Musterlösung zu Aufgabe 7.2

Kreuzweise gespannte Decke mit Unterzügen

a) Konstruktion der Unterzugschalungen

Schnitt A-A

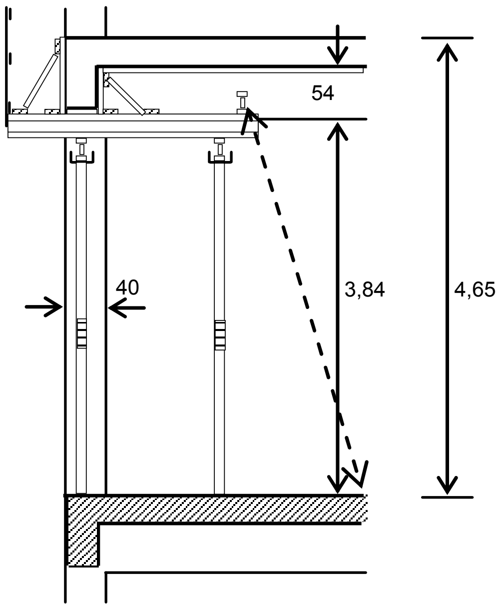


Bild 1 Schnitt A-A

Schnitt B-B

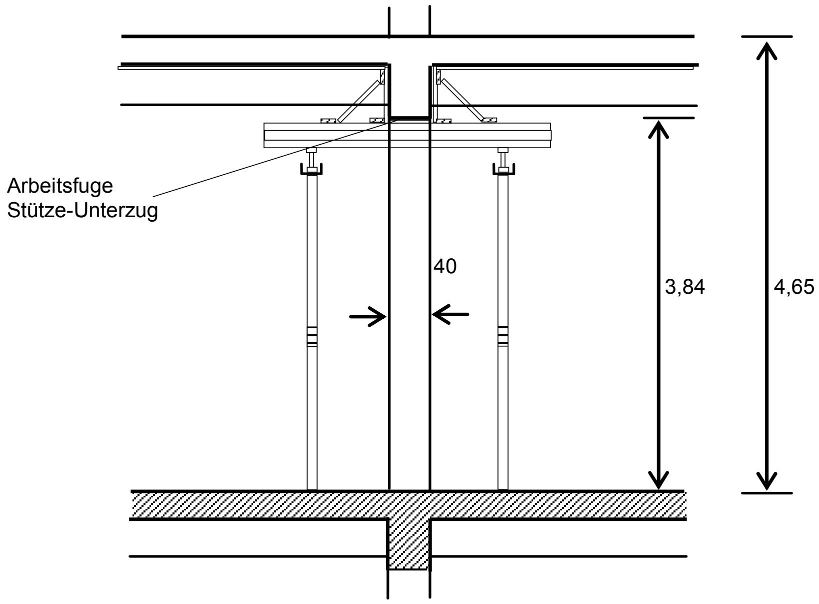


Bild 2 Schnitt B-B

b) Einsatzplanung der Unterrüstung für die Unterzüge

Grundriss, Deckenuntersicht

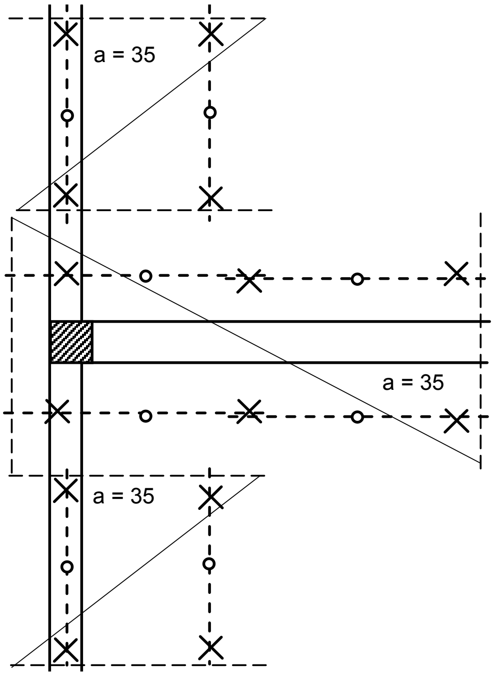


Bild 3 Grundriss

c) Arbeitsfugen und Betondruckverteilung

Die Verteilung des Frischbetondrucks über die Höhe *H* des Unterzugs und der Decke verläuft trapezförmig und stellt eine rein hydrostatische Betondruckverteilung dar.

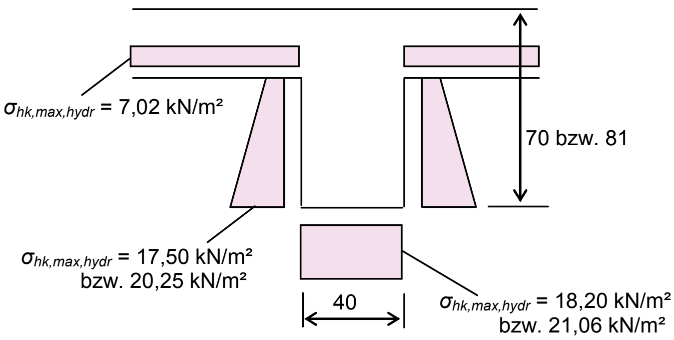


Bild 4 Querschnitt: Unterzug und Decke werden in einem Arbeitsgang betoniert

Wird die Decke in einem Arbeitsgang mit den Unterzügen betoniert, berechnet sich der maximale hydraulische Frischbetondruck auf die Seitenschilder der Unterzüge zu:

$$\sigma_{hk,max,hydr} = \gamma_c \cdot H = 25{,}0\ \text{kN/m}^3 \cdot 0{,}70\ \text{m} = 17{,}50\ \text{kN/m}^2 \text{ bzw.}$$

$$\sigma_{hk,max,hydr} = \gamma_c \cdot H = 25{,}0\ \text{kN/m}^3 \cdot 0{,}81\ \text{m} = 20{,}25\ \text{kN/m}^2$$

Der maximale hydraulische Frischbetondruck auf den Schalboden der Unterzüge wird berechnet zu:

$$\sigma_{hk,max,hydr} = \gamma_c \cdot H = 26{,}0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0{,}70 \text{ m} = 18{,}20 \text{ kN/m}^2 \text{ bzw.}$$

$$\sigma_{hk,max,hydr} = \gamma_c \cdot H = 26{,}0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0{,}81 \text{ m} = 21{,}06 \text{ kN/m}^2$$

Der maximale hydraulische Frischbetondruck auf die Deckenschalung beträgt:

$$\sigma_{hk,max,hydr} = \gamma_c \cdot H = 26{,}0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0{,}27 \text{ m} = 7{,}02 \text{ kN/m}^2$$

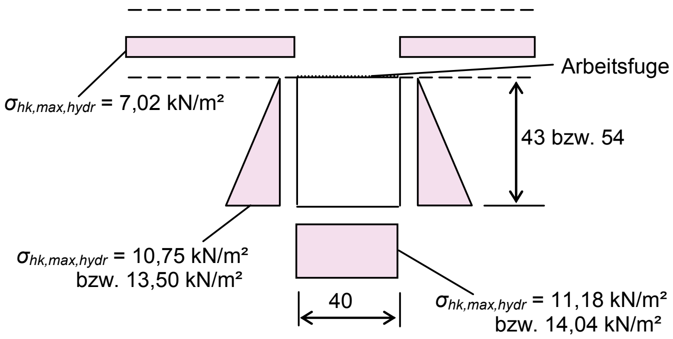


Bild 5 Querschnitt: Unterzug wird vorab, die Decke in einem weiteren Arbeitsgang betoniert

Werden die Unterzüge vorab und die Decke in einem weiteren Arbeitsgang betoniert, berechnet sich der maximale hydraulische Frischbetondruck auf die Seitenschilder der Unterzüge zu:

$$\sigma_{hk,max,hydr} = \gamma_c \cdot H = 25{,}0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0{,}43 \text{ m} = 10{,}75 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{hk,max,hydr} = \gamma_c \cdot H = 25{,}0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0{,}54 \text{ m} = 13{,}5 \text{ kN/m}^2$$

Der maximale hydraulische Frischbetondruck auf den Schalboden der Unterzüge wird berechnet zu:

$$\sigma_{hk,max,hydr} = \gamma_c \cdot H = 26{,}0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0{,}43 \text{ m} = 11{,}18 \text{ kN/m}^2 \text{ bzw.}$$

$$\sigma_{hk,max,hydr} = \gamma_c \cdot H = 26{,}0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0{,}54 \text{ m} = 14{,}04 \text{ kN/m}^2$$

Der maximale hydraulische Frischbetondruck auf die Deckenschalung beträgt:

$$\sigma_{hk,max,hydr} = \gamma_c \cdot H = 26{,}0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0{,}27 \text{ m} = 7{,}02 \text{ kN/m}^2$$

---

d) Bemessung des Schalbodens und der Unterrüstung

Materialauswahl

Zur Verfügung stehendes Material:

- Schalhaut: Dreischichtenplatte d = 21 mm
- Träger: Holzschalungsträger H 20, V_d = 16,5 kN, M_d = 7,5 kNm und $E \cdot I$ = 450 kNm^2
- Deckenstützen

Belastung

Ständige Lasten: Eigengewicht der Schalung

Schalung g	= 0,30 kN/m²
Zwischensumme ständige Lasten g_k	= 0,30 kN/m²

Veränderliche Lasten: Verkehrslasten nach DIN EN 12812

Decke, Frischbeton (Q_2) $q_{k,1}$ = 0,81 m · 26 kN/m³	= 21,06 kN/m²
Bauarbeiten, Arbeitskräfte (Q_2) $q_{k,2}$	= 0,75 kN/m²
Zusatzlast Ortbeton (Q_4, min. 0,75 kN/m², max. 1,75 kN/m²)	
$q_{k,3}$ = 21,06 kN/m²·0,1 = 2,11 kN/m²	> 1,75 kN/m²
Zwischensumme veränderliche Lasten q_k	= 23,56 kN/m²

Summe der Einwirkungen

$r_k = g_k + q_k$ = 0,30 kN/m² + 23,56 kN/m² = 23,86 kN/m² (*Gleichung 2.5*),

E_d = 1,35 · 0,3 kN/m² + 1,5 · 23,56 kN/m² = 35,75 kN/m²

mit den Teilsicherheitsbeiwerten γ_G = 1,35 für ständige Einwirkungen und γ_Q = 1,5 für veränderliche Einwirkungen (*Gleichung 2.9*).

Eigengewicht Deckenschalung

Das Eigengewicht wird für Deckenschalungen

- mit Holzschalungsträgern H 20 zu g = 0,30 kN/m² (System: DOKA Dokaflex),
- mit Holzschalungsträger GT 24 zu g = 0,40 kN/m² (System: PERI Multiflex) angegeben.

Verkehrslast nach DIN 4421 (alt)

auf eine quadratische Einflussfläche von 3 m · 3 m Grundfläche 20 % der Betoneigenlast, mindestens jedoch 1,5 kN/m², maximal 5,0 kN/m², hier gilt mit 6,5 kN/m²·0,2 = 1,30 kN/m²:

q_k = 1,50 kN/m² > 1,30 kN/m² und

q_k = 0,75 kN/m² auf die restlichen Betonierflächen.

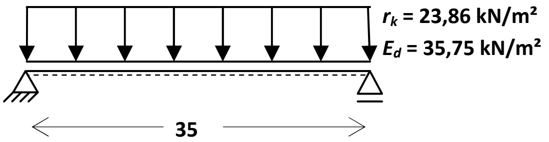
Einflussfläche der Verkehrslasten

Die quadratische Einflussfläche von 3 m · 3 m Grundfläche für die Verkehrslasten nach DIN EN 12812 oder DIN 4421 ist im Allgemeinen größer als die Einflussfläche aller Konstruktionselemente wie Träger und Stützen. Die Lastannahmen bezogen auf diese Einflussfläche werden daher bei Deckenschalungen in der Regel maßgebend.

Nachweis der Schalhaut

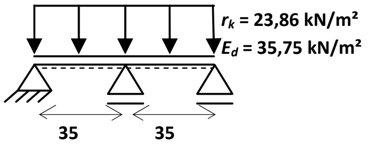
Statisches System: Einfeldträger

Der Querträgerabstand wird mit ℓ = 35 cm angenommen.



Statisches System: Zweifeldträger

für die Schubbemessung:



Prinzipiell wird der Bemessung das statische System des Einfeldträgers zugrunde gelegt, solange es auf der sicheren Seite liegt. Für die Schubbemessung ist jedoch der Zweifeldträger das ungünstigere statische System und wird hier immer dann vorausgesetzt, wenn dieser Fall nicht ausgeschlossen werden kann.

Schubbemessung

Maximale Querkraft $V_{r,d}$ nach *Gleichung (2.18)*

$$V_{r,d} = 1{,}25 \cdot \frac{E_d \cdot \ell}{2} = 1{,}25 \cdot \frac{35{,}75\ \text{kN/m}^2 \cdot 0{,}35\ \text{m}}{2} = 7{,}82\ \text{kN/m}$$

Maximale Schubspannung τ_d mit *Gleichung (2.16)*

$$\tau_d = \frac{1{,}5 \cdot V_{r,d}}{A} = \frac{1{,}5 \cdot 7{,}82\ \text{kN/m}}{0{,}021\ \text{m} \cdot 1\ \text{m/m}} = 558{,}5\ \text{kN/m}^2$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} = \frac{558{,}5\ \text{kN/m}^2}{592{,}3\ \text{kN/m}^2} = 0{,}94 < 1{,}0 \quad \text{nach } \textit{Gleichung (2.15)}$$

Bemessungswert der Schubspannung für Dreischichtenplatten (Fichte)

$$f_{v,d} = f_{v,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M}$$

$$f_{v,d} = 1.100\ \text{kN/m}^2 \cdot \frac{0{,}7}{1{,}3}$$

$$f_{v,d} = 592{,}3\ \text{kN/m}^2$$

mit $f_{v,k}$ = 1.100 kN/m² nach DIN 1052 für Sperrholz der Biegefestigkeitsklasse F25/10 parallel zur Faserrichtung der Deckfurniere. Herstellerangaben über die Schubfestigkeit von Dreischichtenplatten liegen nicht vor.

Biegebemessung

Maximales Moment $M_{r,d}$:

$$M_{r,d} = \frac{E_d \cdot \ell^2}{8} = \frac{35{,}75\ \text{kN/m}^2 \cdot 0{,}35^2\ \text{m}^2}{8} = 0{,}55\ \text{kNm/m}$$

Vorhandene Spannung $\sigma_{m,d}$ nach *Gleichung (2.13)*:

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{r,d}}{W_n} = \frac{0{,}55\ \text{kNm/m} \cdot 6}{0{,}021^2\ \text{m}^2 \cdot 1\ \text{m/m}} = 7.447{,}9\ \text{kN/m}^2$$

Für eine Dreischichtenplatte 3-S-Platte (Fichte) mit der Nenndicke von 21 mm nach *Tabelle 2.7* gilt zul $\sigma_{15\%}$ = 5,9 N/mm² = 5.900 kN/m². Der Bemessungswert ergibt sich dann aus den *Gleichungen (2.30) und (2.32)* zu:

$$f_{m,d} = 0{,}875 \cdot \text{zul}\ \sigma_{15\%} \cdot \gamma_F$$

$$f_{m,d} = 0{,}875 \cdot 5.900\ \text{kN/m}^2 \cdot 1{,}5 = 7.743{,}8\ \text{kN/m}^2$$

$$\frac{\sigma_{m,d}}{k_m \cdot f_{m,d}} = \frac{7.447{,}9\ \text{kN/m}^2}{1{,}0 \cdot 7.743{,}8\ \text{kN/m}^2} = 0{,}96 < 1{,}0$$ nach *Gleichung (2.12)*:

mit k_m = 1,0.

Berechnung der Durchbiegung

Nach *Gleichung (2.17)* wird die Durchbiegung *w* mit der charakteristischen Einwirkung ohne Teilsicherheitsbeiwert berechnet:

$$w = \frac{5 \cdot r_k \cdot \ell^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

Für eine Dreischichtenplatte 3-S-Platte (Fichte) mit der Nenndicke von 21 mm nach *Tabelle 2.7* gilt E_{mean} = 8.000 N/mm² = 0,8 · 10^7 kN/m². Für eine Holzfeuchtigkeit von 20 % ergibt sich der Bemessungswert dann aus *Gleichung (2.33)* zu:

$$E_{20\%} = 0{,}9167 \cdot E_{mean}$$

$$E_{20\%} = 0{,}9167 \cdot 0{,}8 \cdot 10^7\ \text{kN/m}^2 = 0{,}733 \cdot 10^7\ \text{kN/m}^2$$

$$w = \frac{5 \cdot 23{,}86\ \text{kN/m}^2 \cdot 0{,}35^4\ \text{m}^4 \cdot 12}{384 \cdot 0{,}733 \cdot 10^7\ \text{kN/m}^2 \cdot 0{,}021^3\ \text{m}^3 \cdot 1\ \text{m/m}}$$

$$w = 0{,}0008\ \text{m} = 0{,}8\ \text{mm}$$

Die Ebenheitstoleranzen nach DIN 18202 werden für die Gesamtkonstruktion nachgewiesen.

Dreischichtenplatte (Fichte)

E-Modul längs (parallel zur Faser) Holzfeuchte 15 %: E_{mean} = 0,800 · 10^7 kN/m².

Holzfeuche 20 % E_{mean} = 0,733 · 10^7 kN/m².

E-Modul quer (senkrecht zur Faser) Holzfeuchte 15 %: E_{mean} = 0,107 · 10^7 kN/m².

Holzfeuche 20 % E_{mean} = 0,098 · 10^7 kN/m².

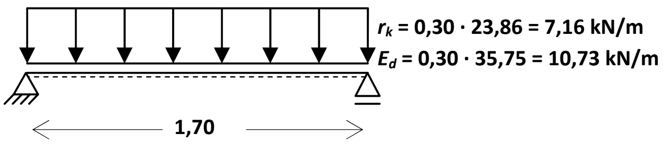
Nachweis der Querträger

Da der äußere Jochträger etwa mittig unter dem Randunterzug verläuft, ist ein Nachweis der Querträger hier entbehrlich. Da der Unterzug exzentrisch auf der Unterkonstruktion aufliegt, ist diese zur Innenseite hin nach unten zu verankern.

Nachweis der Jochträger

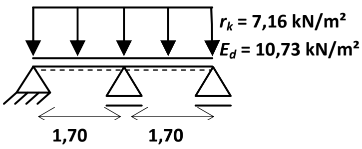
Der größte Stützenabstand beträgt ℓ = 1,70 m.

Statisches System für die Mittelträger: Einfeldträger



Statisches System: Zweifeldträger

für die Schubbemessung:



Für die Schubbemessung ist hier der Zweifeldträger das ungünstigere statische System.

Schubbemessung

Maximale Querkraft $V_{r,d}$ nach *Gleichung (2.18)*:

$$V_{r,d} = 1{,}25 \cdot \frac{E_d \cdot \ell}{2} = 1{,}25 \cdot \frac{10{,}73\ \text{kN/m} \cdot 1{,}70\ \text{m}}{2} = 11{,}40\ \text{kN}$$

$$\frac{V_{r,d}}{V_d} = \frac{11{,}4\ \text{kN}}{16{,}5\ \text{kN}} = 0{,}69 < 1{,}0$$

Querkraft $V_{r,k}$
aufgrund der Einwirkungen r_k zum Vergleich

$$V_{r,k} = 1{,}25 \cdot \frac{7{,}16 \cdot 1{,}70}{2}$$

$$V_{r,k} = 7{,}61\ \text{kN}$$

$$\frac{V_{r,k}}{\text{zul}\ Q} = \frac{7{,}16\ \text{kN}}{11{,}0\ \text{kN}} = 0{,}69 < 1{,}0$$

Biegebemessung

Maximales Moment $M_{r,d}$:

$$M_{r,d} = \frac{E_d \cdot \ell^2}{8} = \frac{10{,}73\ \text{kN/m} \cdot 1{,}70^2\ \text{m}^2}{8} = 3{,}88\ \text{kNm}$$

$$\frac{M_{r,d}}{M_d} = \frac{3{,}88 \text{ kNm}}{7{,}5 \text{ kNm}} = 0{,}52 < 1{,}0$$

Moment $M_{r,k}$

aufgrund der Einwirkungen r_k zum Vergleich

$$M_{r,k} = \frac{7{,}16 \cdot 1{,}70^2}{8}$$

$$M_{r,k} = 2{,}59 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{r,k}}{\text{zul } M} = \frac{2{,}59 \text{ kNm}}{5{,}0 \text{ kNm}} = 0{,}52 < 1{,}0$$

Berechnung der Durchbiegung

Nach *Gleichung (2.17)* wird die Durchbiegung *w* mit der charakteristischen Einwirkung ohne Teilsicherheitsbeiwert berechnet.

$$w = \frac{5 \cdot r_k \cdot \ell^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

$$w = \frac{5 \cdot 7{,}16 \text{ kN/m} \cdot 1{,}70^4 \text{ m}^4}{384 \cdot 450 \text{ kNm}^2} = 0{,}0017 \text{ m} = 1{,}7 \text{ mm}$$

Die Ebenheitstoleranzen nach DIN 18202 werden für die Gesamtkonstruktion nachgewiesen.

Nachweis der Ebenheitstoleranzen

Zunächst muss die Summe der größten Durchbiegungen an der jeweils ungünstigsten Stelle berechnet werden. Als größte Durchbiegungen wurden berechnet:

- Für die Schalhaut w = 0,8 mm
- Für die Querträger w = 0,0 mm
- Für die Jochträger w = 1,7 mm

Berechnung des Messpunktabstands m_1 für die mittleren Felder zwischen den Mitteljochen

Als Messpunktabstand *m* kann hier der Stützenabstand angenommen werden.

$$m = 1{,}70 \text{ m} > 1{,}50 \text{ m}$$

Nachweis der Ebenheitstoleranzen für die mittleren Felder zwischen den Mitteljochen

Die Summe der Durchbiegungen Σ *w* für den Messpunktabstand *m* = 1,70 m ergibt sich zu:

$$\sum w = \sum \left(w_{Jochträger} + w_{Querträger} + w_{Schalhaut} \right)$$

$$\sum w = 1{,}7 \text{ mm} + 0{,}0 \text{ mm} + 0{,}8 \text{ mm} = 2{,}5 \text{ mm}$$

Nach Zeile 6 der *Tabelle 2.6* gilt für den ungünstigeren Messpunktabstand von *m* = 1,50 m ein maximales Stichmaß von zul *s* ≤ 6 mm. Der genaue Wert für zul *s* für den Messpunktabstand m_1 = 1,70 m kann nach *Tabelle 2.6* interpoliert werden. Damit ist nach *Gleichung (2.28)* mit

$$\sum w = 2{,}5 \text{ mm} < 6 \text{ mm} = \text{zul } s$$

der Nachweis der Ebenheitstoleranzen gemäß Zeile 6 erbracht. Die Anforderungen der Zeile 5 und 7 sind hier ebenso eingehalten.

Nachweis der Deckenstützen

Die vorhandene Belastung F_N der Deckenstützen lässt sich berechnen aus *Gleichung 6.2*:

$$F_N = V_{r,d,links} + V_{r,d,rechts}$$

Damit ergibt sich

- für die Stützen der Randjoche:

$$F_N = 2 \cdot V_{r,d} = 2 \cdot 11{,}40 \text{ kN} = 22{,}80 \text{ kN}$$

Zum Vergleich

- für die Stützen der Randjoche

$$F_{r,k} = 2 \cdot V_{r,k}$$

$$F_{r,k} = 2 \cdot 7{,}61 = 15{,}22 \text{ kN}$$

Bemessung für lichte Höhe h_{li} = 3,95 m unter dem Randunterzug

Bei einer lichte Höhe von h_{li} = 3,95 m ergibt sich nach Abzug der Höhen für Schalhaut, Quer- und Jochträger eine tatsächliche Auszugslänge von $\ell = h$ = 3,95 m – 0,42 m = 3,53 m.

Eine herkömmliche Deckenstütze der ehemaligen Größenklasse 5 nach DIN 4424, z.B. die Deckenstütze AS 490 von HÜNNEBECK (HARSCO) hat einen Auszugsbereich von ℓ = 2,74 m bis 4,90 m und wird nach DIN EN 1065 der Stützenklasse C 50 zugeordnet.

Für die tatsächliche Auszuglänge ℓ der Deckenstütze wird der nutzbare Widerstand $R_{y,d}$ in Abhängigkeit von der Belastungsklasse und der maximalen Auszugslänge ℓ_{max} als Bemessungswert nach *Gleichung (2.45)* berechnet:

$$R_{C,d} = 92{,}7 \cdot \frac{\ell_{max}}{\ell^2} = 92{,}7 \cdot \frac{4{,}90 \text{ m}}{3{,}53^2 \text{ m}^2} = 36{,}45 \text{ kN} \leq 54{,}0 \text{ kN}$$

$$F_N = 22{,}80 \text{ kN} < 36{,}45 \text{ kN} = R_{C,d}$$

Die Deckenstützen sind damit den Stützenabstand ℓ = 1,70 m nachgewiesen. Ein größerer Stützenabstand wäre noch möglich.

Bei der Bemessung nach dem neuen Sicherheitskonzept der europäischen Normen werden die mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_F multiplizierten Einwirkungen dem nutzbaren Widerstand $R_{y,d}$ nach DIN 12812 und DIN 1065 gegenübergestellt.

Bei der Bemessung mit zulässigen Traglasten nach DIN 4421 und DIN 4424 werden die sich aufgrund der Einwirkungen r_k ergebenden Stützenlasten den zulässigen Traglasten gegenübergestellt.

Für die tatsächliche Auszuglänge ℓ der Deckenstütze wird dann die zulässige Traglast $F_{N,zul}$ der Baustütze in Abhängigkeit von der Belastungsklasse und der maximalen Auszugslänge ℓ_{max} nach *Gleichung (2.51)* berechnet:

- für Schwerlaststützen (G-Stützen)

$$F_{C,zul} = 60{,}0 \cdot \frac{\ell_{max}}{\ell^2} = 60{,}0 \cdot \frac{4{,}90 \text{ m}}{3{,}53^2 \text{ m}^2} = 23{,}59 \text{ kN} \leq 35{,}0 \text{ kN}$$

e) Konstruktion der Stützenschalung

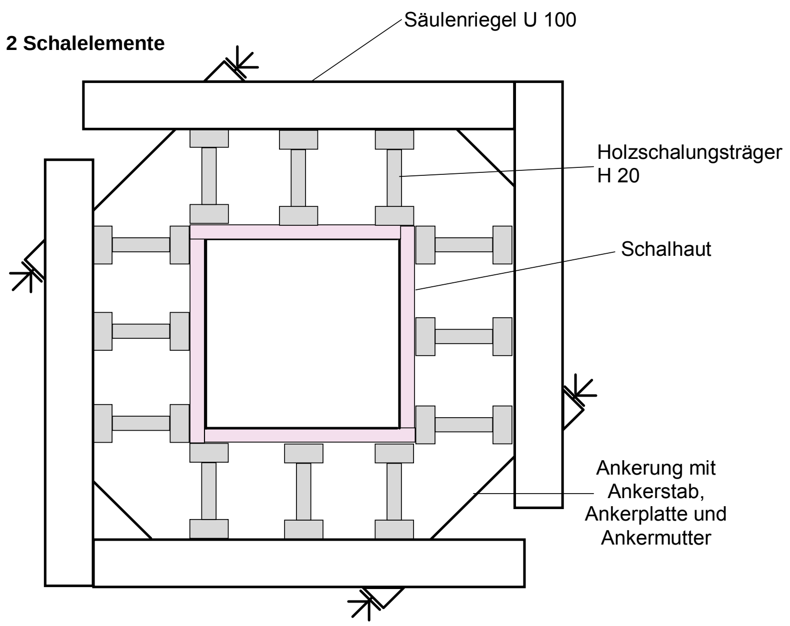


Bild 6 Grundriss Stütze

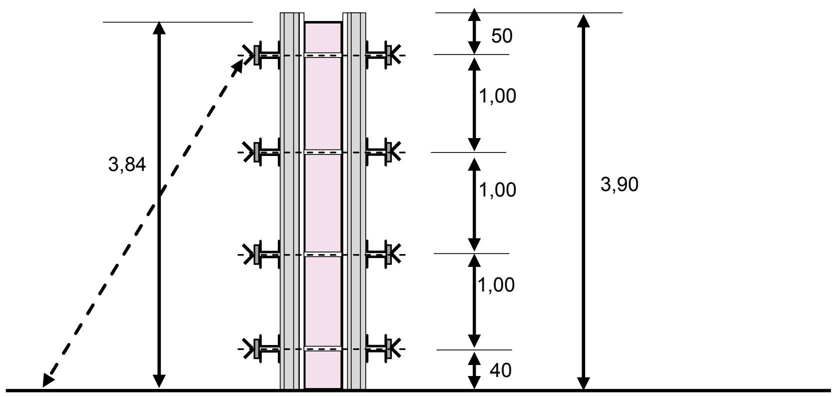


Bild 7 Gurtungsabstände

---

f) Bemessung der Stützenschalung

Materialien der Stützenschalung

- Schalhaut: Mehrschichtenplatte (z.B. Fin-Ply – Birke) 21 mm
- Längsträger: Holzschalungsträger H 20
- Gurtungen: Säulenriegel 2 U 120
- Ankerung: Spannstab DYWIDAG ∅ 15 mm

Abmessungen der Stütze

Zu schalen ist eine Stütze mit Querschnitt 40 · 40 cm und einer Höhe von *H* = 3,84 m (*Bild 8*).

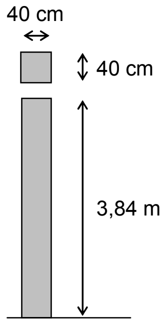


Bild 8 Abmessungen der Stütze

Konstruktion der Stützenschalung

Bevor eine konventionelle Stützenschalung bemessen werden kann, muss zunächst die Schalungskonstruktion entworfen werden. Dabei werden neben der Wahl der Materialien die Abstände der Gurtungen, Träger und der Sparschalung vorläufig gewählt. Der Entwurf der Stützenschalung wird in *Bild 9* als Grundriss und in *Bild 10* als Querschnitt dargestellt.

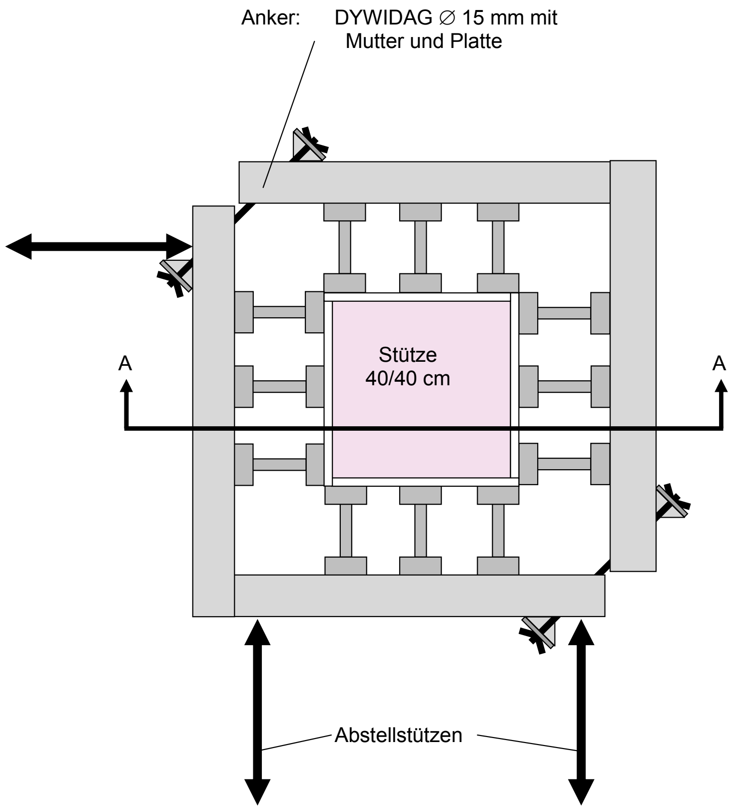


Bild 9 Grundriss: Konstruktion Stützenschalung

Sparschalung und Schalhaut:

Wird eine Sparschalung eingesetzt, kann die Schalhaut senkrecht gespannt werden. Dies ermöglicht eine senkrechte Tragrichtung der Schalhaut und damit den Einbau von senkrechten Brettern oder Dreischichtenplatten als Schalhaut ohne horizontale Stöße.

Da Mehrschichtenplatten keine ausgeprägte Haupttragrichtung in einer Plattenrichtung haben, ist deren Anordnung frei wählbar und eine Sparschalung nicht zwingend notwendig.

Frischbetondruck auf Stützenschalung

Betonmenge: $V_b = 0{,}4\ \text{m} \cdot 0{,}4\ \text{m} \cdot 3{,}84\ \text{m} = 0{,}614\ \text{m}^3$

Betonierdauer: T_b = 0,67 h (Annahme: 40 Minuten)

Betonkonsistenz: F3

Steiggeschwindigkeit *v* nach *Gleichung (2.23)*:

$$v = \frac{H}{T_b} = \frac{3{,}84\ \text{m}}{0{,}67\ \text{h}} = 5{,}76\ \text{m/h}$$

Maximaler Frischbetondruck $\sigma_{hk,max}$ gemäß DIN 18218 für die Betonkonsistenz F2 nach *Gleichung (2.24)*:

$$\sigma_{hk,\max} = (14 \cdot v + 18) \cdot K1 = (14 \cdot 5{,}76 + 18) \cdot 1{,}0 = 98{,}64\ \text{kN/m}^2$$

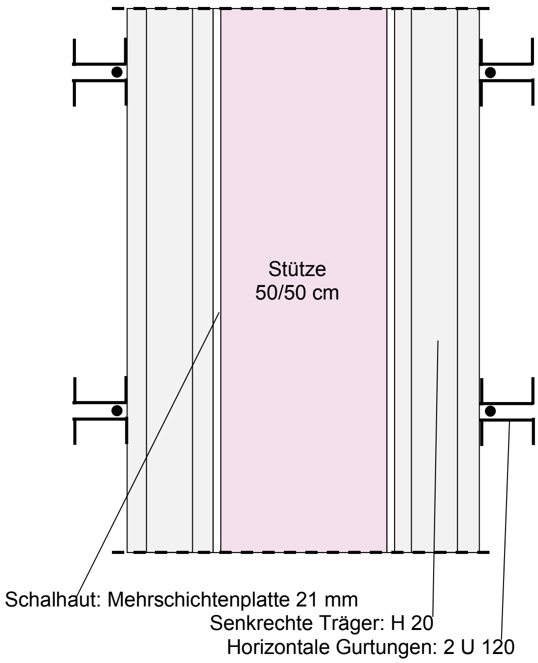


Bild 10 Querschnitt A-A: Konstruktion Stützenschalung

Für die Betonkonsistenz F3 (n = 3) werden in *Gleichung (2.24)* die Werte A_3 = 14 und B_3 = 18 aus *Tabelle 2.3* eingesetzt. Bei einem Erstarrungsende von t_E = 5 h gilt nach *Tabelle 2.4 K1* = 1,0. Bei einer Frischbetonrohwichte von γ_c = 25 kN/m³ wird der maximale Frischbetondruck auf die Schalung erreicht bei einer hydrostatischen Druckhöhe h_s von

$$h_s = \frac{\sigma_{hk,\max}}{\gamma_c} = \frac{98{,}64\ \text{kN/m}^2}{25\ \text{kN/m}^3} = 3{,}95\ \text{m} > 3{,}84\ \text{m}$$

Die Verteilung des Frischbetondrucks wird nach DIN 18218 über die hydrostatische Druckhöhe h_s linear angenommen.

Der charakteristische Wert der Einwirkung für die Bemessung der Stützenschalung ist damit der maximale Frischbetondruck $\sigma_{hk,max,hydr}$ mit

$$r_k = \sigma_{hk,\max,hydr} = 25\ \text{kN/m}^3 \cdot 3{,}84\ \text{m} = 96{,}0\ \text{kN/m}^2$$

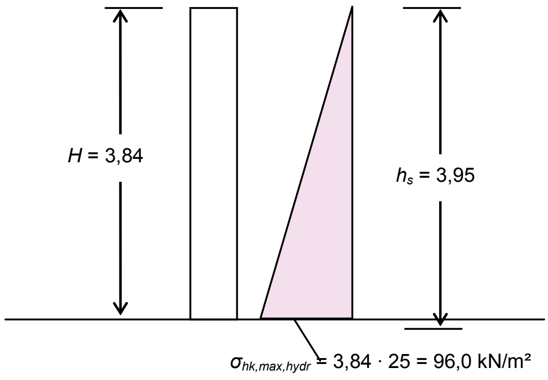


Bild 11 Betondruckverlauf

Für die Bemessung der Stützenschalung muss der maximale Frischbetondruck $\sigma_{hk,max,hydr}$ mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_G = 1,5 für veränderliche Lasten nach DIN 1052 „Holzbauwerke" multipliziert werden:

$$E_d = \sigma_{hk,\max} \cdot \gamma_F = r_k \cdot \gamma_F = 96{,}0 \text{ kN/m}^2 \cdot 1{,}5 = 144{,}0 \text{ kN/m}^2$$

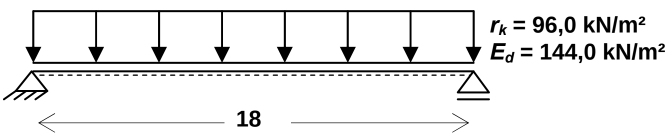
Nachweis der Schalhaut

Bemessungswerte für Mehrschichtenplatte Fin-Ply (Birke), PERI:

- Biegung $f_{m,d}$ = 0,875 · 15 N/mm² · 1,5 = 19,6 N/mm² (*Gleichungen 2.30 und 2.32*),
- Schub $f_{v,d}$ = 5,1154 N/mm² (*Tabelle 2.10*, *Übungsbeispiel 5.8*)

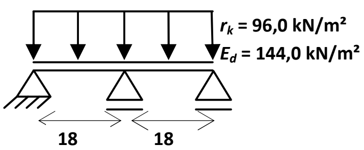
Statisches System: Einfeldträger

Der Achsabstand der senkrechten Träger beträgt ℓ = 23 *cm*.



Statisches System: Zweifeldträger

für die Schubbemessung:



Prinzipiell wird der Bemessung das statische System des Einfeldträgers zugrunde gelegt, solange es auf der sicheren Seite liegt. Für die Schubbemessung ist hier jedoch der Zweifeldträger das ungünstigere und tatsächlich wirksame statische System und wird daher hier zugrunde gelegt.

Schubbemessung

Maximale Querkraft $V_{r,d}$ nach *Gleichung (2.18)*

$$V_{r,d} = 1{,}25 \cdot \frac{E_d \cdot \ell}{2} = 1{,}25 \cdot \frac{144{,}0\ \text{kN/m}^2 \cdot 0{,}18\ \text{m}}{2} = 16{,}20\ \text{kN/m}$$

Maximale Schubspannung τ_d mit *Gleichung (2.16)*

$$\tau_d = \frac{1{,}5 \cdot V_{r,d}}{A} = \frac{1{,}5 \cdot 16{,}20\ \text{kN/m}}{0{,}021\ \text{m} \cdot 1\ \text{m/m}} = 1.157{,}1\ \text{kN/m}^2$$

Nach *Tabelle 2.10* ist der charakteristische Widerstand $f_{v,k}$ für Schub in der Mehrschichtenplatte aus Birken-Sperrholz:

$$f_{v,k} = 9{,}5\ \text{N/mm}^2$$

Als Dauer der Lasteinwirkung kann bei Schalungen in der Regel ein Zeitraum unter einer Woche angenommen werden. Somit kann gewöhnlich mit der Lasteinwirkungsklasse „Kurz“ nach *Tabelle 2.9* gerechnet werden.

Da Schalungen regelmäßig hoher Feuchtigkeit ausgesetzt sind, ist in den meisten Fällen die Annahme der Nutzungsklasse 3 zu empfehlen.

Damit muss mit einem Modifikationsbeiwert von k_{mod} = 0,70 nach *Tabelle 2.11* gerechnet werden. Der Bemessungswert $f_{v,d}$ für die Schubspannung im Nadelholz wird damit entsprechend *Gleichung (2.31)*

$$f_{v,d} = f_{v,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 9{,}5\ \text{N/mm}^2 \cdot \frac{0{,}7}{1{,}3} = 5{,}1154\ \text{N/mm}^2$$

Der Nachweis der Schubspannung lautet somit

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} = \frac{1.157{,}1\ \text{kN/m}^2}{5.115{,}4\ \text{kN/m}^2} = 0{,}23 < 1{,}0$$

Biegebemessung

Maximales Moment $M_{r,d}$

$$M_{r,d} = \frac{E_d \cdot \ell^2}{8} = \frac{144{,}0\ \text{kN/m}^2 \cdot 0{,}18^2\ \text{m}^2}{8} = 0{,}58\ \text{kNm/m}$$

Vorhandene Spannung $\sigma_{m,d}$ nach *Gleichung (2.13):*

$$\sigma_{m,d} = \frac{M_{r,d}}{W_n} = \frac{0{,}58\ \text{kNm/m} \cdot 6}{0{,}021^2\ \text{m}^2 \cdot 1\ \text{m/m}} = 7.934{,}7\ \text{kN/m}^2$$

Für eine Mehrschichtenplatte aus Birken-Sperrholz mit der Nenndicke von 21 mm nach *Tabelle 2.10* gilt $f_{m,k}$ = 39,4 N/mm² in Längsrichtung und $f_{m,k}$ = 34,3 N/mm² in Querrichtung. Für den ungünstigeren Wert in Querrichtung ergibt sich der Bemessungswert $f_{m,d}$ für Biegung zu:

$$f_{m,d} = f_{m,k} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_M} = 34{,}3\ \text{N/mm}^2 \cdot \frac{0{,}7}{1{,}3} = 18{,}4692\ \text{N/mm}^2$$

Der Nachweis der Biegespannung lautet somit

$$\frac{\sigma_{m,d}}{k_m \cdot f_{m,d}} = \frac{7.934{,}7\ \text{kN/m}^2}{1{,}0 \cdot 18.469{,}2\ \text{kN/m}^2} = 0{,}43 < 1{,}0 \quad \text{nach } \textit{Gleichung (2.12)}$$

mit k_m = 1,0.

Kippbeiwert k_m

Für den Kippbeiwert gilt k_m = 1,0, wenn die Ersatzstablänge $\ell_{ef} < 140 \cdot b^2/h$ ist.

Auf eine Ermittlung der Ersatzstablänge ℓ_{ef} nach DIN 1052 wird verzichtet. Sie wird näherungsweise zu $\ell_{ef} \approx \ell$ angenommen.

Für eine Schaltafel der Breite b = 125 cm mit der Spannweite ℓ =23 cm gilt: $\ell_{ef} < 140 \cdot 1{,}25^2/0{,}021 = 10.416{,}67$ m; $\ell_{ef} \approx \ell = 0{,}23 \text{ m} < 10.416{,}67$ m.

Berechnung der Durchbiegung *w*

Nach *Gleichung (2.17)* wird die Durchbiegung *w* mit der charakteristischen Einwirkung ohne Teilsicherheitsbeiwert berechnet.

$$w = \frac{5 \cdot r_k \cdot \ell^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

$$w = \frac{5 \cdot 96{,}0 \text{ kN/m}^2 \cdot 0{,}18^4 \text{ m}^4 \cdot 12}{384 \cdot 6{,}61 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2 \cdot 0{,}021^3 \text{ m}^3 \cdot 1 \text{ m/m}} = 0{,}00003 \text{ m} = 0{,}03 \text{ mm}$$

mit E_{mean} = 6.610 N/mm² = $6{,}61 \cdot 10^7$ kN/m² für Mehrschichtenplatte Fin-Ply in Querrichtung (Tabelle 2.7).

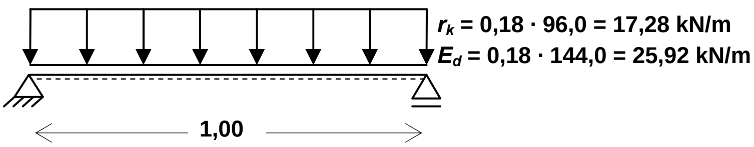
Nachweis der Sparschalung

Eine Sparschalung ist nicht erforderlich.

Nachweis der senkrechten Träger

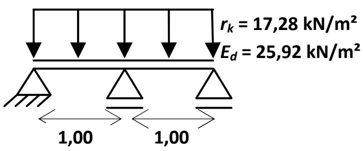
Statisches System: Einfeldträger

Der Gurtungsabstand beträgt 100 cm. Es wird der mittlere Träger betrachtet.



Statisches System: Zweifeldträger

für die Schubbemessung:



Für die Schubbemessung ist hier der Zweifeldträger das ungünstigere statische System.

Schubbemessung

Maximale Querkraft $V_{r,d}$ nach *Gleichung (2.18)*

$$V_{r,d} = 1{,}25 \cdot \frac{E_d \cdot \ell}{2} = 1{,}25 \cdot \frac{25{,}92 \text{ kN/m} \cdot 1{,}00 \text{ m}}{2} = 16{,}2 \text{ kN}$$

Der Bemessungswert nach *Tabelle 2.17* für Holzschalungsträger H 20 beträgt V_d = 16,5 kNm

$$\frac{V_{r,d}}{V_d} = \frac{16{,}2 \text{ kN}}{16{,}5 \text{ kN}} = 0{,}98 > 1{,}0$$

Tabelle 1 Bemessungswerte für Holzschalungsträger H 20 (*Tabellen 2.15 und 2.17*)

Bemessungswerte	Zulässige Lasten
V_d = 16,5 kN	zul Q = 11 kN
M_d = 7,5 kNm	zul M = 5 kNm
$E \cdot I$ = 450 kNm²	

Biegebemessung

Maximales Moment $M_{r,d}$

$$M_{r,d} = \frac{E_d \cdot \ell^2}{8} = \frac{25{,}92 \text{ kN/m} \cdot 1{,}00^2 \text{ m}^2}{8} = 3{,}24 \text{ kNm}$$

Nach *Tabelle 2.17* beträgt damit der Bemessungswert des Moments für Holzschalungsträger H 20 M_d = 7,5 kNm.

$$\frac{M_{r,d}}{M_d} = \frac{3{,}24 \text{ kNm}}{7{,}5 \text{ kNm}} = 0{,}43 < 1{,}0$$

Berechnung der Durchbiegung

Nach *Gleichung (2.17)* wird die Durchbiegung w mit der charakteristischen Einwirkung ohne Teilsicherheitsbeiwert berechnet.

$$w = \frac{5 \cdot r_k \cdot \ell^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

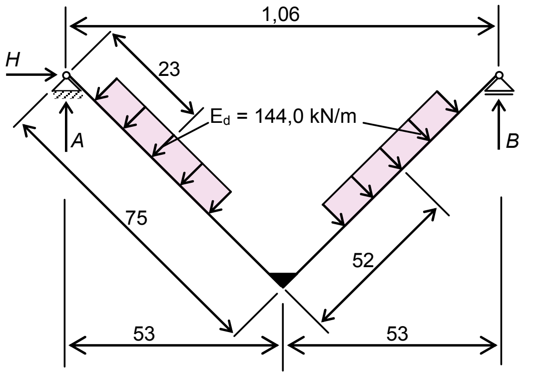
Nach *Tabelle 2.17* gilt für Holzschalungsträger H 20 $E \cdot I$ = 450 kNm².

$$w = \frac{5 \cdot 17{,}28 \text{ kN/m} \cdot 1{,}00^4 \text{ m}^4}{384 \cdot 450 \text{ kNm}^2} = 0{,}0005 \text{ m} = 0{,}5 \text{ mm}$$

Nachweis der Gurtungen

Statisches System: Einfeldträger

Der Säulenriegel hat einen rechtwinkligen Grundriss mit biegesteifer Ecke. Der Ankerabstand beträgt 1,27 m. Die Einzellasten werden vereinfacht als Streckenlast angenommen.



r_k = 1,0 · 96,0 = 96,0 kN/m
E_d = 1,0 · 144,0 = 144,0 kN/m

Bild 12 Statisches System: Grundriss Säulenriegel

Für die Auflagerkräfte der Spannanker *A* und *B* gilt

$$A + B = \frac{2}{\sqrt{2}} \cdot 144{,}0 \text{ kN/m} \cdot 0{,}4 \text{ m} = 81{,}46 \text{ kN}$$

$$A = B = 40{,}73 \text{ kN}$$

Die maximale Querkraft $V_{r,d}$ an den Auflagern des Säulenriegels bei den Ankerstellen ergibt sich zu

$$V_{r,d} = \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot 40{,}73 \text{ kN} = 28{,}8 \text{ kN}$$

Die Auflagerkraft *H* ist bei der gegebenen Belastung *H* = 0.

Das maximale Moment $M_{r,d}$ in der biegesteifen Ecke des Säulenriegels ergibt sich zu

$$M_{r,d} = -40{,}73 \text{ kN} \cdot 0{,}53 \text{ m} + 144{,}0 \text{ kN/m} \cdot 0{,}4 \text{ m} \cdot 0{,}52 \text{ m} = 8{,}37 \text{ kNm}$$

Schubbemessung

Schubspannung τ_d für Stahlprofile (*Gleichung 5.4*)

$$\tau_d = \frac{V_{r,d} \cdot S_y}{I_y \cdot t}$$

Die maximale Schubspannung τ_d für Stahlprofile ergibt sich nach *Gleichung (5.4)* berechnet zu:

$$\tau_d = \frac{V_{r,d} \cdot S_y}{I_y \cdot t} = \frac{28{,}8 \text{ kN} \cdot 2 \cdot 36{,}3 \text{ cm}^3}{2 \cdot 364 \text{ cm}^4 \cdot 2 \cdot 0{,}9 \text{ cm}}$$

$$\tau_d = 1{,}5956 \text{ kN/cm}^2 = 15.956 \text{ kN/m}^2 = 15{,}956 \text{ N/mm}^2$$

Stahlprofile S 235 (St 37) für Gurtungen in Wandschalungen:

2 U120:

I_y = 2 · 364 cm^4, W_y = 2 · 60,7 cm³, S_y = 2 · 36,3 cm³, t = 2 · 9 mm, $E \cdot I_y$ = 1.528,8 kNm²

Für Stahl S 235 entsprechend St 37 gilt die Streckgrenze $f_{y,k}$ = 240 N/mm². Die Grenznormalspannung ist:

$$\sigma_{R,d} = f_{y,d} = \frac{f_{y,k}}{\gamma_M} = \frac{240\ \text{N/mm}^2}{1{,}1} = 218{,}2\ \text{N/mm}^2$$

mit γ_M = 1,1. Die Grenzschubspannung ist:

$$\tau_{R,d} = \frac{f_{y,d}}{\sqrt{3}} = \frac{218{,}2\ \text{N/mm}^2}{\sqrt{3}} = 126{,}0\ \text{N/mm}^2$$

$$\frac{\tau_d}{\tau_{R,d}} = \frac{15.956\ \text{kN/m}^2}{126.000\ \text{kN/m}^2} = 0{,}13 < 1{,}0$$

Biegebemessung

Biegespannung $\sigma_{r,d}$ für Stahlprofile (*Gleichung 5.5*)

$$\sigma_{y,d} = \frac{M_{r,d}}{W_y}$$

Vergleichsspannung σ_V für Stahlprofile (*Gleichung 5.6*)

$$\sigma_V = \sqrt{\sigma_{y,d}^{\ 2} + \tau_d^{\ 2}}$$

Die vorhandene Biegespannung $\sigma_{y,d}$ für Stahlprofile wird berechnet nach *Gleichung (5.5)* zu:

$$\sigma_{y,d} = \frac{M_{r,d}}{W_y} = \frac{8{,}37\ \text{kNm}}{2 \cdot 60{,}7\ \text{cm}^3} = 68.945{,}6\ \text{kN/m}^2$$

$$\frac{\sigma_{y,d}}{\sigma_{R,d}} = \frac{68.945{,}6\ \text{kN/m}^2}{218.200\ \text{kN/m}^2} = 0{,}32 < 1{,}0$$

Die Vergleichsspannung σ_V ergibt sich nach *Gleichung (5.6)* aus

$$\sigma_V = \sqrt{68.945{,}6^2 + 15.956^2} = 70.767{,}9\ \text{kN/m}^2$$

$$\frac{\sigma_V}{\sigma_{R,d}} = \frac{70.767{,}9\ \text{kN/m}^2}{218.200\ \text{kN/m}^2} = 0{,}32 < 1{,}0$$

Berechnung der Durchbiegung

Die Durchbiegung w wird vereinfachend nach *Gleichung (2.17)* mit der charakteristischen Einwirkung ohne Teilsicherheitsbeiwert für einen Schenkel des Säulenriegels mit Länge ℓ = 90 cm berechnet. Dabei wird die Belastung vereinfachend auf die volle Schenkellänge angenommen. Da die tatsächliche Lasteinwirkungslänge mit nur 50 cm kürzer ist, wird die tatsächliche Durchbiegung noch geringer. Auf eine genauere Berechnung wird hier verzichtet.

$$w = \frac{5 \cdot r_k \cdot \ell^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

$$w = \frac{5 \cdot 96{,}0\ \text{kN/m} \cdot 0{,}75^4\ \text{m}^4}{384 \cdot 1.528{,}8\ \text{kNm}^2} = 0{,}00026\ \text{m} = 0{,}26\ \text{mm}$$

Nachweis der Ebenheitstoleranzen

Die Summe der Durchbiegungen Σw entsprechend *Gleichung (2.28)* ergibt sich zu:

$$\Sigma w = 0{,}03 \text{ mm} + 0{,}5 \text{ mm} + 0{,}26 \text{ mm} = 0{,}79 \text{ mm}$$

Der Messpunktabstand m wird aus dem Abstand ℓ_1 zwischen biegesteifer Ecke und der Ankerstelle der Gurtungen und dem Gurtungsabstand ℓ_2 mit *Gleichung (2.27)* berechnet:

$$m = \sqrt{0{,}75^2 + 1{,}0^2} = 1{,}25 \text{ m} > 1{,}0 \text{ m}$$

Nach *Tabelle 2.6* wird für den Messpunktabstand m = 1,0 m < 1,25 m ein zulässiges Stichmaß

$$\text{zul } s = 3 \text{ mm} > 0{,}79 \text{ mm} = \Sigma\, w$$

für Zeile 7 gefordert. Damit sind die Ebenheitstoleranzen nach DIN 18202 erfüllt. Die geforderten Werte in den Zeilen 5 und 6 sind damit auch eingehalten.

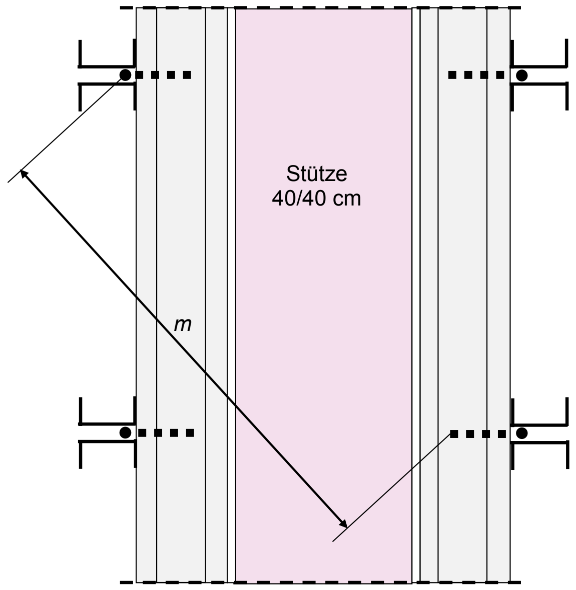


Bild 13 Messpunktabstand *m*

Nachweis der Ankerkraft

Die Ankerkraft entspricht den Auflagerkräften A und B des Säulenriegels.

$$F_N = A = B = 40{,}73 \text{ kN} < 135{,}0 \text{ kN} = N_{d,\text{Anker}}$$

für einen Spannstab DYWIDAG Ø 15,0 mm nach *Tabelle 2.23*.

---

g) Konstruktion eines Auslegergerüstes

Schnitt A-A

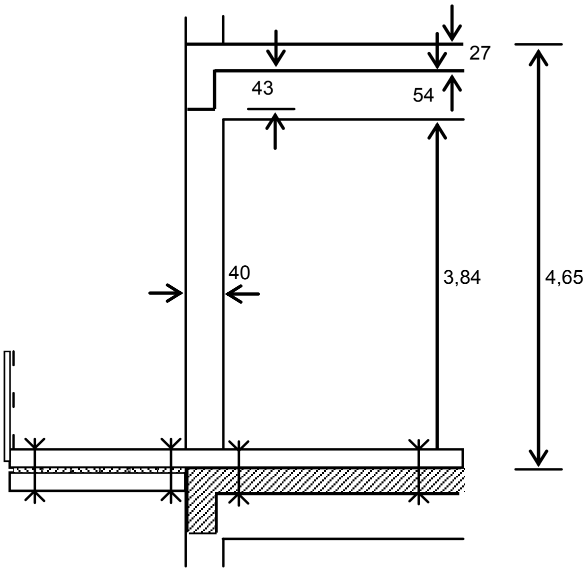


Bild 14 Schnitt A-A

Grundriss, Deckenuntersicht

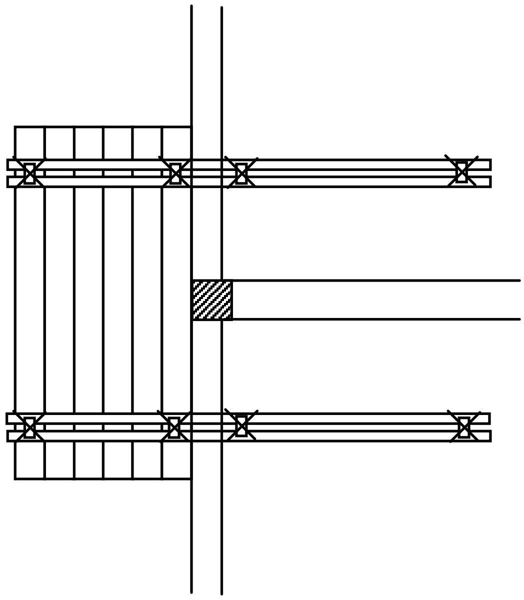


Bild 15 Grundriss