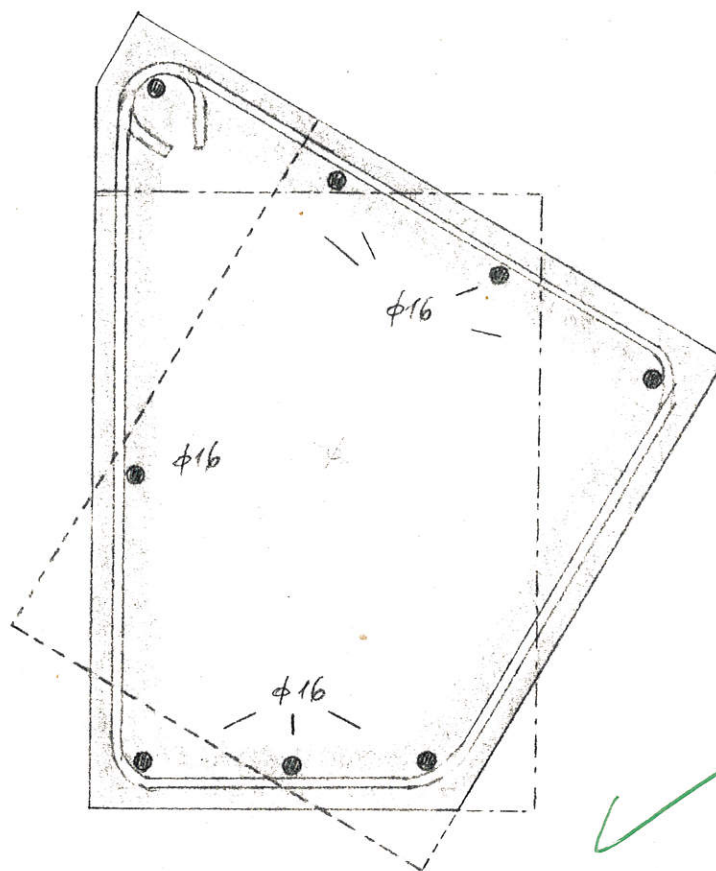
$$H_A = - \frac{12,30 (630 + 197)}{2 \cdot 12,30 \cdot \sin \alpha} = -477 \text{ kg}$$

$$H_B = \frac{12,30 (394 + 315)}{2 \cdot 12,30 \cdot \sin \alpha} = 409 \text{ kg}$$

$$\sum H = 886 \checkmark$$



Gesimusträger Pos. 6
 Schwerpunktslage und
 Lastangriff



Gesimsträger Pos. 6

Querschnitt mit Bauabnung

M. = 1:7,5

8 $\phi 16$ - Bü $\phi 8$, $t = 25\text{cm}$

Fläche und Schwerpunktlage des Gesamträgers:

	$F [dm^2]$	$x [dm]$	$x \cdot F$	$y [dm]$	$y \cdot F$
①	$\underline{6,8 \cdot 0,8 = 5,44}$	<u>3,4</u>	<u>18,5</u>	<u>0,4</u>	<u>2,2</u>
②	$\underline{4,2 \cdot 4,4 = 18,5}$	<u>2,1</u>	<u>38,8</u> ✓	<u>3,0</u>	<u>55,5</u>
③	$\underline{4,4 \cdot \frac{2,6}{2} = 5,72}$	$\underline{4,2 + \frac{2,6}{3} = 5,07}$	<u>29,0</u>	$\underline{0,8 + 1,47 = 2,27}$	<u>13,0</u>
④	$\underline{4,2 \cdot \frac{1,8}{2} = 3,78}$	<u>2,45</u>	<u>9,3</u>	$\underline{5,2 + 0,6 = 5,8}$	<u>21,9</u>
	<u>33,44</u>		<u>95,6</u>		<u>92,6</u>

$$x_s = \frac{95,6}{33,44} = \underline{2,86 \text{ dm}}$$

$$y_s = \frac{92,6}{33,44} = \underline{2,77 \text{ dm}}$$

Trägerabzweigengewicht

$$g = \underline{0,3344 \cdot 2,4 = 0,80 \text{ t/m}}$$

Bei der Berechnung der Dachlasten wurde zuerst als Lastangriffspunkt das Auflager des Unterzugs angesehen. Daraus ergab sich eine Stützweite von $L = 12,30 \text{ m}$.

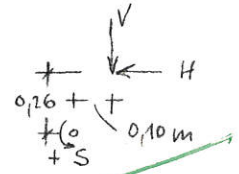
Die DSB-Träger besitzen eine Auflagerverstärkung, weshalb das rechner. Auflager in trägermitte angenommen werden kann. Die Stützweite ändert sich demzufolge in $L = 12,90 \text{ m}$.

In der nachfolgenden Tabelle sind die Dachlasten im Verhältnis

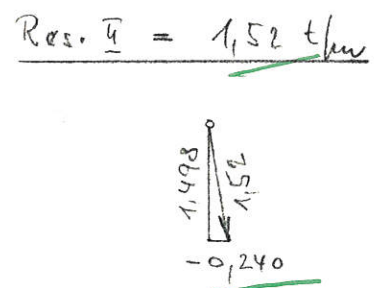
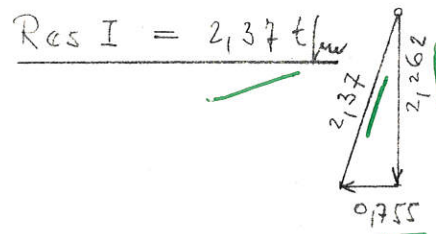
$$\underline{v = \frac{12,90}{12,30} = 1,05}$$

vergrößert worden.

Zusammenstellung der Lasten:



Lastfall	V [t]	H [t]	M _T (Torsionsmoment) [mt]
Dachkonstr.			
1 <u>ständ. Last</u>	<u>0,905</u>	<u>0,260</u>	$-0,10 \cdot 0,905 = -0,091$ $+0,26 \cdot 0,26 = +0,068 = -0,023$
2 <u>Schnee, beids.</u>	<u>0,226</u>	<u>0,065</u>	$-0,023 + 0,017 = -0,006$
3 <u>" halbs. links</u>	<u>0,170</u>	<u>0,033</u>	$-0,017 + 0,009 = -0,008$
4 <u>" rechts</u>	<u>0,057</u>	<u>0,033</u>	$-0,006 + 0,009 = +0,003$
5 <u>Wind von links</u>	<u>-0,207</u>	<u>-0,500</u>	$+0,021 - 0,130 = -0,109$
6 <u>von rechts</u>	<u>0,331</u>	<u>0,430</u>	$-0,033 + 0,112 = +0,079$
7 <u>Eqs. Träger</u>	<u>0,800</u>	—	—
I { <u>max V</u> <u>max H</u> <u>1+2+6+7</u>	<u>2,262</u>	<u>0,755</u>	<u>+0,050</u>
II { <u>min R</u> <u>1+5+7</u>	<u>1,493</u>	<u>-0,240</u>	<u>-0,132</u>
<u>min M_T</u> <u>1+3+5+7</u>			<u>-0,140</u>
<u>max M_T</u> <u>1+4+6+7</u>			<u>+0,059</u>



Biegemomente

$$L = 7 \times 3,50 \text{ m}$$

nach Stahlbaukalkülen

$$q = 1 \text{ t/m} !$$

$$M_{1/2} = - 0,211 \cdot \frac{3,50^2}{2} = - 1,29$$

$$M_{2/3} = - 0,155 \cdot \frac{3,50^2}{2} = - 0,95$$

$$M_{3/4} = - 0,169 \cdot \frac{3,50^2}{2} = - 1,04$$

M₁:

$$A = \frac{3,50}{2} - \frac{1,29}{3,50} = 1,75 - 0,37 = 1,38$$

$$M = \frac{1,38^2}{2 \cdot 1,10} = \frac{0,95}{1} ; \quad x = 1,38 \text{ m}$$

$$M_2 = \frac{3,50^2}{8} - \frac{1,29 + 0,95}{2} = 1,53 - 1,12 = (0,41) ; \quad 0,51$$

$$M_3 = 1,53 - \frac{0,95 + 1,04}{2} = 1,53 - 1,00 = 0,53$$

$$\frac{p l^2}{24} = 0,51$$

Bemessung: Stütze 1/2

Lastfall I - $M_{1/2} = - 1,29 \cdot 2,37 = - 3,06 \text{ mt}$

Ersatzquerschnitt 47/59 cm

$$h = 50 = 19,6 \sqrt{\frac{3,06}{0,47}}$$

$$b = 30 / 2000$$

$$F_e = 53 \frac{3,06}{50} = 3,3 \text{ cm}^2$$

ruh: 3 φ 16 - 6,0 cm²

Lastfall II - $M_{1/2} = - 1,29 \cdot 1,52 = - 1,96 \text{ mt}$

Ersatzquerschnitt 44/61 cm

$$h = 50 = 23,17 \sqrt{\frac{1,96}{0,44}}$$

$$F_e = 53 \frac{1,96}{50} = 2,1 \text{ cm}^2$$

ruh: 3 φ 16 - 6,0 cm²

Die Bewehrung läuft aus konstruktiven Gründen mit gleichbleibenden Querschnitt über sämtl. Feldern. Ein Nachweis weiterer Bemessungsstellen erübrigt sich.

Nachweis der Torsionsspannungen:

$$M_T = \frac{3,50}{2} \cdot 0,14 = 0,245 \text{ mt}$$

Ersatzquerschnitt 59/47 cm

nach Pucher⁴ - $d/b = \frac{59}{47} = 1,25$

$$\eta_1 = 4,57$$

$$\tau_D = 4,57 \cdot \frac{0,245}{0,47^2 \cdot 0,59} = 8,6 \text{ t/cm}^2 = 0,86 \text{ kp/cm}^2$$

ohne Nachweis der Verdrehungsbeanspruchung, da $\tau_D < 6,10 \text{ kp/cm}^2$ ist.

Nachweis der Schubspannungen:

$$\max Q = (1,75 + 0,137) \cdot 2,137 = 5,03 \text{ t}$$

$$\tau = \frac{5030}{47 \cdot 48 \cdot 50} = 2,15 \text{ kp/cm}^2$$

ohne weiteren Nachweis!

Bügel konstruktiv $\phi 8, t = 25 \text{ cm}$

Pos. 7 - Stütze unter dem Gesimsträger:

Querschnitt 36,5 / 60 cm

Höhe von O.K. Fundament bis U.K. Pos. 6
= 3,12 m

Eigengewicht : 0,365 · 0,60 · 24 · 3,12 = 1,64 t

Belastung aus Pos. 6

$$\text{Lastfall I} \begin{cases} H = + (2,175 + \overset{3,87}{0,37}) \cdot \underline{0,755} = \underline{2,92 \text{ t}} \\ V = \underline{3,87} \cdot \underline{2,262} = \underline{8,76 \text{ t}} \end{cases}$$

$$\text{Lastfall II} \begin{cases} H = - \underline{3,87} \cdot \underline{0,240} = - \underline{0,93 \text{ t}} \\ V = \underline{3,87} \cdot \underline{1,498} = \underline{5,80 \text{ t}} \end{cases}$$

↓ ± 0

Schnittgrößen in Höhe O.K. - Fußboden (Unterbeton)

$$\text{Lastfall I: } N = \underline{1,64} + \underline{8,76} = \underline{10,40 \text{ t}}$$

$$M: + (\underline{3,12} + \overset{3,47}{\underline{0,35}}) \cdot \underline{2,92} = + \underline{10,1}$$

$$- \underline{0,17} \cdot \underline{8,76} = - \underline{1,5}$$

$$\text{(Torsion)} \Rightarrow + \underline{3,50} \cdot \underline{0,050} = + \underline{0,2}$$

$$M = + \underline{8,8 \text{ t}}$$

$$\text{Lastfall II: } N = \underline{1,64} + \underline{5,80} = \underline{7,44 \text{ t}}$$

$$M: - \underline{3,47} \cdot \underline{0,93} = - \underline{3,22}$$

$$- \underline{0,17} \cdot \underline{5,80} = - \underline{0,99}$$

$$- \underline{3,50} \cdot \underline{0,132} = - \underline{0,46}$$

$$M = - \underline{4,67 \text{ t}}$$

Bemessung:

Lastfall I : $N = 10,4 \text{ t}$, $M = +8,8 \text{ ut}$

$M_e = 8,8 + 0,25 \cdot 10,4 = 11,4 \text{ ut}$

$h = 55 = 9,85 \sqrt{\frac{11,40}{0,365}}$ $\bar{\sigma} = 70 / 2000$

$F_e = 56 \frac{11,4}{55} - \frac{10,4}{2,0} = 11,6 - 5,2 = 6,4 \text{ cm}^2$

verw.: $3 \phi 18 = 7,6 \text{ cm}^2$ (innen)

Lastfall II : $N = 7,14 \text{ t}$, $M = -4,67 \text{ ut}$

$M_e = 4,67 + 0,25 \cdot 7,14 = 6,53 \text{ ut}$

$h = 55 = 13,0 \sqrt{\frac{6,53}{0,365}}$ $\bar{\sigma} = 50 / 2000$

$F_e = 55 \frac{6,53}{55} - \frac{7,14}{2,0} = 6,53 - 3,72 = 2,81 \text{ cm}^2$

verw.: $2 \phi 16 = 4,0 \text{ cm}^2$ (außen)

Brügel $\phi 8$ $t = 30 \text{ cm}$

Pos. F7 - Fundament unter Stütze Pos. 7: $\downarrow -0,70$

Schnittgrößen in Höhe o.k. - Fundament:

Lastfall I : $N = \frac{3,82}{3,12} \cdot 1,64 + 8,76 = 10,77 \text{ t}$

M: $4,17 \cdot 2,92 = +12,2$

$- 1,5$

$+ 0,2$

$M = +10,9 \text{ ut}$

Lastfall II : $N = 2,01 + 5,80 = 7,81 \text{ t}$

M: $-4,17 \cdot 0,93 = -3,86$

$- 0,99$

$- 0,46$

$M = -5,31 \text{ ut}$

Bemessung:

Lastfall I: $N = 10,77$, $M = 10,9 \text{ mt}$

$M_e = 10,9 + 0,25 \cdot \overset{2,7}{10,77} = 13,6 \text{ mt}$

$h = 55 = 9,0 \sqrt{\frac{13,6}{0,365}} \quad \bar{\sigma} = 80 / 2000$

$F_e = 57 \frac{13,6}{55} - \frac{10,77}{2,0} = 14,1 - 5,4 = 8,7 \text{ cm}^2$

erf.: $2 \phi 18 + 2 \phi 16 = 9,1 \text{ cm}^2 \text{ (innen)}$

Lastfall II: $N = 7,81 \text{ t}$; $M = -5,31 \text{ mt}$

$M_e = 5,31 + 0,25 \cdot \overset{1,95}{7,81} = 7,26 \text{ mt}$

$h = 55 = 12,3 \sqrt{\frac{7,26}{0,365}} \quad \bar{\sigma} = 50 / 2000$

$F_e = 55 \frac{7,26}{55} - \frac{7,81}{2,0} = 7,26 - 3,9 = 3,36 \text{ cm}^2$

erf.: $2 \phi 16 = 4,0 \text{ cm}^2 \text{ (außen)}$

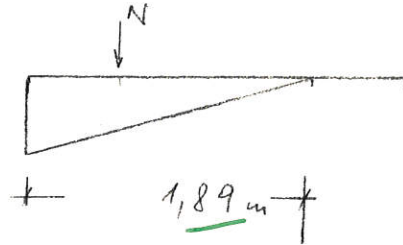
Belastung in der Bodenfläche:



	N [t]	e [m]	M [mt]
Epu. Fundament			
①	$10 \cdot 2,5 \cdot 0,45 \cdot 2,4 = 2,7$	—	—
Streifenfund. u. Mauerwerk			
Fund.			
$0,45 \cdot 10 \cdot 1,30 \cdot 2,2 = 1,29$			
$0,45 \cdot 0,70 \cdot 0,635 \cdot 2,2 = 0,44$			
②	1,73	- 0,56	- 0,97
Hand			
③	$0,365 \cdot 1,635 \cdot 3,12 \cdot 1,3 = 2,42$	- 0,52	- 1,26
Belastung aus Pos. 7			
Lastfall I			
④	10,77	- 0,40	- 4,31
M: $4,77 \cdot 2,92 = 13,90$			
— 1,50			
+ 0,20			
+ 12,60			
+ 12,60			
⑤	7,81	- 0,40	- 3,12
Lastfall II			
M: $-4,77 \cdot 0,93 = -4,44$			
— 0,99			
— 0,46			
— 5,89			
— 5,89			
Ⓐ	max M (1+4)	13,47	+ 0,616
Ⓑ	min M (1+2+3+5)	14,66	- 0,767
Ⓒ	min M ohne Mauerwerk (1+5)	10,51	- 0,856
e = $\frac{M}{N}$			
$\frac{h}{6} = 0,417$			

Nachweis der Bodendruckung:

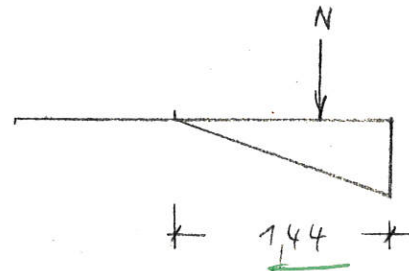
Lastfall A:



$$a = 1,25 - 0,62 = 0,63 \text{ m}$$

$$p = \frac{2 \cdot 13,47}{1,0 \cdot 1,89} = 14,2 \text{ t/m}^2 = 1,42 \text{ kg/cm}^2$$

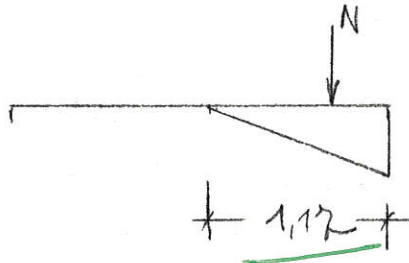
Lastfall B:



$$a = 1,25 - 0,77 = 0,48 \text{ m}$$

$$p = \frac{2 \cdot 14,66}{1,0 \cdot 1,44} = 20,4 \text{ t/m}^2 = 2,04 \text{ kg/cm}^2$$

Lastfall C:



$$a = 1,25 - 0,86 = 0,39 \text{ m}$$

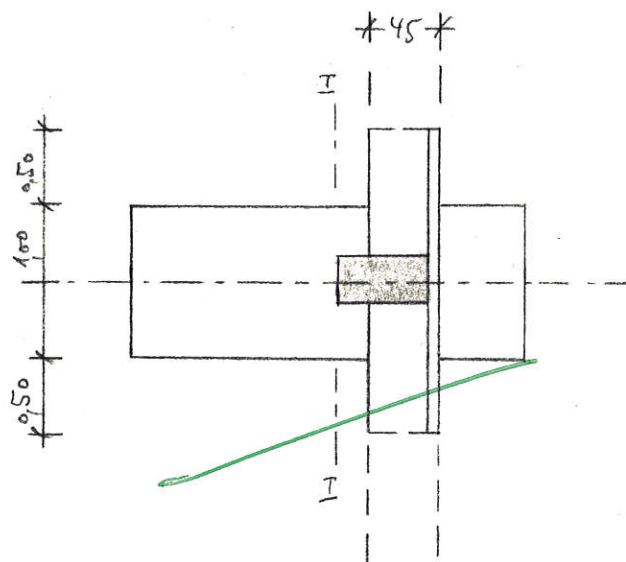
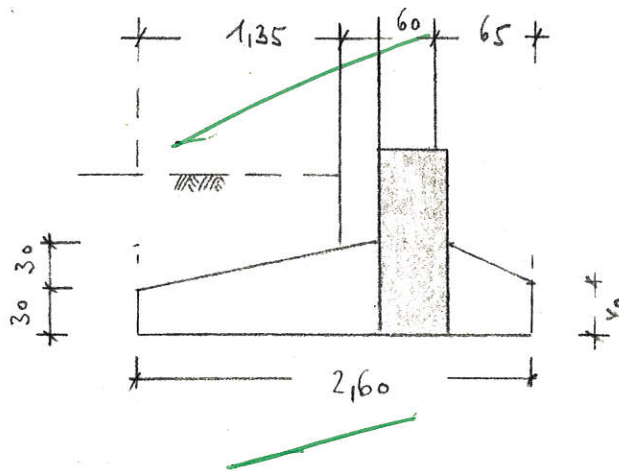
$$p = \frac{2 \cdot 10,51}{1,0 \cdot 1,12} = 18,0 \text{ t/m}^2 = 1,8 \text{ kg/cm}^2$$

Nach DIN 1054 kann für Grobsand bis Kies eine zul. Spannung von 3,5 kg/cm² für die vorliegenden Abmessungen angenommen werden. Für die Kantenpressungen darf dieser Wert um 30% erhöht werden - das sind 4,55 kg/cm². Die zul. Spannungen wurden in allen Fällen eingehalten. Als konstruktiven Gründen sind das Fundament

nach innen um 10cm verlängert, Die Gesamtlänge beträgt dann 2,6 m.

Diese Änderung ist in der folgenden Skizze bereits berücksichtigt.

Bei Vorliegen ungünstigerer Gründungsverhältnisse als angenommen, ist eine Überprüfung der Abmessungen notwendig.



Berechnung des Fundaments

Schnitt I-I $M \approx 13,47 \cdot (1,135 - 0,63)^{0,72} = 9,17 \text{ m}$

$h = 55 = 17,7 \sqrt{\frac{9,17}{1,0}}$ $\sigma = 35 / 2000$

$F_c = 54 \frac{9,17}{55} = 9,15 \text{ cm}^2$

B 160

vorh: $8 \phi 14 = 12,3 \text{ cm}^2$
 $\underline{\text{m}}$

Giebelwand an der Empore:

Die Giebelwand an der Empore wird durch einen Ortgangsträger in Sichtbeton und einen Sichtbetonstreifen in Höhe der Empore umschlossen. In Wandmitte verläuft ein 4,80 m breites, vertikales Fenster.

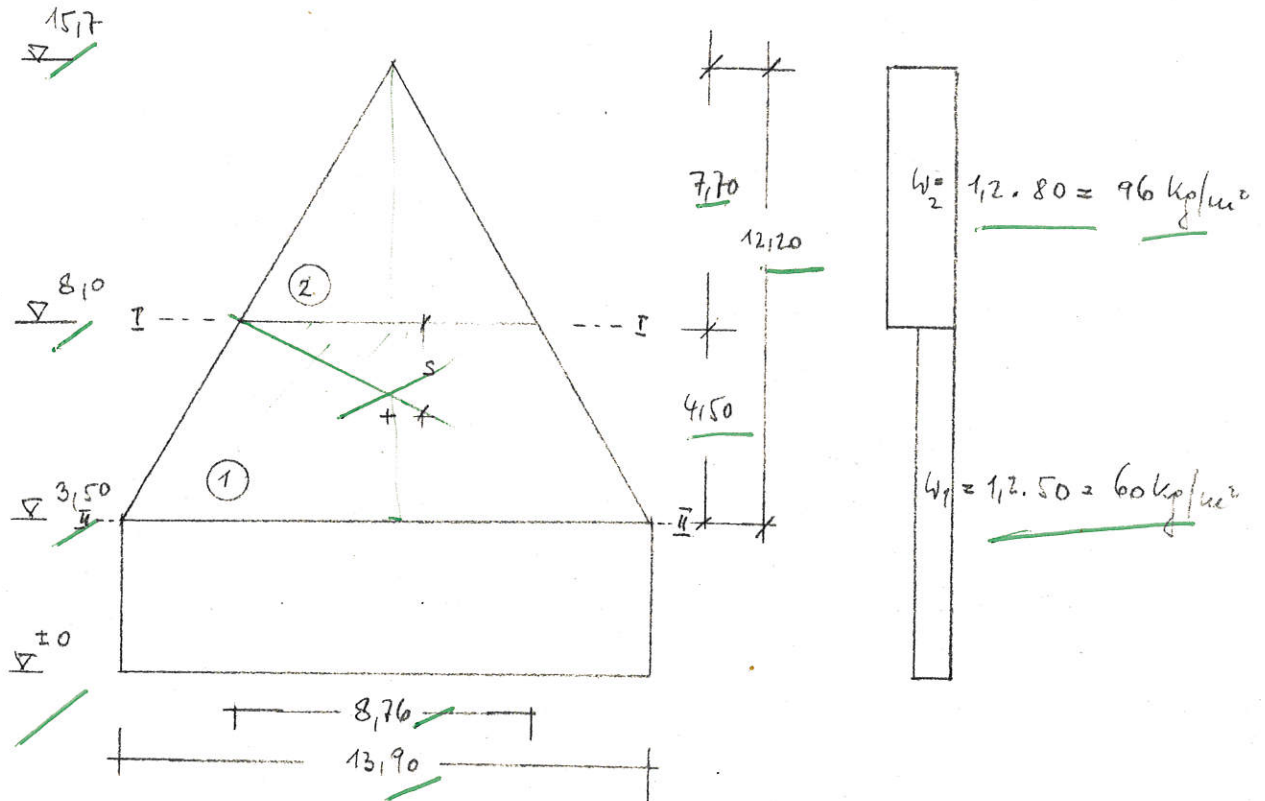
Als Mauerwerk für die zwischen Fenster und Sichtbeton verbleibenden Wandstücke werden DURISOL- oder ISOSPAN-Steine verwendet. Beide Wandkonstr. bestehen aus trocken versetzten Isoliersteinen (zementgebundenes Holzspanmaterial), die mit Beton ausgefüllt werden. Auf diese Weise ergibt sich ein Traggerüst von Betonsäulen, die in jeder Schicht durch Querriegel verbunden sind.

Es sollen Steine mit 30 cm Dicke eingebaut werden.

In jeder 3. Schicht wird ein Rippenstahl ϕ 10 eingelegt, der in den Ortgangsträger hineingeführt wird. Am Fenster wird, ggf. unter Verwendung von geeigneten Schalsteinen der genannten Firmen,^{je} eine Stütze 25/25 cm, konstr. bewehrt mit 4 ϕ 14, Bü. ϕ 6, t = 16 cm, als Verstärkung an den Leibungen betoniert.

Das Betonieren der Ausfachung erfolgt ~~vorher~~ oder gemeinsam mit der Herstellung des Ortgangträgers. Es kann somit angenommen werden, daß die vertikalen Lasten aus dem Träger - ausgenommen der Bereich über dem Fenster - durch die Wand aufgenommen werden. Aufgabe des Ortgangträgers bleibt die Übernahme der Windkräfte. Es enthält zwar die Dachkonstr. eine Windaussteifung, dennoch erscheint es im Hinblick auf den Bauzustand notwendig den Ortgangträger für die Aufnahme der Windlasten zu bemessen. Die Einhaltung der zul. Schlankheit des Biegeträgers ist dann nicht unbegingt zu fordern.

Belastung:



$$W_1 = \frac{13,90 + 8,76}{2} \cdot 4,50 \cdot 60 = 3060 \text{ kg}$$

$$W_2 = \frac{8,76 \cdot 7,70}{2} \cdot 96 = 3240 \text{ kg}$$

$$S = \frac{4,5}{3} \cdot \frac{36,56}{22,66} = 2,42 \text{ m}$$

Biegemoment im Schnitt I-I:

$$M = 3,06 \cdot \frac{7,70}{3} = 7,85 \text{ mt}$$

Biegemoment im Schnitt II-II:

$$M = 7,85 + 3,06 \cdot 4,50 = 13,80 + 7,85 = 21,65$$

$$3,24 (4,50 - 2,42) = 6,74$$

$$M_{II} = 28,39$$

-34-

Pos. 8 - Ortsgangträger:

Querschnitt $b/d = 65/45 \text{ cm}$

Eigengewicht: $0,65 \cdot 0,45 \cdot 2,4 = 0,70 \text{ t/m}$

Schnitt I-I: $M = \frac{7,85}{2} = 3,93 \text{ mt}$

$N \approx 8,76 \cdot 0,70 = 6,14 \text{ t}$

$M_e = 3,93 + 0,185 \cdot 6,14 = 5,07 \text{ mt}$

$h = 41 = 14,7 \sqrt{\frac{5,07}{0,65}}$

$\sigma = 45/2000$

$F_e = 55 \frac{5,07}{41} - \frac{6,14}{2,0} = 6,8 - 3,07 = 3,7 \text{ cm}^2$

vorh.: innen je außen je $3 \phi 14 = 4,6 \text{ cm}^2$

Schnitt II-II: $M = \frac{28,39}{2} = 14,2 \text{ mt}$

Um auf der sicheren Seite zu bleiben wird 50% der Normalkraft des 3-Gelenkbog. für die Bemessung des Querschnitts angenommen.

$N \approx 0,50 \cdot 13,90 \cdot 0,70 = 4,9 \text{ t}$

$M_e = 14,2 + 0,185 \cdot 4,9 = 15,1 \text{ mt}$

$h = 41 = 8,5 \sqrt{\frac{15,1}{0,65}}$

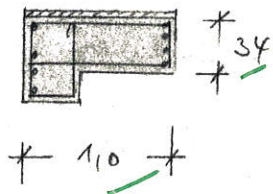
$\sigma = 80/1800$

$F_e = 64 \frac{15,1}{41} - \frac{4,9}{1,8} = 23,6 - 2,7 = 20,9 \text{ cm}^2$

vorh.: $3 \phi 14 = 4,6$
 $3 \phi 20 = 9,4$
 $2 \phi 22 = 7,6$
21,6 cm² innen und außen

Erf. Querschnitt zwischen Schnitt I und II
 geradlinig - Eisen entsprechend enden
 lassen.

Auschluss an verstärkte Eckstirne, Pos. 7.2:



$$N: \text{ aus Ausgangsträger } \sim \underline{5,0 \text{ t}}$$

$$\text{ aus Pos. 7: } \underline{1,38 \cdot 2,26 = 3,1 \text{ t}}$$

$$\underline{8,1 \text{ t}}$$

$$M = \underline{14,2 \text{ mt}}$$

Bemessung als Rechteckquerschnitt $34/100$

$$M_{e2} = \underline{14,2} + \underline{0,45} \cdot \underline{8,1} = \underline{17,8 \text{ mt}}$$

$$l_2 = \underline{95} - \underline{13,2} \sqrt{\frac{\underline{17,8}}{\underline{0,34}}} \quad \sigma = \underline{50/2000}$$

$$F_e = 55 \frac{\underline{17,8}}{\underline{95}} - \frac{\underline{8,1}}{\underline{2,0}} = \underline{10,3} - \underline{4,0} = \underline{6,3 \text{ cm}^2}$$

$$\text{vorh: } \underline{3 \phi 14} - \underline{4,6}$$

$$\underline{1 \phi 16} - \underline{2,0} \quad \begin{array}{l} \text{innen und} \\ \text{außen} \end{array}$$

$$\underline{6,6 \text{ cm}^2}$$

Am Anschluss zum Fundament
noch mehr konstr. Bewehrung $3 \phi 14$
notwendig.

Am Querschnittsübergang zum Ausgangsträger
auf einanderfreie Bewehrungsführung
achten.

Das Biegemoment aus Wind auf
Giebel wird von einem Kräftepaar
aufgenommen. Die Biege- bezw. Druck-
kräfte wirken im Fundament und
im Gesamsträger.

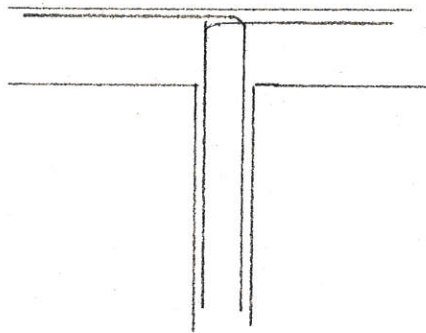
$$\max D(\xi) = \underline{Q} + \frac{\underline{M}}{\xi} = \frac{\underline{6,3}}{\underline{2}} + \frac{\underline{14,2}}{\underline{3,3}} = \underline{3,15} + \underline{4,3} =$$

$$= \underline{7,45 \text{ t}}$$

$$F_{e \text{ auf }} = \frac{\underline{7,45}}{\underline{2,0}} = \underline{3,7 \text{ cm}^2} - \text{ in Pos. 7 - } \underline{8 \phi 16}$$

Diese Horizontalkräfte werden durch die Stahlbetondecke der Empore (Scheibe) in das Mauwerk abgeleitet. Ohne besonderen Nachweis.

Bei dem Anschluss der Stützenbeuehrung an den Gesimsträger wird die Beuehrung in Längsrichtung abgebogen, wodurch evztl. Einspannmomente konstruktiv berücksichtigt werden.



Mauerwerk und Fundamente :

Giebelwand an der Altarseite

30cm Isospan - oder Dursolsteine

Handgewicht: Putz $4.17 =$

68 kg/m^2

Isoliersteine

66 kg/m^2

Beton $0,96 \cdot 0,21 \cdot 2200 =$

444

578 kg/m^2

Nach der Zulassung dürfen die genannten Steine nur für Geschosshöhen bis 3,25m verwendet werden.

Für Aussteifung der Giebelwand werden unter Einhaltung dieser max. Höhe Stahlbetonriegel in der Wand angebracht. Es wird als verlorene eine Reihe Steine ohne Isolierstege (mit Drahtabstandshaltern) versetzt, wodurch sich ein durchgehender Betonquerschnitt von 21/25 cm ergibt.

Darüberhinaus werden 2 Stahlbetonstützen mit 21/21cm Querschnitt etwa in den Drittelpunkten der Wand vorgesehen.

Bezeichnung konstruktiv $4\phi 14$, Bü. $\phi 6$, $t=33\text{cm}$

Nachweis für Riegel $\nabla +7,0$:

Belastung aus Wind

$$1,20 \cdot 80 = 96$$

$$2,30 \cdot 60 = 138$$

$$W = 234 \text{ kg/m}$$

Bei Berücksichtigung der Mitwirkung der Stützen, sowie der Windlastannahme von 1,2.w erscheint es genügend nur mit 50% der Last zu rechnen.

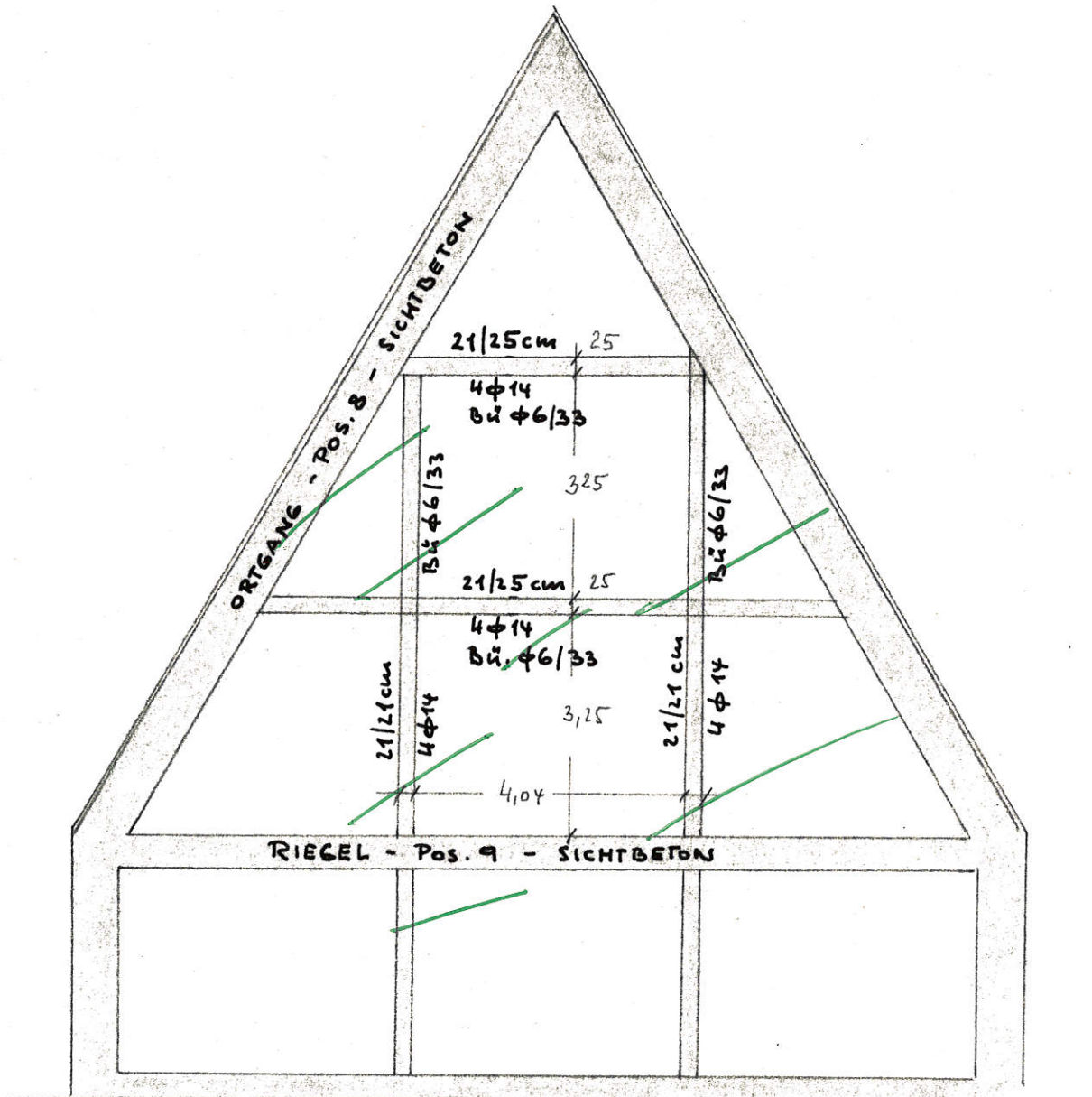
Spannweite $l = 8,5 \text{ m}$; $M = \frac{8,5^2}{8} \cdot 0,117 = 1,06 \text{ mt}$

$$h = 19 = 9,2 \sqrt{\frac{1,06}{0,25}}$$

$$\sigma = 70 / 2000$$

$$F_e = 56 \frac{1,06}{19} = 3,1 \text{ cm}^2$$

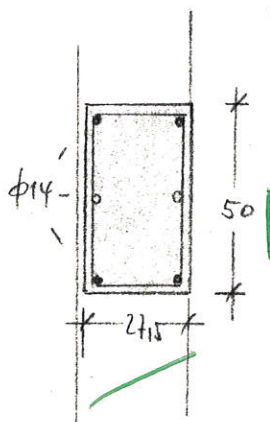
$$\text{wahl: } 2 \phi 14 = 3,1 \text{ cm}^2$$



Skizze Giebelwand an der Altarseite

Pos. 9 - Riegel in Sichtbeton:

Querschnitt 27,5/50 cm

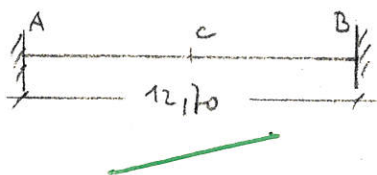


Belastung:

$$q_{ind} = 3,50 \cdot 60 = 210 \text{ kg/m}^2$$

Zugkraft aus Pos. 6 -

$$Z = \frac{3,50}{2} \cdot 0,755 = 1,32 \text{ t}$$



$$M_A = \frac{12,70^2}{12} \cdot 0,15 \cdot 0,21 = 1,41 \text{ mt}$$

$$M_c = 0,71 \text{ mt}$$

Benennung:

Einspannung $M = 1,41 \text{ mt}$; $Z = 1,32 \text{ t}$

$$M_c = 1,41 - 0,14 \cdot 1,32 = 1,27 \text{ mt}$$

$$h = 25 = 15,7 \sqrt{\frac{1,27}{0,150}} \quad \sigma = 40/2000$$

$$F_c = 54 \frac{1,27}{25} + \frac{1,32}{210} = 2,74 + 0,66 = 3,40 \text{ cm}^2$$

$$\text{erf.} : 3 \phi 14 = 4,6 \text{ cm}^2$$

Feldmitte $M = 0,71 \text{ mt}$; $Z = 1,32 \text{ t}$

$$M_c = 0,71 - 0,14 = 0,57 \text{ mt}$$

$$h = 25 = 23 \sqrt{\frac{0,57}{0,150}} \quad \sigma = 30/2000$$

$$F_c = 53 \frac{0,57}{25} + 0,66 = 1,87 \text{ cm}^2$$

$$\text{erf.} : 2 \phi 14 = 3,1 \text{ cm}^2$$

$$\text{Riegel } \phi 6 \text{ t} = 33 \text{ cm}$$

Mauerwerksspannungen in der Altarwand:

Belastung:

mittlere Wandhöhe 10m

davon Isospan (Dunisol)

$$10 - 0,5 - 1,30 = 8,8 \text{ m}$$

$$8,8 \cdot 0,578 =$$

$$5,1 \text{ t/m}$$

$$\text{Riegel Pos. 9} - 0,3 \cdot 0,5 \cdot 2,4 =$$

$$0,4 \text{ "}$$

Ortsgangträger Pos. 8 -

$$\frac{0,45 \cdot 0,65 \cdot 2,4}{0,5} =$$

$$1,4 \text{ "}$$

$$6,9 \text{ t/m}$$

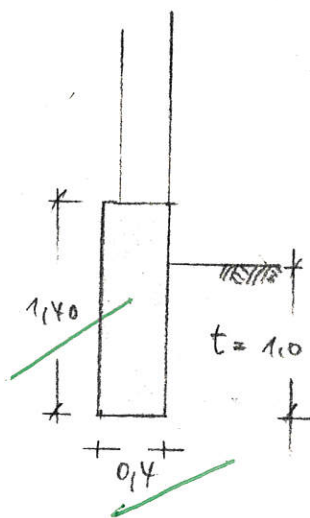
$$\sigma_2 = \frac{6900}{30,100} = 213 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{zul}}$$

Für B160 nach B16 $\sigma_{\text{zul}} = 12 \text{ kg/cm}^2$

Abminderung nach DIN 1053 Tabelle

$$\frac{h}{d} = \frac{325}{21} = 15,5 ; \sigma_{\text{zul}} = 5 \text{ kg/cm}^2$$

Fundament unter der Altarwand:



Belastung: Wand

$$6,9 \text{ t/m}$$

$$\text{Fundament } 1,40 \cdot 0,40 \cdot 2,4 =$$

$$1,2 \text{ "}$$

$$8,1 \text{ t/m}$$

$$\sigma_p = \frac{81}{0,40} = 202 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{zul}} = 2,5 \text{ kg/cm}^2$$

Nach der Zulassung muß das Mauerwerk aus Isospan-Steinen mindestens 0,50m über dem Gelände liegen

Mauerwerk im Bereich der Empore:

1m breites Wandstück neben dem Eingang
unter der Brüstung

Belastung:

$$\text{aus An. 5} - \frac{3,20}{2} \cdot 4,387 = \underline{7,0 \text{ t}}$$

$$\text{An. 1,1} - \frac{5,10}{2} \cdot 1,34 = \underline{3,4 \text{ t}}$$

$$\text{An. 2} - \frac{3,2}{2} \cdot 0,94 = \underline{1,5 \text{ t}}$$

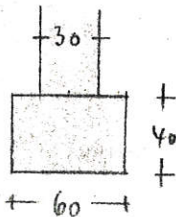
$$\text{Wand } 0,24 \cdot 3,10 \cdot 1,3 = \underline{1,0 \text{ t}}$$

$$\underline{12,9 \text{ t}}$$

$$\sigma = \frac{12,9}{0,24} = 5,5 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{zul}}$$

WZ 150 in Körtelgr. IV

$$\frac{h}{d} = \frac{310}{24} \approx 13 - \sigma_{\text{zul}} = \underline{7,0 \text{ kg/cm}^2}$$

Streifenfundament unter Quervand:

$$\text{Belastung aus Wand} \quad \underline{12,9 \text{ t}}$$

$$0,9 \cdot 0,3 \cdot 2,2 = \underline{0,6 \text{ t}}$$

$$0,6 \cdot 0,4 \cdot 2,2 = \underline{0,5 \text{ t}}$$

$$\underline{14,0 \text{ t}}$$

$$\sigma_p = \frac{14,0}{0,6} = 2,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$< \sigma_{p \text{ zul}}$$

Streifenfundamente unter den Innen-Längswänden

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Belastung am Pos. 1} & - & 2,50 \cdot 1,66 = 4,15 \text{ t/m} \\
 \text{am Treppe Pos. 4.1} & - & \frac{2,50 \cdot 1,164}{2} = 1,46 \text{ t} \\
 \text{Wand} & & 1,00 \text{ t} \\
 \hline
 & & 6,61 \text{ t/m}
 \end{array}$$

$$p = \frac{6,61}{0,24} = 27,5 \text{ kg/cm}^2$$

M 12 1,2/100 - Mörtelgr. II

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Fundament} & 0,6 + 0,15 & = 1,1 \\
 & & \hline
 & & 7,7 \text{ t/m}
 \end{array}$$

$$p_p = \frac{7,7}{0,4} = 19,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$p_{\text{zul}} = 2,5 \text{ kg/cm}^2$$

Fundament unter Giebelwand an der Empore:

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Wand - vergl. Altarwand} & & 6,9 \text{ t/m} \\
 \text{am Pos. 1.2} & - & 2,50 \cdot 2,50 = 6,25 \text{ t} \\
 \hline
 & & 13,2 \text{ t/m}
 \end{array}$$

Fundament

$$\begin{array}{rcl}
 1,0 \cdot 0,4 \cdot 2,2 & = & 0,9 \text{ t/m} \\
 0,4 \cdot 0,6 \cdot 2,2 & = & 0,5 \text{ t} \\
 \hline
 & & 14,6 \text{ t/m}
 \end{array}$$

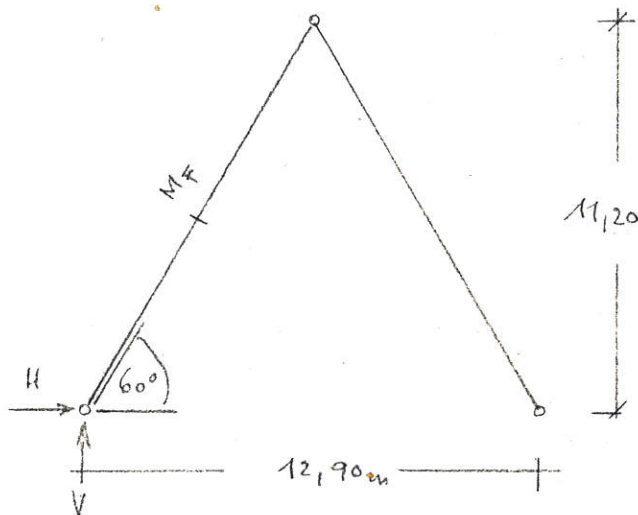
$$p_p = \frac{14,6}{0,6} = 24,3 \text{ kg/cm}^2 < p_{\text{zul}}$$

Fundament unter Pos. 7.2 - verstärkte Endstütze:

ohne Nachweis - 1,0/1,5 m
d = 45 cm

Dachsparren:

Es werden geleimte Sparren in „Dreieck - Streben - Bauart“ verwendet. Sparrenabstand $a = \underline{0,93\text{ m}}$
Achswarße



$$\alpha = \underline{60^\circ}$$

$$\sin \alpha = \underline{0,866}$$

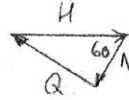
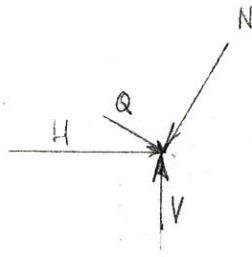
$$\cos \alpha = \underline{0,500}$$

Belastungen siehe Pos. 6 - Gesimsträger

Lastfall	V [kg]	H [kp]	M_F [mkp]
① ständ. Last	<u>905</u>	<u>260</u>	$\frac{70}{\cos \alpha} \cdot \frac{6,45^2}{8} = \underline{730}$
② Schnee, beidseit	<u>226</u>	<u>65</u>	$35 \cdot \frac{6,45^2}{8} = \underline{182}$
③ Winddruck -	<u>207</u>	<u>- 500</u>	$+ 1,25 \cdot 51,2 \cdot \frac{12,90^2}{8} = \underline{1330}$
④ Windsog	<u>331</u>	<u>430</u>	$+ 1,25 \cdot 32 \cdot \frac{12,90^2}{8} = \underline{-830}$
1+2	<u>1131</u>	<u>325</u>	<u>912</u>
1+3	<u>698</u>	<u>- 240</u>	<u>2060</u>
1+4	<u>1236</u>	<u>690</u>	<u>- 100</u>

Nach DIN 1055 - 1.4 - § 3 braucht bei $\alpha > 45^\circ$ Wind und Schneelast nicht gemeinsam berücksichtigt zu werden.

+ Die Erhöhung der Windlasten für einzelne Tragglieder, entsprechen DIN 1055 - 1.4 - § 4.5 wurde nur bei M_F berücksichtigt

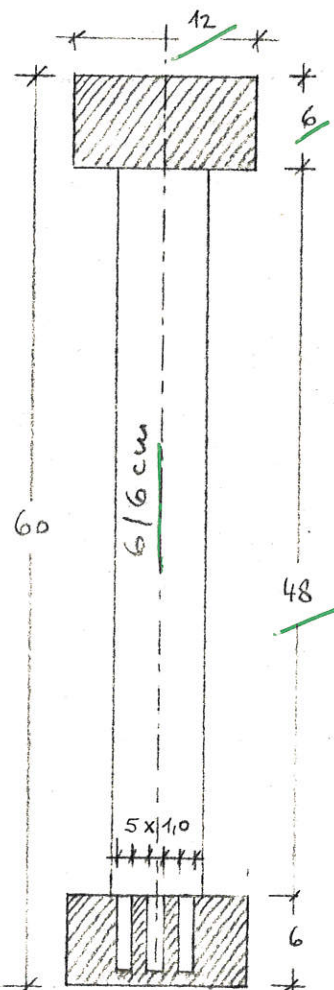


$$N = V \cdot \sin 60 + H \cdot \cos 60$$

$$Q = V \cdot \cos 60 - H \cdot \sin 60$$

Lastfall	N [kg]	Q [kp]	M _F [mkp]
1+2	<u>980</u> + <u>163</u> = <u>1143</u>	<u>566</u> - <u>282</u> = <u>284</u>	<u>912</u>
1+3	<u>605</u> - <u>120</u> = <u>485</u>	<u>349</u> + <u>208</u> = <u>557</u>	<u>2060</u>
1+4	<u>1070</u> + <u>345</u> = <u>1415</u>	<u>618</u> - <u>597</u> = <u>21</u>	<u>-100</u>

Dimensionierung der Sparren:



Binderabstand $a = 0,93 \text{ m}$

Obergurt: Querschnitt $6/12 \text{ cm}$
 $F = 72 \text{ cm}^2$, $W_x = \frac{12 \cdot 6^2}{6} = 72 \text{ cm}^3$

$$Q = -\frac{2060}{0,54} \cdot 0,93 - \frac{725}{2} \cdot 0,93 = -3550 - 337 = -3887 \text{ kp}$$

Biegemoment aus der unmittelbar an Belastung $l = 0,78 \text{ m}$

Eigengew. $70 \cdot \sin 60 = 60,6$

Wind $1,25 \cdot 51,2 = 63$

123,6 kp/m^2
 dfl.

$$M_b \approx 0,93 \cdot \frac{0,78^2}{10} \cdot 123,6 = 7,0 \text{ mkp}$$

$$i = 1,73 \text{ cm}$$

$$\lambda_K = 78 \text{ cm} \quad \lambda = \frac{78}{1,73} = 45,0$$

$$\omega = 1,43$$

$$\sigma_{zul d} : \sigma_{zul b} = 85 : 100$$

$$\sigma = - \frac{1.43.3887}{I_z} \pm \frac{0.85.700}{I_z} = -77 \pm 8 = -85 \text{ kg/cm}^2 = \sigma_{zul}$$

Untergurt: $6/12 \text{ cm} - F = 72 \text{ cm}^2$

$$U = +3550 - 337 = 3213 \text{ kg}$$

$$F_{Ren} = 72 - 3.6,0 = 54 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_z + \frac{3213}{54} = 59 \text{ kg/cm}^2 < 85 \text{ kg/cm}^2$$

Nachweis der Durchbiegung:

nach Zulassung $f_{max} = \frac{l}{400} = \frac{1290}{4} = 3,22 \text{ cm}$

$$f = \frac{5}{48 \cdot EJ} \cdot M \cdot l^2$$

$$M = 0,93 \cdot 2060 = 1920 \text{ mkg}$$

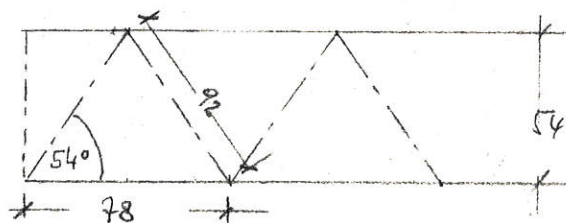
$$E = 100.000 \text{ kg/cm}^2$$

$$J = \frac{12 (60^3 - 48^3)}{12} =$$

$$= 216.000 - 110.592 = 105.408 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5 \cdot 1,92 \cdot 10^5 \cdot 1,29^2 \cdot 10^6}{48 \cdot 10^5 \cdot 1,054 \cdot 10^5} = 3,16 \text{ cm} < f_{zul}$$

Diagonalen: $6/6 \text{ cm} - 36 \text{ cm}^2 ; i = 1,73 \text{ cm}$



$$\alpha = 54^\circ$$

$$\cos \alpha = 0,5878$$

$$\sin \alpha = 0,809$$

$$\tan \alpha = 1,376$$

$$a = 54 \cdot \frac{2}{1,376} = 78 \text{ cm}$$

$$s = \frac{54}{0,5878} = 92 \text{ cm}$$

$$\max Q = 0,93 \cdot 557 = 518 \text{ kg}$$

$$D = \frac{518}{\lambda_{\max}} = 642 \text{ kg}$$

$$\lambda_k = 92 \text{ cm} \quad \lambda = \frac{92}{1,73} = 53 \rightarrow \omega = 1,55$$

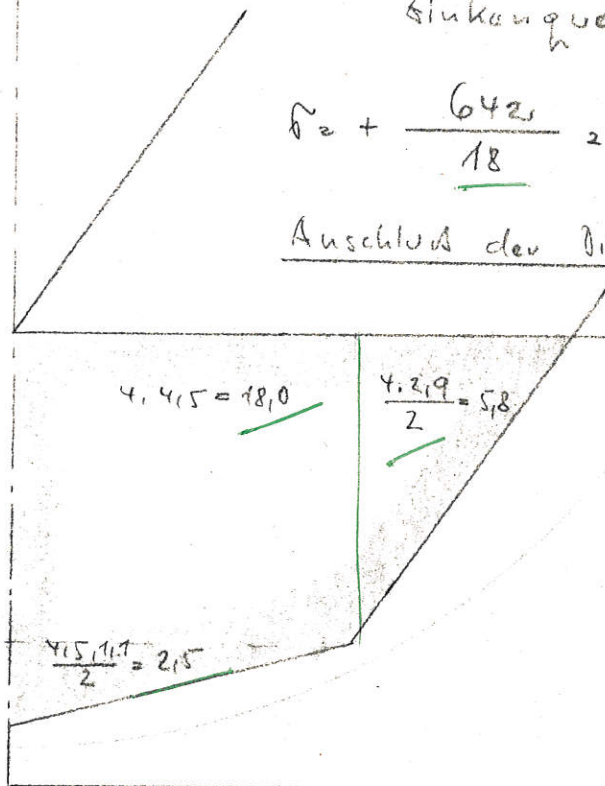
$$\sigma = -\frac{1,55 \cdot 642}{36} = -28 \text{ kg/cm}^2 < 85$$

Nachweis der Zugspannungen -

$$\text{Zinkenquerschnitt } F_k = 3 \cdot 6 = 18 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = + \frac{642}{18} = + 36 \text{ kg/cm}^2 < 85$$

Anschluss der Diagonalen an die Gurtstäbe:



$$\begin{array}{r} \text{Längsfläche} \\ 18,0 \\ 5,8 \\ \hline 23,8 \\ 26,3 \text{ cm}^2 \end{array}$$

$$\sigma_h = \frac{642}{6 \cdot 26,3} = 4,07 \text{ kg/cm}^2$$

Nach der Zulassung:

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{Zue}} &= \frac{1920}{6 \cdot 26,3 + 200} = \frac{1920}{358} \\ &= 5,4 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma_h < \sigma_{\text{Zue}}$$

Windaussteifung: - Im Hohlraum der Sparren werden Windstreben angeordnet; Neigung $\alpha \geq 45^\circ$

Querschnitt - Konstr. 6/12 cm

Am First auftretende Horizontalkraft:

$$H_w = \frac{28139}{12,20} = 232 \text{ t} - \text{vergl. Giebelwand a.d. Empore}$$

Auf eine Windstrebe entfällt

$$S_w = \frac{\sqrt{2} \cdot 232}{2} = 1640 \text{ kg}$$

$$s_k = \sqrt{2} \cdot 93 = 131 \text{ mm}, \lambda = \frac{131}{113} = 1,16 \rightarrow \omega = 2,03$$

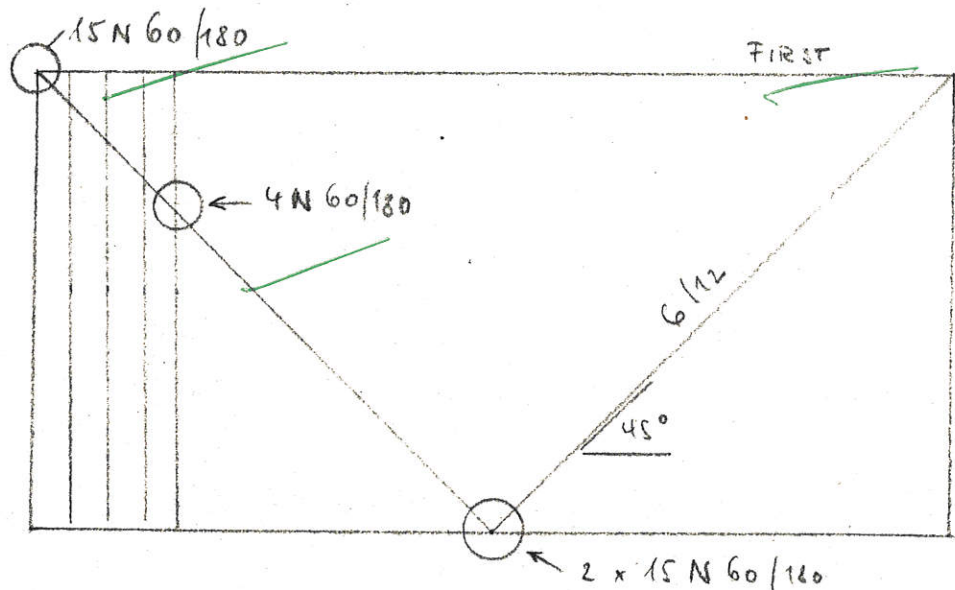
$$\sigma_d = - \frac{2,03 \cdot 1640}{72} = -46 \text{ kg/cm}^2 < 85$$

Ausschluss an Fußholz, bzw. Sparrenuntergurt am First

Nägel 60/180 - $N_1 = 110 \text{ kg}$

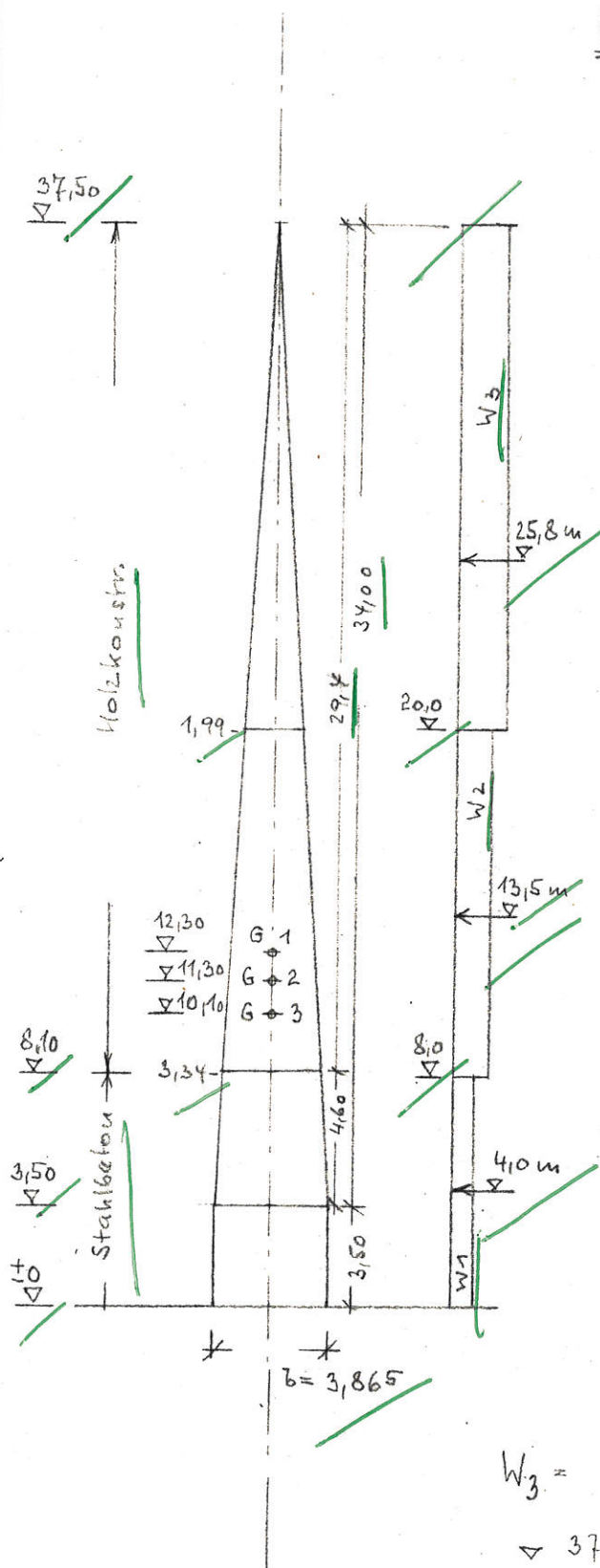
15 N 60/180 - 15 \cdot 110 = 1650 kg > S

an allen übrigen Sparren 4 N 60/180



Skizze des Windverbands

Freistehender Glockenturm:



Holzkonstruktion ∇ 8,10 bis ∇ 37,50m

Belastung: Eigengewicht.

Eindeckung

Blechdach auf Schalung
IN 1055-200, 104 - 30 kg/m²

$$\frac{4 \cdot 3,34 \cdot 29,4}{2} \cdot 30 = \underline{5,9 \text{ t}}$$

Konstr.

$$4 \times 16/16 = \underline{10,5 \text{ dm}^2}$$

$$8 \times 10/16 = \underline{12,8 \text{ u}}$$

$$\underline{23,3 \text{ dm}^2}$$

20% für Verbände etc.

$$1,2 \cdot 23,3 = \underline{28,0 \text{ dm}^2}$$

$$g = \underline{28,0 \cdot 60 = 168 \text{ kg/m}^2}$$

$$g_k = \underline{29,4 \cdot 168 = 4,9 \text{ t}}$$

$$g = \underline{10,8 \text{ t}}$$

Wind:

$$W_1 = \underline{1,6 \cdot 50 = 80 \text{ kg/m}^2}$$

$$W_2 = \underline{1,6 \cdot 80 = 128 \text{ u}}$$

$$W_3 = \underline{1,6 \cdot 110 = 176 \text{ u}}$$

$$W_3 = \frac{1,99 \cdot 17,50}{2} \cdot 176 = \underline{3,06 \text{ t}}$$

$$\nabla 37,50 - 11,7 = \underline{25,8 \text{ m}}$$

$$W_2 = \frac{3,34 + 1,99}{2} \cdot 12,0 \cdot 0,128 = \underline{4,1 \text{ t}}$$

$$\nabla 20,0 - \frac{12,0}{3} \cdot \frac{867}{5,33} = 20,0 - 6,5 = \underline{13,5 \text{ m}}$$

$$W_1 = \underline{3,865 \cdot 80 \cdot 0,080 = 2,5 \text{ t}}$$

$$\nabla 4,0 \text{ m}$$

Die Eckhölzer, mit 16/16 cm Querschnitt, sind durch die in 2 Richtung angreifende Schalung, in Zusammenwirken mit den Windverbänden, wirksam gegen Knicken ausgesteift. Für die mittleren Sparrren ergaben sich demgegenüber Knicklängen (Knicken aus der Jachsebene) von 5m. Für die weiteren Untersuchungen werden hier die Eckhölzer als tragend angenommen.

Kräfte in Höhe ∇ 8,10 (8,0 m)

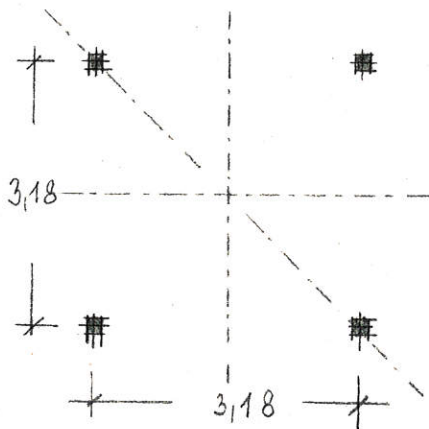
$$N = 10,8 \text{ t}$$

$$M: \quad 3,06 (25,8 - 8,10) = 3,06 \cdot 17,8 = 54,5$$

$$4,1 (13,5 - 8,10) = 4,1 \cdot 5,5 = 22,5$$

$$M = 77,0 \text{ mt}$$

$$Q = 3,06 + 4,1 = 7,16 \text{ t}$$



Maßgebender Lastfall - Wind über Ecke!

$$a = \sqrt{2} \cdot 3,18 = 4,50 \text{ m}$$

$$P = - \frac{10,8}{4} + \frac{77,0}{4,50} =$$

$$= -2,7 + 17,1 = + \frac{19,8 \text{ t}}{14,4 \text{ t}}$$

$$\sigma = - \frac{19800}{16^2} = -77 \text{ kg/cm}^2 < 85$$

Im Hinblick auf die gegebene Mitwirkung der mittleren Sparrren erscheint diese errechnete ($\sigma \neq 0$!) Spannung konstruktiv vertretbar.

Ausdruck an die Stahlbetonkonstruktion:

$$F = 14,4 \text{ t}$$

Bolzenverbindung - 5 Stück 1" - beidseits

Stahllaschen 100/15 mm St 37

Zul. Last - DIN 1052 Tafel 5 und 8 16,7

$$P_{\text{zul}} = 1,25 \cdot 85 \cdot 16 \cdot 2,5 = 4,25 \text{ t}$$

$$1,25 \cdot 380 \cdot 2,5^2 = 2,97 \text{ t}$$

$$N = 5 \cdot 2,97 = 14,8 \text{ t} > 14,4 \text{ t}$$

Abstand der Bolzen und Vordrehlänge

$$a = 7 \cdot 2,5 = 17,5 \text{ cm}$$

Brugspannungen Restquerschnitt:

$$\text{Holz } F = 16 \cdot 13,5 = 216 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{13600}{216} = 63 \text{ kg/cm}^2 < 85$$

$$\text{Lasche } F = 75 \cdot 15 = 11,25 \text{ cm}^2$$

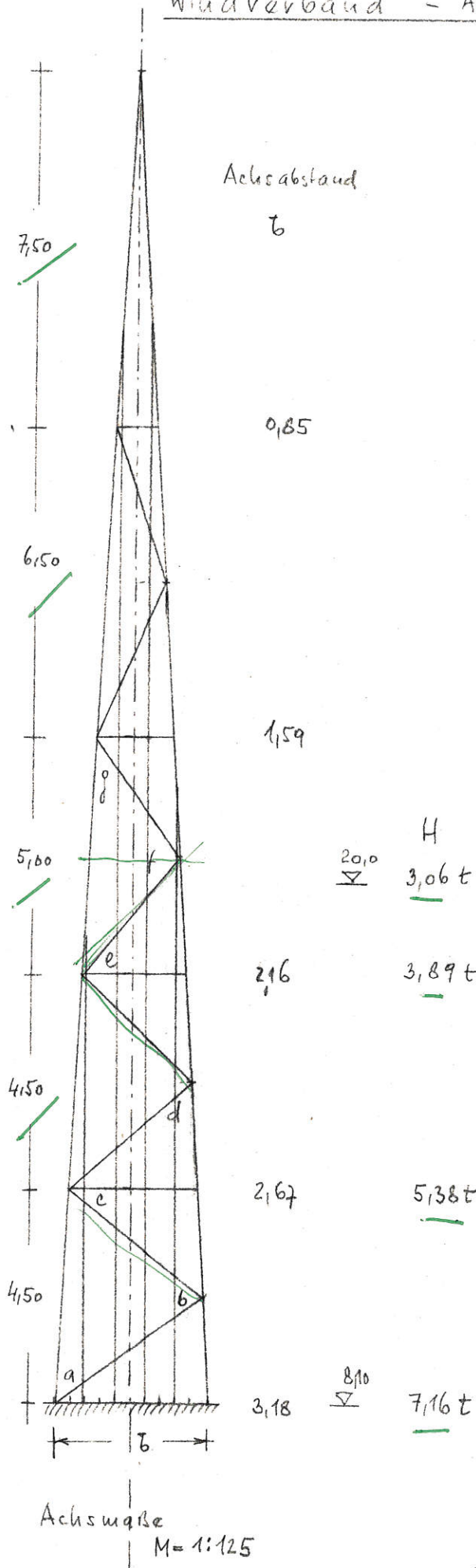
$$\sigma = \frac{13,6}{11,25} = 12,10 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \sim 1200$$

Die Laschen sind zur Befestigung ⁱⁿ der Stahlbetonkonstruktion U-förmig gebogen. Sie werden nach dem Aufbau der Holzkonstr. in vorgesehene Aussparungen eingebracht, durch Einschlagen von Stahlkeilen unter Verwendung von Unterlegsplatten mit mindestens 12/15 cm Größe, in kraftschlüssigen Zustand versetzt. Die Aussparungen sind mit Beton zu schließen.

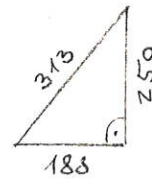
Anschluss der Mittelhölzer - konstruktiv

2 Bolzen 1" - Laschen 10/80 mm

Windverband - Aufnahme der Horizontalkräfte



Diagonale e-f: 6/14 cm



$$S = \frac{313}{188} \cdot \frac{3,06}{2} = 2,52 \text{ t}$$

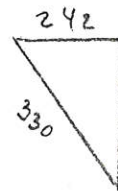
$$A_k = \frac{313}{3} = 104 \text{ cm}$$

$$l = 1,73 \quad \lambda = 60; \quad w = 1,67$$

$$\sigma = \frac{1,67 \cdot 2,52}{84} = 50 \text{ kp/cm}^2 < 85$$

Anschluss 1 Geka-Niibel $\phi 115$
an Beiholz - $P_{max} = 2700 \text{ kp}$

Diagonale d-e: 6/14 cm



$$S = \frac{330}{242} \cdot \frac{3,89}{2} = 2,65 \text{ t}$$

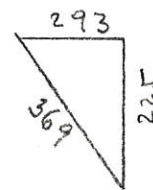
$$A_k = \frac{330}{4} = 83 \text{ cm}$$

$$\lambda = 48 \quad w = 1,47$$

$$\sigma = \frac{1,47 \cdot 2,65}{84} = 46 \text{ kp/cm}^2$$

Anschluss 1 Geka-Niibel $\phi 115$
Diagonale c-d = 2 Geka-Niibel $\phi 95$

Diagonale b-c: 6/14 cm



$$S = \frac{369}{293} \cdot \frac{5,38}{2} = 3,4 \text{ t}$$

$$A_k = \frac{369}{4,5} = 82 \text{ cm}$$

$$\sigma = \frac{1,47 \cdot 3,4}{84} = 59 \text{ kp/cm}^2 < 85$$

Anschluss mit
2 Geka-Niibeln $\phi 95$

$$P_{max} = 2 \cdot 2100 = 4200 \text{ kp}$$

Knotenbildungen →

Ausführungszeichnung
der Holzkonstruktion

Stahlbetonkonstruktion:

weitere Lasten:

		V	H ^{†)}	↓ ^{†)}
<u>Glocken</u>	G ₁	<u>560</u>	<u>280 kg</u>	<u>12,30 m</u>
(schwingen	G ₂	<u>760</u>	<u>380 "</u>	<u>11,30 m</u>
in y-Richtg.)	G ₃	<u>1200</u>	<u>600 "</u>	<u>10,10 m</u>
		<u>2520 kg</u>	<u>1260 kg</u>	

Eigengewicht

1. OG - Decke

$$3,34^2 \cdot 0,25 \cdot 2,4 =$$

6,7 t

Wände

$$2 \cdot \frac{3,34 + 3,87}{2} \cdot 4,35 \cdot 0,25 \cdot 2,4 = 18,8 t$$

25,5 t

EG - Decke

$$3,87^2 \cdot 0,25 \cdot 2,4 =$$

9,0 t

Wände

$$2 \cdot 3,25 \cdot 3,87 \cdot 0,30 = 7,55 m^3$$

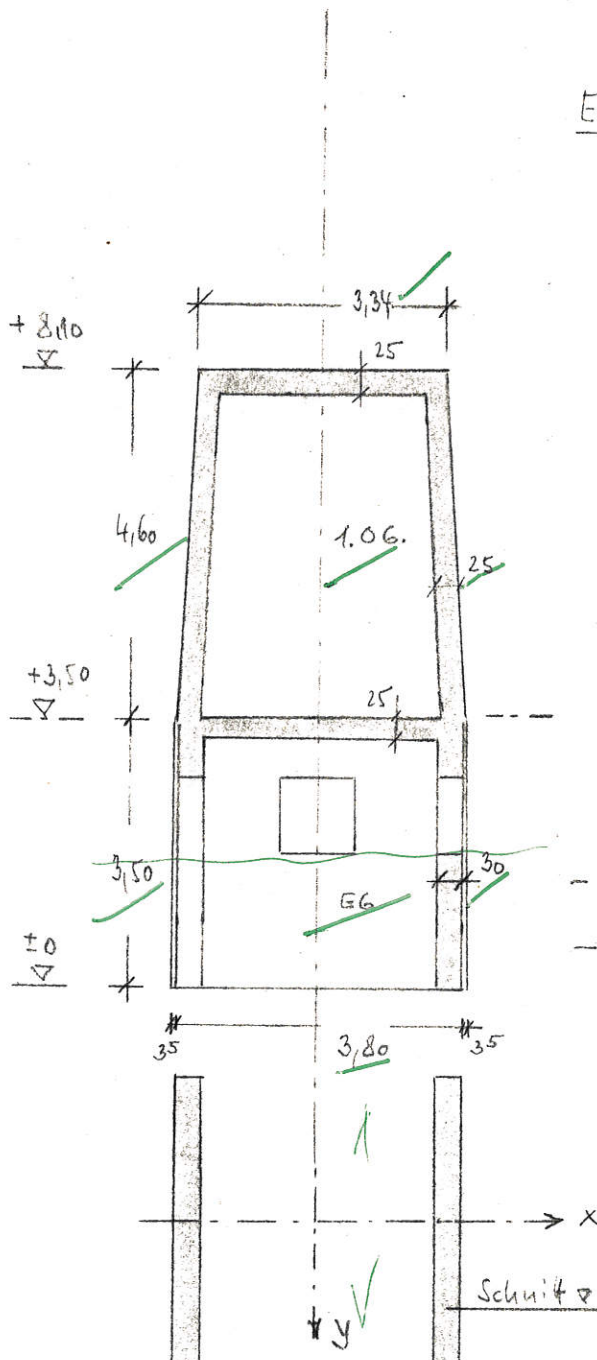
$$2 \cdot 3,25 \cdot 3,27 \cdot 0,30 = 6,37 m^3$$

$$- 3,10^2 \cdot 0,30 = - 0,90 m^3$$

$$- 2,80 \cdot 0,30 = - 0,84 m^3$$

$$12,18 \cdot 2,4 = 29,2 t$$

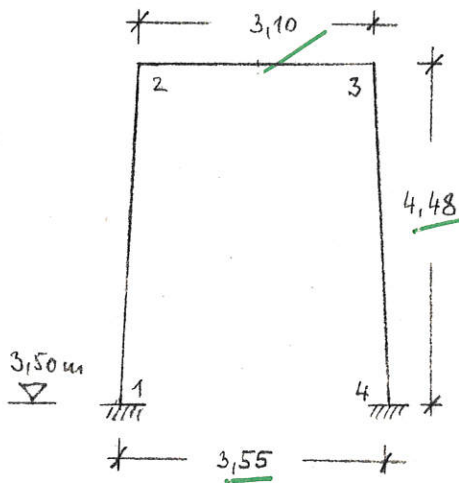
$$\Sigma = 63,7 t$$



†) Nach Angabe des Fa. CZUDNOCHOWSKY, Glockengießer-
Erding

Stat. System:

Berechnung der Biegemomente nach Cross



$I_{1-4} = \text{const.}$

Verteilungszahlen:

Knoten 2

l	<u>4,48</u>	<u>3,10</u>	
$\frac{1}{l}$	<u>0,223</u>	<u>0,322</u>	$\Sigma = 0,545$
	<u>0,41</u>	<u>0,59</u>	

Lastfall: Wind in x-Richtung

Windmoment im Schnitt 3,50m:

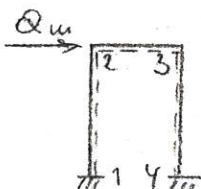
$$M: \begin{aligned} & \underline{3,06} (\underline{25,8} - \underline{3,50}) = \underline{3,06} \cdot \underline{22,30} = \underline{68,9} \\ & \underline{4,1} (\underline{13,5} - \underline{3,50}) = \underline{4,1} \cdot \underline{10,0} = \underline{41,0} \\ & \frac{\underline{4,60^2}}{2} \cdot \underline{3,80} \cdot \underline{0,08} = \underline{3,2} \end{aligned}$$

$$M = \underline{\underline{113,1 \text{ m}}}$$

$$N_1 (N_4) = \pm \frac{113,1}{3,55} = \pm \underline{\underline{31,9 \text{ t}}}$$

$$Q_{8,10} = W_1 + W_2 = \underline{3,06} + \underline{4,1} = \underline{7,16 \text{ t}}$$

$$Q_{3,50} = \underline{7,16} + \underline{4,60} \cdot \underline{3,80} \cdot \underline{0,08} = \underline{8,56 \text{ t}}$$



für die Momentenermittlung

$$Q_w = \frac{7,16 + 8,56}{2} = \underline{\underline{7,86 \text{ t}}}$$

Einspannmomente für $Q = 10 \text{ t}$!



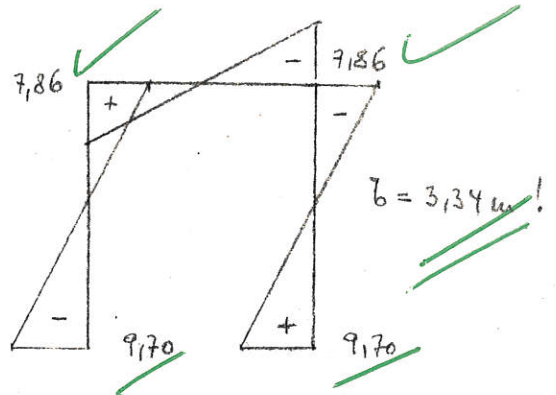
$$M_1 = -M_2 = -5,0 \frac{4,48}{2} = \underline{\underline{-11,2 \text{ m}}}$$

Momente ausgleich:

①	②	③	④
	0,41 0,59	0,59 0,41	
+11,2	+11,2	+11,2	+11,2
-2,3	-4,6	-3,3	-1,62
	-2,33	-4,66	
+0,48	+0,95	+0,69	
	+1,38	-3,24	
	-0,20	-0,41	-0,14
+0,04	+0,08	+0,06	
	-0,01	-0,04	-0,02
	+0,09		
+9,42	+7,63	+7,64	+9,42

$$Q = 2 \cdot \frac{9,42 + 7,63}{4,48} = \frac{2 \cdot 17,05}{4,48} = 7,62 \text{ t}$$

$$\lambda = \frac{7,86}{7,62} = 1,03$$



Lastfall - Gleichlast auf obere Plattform

Eigengewicht $g = 0,25 \cdot 2,4 = 0,6 \text{ t/m}^2$

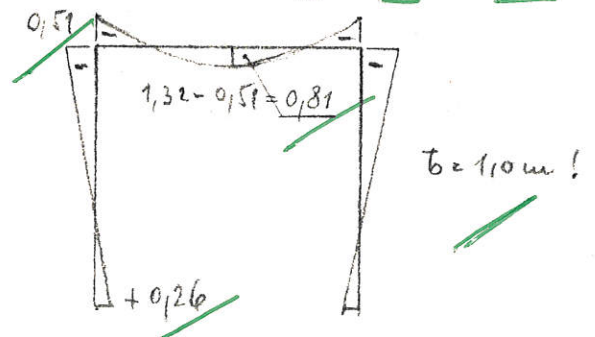
Nutzlast

$$p = 0,5 \text{ t}$$

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

$$M_E = \frac{3,10^2}{12} \cdot 1,1 = 0,88 \text{ ut}$$

Σ	0,384	
K'	0,213	0,161
	0,58	0,42
		+0,88
-0,26	-0,51	-0,37
-0,26	-0,51	+0,51



Die Auflagerung des Glockenstuhles erfolgt auf 2 Unterlagshölzern mit gegenseitigem Abstand von 2,10m. Die Hölzer liegen in der y-Richtung. Die Lastabgabe durch die Streifenlasten beträgt nach Angabe der Glockengießerei $\text{max } 1400 \text{ kg}$
 $\text{min } - 800 \text{ kg}$

Auf einem 1m breiten Deckenschreifen verteilt sind dies (Länge der Unterlagshölzer 2,40m)

$$\text{max } p = \frac{1400}{2,40} = 0,58 \text{ t/m}^2$$

$$\text{min } p = - \frac{800}{2,40} = -0,33 \text{ t/m}^2 < 0$$

Zur Berücksichtigung von $\text{max } p$ werden die Momente aus Gleichlast mit

$$v = \frac{1,18}{1,1} = 1,07 \text{ vervielfacht.}$$

Bemessung:

Feldmitte der Platte $d = \underline{25 \text{ cm}}$ $h = \underline{23 \text{ cm}}$

$$M = 1,07 \cdot 0,81 = \underline{0,87 \text{ mt}}$$

$$23 = 24,6 \sqrt{0,87} \quad b = \underline{30/2400}$$

$$f_e = 44 \frac{0,87}{23} = \underline{1,7 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

Beschreibung Konstruktiv

Handanschluss

$$M = 1,07 \cdot 0,51 \pm \frac{7,86}{3,34} =$$

$$= -0,55 \pm 2,36 = + \underline{1,81} \text{ mt/m}$$

$h = \underline{22 \text{ cm}}$

$$22 = 12,9 \sqrt{2,91} \quad b = 30/2400$$

$$f_e = 44 \frac{2,91}{22} = \underline{5,82 \text{ cm}^2}$$

mith.: oben $4 \phi 14 = \underline{6,2 \text{ cm}^2}$

$$f_e = 44 \frac{1,81}{22} = \underline{3,62 \text{ cm}^2}$$

mith.: unten $4 \phi 14 = \underline{6,2 \text{ cm}^2}$

Seitenwand oben:

$$\begin{array}{rcl}
 N: & \text{Eigengew.} & - 0,5 \cdot 6,7 = - 3,35 \text{ t} \\
 & \text{Turm} & - 0,5 \cdot 10,8 = - 5,40 \text{ t} \\
 & \text{Wind} & + 31,90 \text{ t}
 \end{array}$$

$$b = 3,34 \text{ m}$$

$$N = \begin{cases} - & 40,65 \text{ t} \\ + & 23,15 \end{cases}$$

$$M = \begin{array}{r} + 1,81 \\ - 2,91 \end{array} \text{ mt/m}$$

Lastfall 1: $M = + 1,81 \text{ mt/m}$

$$N = + \frac{23,15}{3,34} = + 6,94 \text{ t/m}$$

$$M_e = 1,81 - 0,10 \cdot 6,94 = 1,12 \text{ mt}$$

$$22,5 = 21 \sqrt{1,12} \quad f = 30 / 2400$$

$$k = 44 \frac{1,12}{22,5} + \frac{6,94}{2,4} = 2,19 + 2,9 = 5,09 \text{ cm}$$

vorh.: $\text{innen} \quad 4 \phi 14 - 6,2 \text{ cm}^2/\text{m}$

Lastfall 2: $M = - 2,91 \text{ mt/m}$

$$N = - \frac{40,65}{3,34} = - 12,2 \text{ t/m}$$

$$M_e = 2,91 + 0,1 \cdot 12,2 = 1,69 \text{ mt}$$

$$22,5 = 17,3 \sqrt{1,69} \quad f = 40 / 2400$$

$$k = 45 \frac{1,69}{22,5} - \frac{12,2}{2,4} = 3,38 - 5,1 < 0$$

ohne weiteren Nachweis konstruktiv

außen $4 \phi 14 \quad 6,2 \text{ cm}^2/\text{m}$

Bemessung der unteren Plattform:

$d = 25 \text{ cm}$ kreuzweise bewehrt, allseitig eingespannt
 $l_x = 3,55 \text{ m}$; $l_y = 3,55 \text{ m}$

Belastung wie obere Plattform $q = 1,1 \text{ t/m}^2$
 Plattenmitte:

$$M_F = 0,5 \frac{3,55^2}{24} \cdot 1,1 = 0,29 \text{ mtkm}$$

$$k = 44 \frac{0,29}{22} = 0,58 \text{ cm}^2/\text{m}$$

verh.: $\Phi 131 - 1,31 \text{ cm}^2/\text{m}$
 unten oder $\Phi 8, t=20 \text{ cm} - 2,5 \text{ cm}^2$

Anschluss an die Wände:

$$M_{st} = 0,5 \frac{3,55^2}{12} = 0,58 \text{ mtkm}$$

$$k = 44 \frac{0,58}{22} = 1,16 \text{ cm}^2$$

verh.: $\Phi 131 - 1,31 \text{ cm}^2/\text{m}$
 oben oder $\Phi 8, t=20 \text{ cm} - 2,5 \text{ cm}^2$

Die Lage der Einstiegöffnung ist noch nicht bekannt. Beidseits dieser Öffnung die auf ihre Breite entfallende Bewehrung zulegen. ohne weiteren Nachweis.

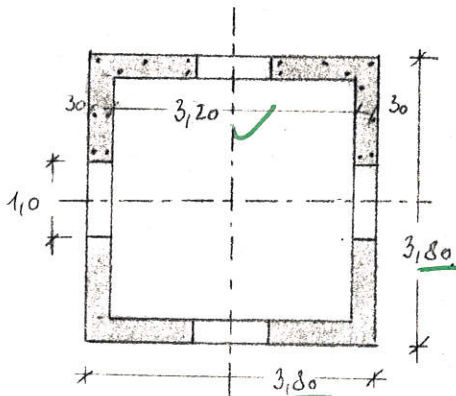
Schnittkräfte in Höhe 10

Wind:
$$\begin{array}{rcl} 3,06 \cdot 25,8 & = & 79 \\ 4,1 \cdot 13,5 & = & 55,4 \\ 2,5 \cdot 4,0 & = & 10 \\ \hline H = 9,66 \text{ t} & M = & \underline{144,4} \text{ ut} \end{array}$$

Glocken:
$$\begin{array}{rcl} 0,28 \cdot 12,3 & = & 3,44 \\ 0,38 \cdot 11,3 & = & 4,30 \\ 0,60 \cdot 10,1 & = & 6,06 \\ \hline H = 1,26 \text{ t} & M = & \underline{13,80} \end{array}$$

Ständ. Last:
$$\begin{array}{rcl} \text{Torus} & 10,8 \text{ t} \\ \text{Stahlbeton konstr.} & \underline{63,7 \text{ t}} \\ \hline N = & \underline{74,5 \text{ t}} & + \text{glocken} \end{array}$$

Querschnitt: Es wurde der ungünstigste Schnitt $\frac{1,80}{2}$ für den Spannungsnachweis verwendet



$$\begin{array}{rcl} N = & \underline{74,5 \text{ t}} \\ M = & \underline{144,4} + 13,8 = \underline{158,2} \text{ ut} \\ Q = & \underline{9,66} + \underline{1,26} = \underline{10,92 \text{ t}} \\ \hline M_e = & \underline{158,2} + 175 \cdot \frac{77}{115} = \underline{293,2} \\ & = \underline{158,2} + 130,5 = \underline{288,7} \text{ ut} \\ \hline \sigma_{bm} = & \frac{288,7}{0,3 \cdot 2,13} = \underline{445 \text{ t/cm}^2} \\ & = \underline{115 \text{ kg/cm}^2} \end{array}$$

$$\begin{array}{rcl} J = & \frac{303,2}{3,50} = \underline{86,6} \text{ t} \\ \delta = & 96,5 - 74,5 = \underline{22,0 \text{ t}} \\ F_e = & \frac{22,0}{2,10} = \underline{10,5 \text{ cm}^2} \end{array}$$

ruh: 10 $\phi 14$ - 15,4 cm² möglich in der ersten maximale, im übrigen Teil Bew. auflockern.

Lastfall : Wind über Eck und Glocken

$$N = \underline{241,2} ; M_{I-I} = \overset{168,1}{\cancel{248,5}} \text{ mt}$$

$$M_y = 16,95 \text{ mt}$$

$$W_{I-I} = \frac{\sqrt{2}}{12} \cdot 6,5^3 = \underline{32,4} \text{ m}^3$$

$$\sigma_p = -5,7 \pm \frac{\overset{168,1}{\cancel{248,5}}}{32,4} \pm \frac{16,95}{45,7} =$$

$$= -5,7 \pm \overset{5,2}{\cancel{6,8}} \pm 0,4 = \begin{cases} -1,29 \\ +0,15 \end{cases} \text{ kg/cm}^2$$

Kippsicherheit

$$M_K = \underline{241,2} \cdot 3,25 = \underline{784} \text{ mt}$$

$$v = \frac{M_K}{M_{K_{\max}}} = \frac{784}{\overset{181,1}{\cancel{235,5}}} = \cancel{3,2} \quad 4,1$$

Nur in statischer Hinsicht geprüft
Prüfamt für Baustatik
 an der Bayer. Landesgewerbeanstalt
 Zweigstelle München

München, den 21. 11. 62

Der Leiter:

Müller

Der Bearbeiter:

Sturm

Bankette u. Wände
Stammpf. B80
Bewehrte Fundam.
B160 u. B225

Des Bearbeiter

Der Bearbeiter
Kettner

Dipl. - Ing. Erhard Lassas
Unterhaching vor München
Oskar v. Millerstrasse 1
Tel. 47 25 88