

HAWK

HAWK HOCHSCHULE
FÜR ANGEWANDTE
WISSENSCHAFT UND KUNST

Fachhochschule
Hildesheim/Holzminde/n/
Göttingen

University of Applied
Sciences and Arts

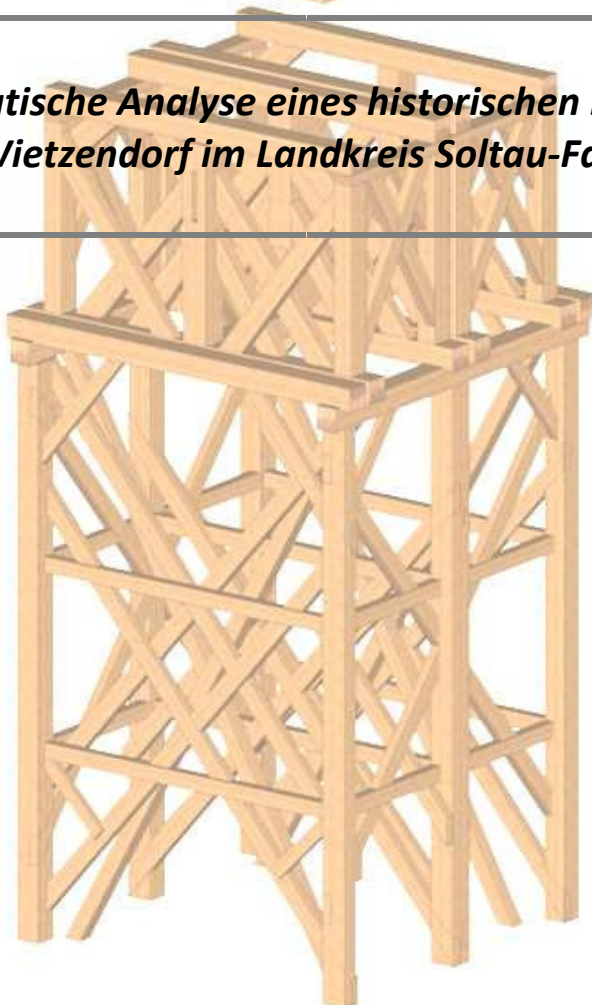


Historische Holztragwerke

28. Januar

2010

*Statische Analyse eines historischen Holzturms in
Wietzendorf im Landkreis Soltau-Fallingb.ostel*



Bearbeiter:

Daniel Hölscher (Matr.Nr.: 501350)
Stefan Gerdemann (Matr.Nr.: 501347)
Matthias Stoll (Matr.Nr.: 501334)
Mirco Seume (Matr.Nr.: 501266)

Studiengang:

Master – Holzingenieurwesen
3.Semester

Prüfer:

Prof. Dr.-Ing. Jens Kickler

Einleitung

[b]

In dieser Arbeit geht es um den hölzernen Glockenturm der neben der St. Jacobi-Kirche in Wietendorf im Landkreis Soltau-Fallingb. (Lüneburger Heide) steht. Die heutige Kirche ist aus dem Jahr 1876 und der Glockenturm wurde laut offiziellen Angaben zufolge um das Jahr 1746 fertiggestellt. Er besteht heute aus zwei von einander unabhängigen Tragwerken, zum einem aus einem Holztragwerk welches die Außenfassade bildet und erst in den 80er oder 90er des 19. Jh. hinzugefügt wurde und einem Holztragwerk welches das Haupttraggerüst des Glockenturms bildet. Wobei sich das Haupttragwerk noch in mehrere Konstruktionen und in mehrere Bauzeiten aufteilen lässt.

Die Aufgabe war es, den Glockenturm ohne Berücksichtigung der Außenfassade genauer zu untersuchen um festzustellen wie die ursprüngliche Konstruktion ausgesehen hat und ob der Glockenturm im Jahre 1746 fertiggestellt wurde, oder ob es sich nicht um ein noch älteres Tragwerk handelt. Weiterhin soll die Konstruktion auf ihre statische Tragfähigkeit untersucht werden um auch aus statischer Sicht Hinweise auf die Ursprungs konstruktion geben zu können.

Diese Arbeit wurde in Zusammenarbeit von Bauingenieur- und Architekturstudenten der TU Braunschweig sowie von Holzingenieurstudenten der HAWK Fachhochschule Hildesheim durchgeführt. Die Studenten der TU Braunschweig führte eine Bauaufnahme durch und ergänzten diese mit Befunden. Wir, Holzingenieure der HAWK Hildesheim, beteiligten uns an der Bauaufnahme und erstellten Skizzen um eine statische Analyse durchzuführen.

Im Anschluss finden Sie eine statische Berechnung der möglichen Ursprungs konstruktion mit Nachweisen der Stäbe und der Verbindungen und einen Vergleich mit der heutigen Tragkonstruktion, sowie Zeichnungen des Glockenturms (ohne die Außenfassade). Die Zeichnungen wurden auf Grundlage von Skizzen aus der Bauaufnahme und aus unseren eigenen Skizzen gefertigt. Somit sind Sie nicht gleichwertig wie die Pläne aus der Bauaufnahme, sie dienen nur dem Verständnis der Geometrie und zur Ermittlung eines statischen Systems.

Inhaltsverzeichnis

Einleitung.....	2
Inhaltsverzeichnis.....	3
Abbildungsverzeichnis.....	4
1. Belastung aus Wind nach DIN 1055-4:2005-03.....	5
2. Belastung aus Glockenläuten nach DIN 4178-2005-04.....	7
2.1. Maximale Glockenlagerkräfte aus Glockenläuten nach DIN 4178-2005-04.....	8
2.2. Resultierende Kräfte aus den Glocken 1 und 2 in Schwingrichtung.....	9
2.3. Resultierende Kräfte aus den Glocken 1 und 2 quer zur Schwingrichtung.....	9
3. Statische Analyse der Holzverbindungen, des Turmschafts, des Turmhelms und der Glockenstube.....	10
3.1. Beanspruchbarkeiten des Holzes D30.....	10
4. Nachweise der Einzelbauteile des Turmhelms.....	11
4.1. RStab-Modell:.....	12
4.2. Lastfallkombinationen.....	13
4.3. Nachweise der Sparren.....	14
4.4. Nachweise der Diagonalen.....	16
5. Nachweise der Einzelbauteile der Glockenstube.....	17
5.1. RStab-Modell:.....	17
5.2. Lastfallkombinationen:.....	18
5.3. Nachweise der Pfosten.....	19
5.4. Nachweise der Riegel.....	20
5.5. Nachweise der Diagonalen.....	22
6. Nachweise der Holzverbindungen in der Glockenstube.....	23
6.1. Aufnehmbare Kraft durch Holznägel.....	23
6.2. Kombinieren von Verbindungen / Verbindungsmitteln.....	23
6.3. Nachweis des Anschlusses Pfosten/Strebe.....	24
7.1. Nachweis des Anschlusses Kopfband/Pfosten.....	26
8. Nachweise der Einzelbauteile des Turmschaftes.....	27
8.1. Lastfallkombinationen:.....	27
8.2. RStab-Modell:.....	28
8.3. Nachweis der Pfosten.....	29
8.4. Nachweis der Riegel.....	31
8.5. Nachweis der Auskreuzungen.....	33
9. Nachweise der Holzverbindungen des Turmschaftes.....	33
9.1. Nachweis des Anschlusses Kopfband/Riegel.....	33
9.2. Nachweis des Anschlusses Kopfband/Pfosten.....	35
9.3. Nachweis der halben Schwalbenschwanzblattverbindung (Strebe/Pfosten).....	36
9.4. Nachweis des Anschlusses Riegel / Pfosten.....	37
9.5. Statische Analyse des Turmschaftes im heutigem Zustand.....	38
9.6. Statische Analyse des Gesamttragwerks und Fazit der Analyse.....	39

[b]

Abbildungsverzeichnis

Abb. 1: gewählte Turmabschnitte.....	5
Abb. 2: Draufsicht	12
Abb. 3: Positionsplan der Sparren	13
Abb. 4: Schnittgrößen Sparren 3	13
Abb. 5: Schnittgrößen Sparren 1	14
Abb. 6: Positionsplan der Diagonalen	16
Abb. 7: Positionsplan der Pfosten	19
Abb. 8: Positionsplan der Riegel	20
Abb. 9: Holzverbindungen Glockenstube	24
Abb. 10: Positionsplan der Pfosten	29
Abb. 11: Positionsplan der Riegel	31
Abb. 12: Anschluss Kopfband an Riegel	33
Abb. 13: Kopfband	34
Abb. 14: Anschluss Kopfband an Pfosten	35
Abb. 15: halbes Schwalbenschwanzblatt.....	36
Abb. 17 Auslastung des Ursprungsturmschaftes	38
Abb. 16 Auslastung des heutigen Turmschaftes	38
Abb. 18 Auslastung des gesamten Turmes.....	39

[b]

1. Belastung aus Wind nach DIN 1055-4:2005-03

- Standort:
- Wietendorf
 - 66m über NN
 - Windlastzone II: $v_{ref} = 25 \text{ m/s}$ $q_{ref} = 0,39 \text{ kN/m}^2$
 - Geländekategorie III (Vorstädte) $z_0 = 0,30 \text{ m}$

[b]

Berechnung nach 9.1.(3)

$$F_{wj} = c_{fj} * q_{(zej)} * A_j$$

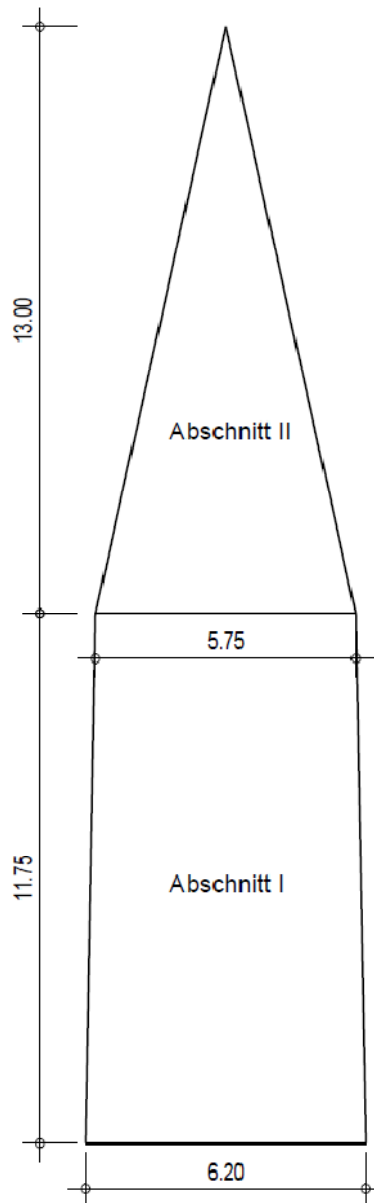


Abb. 1: gewählte Turmabschnitte

I. Turmschaft:

$$h = 11,75 \text{ m}$$

$$\bar{b} = \frac{6,25+5,75}{2} = 5,975 \text{ m}$$

$$A_I = 70,31 \text{ m}^2$$

$$c_{fI} = c_{f,0} * \psi_r * \psi_\lambda = 2,3 * 1 * 0,66 = 1,5$$

$$c_{f,0} = 0,3193 * \ln\left(\frac{b}{h}\right) + 2,5139 = 0,3193 * \ln\left(\frac{5,975}{11,75}\right) + 2,5139 = 2,3$$

$$\psi_r = 1 \text{ (keine abgerundeten Ecken)}$$

$$\psi_\lambda = 0,66 \text{ [Bild 26]} \quad \text{mit} \quad \lambda = 2 * \frac{h}{b} = 2 * \frac{11,75}{5,975} = 3,9 \text{ [Tab.16]}$$

$$q_{(zel)} = 1,7 * q_{ref} * \left(\frac{z}{10}\right)^{0,37} = 1,7 * 0,39 * \left(\frac{11,75}{10}\right)^{0,37} = 0,7 \text{ KN/m}^2$$

$$F_{wI} = c_{fI} * q_{(zel)} * A_I = 2,3 * 0,7 * 70,21 = 113,04 \text{ KN}$$

$$w_d = 0,6 * 1,61 = 0,97 \text{ KN/m}^2 \text{ [Winddruck]}$$

$$w_s = 0,4 * 1,61 = 0,64 \text{ KN/m}^2 \text{ [Windsog]}$$

II. Turmhelm

$$h = 13,00 \text{ m}$$

$$b_u = 5,75 \text{ m}$$

$$b_o = 0,00 \text{ m}$$

$$\alpha = 77,5^\circ$$

$$A_{II} = \frac{5,75*13}{2} = 37,38 \text{ m}^2$$

$$c_{fII} = c_{f,0} * \psi_r * \psi_\lambda = 2,0 * 1 * 0,69 = 1,38$$

$$c_{f,0} = 0,3193 * \ln\left(\frac{b}{h}\right) + 2,5139 = 0,3193 * \ln\left(\frac{2,9}{13}\right) + 2,5139 = 2,0$$

$$\psi_r = 1 \text{ (keine abgerundeten Ecken)}$$

$$\psi_\lambda = 0,69 \text{ [Bild 26]} \quad \text{mit} \quad \lambda = 2 * \frac{h}{b} = 2 * \frac{13}{2,9} = 9,04 \text{ [Tab.16]}$$

$$q_{(zel)} = 1,7 * q_{ref} * \left(\frac{z}{10}\right)^{0,37} = 1,7 * 0,39 * \left(\frac{13}{10}\right)^{0,37} = 0,73 \text{ KN/m}^2$$

$$F_{wII} = c_{fII} * q_{(zel)} * A_{II} = 1,38 * 0,73 * 37,38 = 37,66 \text{ KN}$$

$$w_d = 0,6 * 1,01 = 0,6 \text{ kN/m}^2 \text{ [Winddruck]}$$

$$w_s = 0,4 * 1,01 = 0,4 \text{ kN/m}^2 \text{ [Windsog]}$$

2. *Belastung aus Glockenläuten nach DIN 4178-2005-04*

[b] Die Lasten aus Glockenläuten wurden nach DIN 4178:2005-4 ermittelt. Nach Abschnitt 9.1 können die Lasten für Glockentürme die einen sehr massiv Ausgesteiften Glockenstuhl besitzen vereinfacht nach Abschnitt 4.3.2 ermittelt werden. Wobei die zu ermittelten Lasten aus Abschnitt 4.3.2 in Schwingrichtung mit dem Faktor 1,3 zu multiplizieren sind und quer zur Schwingrichtung mit mindestens 1/10 anzusetzen sind. Diese Werte sind jedoch charakteristische Werte und sind als veränderlich anzusetzen. So sind die Lasten mit dem Faktor 1,5 zu multiplizieren um die Bemessungswerte zu erhalten.

Vorhandene Glockenkennwerte der 1. Glocke aus Tabelle A1

- gewählte Glocke 1 aus Spalte 4 und Zeile 15 der schweren Ausführung:
 - Glockendurchmesser $d = 1260$ mm
 - Glockeneigenlast $G = 13$ KN
 - Klöppelschlagszahl $A = 52$ pro Minute
 - Lätewinkel $\alpha = 57^\circ$

Vorhandene Glockenkennwerte der 2. Glocke aus Tabelle A1

- gewählte Glocke 2 aus Spalte 5 und Zeile 19 der sehr schweren Ausführung
 - Glockendurchmesser $d = 1060$ mm
 - Glockeneigenlast $G = 9$ KN
 - Klöppelschlagszahl $A = 57$ pro Minute
 - Lätewinkel $\alpha = 59^\circ$

2.1. Maximale Glockenlagerkräfte aus Glockenläuten nach DIN 4178-2005-04

Kräfte aus Glocke 1

$$J_s = m * g * s * \sin \alpha = 9,81 * 1325,18 * 126 * \sin 57 = 1373744,06$$

$$m = \frac{G}{g} = \left(\frac{13}{9,81}\right) * 1000 = 1325,18 \text{Kg}$$

[b]

$$c_1 = \frac{m * s^2}{J_s + m * s^2} = \frac{1325,18 * 126^2}{1373744,06 + 1325,18 * 126^2} = 0,94$$

Nach Bild 4 der DIN 4178: $\lambda_{\max,h} = 0,75$ $\lambda_{\max,v} = 0,9$ $\lambda_{\text{zug},v} = 0,05$

$$\max H_1 = C_1 * G_1 * \lambda_{\max,h} = 0,94 * 13 * 0,75 = 9,2 \text{KN}$$

$$\max V_1 = C_1 * G_1 * \lambda_{\max,v} + G_1 = 0,94 * 13 * 0,9 + 13 = 24 \text{KN}$$

$$\text{zug} V_1 = C_1 * G_1 * \lambda_{\text{zug},v} + G_1 = 0,94 * 13 * 0,05 + 13 = 13,6 \text{KN}$$

Kräfte aus Glocke 2

$$J_s = m * g * s * \sin \alpha = 9,81 * 917,43 * 106 * \sin 59 = 817736,54$$

$$m = \frac{G}{g} = \left(\frac{9}{9,81}\right) * 1000 = 917,43 \text{Kg}$$

$$c_1 = \frac{m * s^2}{J_s + m * s^2} = \frac{917,43 * 106^2}{817736,54 + 917,43 * 106^2} = 0,93$$

Nach Bild 4 der DIN 4178: $\lambda_{\max,h} = 0,85$ $\lambda_{\max,v} = 1,0$ $\lambda_{\text{zug},v} = 0,1$

$$\max H_2 = C_2 * G_2 * \lambda_{\max,h} = 0,93 * 9 * 0,85 = 7,1 \text{KN}$$

$$\max V_2 = C_2 * G_2 * \lambda_{\max,v} + G_2 = 0,93 * 9 * 1,0 + 9 = 17,4 \text{KN}$$

$$\text{zug} V_2 = C_2 * G_2 * \lambda_{\text{zug},v} + G_2 = 0,93 * 9 * 0,1 + 9 = 9,8 \text{KN}$$

2.2. Resultierende Kräfte aus den Glocken 1 und 2 in Schwingrichtung

Nach Abschnitt 9.1 sind die Kräfte aus Abschnitt 4.3.2 mit dem Faktor 1,3 zu erhöhen. Dabei sind die Kräfte $\max H_n$ und $\max V_n$ als gleichzeitig wirkend anzusetzen und die Kraft $\text{zug} V_n$ als separaten Lastfall zu betrachten.

$$R_{H,\max,k} = \max H_1 + \max H_2 = (9,2 + 7,1) * 1,3 = 21,2KN$$

$$R_{V,\max,k} = \max V_1 + \max V_2 = (24 + 17,4) * 1,3 = 53,8KN$$

$$R_{V,\text{zug},\max,k} = \text{zug} V_1 + \text{zug} V_2 = (13,6 + 9,8) * 1,3 = 30,4KN$$

[b]

2.3. Resultierende Kräfte aus den Glocken 1 und 2 quer zur Schwingrichtung

Nach 9.1 der DIN 4178 sind mindestens 10% der Kräfte, die in Schwingrichtung wirken, auf die Wände quer zur Schwingrichtung anzusetzen.

$$R_{H,\max,k} = 21,2 * 0,1 = 2,12KN$$

$$R_{V,\max,k} = 53,8 * 0,1 = 5,38KN$$

$$R_{V,\text{zug},\max,k} = 30,4 * 0,1 = 3,04KN$$

3. Statische Analyse der Holzverbindungen, des Turmschafts, des Turmhelms und der Glockenstube

[b]

Bei der statischen Analyse des bestehenden Turmschafts, Turmhelms und der Glockenstube wird ermittelt, wie viel horizontale Last aus Glockengeläut bzw. Windlast das entsprechende Holzgerüst der Glockenstube im jetzigen Zustand und das Holzgerüst des Turmschafts und Turmhelms aus dem Ursprungszustand aufnehmen kann. Bei der Glockenstube wird die maximale Glockenlast und für den Turmschaft und Turmhelm die maximale Windlast ermittelt. Für den Vergleich werden die ermittelten Werte mit den berechneten Lastannahmen aus Glockenläuten nach DIN 4178-2005-04 und aus Wind nach DIN 1055-4:2005-03 verglichen. Bei der Analyse der Einzelbauteile und der Holzverbindungen wird ein einziges Bauteil jeder Bauteilgruppe untersucht und mit ihren Anschlüssen nachgewiesen. Der gesamte von uns untersuchte Turm besteht aus Eichenholz der Festigkeitsklasse D30. Weiter wird dem Holzturm die Nutzungsklasse 2 und die Lasteinwirkungsdauer „mittel“ zugeordnet. Daraus ergibt sich ein Modifikationsbeiwert (k_{mod}) von 0,8 für den gesamten Turm. Um einen Vergleich zwischen der gedachter Ursprungs konstruktion und der heutigen Konstruktion führen zu können, wurden die Kräfte, welche die Holzverbindungen maximal ertragen können, ermittelt.

3.1. Beanspruchbarkeiten des Holzes D30

$$f_{c,o,d} = \frac{k_{mod} * f_{c,o,k}}{\gamma_m} = \frac{0,8 * 2,3 \text{ KN/cm}^2}{1,3} = 1,42 \text{ KN/cm}^2$$

$$f_{c,90,d} = \frac{k_{mod} * f_{c,90,k}}{\gamma_m} = \frac{0,8 * 0,8 \text{ KN/cm}^2}{1,3} = 0,49 \text{ KN/cm}^2$$

$$f_{t,0,d} = \frac{k_{mod} * f_{t,0,k}}{\gamma_M} = \frac{0,8 * 1,8}{1,3} = 1,11 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{m,d} = \frac{k_{mod} * f_{m,k}}{\gamma_M} = \frac{0,8 * 3,0}{1,3} = 1,85 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{v,d} = \frac{k_{mod} * f_{v,k}}{\gamma_m} = \frac{0,8 * 0,3 \text{ KN/cm}^2}{1,3} = 0,185 \text{ KN/cm}^2$$

4. *Nachweise der Einzelbauteile des Turmhelms*

[b] Der Turmhelm hat eine Höhe von ca. 16m und an der Basis ein Seitenverhältnis von ca. 2,5 auf 2,5 Metern. An der südlichen und nördlichen Seite ist er mit einer Auskreuzung ausgesteift die sich über eine Höhe von 4,11 m erstreckt. An den anderen beiden Seiten, also Westlich und Östlich, befinden sich an der Basis jeweils zwei Fußbänder und eine Auskreuzung. Eine weitere Auskreuzung befindet sich auf einer Höhe von ca. 7,4 m. Leider konnten wir den Raum über der oberen Auskreuzung nicht weiter untersuchen das Erreichen dieser Höhe unmöglich war. Die Auskreuzungen sind jeweils mit einem halben Schwalbenschwanzblatt an die Sparren angeschlossen. Die horizontalen Riegel im Turmhelm sind mit Zapfen an die Sparren angeschlossen.

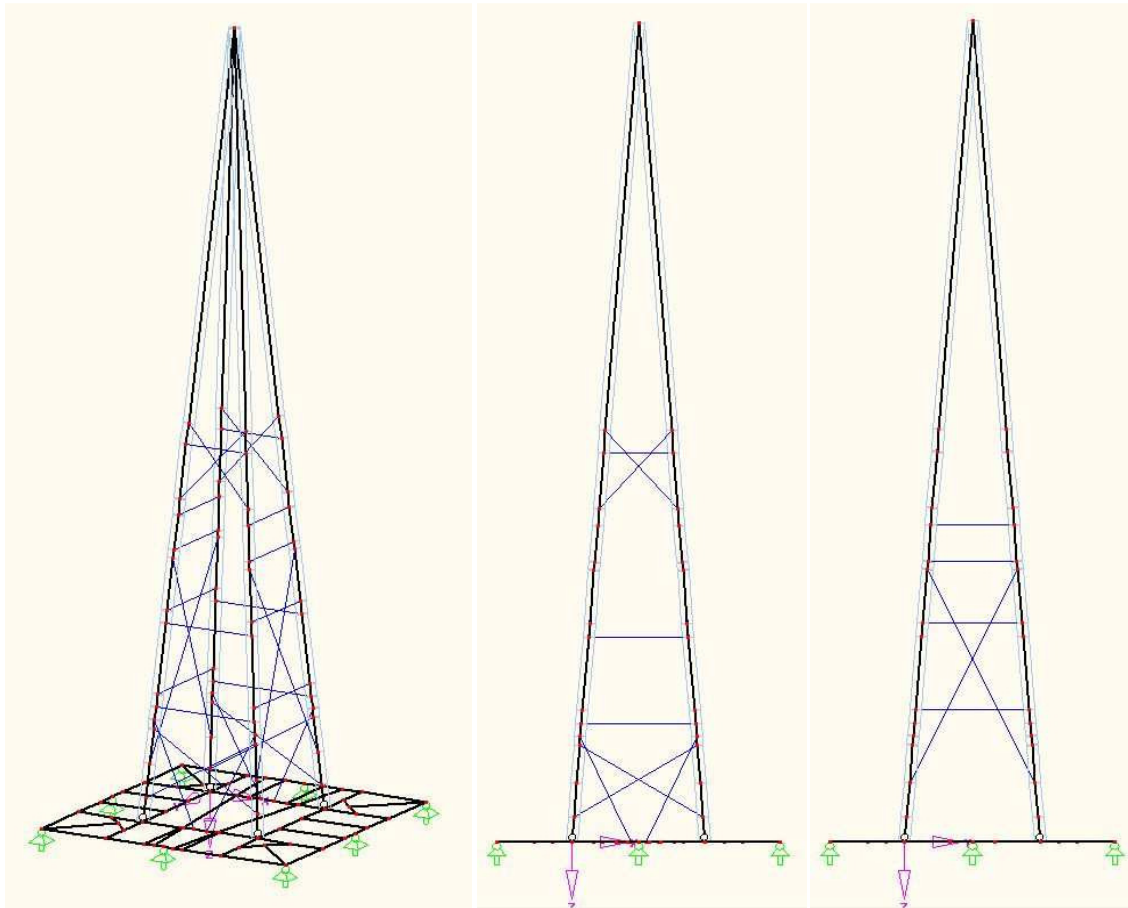
Für die statische Analyse des Turmhelms würde zuerst ein statisches Modell in R-Stab errichtet. An diesem Modell wurden dann die ermittelten Windlasten und die Eigenlast aus der Turmeindeckung, eine Schindeldeckung wurde angenommen, und das Eigengewicht der Konstruktion angesetzt.

4.1. RStab-Modell:

Isometrie

Ansicht von Osten

Ansicht von Süden



[b]

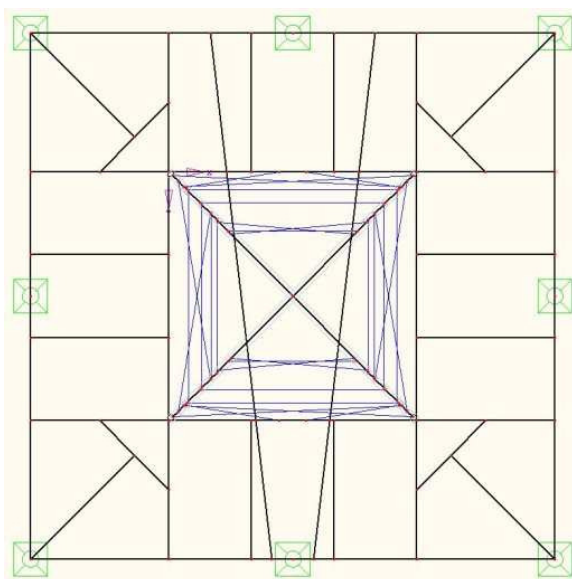


Abb. 2: Draufsicht

4.2. Lastfallkombinationen

Lastfallkombination 1

1,35 x Eigengewicht der Konstruktion + Turmeindeckung + 1,5 x Wind von Osten

Lastfallkombination 2

1,35 x Eigengewicht der Konstruktion + Turmeindeckung + 1,5 x Wind von Süden

[b]

Nach der Ermittlung der Schnittgrößen ergaben sich folgende maximalen Beanspruchungen der Sparren

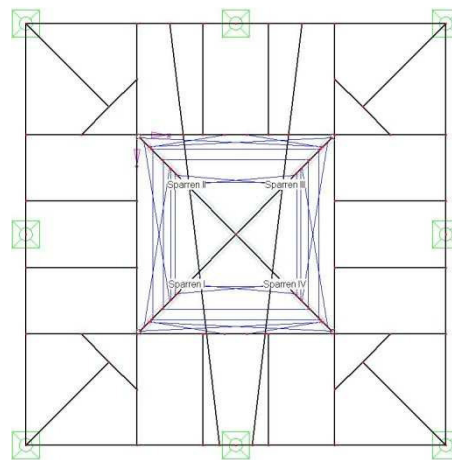


Abb. 3: Positionsplan der Sparren

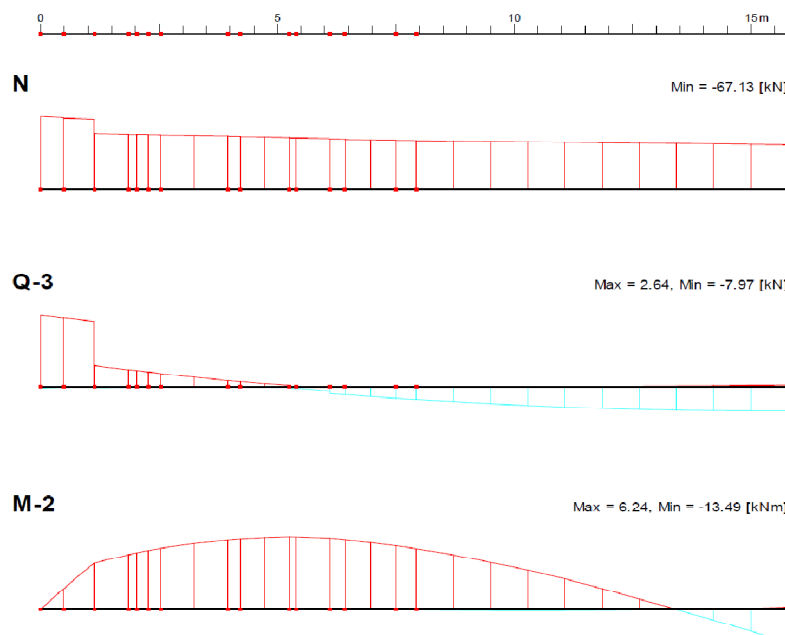


Abb. 4: Schnittgrößen Sparren 3

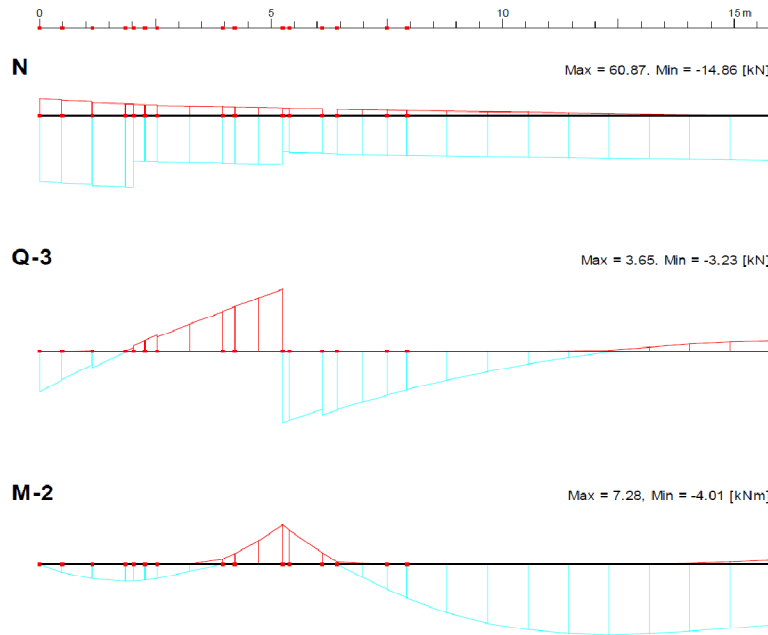


Abb. 5: Schnittgrößen Sparren 1

[b]

4.3. Nachweise der Sparren

Der Querschnitt des Sparrens beträgt $h/b = 18/18$ [cm]

- Querschnittsnachweise:
1. Normalkraft; Druck parallel zur Faser und Zug parallel zur Faser
 2. Biegung
 3. Schub aus Querkraft

Nachweis: Druck parallel zur Faser

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N}{A} = \frac{67,13}{324} = 0,21 < f_{c,0,d} \quad 15\%$$

Nachweis: Zug parallel zur Faser

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N}{A} = \frac{60,87}{324} = 0,19 < f_{t,0,d} \quad 17\%$$

Nachweis: Biegung

$$\sigma_{m,d} = \frac{M}{W} = \frac{1349}{972} = 1,39 < f_{m,d} \quad 75\%$$

Nachweis: Schub aus Querkraft

$$\tau_d = 1,5 * \frac{V}{A} = 1,5 * \frac{7,97}{324} = 0,037 < f_{v,d} \quad 20\%$$

Nachweis auf Druck und Biegung

Als Knicklänge wird die Länge zwischen den Diagonalen angenommen.

$$s_k = 4,11 \text{ m}; \quad \beta = 0,7; \quad l_{ef} = s_k * \beta = 2,877 \text{ m}$$

$$\max M = -13,49 \text{ kNm}$$

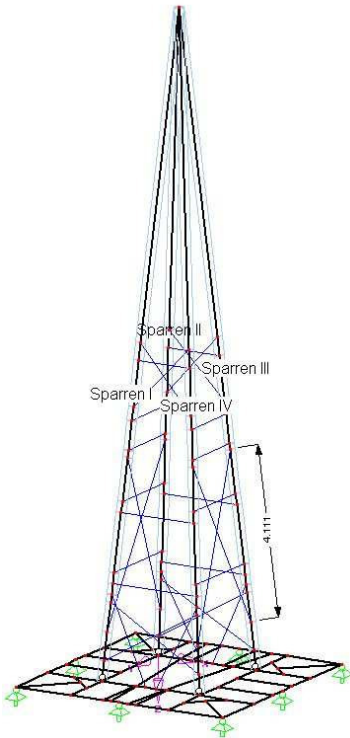
$$\max N = -67,13 \text{ kN (Druck)}$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N}{A} = \frac{67,13}{324} = 0,21 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i} = \frac{288,7}{5,2} = 55,6 \rightarrow k_c = 0,72$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M}{W} = \frac{1349}{972} = 1,39 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{l_{ef} * h}{b^2} = \frac{287,7 * 18}{18^2} = 15,98 \rightarrow k_m = 1,0$$



$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c * f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{k_m * f_{m,d}} = \frac{0,21}{0,72 * 1,42} + \frac{1,39}{1 * 1,85} = 0,96 < 1$$

[b]

4.4. Nachweise der Diagonalen

[b]

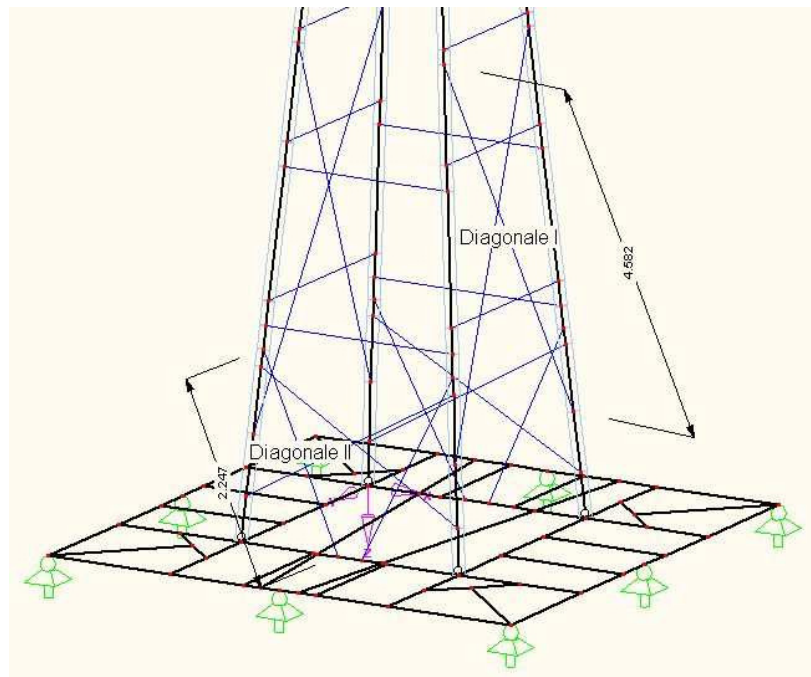


Abb. 6: Positionsplan der Diagonalen

Nachweis der Diagonale II

Der Querschnitt der Diagonalen beträgt $d/h=9/20$ [cm]

max $N = 25,55$ kN aus LFK 2

$$s_k = 224,7 \text{ cm}; \quad \beta = 1; \quad l_{ef} = s_k * \beta = 224,7 \text{ cm}$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N}{A} = \frac{25,55}{180} = 0,14 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i} = \frac{224,7}{2,6} = 86,4 \rightarrow k_c = 0,39$$

$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c * f_{c,0,d}} = \frac{0,14}{0,39 * 1,42} = 0,25 < 1$
--

Nachweis der Diagonale I

Der Querschnitt der Diagonalen beträgt $d/h=9/20$ [cm]

max $N = 13,97$ kN aus LFK 1

$$s_k = 459,2 \text{ cm}; \quad \beta = 1; \quad l_{ef} = s_k * \beta = 459,2 \text{ cm}$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N}{A} = \frac{13,97}{180} = 0,08 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i} = \frac{459,2}{2,6} = 176,6 \rightarrow k_c = 0,11$$

$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c * f_{c,0,d}} = \frac{0,08}{0,11 * 1,42} = 0,51 < 1$
--

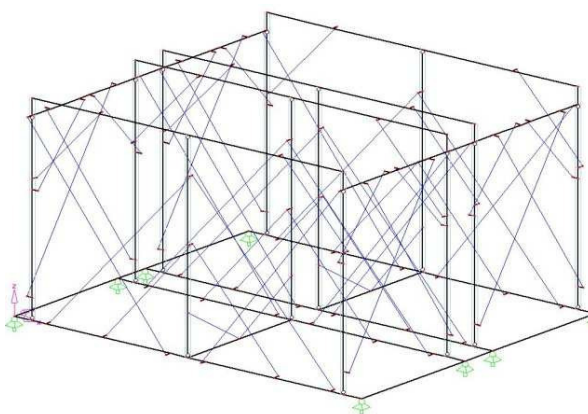
5. Nachweise der Einzelbauteile der Glockenstube

[b]

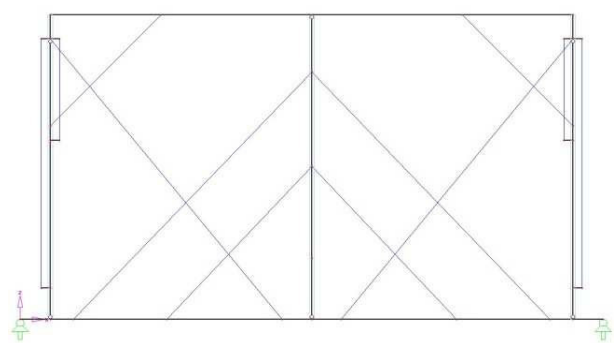
Die Glockenstube in Wietzendorf besteht aus einem massiven Fachwerkgerüst aus Holz der Holzsorte D30. Das Fachwerk ist untereinander mit Zapfen und Zapfenlöchern ausgebildet und mit Holznägeln gehalten. Die Glockenstube wurde 1777 bei Sanierungsarbeiten erneuert. Das Datum geht aus einer Einkerbung in einem Balken in der Glockenstube hervor. Sie ist mit zwei Glocken mit einem Durchmesser von 1,2 m der schweren Ausführung nach DIN 4178 ausgestattet. Diese schwingen bei Geläut beide in die gleiche Richtung. Die Schwingrichtung der Glocken ist von Nord nach Süd oder umgekehrt. Für jede Glocke existiert ein Glockenstuhl, der unabhängig voneinander die Lasten weiterleitet. Die Horizontalkräfte die beim Läuten der Glocken entstehen werden über Druckstreben in die Schwellen eingeleitet. Für die statischen Nachweise der Einzelbauteile in der Glockenstube wurde wiederum ein Modell in RStab modelliert. Auf dieses wurden dann die ermittelten Lasten angesetzt. Um die Exzentrizität der Diagonalen zu berücksichtigen wurden diese mit biegesteifen Ersatzstäben an die Hauptpfosten angeschlossen.

5.1. RStab-Modell:

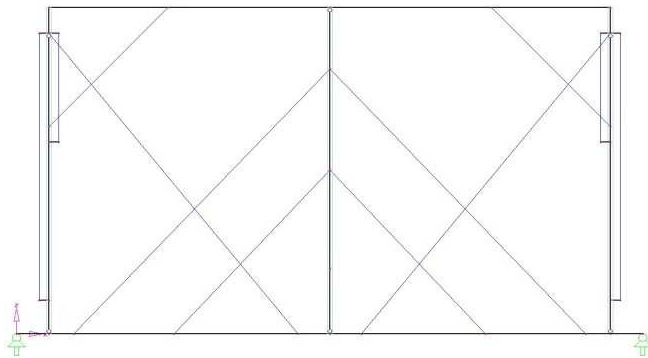
Isometrie



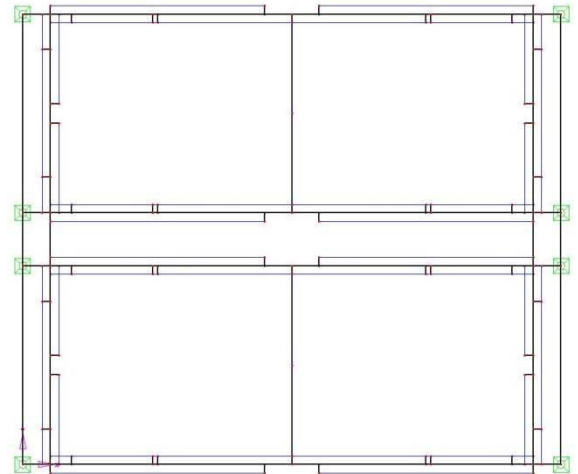
Ansicht von Osten



Ansicht von Süden



Draufsicht



[b]

5.2. Lastfallkombinationen:

LK-Nr.	LK-Bezeichnung	Kombinationskriterium
1	Eigengewicht + Glocken Horizontal	$1.35 \cdot LF1 / \text{Ständig} + 1.50 \cdot LF3$
2	Eigengewicht + Glocken vertikal	$1.35 \cdot LF1 / \text{Ständig} + 1.50 \cdot LF4$
3	Eigengewicht + Glocken + Wind Ost	$1.35 \cdot LF6 / \text{Ständig} + 1.50 \cdot LF5$
4	Eigengewicht + Glocken + Wind Süd	$1.35 \cdot LF6 / \text{Ständig} + 1.50 \cdot LF2$
5	Eigengewicht + Glocken horizontal + Wind Süd	$1.35 \cdot LF1 / \text{Ständig} + 1.50 \cdot LF3$ $+ 1.50 \cdot LF2$
6	Eigengewicht + Glocken Horizontal + Wind Ost	$1.35 \cdot LF1 / \text{Ständig} + 1.50 \cdot LF3$ $+ 1.50 \cdot LF5$
7	Eigengewicht + Glocken vertikal + Wind Süd	$1.35 \cdot LF1 / \text{Ständig} + 1.50 \cdot LF4$ $+ 1.50 \cdot LF2$
8	Eigengewicht + Glocken vertikal + Wind Ost	$1.35 \cdot LF1 / \text{Ständig} + 1.50 \cdot LF4$ $+ 1.50 \cdot LF5$
9	Eigengewicht Glocken + Wind Süd + Verkehr	$1.35 \cdot LF6 / \text{Ständig} + 1.50 \cdot LF2$ $+ 1.50 \cdot LF7$
10	Eigengewicht Glocken + Wind Ost + Verkehr	$1.35 \cdot LF6 / \text{Ständig} + 1.50 \cdot LF5$ $+ 1.50 \cdot LF7$
11	Eigengewicht Glocken + Verkehr	$1.35 \cdot LF6 / \text{Ständig} + 1.50 \cdot LF7$

5.3. Nachweise der Pfosten

[b]

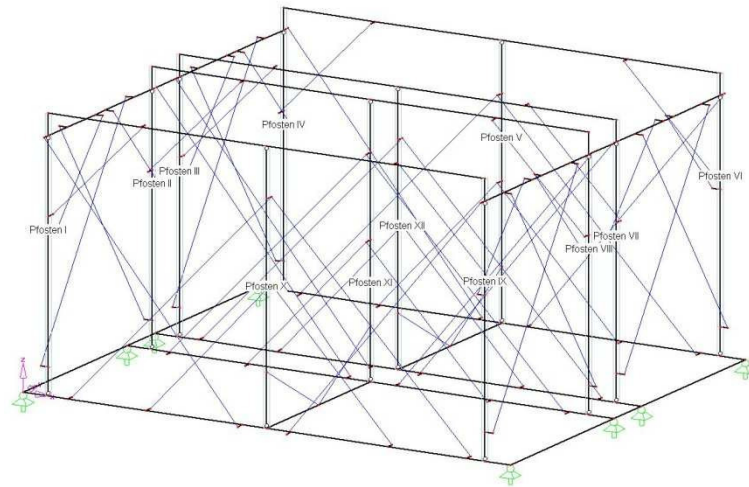


Abb. 7: Positionsplan der Pfosten

Die Nachweise werden für die Pfosten nur mit den maximalen Schnittgrößen errechnet.

Maximale Druckkraft + Moment im Pfosten VI aus LFK 7

Querschnitt $b/h = 38/38$ [cm]

$$\max N = -257,99 \text{ kN}$$

$$\max M = 2645 \text{ kNcm}$$

$$s_k = 2,44 \text{ m}; \quad \beta = 1,0; \quad l_{ef} = s_k * \beta = 2,44 \text{ m}$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N}{A} = \frac{257,99}{1444} = 0,18 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i} = \frac{244}{11} = 22,18 \rightarrow k_c = 0,98$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M}{W} = \frac{2645}{9145} = 0,29 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{l_{ef} * h}{b^2} = \frac{244 * 38}{38^2} = 6,42 \rightarrow k_m = 1,0$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c * f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{k_m * f_{m,d}} = \frac{0,18}{0,98 * 1,42} + \frac{0,29}{1 * 1,85} = 0,29 < 1$$

Maximale Zugkraft im Pfosten X aus LFK 8

Querschnitt $b/h = 38/38$ [cm]

$$\max N = 178,54 \text{ kN}$$

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N}{A_N} = \frac{178,54}{1140} = 0,16 < f_{t,0,d} \quad 10\%$$

Maximales Moment + Druckkraft im Pfosten IV aus LFK 8

Querschnitt $b/h = 38/38$ [cm]

$\max N = -45,02 \text{ kN}$

$\max M = 2801 \text{ kNcm}$

$s_k = 2,44 \text{ m}; \beta = 1,0; l_{ef} = s_k * \beta = 2,44 \text{ m}$

$\sigma_{c,0,d} = \frac{N}{A} = \frac{45,02}{1444} = 0,03 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$

$\lambda = \frac{l_{ef}}{i} = \frac{244}{11} = 22,18 \rightarrow k_c = 0,98$

$\sigma_{m,d} = \frac{M}{W} = \frac{2801}{9145} = 0,31 \text{ kN/cm}^2$

$\frac{l_{ef} * h}{b^2} = \frac{244 * 38}{38^2} = 6,42 \rightarrow k_m = 1,0$

[b]

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c * f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{k_m * f_{m,d}} = \frac{0,03}{0,98 * 1,42} + \frac{0,31}{1 * 1,85} = 0,19 < 1$$

Maximale Querkraft im Pfosten VI aus LFK 4

Querschnitt $b/h = 38/38$ [cm]

$\max V = 37,44 \text{ kN}$

$$\tau_d = 1,5 * \frac{V}{A} = 1,5 * \frac{37,44}{1444} = 0,04 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < f_{v,d} \quad 21\%$$

5.4. Nachweise der Riegel

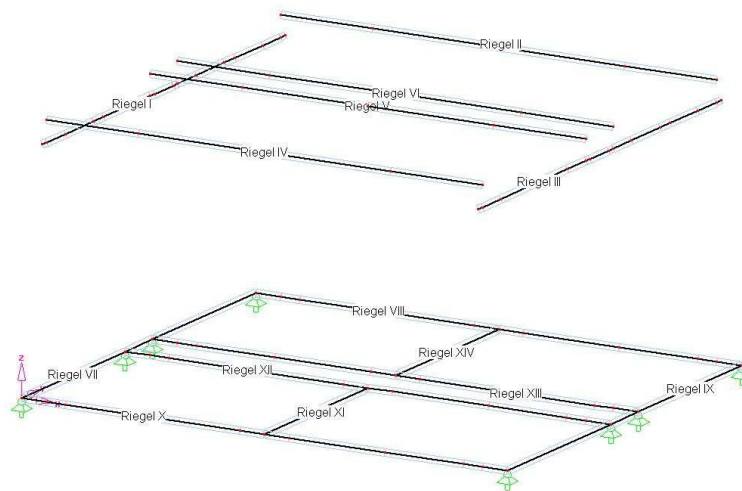


Abb. 8: Positionsplan der Riegel

Maximale Druckkraft + Moment im Riegel I aus LFK 7

Querschnitt $b/h = 28/14$ [cm]

$$\max N = -125,92 \text{ kN}$$

$$\max M = 4039,75 \text{ kNcm}$$

$$s_k = 0,34 \text{ m}; \quad \beta = 1,0; \quad l_{ef} = s_k * \beta = 0,34 \text{ m}$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N}{A} = \frac{125,92}{392} = 0,32 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i} = \frac{34}{8,37} = 4,06 \rightarrow k_c = 1,0$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M}{W} = \frac{4039,75}{914,67} = 4,41 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{l_{ef} * h}{b^2} = \frac{229 * 29}{33^2} = 6,10 \rightarrow k_m = 1,0$$

[b]

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c * f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{k_m * f_{m,d}} = \frac{0,32}{1 * 1,42} + \frac{4,41}{1 * 1,85} = 2,61 > 1$$

Maximale Zugkraft im Riegel XIII aus LFK 7

Querschnitt $b/h = 33/29$ [cm]

$$\max N = 100,44 \text{ kN}$$

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N}{A} = \frac{100,44}{957} = 0,10 < f_{t,0,d} \quad 10\%$$

Maximales Moment im Riegel VIII aus LFK 7

Querschnitt $b/h = 33/29$ [cm]

$$\max M = 7266,63 \text{ kNcm}$$

$$s_k = 2,29 \text{ m}; \quad \beta = 1,0; \quad l_{ef} = s_k * \beta = 2,29 \text{ m}$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M}{W} = \frac{7226,63}{4626} = 1,56 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{l_{ef} * h}{b^2} = \frac{229 * 29}{33^2} = 6,10 \rightarrow k_m = 1,0$$

$$\frac{\sigma_{m,d}}{k_m * f_{m,d}} = \frac{1,56}{1 * 1,85} = 0,84 < 1$$

Maximale Querkraft im Riegel VIII aus LFK 7

Querschnitt $b/h = 33/29$ [cm]

$\max V = 355,51 \text{ kN}$

$$\tau_d = 1,5 * \frac{V}{A} = 1,5 * \frac{355,51}{957} = 0,56 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} > f_{v,d} \quad 301\%$$

[b]

5.5. Nachweise der Diagonalen

Maximale Druckkraft in der Diagonale zwischen Pfosten VIII und Riegel X aus LFK 4

Querschnitt $b/h = 14/24$ [cm]

$\max N = -232,53 \text{ kN}$

$s_k = 2,66 \text{ m}; \quad \beta = 1,0; \quad l_{ef} = s_k * \beta = 2,66 \text{ m}$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N}{A} = \frac{232,53}{336} = 0,69 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \qquad \lambda = \frac{l_{ef}}{i} = \frac{266}{6,93} = 38,39 \rightarrow k_c = 0,88$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c * f_{c,0,d}} = \frac{0,69}{0,88 * 1,42} = 0,55 < 1$$

6. Nachweise der Holzverbindungen in der Glockenstube

6.1. Aufnehmbare Kraft durch Holznägel

Die Durchmesser (d) der Holznägel betragen im gesamten Glockenturm ca. 30 mm.

Die Kraft pro Holznagel wird nach DIN 1052:2008 berechnet. Da Die Randabstände $a = 2 \cdot d = 6,0$ cm nur selten eingehalten sind, werden die Holznägel nur für Druckbeanspruchungen angesetzt. Im Weiteren wird die zusätzliche Kraftübertragung durch Holznägel nur beispielhaft mit angeführt.

$$R_K = 9,5 \cdot d^2 = 9,5 \cdot 30^2 = 8,55 \text{ KN}$$

$$R_d = k_{mod} \cdot \frac{R_K}{\gamma_M} = 0,8 \cdot \frac{8,55}{1,3} = 5,3 \text{ KN je Holznagel}$$

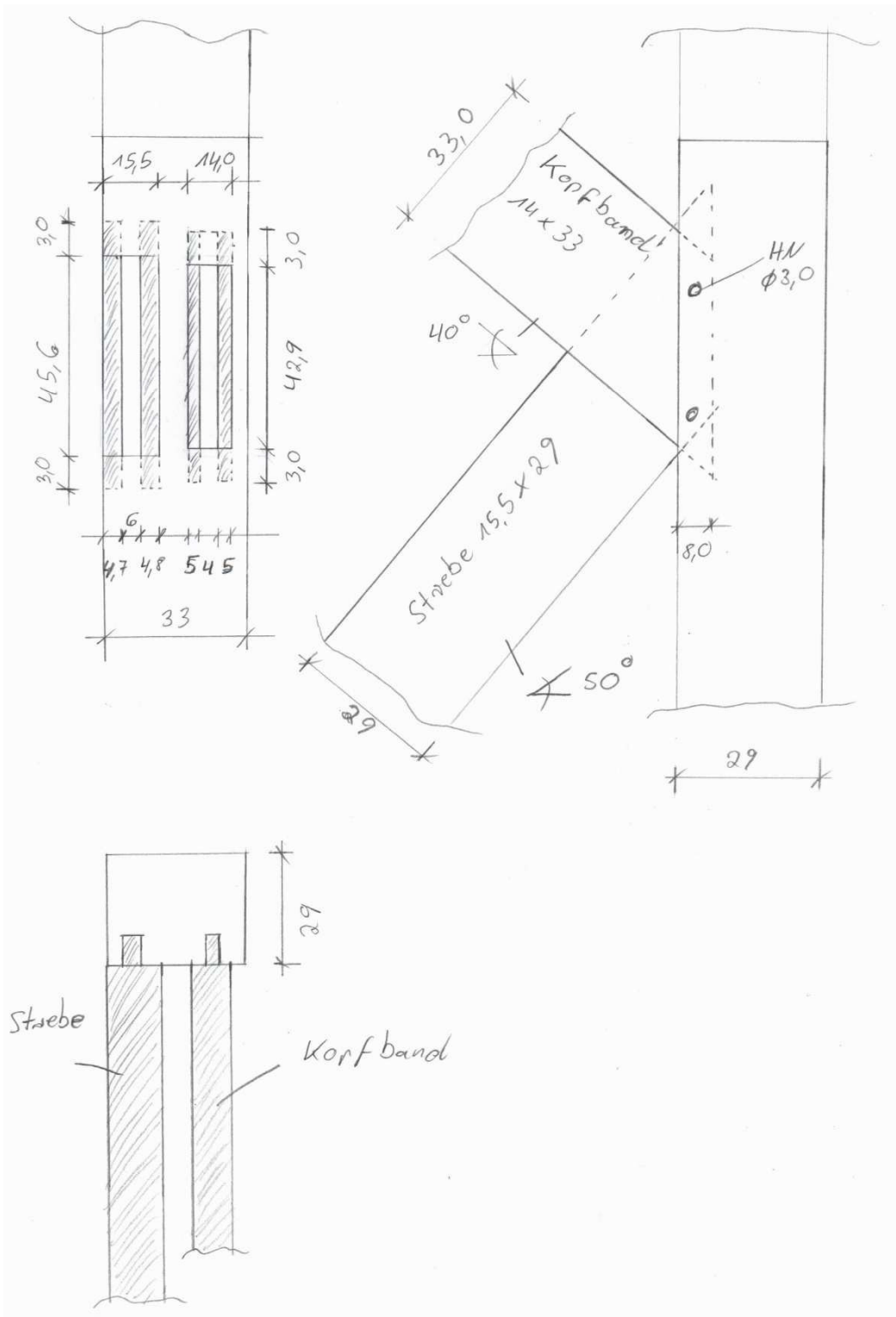
6.2. Kombinieren von Verbindungen / Verbindungsmitteln

Um die Holznagelverbindungen mit den zimmermannsmäßigen Holzverbindungen kombinieren zu können darf nach DIN1052:2008 Abschn. 11.1.4 die schwächere Verbindungen mit $2/3$ addiert werden.

$$R_d = R_x + \frac{2}{3} \cdot R_y$$

6.3. Nachweis des Anschlusses Pfosten/Strebe

[b]



7. Abb. 9: Holzverbindungen Glockenstube

- Die Streben haben in der gesamten Glockenstube eine Neigung von 51°

$$f_{c,51,d} = \frac{f_{c,0,d}}{\sqrt{\left(\frac{f_{c,0,d}}{f_{c,90,d}} * \sin^2 \alpha\right)^2 + \left(\frac{f_{c,0,d}}{1,5 * f_{v,d}} * \sin \alpha * \cos \alpha\right)^2 + \cos^4 \alpha}}$$

$$f_{c,51,d} = \frac{1,42}{\sqrt{\left(\frac{1,42}{0,49} * \sin^2 51\right)^2 + \left(\frac{1,42}{1,5 * 0,18} * \sin 51 * \cos 51\right)^2 + \cos^4 51}} = 0,45 \left[\frac{kN}{cm^2}\right]$$

[b]

$$A_S = (4,7 \text{ cm} + 4,8 \text{ cm}) * 45,6 \text{ cm} = 433,2 \text{ cm}^2$$

$$k_{c,\alpha} = 1 + (k_{c,90} - 1) * \sin \alpha = 1 + (1 - 1) * \sin 51 = 1$$

$$\frac{\sigma_{c,\alpha,d}}{k_{c,\alpha} * f_{c,\alpha,d}} \leq 1 \Rightarrow \frac{F_s}{A_S} = k_{c,\alpha} * f_{c,\alpha,d} \Rightarrow F_s = k_{c,\alpha} * f_{c,51,d} * A_S = 1 * 0,45 * 433,2 = 194,9 \text{ KN}$$

Bei Zusammenwirken mit Holznägeln: $n = 2$ Stück $R_{d,Hn} = 5,3 \text{ KN}$

$$F_{ges} = 194,9 + \frac{2}{3} * (5,3 * 2) = 202 \text{ KN}$$

Nachweis der Querdrukbeanspruchung des Pfostens

$$F_{Pf} = 194,9 \text{ KN} * \cos 51^\circ = 122,7 \text{ KN}$$

$$A_{Pf} = (4,7 \text{ cm} + 4,8 \text{ cm}) * (45,6 \text{ cm} + 2 * 3 \text{ cm}) = 490,2 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{Pf}}{A_{Pf}} = \frac{122,7 \text{ KN}}{490,2 \text{ cm}^2} = 0,25 \text{ KN/cm}^2$$

$\frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} = \frac{0,25 \text{ KN/cm}^2}{0,49 \text{ KN/cm}^2} = 0,51 \leq 1$
--

Die Verbindung kann mit Zusammenwirken der Holznägel eine Kraft von 202 KN (in Richtung der Diagonalen) aufnehmen.

7.1. Nachweis des Anschlusses Kopfband/Pfosten

- Die Kopfbänder haben in der gesamten Glockenstube eine Neigung von 40°

$$f_{c,40,d} = \frac{f_{c,0,d}}{\sqrt{\left(\frac{f_{c,0,d}}{f_{c,90,d}} * \sin^2 \alpha\right)^2 + \left(\frac{f_{c,0,d}}{1,5 * f_{v,d}} * \sin \alpha * \cos \alpha\right)^2 + \cos^4 \alpha}}$$

[b]

$$f_{c,40,d} = \frac{1,42}{\sqrt{\left(\frac{1,42}{0,49} * \sin^2 40\right)^2 + \left(\frac{1,42}{1,5 * 0,18} * \sin 40 * \cos 40\right)^2 + \cos^4 40}} = 0,487 \left[\frac{kN}{cm^2}\right]$$

$$A_K = (2 * 5 \text{ cm}) * 42,9 \text{ cm} = 429 \text{ cm}^2$$

$$k_{c,\alpha} = 1 + (k_{c,90} - 1) * \sin \alpha = 1 + (1 - 1) * \sin 40 = 1$$

$$\frac{\sigma_{c,\alpha,d}}{k_{c,\alpha} * f_{c,\alpha,d}} \leq 1 \Rightarrow \frac{F_K}{A_K} = k_{c,\alpha} * f_{c,\alpha,d} \Rightarrow F_K = k_{c,\alpha} * f_{c,40,d} * A_K = 1 * 0,487 * 429 = 209 \text{ KN}$$

Bei Zusammenwirken mit Holznägeln: $n = 2$ Stück $R_{d,Hn} = 5,3 \text{ KN}$

$$F_{ges} = 209 + \frac{2}{3} * (5,3 * 2) = 216 \text{ KN}$$

Nachweis der Querdrukbeanspruchung des Pfostens

$$F_{Pf} = 209 \text{ KN} * \cos 40^\circ = 160 \text{ KN}$$

$$A_{Pf} = (2 * 5 \text{ cm}) * (42,9 \text{ cm} + 2 * 3 \text{ cm}) = 489 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{Pf}}{A_{Pf}} = \frac{160 \text{ KN}}{489 \text{ cm}^2} = 0,33 \text{ KN/cm}^2$$

$\frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} = \frac{0,33 \text{ KN/cm}^2}{0,49 \text{ KN/cm}^2} = 0,67 \leq 1$
--

Die Verbindung kann mit Zusammenwirken der Holznägel eine Kraft von 216 KN (in Richtung der Diagonalen) aufnehmen.

8. Nachweise der Einzelbauteile des Turmschaftes

Der ursprüngliche Turmschaft besteht aus vier Eichenpfosten mit einer Höhe von ca. 7,3 m. Auf allen vier Seiten des Schaftes befinden sich Auskreuzungen sowie Kopf- und Fußbänder. Der Turmschaft hat eine quadratische Grundrissform mit einer Seitenlänge von ca. 5 m.

[b]

Die Lastfallkombinationen wurden aus dem Modell der Glockenstube übernommen um alle Einwirkungen die aus der Glockenstube entstehen zu berücksichtigen. Zusätzlich wurde der Wind aus Süd und Ost auf den Turmschaft angesetzt.

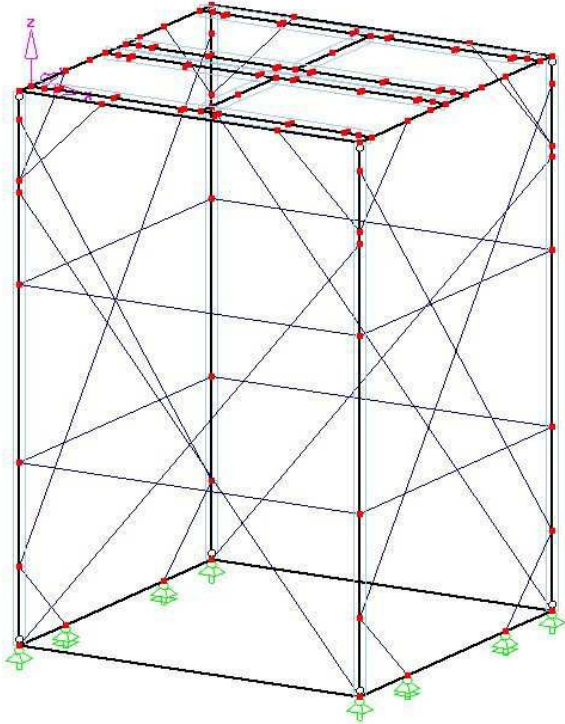
8.1. Lastfallkombinationen:

LK-Nr.	LK-Bezeichnung	Kombinationskriterium
1	Eigengewicht+Läuten horizontal	1.35*LF1/S + 1.50*LF3
2	Eigengewicht+Läuten vertikal	1.35*LF1/S + 1.50*LF4
3	Eigengewicht+Glocken+Wind Ost	1.35*LF6/S + 1.50*LF5
4	Eigengewicht+Glocken+Wind Süd	1.35*LF6/S + 1.50*LF2
5	Eigengewicht+Läuten horizontal+Wind Süd	1.35*LF1/S + 1.50*LF3 + 1.50*LF2
6	Eigengewicht+Läuten horizontal+Wind Ost	1.35*LF1/S + 1.50*LF3 + 1.50*LF5
7	Eigengewicht+Läuten vertikal+Wind Süd	1.35*LF1/S + 1.50*LF4 + 1.50*LF2
8	Eigengewicht+Läuten vertikal+Wind Ost	1.35*LF1/S + 1.50*LF4 + 1.50*LF5
9	Eigengewicht+Glocken+Wind Süd+Verkehr G	1.35*LF6/S + 1.50*LF2 + 0.90*LF7
10	Eigengewicht+Glocken+Wind Ost+Verkehr G	1.35*LF6/S + 1.50*LF5 + 0.90*LF7
11	Eigengewicht+Glocken+Verkehr G	1.35*LF6/S + 1.50*LF7
12	Eigengewicht+Läuten horizontal+Verkehr E	LK1 + 0.90*LF8
13	Eigengewicht+Läuten vertikal+Verkehr E	LK2 + 1.50*LF8
14	Eigengewicht+Glocken+Wind Ost+Verkehr E	LK3 + 1.50*LF8
15	Eigengewicht+Glocken+Wind Ost+Verkehr E	LK8 + 0.90*LF8
16	Eigengewicht+Läuten horizontal+Wind Süd+Verkehr E	LK5 + 0.90*LF8
17	Eigengewicht+Läuten horizontal+Wind Ost+Verkehr E	LK6 + 0.90*LF8
18	Eigengewicht+Läuten vertikal+Wind Süd+Verkehr E	LK7 + 0.90*LF8
19	Eigengewicht+Läuten vertikal+Wind Ost+Verkehr E	LK8 + 0.90*LF8
20	Eigengewicht+Glocken+Wind Süd+Verkehr G+Verkehr E	LK9 + 0.90*LF8
21	Eigengewicht+Glocken+Wind Süd+Verkehr G+Verkehr E	LK10 + 0.90*LF8
22	Eigengewicht+Glocken+Wind Ost+Verkehr G+Verkehr E	LK10 + 0.90*LF8
23	Eigengewicht+Glocken+Verkehr G+Verkehr E	LK11 + 0.90*LF8

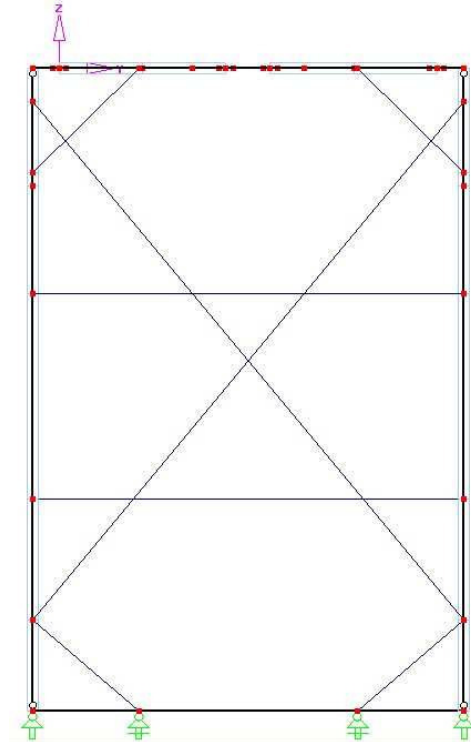
8.2. RStab-Modell:

[b]

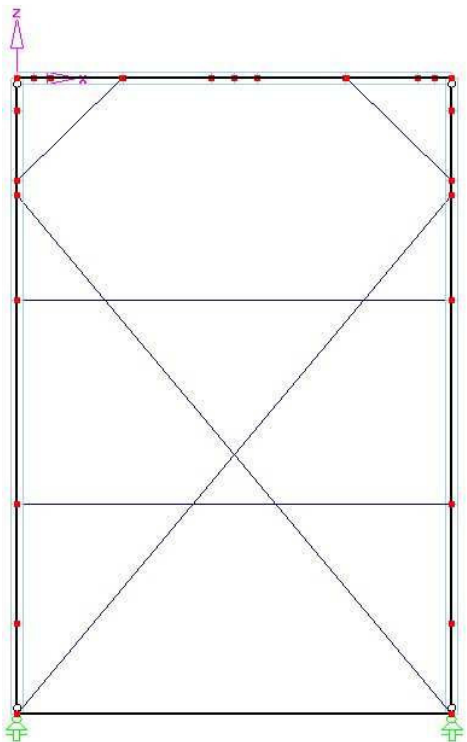
Isometrie



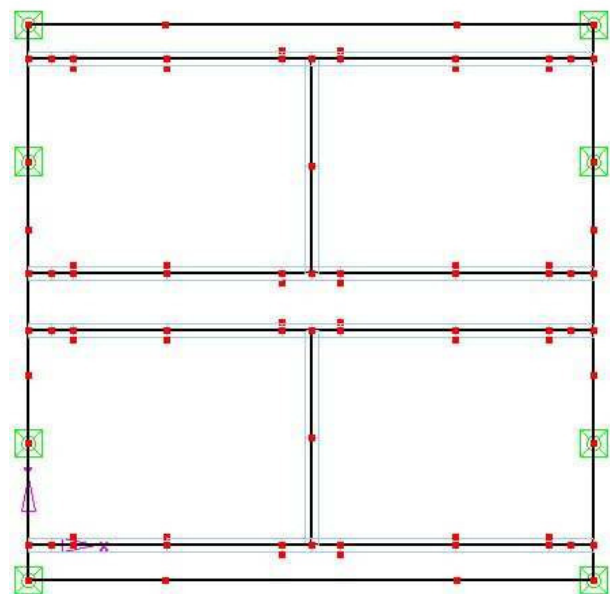
Ansicht von Osten



Ansicht von Süden



Draufsicht



8.3. Nachweis der Pfosten

Die Nachweise werden für die Pfosten nur mit den maximalen Schnittgrößen errechnet.

[b]

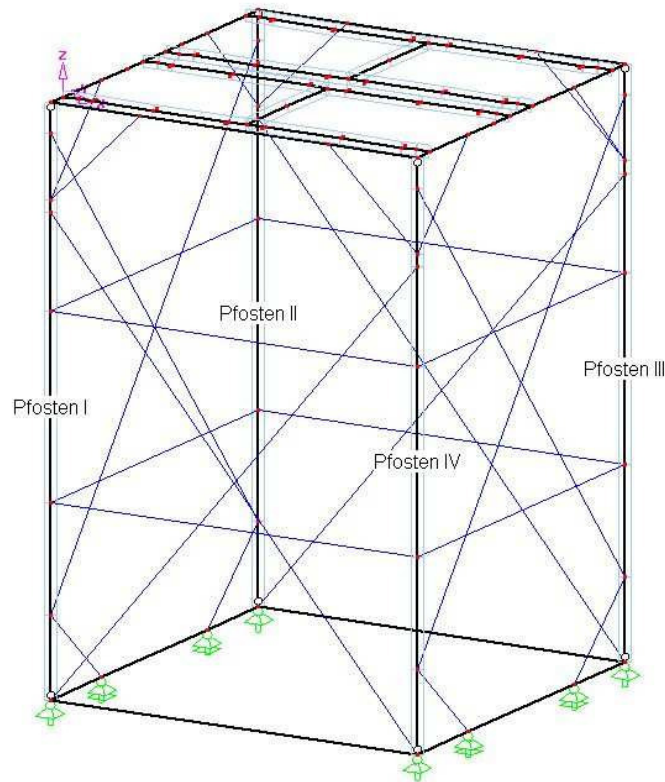


Abb. 10: Positionsplan der Pfosten

Maximale Druckkraft + Moment im Pfosten III aus LFK 18

Querschnitt $b/h = 32/32$ [cm]

$$\max N = -506,13 \text{ kN}$$

$$\max M = 2208 \text{ kNcm}$$

$$s_k = 4,88 \text{ m}; \quad \beta = 1,0; \quad l_{ef} = s_k * \beta = 4,88 \text{ m}$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N}{A} = \frac{506,13}{1024} = 0,50 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i} = \frac{488}{9,24} = 52,83 \rightarrow k_c = 0,76$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M}{W} = \frac{2208}{5461} = 0,40 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{l_{ef} * h}{b^2} = \frac{488 * 32}{32^2} = 15,52 \rightarrow k_m = 1,0$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c * f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{k_m * f_{m,d}} = \frac{0,50}{0,76 * 1,42} + \frac{0,40}{1 * 1,85} = 0,68 < 1$$

Maximales Moment + Druckkraft im Pfosten III aus LFK 17

Querschnitt $b/h = 32/32$ [cm]

$$\max N = -450,51 \text{ kN} \qquad \max M = 4465,04 \text{ kNcm}$$

$$s_k = 4,88 \text{ m}; \quad \beta = 1,0; \quad l_{ef} = s_k * \beta = 4,88 \text{ m}$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N}{A} = \frac{450,51}{1024} = 0,44 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \qquad \lambda = \frac{l_{ef}}{i} = \frac{488}{9,24} = 52,83 \rightarrow k_c = 0,76$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M}{W} = \frac{4465,04}{5461} = 0,82 \text{ kN/cm}^2 \qquad \frac{l_{ef} * h}{b^2} = \frac{488 * 32}{32^2} = 15,52 \rightarrow k_m = 1,0$$

[b]

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c * f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{k_m * f_{m,d}} = \frac{0,44}{0,76 * 1,42} + \frac{0,82}{1 * 1,85} = 0,85 < 1$$

Maximale Querkraft im Pfosten III aus LFK 17

Querschnitt $b/h = 32/32$ [cm]

$$\max V = 60,29 \text{ kN}$$

$$\tau_d = 1,5 * \frac{V}{A} = 1,5 * \frac{60,29}{1024} = 0,09 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} < f_{v,d} \quad 48\%$$

8.4. Nachweis der Riegel

[b]

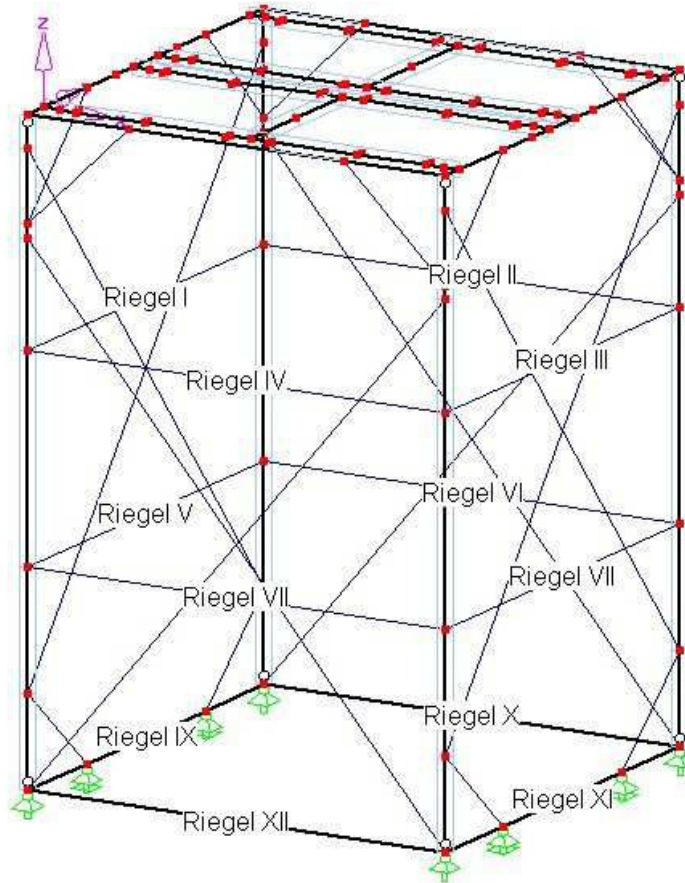


Abb. 11: Positionsplan der Riegel

Maximale Druckkraft + Moment im Riegel V aus LFK 8

Querschnitt $b/h = 11/22$ [cm]

$$\max N = -15,91 \text{ kN}$$

$$\max M = 513,33 \text{ kNcm}$$

$$s_k = 4,87 \text{ m}; \quad \beta = 1,0; \quad l_{ef} = s_k * \beta = 4,87 \text{ m}$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N}{A} = \frac{15,91}{240} = 0,06 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i} = \frac{487}{6,38} = 76,36 \rightarrow k_c = 0,48$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M}{W} = \frac{513,33}{887,33} = 0,58 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{l_{ef} * h}{b^2} = \frac{487 * 22}{11^2} = 88,55 \rightarrow k_m = 1,0$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c * f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{k_m * f_{m,d}} = \frac{0,06}{0,48 * 1,42} + \frac{0,58}{1 * 1,85} = 1,19 > 1$$

Maximale Zugkraft im Riegel I aus LFK 15

Querschnitt $b/h = 11/22$ [cm]

$\max N = 108,72 \text{ kN}$

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N}{A} = \frac{108,72}{240} = 0,45 < f_{t,0,d} \quad 46\%$$

[b]

Maximales Moment im Riegel VII aus LFK 14

Querschnitt $b/h = 11/22$ [cm]

$\max M = 2778,90 \text{ kNcm}$

$s_k = 4,96 \text{ m}; \quad \beta = 1,0; \quad l_{ef} = s_k * \beta = 4,96 \text{ m}$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M}{W} = \frac{2778,90}{887,3} = 3,13 \text{ kN/cm}^2 \qquad \frac{l_{ef} * h}{b^2} = \frac{496 * 22}{11^2} = 8,36 \rightarrow k_m = 1,0$$

$$\frac{\sigma_{m,d}}{k_m * f_{m,d}} = \frac{3,13}{1 * 1,85} = 1,69 > 1$$

Maximale Querkraft im Riegel VII aus LFK 3

Querschnitt $b/h = 11/22$ [cm]

$\max V = 21,41 \text{ kN}$

$$\tau_d = 1,5 * \frac{V}{A} = 1,5 * \frac{21,41}{240} = 0,13 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} > f_{v,d} \quad 72\%$$

8.5. Nachweis der Auskreuzungen

Maximale Normalkraft in der Auskreuzung an der West- und Ostseite aus LFK 3

Querschnitt $b/h = 11/22$ [cm]

$$N_{\max} = -101,33 \text{ KN}$$

$$s_K = 3,86 \text{ m} \quad \beta = 1,0 \quad l_{ef} = s_K * \beta = 3,86 \text{ m}$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N}{A} = \frac{101,33}{242} = 0,42 \text{ KN/cm}^2 \quad \lambda = \frac{l_{ef}}{i} = \frac{386}{3,18} = 121,38 \rightarrow k_c = 0,192$$

[b]

$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c * f_{c,0,d}} = \frac{0,42}{0,192 * 1,42} = 1,54 > 1$

9. *Nachweise der Holzverbindungen des Turmschaftes*

9.1. Nachweis des Anschlusses Kopfband/Riegel

- Die Kopfbänder haben im gesamten Turmschaft eine Neigung von 45°

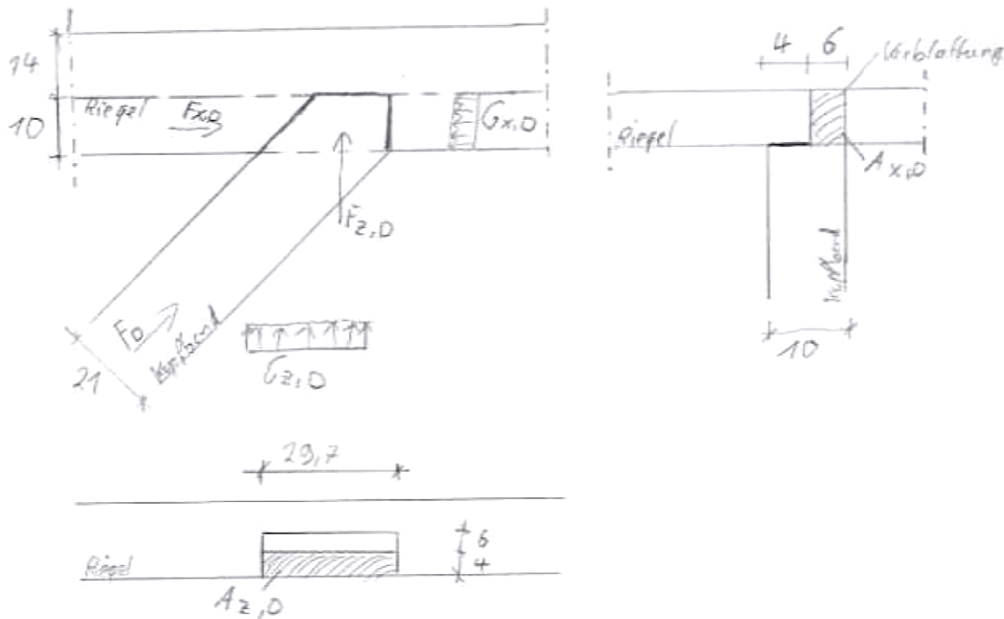


Abb. 12: Anschluss Kopfband an Riegel

$$f_{c,45,d} = \frac{f_{c,0,d}}{\sqrt{\left(\frac{f_{c,0,d}}{f_{c,90,d}} * \sin^2 \alpha\right)^2 + \left(\frac{f_{c,0,d}}{1,5 * f_{v,d}} * \sin \alpha * \cos \alpha\right)^2 + \cos^4 \alpha}}$$

$$f_{c,45,d} = \frac{1,42}{\sqrt{\left(\frac{1,42}{0,49} * \sin^2 45\right)^2 + \left(\frac{1,42}{1,5 * 0,18} * \sin 45 * \cos 45\right)^2 + \cos^4 45}} = 0,47 \left[\frac{kN}{cm^2}\right]$$

[b]

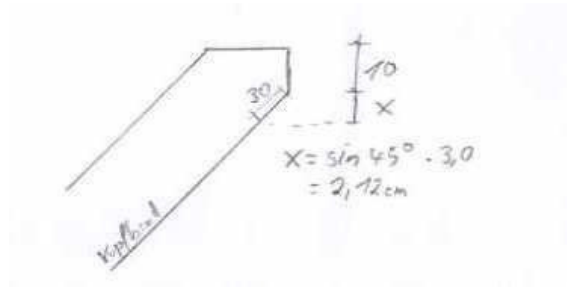


Abb. 13: Kopfband

$$A_{ef,x} = (10 \text{ cm} + 2,12 \text{ cm}) * 6 \text{ cm} = 72,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{ef,z} = (29,7 \text{ cm} + 2,12 \text{ cm}) * 4 \text{ cm} = 127,2 \text{ cm}^2$$

$$k_{c,\alpha} = 1 + (k_{c,90} - 1) * \sin \alpha = 1 + (1 - 1) * \sin 45 = 1$$

$$\frac{\sigma_{c,\alpha,d}}{k_{c,\alpha} * f_{c,\alpha,d}} \leq 1 \Rightarrow \frac{F_{D,x}}{A_{ef,x}} = k_{c,\alpha} * f_{c,\alpha,d} \Rightarrow F_{D,x} = k_{c,\alpha} * f_{c,45,d} * A_{ef,x} = 1 * 0,47 * 72,6 = 34,12 \text{ KN}$$

$$F_D = 34,12 \text{ KN} / \cos 45^\circ = 48,26 \text{ KN}$$

Nachweis der Druckbeanspruchungen des Riegels

$$A_{ef,90} = (29,7 \text{ cm} + 2 * 3 \text{ cm}) * 4 \text{ cm} = 142,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{ef,0} = (10 \text{ cm} + 3 \text{ cm}) * 6 \text{ cm} = 78 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{D,x}}{A_{ef,90}} = \frac{34,12}{142,8} = 0,24 \text{ KN/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} = \frac{0,24 \text{ KN/cm}^2}{0,49 \text{ KN/cm}^2} = 0,49 \leq 1$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{F_{D,x}}{A_{ef,0}} = \frac{34,12}{78} = 0,43 \text{ KN/cm}^2$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} = \frac{0,43 \text{ KN/cm}^2}{1,42 \text{ KN/cm}^2} = 0,31 \leq 1$$

9.2. Nachweis des Anschlusses Kopfband/Pfosten

[b]

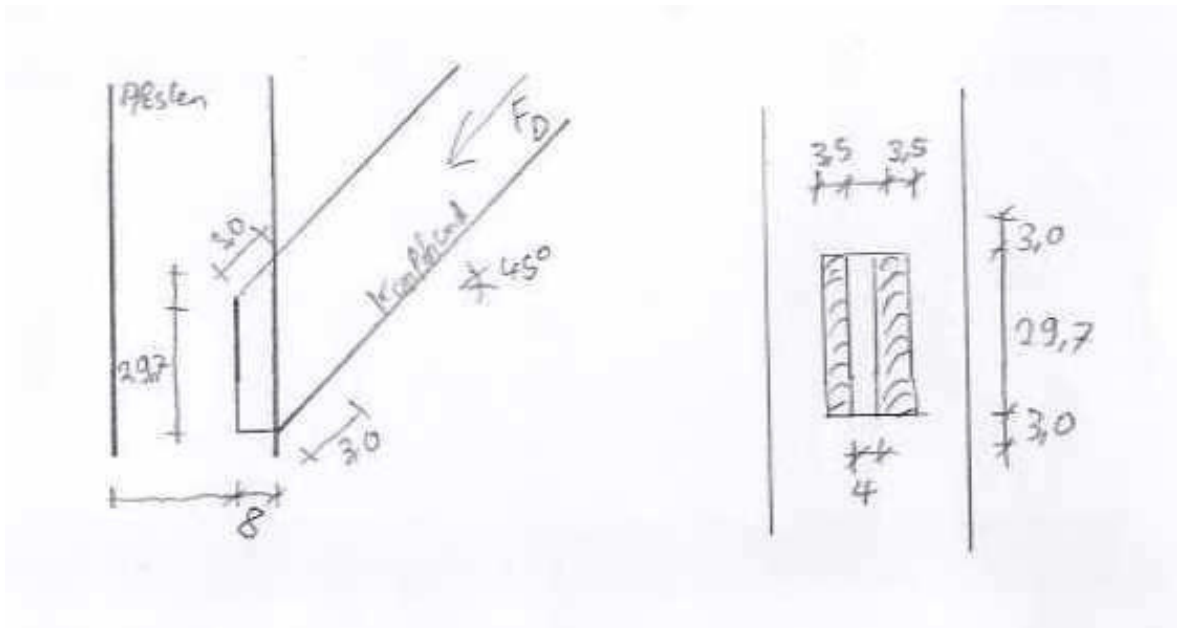


Abb. 14: Anschluss Kopfband an Pfosten

$$\begin{aligned}
 A_{ef,z} &= (3 \text{ cm} * \cos 45^\circ + 8 \text{ cm}) * 4 \text{ cm} &&= 40,5 \text{ cm}^2 \\
 A_{ef,x} &= (29,7 \text{ cm} + \sin 45^\circ * 3 \text{ cm}) * (3,5 \text{ cm} * 2) = 222,75 \text{ cm}^2 \\
 D_z &= f_{c,45,d} * A_{ef,z} = 0,47 \text{ KN/cm}^2 * 40,5 \text{ cm}^2 &&= 19,04 \text{ KN} \\
 F_D &= D_z / \cos 45^\circ = 19,04 \text{ KN} / \cos 45^\circ &&= 26,93 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Nachweis der Druckbeanspruchungen des Pfostens

$$\begin{aligned}
 A_{ef,x} &= (29,7 \text{ cm} + 2 * 3 \text{ cm}) * (3,5 \text{ cm} + 3,5 \text{ cm}) = 249,9 \text{ cm}^2 \\
 A_{ef,z} &= (8 \text{ cm} + 3 \text{ cm}) * 4 \text{ cm} &&= 44 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_D}{A_{ef,x}} = \frac{26,93 \text{ KN}}{249,9 \text{ cm}^2} = 0,11 \text{ KN/cm}^2$$

$ \frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} = \frac{0,11 \text{ KN/cm}^2}{0,49 \text{ KN/cm}^2} = 0,22 \leq 1 $
--

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{F_D}{A_{ef,z}} = \frac{26,93 \text{ KN}}{44 \text{ cm}^2} = 0,61 \text{ KN/cm}^2$$

$ \frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} = \frac{0,61 \text{ KN/cm}^2}{1,42 \text{ KN/cm}^2} = 0,43 \leq 1 $
--

9.3. Nachweis der halben Schwalbenschwanzblattverbindung (Strebe/Pfosten)

Das Schwalbenschwanzblatt wird anhand der Streben im Turmschaft, die eine Neigung von 47° haben, nachgewiesen.

[b]

$$f_{c,47,d} = \frac{f_{c,0,d}}{\sqrt{\left(\frac{f_{c,0,d}}{f_{c,90,d}} * \sin^2 \alpha\right)^2 + \left(\frac{f_{c,0,d}}{1,5 * f_{v,d}} * \sin \alpha * \cos \alpha\right)^2 + \cos^4 \alpha}}$$

$$f_{c,47,d} = \frac{1,42}{\sqrt{\left(\frac{1,42}{0,49} * \sin^2 47\right)^2 + \left(\frac{1,42}{1,5 * 0,18} * \sin 47 * \cos 47\right)^2 + \cos^4 47}} = 0,465 \left[\frac{kN}{cm^2}\right]$$

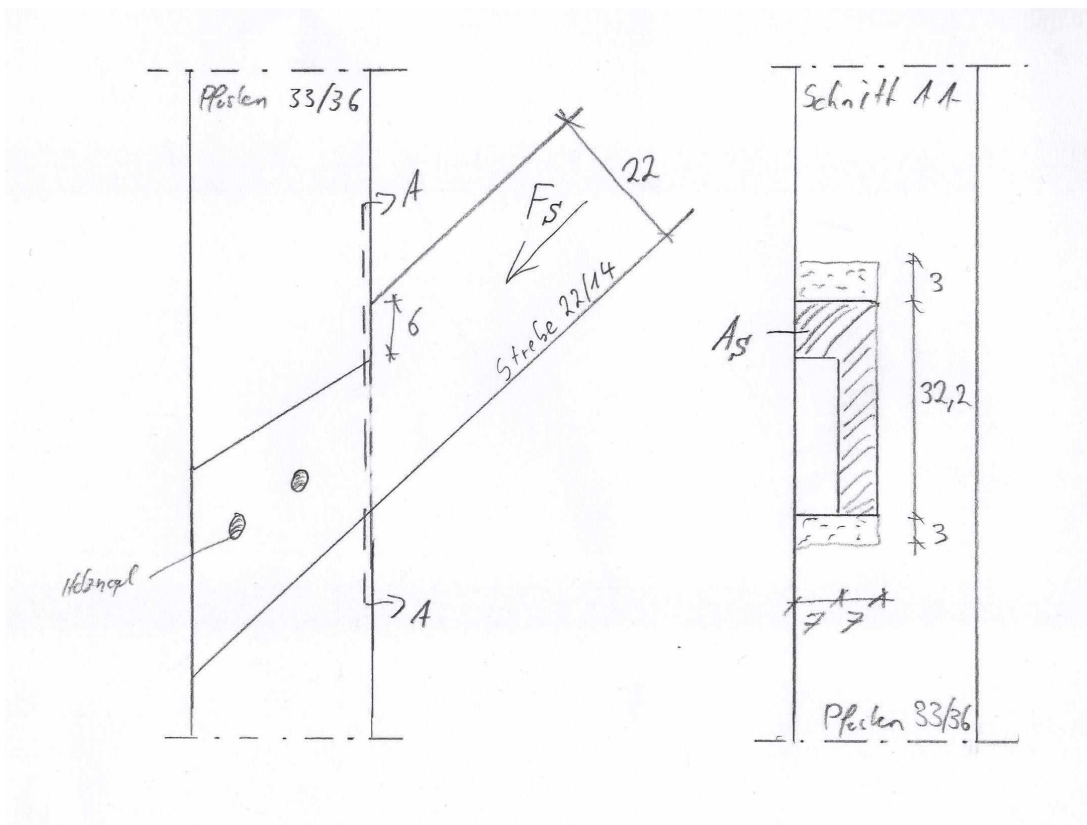


Abb. 15: halbes Schwalbenschwanzblatt

$$A_S = 6 \text{ cm} * 7 \text{ cm} + 32,2 \text{ cm} * 7 \text{ cm} = 267,4 \text{ cm}^2$$

$$A_P = (6 \text{ cm} + 3 \text{ cm}) * 7 \text{ cm} + (32,2 \text{ cm} + 2 * 3 \text{ cm}) * 7 \text{ cm} = 330,4 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\sigma_{c,\alpha,d}}{k_{c,\alpha} * f_{c,\alpha,d}} \leq 1 \Rightarrow \frac{F_S}{A_S} = k_{c,\alpha} * f_{c,\alpha,d} \Rightarrow F_S = k_{c,\alpha} * f_{c,47,d} * A_S = 1 * 0,465 * 267,4 = 124 \text{ kN}$$

Nachweis der Querdruckbeanspruchung des Pfostens

$$F_{S,90} = 124 \text{ KN} * \cos 47^\circ = 84,6 \text{ KN}$$

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{s,90}}{A_p} = \frac{84,6 \text{ KN}}{330,4 \text{ cm}^2} = 0,26 \text{ KN / cm}^2$$

$\frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} = \frac{0,26 \text{ KN / cm}^2}{0,49 \text{ KN / cm}^2} = 0,53 \leq 1$
--

[b]

9.4. Nachweis des Anschlusses Riegel / Pfosten

Nachweis der Schubbeanspruchung des Zapfens

$$\tau_d = 1,5 * \frac{F_{z,d}}{h*b} \quad \frac{\tau_d}{f_{v,d}} \leq 1$$

$$\Rightarrow F_{z,d} = \frac{f_{v,d} * h * b}{1,5} = \frac{0,18 * 20 * 6}{1,5} = 14,4 \text{ KN}$$

Nachweis der Druckbeanspruchung des Zapfens

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{s,90}}{A_p} \quad \frac{\sigma_{90,d}}{k_\alpha * f_{v,d}} \leq 1 \quad k_\alpha = 1 \quad A_{ef} = (10 + 3) * 6 = 78 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow F_{z,d} = f_{c,90,d} * A_{ef} = 0,49 * 78 = 38,22 \text{ KN}$$

Nachweis der Druckbeanspruchung des Pfostens

$$F_{z,d} = f_{c,0,d} * A_{ef} = 1,42 * 60 = 85,2 \text{ KN} \quad A_{ef} = 10 * 6 = 60 \text{ cm}^2$$

Der Anschluss Riegel/Pfosten kann maximal eine Kraft von 14,4 KN übertragen.

9.5. Statische Analyse des Turmschaftes im heutigem Zustand

Der Turmschaft ist im heutigen Zustand mit einem neuen Gesperre in der Ost-West-Achse ausgestattet. Dieses Gesperre entlastet die beiden ursprünglichen Gesperre enorm. Die Auslastung der Einzelbauteile wird hier nicht erneut ermittelt. Die Auslastungen sind im RStab-Programm ermittelt worden. Zum besseren Vergleich wird auch das Ursprungsmodell dargestellt.

[b]

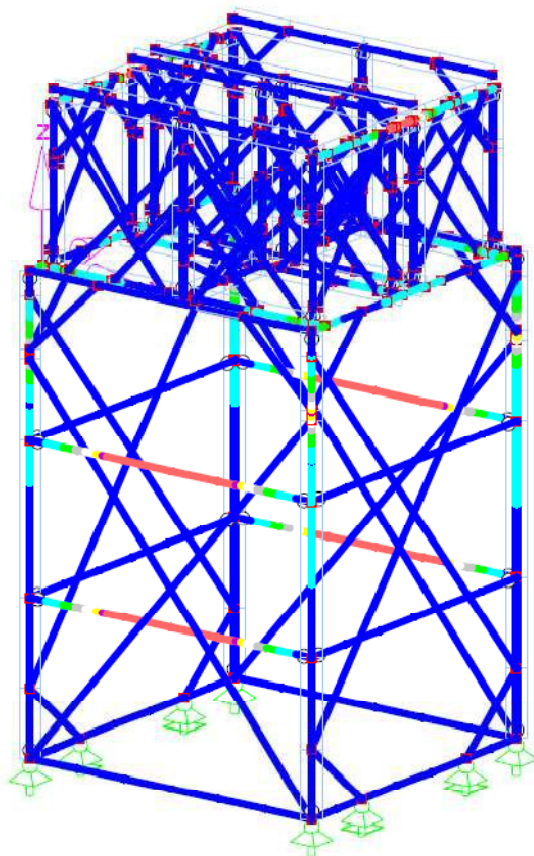


Abb. 17 Auslastung des Ursprungturmschaftes

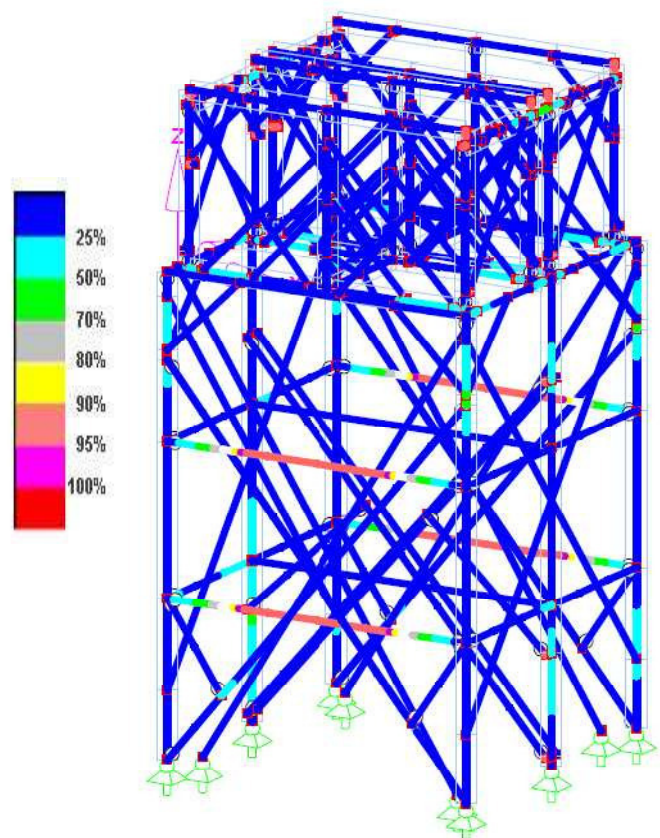
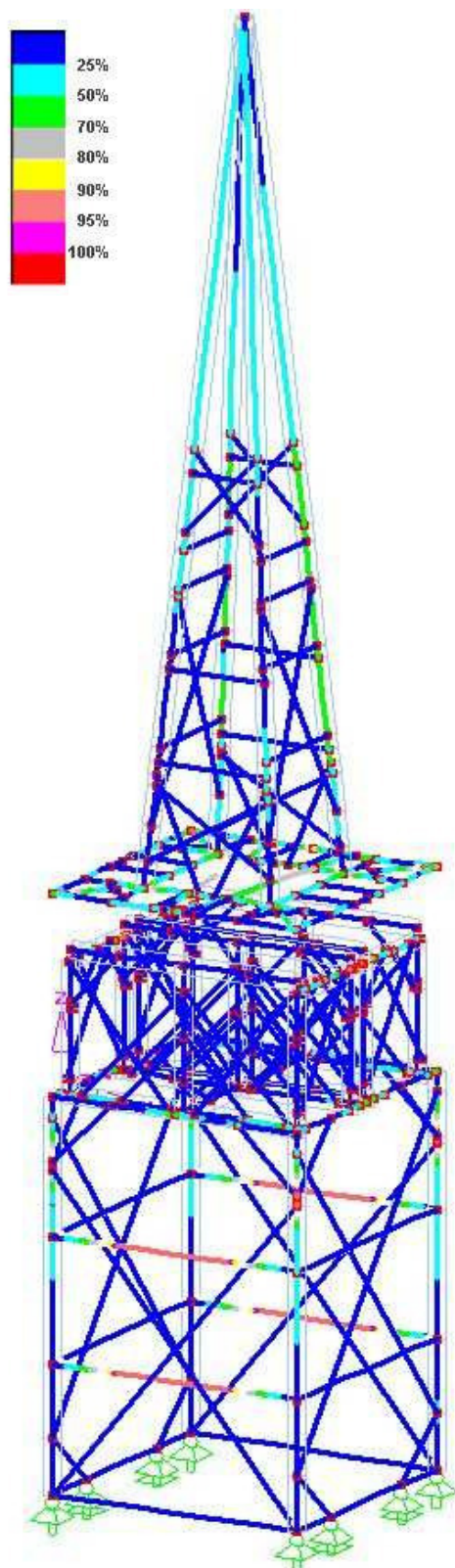


Abb. 16 Auslastung des heutigen Turmschaftes

Bei dem Vergleich der beiden Modelle kann man gut erkennen das die Last der Hauptpfosten sich gleichmäßig auf das neue Gebinde anteilhaft verteilen. Auch die zusätzlichen Auskreuzungen entlasten die Hauptträger.

9.6. Statische Analyse des Gesamttragwerks und Fazit der Analyse

[b]



Zwecks der Annahme das im Ursprungszustand der Turmhelm mit auf der Glockenstube und somit auch auf dem Turmschaft gestanden hat wurde hierfür ein zusätzliches Modell generiert um das Zusammenwirken aller Einzelbauteile, Turmhelm, Glockenstube und Turmschaft, des Glockenturms und seiner Einwirkungen zu überprüfen. Da der Anschluss des Turmhelms an die Glockenstube oder an den Turmschaft nicht mehr genau nachvollzogen werden konnte werden hier ersatzweise Stäbe mit einer unendlichen Steifigkeit eingesetzt die in dem Modell der Übersichtlichkeit halber ausgeblendet sind. Wie man bei diesem Modell erkennen kann ist es durchaus möglich dass der Turm in seinem Ursprungszustand auch nach den heutigen Berechnungsmethoden standsicher ist. Sehen wir einmal von ein paar Ausnahmen ab. Im großem und ganzem ist zu erkennen dass das gesamte Bauwerk durchaus gut mit Querschnitten gesegnet ist. Auch die Anschlüsse der einzelnen Stäbe sind durchaus gut Bemessen. Die Zusätzlich eingebauten Diagonalen und das zusätzliche Gebinde entlasten die ursprüngliche Konstruktion und tragen dazu bei das die Verformungen des Bauwerks minimiert werden. Aber im Grunde genommen sind sie nicht nötig um die Standsicherheit des Turmes zu gewährleisten.

Abb. 18 Auslastung des gesamten Turmes