

Mehrgeschossiger Holztafelbau

8. Juli

2009

*Statische Berechnung von einem
zweigeschossigen Schulgebäude in
Holtafelbauweise in Hürth
In Nordrhein Westfalen*

Bearbeiter:

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

Studiengang:

Master – Holzingenieurwesen
2.Semester

Prüfer:

Prof. Dr.-Ing. Martin H. Kessel

Inhalt

Einleitung	9
1. Einwirkungen	10
1.1. Eigengewicht nach DIN 1055-1;2005-03:.....	10
1.2. Schneelast nach DIN 1055-5;2005-03:.....	10
1.3. Nutzlasten nach DIN 1055-3;2005-03:.....	10
1.4. Windlast nach DIN 1055-4:2005-03.....	11
1.4.1. Wind auf die vertikalen Wände des Gebäudes.....	12
1.4.2. Wind von Süd-West	12
1.4.3. Wind von Süd-Ost	14
1.4.4. Wind von Süd-West auf das Flachdach.....	16
1.4.5. Wind von Süd-Ost auf das Flachdach	17
1.4.6. Größte Windbeanspruchung am Gebäude.....	18
1.5. Erdbeben nach DIN 4149;2005-04	19
1.5.1. Ablaufdiagramm zur Bemessung von Gebäuden in Erdbebengebieten	19
1.5.2. Vereinfachtes Antwortspektrenverfahren nach DIN 4149 "Erdbeben"	20
1.5.3. Verteilung der Erdbebenlast auf die einzelnen Geschosse.....	22
1.5.4. Lage des Massenschwerpunkt	23
2. Nachweis der Dachscheibe.....	24
2.1. Wandplan Obergeschoss.....	24
2.2. Aufteilung der Dachscheibe in Tafelabschnitte.....	25
2.2.1. Berechnung der Erdbebenkraft auf die Tafelabschnitte	26
2.2.2. Konstruktionsbedingungen für den vereinfachten Nachweis:.....	26
2.3. Nachweis der Tragfähigkeit der Dachtafelabschnitte in y-Richtung.....	27
2.3.1. Kräfteplan Dachscheibe in y-Richtung.....	27
2.3.2. Berechnung des Schubflusses Tafelabschnitt 3.....	28
2.3.3. Berechnung des Schubflusses Tafelabschnitt 2.....	29
2.3.4. Berechnung des Schubflusses Tafelabschnitt 1.....	30
2.3.5. Nachweis der Scheibenbeanspruchung der Dachscheibe (y-Richtung)	31
2.4. Nachweis der Tragfähigkeit der Dachtafelabschnitte in x-Richtung.....	32
2.4.1. Kräfteplan Dachscheibe in x-Richtung.....	32
2.4.2. Berechnung des Schubflusses Tafelabschnitt 3.....	33
2.4.3. Berechnung des Schubflusses Tafelabschnitt 2.....	34

[b]

2.4.4.	Berechnung des Schubflusses Tafelabschnitt 1	35
2.4.5.	Nachweis der Scheibenbeanspruchung der Dachscheibe (x-Richtung)	36
3.	Nachweis der Deckenscheibe	37
3.1.	Wandplan Erdgeschoss	37
3.2.	Aufteilung der Deckenscheibe in Tafelabschnitte	38
3.2.1.	Berechnung der Erdbebenkraft auf die Tafelabschnitte	39
3.3.	Nachweis der Tragfähigkeit der Deckentafelabschnitte in X-Richtung	40
3.3.1.	Berechnung des Schubflusses Tafelabschnitt 1	40
3.3.2.	Berechnung des Schubflusses Tafelabschnitt 2	41
3.3.3.	Berechnung des Schubflusses Tafelabschnitt 3	42
3.3.4.	Berechnung des Schubflusses Tafelabschnitt 4	43
3.3.5.	Nachweis der Scheibenbeanspruchung der Deckenscheibe (x-Richtung) ..	44
3.4.	Nachweis der Tragfähigkeit der Deckentafelabschnitte in y-Richtung	45
3.4.1.	Berechnung des Schubflusses Tafelabschnitt 1	45
3.4.2.	Berechnung des Schubflusses Tafelabschnitt 2	46
3.4.3.	Berechnung des Schubflusses Tafelabschnitt 3	47
3.4.4.	Berechnung des Schubflusses Tafelabschnitt 4	48
3.4.5.	Nachweis der Scheibenbeanspruchung der Deckenscheibe (y-Richtung) ..	49
4.	Grundlagen zur Bemessung der Dachtragwerke	50
4.1.1.	Eigenlast Dach	50
4.1.2.	Lastfallkombinationen	50
5.	Bemessung vom Dach	51
5.1.	Nachweis der Rippen in den Klassenräumen	51
5.2.	Nachweis der Stahlträger	53
5.3.	Nachweis der Stütze unter den Stahlträgern	54
5.4.	Nachweis der Rippen über dem Treppenhaus	54
6.	Grundlagen und Bemessung der Deckentragwerke	56
6.1.1.	Eigenlast Decke	56
6.1.2.	Lastfallkombinationen	56
7.	Bemessung von der Zwischendecke	57
7.1.	Nachweis der Rippen im Klassenraum 1	57
7.2.	Nachweis des Kastenprofils KR 1	59
7.3.	Nachweis der Rippen über dem Flur im EG	61

[b]

[b]

7.4.	Nachweis der Stützen der Unterzüge	64
7.5.	Nachweis der Rippen im Klassenraum 2	65
7.6.	Nachweis des Kastenprofils KR 2	67
8.	Nachweise der Fensterstürze und deren Stützen der KR 1 und 4.....	69
8.1.	Nachweis Fenstersturz UPE-200 KR 4 (OG)	69
8.1.1.	Nachweis der Tragfähigkeit.....	70
8.2.	Nachweis der Stützen RRO_{max} 80x40x5 (OG)	71
8.2.1.	Nachweis der Tragfähigkeit.....	71
8.3.	Nachweis Fenstersturz UPE-240 KR 2 (EG).....	72
8.3.1.	Nachweis der Tragfähigkeit.....	72
8.4.	Nachweis der Stütze RRO_{max} 90x50x5 (EG).....	73
8.4.1.	Nachweis der Tragfähigkeit.....	73
9.	Horizontalkräfte zwischen den Dach- und Deckentafelausschnitten	74
9.1.	Nachweis der Verbindung:	75
9.2.	Nachweis des Bleches:.....	76
9.3.	Ausführung des Anschlusses:	76
10.	Beanspruchbarkeit der Verbindungsmittel der Dach- und Deckenscheiben	78
11.	Bemessung der Beanspruchung senkrecht zum Rand	79
11.1.	max. Windlast pro Meter an der Außenfassade	79
11.2.	max. Erdbebenlast von der Zwischendecke	79
12.	Nachweis der örtlichen Mindesttragfähigkeit.....	80
12.1.	1.Lösungsansatz	80
12.1.1.	Vorgehen.....	81
12.1.2.	Einwirkungen:.....	82
12.2.	2.Lösungsansatz	82
13.	Anhang	85
13.1.	Hinweise zu den Lastplänen zur Ermittlung des Eigengewichts	85
13.2.	Hinweise zu den Berechnungen für das Programm „Diamo Wind“	87
13.3.	Berechnung Eigengewicht für die Aussteifenden Wände im Obergeschoss	88
13.3.1.	Eigengewicht je Außenwand für OG und EG:	88
13.3.2.	Eigengewicht je Innenwand für OG und EG:	89
13.3.3.	Eigengewicht der Wände	90
13.3.4.	Eigenlast an den Eckpunkten der Wände.....	90

13.3.5.	Eigengewicht aus Dach und aus Wand nicht Richtungsbezogen	91
13.4.	Berechnung des Eigengewichts der Zwischendecke.....	92
13.4.1.	Eigenlast an den Eckpunkten der Wände.....	93
13.5.	Berechnung des Eigengewichts für die Aussteifende Wände des EG	94
13.5.1.	Eigengewicht Zwischendecke und Wand	94
13.6.	Schwingungsnachweise für Decken unter Wohnräumen.....	95

[b]

Abbildungsverzeichnis

Abb. 1: Grundriss Gebäude.....	11
Abb. 2: Einteilung der Wandflächen bei Wind von Süd - West.....	12
Abb. 3: Ansicht A bei Wind von Süd - West.....	13
Abb. 4: Einteilung der Wandflächen bei Wind von Süd - Ost.....	14
Abb. 5: Ansicht A bei Wind von Süd - Ost.....	15
Abb. 6: Einteilung der Dachflächen bei Wind von Süd - West.....	16
Abb. 7: Wind von Süd - Ost.....	17
Abb. 8: Ablaufdiagramm.....	19
Abb. 9: Aufteilung der Lasten.....	22
Abb. 10: Lage Massenschwerpunkt.....	23
Abb. 11: Aussteifungswände OG.....	24
Abb. 12: Dachtafelabschnitte.....	25
Abb. 13: Kräfteplan Dachscheibe in y-Richtung.....	27
Abb. 14: Kräfteplan Dachscheibe in x-Richtung.....	32
Abb. 15: Aussteifungswände EG.....	37
Abb. 16: Deckentafelabschnitte.....	38
Abb. 17: Grundriss Decke Klassenraum 4.....	51
Abb. 18: Anordnung der Rippen.....	54
Abb. 19: Decke über dem Klassenraum 1.....	57
Abb. 20: Auflager Deckenbalken im Kastenprofil.....	58
Abb. 21: Querschnitt Kastenprofil.....	59
Abb. 22: Decke über dem Flur im EG.....	61
Abb. 23: Zustandslinien Unterzug 1.....	62
Abb. 24: Decke über dem Klassenraum 2.....	65
Abb. 25: Auflager Deckenbalken im Kastenprofil.....	66
Abb. 26: Querschnitt Kastenprofil.....	67
Abb. 27: Fensterstürze und deren Stützen im KR I und 4.....	69
Abb. 28: Zustandslinien des UPE - 200.....	69
Abb. 29: Zustandslinien der Stütze im OG.....	71
Abb. 30: Zustandslinien der UPE 240.....	72
Abb. 31: Zustandslinien der Stütze im EG.....	73
Abb. 32: Übersicht über zusätzliche Rippen und Verstärkungen.....	74

[b]

Abb. 33: *Detailpunkt: Rippenverbindung*..... 75

Abb. 34: *Mindestabstände der Verbindungsmittel* 75

Abb. 35: *Anschluss Rippen mit Stahlblech*..... 77

Abb. 36: *Anschluss Rippen mit Stahlblech*..... 77

Abb. 37: *Systemansicht Mindesttragfähigkeit [cm]* 80

Abb. 38: *Systemschnitt*..... 81

Abb. 39: *Statisches System der Platte (Einfeldträger)*..... 82

Abb. 40: *Systemansicht*..... 83

[b] Abb. 41: *System Schnitt mit Belastung*..... 83

Abb. 42: *Systemschnitt ohne Belastung*..... 83

[b]

Einleitung

Im Rahmen des Moduls „Mehrgeschossiger Holztafelbau“ des Masterstudiengangs Holzingenieurwesen an der HAWK Hildesheim in Kooperation mit der TU Braunschweig ist es die Aufgabe, ein 2-geschossiges Gebäude in Holztafelbauart zu planen. Gebäude aus Holztafeln stellen einen neuen Typ von Holztragwerken dar, der als besonders Ökoeffizient zu bezeichnen ist. Gebäude in Holztafelbauweise bestehen in ihren wesentlichen Teilen aus vorgefertigten Tafeln, das sind einseitig oder beidseitig mit Holz- oder Gipswerkstoff beplankte Holzrippen.

[b]

Das Bauwerk ist ein Anbau der Grundschule Don-Bosco / Geschwister Scholl in Hürth-Efferen, im Wiesengrund 30. Der nicht unterkellerte Neubau ist in 2 Stockwerken gegliedert und dient als Schulgebäude mit jeweils 2 Klassenräumen im Erd- und Obergeschoss. Das Gebäude wird als freistehender Baukörper, durch den keine Erweiterung des Bestandsgebäudes erfolgt, errichtet. Die Bauweise erfolgt in Holztafelbauart. Als Ergebnis der Bearbeitung sollen die Pläne und die Ausarbeitung soweit ausgearbeitet sein, dass eine prüffähige Statik ab Oberkante Bodenplatte möglich ist. Das neu zu errichtende Gebäude soll eine Gebäudehöhe von 7,30m und eine gesamte Nutzfläche 335 m² besitzen. Die Lage über den Meeresspiegel von Hürth liegt bei 58 m. Das Baugebiet befindet sich gemäß der DIN 4149: 2005 in der Erdbebenzone II. Somit ist der Lastfall aus Erdbeben bei der Bemessung zu berücksichtigen. Das Schulgebäude wird von außen mit einer Klinkerfassade umschlossen und besitzt als Flachdachbeschwerung eine Kiesschicht.

1. Einwirkungen

1.1. Eigengewicht nach DIN 1055-1;2005-03:

-Siehe Berechnung der Eigenlasten aus Excel im Anhang dieser Ausführung

1.2. Schneelast nach DIN 1055-5;2005-03:

Gegeben: - Schneelastzone 1
- Höhe über NN = 58,04 m < 400 m über NN

$$\rightarrow s_k = 0,65 \text{ kN/m}^2$$

1.3. Nutzlasten nach DIN 1055-3;2005-03:

- Für Treppen und Treppenpodeste in öffentlichen Gebäuden ist laut DIN 1055-3 nach Kategorie T2 eine lotrechte Verkehrslast von 5,00 KN/m² anzusetzen.

- Für Flure nach Kategorie B2 der DIN 1055-3 „Krankenhäuser“ eine lotrechte Verkehrslast von 3,0 KN/m² anzusetzen.

[b]

1.4. Windlast nach DIN 1055-4:2005-03

Gegeben: Standort: Hürth bei Köln
 Windlastzone II Anhang A Bild A.1
 $v_{ref}=25,0$ m/s
 $q_{ref}=0,39$ m/s
 Geländekategorie III Anhang B Tab. B.1

Berechnung:

$z_0=0,30$ m

[b]

$q_{(z)} = 1,7 * q_{ref} * (\frac{z}{10})^{0,37}$ für $7 \text{ m} < z < 50 \text{ m}$
 (11)

z = Gebäudehöhe über Grund

$q_{(z)} = 1,7 * 0,39 * (\frac{7,34}{10})^{0,37} = 0,591 [\frac{m}{s}]$

Höhe des Gebäudes = 7,34m

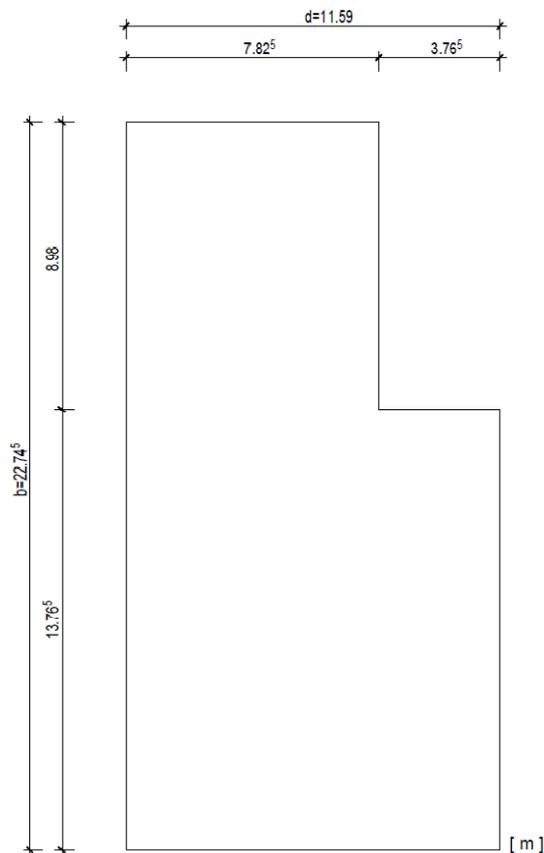


Abb. 1: Grundriss Gebäude

1.4.1. Wind auf die vertikalen Wände des Gebäudes

Da $h < b$ wird für die Belastung ein einziger Streifen der Gebäudehöhe h angenommen. (siehe Bild 3 der DIN 1055-4:2005-03).

1.4.2. Wind von Süd-West

[b]

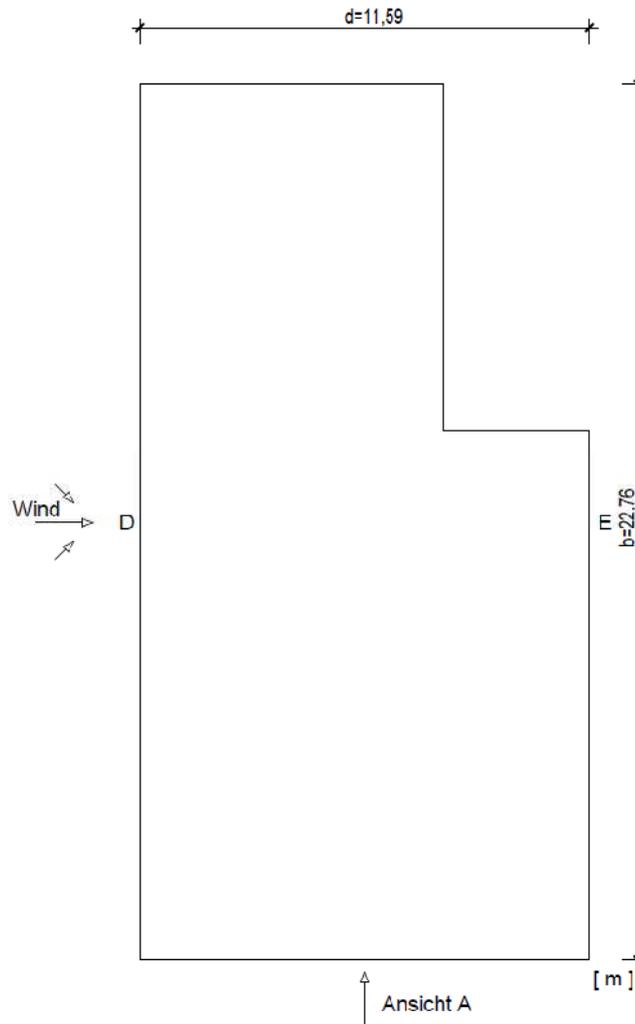


Abb. 2: Einteilung der Wandflächen bei Wind von Süd - West

$$e=b \text{ oder } e=2h$$

-> kleinerer Wert ist maßgebend.

$$b=22,76\text{m}$$

$$2h=14,68\text{m}$$

-> maßgebend!!

$$d < e < 5d$$

Ansicht A



[b]

Abb. 3: Ansicht A bei Wind von Süd - West

- Außendruckbeiwerte für vertikale Wände Rechteckiger Gebäude nach Tabelle 3

Flächen: $A = 2,92 * 7,34 = 21,43 [m^2]$

$B = 8,67 * 7,34 = 63,64 [m^2]$

$D = 22,76 * 7,34 = 167,06 [m^2]$

$E = (8,98 * 7,34) + (13,77 * 7,34) = 167,06 [m^2]$

- c_{pe} -Werte und w_e -Werte:

$$\frac{h}{b} = \frac{7,34}{22,76} = 0,32$$

für A $c_{pe} = -1,2$ $w_{eA} = -1,2 * 0,591 = -0,71 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$

für B $c_{pe} = -0,8$ $w_{eB} = -0,8 * 0,591 = -0,47 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$

für D $c_{pe} = 0,75$ $w_{eD} = 0,75 * 0,591 = 0,44 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$

für E $c_{pe} = -0,4$ $w_{eE} = -0,4 * 0,591 = -0,24 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$

1.4.3. Wind von Süd-Ost

[b]

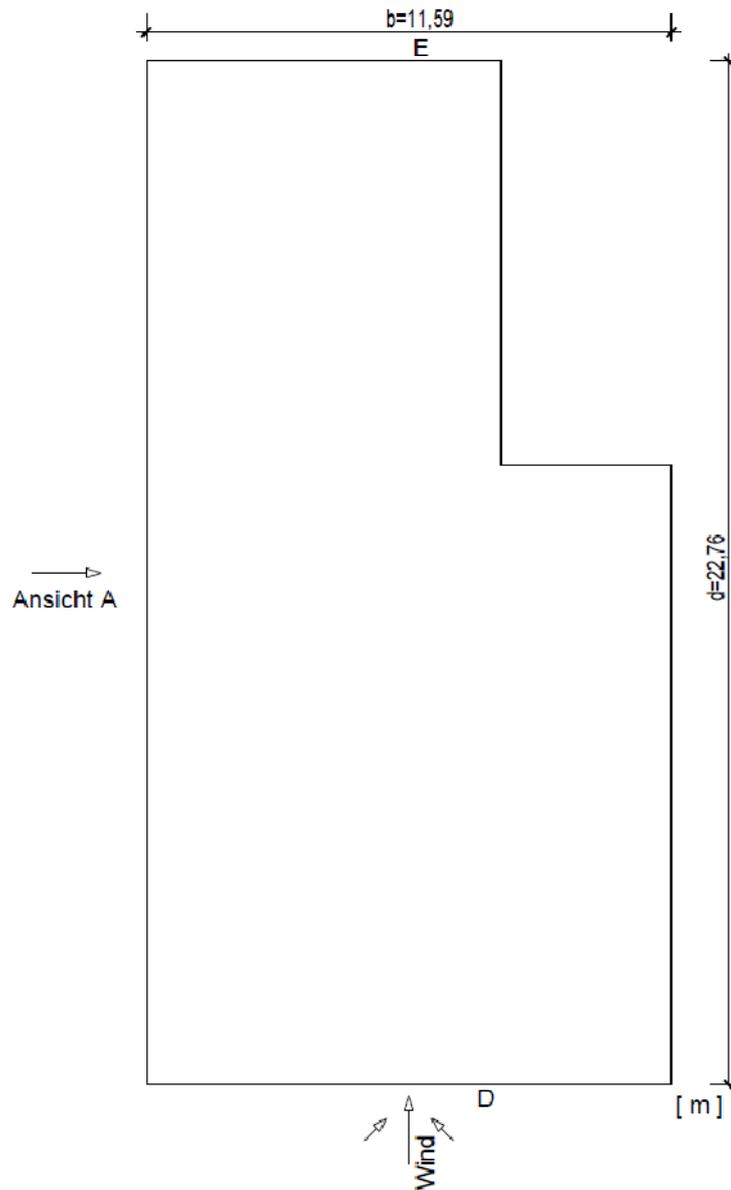


Abb. 4: Einteilung der Wandflächen bei Wind von Süd - Ost

$e=b$ oder $e=2h$

-> kleinerer Wert ist maßgebend.

$b=11,59\text{m}$

-> maßgebend!!!

$2h=14,68\text{m}$

$d < e < 5d$

Ansicht A



[b]

Abb. 5: Ansicht A bei Wind von Süd - Ost

- Außendruckbeiwerte für vertikale Wände Rechteckiger Gebäude nach Tabelle 3

Flächen: $A = 2,32 * 7,34 = 17,03 [m^2]$

$B = 20,44 * 7,34 = 150,04 [m^2]$

$D = (7,83 * 7,34) + (3,77 * 7,34) = 85,07 [m^2]$

$E = 11,59 * 7,34 = 85,07 [m^2]$

- c_{pe} -Werte und w_e -Werte:

$$\frac{h}{b} = \frac{7,34}{11,59} = 0,63$$

für A $c_{pe}=-1,2$ $w_{eA} = -1,2 * 0,591 = -0,71 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$

für B $c_{pe}=-0,8$ $w_{eB} = -0,8 * 0,591 = -0,47 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$

für D $c_{pe}=0,75$ $w_{eD} = 0,75 * 0,591 = 0,44 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$

für E $c_{pe}=-0,4$ $w_{eE} = -0,4 * 0,591 = -0,24 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$

1.4.4. Wind von Süd-West auf das Flachdach

$e=b$ oder $e=2h$

-> kleinerer Wert ist maßgebend.

$b=22,76\text{m}$

$2h=14,68\text{m}$

-> maßgebend

[b]

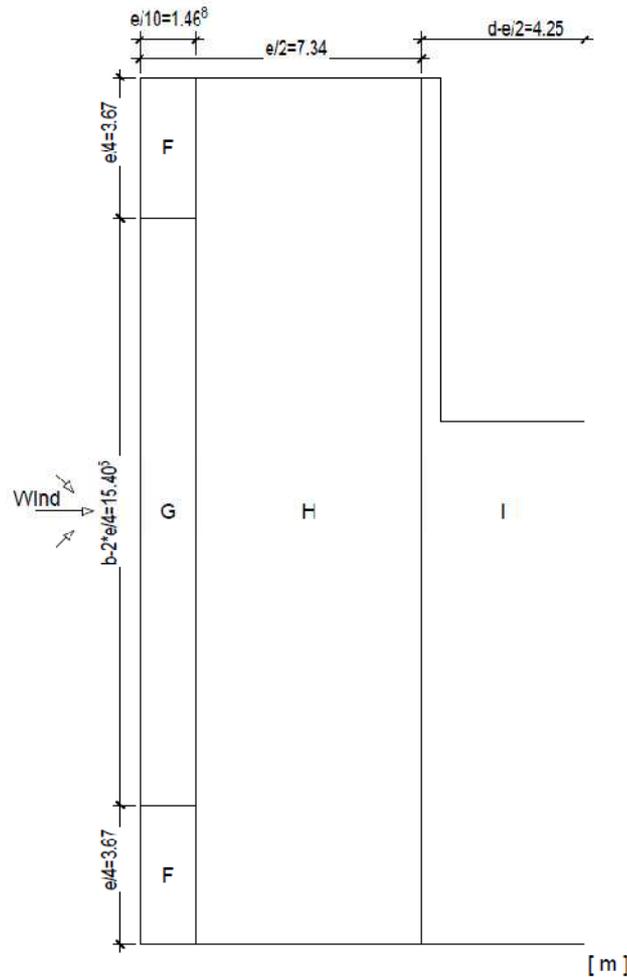


Abb. 6: Einteilung der Dachflächen bei Wind von Süd - West

- Außendruckbeiwerte für Flachdächer nach Tabelle 4

Flächen: $F = 3,67 * 1,47 = 5,39 \text{ [m}^2\text{]}$

$G = 15,41 * 1,47 = 22,65 \text{ [m}^2\text{]}$

$H = 5,87 * 22,76 = 133,60 \text{ [m}^2\text{]}$

$I = 4,25 * 22,76 - 3,77 * 8,98 = 62,88 \text{ [m}^2\text{]}$

- c_{pe} -Werte und w_e -Werte:

$$\frac{h_p}{h} = \frac{0,40}{7,34} = 0,054$$

für F: $c_{pe} = -2,0 + (-1,4 + 2,0) * \lg 5,39 = -1,56$

$$w_{eF} = -1,56 * 0,591 = -0,92 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$$

für G: $c_{pe} = -0,9$

$$w_{eG} = -0,9 * 0,591 = -0,53 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$$

für H: $c_{pe} = -0,7$

$$w_{eH} = -0,7 * 0,591 = -0,41 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$$

für I: $c_{pe} = 0,2$

$$w_{eI} = 0,2 * 0,591 = 0,12 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$$

[b]

$c_{pe} = -0,6$

$$w_{eI} = -0,6 * 0,591 = -0,35 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$$

1.4.5. Wind von Süd-Ost auf das Flachdach

$e = b$ oder $e = 2h$

-> kleinerer Wert ist maßgebend.

$b = 11,59m$

-> maßgebend!!!

$2h = 14,68m$

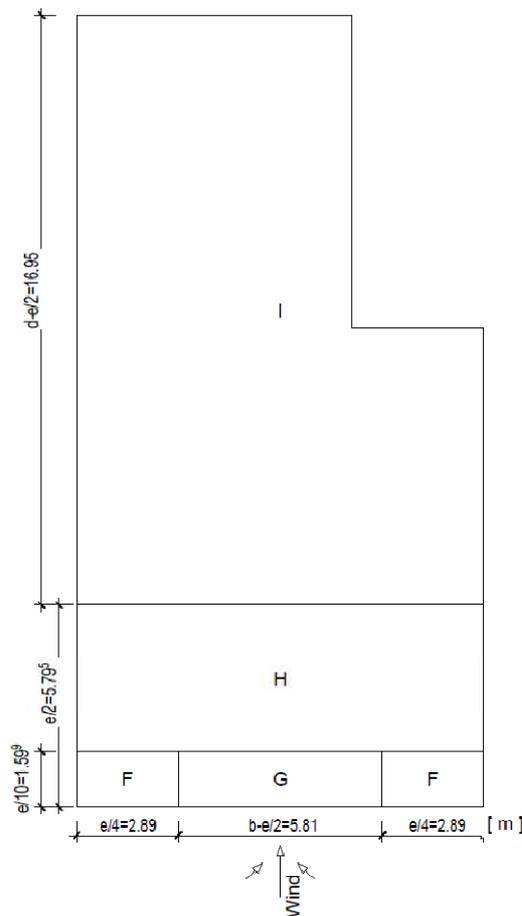


Abb. 7: Wind von Süd - Ost

Außendruckbeiwerte für Flachdächer nach Tabelle 4

Flächen: $F = 1,60 * 2,89 = 4,62 [m^2]$

$G = 1,60 * 5,81 = 9,30 [m^2]$

$H = 11,59 * 5,80 = 68,22 [m^2]$

$I = 11,59 * 16,95 - 3,77 * 8,98 = 162,60 [m^2]$

c_{pe} -Werte und w_e -Werte:

$$\frac{h_p}{h} = \frac{0,40}{7,34} = 0,054$$

[b]

für F: $c_{pe} = -2,0 + (-1,4 + 2,0) * \lg 3,35 = -1,68$

$w_{eF} = -1,68 * 0,591 = -0,99 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$

für G: $c_{pe} = -1,6 + (-0,9 + 1,6) * \lg 6,73 = -1,02$

$w_{eG} = -1,02 * 0,591 = -0,60 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$

für H: $c_{pe} = -0,7$

$w_{eH} = -0,7 * 0,591 = 0,41 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$

für I: $c_{pe} = 0,2$

$w_{eI} = 0,2 * 0,591 = 0,12 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$

$c_{pe} = -0,6$

$w_{eI} = -0,6 * 0,591 = -0,35 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$

1.4.6. Größte Windbeanspruchung am Gebäude

- maßgebenden Windangriffsfläche: 167m²

- Windlast: 0,59 KN/m²

- Druckbeiwert: 0,8

- Sogbeiwert 0,5

$$\begin{aligned} W &= (0,8 * 0,59 * 167) + (0,5 * 0,59 * 167) \\ &= 128,1 \text{ KN} * 1,5 \\ &= 192,1 \text{ KN} \end{aligned}$$

1.5. Erdbeben nach DIN 4149;2005-04

1.5.1. Ablaufdiagramm zur Bemessung von Gebäuden in Erdbebengebieten

Ablaufdiagramm

Zur Bemessung von Gebäuden in seismisch beanspruchten Gebieten.

B. Walter, T. Wiesenköpfer [11.2007]

[b]

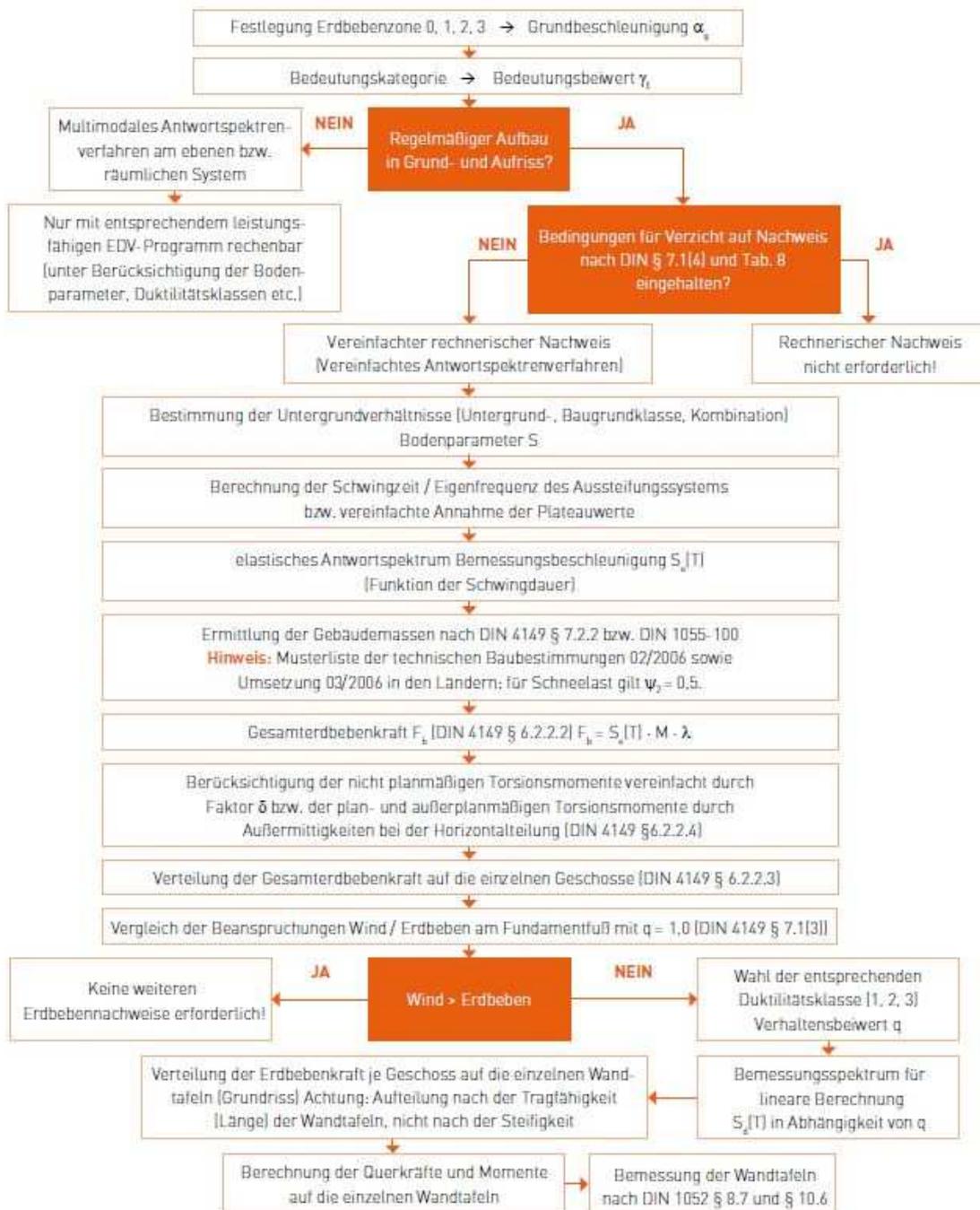


Abb. 8: Ablaufdiagramm

1.5.2. Vereinfachtes Antwortspektrenverfahren nach DIN 4149 "Erdbeben"

1.5.2.1. Gegeben laut Bodengutachten:

- Erdbebenzone 2
- Bemessungswert der Bodenbeschleunigung: $a_g = 0,6 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$
- Untergrundklasse: B-T
- Bedeutungskategorie 3 -> Bedeutungsbeiwert $\gamma_1 = 1,2$
- Dämpfungskorrekturbeiwert $\mu = 1,0$ für 5% viskose Dämpfung
- Verstärkungsbeiwert der Spektralbeschleunigung $\beta_0 = 2,5$ für 5 % viskose Dämpfung
- Bauwerkshöhe $H = 7,34 \text{ m}$

[b]

1.5.2.2. Grundschwingzeit

$$T_1 = C_t \cdot H^{\frac{3}{4}} \quad [\text{S. 267 „Bauwerke und Erdbeben}]$$

$$C_t = 0,05$$

$$= 0,05 \cdot 7,34^{\frac{3}{4}}$$

$$= 0,223 \text{ m}$$

1.5.2.3. Anwendbarkeit des Berechnungsverfahrens

$$T_1 \leq 4 \cdot T_c$$

$$= 4 \cdot 0,3 = 1,2 \quad [\text{DIN4149-Tab.4}]$$

$$T_1 = 0,223 \leq 0,9$$

-> Bedingung erfüllt

1.5.2.4. Elastisches Antwortspektrum

$$S_d(T_1) = a_g \cdot \gamma_1 \cdot S \cdot \mu \cdot \beta_0$$

$$S = 1,0 \quad [\text{DIN4149-Tab.4}]$$

$$= 0,6 \cdot 1,2 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 2,5$$

$$= 1,8$$

1.5.2.5. Gesamterdbebenkraft

$$F_b = S_d (T_1) * M * \lambda$$

$$\lambda = 1,00 \quad , \text{ da keine 3 Vollgeschosse vorhanden sind.}$$

$$M_{Eig} = \mathbf{1052 \text{ KN}}$$

$$M_S = \text{Dachfläche} * \text{Schneelast} * \Psi_2$$

$$\Psi_2 = 0,5 \quad \text{nach DIN 4149 (2005) im Bundesland Baden-Württemberg ist die halbe Schneelast bei der Ermittlung der Bemessungsschnittgrößen zu berücksichtigen.}$$

$$= 228 \text{ m}^2 \text{ DF} * 0,65 \text{ KN/m}^2 * 0,5$$

$$= \mathbf{74,1 \text{ KN}}$$

$$M_N = \text{Geschossfläche} * \text{Nutzlast} * \varphi * \Psi_2$$

$$\Psi_2 = 0,6 \quad \text{nach DIN 1055-100 „Sicherheitskonzept“}$$

$$\varphi = 1,0 \quad \text{für oberstes Geschoss} \quad [\text{DIN 4149-}$$

Tab.6]

Obergeschoss:

$$= 200 \text{ m}^2 * 3,0 \text{ KN/m}^2 * 1,0 * 0,6 = 360 \text{ KN}$$

Treppenhaus:

$$= 28 \text{ m}^2 * 5,0 \text{ KN/m}^2 * 1,0 * 0,6 = 84 \text{ KN}$$

$$= \mathbf{444 \text{ KN}}$$

$$M_{ges} = 1570,1 \text{ KN} / 9,81 = \mathbf{160,1 \text{ KN}}$$

$$F_b = 1,8 * 160,1 \text{ KN} * 1,00$$

$$= \mathbf{288,2 \text{ KN}}$$

[b]

1.5.3. Verteilung der Erdbebenlast auf die einzelnen Geschosse

Vereinfacht linear über die Höhe nach DIN 4149 § 6.6.6.3(3)

[b]

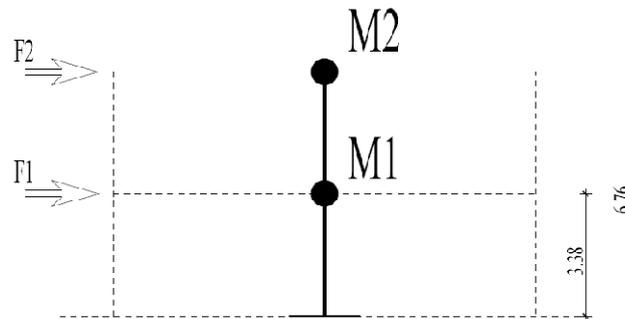


Abb. 9: Aufteilung der Lasten

$$F_i = \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_i \cdot m_i} \cdot F_b$$

z_i = Geschosdeckenhöhe

m_i = Masse Geschoss

F_b = 288,2 KN

$\sum z_i \cdot m_i$ = 3,38 m * 514,4 KN + 6,76 m * 537,7 KN
= 5373,5 KN

Erdgeschoss:

z_1 = 3,38 m

m_1 = 514,4 KN

$F_1 = \frac{(3,38 \text{ m} \cdot 514,4 \text{ KN})}{5373,5 \text{ KN}} \cdot 288,2 \text{ KN}$
= 93,25 KN

Obergeschoss:

z_2 = 6,76 m

$m_2 = 537,7 \text{ KN} \cdot 2/3 = 358,5 \text{ KN}$

=> 2/3 für die Massenverteilung im Obergeschoss

$F_2 = \frac{(6,76 \text{ m} \cdot 358,5 \text{ KN})}{5373,5 \text{ KN}} \cdot 288,2 \text{ KN}$
= 130 KN

1.5.4. Lage des Massenschwerpunkt

[b]

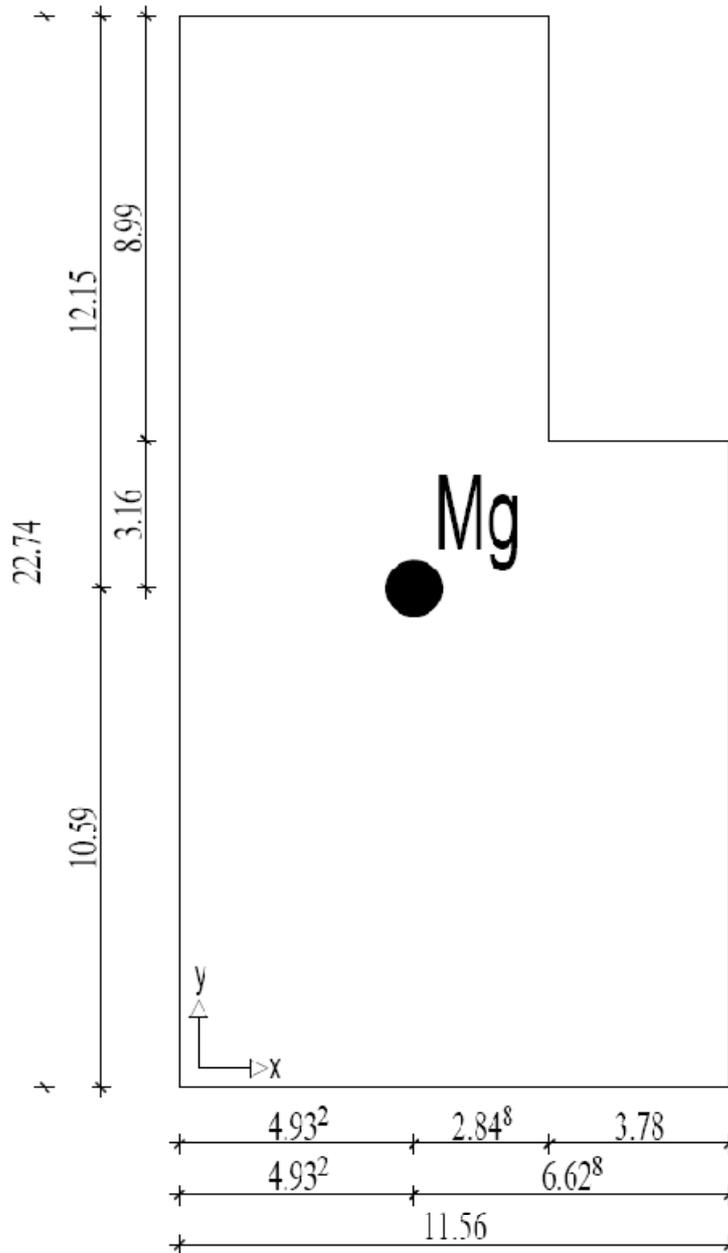


Abb. 10: Lage Massenschwerpunkt

2. Nachweis der Dachscheibe

Nachgewiesen wird hier die Dachscheibe, auf der Lasten durch die horizontalen Auflagerkräfte von den Wandtafeln im Obergeschoss infolge der Erdbebeneinwirkung einwirken. Die horizontalen Auflagerkräfte wurden zuvor aus dem Wandtafelberechnungsprogramm „Diamo-Wind“ ermittelt. Die Berechnungen liegen im Anhang unter 13.1.

2.1. Wandplan Obergeschoss

[b]

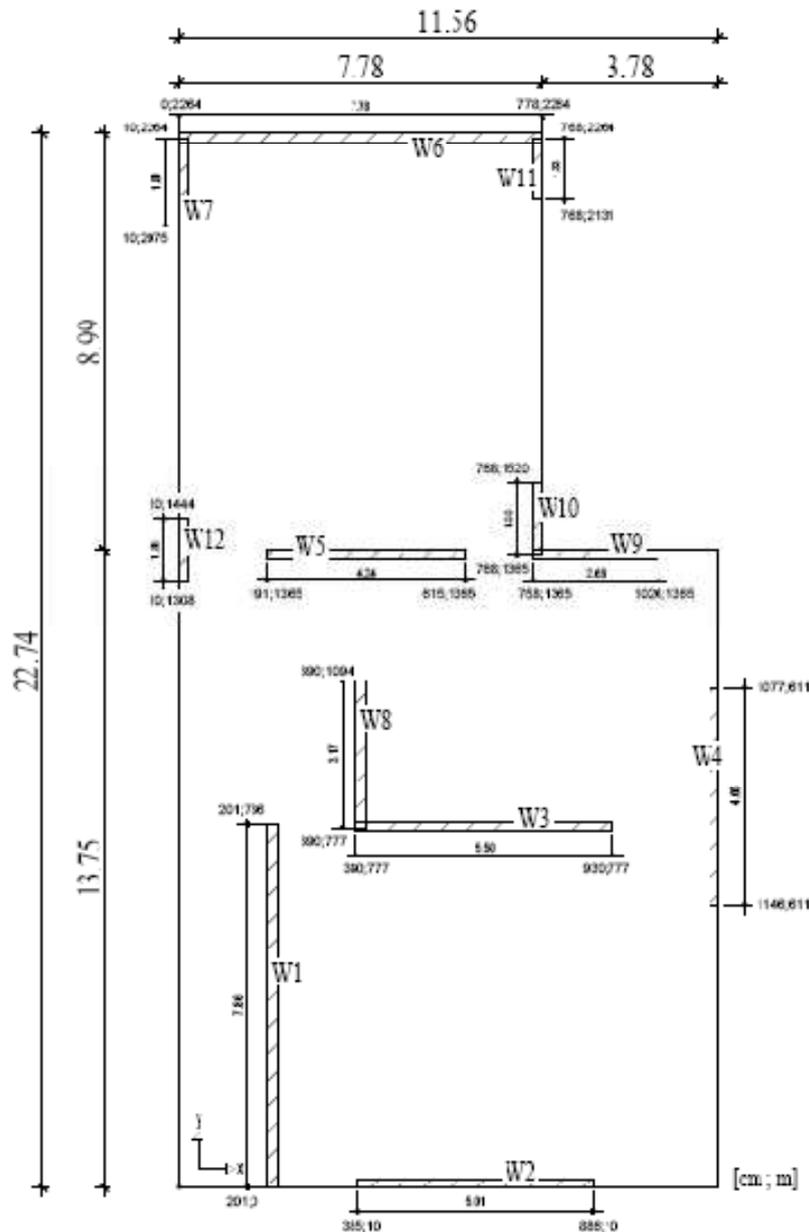


Abb. 11: Aussteifungswände OG

2.2. Aufteilung der Dachscheibe in Tafelabschnitte

[b]

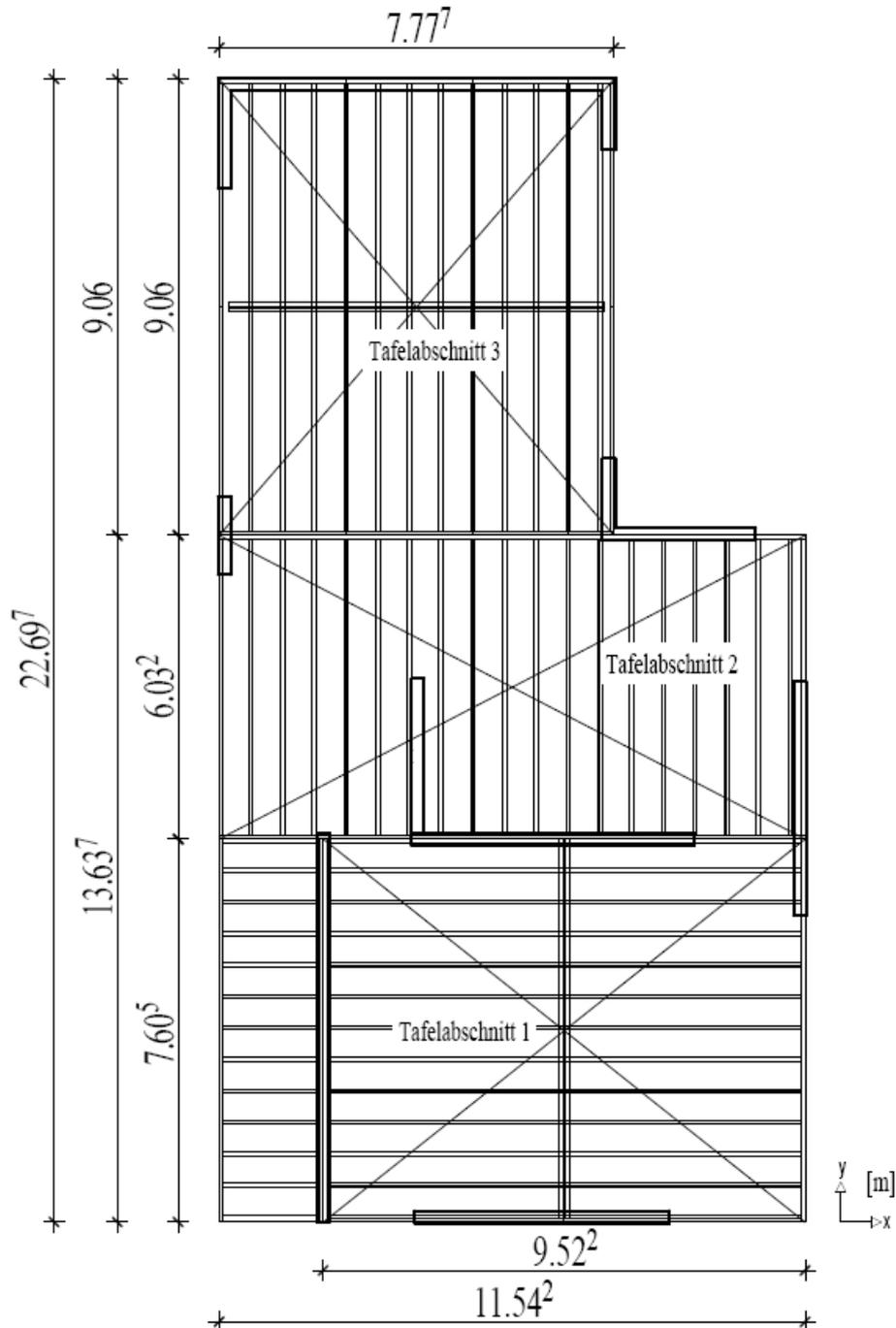


Abb. 12: Dachtafelabschnitte

Für die Berechnung und den vereinfachten Nachweis der Tragwirkung der Dachscheibe haben wir die Dachtafel in einzelne Tafelabschnitte als Teilsysteme aufgeteilt. Die dazugehörigen Konstruktionsbedingungen werden für jeden Tafelabschnitt nachgewiesen.

2.2.1. Berechnung der Erdbebenkraft auf die Tafelabschnitte

A_{TA3}	$= 7,78 \text{ m} * 9,06 \text{ m}$	$= 70,49 \text{ m}^2$
A_{TA2}	$= 6,03 \text{ m} * 11,54 \text{ m}$	$= 69,59 \text{ m}^2$
A_{TA1}	$= 9,52 \text{ m} * 7,61 \text{ m}$	$= 72,45 \text{ m}^2$
$A_{\text{Scheibe, ges}}$	$= 70,49 \text{ m}^2 + 69,59 \text{ m}^2 + 72,45 \text{ m}^2$	$= 212,53 \text{ m}^2$
$R_{b,2}$	$= 130 \text{ KN}$	
$R_{b,2,3}$	$= (130 \text{ KN} / 212,53 \text{ m}^2) * 70,49 \text{ m}^2$	$= 43,12 \text{ KN}$
$R_{b,2,2}$	$= (130 \text{ KN} / 212,53 \text{ m}^2) * 69,59 \text{ m}^2$	$= 42,57 \text{ KN}$
$R_{b,2,1}$	$= (130 \text{ KN} / 212,53 \text{ m}^2) * 72,45 \text{ m}^2$	$= 44,32 \text{ KN}$

	Σ	$= 130 \text{ KN}$

[b]

2.2.2. Konstruktionsbedingungen für den vereinfachten Nachweis:

Die Konstruktionsbedingungen für den vereinfachten Nachweis müssen für alle berechneten Tafelabschnitte der Dach- bzw. Deckenscheibe gegeben sein. In den folgenden Ausführungen werden diese Bedingungen für jeden Tafelabschnitt eingehalten.

Im folgendem werden die Konstruktionsbedingungen für den vereinfachten Nachweis erfasst:

- Seitenverhältnis $h/b < 4$
- Tafeln besitzen umlaufende und randparallele durchlaufende Randrippen
- einzelne Tafелеlemente werden schubfest verbunden
- der Abstand der Verbindungsmittel ist an allen Plattenrändern konstant
- Die Stöße der Randrippen werden Verformungsarm ausgeführt
- Die Tafelplatten werden um einen Rippenabstand versetzt.
- das Rippenmaß ist kleiner als $0,75 * \text{Plattenmaß}$ in Rippenrichtung
- Stützweite $l < 12,5 \text{ m}$
- Tafelhöhe $\geq L/4$

Ein Nachweis der Tafelverformung ist nicht erforderlich, da

- die Tafelhöhe mindestens $l/4$ beträgt.
- die Seitenlänge der Plattenränder mindestens $1,0 \text{ m}$ betragen.
- der Verbindungsmittelabstand wird an allen Plattenrändern eingehalten.

2.3. Nachweis der Tragfähigkeit der Dachtafelabschnitte in y-Richtung

2.3.1. Kräfteplan Dachscheibe in y-Richtung

[b]

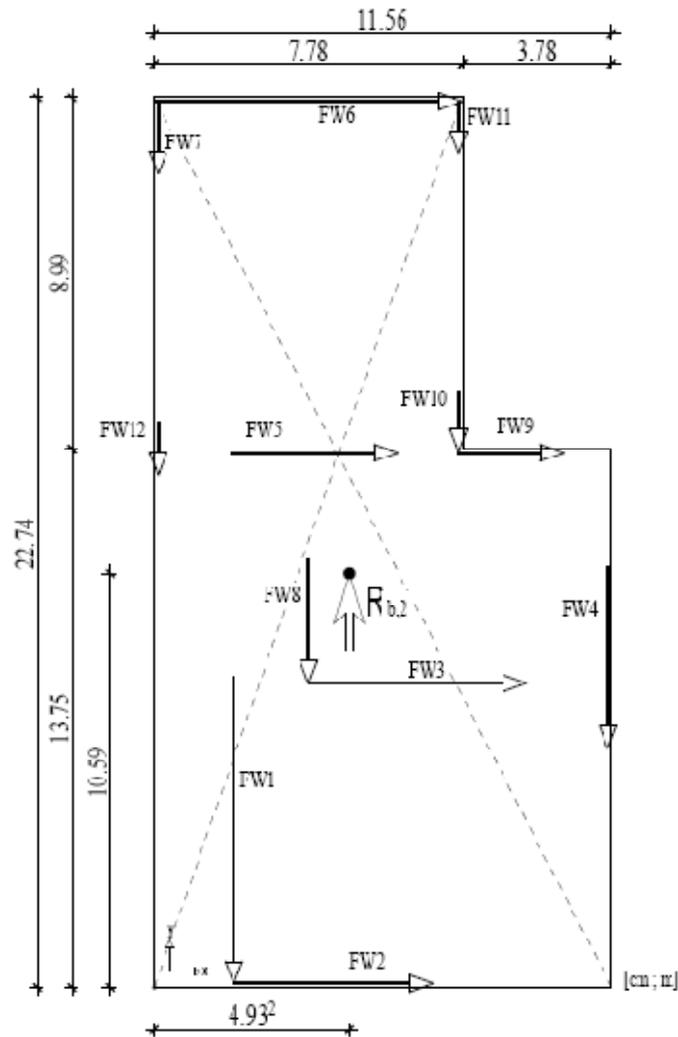
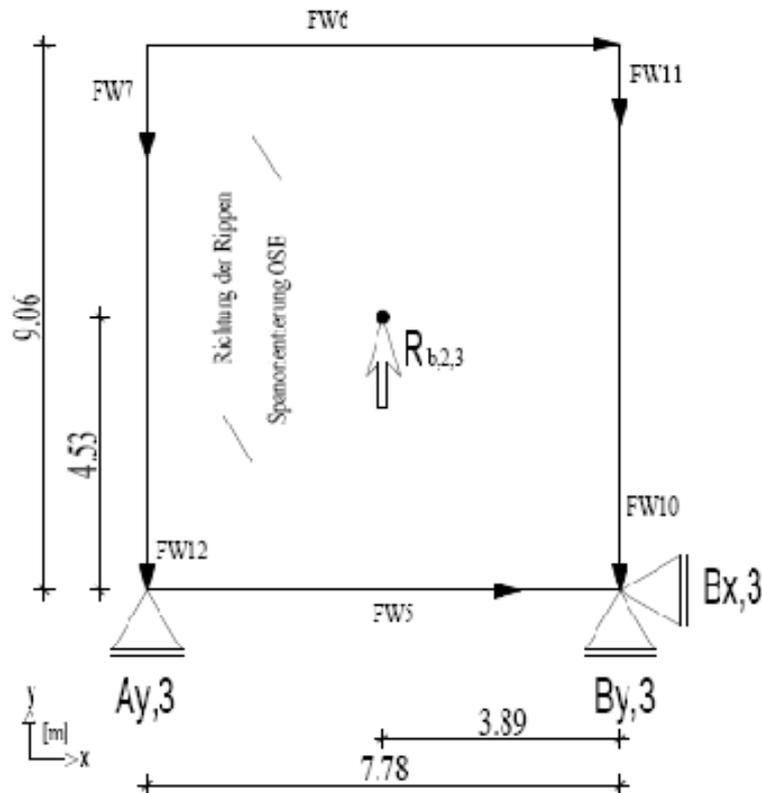


Abb. 13: Kräfteplan Dachscheibe in y-Richtung

FW1 = 39,34 kN	FW7 = 13,30 kN
FW2 = -1,48 kN	FW8 = 21,74 kN
FW3 = -0,52 kN	FW9 = 0,15 kN
FW4 = 30,88 kN	FW10 = 9,25 kN
FW5 = 0,23 kN	FW11 = 7,52 kN
FW6 = 1,62 kN	FW12 = 7,98 kN

2.3.2. Berechnung des Schubflusses Tafelabschnitt 3

[b]



$$FW\ 5 = 0,23\ \text{KN} / 2 = 0,115\ \text{KN}$$

$$FW\ 12 = 7,98\ \text{KN} / 2 = 3,99\ \text{KN}$$

$$\Sigma F_x = 0 = 0,115 + 1,62 - B_{x,3} \implies B_{x,3} = 1,74\ \text{KN}$$

$$\Sigma M_B = 0 = A_{y,3} = (3,99 * 7,78 + 13,3 * 7,78 - 1,62 * 9,06 - 43,12 * 3,89) / 7,78 = -6,16\ \text{KN}$$

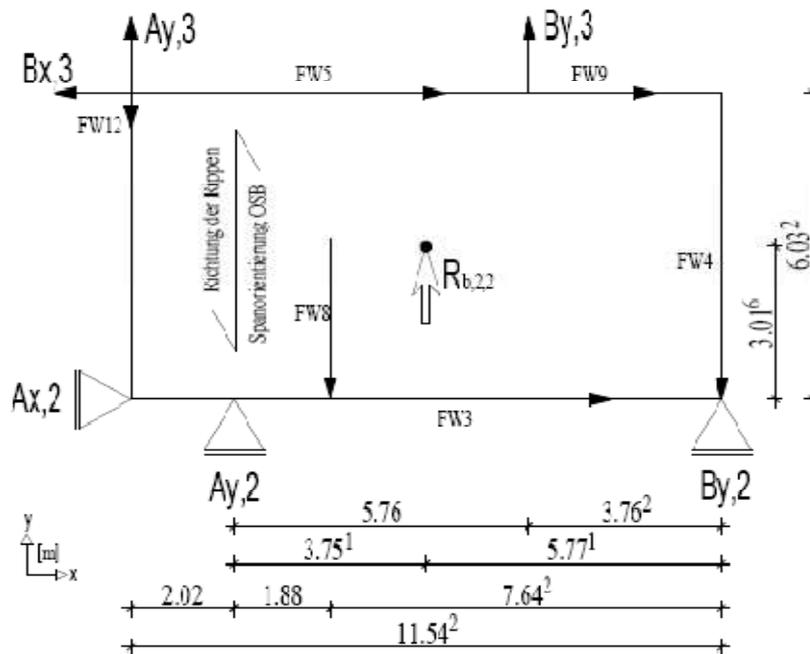
$$\Sigma F_y = 0 = B_{y,3} = 3,99 + 13,3 + 7,52 + 9,25 - 44,32 + 6,16 = -4,1\ \text{KN}$$

$$S_{v,0,k} = 6,16\ \text{KN} / 9,06\ \text{m} = 0,68\ \text{KN/m}$$

$$S_{v,0,d} = 1,5 * 0,68\ \text{KN/m} = 1,02\ \text{KN/m}$$

2.3.3. Berechnung des Schubflusses Tafelabschnitt 2

[b]



$$FW 5 = 0,23 \text{ KN} / 2 = 0,115 \text{ KN}$$

$$FW 3 = -0,52 \text{ KN} / 2 = -0,26 \text{ KN}$$

$$FW 4 = 2/3 * 30,88 \text{ KN} = 20,6 \text{ KN}$$

$$FW 12 = 7,98 \text{ KN} / 2 = 3,99 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_x = 0 = 0,115 + 0,15 - 0,26 + 1,74 + A_{x,2} \implies A_{x,2} = -1,735 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \Sigma M_{A_y} = 0 &= B_{y,2} = (0,15 * 6,03 + 0,115 * 6,03 + 20,6 * 9,522 \\ &+ 21,74 * 1,88 + 6,16 * 2,02 + 1,74 * 6,03 - 6,16 * 5,76 \\ &- 42,57 * 3,75) / 9,522 = 9,522 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma F_y = 0 &= A_{y,2} = 3,99 + 21,74 + 20,6 - 12,23 - 42,57 \\ &- 6,16 - 4,1 = -16,02 \text{ KN} \end{aligned}$$

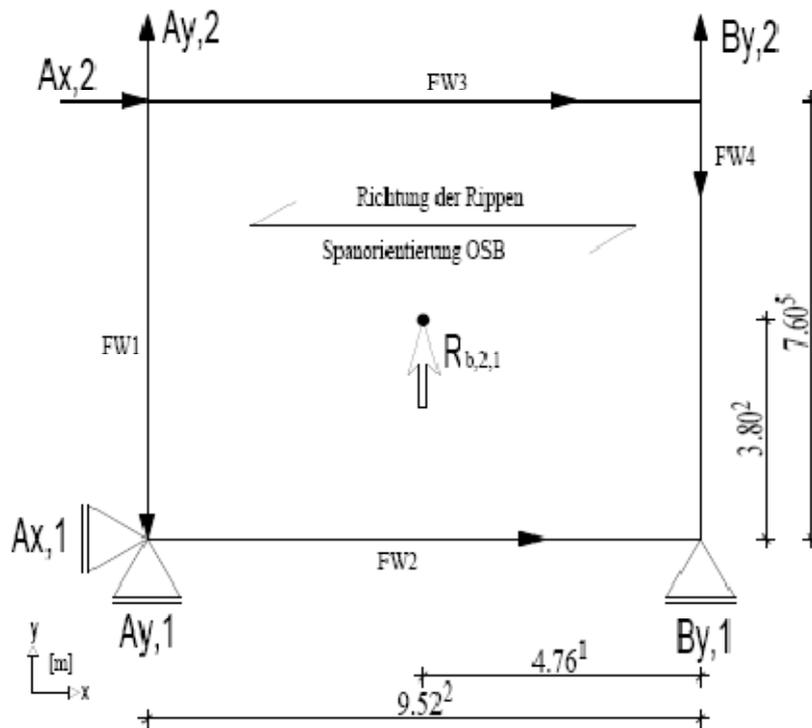
$$S_{v,0,k} = 16,02 \text{ KN} / 6,03 \text{ m} = 2,66 \text{ KN/m}$$

$$S_{v,0,d} = 1,5 * 2,66 \text{ KN/m} = 3,99 \text{ KN/m}$$

$\implies S_{v,0,d} = 3,99 \text{ KN/m} =$ der maßgebende Schubfluss in der Dachscheibe in y-Richtung.

2.3.4. Berechnung des Schubflusses Tafelabschnitt 1

[b]



$$FW\ 3 = -0,52\ \text{KN} / 2 = -0,26\ \text{KN}$$

$$FW\ 4 = 1/3 * 30,88\ \text{KN} = 10,3\ \text{KN}$$

$$\Sigma F_x = 0 = -1,48 - 0,26 + 1,735 + A_{x,1} \Rightarrow A_{x,1} = 0\ \text{KN}$$

$$\Sigma M_A = 0 = B_{y,1} = (-0,26 * 7,605 + 10,3 * 9,52 + 9,522 * 9,52 + 1,735 * 7,605 - 44,32 * 4,76) / 9,52 = -1,16\ \text{KN}$$

$$\Sigma F_y = 0 = A_{y,1} = 39,34 + 10,3 + 9,522 + 1,16 - 44,32 - 16 = 0\ \text{KN}$$

$$S_{v,0,k} = 1,16\ \text{KN} / 7,61\ \text{m} = 0,15\ \text{KN/m}$$

$$S_{v,0,d} = 1,5 * 0,15\ \text{KN/m} = 0,23\ \text{KN/m}$$

2.3.5. Nachweis der Scheibenbeanspruchung der Dachscheibe (y-Richtung)

Gegeben:

$$k_{v,1} = 1,0$$

$$a_r = 62,5 \text{ cm}$$

$$k_{v,2} = 0,33$$

$$a_v = \text{gewählt: } 50 \text{ mm}$$

$$t = 25 \text{ mm}$$

[b]

$$f_{c,d} = (k_{\text{mod}} * f_{c,k}) / \gamma_m = (0,6 * 14,8 \text{ N/mm}^2) / 1,3$$

$$= 6,83 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,d} = (k_{\text{mod}} * f_{v,k}) / \gamma_m = (0,6 * 6,8 \text{ N/mm}^2) / 1,3$$

$$= 3,14 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,0,d} = 1,0 * (552,5 \text{ N} / 100 \text{ mm}) = 5,53 \text{ N/mm}$$

$$= 1,0 * 0,33 * 3,14 \text{ N/mm}^2 * 25 \text{ mm} = 25,91 \text{ N/mm}$$

$$= (1,0 * 0,33 * 3,14 \text{ N/mm}^2 * 35 * 25^2 \text{ mm}) / 625 \text{ mm} = 36,3 \text{ N/mm}$$

$$f_{v,90,d} = 552,5 \text{ N} / 100 \text{ mm} = 5,53 \text{ N/mm}$$

$$= 0,33 * 6,83 \text{ N/mm}^2 * 25 \text{ mm} = 56,35 \text{ N/mm}$$

$$= (0,33 * 6,83 \text{ N/mm}^2 * 20 * 25^2 \text{ mm}) / 625 \text{ mm} = 45,08 \text{ N/mm}$$

Nachweis

$$3,99 \text{ N/mm} / 5,53 \text{ N/mm} = 0,72 \leq 1$$

$$2,53 \text{ N/mm} / 5,53 \text{ N/mm} = 0,46 \leq 1$$

2.4. Nachweis der Tragfähigkeit der Dachtafelabschnitte in x-Richtung

2.4.1. Kräfteplan Dachscheibe in x-Richtung

[b]

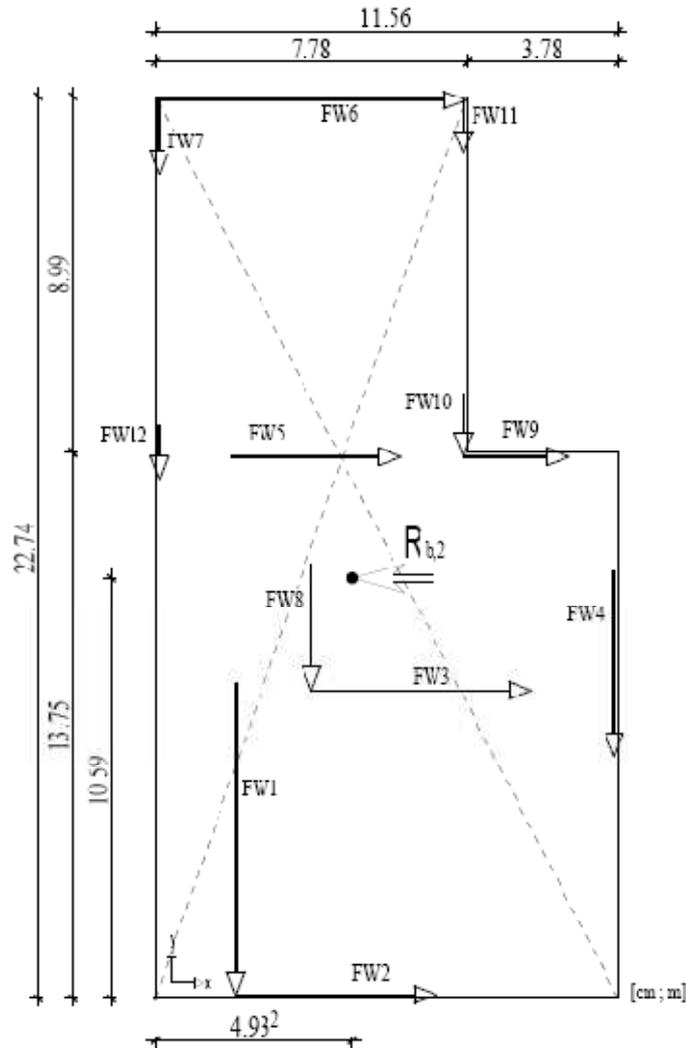
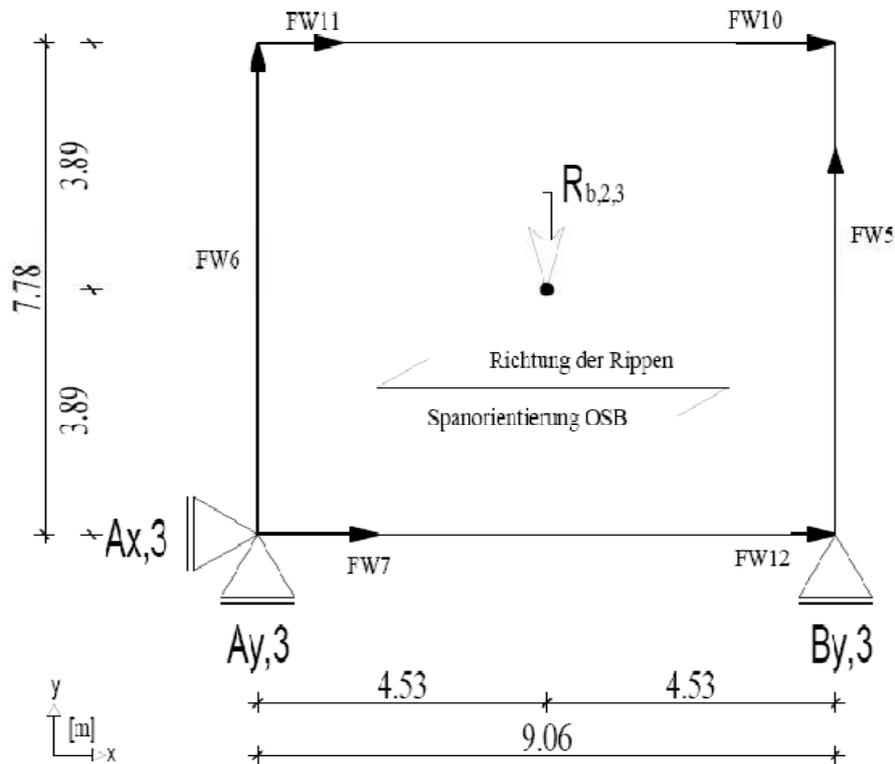


Abb. 14: Kräfteplan Dachscheibe in x-Richtung

FW1 = -1,26 kN	FW7 = -0,64 kN
FW2 = 32,38 kN	FW8 = -0,29 kN
FW3 = 31,01 kN	FW9 = 15,08 kN
FW4 = 2,14 kN	FW10 = 0,26 kN
FW5 = 23,98 kN	FW11 = 0,21 kN
FW6 = 27,55 kN	FW12 = -0,41 kN

2.4.2. Berechnung des Schubflusses Tafelabschnitt 3

[b]



$$FW\ 5 = 23,98\ \text{KN} / 2 = 11,99\ \text{KN}$$

$$FW\ 12 = -0,41\ \text{KN} / 2 = -0,205\ \text{KN}$$

$$\Sigma F_x = 0 = 0,21 + 0,26 - 0,64 - 0,21 + B_{x,3} \implies B_{x,3} = 0,38\ \text{KN}$$

$$\Sigma M_A = 0 = B_{y,3} = (0,21 * 7,78 + 0,26 * 7,78 - 11,99 * 9,06 + 43,12 * 4,53) / 9,06 = 9,97\ \text{KN}$$

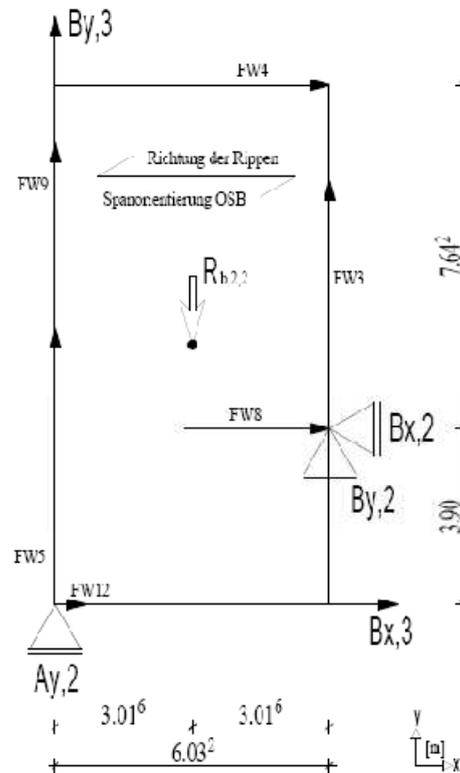
$$\Sigma F_y = 0 = A_{y,3} = 27,55 + 11,99 - 43,12 + 9,97 = -6,39\ \text{KN}$$

$$S_{v,0,k} = 9,97\ \text{KN} / 7,78\ \text{m} = 1,28\ \text{KN/m}$$

$$S_{v,0,d} = 1,5 * 1,28\ \text{KN/m} = 1,92\ \text{KN/m}$$

2.4.3. Berechnung des Schubflusses Tafelabschnitt 2

[b]



$$FW 5 = 23,98 \text{ KN} / 2 = 11,99 \text{ KN}$$

$$FW 3 = 31,01 \text{ KN} / 2 = 15,51 \text{ KN}$$

$$FW 4 = 2/3 * 2,14 \text{ KN} = 1,43 \text{ KN}$$

$$FW 12 = -0,41 \text{ KN} / 2 = -0,21 \text{ KN}$$

$$\Sigma F_x = 0 = -0,21 + 1,43 - 0,38 - 0,29 - A_{x,2} \implies A_{x,2} = 0,55 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \Sigma M_B = 0 &= A_{y,2} = (0,21 * 3,9 + 11,99 * 6,03 + 15,08 * 6,03 \\ &+ 1,43 * 7,64 + 0,38 * 3,9 - 42,57 * 3,02 \\ &- 9,97 * 6,03) / 6,03 = -2,03 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma F_y = 0 &= B_{y,2} = 11,99 + 15,08 + 15,51 - 9,97 \\ &+ 12,22 - 42,57 = 11,99 \text{ KN} \end{aligned}$$

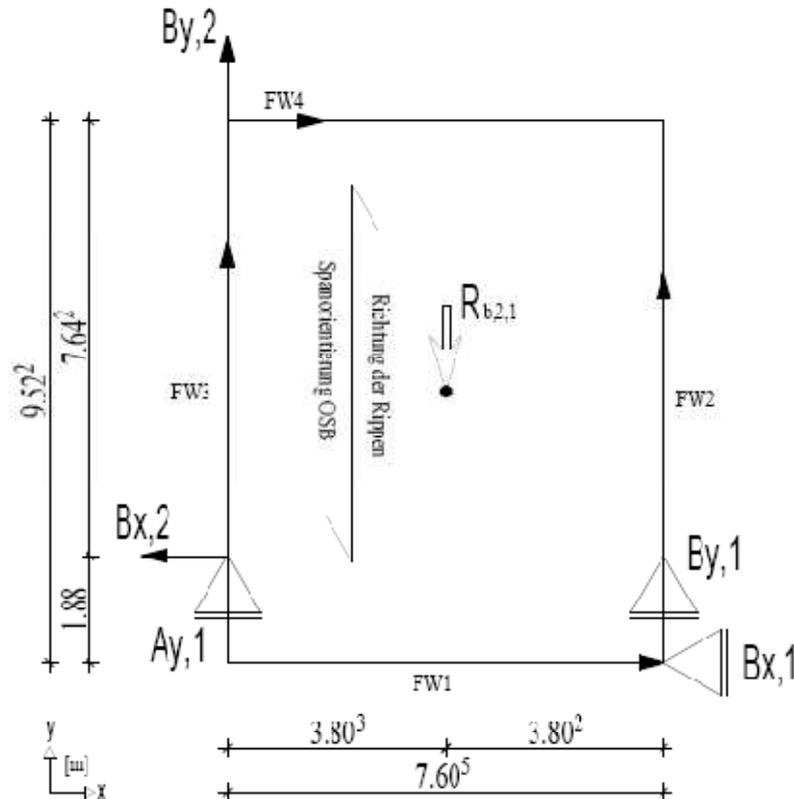
$$S_{v,0,k} = 11,99 \text{ KN} / 7,64 \text{ m} = 1,57 \text{ KN/m}$$

$$S_{v,0,d} = 1,5 * 1,57 \text{ KN/m} = 2,35 \text{ KN/m}$$

$\implies S_{v,0,d} = 2,35 \text{ KN/m} =$ der maßgebende Schubfluss in der Dachscheibe in x-Richtung.

2.4.4. Berechnung des Schubflusses Tafelabschnitt 1

[b]



$$FW\ 3 = 31,01\ \text{KN} / 2 = 15,51\ \text{KN}$$

$$FW\ 4 = 1/3 * 2,14\ \text{KN} = 0,71\ \text{KN}$$

$$\Sigma F_x = 0 = 1,26 - 0,71 - 0,55 + A_{x,1} \Rightarrow A_{x,1} = 0\ \text{KN}$$

$$\Sigma M_A = 0 = B_{y,1} = (0,71 * 7,64 - 32,38 * 7,61 + 44,32 * 3,8 + 1,26 * 1,88) / 7,61 = 9,23\ \text{KN}$$

$$\Sigma F_y = 0 = A_{y,1} = 15,51 + 32,38 - 11,99 + 9,23 - 44,32 = -0,81\ \text{KN}$$

$$S_{v,0,k} = 9,23\ \text{KN} / 9,52\ \text{m} = 0,97\ \text{KN/m}$$

$$S_{v,0,d} = 1,5 * 0,97\ \text{KN/m} = 1,45\ \text{KN/m}$$

2.4.5. Nachweis der Scheibenbeanspruchung der Dachscheibe (x-Richtung)

Gegeben:

$$k_{v,1} = 1,0$$

$$a_r = 62,5 \text{ cm}$$

$$k_{v,2} = 0,33$$

$$a_v = \text{gewählt: } 50 \text{ mm}$$

$$t = 25 \text{ mm}$$

[b]

$$f_{c,d} = (k_{\text{mod}} * f_{c,k}) / \gamma_m = (0,6 * 14,8 \text{ N/mm}^2) / 1,3$$

$$= 6,83 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,d} = (k_{\text{mod}} * f_{v,k}) / \gamma_m = (0,6 * 6,8 \text{ N/mm}^2) / 1,3$$

$$= 3,14 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,o,d} = 1,0 * (552,5 \text{ N} / 100 \text{ mm}) = 5,53 \text{ N/mm}$$

$$= 1,0 * 0,33 * 3,14 \text{ N/mm}^2 * 25 \text{ mm} = 25,91 \text{ N/mm}$$

$$= (1,0 * 0,33 * 3,14 \text{ N/mm}^2 * 35 * 25^2 \text{ mm}) / 625 \text{ mm} = 36,3 \text{ N/mm}$$

Nachweis

$$2,35 \text{ N/mm} / 5,53 \text{ N/mm} = 0,42 \leq 1$$

3. Nachweis der Deckenscheibe

Nachgewiesen wird hier die Deckenscheibe, auf der Lasten durch die horizontalen Auflagerkräfte von den Wandtafeln im Erdgeschoss infolge der Erdbebeneinwirkung einwirken. Die horizontalen Auflagerkräfte wurden zuvor aus dem Wandtafelberechnungsprogramm „Diamo-Wind“ ermittelt. Die Berechnungen liegen im Anhang unter 13.1.

3.1. Wandplan Erdgeschoss

[b]

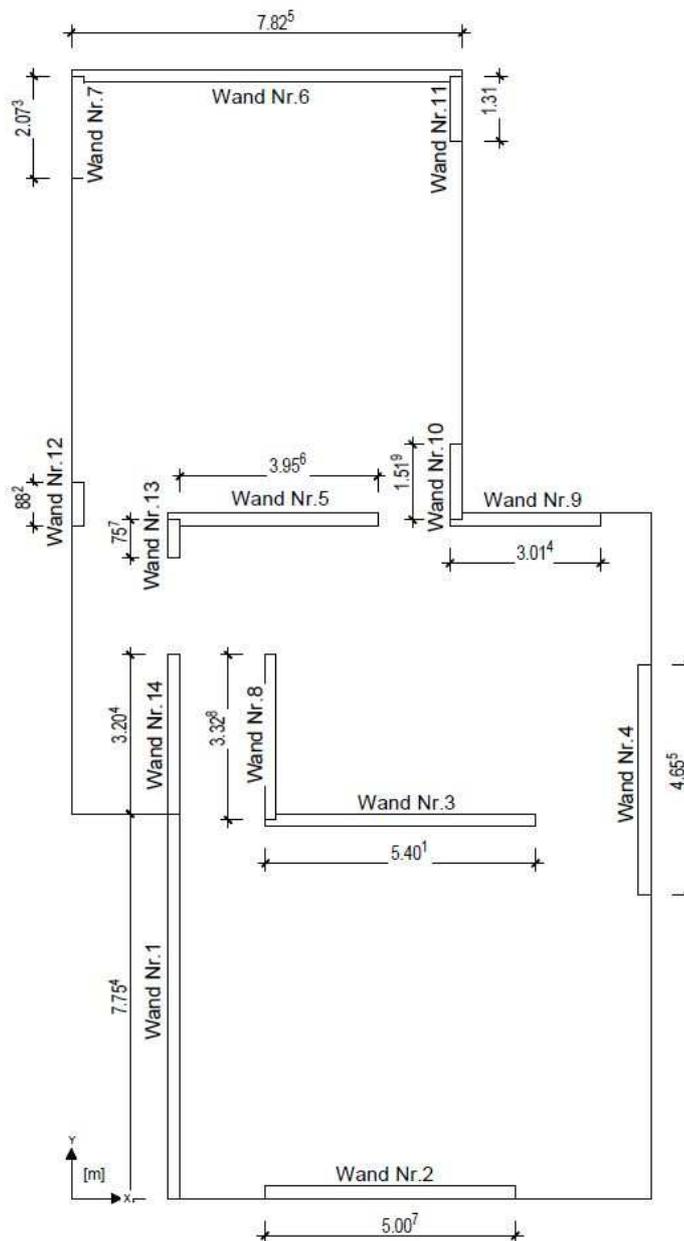


Abb. 15: Aussteifungswände EG

3.2. Aufteilung der Deckenscheibe in Tafelabschnitte

[b]

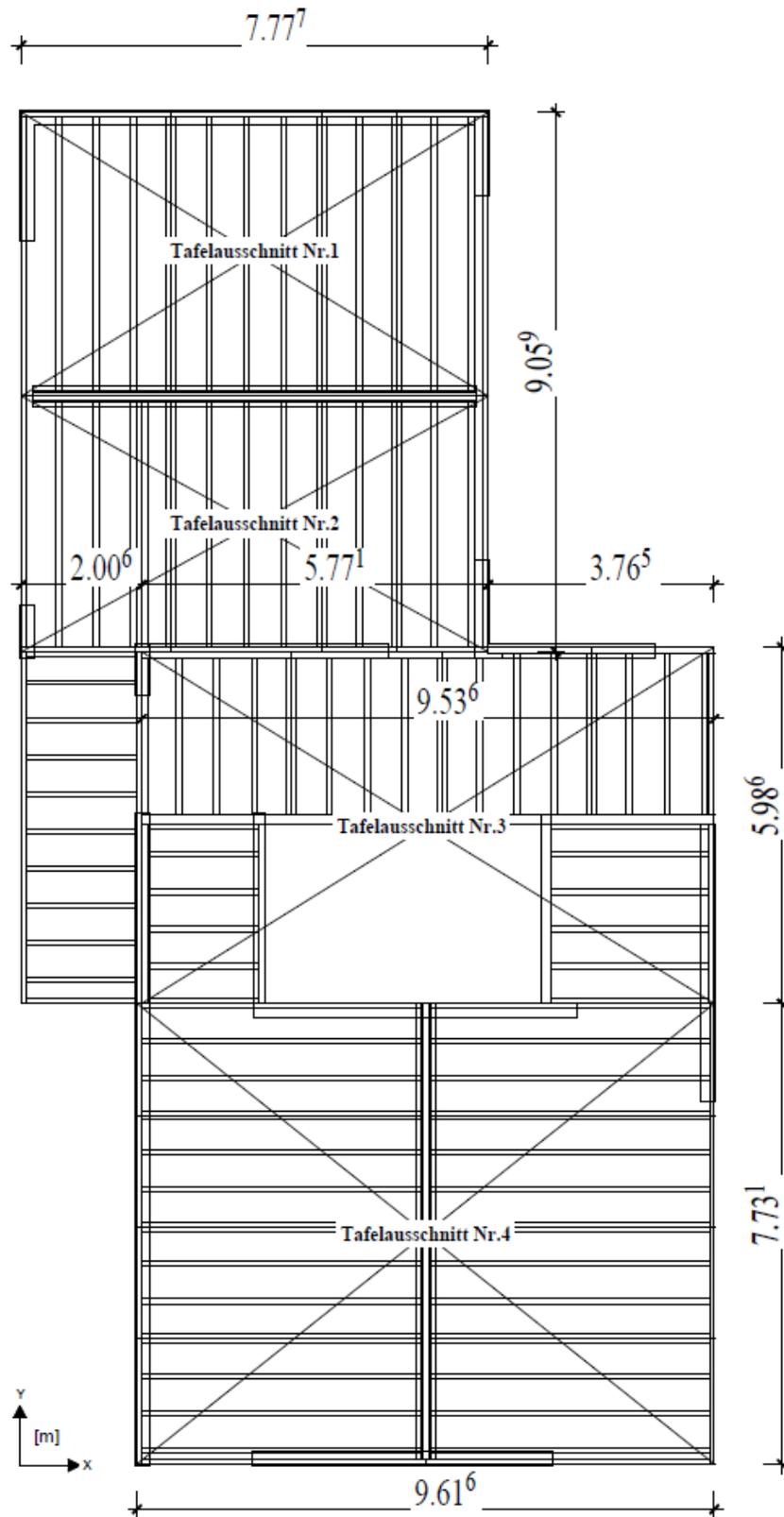


Abb. 16: Deckentafelabschnitte

3.2.1. Berechnung der Erdbebenkraft auf die Tafelabschnitte

$$F_{\text{ges}} = 93,25 \text{ KN}$$

$$A_{\text{ges}} = 188,42 \text{ m}^2$$

$$A_1 = 7,777 * 4,768 = 37,08 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 7,777 * 4,291 = 33,37 \text{ m}^2$$

$$A_3 = 9,616 * 2,969 + 2,88 * 3,017 + 2,12 * 3,017 = 43,63 \text{ m}^2$$

$$A_4 = 9,616 * 7,731 = 74,34 \text{ m}^2$$

[b]

$$F_{\text{ges}} / A_{\text{ges}} = 93,25 / 188,42 = 0,495 \text{ KN/m}^2$$

$$F_1 = 37,08 * 0,495 = 18,35 \text{ KN}$$

$$F_2 = 33,37 * 0,495 = 16,52 \text{ KN}$$

$$F_3 = 43,63 * 0,495 = 21,60 \text{ KN}$$

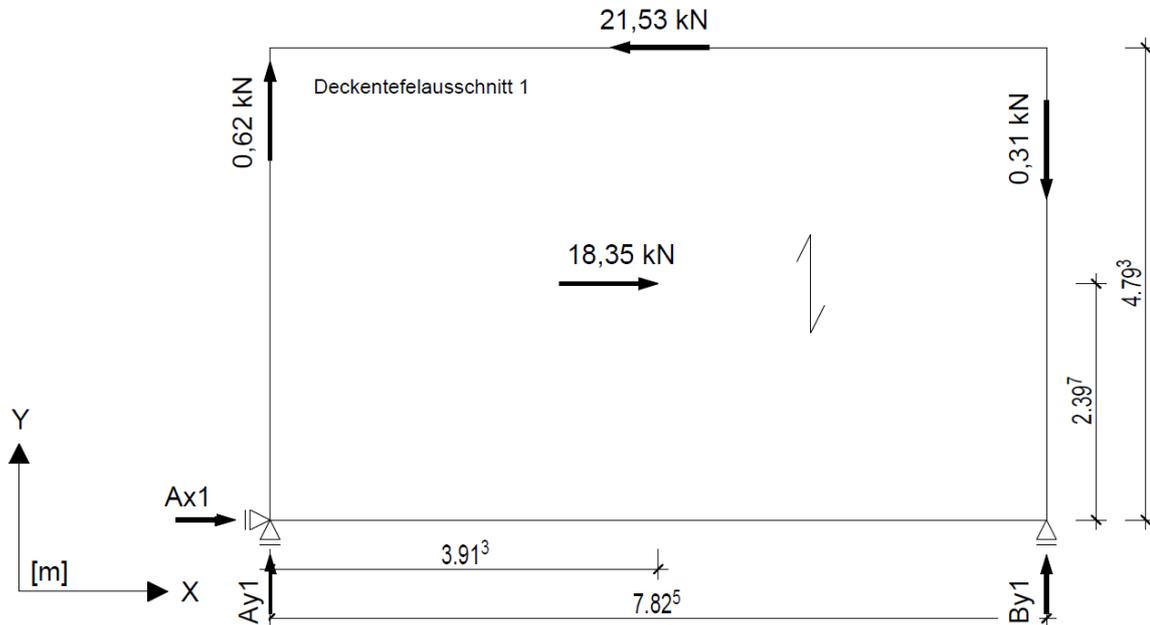
$$F_4 = 74,34 * 0,495 = 36,78 \text{ KN}$$

$$\Sigma = 93,25 \text{ KN}$$

3.3. Nachweis der Tragfähigkeit der Deckentafelabschnitte in X-Richtung

3.3.1. Berechnung des Schubflusses Tafelabschnitt 1

[b]



$$\sum H = 0 = A_{x1} - 21,53 + 18,35$$

$$A_{x1} = -3,18 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \sum M_A = 0 &= - B_{y1} * 7,825 + 0,31 * 7,825 - 21,53 * 4,793 \\ &+ 18,35 * 2,397 \end{aligned}$$

$$B_{y1} = 7,26 \text{ KN}$$

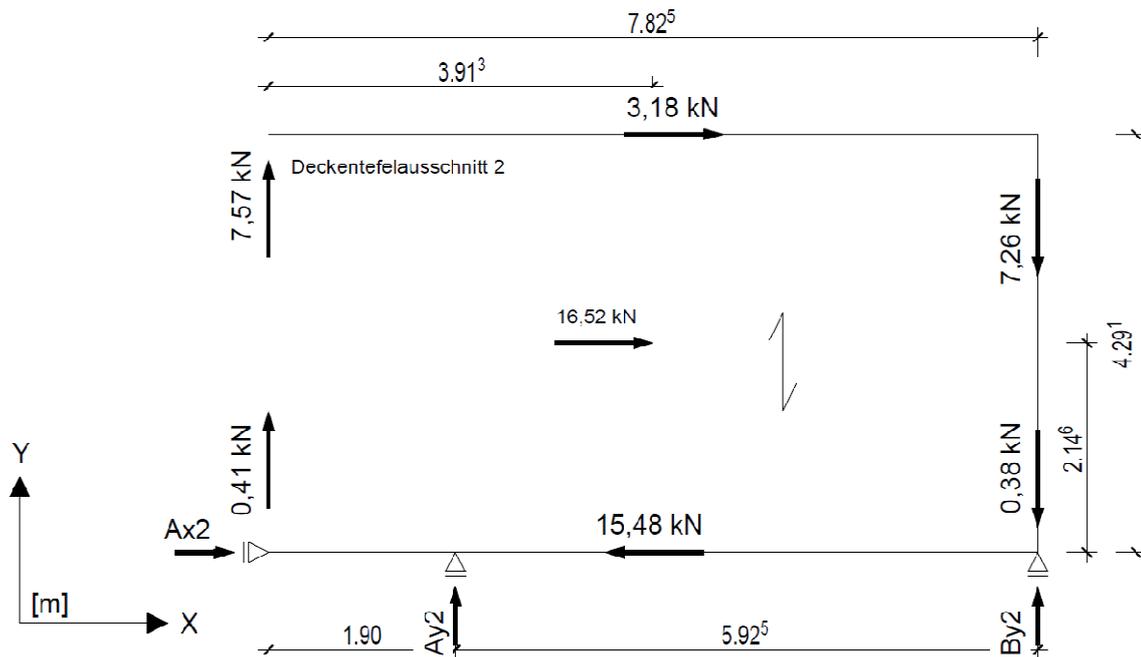
$$\sum V = 0 = A_{y1} + 7,26 - 0,31 + 0,62$$

$$A_{y1} = -7,57 \text{ KN}$$

$$S_{v,0,d} = (7,57 * 1,5) / 4,793 = 2,36 \text{ KN/m}$$

3.3.2. Berechnung des Schubflusses Tafelabschnitt 2

[b]



$$\sum H = 0 = A_{x2} + 3,18 - 15,48 + 16,52$$

$$A_{x1} = -4,22 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \sum M_B = 0 &= A_{y2} * 5,925 + 16,52 * 2,146 + 3,18 * 4,291 \\ &+ 0,41 * 7,825 + 7,57 * 7,825 \end{aligned}$$

$$A_{y2} = 19,06 \text{ KN}$$

$$\sum V = 0 = B_{y2} + 19,06 - 0,38 - 7,26 + 7,57 + 0,41$$

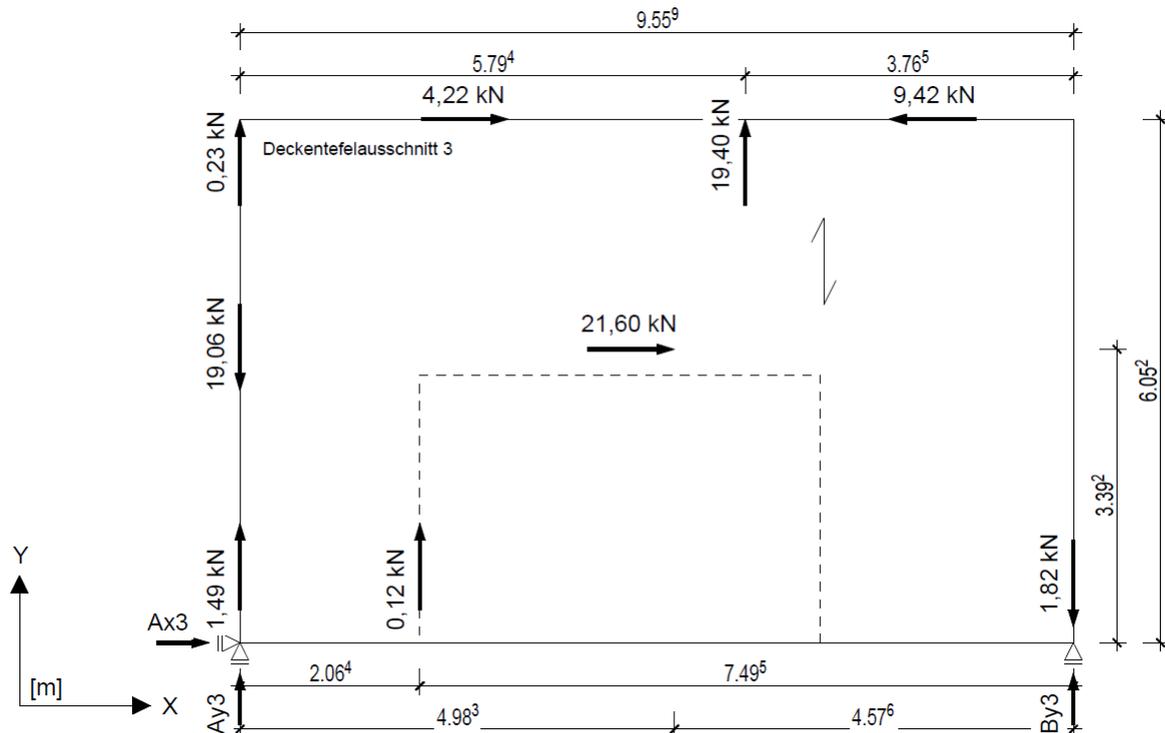
$$B_{y2} = -19,40 \text{ KN}$$

$$S_{v,0,d} = (19,40 * 1,5) / 4,793 = 6,78 \text{ KN/m}$$

⇒ $S_{v,0,d} = 6,78 \text{ KN/m} =$ der maßgebende Schubfluss in der Deckenscheibe in y-Richtung.

3.3.3. Berechnung des Schubflusses Tafelabschnitt 3

[b]



$$\sum H = 0 = A_{x3} - 9,42 + 4,22 + 21,60$$

$$A_{x1} = 7,96 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \sum M_A = 0 &= B_{y3} * 9,559 + 1,82 * 9,559 - 9,42 * 6,052 \\ &- 19,40 * 5,794 + 21,60 * 3,392 - 4,22 * 6,052 \\ &- 0,12 * 2,064 \end{aligned}$$

$$B_{y3} = 10,94 \text{ KN}$$

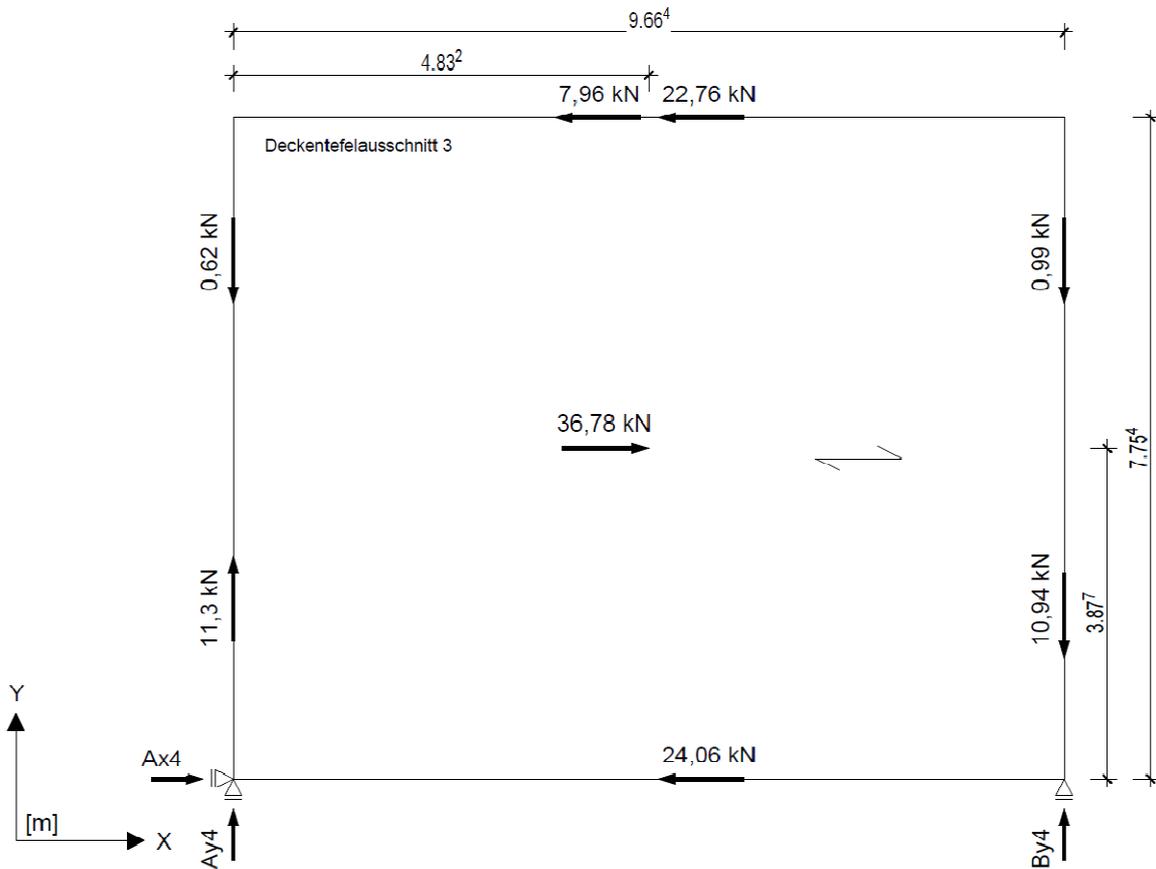
$$\sum V = 0 = A_{y3} + 10,94 + 0,12 + 0,23 - 19,06 + 1,49 + 19,40 - 1,82$$

$$A_{y3} = -11,3 \text{ KN}$$

$$S_{v,0,d} = (11,3 * 1,5) / 4,793 = 2,8 \text{ KN/m}$$

3.3.4. Berechnung des Schubflusses Tafelabschnitt 4

[b]



$$\sum H = 0 = A_{x4} - 7,96 - 22,76 + 36,78 - 24,06$$

$$A_{x4} = 18 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \sum M_A = 0 &= -B_{y4} * 9,664 + 10,94 * 9,664 + 0,99 * 9,664 \\ &\quad - 22,76 * 7,754 - 7,96 * 7,754 + 36,78 * 3,877 \end{aligned}$$

$$B_{y3} = 2,03 \text{ KN}$$

$$\sum V = 0 = A_{y3} + 11,3 - 0,62 - 10,94 - 0,99 + 2,03$$

$$A_{y3} = -0,78 \text{ KN}$$

$$S_{v,0,d} = (18 * 1,5) / 9,664 = 2,8 \text{ KN/m}$$

3.3.5. Nachweis der Scheibenbeanspruchung der Deckenscheibe (x-Richtung)

Gegeben:

$$k_{v,1} = 1,0$$

$$a_r = 62,5 \text{ cm}$$

$$k_{v,2} = 0,33$$

$$a_v = \text{gewählt: } 50 \text{ mm}$$

$$t = 25 \text{ mm}$$

[b]

$$f_{c,d} = (k_{\text{mod}} * f_{c,k}) / \gamma_m = (0,6 * 14,8 \text{ N/mm}^2) / 1,3$$

$$= 6,83 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,d} = (k_{\text{mod}} * f_{v,k}) / \gamma_m = (0,6 * 6,8 \text{ N/mm}^2) / 1,3$$

$$= 3,14 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,o,d} = 1,0 * (552,5 \text{ N} / 80 \text{ mm}) = 6,90 \text{ N/mm}$$

$$= 1,0 * 0,33 * 3,14 \text{ N/mm}^2 * 25 \text{ mm} = 25,91 \text{ N/mm}$$

$$= (1,0 * 0,33 * 3,14 \text{ N/mm}^2 * 35 * 25^2 \text{ mm}) / 625 \text{ mm} = 36,3 \text{ N/mm}$$

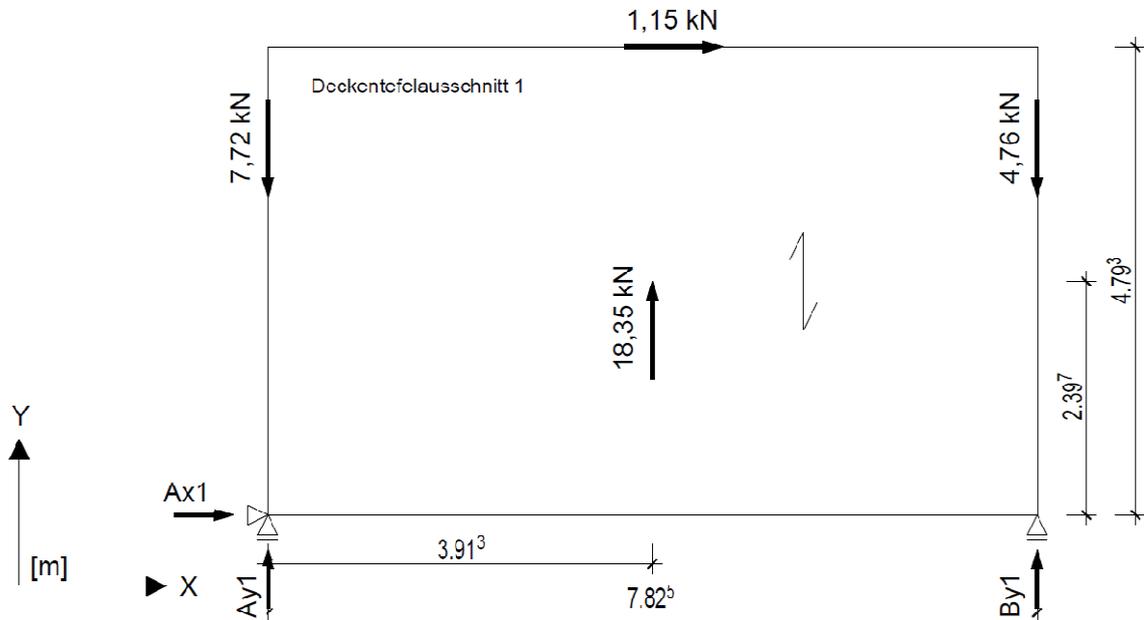
Nachweis

$$6,78 \text{ N/mm} / 6,90 \text{ N/mm} = 0,98 \leq 1$$

3.4. Nachweis der Tragfähigkeit der Deckentafelabschnitte in y-Richtung

3.4.1. Berechnung des Schubflusses Tafelabschnitt 1

[b]



$$\sum H = 0 = A_{x1} + 1,15$$

$$A_{x1} = -1,15 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = 0 = 1,15 * 4,793 + 4,76 * 7,825 - 18,35 * 3,913 - B_{y1} * 7,825$$

$$B_{y1} = -3,71 \text{ KN}$$

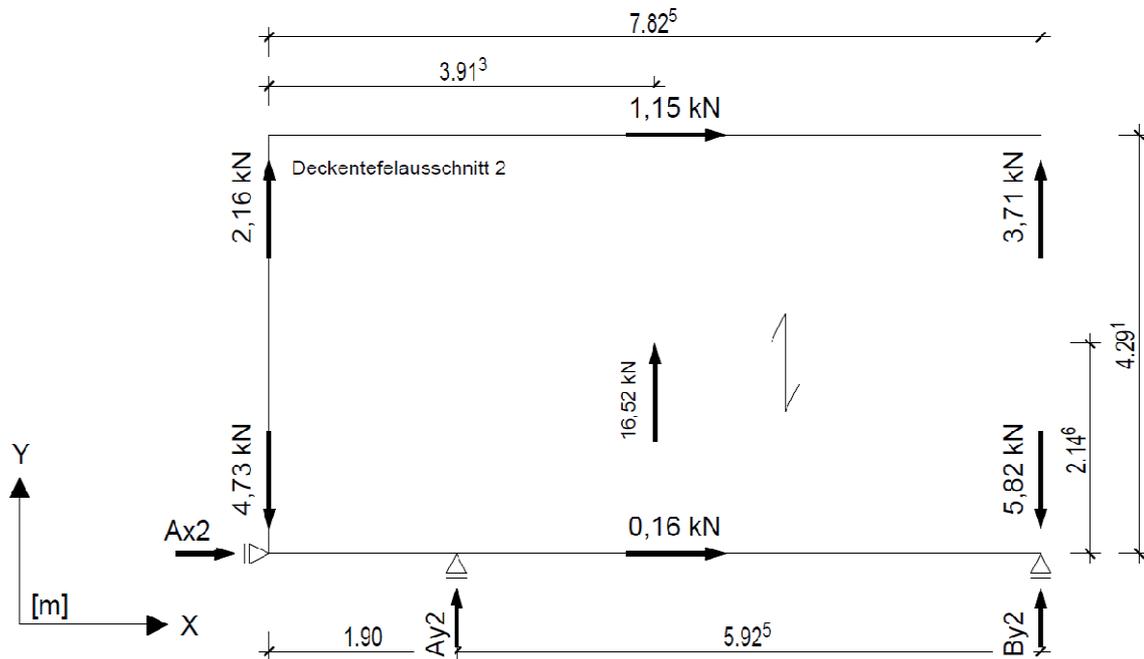
$$\sum V = 0 = A_{y1} - 7,72 + 18,35 - 4,76 - 3,71$$

$$A_{y1} = -2,16 \text{ KN}$$

$$S_{v,0,d} = (3,71 * 1,5) / 4,793 = 1,16 \text{ KN/m}$$

3.4.2. Berechnung des Schubflusses Tafelabschnitt 2

[b]



$$\sum H = 0 = A_{x2} + 1,15 + 0,16$$

$$A_{x2} = -1,31 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \sum M_B = 0 &= 16,52 * 3,913 + 1,15 * 4,29 + 2,16 * 7,825 \\ &- 4,73 * 7,825 + A_{y2} * 5,925 \end{aligned}$$

$$A_{y2} = -8,49 \text{ KN}$$

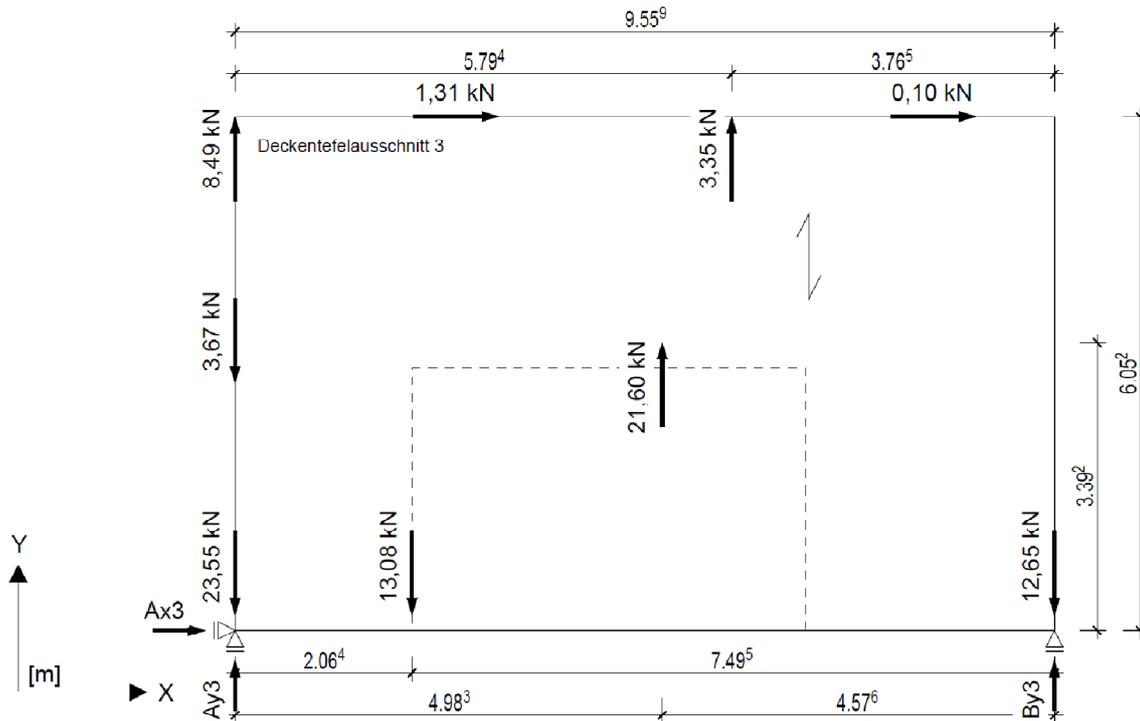
$$\sum V = 0 = B_{y2} + 16,52 + 3,71 + 2,16 - 4,73 - 5,82 - 8,49$$

$$B_{y2} = -3,35 \text{ KN}$$

$$S_{v,0,d} = (8,49 * 1,5) / 4,29 = 2,97 \text{ KN/m}$$

3.4.3. Berechnung des Schubflusses Tafelabschnitt 3

[b]



$$\sum H = 0 = A_{x3} + 1,31 + 0,10$$

$$A_{x3} = -1,41 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \sum M_A = 0 &= -B_{y3} * 9,559 + 12,65 * 9,556 + 0,10 * 6,052 \\ &+ 1,31 * 6,052 - 3,35 * 5,794 - 21,60 * 4,983 \\ &+ 13,08 * 2,064 \end{aligned}$$

$$B_{y3} = 3,07 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \sum V = 0 &= A_{y3} - 23,55 - 3,67 + 8,49 + 3,35 + 21,60 \\ &- 13,08 - 12,65 + 3,07 \end{aligned}$$

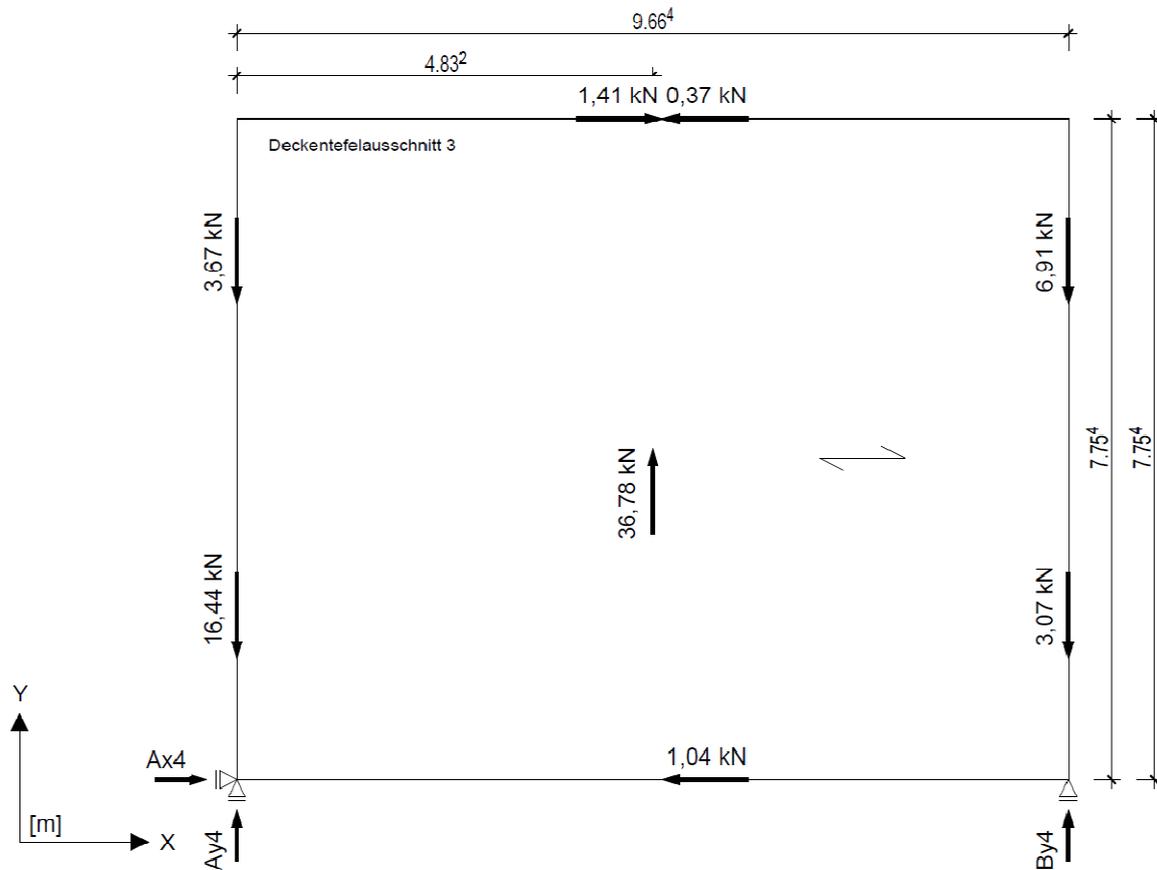
$$A_{y3} = 16,44 \text{ KN}$$

$$S_{v,0,d} = (16,44 * 1,5) / 6,052 = 4,07 \text{ KN/m}$$

⇒ $S_{v,0,d} = 4,07 \text{ KN/m} =$ der maßgebende Schubfluss in der Deckenscheibe in y-Richtung.

3.4.4. Berechnung des Schubflusses Tafelabschnitt 4

[b]



$$\sum H = 0 = A_{x4} + 1,41 - 0,37 - 1,04$$

$$A_{x4} = 0 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \sum M_A = 0 &= -B_{y4} * 9,664 + 3,07 * 9,664 + 6,91 * 9,664 \\ &\quad - 36,78 * 4,832 + 1,41 * 7,754 - 0,37 * 7,754 \end{aligned}$$

$$B_{y4} = 7,58 \text{ KN}$$

$$\sum V = 0 = A_{y4} + 36,78 - 3,07 - 6,91 - 3,67 - 16,44 + 7,58$$

$$A_{y4} = 14,27 \text{ KN}$$

$$S_{v,0,d} = (14,27 * 1,5) / 7,754 = 2,76 \text{ KN/m}$$

3.4.5. Nachweis der Scheibenbeanspruchung der Deckenscheibe (y-Richtung)

Gegeben:

$$k_{v,1} = 1,0$$

$$a_r = 62,5 \text{ cm}$$

$$k_{v,2} = 0,33$$

$$a_v = \text{gewählt: } 50 \text{ mm}$$

$$t = 25 \text{ mm}$$

[b]

$$f_{c,d} = (k_{\text{mod}} * f_{c,k}) / \gamma_m = (0,6 * 14,8 \text{ N/mm}^2) / 1,3$$

$$= 6,83 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,d} = (k_{\text{mod}} * f_{v,k}) / \gamma_m = (0,6 * 6,8 \text{ N/mm}^2) / 1,3$$

$$= 3,14 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,o,d} = 1,0 * (552,5 \text{ N} / 80 \text{ mm}) = 6,90 \text{ N/mm}$$

$$= 1,0 * 0,33 * 3,14 \text{ N/mm}^2 * 25 \text{ mm} = 25,91 \text{ N/mm}$$

$$= (1,0 * 0,33 * 3,14 \text{ N/mm}^2 * 35 * 25^2 \text{ mm}) / 625 \text{ mm} = 36,3 \text{ N/mm}$$

Nachweis

$$4,07 \text{ N/mm} / 6,90 \text{ N/mm} = 0,59 \leq 1$$

4. Grundlagen zur Bemessung der Dachtragwerke

- Nutzungsklasse 1
- Konstruktionsvollholz (KVH) C24 80/240 mm, $\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$
- OSB – Platten der technischen Klassen 3 $d = 25 \text{ mm}$

[b]

4.1.1. Eigenlast Dach

			[KN/m ²]
- Kies:	$d = 0,05 \text{ m}$	18 KN/m^3	$= 0,90$
- Bitumen – Schweißbahn:	3-lagig	$0,07 \text{ KN/m}^2$	$= 0,21$
- OSB-Platten:	$0,025 \text{ m}$	6 KN/m^3	$= 0,15$
- Mineralfaser WLK 040:	$d = 0,24 \text{ m}$	$0,01 \text{ KN/m}^2/\text{cm}$	$= 0,24$
- Balken/Rippen; $e = 62,5 \text{ cm}$	$80/240 \text{ mm}$	5 KN/m^3	$= 0,15$
- Gipsfaserplatte; 2-lagig	$d = 0,015 \text{ m}$	15 KN/m^3	$= 0,45$
Σg_k			$= 2,1 \text{ KN/m}^2$

4.1.2. Lastfallkombinationen

Nr.:	Lastfall	q_k	γ_m	q_d	KLED	φ_0	k_{mod}	LK
1	Eigenlast	2,10	1,35	2,84	ständig	1,00	0,6	4,73
2	Eigenlast entlastend	2,10	0,90	1,89	ständig	1,00	0,6	3,15
	Schnee	0,65	1,50	0,98	kurz	0,50	0,9	1,08
	Winddruck	0,12	1,50	0,18	kurz	0,60	0,9	0,20
	Windsog	-0,99	1,50	-1,49	kurz	0,60	0,9	-1,65
3	Eigenlast mit Schnee			3,81	kurz		0,9	4,23
4	Eigenlast mit Winddruck			3,02	kurz		0,9	3,35
5	Eigenlast mit Windsog			0,41	kurz		0,9	0,45
6	Eigenlast mit Schnee und Winddruck			3,92	kurz		0,9	4,35
7	Eigenlast mit Winddruck und Schnee			3,50	kurz		0,9	3,89
8	Eigenlast mit Schnee und Windsog			2,92	kurz		0,9	3,24
9	Eigenlast mit Windsog und Schnee			1,84	kurz		0,9	2,04

-> Für die Bemessung der Dachtragwerke ist der Lastfall 1, die aus Eigenlast (KLED = ständig; $k_{mod} = 0,6$) besteht, maßgebend.

-> $q_d = 2,84 \text{ KN/m}^2 * 0,625 \text{ m} = 1,775 \text{ KN/m}^2$

5. Bemessung vom Dach

[b]

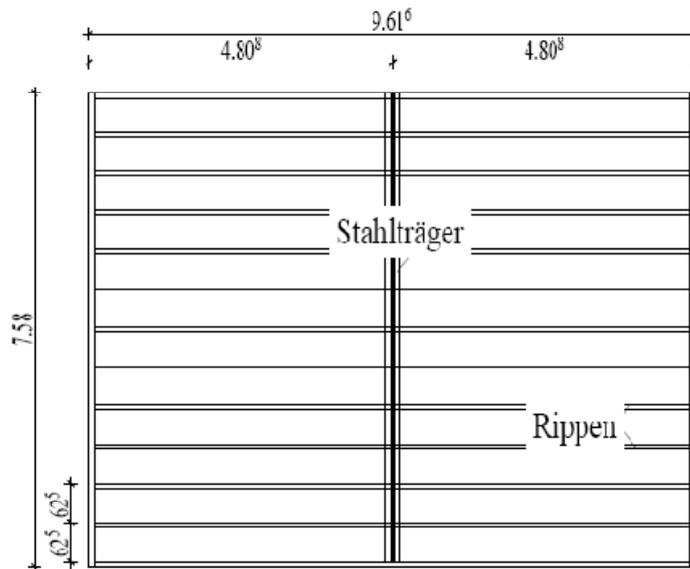


Abb. 17: Grundriss Decke Klassenraum 4

5.1. Nachweis der Rippen in den Klassenräumen

5.1.1. Nachweis der Tragfähigkeit

V_{\max}	$= 0,5 * 1,775 \text{ KN/m} * 4,808 \text{ m}$	$= 4,27 \text{ KN}$
M_{\max}	$= 0,125 * 1,775 \text{ KN/m} * 4,808^2 \text{ m}$	$= 5,13 \text{ KNm}$
W_y	$= 768 \text{ cm}^2$	
A	$= 192 \text{ cm}^2$	
N	$= B_{y,3} \text{ aus Scheibenbemessung Tafelabschnitt 3}$	$= 9,97 \text{ KN}$
$f_{m,d}$	$= (0,6 * 24 \text{ N/mm}^2) / 1,3$	$= 11,08 \text{ N/mm}^2$ $= 1,11 \text{ KN/cm}^2$
$f_{v,d}$	$= (0,6 * 2,0 \text{ N/mm}^2) / 1,3$	$= 0,92 \text{ N/mm}^2$ $= 0,092 \text{ KN/cm}^2$
$\sigma_{m,y,d}$	$= M_{\max} / W_y + N / A = 513 / 768 + 9,97 / 192$	$= 0,72 \text{ KN/cm}^2$
$\tau_{y,d}$	$= 1,5 * (Q_{y,d} / A_n) = 1,5 * (4,27 / (8 * 20))$	$= 0,04 \text{ KN/cm}^2$

Nachweise

$0,72 \text{ KN/cm}^2 / 1,11 \text{ KN/cm}^2 = 0,65 < 1$ $0,033 \text{ KN/cm}^2 / 0,092 \text{ KN/cm}^2 = 0,43 < 1$
--

5.1.2. Auflagnachweis in dem Stahlträgerprofil

$$\begin{aligned}
 F_{c,90,d} &= 4,27 \text{ KN} \\
 k_{c,90} &= 1,0 \\
 A_{ef} &= 8 \text{ cm} * 7 \text{ cm} &= 56 \text{ cm}^2 \\
 f_{c,90,d} &= (0,6 * 0,25 \text{ KN/cm}^2) / 1,3 &= 0,12 \text{ KN/cm}^2 \\
 \sigma_{c,90,d} &= 4,27 \text{ KN} / 56 \text{ cm}^2 &= 0,08 \text{ KN/cm}^2
 \end{aligned}$$

Nachweis:
 $0,08 \text{ KN/cm}^2 / (1,0 * 0,12 \text{ KN/cm}^2) = 0,67 < 1$

[b]

5.1.3. Querzugnachweis [DIN 1052 ; 11.2]

$$\begin{aligned}
 V_d &= 4,27 \text{ KN} \\
 h_e &= 5 \text{ cm} \\
 k_v &= 1 \\
 \tau_d &= 1,5 * (4,27 / (8 * 19)) &= 0,042 \text{ KN/cm}^2 \\
 f_{v,d} &= 1 * 0,125 &= 0,125 \text{ KN/cm}^2
 \end{aligned}$$

Nachweis
 $0,042 \text{ KN/cm}^2 / 0,125 \text{ KN/cm}^2 = 0,34 < 1$

5.1.4. Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

$$\begin{aligned}
 g_k &= 2,1 \text{ KN/m}^2 * 0,625 \text{ m} = 1,313 \text{ KN/m} \\
 l &= 4,81 \text{ m} \\
 E_{o,mean} &= 11000 \text{ N/mm}^2 = 1100 \text{ KN/cm}^2 \\
 I_y &= 9216 \text{ cm}^4 \\
 k_{def} &= 0,6 && \text{DIN 1052; Tab.F2} \\
 M_{max} &= 0,125 * 1,313 * 4,81^2 &= 3,80 \text{ KNm} \\
 & &= 380 \text{ KNcm} \\
 W_{g,inst} &= (380 * 481^2) / (9,6 * 1100 * 9216) &= 0,90 \text{ cm} \\
 W_{g,fin} &= 0,90 * (1 + 0,6) &= 1,44 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Nachweis
 $1,44 \text{ cm} < 1 / 200 = 481 \text{ cm} / 200 = 2,41 \text{ cm}$

5.3. Nachweis der Stütze unter den Stahlträgern

gewählt: KVH C24 160/200 mm $A = 320 \text{ cm}^2$
 $I_z = 6827 \text{ cm}^4$ $I_{ef} = 3,20\text{m}$

$$N_d = 55,07 \text{ KN}$$

$$f_{c,o,d} = (0,6 * 2,1 \text{ KN/cm}^2) / 1,3 = 0,97 \text{ KN/cm}^2$$

$$i = \sqrt{6827/320} = 4,62 \text{ cm}$$

$$\lambda = 320 / 4,62 = 69,3$$

$$k_c = 0,547$$

Nachweis:

$$(55,07 \text{ KN} / 320 \text{ cm}^2) / (0,547 * 0,97 \text{ KN/cm}^2) = 0,33 < 1$$

[b]

5.4. Nachweis der Rippen über dem Treppenhaus

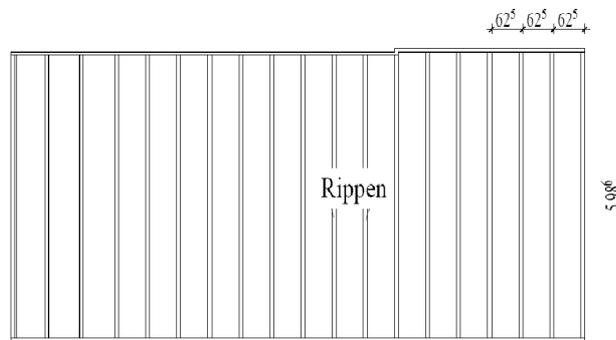


Abb. 18: Anordnung der Rippen

5.4.1. Nachweis der Tragfähigkeit

$$V_{\max} = 0,5 * 1,775 \text{ KN/m} * 5,98 \text{ m} = 5,31 \text{ KN}$$

$$M_{\max} = 0,125 * 1,775 \text{ KN/m} * 5,98^2 \text{ m} = 7,93 \text{ KNm}$$

$$N = B_{y,3} \text{ aus Scheibenbemessung Tafelabschnitt 2} = 16,02 \text{ KN}$$

$$f_{m,d} = (0,6 * 24 \text{ N/mm}^2) / 1,3 = 11,08 \text{ N/mm}^2$$

$$= 1,11 \text{ KN/cm}^2$$

$$f_{v,d} = (0,6 * 2,0 \text{ N/mm}^2) / 1,3 = 0,92 \text{ N/mm}^2$$

$$= 0,092 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{m,y,d} = M_{\max} / W_y + N / A = 793 / 768 + 16,02 / 192 = 1,11 \text{ KN/cm}^2$$

$$\tau_{y,d} = 1,5 * (Q_{y,d} / A) = 1,5 * (5,31 / (8 * 24)) = 0,042 \text{ KN/cm}^2$$

Nachweise

$$1,11 \text{ KN/cm}^2 / 1,11 \text{ KN/cm}^2 = 1 \leq 1$$

$$0,042 \text{ KN/cm}^2 / 0,092 \text{ KN/cm}^2 = 0,46 < 1$$

[b]

5.4.2. Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

$$g_k = 2,1 \text{ KN/m}^2 * 0,625 \text{ m} = 1,313 \text{ KN/m}$$

$$l = 5,98 \text{ m}$$

$$E_{o,mean} = 11000 \text{ N/mm}^2 = 1100 \text{ KN/cm}^2$$

$$I_y = 9216 \text{ cm}^4$$

$$k_{def} = 0,6$$

DIN 1052; Tab.F2

$$M_{\max} = 0,125 * 1,313 * 5,98^2 = 5,87 \text{ KNm}$$

$$= 587 \text{ KNcm}$$

$$W_{g,inst} = (587 * 598^2) / (9,6 * 1100 * 9216) = 2,16 \text{ cm}$$

$$W_{g,fin} = 2,16 * (1 + 0,6) = 3,46 \text{ cm}$$

Nachweis

$$3,46 \text{ cm} > 1 / 200 = 598 \text{ cm} / 200 = 2,99 \text{ cm}$$

Gewählt: Konstruktionsvollholz (KVH) C24 100/240 mm

$$I_y = 11520 \text{ cm}^3$$

$$W_{g,inst} = (587 * 598^2) / (9,6 * 1100 * 11520) = 1,73 \text{ cm}$$

$$W_{g,fin} = 1,73 * (1 + 0,6) = 2,77 \text{ cm}$$

Nachweis

$$2,77 \text{ cm} < 1 / 200 = 598 \text{ cm} / 200 = 2,99 \text{ cm}$$

6. Grundlagen und Bemessung der Deckentragwerke

- Nutzungsklasse 1
- Konstruktionsvollholz (KVH) C24 100/240 mm; $\rho_k = 350 \text{ kg/m}^3$
- OSB – Platten der technischen Klassen 3; $d = 25 \text{ mm}$; 2-lagig

[b]

6.1.1. Eigenlast Decke

				[KN/m ²]
- Bodenaufbau				= 0,30
- OSB-Platten, 2-lagig:	0,025 m	6 KN/m ³		= 0,30
- Mineralfaser WLK 040:	$d = 0,24 \text{ m}$	0,01 KN/m ² /cm		= 0,24
- Balken/Rippen; $e = 62,5 \text{ cm}$	80/240 mm	5 KN/m ³		= 0,15
- Gipsfaserplatte; 2-lagig	$d = 0,015 \text{ m}$	15 KN/m ³		= 0,45
			Σg_k	= 1,44 KN/m²

6.1.2. Lastfallkombinationen

Nr.:	Lastfall	q_k	γ_m	q_d	KLED	φ_0	k_{mod}	LK
1	Eigenlast	1,44	1,35	1,94	ständig	1,00	0,6	3,24
	Nutzlast (Flure und Arbeitsräume)	3,00	1,50	4,50	mittel	0,70	0,8	5,63
	Nutzlast (Treppen)	5,00	1,50	7,50	kurz	0,80	0,9	8,33
2	Eigenlast mit Nutzlast (Flure)			6,44	mittel		0,8	8,06
3	Eigenlast mit Nutzlast (Treppen)			9,44	kurz		0,9	10,49

-> Für die Bemessung der Deckentragwerke im Bereich der Treppe ist der Lastfall 6, der aus Eigenlast mit Nutzlast (KLED = kurz; $k_{mod} = 0,9$) besteht, maßgebend.

-> Für die Bemessung der Deckentragwerke im Bereich des Flures und der Klassenräume ist der Lastfall 4, der aus Eigenlast mit Nutzlast (KLED = mittel; $k_{mod} = 0,8$) besteht, maßgebend.

-> $q_d = 6,44 \text{ KN/m}^2 * 0,625 \text{ m} = 4,03 \text{ KN/m}^2$

-> $q_d = 9,44 \text{ KN/m}^2 * 0,625 \text{ m} = 5,90 \text{ KN/m}^2$

7. Bemessung von der Zwischendecke

7.1. Nachweis der Rippen im Klassenraum 1

[b]

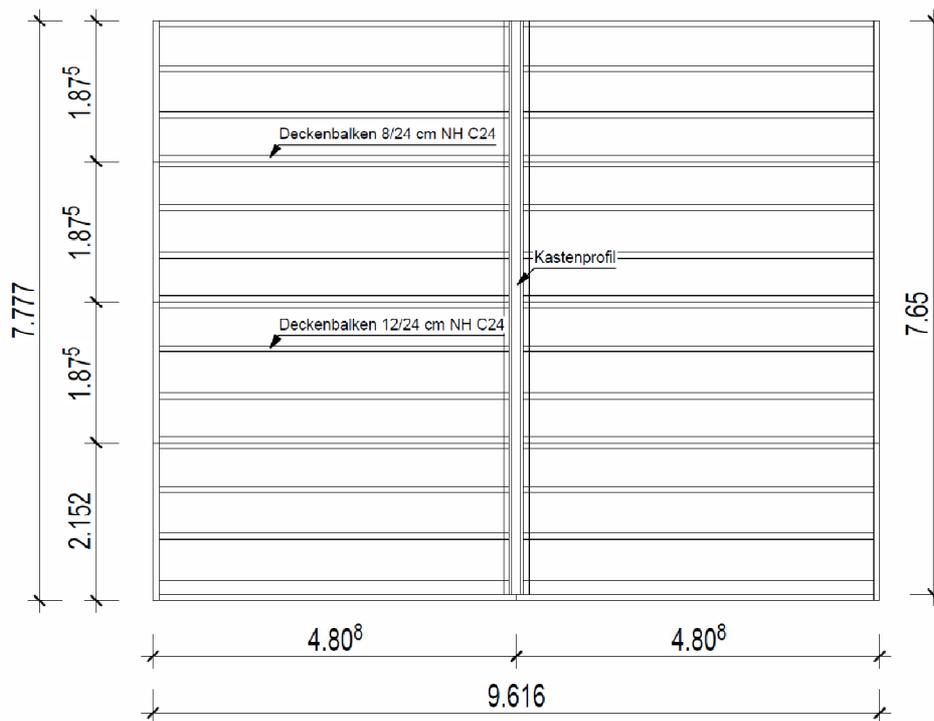


Abb. 19: Decke über dem Klassenraum 1

7.1.1. Nachweis der Tragfähigkeit

$$\begin{aligned}
 V_{\max} &= 0,5 * 4,03 \text{ KN/m} * 4,808 \text{ m} && = 9,69 \text{ KN} \\
 M_{\max} &= 0,125 * 4,03 \text{ KN/m} * 4,808^2 \text{ m} && = 11,65 \text{ KNm} \\
 N &= A_{y,4} \text{ aus Scheibenbemessung Tafelabschnitt 4} && = 14,2 \text{ KN} \\
 f_{m,d} &= (0,8 * 2,4 \text{ KN/cm}^2) / 1,3 && = 1,48 \text{ KN/cm}^2 \\
 f_{v,d} &= (0,8 * 2,0 \text{ KN/cm}^2) / 1,3 && = 0,123 \text{ KN/cm}^2 \\
 \sigma_{m,y,d} &= M_{\max} / W_y + N / A = 1165 / 1152 + 14,2 / 288 && = 1,06 \text{ KN/cm}^2 \\
 \tau_{y,d} &= 1,5 * (Q_{y,d} / A_n) = 1,5 * (9,69 / (12 * 20)) && = 0,06 \text{ KN/cm}^2
 \end{aligned}$$

Nachweise

$$\begin{aligned}
 1,06 \text{ KN/cm}^2 / 1,48 \text{ KN/cm}^2 &= 0,72 < 1 \\
 0,06 \text{ KN/cm}^2 / 0,123 \text{ KN/cm}^2 &= 0,49 < 1
 \end{aligned}$$

7.1.2. Auflagernachweis in dem Kastenprofil

$$F_{c,90,d} = 9,69 \text{ KN}$$

$$k_{c,90} = 1,0$$

$$A_{ef} = 10 \text{ cm} * 8 \text{ cm} = 80 \text{ cm}^2$$

$$f_{c,90,d} = (0,8 * 0,25 \text{ KN/cm}^2) / 1,3 = 0,15 \text{ KN/cm}^2$$

$$\sigma_{c,90,d} = 9,69 \text{ KN} / 80 \text{ cm}^2 = 0,12 \text{ KN/cm}^2$$

Nachweis:
 $0,12 \text{ KN/cm}^2 / (1,0 * 0,15 \text{ KN/cm}^2) = 0,78 < 1$

[b]

7.1.3. Querzugnachweis [DIN 1052 ; 11.2]

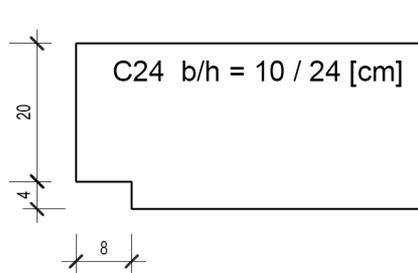


Abb. 20: Auflager Deckenbalken im Kastenprofil

Zusatzangaben: $\epsilon = 90^\circ$ $k_n = 5$ $c = 40 \text{ mm}$

$$\alpha = 20 \text{ cm} / 24 \text{ cm} = 0,833$$

$$k_\epsilon = 1 + \frac{1,1}{\tan 90 * \sqrt{24} * \tan 90} = 1,0$$

$$k_{90} = \frac{5}{\sqrt{24} * (\sqrt{0,83 * (1 - 0,83)}) + 0,8 * (\frac{4}{24}) * \sqrt{\frac{1}{0,83} - 0,83^2}} = 0,85$$

$$k_v = 0,85 * 1,0 = 0,85 < 1$$

Nachweis
 $[1,5 * (9,69 \text{ KN} / (10 \text{ cm} * 20 \text{ cm}))] / [0,85 * 0,123 \text{ KN/cm}^2] = 0,70 < 1$

7.2. Nachweis des Kastenprofils KR 1

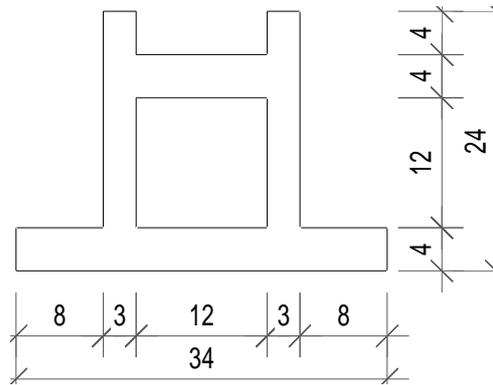


Abb. 21: Querschnitt Kastenprofil

[b]

Querschnittsangaben: Länge = 7,65 m
 $I_y = 17776,30 \text{ cm}^4$
 $W_y = 1206,25 \text{ cm}^3$
 Stahl = S 235

7.2.1. Nachweis der Tragfähigkeit

$$q_d = 9,69 \text{ KN/m} * 2 = 19,38 \text{ KN/m} * (1,00 \text{ m} / 0,625 \text{ m}) = 31,01 \text{ KN/m}$$

$$V_d = 0,5 * 31,01 \text{ KN/m} * 7,65 \text{ m} = 118,61 \text{ KN}$$

$$M_d = 0,125 * 31,01 \text{ KN/m} * 7,65^2 \text{ m} = 226,85 \text{ KNm}$$

$$R_d = 24 \text{ KN/cm}^2 / 1,1 = 21,82 \text{ KN/cm}^2$$

$$\tau_{R,d} = \frac{21,82 \text{ KN/cm}^2}{\sqrt{3}} = 12,6 \text{ KN/cm}^2$$

$$G_d = \frac{226,85 * 100}{1206,25} = 18,81 \text{ KN/cm}^2$$

$$A_{\text{Steg}} = 2 * 3 \text{ cm} * 20 \text{ cm} = 120 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{Gurt}} = 30 \text{ cm} * 4 \text{ cm} + 12 \text{ cm} * 4 \text{ cm} = 168 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\text{Gurt}}/A_{\text{Steg}} = 168 \text{ cm}^2 / 120 \text{ cm}^2 = 1,4 > 0,6$$

\Rightarrow vereinfachter Nachweis möglich

$$\tau_d = \frac{118,61}{120} = 0,99 \text{ KN/cm}^2$$

Nachweise:

$$18,81 \text{ KN/cm}^2 / 21,82 \text{ KN/cm}^2 = 0,86 < 1$$

$$0,99 \text{ KN/cm}^2 / 12,6 \text{ KN/cm}^2 = 0,078 < 1$$

7.2.2. Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

$$\begin{aligned}
 g_k &= (1,44 \text{ KN/cm}^2 + 3,0 \text{ KN/m}^2) * (9,62 \text{ m} / 2) &= 21,36 \text{ KN/m} \\
 l &= 7,65 \text{ m} \\
 E_{o,\text{mean}} &= 210000 \text{ N/mm}^2 = 21000 \text{ KN/cm}^2 \\
 M_{\text{max}} &= 0,125 * 21,36 * 7,65^2 &= 156,3 \text{ KNm} \\
 W_{g,\text{inst}} &= (15630 * 765^2) / (9,6 * 21000 * 17776,30) &= 2,55 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Nachweis
 $2,55 \text{ cm} < l / 250 = 765 \text{ cm} / 250 = 3,06 \text{ cm}$

[b]

7.2.3. Auflagernachweis unter dem Kastenprofil in der Außenwand des KR 1

$$\begin{aligned}
 F_{c,90,d} &= V_d + \text{Eigenlast Träger} \\
 &= 118,61 \text{ KN} + 9,7 \text{ KN} &= 127,69 \text{ KN} \\
 f_{c,90,d} &= (0,8 * 0,25 \text{ KN/cm}^2) / 1,3 &= 0,15 \text{ KN/cm}^2 \\
 \sigma_{c,90,d} &= 127,69 \text{ KN} / (12 \text{ cm} * (34 \text{ cm} + 2 * 3 \text{ cm})) &= 0,27 \text{ KN/cm}^2 \\
 k_{c,90} &= 1,0
 \end{aligned}$$

Nachweis:
 $0,27 \text{ KN/cm}^2 / (1,0 * 0,15 \text{ KN/cm}^2) = 1,8 > 1$

Wegen dem nicht Einhalten des Querdrucks der Kopfrippe haben wir uns entschlossen die Stützen durchlaufen zu lassen. Der Querschnitt der Stützen wird dabei aus der Kopfrippe ausgefräst.

7.2.4. Auflagernachweis unter dem Kastenprofil in der Innenwand des KR 1

$$\begin{aligned}
 F_{c,90,d} &= V_d + \text{Eigenlast Träger} \\
 &= 118,61 \text{ KN} + 9,7 \text{ KN} &= 127,69 \text{ KN} \\
 f_{c,90,d} &= (0,8 * 0,25 \text{ KN/cm}^2) / 1,3 &= 0,15 \text{ KN/cm}^2 \\
 \sigma_{c,90,d} &= 127,69 \text{ KN} / (20 \text{ cm} * (34 \text{ cm} + 2 * 3 \text{ cm})) &= 0,16 \text{ KN/cm}^2 \\
 k_{c,90} &= 1,0
 \end{aligned}$$

Nachweis:
 $0,16 \text{ KN/cm}^2 / (1,0 * 0,15 \text{ KN/cm}^2) = 1,0 \geq 1$

7.3. Nachweis der Rippen über dem Flur im EG

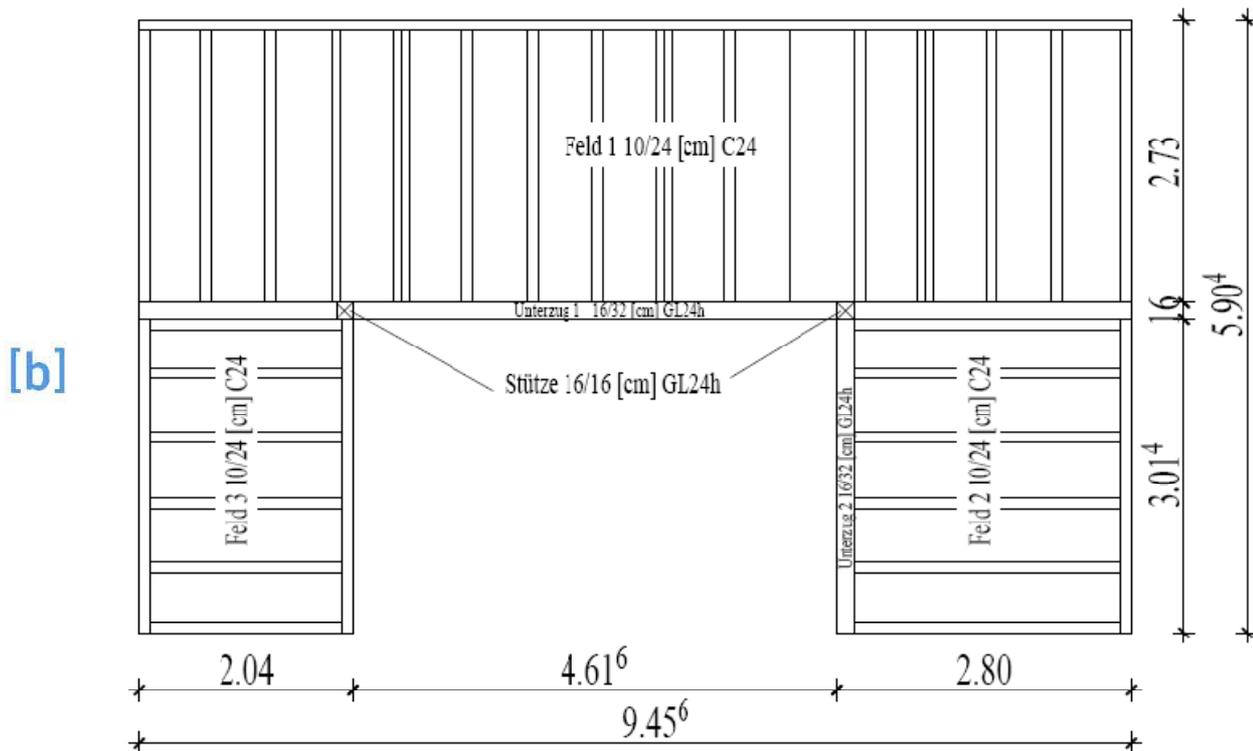


Abb. 22: Decke über dem Flur im EG

7.3.1. Nachweis der Tragfähigkeit im Feld 1

$$\begin{aligned}
 V_{\max} &= 0,5 * 5,90 \text{ KN/m} * 2,73 \text{ m} && = 8,06 \text{ KN} \\
 M_{\max} &= 0,125 * 5,90 \text{ KN/m} * 2,73^2 \text{ m} && = 5,5 \text{ KNm} \\
 N &= A_{y,3} \text{ aus Scheibenbemessung Tafelabschnitt 3} && = 16,4 \text{ KN} \\
 f_{m,d} &= (0,8 * 2,4 \text{ KN/cm}^2) / 1,3 && = 1,48 \text{ KN/cm}^2 \\
 f_{v,d} &= (0,8 * 2,0 \text{ KN/cm}^2) / 1,3 && = 0,123 \text{ KN/cm}^2 \\
 \sigma_{m,y,d} &= M_{\max} / W_y + N / A = 550 / 960 + 16,4 / 240 && = 0,64 \text{ KN/cm}^2 \\
 \tau_{y,d} &= 1,5 * (Q_{y,d} / A_n) = 1,5 * (8,06 / (10 * 20)) && = 0,06 \text{ KN/cm}^2
 \end{aligned}$$

Nachweise

$$\begin{aligned}
 0,64 \text{ KN/cm}^2 / 1,48 \text{ KN/cm}^2 &= 0,43 < 1 \\
 0,06 \text{ KN/cm}^2 / 0,123 \text{ KN/cm}^2 &= 0,50 < 1
 \end{aligned}$$

7.3.2. Nachweis der Tragfähigkeit im Feld 2

$$\begin{aligned}
 V_{\max} &= 0,5 * 5,90 \text{ KN/m} * 2,80 \text{ m} && = 8,26 \text{ KN} \\
 M_{\max} &= 0,125 * 5,90 \text{ KN/m} * 2,80^2 \text{ m} && = 5,78 \text{ KNm} \\
 N &= A_{y,3} \text{ aus Scheibenbemessung Tafelabschnitt 3} && = 16,4 \text{ KN} \\
 f_{m,d} &= (0,8 * 2,4 \text{ KN/cm}^2) / 1,3 && = 1,48 \text{ KN/cm}^2 \\
 f_{v,d} &= (0,8 * 2,0 \text{ KN/cm}^2) / 1,3 && = 0,123 \text{ KN/cm}^2 \\
 \sigma_{m,y,d} &= M_{\max} / W_y + N / A = 578 / 960 + 16,4 / 240 && = 0,67 \text{ KN/cm}^2 \\
 \tau_{y,d} &= 1,5 * (Q_{y,d} / A_n) = 1,5 * (8,26 / (10 * 20)) && = 0,06 \text{ KN/cm}^2
 \end{aligned}$$

[b]

Nachweise

$$0,67 \text{ KN/cm}^2 / 1,48 \text{ KN/cm}^2 = 0,45 < 1$$

$$0,06 \text{ KN/cm}^2 / 0,123 \text{ KN/cm}^2 = 0,50 < 1$$

7.3.3. Nachweis der Tragfähigkeit des Unterzugs 1

(GL24h b/h = 16 / 24 cm)

$$q_d = 9,44 \text{ KN/m}^2 * (2,73 \text{ m} / 2) = 12,89 \text{ KN/m}$$

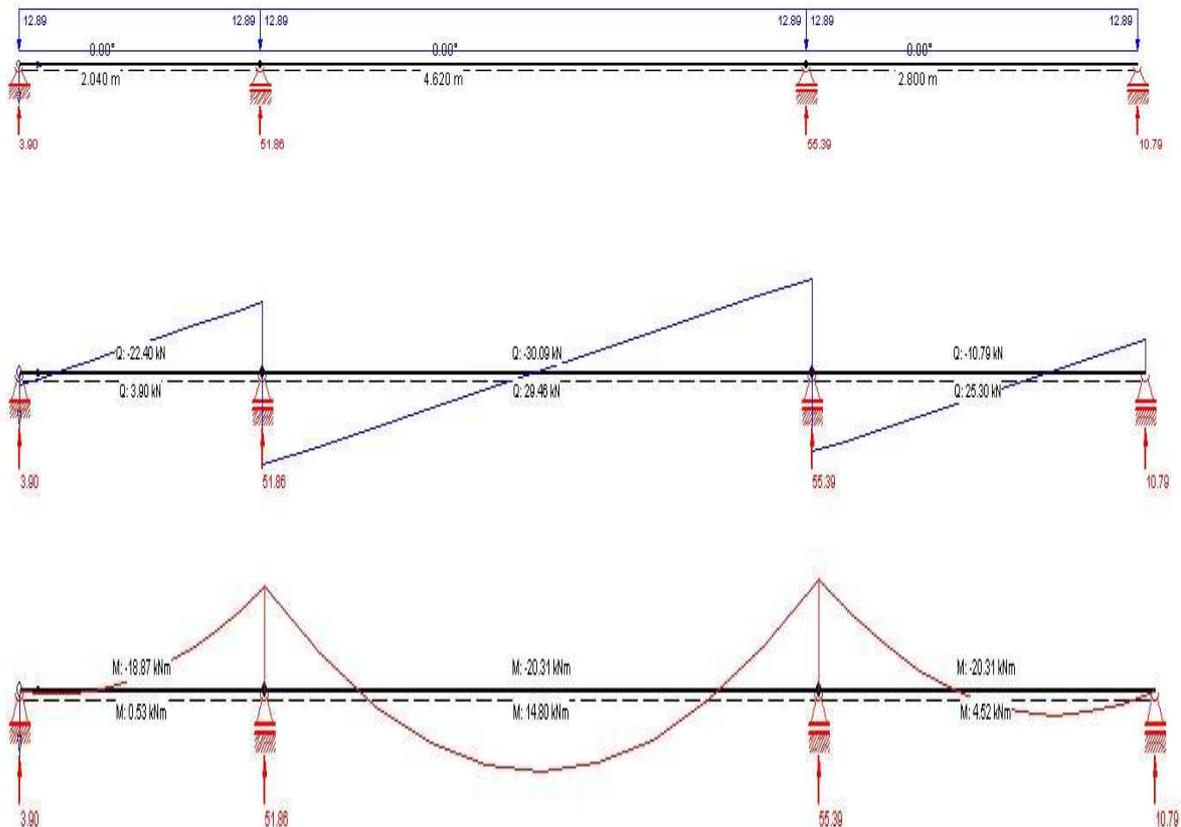


Abb. 23: Zustandslinien Unterzug 1

$$\begin{aligned}
 V_{\max} &= 30,09 \text{ KN} \\
 M_{\max} &= 20,31 \text{ KNm} \\
 f_{m,d} &= (0,8 * 2,4 \text{ KN/cm}^2) / 1,3 &= 1,48 \text{ KN/cm}^2 \\
 f_{v,d} &= (0,8 * 2,5 \text{ KN/cm}^2) / 1,3 &= 0,154 \text{ KN/cm}^2 \\
 \sigma_{m,y,d} &= M_{\max} / W_y = 2031 / 1536 &= 1,32 \text{ KN/cm}^2 \\
 \tau_{y,d} &= 1,5 * (Q_{y,d} / A) = 1,5 * (30,09 / 384) &= 0,12 \text{ KN/cm}^2
 \end{aligned}$$

Nachweise

$$1,32 \text{ KN/cm}^2 / 1,48 \text{ KN/cm}^2 = 0,89 < 1$$

$$0,12 \text{ KN/cm}^2 / 0,154 \text{ KN/cm}^2 = 0,78 < 1$$

[b]

7.3.4. Nachweis der Tragfähigkeit des Unterzugs 2

(GL24h b/h = 16 / 24 cm)

$$\begin{aligned}
 q_d &= 9,44 \text{ KN/m}^2 * (2,80 \text{ m} / 2) &= 13,22 \text{ KN/m} \\
 V_{\max} &= 0,5 * 13,22 \text{ KN/m} * 3,02 \text{ m} &= 19,96 \text{ KN} \\
 M_{\max} &= 0,125 * 13,22 \text{ KN/m} * 3,02^2 \text{ m} &= 15,07 \text{ KNm} \\
 f_{m,d} &= (0,8 * 2,4 \text{ KN/cm}^2) / 1,3 &= 1,48 \text{ KN/cm}^2 \\
 f_{v,d} &= (0,8 * 2,5 \text{ KN/cm}^2) / 1,3 &= 0,154 \text{ KN/cm}^2 \\
 \sigma_{m,y,d} &= M_{\max} / W = 1507 / 1536 &= 0,98 \text{ KN/cm}^2 \\
 \tau_{y,d} &= 1,5 * (Q_{y,d} / A) = 1,5 * (19,96 / 384) &= 0,08 \text{ KN/cm}^2
 \end{aligned}$$

Nachweise

$$0,98 \text{ KN/cm}^2 / 1,48 \text{ KN/cm}^2 = 0,66 < 1$$

$$0,08 \text{ KN/cm}^2 / 0,154 \text{ KN/cm}^2 = 0,51 < 1$$

7.5. Nachweis der Rippen im Klassenraum 2

[b]

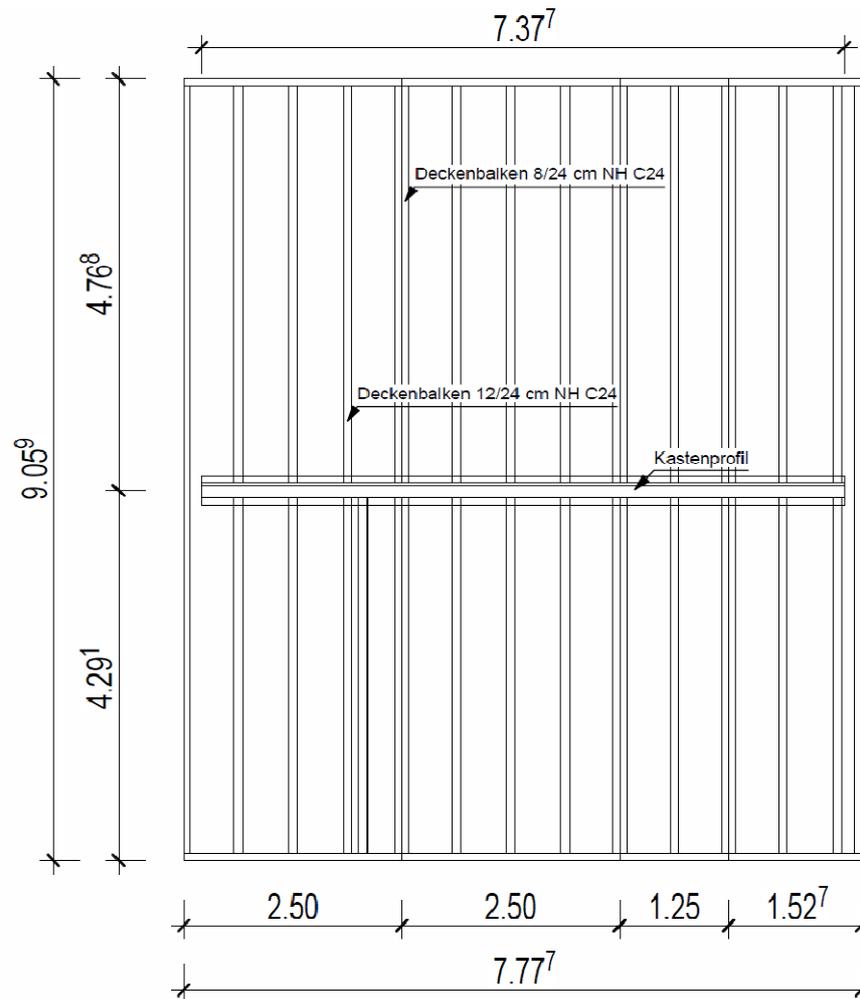


Abb. 24: Decke über dem Klassenraum 2

7.5.1. Nachweis der Tragfähigkeit

$$\begin{aligned}
 V_{\max} &= 0,5 * 5,90 \text{ KN/m} * 4,768 \text{ m} &&= 14,07 \text{ KN} \\
 M_{\max} &= 0,125 * 5,90 \text{ KN/m} * 4,768^2 \text{ m} &&= 16,77 \text{ KNm} \\
 N &= B_{y,2} \text{ aus Scheibenbemessung Tafelabschnitt 2} &&= 19,40 \text{ KN} \\
 f_{m,d} &= (0,8 * 2,4 \text{ KN/cm}^2) / 1,3 &&= 1,48 \text{ KN/cm}^2 \\
 f_{v,d} &= (0,8 * 2,0 \text{ KN/cm}^2) / 1,3 &&= 0,123 \text{ KN/cm}^2 \\
 \sigma_{m,y,d} &= M_{\max} / W_y + N / A = 1507 / 1152 + 19,40 / 288 &&= 1,37 \text{ KN/cm}^2 \\
 \tau_{y,d} &= 1,5 * (Q_{y,d} / A_n) = 1,5 * (13,33 / (12 * 20)) &&= 0,08 \text{ KN/cm}^2
 \end{aligned}$$

Nachweise

$$1,37 \text{ KN/cm}^2 / 1,48 \text{ KN/cm}^2 = 0,91 < 1$$

$$0,08 \text{ KN/cm}^2 / 0,123 \text{ KN/cm}^2 = 0,65 < 1$$

7.5.2. Auflagnachweis in dem Kastenprofil

$$\begin{aligned}
 F_{c,90,d} &= 13,33 \text{ KN} \\
 k_{c,90} &= 1,0 \\
 A_{ef} &= 12 \text{ cm} * 8 \text{ cm} &= 96 \text{ cm}^2 \\
 f_{c,90,d} &= (0,8 * 0,25 \text{ KN/cm}^2) / 1,3 &= 0,15 \text{ KN/cm}^2 \\
 \sigma_{c,90,d} &= 13,33 \text{ KN} / 96 \text{ cm}^2 &= 0,14 \text{ KN/cm}^2
 \end{aligned}$$

Nachweis:
 $0,14 \text{ KN/cm}^2 / (1,0 * 0,15 \text{ KN/cm}^2) = 0,93 < 1$

[b]

7.5.3. Querzugnachweis [DIN 1052 ; 11.2]

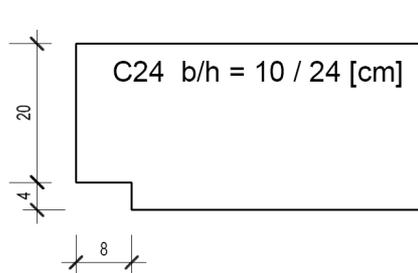


Abb. 25: Auflager Deckenbalken im Kastenprofil

Zusatzangaben: $\epsilon = 90^\circ$ $k_n = 5$ $c = 40 \text{ mm}$
 $\alpha = 20 \text{ cm} / 24 \text{ cm} = 0,833$

$$\begin{aligned}
 k_\epsilon &= 1 + \frac{1,1}{\tan 90 * \sqrt{24} * \tan 90} &= 1,0 \\
 k_{90} &= \frac{5}{\sqrt{24} * (\sqrt{0,83 * (1 - 0,83)}) + 0,8 * (\frac{4}{24}) * \sqrt{\frac{1}{0,83} - 0,83^2}} &= 0,85 \\
 k_v &= 0,85 * 1,0 &= 0,85 < 1
 \end{aligned}$$

Nachweis
 $[1,5 * (13,33 \text{ KN} / (10 \text{ cm} * 20 \text{ cm}))] / [0,85 * 0,123 \text{ KN/cm}^2] = 0,96 < 1$

7.6. Nachweis des Kastenprofils KR 2

[b]

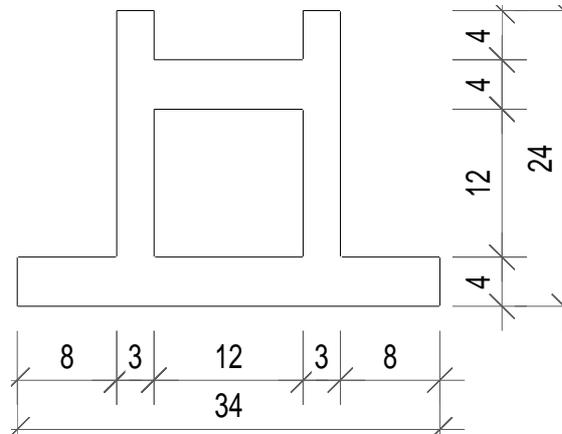


Abb. 26: Querschnitt Kastenprofil

Querschnittsangaben: Länge = 7,38 m
 $I_y = 17776,30 \text{ cm}^4$
 $W_y = 1206,25 \text{ cm}^3$
 Stahl: = S 355

7.6.1. Nachweis der Tragfähigkeit

$$q_d = 13,33 \text{ KN/m} * 2 = 26,66 \text{ KN/m} * (1,00 \text{ m} / 0,625 \text{ m}) = 42,66 \text{ KN/m}$$

$$V_d = 0,5 * 42,66 \text{ KN/m} * 7,38 \text{ m} = 157,4 \text{ KN}$$

$$M_d = 0,125 * 42,66 \text{ KN/m} * 7,38^2 \text{ m} = 290,43 \text{ KNm}$$

$$R_d = 36 \text{ KN/cm}^2 / 1,1 = 32,73 \text{ KN/cm}^2$$

$$\tau_{R,d} = \frac{32,73 \text{ KN/cm}^2}{\sqrt{3}} = 18,9 \text{ KN/cm}^2$$

$$G_d = \frac{290,43 * 100}{1206,25} = 24,08 \text{ KN/cm}^2$$

$$A_{\text{Steg}} = 2 * 3 \text{ cm} * 20 \text{ cm} = 120 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{Gurt}} = 30 \text{ cm} * 4 \text{ cm} + 12 \text{ cm} * 4 \text{ cm} = 168 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\text{Gurt}} / A_{\text{Steg}} = 168 \text{ cm}^2 / 120 \text{ cm}^2 = 1,4 > 0,6$$

=> vereinfachter Nachweis möglich

$$\tau_d = \frac{157,4}{120} = 1,31 \text{ KN/cm}^2$$

Nachweise:

$$24,08 \text{ KN/cm}^2 / 32,73 \text{ KN/cm}^2 = 0,74 < 1$$

$$1,31 \text{ KN/cm}^2 / 18,9 \text{ KN/cm}^2 = 0,07 < 1$$

7.6.2. Nachweis der Gebrauchstauglichkeit

$$g_k = (1,44 \text{ KN/cm}^2 + 3,0 \text{ KN/m}^2) * (9,04 \text{ m} / 2) = 20,07 \text{ KN/m}$$

$$l = 7,62 \text{ m}$$

$$E_{o,\text{mean}} = 210000 \text{ N/mm}^2 = 21000 \text{ KN/cm}^2$$

$$M_{\text{max}} = 0,125 * 20,07 * 7,62^2 = 145,7 \text{ KNm}$$

$$W_{g,\text{inst}} = (14570 * 738^2) / (9,6 * 21000 * 17776,30) = 2,21 \text{ cm}$$

Nachweis

$$2,21 \text{ cm} < 1 / 250 = 762 \text{ cm} / 250 = 3,05 \text{ cm}$$

[b]

8. Nachweise der Fensterstürze und deren Stützen der KR 1 und 4

[b]

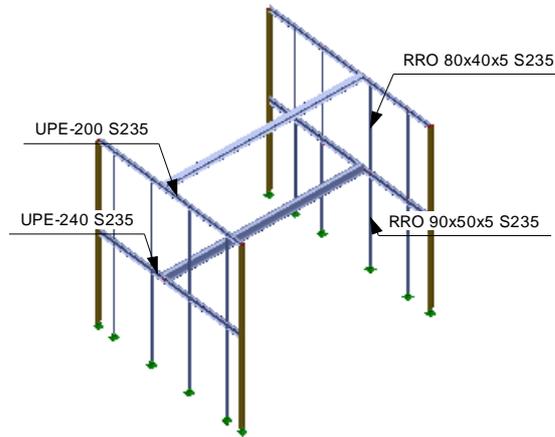


Abb. 27: Fensterstürze und deren Stützen im KR 1 und 4

8.1. Nachweis Fenstersturz UPE-200 KR 4 (OG)

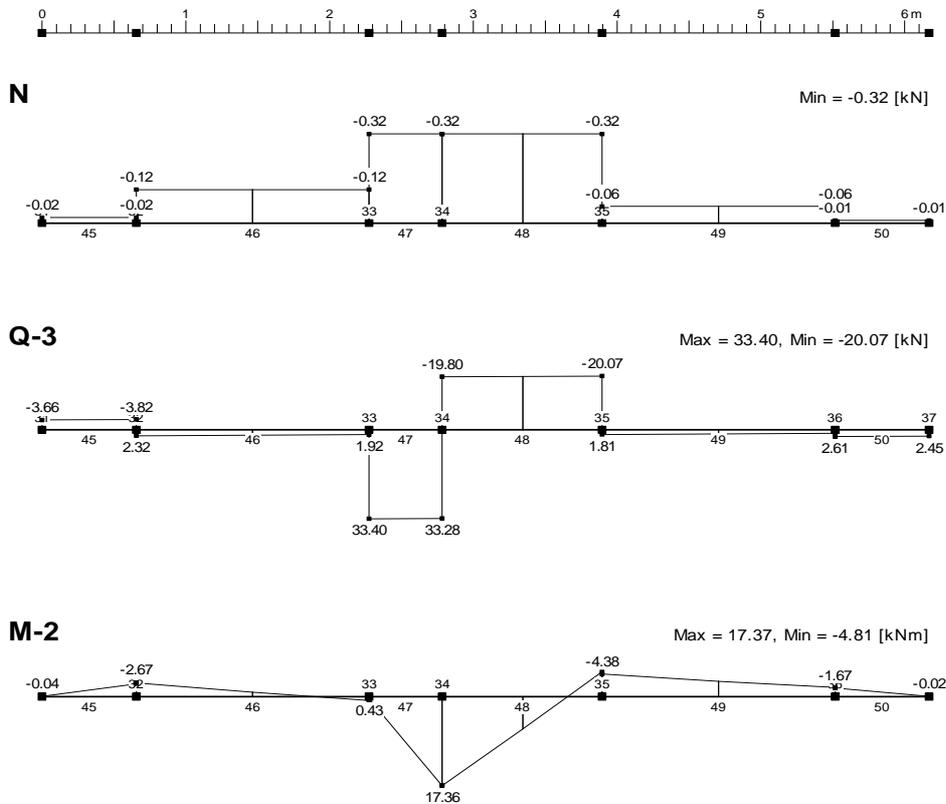


Abb. 28: Zustandslinien des UPE - 200

Querschnittsangaben:	$f_k = 21 \text{ KN/cm}^2$	$A_{\text{STEG}} = 11,30 \text{ cm}^2$
	$W_y = 191 \text{ cm}^3$	$A_{\text{GURT}} = 17,70 \text{ cm}^2$
	Stahl = S 235	

8.1.1. Nachweis der Tragfähigkeit

$V_{d,UZ}$		= 50,79 KN
$V_{d,max}$		= 33,4 KN
$M_{d,max}$		= 17,36 KNm
$R_d = 24 \text{ KN/cm}^2 / 1,1$		= 21,82 KN/cm ²
$\tau_{R,d} = \frac{21,82 \text{ KN/cm}^2}{\sqrt{3}}$		= 12,6 KN/cm ²
$G_d = \frac{17,36 \cdot 100}{191}$		= 9,09 KN/cm ²
$\tau_d = \frac{33,4}{11,3}$		= 2,96 KN/cm ²

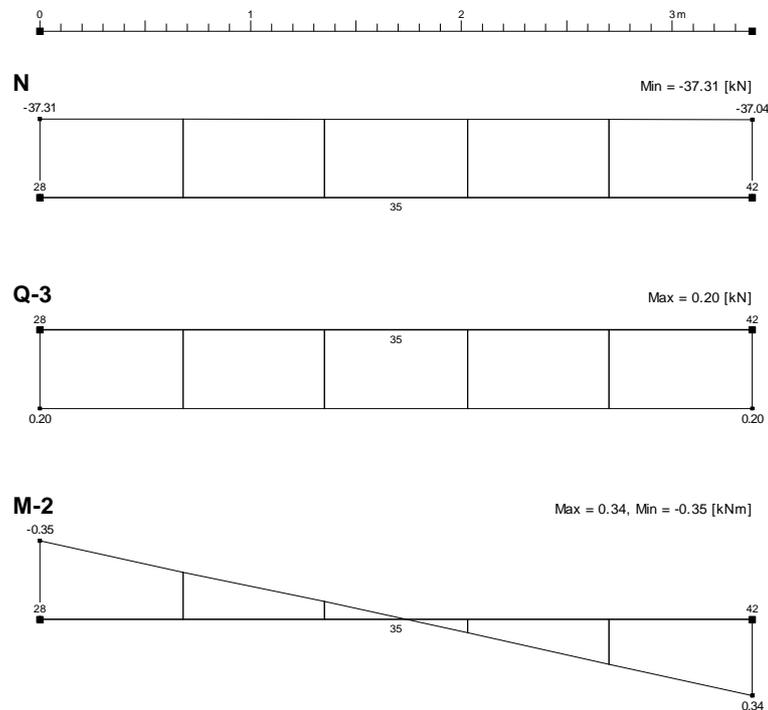
Nachweise:

$$9,09 \text{ KN/cm}^2 / 21,82 \text{ KN/cm}^2 = 0,42 < 1$$

$$2,96 \text{ KN/cm}^2 / 12,6 \text{ KN/cm}^2 = 0,23 < 1$$

[b]

8.2. Nachweis der Stützen RRO_{max} 80x40x5 (OG)



[b]

Abb. 29: Zustandslinien der Stütze im OG

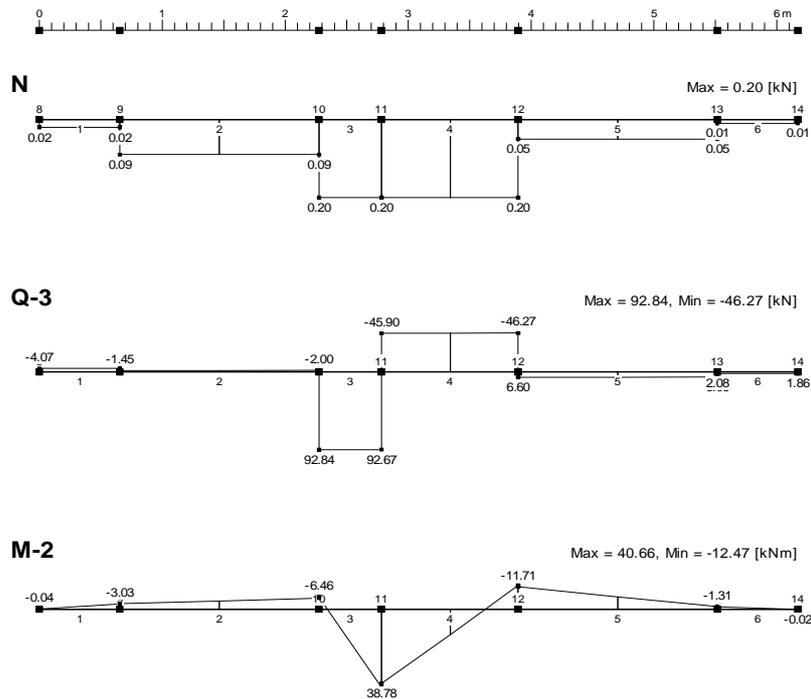
Querschnittsangaben:	$f_k = 21 \text{ KN/cm}^2$	$A = 10,10 \text{ cm}^2$
	$i_z = 1,53 \text{ cm}^3$	$l = 2,02 \text{ m}$
	Stahl = S 235	$\lambda_a = 92,9$

8.2.1. Nachweis der Tragfähigkeit

$N_{d,max}$		= 37,28 KN
s_k	= $\beta * l =$	= 202 cm
λ_k	= $s_k / i_z = 202 / 1,53 =$	= 132,03
$\bar{\lambda}_k$	= $\lambda_k / \lambda_a = 132,03 / 92,9 =$	= 1,42
κ	= 0,41	
$N_{pl,d}$	= $A * (f_k / \gamma_M) = 10,1 / (24 / 1,1) =$	= 220,36 KN

Nachweis
$37,28 \text{ KN} / (0,41 * 220,36 \text{ KN}) = 0,41 < 1$

8.3. Nachweis Fenstersturz UPE-240 KR 2 (EG)



[b]

Abb. 30: Zustandslinien der UPE 240

Querschnittsangaben: $f_k = 21 \text{ KN/cm}^2$ $A_{\text{STEG}} = 15,05 \text{ cm}^2$
 $W_y = 300 \text{ cm}^3$ $A_{\text{GURT}} = 22,50 \text{ cm}^2$
 Stahl = S 235

8.3.1. Nachweis der Tragfähigkeit

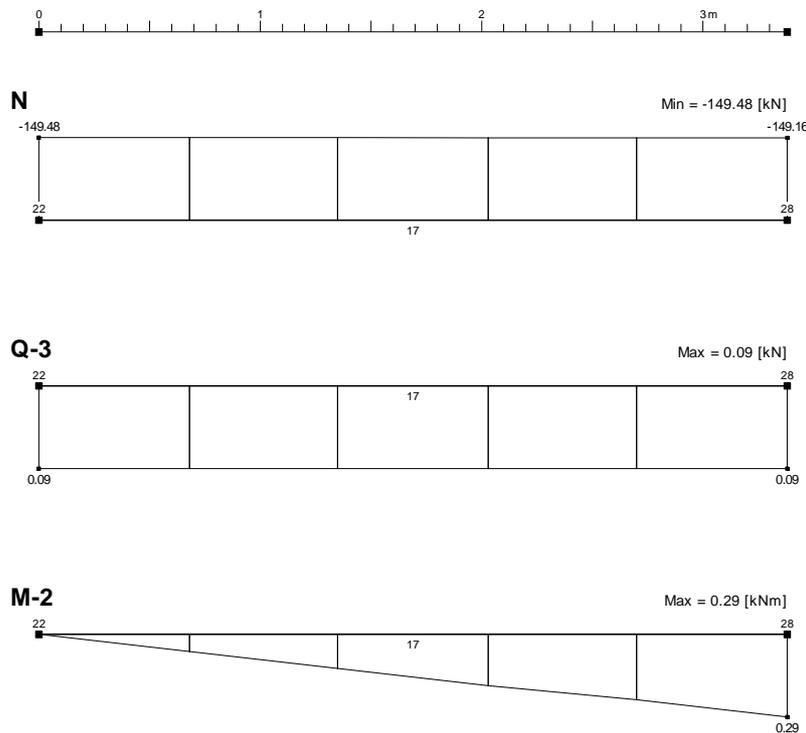
$$\begin{aligned}
 V_{d, \text{UZ}} &= 129,7 \text{ KN} \\
 V_{d, \text{max}} &= 92,84 \text{ KN} \\
 M_{d, \text{max}} &= 38,78 \text{ KNm} \\
 R_d &= 24 \text{ KN/cm}^2 / 1,1 = 21,82 \text{ KN/cm}^2 \\
 \tau_{R, d} &= \frac{21,82 \text{ KN/cm}^2}{\sqrt{3}} = 12,6 \text{ KN/cm}^2 \\
 G_d &= \frac{38,78 \cdot 100}{300} = 12,93 \text{ KN/cm}^2 \\
 \tau_d &= \frac{92,84}{15,05} = 6,17 \text{ KN/cm}^2
 \end{aligned}$$

Nachweise:

$$12,93 \text{ KN/cm}^2 / 21,82 \text{ KN/cm}^2 = 0,59 < 1$$

$$6,17 \text{ KN/cm}^2 / 12,6 \text{ KN/cm}^2 = 0,49 < 1$$

8.4. Nachweis der Stütze RRO_{max} 90x50x5 (EG)



[b]

Abb. 31: Zustandslinien der Stütze im EG

Querschnittsangaben:	$f_k = 21 \text{ KN/cm}^2$	$A = 12,10 \text{ cm}^2$
	$i_z = 1,93 \text{ cm}^3$	$l = 2,02 \text{ m}$
	Stahl = S 235	$\lambda_a = 92,9$

8.4.1. Nachweis der Tragfähigkeit

$N_{d,max}$		= 149,48 KN
s_k	= $\beta * 1 =$	= 202 cm
λ_k	= $s_k / i_z = 202 / 1,93 =$	= 104,66
$\bar{\lambda}_K$	= $\lambda_k / \lambda_a = 104,66 / 92,9 =$	= 1,13
κ	= 0,58	
$N_{pl,d}$	= $A * (f_k / \gamma_M) = 12,1 / (24 / 1,1) =$	= 264 KN

Nachweis

$$149,48 \text{ KN} / (0,58 * 264 \text{ KN}) = 0,98 < 1$$

9. Horizontalkräfte zwischen den Dach- und Deckentafelausschnitten

Um die Weiterleitung der Horizontalkräfte zwischen den Deckentafelausschnitten zu gewährleisten müssen an einigen Stellen zusätzliche Rippen eingefügt werden. Diese

[b] Rippen müssen mit folgendem Anschluss an die Randrippe des anzuschließenden Deckentafelausschnittes verbunden werden. Übersicht über zusätzliche Rippen und Anordnung der Lochblechanschlüsse in der Erdgeschossdecke:

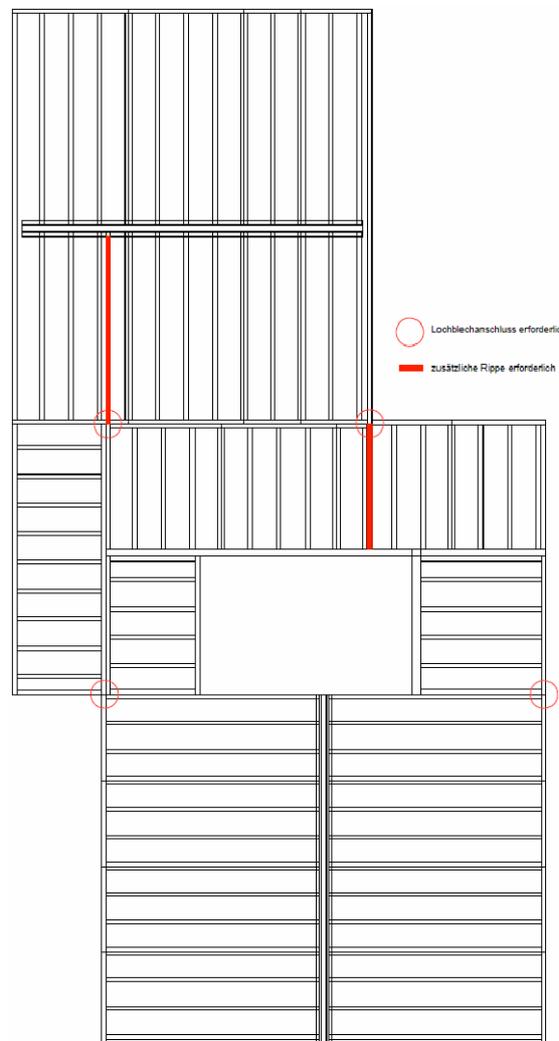
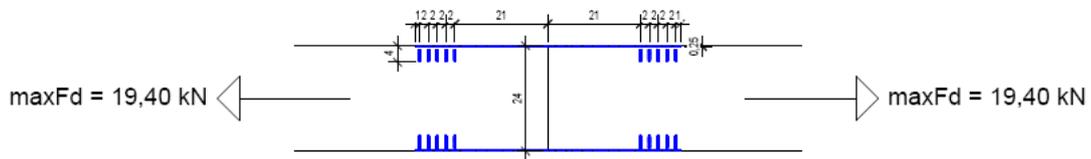


Abb. 32: Übersicht über zusätzliche Rippen und Verstärkungen

Hierzu wird ein Lochblech der Firma „SIMPSON Strong-Tie“ in die Rippe eingefräst. Das Lochblech wird dann an beiden Rippen mit Kammnägeln, ebenfalls der Firma „SIMPSON Strong-Tie“ (Produktbezeichnung: CNA 4,0 x 40), vernageln.



[b]

Abb. 33: Detailpunkt: Ripperverbindung

9.1. Nachweis der Verbindung:

Nachweis der CNA Kammnägeln mit Berücksichtigung des „Einhängeeffektes“ bei den CNA Kammnägeln (mit R_k nach Gl. 229 nach DIN 1052:2008-12; C24; $k_{mod} = 0,9$)

$$\begin{aligned}
 \text{CNA 4,0 x 40 Kammnagel} \quad n &= 2 * 12 && = 24 \\
 R_d &= 24 * R_{k,d} \\
 R_d &= 24 * 1,20 \text{ KN} && = 28,8 \text{ KN} \\
 F_{d,max} &= 19,40 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Nachweis

$$F_d / R_d = 19,40 / 28,8 = 0,67 < 1$$

Mindestabstände der Verbindungsmittel werden durch die Lochanordnung im Lochblech automatisch eingehalten.

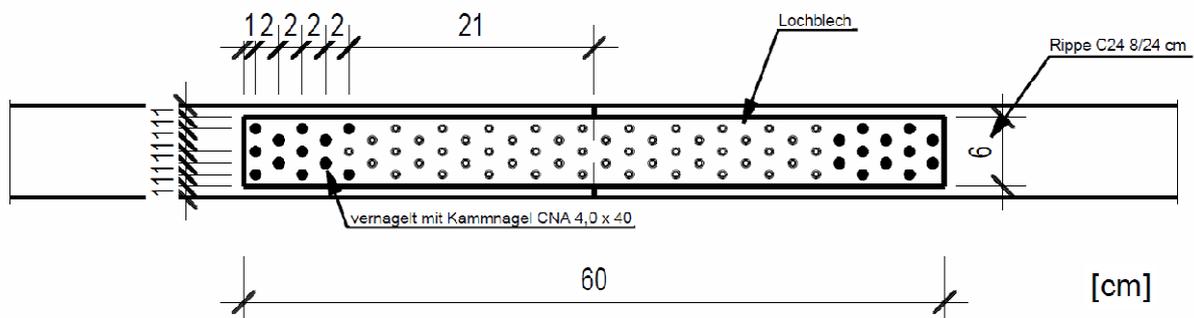


Abb. 34: Mindestabstände der Verbindungsmittel

9.2. Nachweis des Bleches:

Gewählt: - Lochblech 60 x 600 x 2,5
 - Material S250 GD+Z 275 nach DIN EN 10326:2004

Streckgrenze $R_{eH} \geq 250 \text{ N/mm}^2$

$$f_{y,k} = 250 \text{ N/mm}^2;$$

$$\gamma_M = 1,1$$

$$f_{y,d} = 250 \text{ N/mm}^2 / 1,1 = 227,3 \text{ N/mm}^2 = \sigma_{R,d}$$

$$A_{ef1} = 0,75 * 2,5 * 60 = 112,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{ef} = 112,5 * 2 = 225 \text{ mm}^2$$

$$\sigma_d = F_{d,max} / A_{ef} = 19400 \text{ N} / 225 \text{ mm}^2 = 86,22 \text{ N/mm}^2$$

Nachweis

$$\sigma_d / \sigma_{R,d} = 86,22 / 227,3 = 0,38 < 1$$

9.3. Ausführung des Anschlusses:

Der Anschluss wird so ausgeführt, dass das untere Lochblech schon an der einen Rippe, des schon auf der Wand aufliegendem Deckentafelmoduls, vernagelt ist. Die Rippe des zweiten aufzulegenden Deckentafelmoduls wird dann von unten mit dem Lochblech vernagelt. Das obere Lochblech wird dann nachträglich von oben, durch eine Revisionsöffnung mit den beiden Rippen verbunden.

[b]

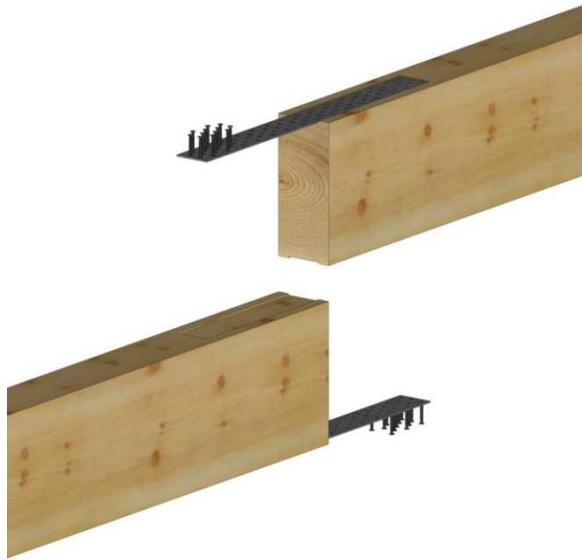
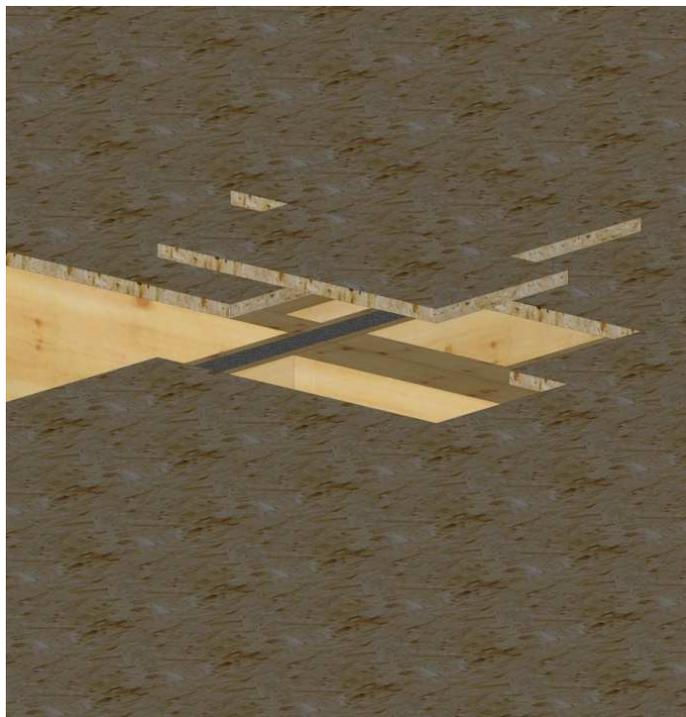


Abb. 35: Anschluss Rippen mit Stahlblech



1.

Abb. 36: Anschluss Rippen mit Stahlblech

10. Beanspruchbarkeit der Verbindungsmittel der Dach- und Deckenscheiben

Bei allen nachgewiesenen Tafeln wird die Beplankung mit den gleichen Klammern an den Rippen angeschlossen. Die unterschiedliche Tragfähigkeit der Klammern bei den Dach- und Wandtafeln ergibt sich durch die verschiedenen Lochleibungsfestigkeiten und Dicken der Beplankungsmaterialien.

[b]

Der k_{mod} -Wert mit 0,9 ergibt sich aus KLED = kurz für Erdbeben bei einer Nutzungsklasse von 1.

Gewählte Klammern: Senco 1,83 x 64 mm; Zulassung: Z-9.1-1976

Angaben aus der Prüfbescheinigung: Zugfestigkeit $f_{u,k} = 800 \text{ N/mm}^2$

Gewählte Beplankung: OSB – Platten der technischen Klasse 3; $d = 25 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
 M_{y,k} &= 0,3 * 800 * 1,83^{2,6} && = 1155 \text{ Nmm} \\
 f_{h,1,k} &= 65 * 1,83^{-0,7} * 25^{0,1} && = 58,75 \text{ N/mm}^2 \\
 f_{h,2,k} &= 0,082 * 350 * 1,83^{-0,3} && = 24 \text{ N/mm}^2 \\
 \beta &= 24 \text{ N/mm}^2 / 58,75 \text{ N/mm}^2 && = 0,41 \\
 t_{1,req} &= 7 * 1,83 \quad (\text{nach Tabelle 11}) && = 13 \text{ mm} \\
 &=> 13 \text{ mm} < 25 \text{ mm} \quad => \text{keine Abminderung} \\
 t_{2,req} &= 1,15 * 2 * 11 + 0,41 * 2 * 1155 / 24 * 1,83 && = 21,72 \text{ mm} \\
 &=> 21,72 \text{ mm} \leq 25 \text{ mm} \quad => \text{keine Abminderung} \\
 &=> 8 * 1,83 \text{ mm} = 14,64 \text{ mm} < 21,74 \text{ mm} \quad (\text{nach 12.7(7)}) \\
 R_k &= 0,8 * \sqrt{2 * 1155 * 58,75 * 1,83} && = 399 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Beanspruchbarkeit auf Abscheren der Dach- und Deckentafelklammern:

$$R_d = (2 * 399 * 0,9) / 1,3 = 552,5 \text{ N}$$

11. Bemessung der Beanspruchung senkrecht zum Rand

11.1. max. Windlast pro Meter an der Außenfassade

[b]

Druckbeiwerte Windsog: = 0,5

Winddruck: = 0,8

Lasteinzugsfläche = 3,30 m

Windlast = 0,59 KN/m²

Beanspruchung senkrecht zur Plattenebene:

$$S_{v,90,k} = (0,59 \text{ KN/m}^2 * 0,8 + 0,59 \text{ KN/m}^2 * 0,5) * 3,30 \text{ m} = 2,53 \text{ KN/m}$$

11.2. max. Erdbebenlast von der Zwischendecke

max. Masse Wand = 1,67 KN/m

Erdbeschleunigung normal = 9,81 m/s²Erdbeschleunigung aus Erdbeben = 0,6 m/s²

Beanspruchung senkrecht zur Plattenebene:

$$S_{v,90,k} = (1,67 / 9,81) * 0,6 = 0,102 \text{ KN/m}$$

Da der maximale Windangriff an der Außenfassade größer ist als die maximale Einwirkung aus Erdbeben haben wir für den Nachweis des Schubflusses senkrecht zur Plattenebene mit der maximalen Windeinwirkung geführt.

Die Nachweiserfüllung befindet sich im Abschnitt: "Nachweis der Scheibenbeanspruchung der Dachscheibe (y-Richtung)" auf Seite 31.

12. Nachweis der örtlichen Mindesttragfähigkeit

12.1. 1.Lösungsansatz

Holzwerkstoff:	= OSB 3	$d = 2 * 25 \text{ mm}$
Beplankungsdicke h_f	= $2 * 2,5 = 5,0 \text{ [cm]}$	
Rippen:	= 10/ 24 [cm] C24	
Rippenabstand:	= $62,5 \text{ [cm]}$	
Nutzlast:	= Kategorie C1	$q_K = 5,0 \text{ KN/cm}^2$ $Q_K = 4,0 \text{ KN/cm}^2$
Nutzungsklasse:	= 1	
KLED:	= mittel	
	=> $K_{mod} = 0,7$	$\gamma_M = 1,3$
Bemessungswert der Biegefestigkeit OSB 3	$f_{m,y,d} = 0,80 \text{ KN/cm}^2$	
Bemessungswert der Schubfestigkeit OSB 3	$f_{v,d} = 0,05 \text{ KN/cm}^2$	

Annahme: Belastung für ein Geschoss von einem Schulgebäude

- Die Einzellast Q_K braucht beim Nachweis mit der Flächenlast q_k nicht überlagert werden.

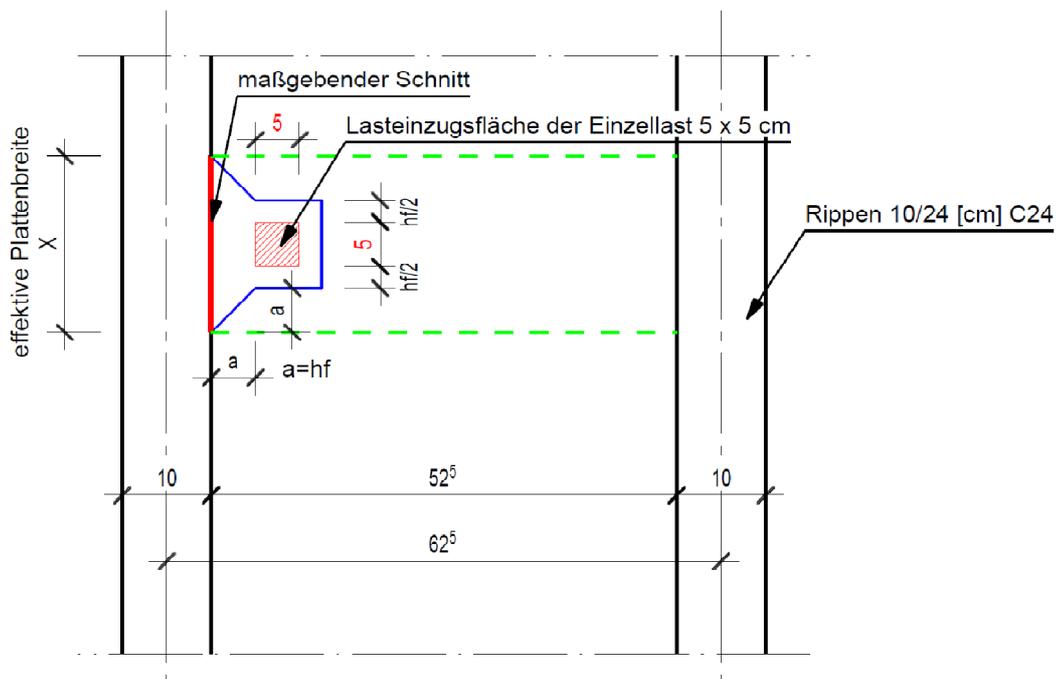


Abb. 37: Systemansicht Mindesttragfähigkeit [cm]

12.1.1. Vorgehen

Die Einzellast im Abstand der Plattendicke von der Rippenaußenkante stellen.

- dadurch keine Abminderung der Querkraft
- ungünstigster Fall

Der für die Bemessung maßgebende Schnitt ist direkt an der Außenkante der Rippe.

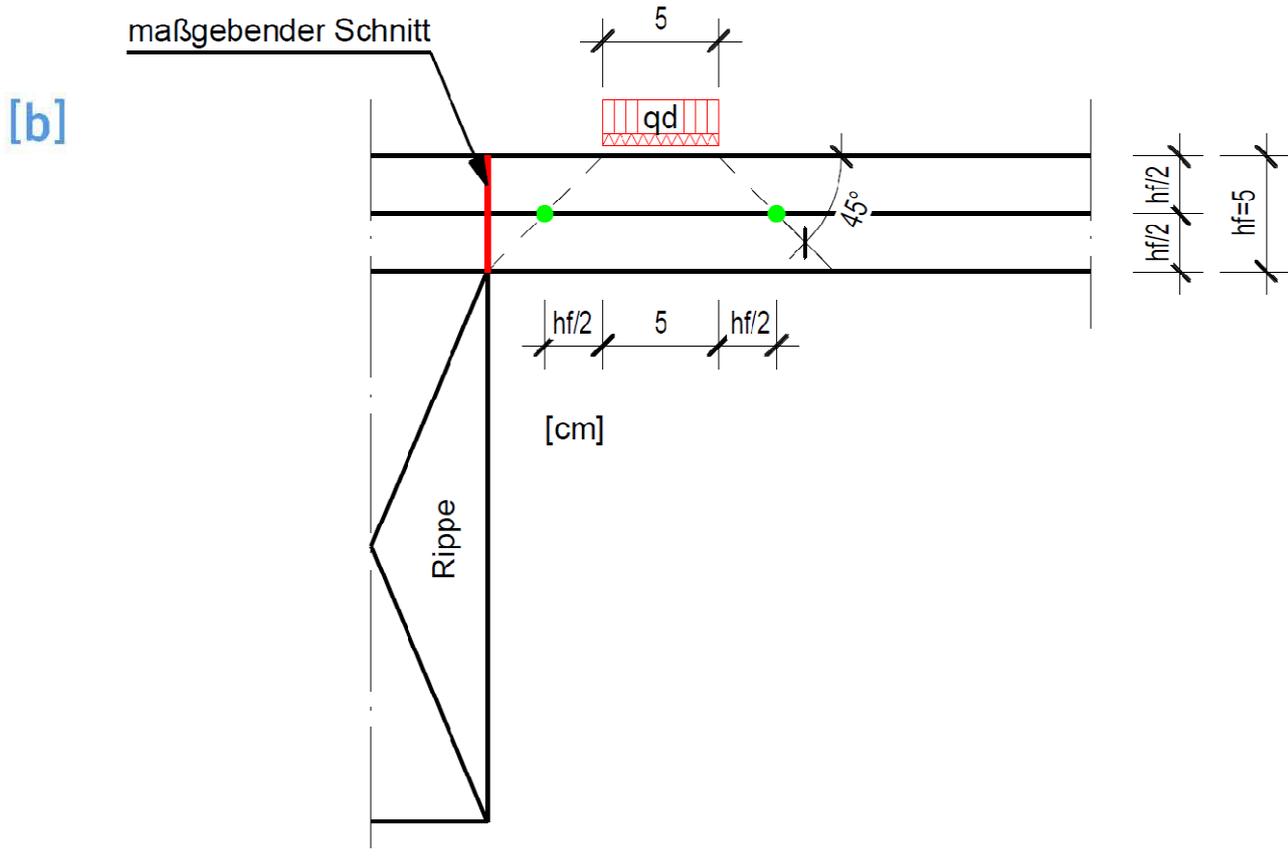


Abb. 38: Systemschnitt

Effektive Plattenbreite für den Nachweis:

$$\begin{aligned}
 X &= a + h_f/2 + 5 + h_f/2 + a \\
 &= 5 + 2,5 + 5 + 2,5 + 5 = 20 \quad [\text{cm}]
 \end{aligned}$$

Querschnittsfläche für den Schubspannungsnachweis

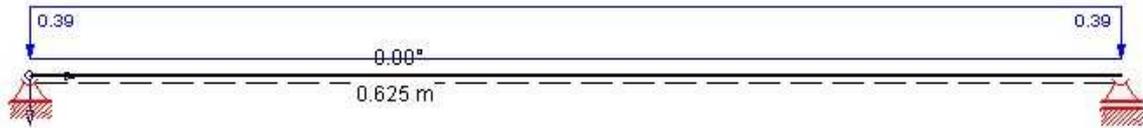
$$A_{ef} = x * h_f = 20 * 5,0 = 100 \quad [\text{cm}^2]$$

12.1.2. Einwirkungen:

Eigengewicht aus Fußbodenaufbau $q_d = 1,94 \text{ KN/m}^2$

Mit der Lasteinzugsbreite der Platte: $q_d = 1,94 \text{ KN/m}^2 * 0,20 \text{ m} = 0,39 \text{ KN/m}$

→ als statisches System der Platte (Einfeldträger)



[b]

Abb. 39: Statisches System der Platte (Einfeldträger)

$$A_{v,d} = 0,39 * 0,625 * 0,5 = 0,12 \text{ KN}$$

$$\text{Aus Nutzlast: } q_d = 1,5 * 4,0 = 6 \text{ KN}$$

Gesamtauflagerlast:

$$A_{v,d} = V_{Ed} = 0,12 + 6,0 = 6,12 \text{ [KN]}$$

Schubspannung:

$$\tau_d = 1,5 * (6,12 / 100) = 0,09 \text{ [KN/cm}^2\text{]}$$

Nachweis

$$\tau_d / f_{v,d} = 0,09 / 0,05 = 1,8 > 1,0$$

Nachweis der Biegetragfähigkeit wird im Allgemeinen nicht maßgebend.

Deshalb wird dieser hier nicht weiter betrachtet.

12.2. 2.Lösungsansatz

In diesem Lösungsansatz werden die räumlichen Gegebenheiten des Deckenaufbaus, Rippen oder Rippenabstand, nicht betrachtet. Es wird nur der örtliche Bereich direkt neben der Lasteinzugsfläche der Einzellast Q_k betrachtet. Der Winkel des Ausbruchskegels der OSB-Platte wird mit 45° angenommen. Die äußeren Ecken des Ausbruchskegels der oberen Beplankung werden nicht bei der Weiterleitung der Last mit hinzugezogen weil die genauere Bruchmechanik uns nicht bekannt ist.

[b]

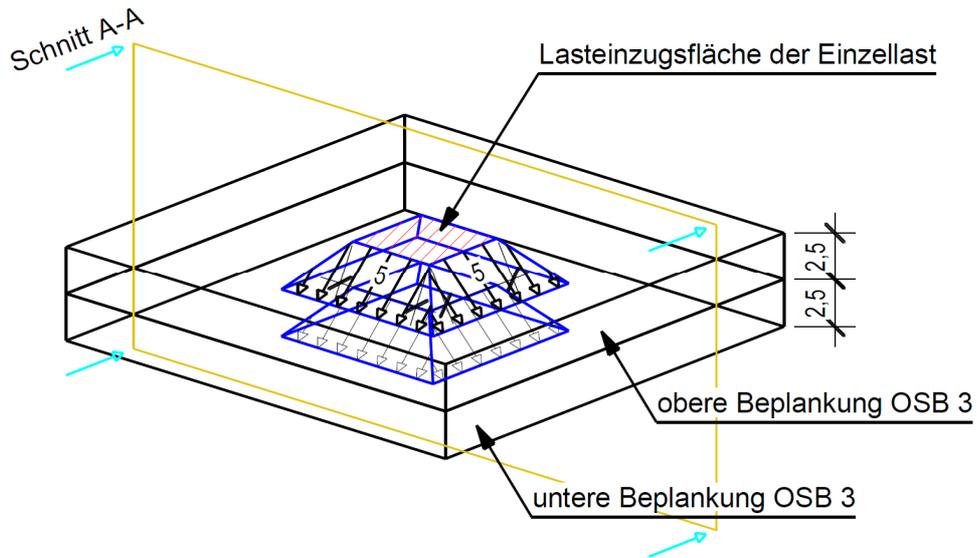


Abb. 40: Systemansicht

System Schnitt:

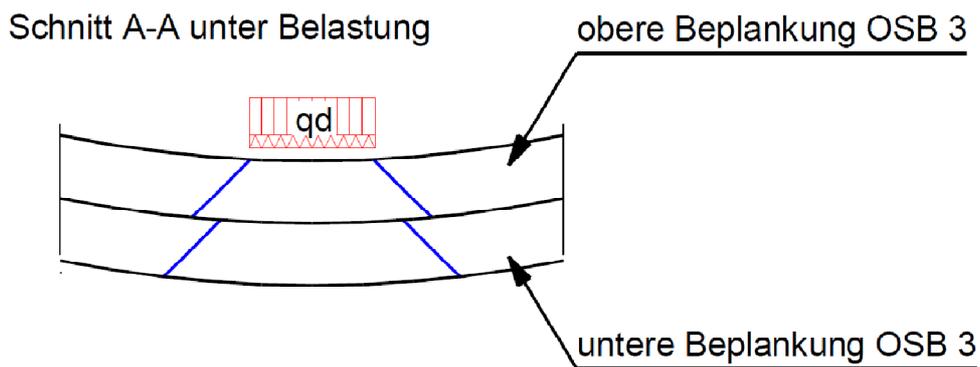


Abb. 41: System Schnitt mit Belastung

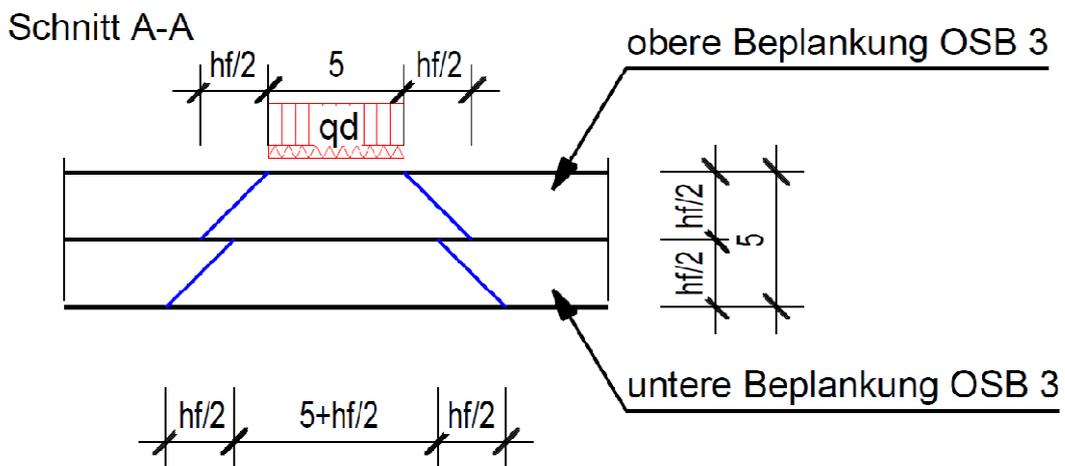


Abb. 42: Systemschnitt ohne Belastung

Bemessungswert der Schubfestigkeit: $f_{v,d}$ = 0,054 KN/cm²

Größe der Schubflächen:

$$A_{ef,o} = 4 * ((5 + 10) / 2) * 2,5 = 75 \text{ cm}^2$$

$$A_{ef,u} = 4 * ((7,5 + 12,5) / 2) * 2,5 = 100 \text{ cm}^2$$

$$A_{ef,ges} = = 175 \text{ cm}^2$$

$$\tau_d = 1,5 * (6,12 / 175) = 0,052 \text{ KN/cm}^2$$

Nachweis

$$\tau_d / f_{v,d} = 0,052 / 0,054 = 0,96 < 1,0$$

[b]

13. Anhang

13.1. Hinweise zu den Lastplänen zur Ermittlung des Eigengewichts

Inhalt der Lastpläne sind Eigenlasten von Dach, Wände des OG, Decke und Wände des EG.

[b]

Die Ermittlung des Eigengewichts wird für die Eckpunkte der aussteifende Wände in Form von Einzellasten ermittelt. Die Einzellasten werden darauf in das Programm „Diamo Wind“ eingegeben. Dabei wird das Eigengewicht als günstig wirkend angesetzt ($\gamma=0,9$) um in der Berechnung der Aussteifende Wände mit dem Programm und den Beanspruchungen aus Erdbeben und Eigengewicht die maximale Beanspruchung der Zugverankerung berechnen zu können.

13.1.1. Eigengewicht aus Dach, Eingangswerte

Die Ermittlung des Eigengewichts aus Dach erfolgt über die Einzugsflächen und der Auflagerkräfte der Deckenbalken. Die Deckenbalken werden zunächst als Streckenlasten auf die Wände angesetzt und anschließend in Einzellasten umgerechnet, die an den Eckpunkten der Wände wirken. Die Einzellasten und deren Berechnung sind in dem Abschnitt 14.3 zu finden.

13.1.2. Eigengewicht OG nicht Richtungsbezogen, Eingangswerte

Die Lasten aus dem Eigengewicht vom Dach wurden übernommen (im Lastplan grün gekennzeichnet). Weiterhin wurden die Lasten aus Eigengewicht der Wände ermittelt und eingetragen (Im Lastplan orange gekennzeichnet). Die Lasten der Wände sind ebenso im Abschnitt 14.3 wiederzufinden.

Die Lasten aus Eigengewicht der benachbarten Wände (Im Lastplan blau gekennzeichnet) wurden nicht schriftlich dargestellt und sind direkt im Lastplan über die Wandlänge (blau schraffiert) und über das Wandgewicht je Wandlänge ermittelt.

13.1.3. Eigengewicht OG X-Richtung, Eingangswerte

Die Eigengewichtslasten wurden wie in Punkt 2 ermittelt. Jedoch wurde die Hälfte der Lasten der Wände die in Y-Richtung orientiert sind auf die Wände mit der höheren Beanspruchung aus Erdbeben, in diesem Fall in X-Richtung, zugeordnet. Diese Beteiligung des Eigengewichts aus Y-Richtung ist vertretbar unter der Voraussetzung von geeigneten Verbindungen der Wände untereinander.

13.1.4. Eigengewicht OG Y-Richtung, Eingangswerte

Die Eigengewichtslasten wurden wie in Punkt 2 ermittelt. Jedoch wurde die Hälfte der Lasten der Wände die in X-Richtung orientiert sind auf die Wände mit der höheren Beanspruchung aus Erdbeben, in diesem Fall in Y-Richtung, zugeordnet. Diese Beteiligung des Eigengewichts aus X-Richtung ist vertretbar unter der Voraussetzung von geeigneten Verbindungen der Wände untereinander.

13.1.5. OG +X-Richtung, Ergebnisse

Dieser Plan stellt die Ergebnisse aus der Berechnung des OG dar, dabei wurde die Beanspruchung aus Erdbeben in positiver X – Richtung angesetzt. Die Ergebnisse Fz sind in orange, Fx in grün und die Ergebnisse Fy sind in blau dargestellt. Diese Lasten in Z-Richtung müssen bei der Berechnung des EG mit angesetzt werden.

13.1.6. OG –X-Richtung, Ergebnisse

Dieser Plan stellt die Ergebnisse aus der Berechnung des OG dar, dabei wurde die Beanspruchung aus Erdbeben in negativer X – Richtung angesetzt. Die Ergebnisse Fz sind in orange, Fx in grün und die Ergebnisse Fy sind in blau dargestellt. Diese Lasten in Z-Richtung müssen bei der Berechnung des EG mit angesetzt werden.

13.1.7. OG +Y-Richtung, Ergebnisse

Sinngemäß Punkt 5

13.1.8. OG -Y-Richtung, Ergebnisse

Sinngemäß Punkt 6

13.1.9. Eigengewicht aus Decke über EG, Eingangswerte

Die Lasten aus Eigengewicht wurden sinngemäß zu Punkt 1 ermittelt.

13.1.10. Eigengewicht EG nicht Richtungsbezogen, Eingangswerte

Die Lasten aus Eigengewicht wurden sinngemäß zu Punkt 2 ermittelt.

13.1.11. Eigengewicht EG X-Richtung, Eingangswerte

Die Lasten aus Eigengewicht wurden sinngemäß zu Punkt 3 ermittelt.

13.1.12. Eigengewicht EG Y-Richtung, Eingangswerte

Die Lasten aus Eigengewicht wurden sinngemäß zu Punkt 4 ermittelt.

[b]

13.2. Hinweise zu den Berechnungen für das Programm „Diamo Wind“

Die Berechnungen wurde für die aussteifenden Wände im OG und für den aussteifenden Wände im EG durchgeführt. Mithilfe der Berechnung konnten die maximale Beanspruchung der Zugverankerung und die maximale Beanspruchung für die Deckentafeln ermittelt werden. Für beide Stockwerke wurden die Berechnungen für die Beanspruchung aus Erdbeben in X Richtung, entgegen der X – Richtung, in Y-Richtung und entgegen der Y-Richtung durchgeführt.

[b]

Für die Berechnungen wurde das Eigengewicht aus den Lastplänen, mit Beachtung der jeweiligen Richtung, übernommen. Hierfür müssen die Einzellasten aus Dach bzw. Decke, aus den Wänden und die Einzellasten aus den benachbarten Wänden addiert werden. Diese werden dann in dem Programm „Diamo - Wind“ den jeweiligen Wänden zugeordnet. Für die Berechnung des EG müssen zusätzlich die Lasten der einzelnen Wände aus der Berechnung des OG angesetzt werden.

Für die Berechnung der maximalen Beanspruchung der aussteifenden Wände, Tragfähigkeit des Verbundes, Tragfähigkeit der Platten auf Schub und Berücksichtigung des Beulen der Platten, wurden ebenfalls die Lasten aus Eigengewicht den Lastplänen entnommen. Probeberechnungen mit dem Teilsicherheitsfaktor $\gamma = 1,35$ anstelle von $\gamma = 0,9$ wurden zur Ermittlung der Bemessungswerte der Beanspruchung aus Eigengewicht durchgeführt. Die Ergebnisse führten jedoch nicht zu höheren Beanspruchbarkeiten für die Beplankung.

13.3. Berechnung Eigengewicht für die Aussteifenden Wände im Obergeschoss

13.3.1. Eigengewicht je Außenwand für OG und EG:

-> Berechnet wird 1,0 m Wand mit einer Höhe von 3,26 m:

1) Außenbeplankung:	1 Stück	d = 0,024 m	$\rho = 2,7 \text{ KN/m}^3$
2) Rippen =	2,5 Stück	h/b = 0,06 x 0,20 m	$\rho = 5 \text{ KN/m}^3$
3) Rippen =	2 Stück	h/b = 0,06 x 0,16 m	$\rho = 5 \text{ KN/m}^3$
4) Mineralwolle:	1 Stück	d = 0,20 m	b = 0,625 m; $\rho = 0,20 \text{ KN/m}^3$
5) Innenbeplankung:	1 Stück	d = 0,015 m	$\rho = 6 \text{ KN/m}^3$
6) Gipsfaser:	1 Stück	d = 0,0125 m	$\rho = 11,5 \text{ KN/m}^3$

für 1 m Wand gilt:

1) 0,024 m x 2,7 KN/m ³ x 1,0 m x 3,26 m	= 0,211 KN/lfm.
2) 2,5 Stück x 0,06 x 0,20 x 3,26 m x 5 KN/m ³	= 0,489 KN/lfm.
3) 2,0 Stück x 0,06 x 0,16 x 1,0 m x 5 KN/m ³	= 0,096 KN/lfm.
4) 0,20 m x 0,625 m x 3,26 m x 0,20 KN/m ³	= 0,111 KN/lfm.
5) 0,015 m x 1,00 m x 3,26 m x 6 KN/m ³	= 0,293 KN/lfm.
6) 0,0125 m x 1,00 m x 3,26 m x 11,5 KN/m ³	= <u>0,469 KN/lfm</u>

 $\Sigma_w = 1,669 \text{ KN/lfm.}$

W ₁ :	L = 7,86 m	W ₁ = 0,9 x 7,86 m x 1,669	= 11,81 KN
		W _{1L} = W _{1R} = 0,5 x W ₁	= 5,90 KN
W ₂ :	L = 5,01 m	W ₂ = 0,9 x 5,01 m x 1,669	= 7,53 KN
		W _{2L} = W _{2R} = 0,5 x W ₂	= 3,77 KN
W ₄ :	L = 4,66 m	W ₄ = 0,9 x 4,66 m x 1,669	= 7,00 KN
		W _{4L} = W _{4R} = 0,5 x W ₄	= 3,50 KN
W ₆ :	L = 7,78 m	W ₆ = 0,9 x 7,78 m x 1,669	= 11,69 KN
		W _{6L} = W _{6R} = 0,5 x W ₆	= 5,85 KN
W ₇ :	L = 1,89 m	W ₇ = 0,9 x 1,89 m x 1,669	= 2,84 KN
		W _{7L} = W _{7R} = 0,5 x W ₇	= 1,42 KN

[b]

$W_9:$	$L = 2,68 \text{ m}$	$W_9 = 0,9 \times 2,68 \text{ m} \times 1,669$	$= 4,03 \text{ KN}$
		$W_{9L} = W_{9R} = 0,5 \times W_9$	$= 2,02 \text{ KN}$
$W_{10}:$	$L = 1,55 \text{ m}$	$W_{10} = 0,9 \times 1,55 \text{ m} \times 1,669$	$= 2,33 \text{ KN}$
		$W_{10L} = W_{10R} = 0,5 \times W_{10}$	$= 2,17 \text{ KN}$
$W_{11}:$	$L = 1,33 \text{ m}$	$W_{11} = 0,9 \times 1,33 \text{ m} \times 1,669$	$= 2,00 \text{ KN}$
		$W_{11L} = W_{11R} = 0,5 \times W_{11}$	$= 1,00 \text{ KN}$
$W_{12}:$	$L = 1,36 \text{ m}$	$W_{12} = 0,9 \times 1,36 \text{ m} \times 1,669$	$= 2,04 \text{ KN}$
		$W_{12L} = W_{12R} = 0,5 \times W_{12}$	$= 1,02 \text{ KN}$

[b]

13.3.2. Eigengewicht je Innenwand für OG und EG:

-> Berechnet wird 1 m Wand mit einer Höhe von 3,26 m:

1)	Gipsfaserplatte:	1 Stück	$d = 0,010 \text{ m}$	$p = 11,5 \text{ KN/m}^3$
2)	Gipsfaserplatte:	1 Stück	$d = 0,015 \text{ m}$	$p = 11,5 \text{ KN/m}^3$
3)	Rippen =	2,5 Stück	$h/b = 0,06 \times 0,16 \text{ m}$	$p = 5 \text{ KN/m}^3$
4)	Rippen =	2 Stück	$h/b = 0,06 \times 0,16 \text{ m}$	$\rho = 5 \text{ KN/m}^3$
5)	Mineralwolle:	1 Stück	$d = 0,16 \text{ m}$	$b = 0,625 \text{ m}$ $p = 0,16 \text{ KN/m}^3$
6)	Gipsfaserplatte:	1 Stück	$d = 0,010 \text{ m}$	$p = 11,5 \text{ KN/m}^3$
7)	Gipsfaserplatte:	1 Stück	$d = 0,012 \text{ m}$	$p = 11,5 \text{ KN/m}^3$

für 1 m Wand gilt:

1)	$0,010 \text{ m} \times 1,0 \text{ m} \times 3,26 \text{ m} \times 11,5 \text{ KN/m}^3$	$= 0,375 \text{ KN/lfm.}$
2)	$0,015 \text{ m} \times 1,0 \text{ m} \times 3,26 \text{ m} \times 11,5 \text{ KN/m}^3$	$= 0,562 \text{ KN/lfm.}$
3)	$2,5 \text{ Stück} \times 0,06 \times 0,16 \times 3,26 \text{ m} \times 5 \text{ KN/m}^3$	$= 0,391 \text{ KN/lfm.}$
4)	$2,0 \text{ Stück} \times 0,06 \times 0,16 \times 1,0 \text{ m} \times 5 \text{ KN/m}^3$	$= 0,096 \text{ KN/lfm.}$
5)	$0,16 \text{ m} \times 0,85 \text{ m} \times 3,26 \text{ m} \times 0,16 \text{ KN/m}^3$	$= 0,071 \text{ KN/lfm.}$
6)	$0,015 \text{ m} \times 1,0 \text{ m} \times 3,26 \text{ m} \times 11,5 \text{ KN/m}^3$	$= 0,375 \text{ KN/lfm.}$
7)	$0,010 \text{ m} \times 1,0 \text{ m} \times 3,26 \text{ m} \times 11,5 \text{ KN/m}^3$	$= 0,562 \text{ KN/lfm.}$

 $\Sigma_w = 2,432 \text{ KN/lfm.}$

W ₃ :	L = 5,5 m	W ₁	= 0,9 x 5,5 m x 2,432	= 12,03 KN
		W _{3L}	= W _{3R} = 0,5 x W ₃	= 6,01 KN
W ₅ :	L = 4,23 m	W ₂	= 0,9 x 4,23 m x 2,432	= 9,26 KN
		W _{5L}	= W _{5R} = 0,5 x W ₅	= 4,63 KN
W ₈ :	L = 3,17 m	W ₄	= 0,9 x 3,17 m x 2,432	= 6,94 KN
		W _{8L}	= W _{8R} = 0,5 x W ₈	= 3,47 KN

13.3.3. Eigengewicht der Wände

[b]

- Charakteristische Eigenlast aus Dach: $q_k = 2,1 \text{ KN/m}^2$
 - Eigenlast zur Bemessung der Aussteifende Wände:
 $q_d = 0,9 \times q_k = 0,9 \times 2,1 \text{ KN/m}^2 = 1,89 \text{ KN/m}^2$
 - Eigengewicht durch das Dach $W_x = \text{Lasteinzugsbreite} \times q_d$
- | | | |
|----|--|-------------|
| W1 | = 3,56 m * 1,89 KN/m ² | = 6,73 KN/m |
| W2 | = mittige Einzellast | = 33,52 KN |
| W3 | = 3,0 m * 1,89 KN/m ² | = 5,67 KN/m |
| W3 | mittige Einzellast | = 34,67 KN |
| W4 | = 2,35 m * 3,93 m * 1,89 KN/m ² | = 17,46 KN |
| W5 | = 5,22 m * 1,89 KN/m ² | = 9,87 KN/m |
| W6 | = 2,55 m * 1,89 KN/m ² | = 4,82 KN/m |
| W9 | = 5,22 * 0,5 * 1,89 Kn/m ² | = 4,93 KN/m |

13.3.4. Eigenlast an den Eckpunkten der Wände

L = Wandlänge

L ₁ = 7,86 m	L ₂ = 5,01 m	L ₃ = 5,50 m	L ₄ = 4,66 m
L ₅ = 4,24 m	L ₆ = 7,78 m	L ₇ = 1,89 m	L ₈ = 3,17 m
L ₉ = 2,68 m	L ₁₀ = 1,55 m	L ₁₁ = 1,33 m	L ₁₂ = 1,36 m

W _{x,1}	= W _{x,2} = W _x x L _x	
W _{1,1}	= W _{1,2} = 6,73 KN/m x 7,86 m x 0,5	= 26,45 KN
W _{2,1}	= W _{2,2} = 33,52 KN x 0,5	= 16,76 KN
W _{3,1}	= W _{3,2} = 5,67 KN/m x 5,5 m x 0,5	= 15,59 KN
W _{3,1}	= W _{3,2} = 33,52 KN x 0,5	= 16,76 KN
W _{4,1}	= 17,46 KN	= 17,46 KN
W _{5,1}	= W _{5,2} = 9,87 KN/m x 4,24 m x 0,5	= 20,92 KN
W _{6,1}	= W _{6,2} = 4,82 KN/m x 7,78 m x 0,5	= 18,75 KN
W _{9,1}	= W _{9,2} = 4,93 KN/m x 2,68 m x 0,5	= 6,61 KN

13.3.5. Eigengewicht aus Dach und aus Wand nicht Richtungsbezogen

$W_{1,1} = W_{1,2} =$	$5,9 \text{ KN} + 26,45 \text{ KN}$	$=$	$\boxed{32,35 \text{ KN}}$
$W_{2,1} = W_{2,2} =$	$3,77 \text{ KN} + 17,34 \text{ KN}$	$=$	$\boxed{21,11 \text{ KN}}$
$W_{3,1} = W_{3,2} =$	$6,01 \text{ KN} + 15,59 \text{ KN} + 17,34 \text{ KN}$	$=$	$\boxed{38,94 \text{ KN}}$
$W_{4,1} =$	$3,5 \text{ KN} + 17,46 \text{ KN}$	$=$	$\boxed{20,96 \text{ KN}}$
$W_{4,2} =$	$3,5 \text{ KN}$	$=$	$\boxed{3,50 \text{ KN}}$
$W_{5,1} = W_{5,2} =$	$4,63 \text{ KN} + 20,92 \text{ KN}$	$=$	$\boxed{25,55 \text{ KN}}$
$W_{6,1} = W_{6,2} =$	$5,85 \text{ KN} + 18,75 \text{ KN}$	$=$	$\boxed{24,60 \text{ KN}}$
$W_{7,1} = W_{7,2} =$	$1,42 \text{ KN}$	$=$	$\boxed{1,42 \text{ KN}}$
$W_{8,1} = W_{8,2} =$	$3,47 \text{ KN}$	$=$	$\boxed{3,47 \text{ KN}}$
$W_{9,1} = W_{9,2} =$	$2,02 \text{ KN} + 6,61 \text{ KN}$	$=$	$\boxed{8,63 \text{ KN}}$
$W_{10,1} = W_{10,2} =$	$2,17 \text{ KN}$	$=$	$\boxed{2,17 \text{ KN}}$
$W_{11,1} = W_{11,2} =$	$1,00 \text{ KN}$	$=$	$\boxed{1,00 \text{ KN}}$
$W_{12,1} = W_{12,2} =$	$1,02 \text{ KN}$	$=$	$\boxed{1,02 \text{ KN}}$

[b]

Der Nachweis der Beanspruchung der Wandtafeln aus Erdbeben erfolgt mit dem Programm Diamo - Wind. Die Ergebnisse sind ebenfalls im Anhang an späterer Stelle zu finden.

13.4. Berechnung des Eigengewichts der Zwischendecke

- Charakteristische Eigenlast aus Zwischendecke: $q_k = 1,44 \text{ KN/m}^2$

- Eigenlast zur Bemessung der aussteifenden Wände:

$$q_d = 0,9 \times q_k = 0,9 \times 1,44 \text{ KN/m}^2 = 1,3 \text{ KN/m}^2$$

- Auflagerkraft aus Unterzug 1, Klassenraum 1, liegt auf W2 und W3 auf:

(Eigengewicht des Unterzugs wurde nicht berücksichtigt)

Länge Unterzug $L = 7,75 \text{ m}$

Lasteinzugsbreite $L_b = 2 \times 2,35 \text{ m}$

Auflagerkraft: $A_{U,1} = 0,5 \times q_d \times L_b \times L$
 $= 0,5 \times 1,3 \text{ KN/m}^2 \times 4,7 \text{ m} \times 7,75 \text{ m} = 33,75 \text{ KN}$

[b]

Auflagerkräfte aus Unterzügen im Treppenhaus bleiben zur Vereinfachung unberücksichtigt. Der Unterzug im Klassenraum 2 hat keinen Einfluss auf die Aussteifenden Wände

Lasteinzugsbreiten:

$L_{b,1} = 3,35 \text{ m}$	$L_{b,6} = 2,33 \text{ m}$
$L_{b,2} = 0,0 \text{ m}$	$L_{b,7} = 0,0 \text{ m}$
$L_{b,3} = 0,0 \text{ m}$	$L_{b,8} = 0,97 \text{ m}$
$L_{b,4,1} = 1,34 \text{ m}$	$L_{b,9} = 1,4 \text{ m}$
$L_{b,4,2} = 1,34 \text{ m} \times 0,5 + 3,35 \times 0,5 = 2,35 \text{ m}$	$L_{b,10} = 0,0 \text{ m}$
$L_{b,5} = 1,4 + 2,15 = 3,45 \text{ m}$	$L_{b,12} = 0,0 \text{ m}$

$W_X = \text{Lasteinzugsbreite } L_{b,x} \times q_d$

- W1	$= 3,35 \text{ m} \times 1,3 \text{ KN/m}^2$	$= 4,36 \text{ KN/m}$
- W2	$= \text{mittige Einzellast aus Unterzug 1}$	$= 33,75 \text{ KN}$
- W3	$= \text{mittige Einzellast aus Unterzug 1}$	$= 33,75 \text{ KN}$
- W4.1	$= 1,34 \text{ m} \times 1,3 \text{ KN/m}^2$	$= 1,74 \text{ KN/m}$
- W4.2	$= 2,35 \text{ m} \times 1,3 \text{ KN/m}^2$	$= 3,06 \text{ KN/m}$
- W5	$= 3,45 \text{ m} \times 1,3 \text{ KN/m}^2$	$= 4,49 \text{ KN/m}$
- W6	$= 2,33 \text{ m} \times 1,3 \text{ KN/m}^2$	$= 3,03 \text{ KN/m}$
- W7	$=$	$= 0,00 \text{ KN/m}$
- W8	$= 0,97 \text{ m} \times 1,3 \text{ KN/m}^2$	$= 1,26 \text{ KN/m}$
- W9	$= 1,40 \text{ m} \times 1,3 \text{ KN/m}^2$	$= 1,82 \text{ KN/m}$

13.4.1. Eigenlast an den Eckpunkten der Wände

$L_1 = 7,86 \text{ m}$	$L_2 = 5,01 \text{ m}$	$L_3 = 5,50 \text{ m}$	$L_{4,1} = 2,33 \text{ m}$
$L_{4,2} = 2,33 \text{ m}$	$L_5 = 4,24 \text{ m}$	$L_6 = 7,78 \text{ m}$	$L_7 = 1,89 \text{ m}$
$L_8 = 3,17 \text{ m}$	$L_9 = 2,68 \text{ m}$	$L_{10} = 1,55 \text{ m}$	$L_{11} = 1,33 \text{ m}$
$L_{12} = 1,36 \text{ m}$			

[b]

$W_{x,1} = W_{x,2} = W_x \times L_x \times 0,5$	
$W_{1,1} = W_{1,2} = 4,36 \text{ KN/m} \times 7,86 \text{ m} \times 0,5$	$= 17,13 \text{ KN}$
$W_{2,1} = W_{2,2} = 33,75 \text{ KN} \times 0,5$	$= 16,87 \text{ KN}$
$W_{3,1} = W_{3,2} = 33,75 \text{ KN} \times 0,5$	$= 16,87 \text{ KN}$
$W_{4,1} = 1,74 \text{ KN/m} \times 2,33 \text{ m}$	$= 4,05 \text{ KN}$
$W_{4,2} = 3,06 \text{ KN/m} \times 2,33 \text{ m}$	$= 7,13 \text{ KN}$
$W_{5,1} = W_{5,2} = 4,49 \text{ KN/m} \times 4,24 \text{ m} \times 0,5$	$= 9,52 \text{ KN}$
$W_{6,1} = W_{6,2} = 3,03 \text{ KN/m} \times 7,78 \text{ m} \times 0,5$	$= 11,79 \text{ KN}$
$W_{7,1} = W_{7,2}$	$= 0,00 \text{ KN}$
$W_{8,1} = W_{8,2} = 1,26 \text{ KN/m} \times 3,17 \text{ m} \times 0,5$	$= 2,00 \text{ KN}$
$W_{9,1} = W_{9,2} = 1,82 \text{ KN/m} \times 2,68 \text{ m} \times 0,5$	$= 2,44 \text{ KN}$
$W_{10,1} = W_{10,2}$	$= 0,00 \text{ KN}$
$W_{11,1} = W_{11,2}$	$= 0,00 \text{ KN}$
$W_{12,1} = W_{12,2}$	$= 0,00 \text{ KN}$

13.5. Berechnung des Eigengewichts für die Aussteifende Wände des EG

Das Eigengewicht der Wände in dem EG entspricht denen des Eigengewichts der Wände vom OG. Im EG kommt das Eigengewicht aus den benachbarten Wänden noch hinzu. Dies ergibt sich aus der unterschiedlicher Stellung der Wände des OG und EG.

13.5.1. Eigengewicht Zwischendecke und Wand

[b]

$W_{1,1} = W_{1,2}$	$= 5,9 \text{ KN} + 17,13 \text{ KN}$	$= 23,03 \text{ KN}$
$W_{2,1} = W_{2,2}$	$= 3,77 \text{ KN} + 18,96 \text{ KN}$	$= 22,73 \text{ KN}$
$W_{3,1} = W_{3,2}$	$= 6,01 \text{ KN} + 18,96 \text{ KN}$	$= 24,97 \text{ KN}$
$W_{4,1}$	$= 3,5 \text{ KN} + 4,05 \text{ KN}$	$= 7,55 \text{ KN}$
$W_{4,2}$	$= 3,5 \text{ KN} + 7,13 \text{ KN}$	$= 10,63 \text{ KN}$
$W_{5,1} = W_{5,2}$	$= 4,63 \text{ KN} + 9,52 \text{ KN}$	$= 14,15 \text{ KN}$
$W_{6,1} = W_{6,2}$	$= 5,85 \text{ KN} + 11,79 \text{ KN}$	$= 17,64 \text{ KN}$
$W_{7,1} = W_{7,2}$	$= 1,42 \text{ KN}$	$= 1,42 \text{ KN}$
$W_{8,1} = W_{8,2}$	$= 3,47 \text{ KN} + 2,00 \text{ KN}$	$= 5,47 \text{ KN}$
$W_{9,1} = W_{9,2}$	$= 2,02 \text{ KN} + 2,44 \text{ KN}$	$= 4,46 \text{ KN}$
$W_{10,1} = W_{10,2}$	$= 2,17 \text{ KN}$	$= 2,17 \text{ KN}$
$W_{11,1} = W_{11,2}$	$= 1,00 \text{ KN}$	$= 1,00 \text{ KN}$
$W_{12,1} = W_{12,2}$	$= 1,02 \text{ KN}$	$= 1,02 \text{ KN}$

13.6. Schwingungsnachweise für Decken unter Wohnräumen

[b]