Formelsammlung Stahlbetonbau – nach DIN EN 1992 (EC2)

letzte Aktualisierung: 25.08.2025

Diese Formelsammlung basiert auf Inhalten aus meinem Studium sowie auf Erfahrungen aus meiner bisherigen beruflichen Praxis.
Sie wurde nach bestem Wissen und Gewissen erstellt, erhebt jedoch keinen Anspruch auf vollständige Richtigkeit oder Vollständigkeit. Die Sammlung dient mir als persönliches Arbeitsmittel, das ich gerne auch anderen Bauingenieurinnen und Bauingenieuren zur Verfügung stelle.
Bei der Anwendung ist stets fachlicher Sachverstand und eine eigenverantwortliche ingenieurtechnische Prüfung erforderlich.

Anmerkungen, Verbesserungsvorschläge usw. an: mail@zimmermann-felix.de

1 Literaturverzeichnis

[1] Deutsches Institut für Normung, DIN EN 1992-1-1/NA, Berlin: Beuth Verlag, Januar 2011.

[2] F. Fingerloos, J. Hegger und K. Zilch, Eurocode 2 fü Deutschland, Kommerntierte Fassung, Berlin: Ernst & Sohn, Beuth, 2012.

[3] Skript Hochschule 21, „Platten," Sept. 2013. [Online]. Available: http://extra.hs21.de/seiten/goettsche/_private/K11_Platten.pdf. [Zugriff am 19 November 2013].

[4] Deutsches Institut für Normung, DIN EN 1992-1-1, Berlin: Beuth Verlag, Januar 2011.

[5] K. Zilch und G. Zehetmaier, Bemessung im kontruktiven Betonbau, München: Springer Verlag, Juni 2009.

[6] Vorlesungsfolien KIT, Bemessung und Konstruktion von Bauteilen im Stahlbeton, Karlsruhe, WS2013/2014.

[7] Hochschule für Technik Stuttgart, Skript Stahlbetonbau 2, Stuttgart, SS 2013.

[8] P. D.-I. R. Baumgart, Skript Massivbau Hochschule Darmstadt, Darmstadt, 2013.

[9] Schneider, Bautabellen für Ingenieure, 20. Auflage, Köln: Werner Verlag, 2012.

[10] Wommelsdorf, Stahlbeton, Bemessung und Konstruktion Teil1+2, Werner Verlag, 2011.

[11] E. Dutulescu, „Zur Ermittlung der Beton- und Stahlspannungen.," *Beton- und Stahlbetonbau,* pp. 388-400, Mai 2004.

[12] Deutscher Beton- und Bautechnik- Verein, Beispiele zur Bemessung nach DIN 1045-1 Band 1: Hochbau, Berlin: Ernst u. Sohn, 2005.

2 Grundlagen der Trawerksplanung

2.1 Einwirkungskombinationen (vereinfacht)

1.) Einwirkungskombination im GZT

$E_d = \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_{k,1} + \sum[\gamma_Q \cdot \Psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}]$	Ungünstige Wirkung: γ_G: [ ] = 1,35 γ_Q: [ ] = 1,5 Günstige Wirkung: γ_G: [ ] = 1,0 γ_Q: [ ] = 1,5 $\Psi_{0,i}$: [ ] → siehe Tabelle

2.) Ermittlung der Einwirkungskombination im GZG

Charakterisitsche Kombination (früher seltene Kombination)

$p_{d,char} = g_k + q_{1,k} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} \cdot q_{i,k}$ [kN/m]	$\Psi_{0,i}$: [ ] Kombinationsbeiwert; siehe Tabelle 1

Quasi-ständige Kombination

$p_{d,perm} = g_k + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot q_{i,k}$ [kN/m]	$\Psi_{2,i}$: [ ] Kombinationsbeiwert; siehe Tabelle 1

3.) Tabelle mit Kombinationsbeiwerten – DIN EN 1990/NA

Einwirkung	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Nutzlasten im Hochbau (Kategorien siehe EN 1991-1-1)[a]			
— Kategorie A: Wohn- und Aufenthaltsräume	0,7	0,5	0,3
— Kategorie B: Büros	0,7	0,5	0,3
— Kategorie C: Versammlungsräume	0,7	0,7	0,6
— Kategorie D: Verkaufsräume	0,7	0,7	0,6
— Kategorie E: Lagerräume	1,0	0,9	0,8
— Kategorie F: Verkehrsflächen, Fahrzeuglast ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
— Kategorie G: Verkehrsflächen, 30 kN ≤ Fahrzeuglast ≤ 160 kN	0,7	0,5	0,3
— Kategorie H: Dächer	0	0	0
Schnee- und Eislasten, siehe DIN EN 1991-1-3			
— Orte bis zu NN + 1 000 m	0,5	0,2	0
— Orte über NN + 1 000 m	0,7	0,5	0,2
Windlasten, siehe DIN EN 1991-1-4	0,6	0,2	0
Temperatureinwirkungen (nicht Brand), siehe DIN EN 1991-1-5	0,6	0,5	0
Baugrundsetzungen, siehe DIN EN 1997	1,0	1,0	1,0
Sonstige Einwirkungen[b,c]	0,8	0,7	0,5

a Abminderungsbeiwerte für Nutzlasten in mehrgeschossigen Hochbauten siehe DIN EN 1991-1-1.

b Flüssigkeitsdruck ist im allgemeinen als eine veränderliche Einwirkung zu behandeln, für die die ψ-Beiwerte standortbedingt festzulegen sind. Flüssigkeitsdruck, dessen Größe durch geometrische Verhältnisse begrenzt ist, darf als eine ständige Einwirkung behandelt werden, wobei alle ψ-Beiwerte gleich 1,0 zu setzen sind.

c ψ-Beiwerte für Maschinenlasten sind betriebsbedingt festzulegen.

Tabelle 1: Kombinationsbeiwerte im Hochbau [1]

2.2 Ermittlung der Lasteinwirkung bei Treppen

1.) Eigenlast auf Grundfläche bezogen

Platte: $g_k = \frac{d_{Platte} \cdot \gamma_{Stb}}{\cos\alpha}$ [kN/m²]

Putz: $g_k = \frac{d_{Putz} \cdot \gamma_{Putz}}{\cos\alpha}$ [kN/m²]

Betonstufen: $g_k = \frac{A_{Stufe}}{x_1} \cdot \gamma_{Beton}$ [kN/m²]

Mörtel: $g_k = d_{Mörtel} \cdot \gamma_{Mörtel} \cdot \left(1 + \frac{x_2}{x_1}\right)$ [kN/m²]

Belag: $g_k = d_{Belag} \cdot \gamma_{Belag} \cdot \left(\frac{x_4 + x_3}{x_1}\right)$ [kN/m²]

α: [°] Winkel zwischen Horizontaler Ebene und Treppenachse
d_{Platte}: [m] Dicke der Stahlbetonplatte
d_{Putz}: [m] Dicke des Putzes
$d_{Mörtel}$: [m] Dicke des Mörtels
d_{Belag}: [m] Dicke des Belages
γ_{Stb}: [kN/m³] Wichte von Stahlbeton
γ_{Putz}: [kN/m³] Wichte des Putzes
γ_{Beton}: [kN/m³] Wichte von unbewehrtem Beton
$\gamma_{Mörtel}$: [kN/m³] Wichte des Mörtels
γ_{Belag}: [kN/m³] Wichte des Belages
x_1: [m] Breite der unbewehrten Betonstufe; siehe Abbildung 1
x_2: [m] Höhe der unbewehrten Betonstufe; siehe Abbildung 1
x_3: [m] Höhe des Setzstufe; siehe Abbildung 1
x_4: [m] Breite des horizontalen Belages; siehe Abbildung 1
A_{Stufe}: [m²] Fläche der Stufe; $A_{Stufe} = 0{,}5 \cdot x_1 \cdot x_2$

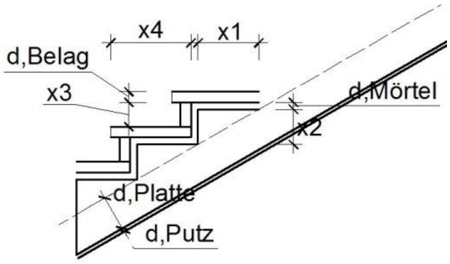


Abbildung 1: Querschnitt einer Stahlbetontreppe

2.) Lasten bezogen auf Stabachse

Eigengewicht: $g_{\perp,k} = \Sigma\, g_k \cdot \cos^2(\alpha)$ [kN/m²]
$g_{\parallel,k} = \Sigma\, g_k \cdot \sin(\alpha) \cdot \cos(\alpha)$ [kN/m²]

Verkehr & Schnee: $q_{\perp,k} = q_k \cdot \cos^2(\alpha)$ [kN/m²]
$q_{\parallel,k} = q_k \cdot \sin(\alpha) \cdot \cos(\alpha)$ [kN/m²]

Wind: $w_{\perp,k} = w_k$ [kN/m²]
$w_{\parallel,k} = 0$ [kN/m²]

g_k: [kN/m²] Belastung aus Eigengewicht, bezogen auf die Grundfläche; siehe oben

4 Dauerhaftigkeit und Betondeckung

4.1 Ermittlung der Betondeckung

3.) **Mindestbetondeckung**	
$c_{min} = \max \begin{cases} c_{min,b} \\ c_{min,dur} + \Delta c_{dur\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} \\ 10mm \end{cases}$ Bei Mechanischer Exposition Opferbeton zu c_{min} dazu addieren! (XM 1: + 5mm, XM2: + 10mm, XM3: +15mm)	$c_{min,b}$: [mm] Mindestbetondeckung aus Verbundanforderungen (i.d.R. ∅ Stab) $c_{min,dur}$: [mm] Mindestbetondeckung aus Dauerhaftigkeits-anforderung (siehe Tab. unten) $\Delta c_{dur\gamma}$: [mm] additives Sicherheitselement (siehe Tab. unten) $\Delta c_{dur,st}$: [mm] bei Verwendung von nichtrostendem Stahl (i.d.R. = 0) $\Delta c_{dur,add}$: [mm] bei zusätzlichen Schutzmaßnahmen (grundsätzlich: $\Delta c_{dur,add} = 0$ s. A1:2015-12)

4.) **Nennmaß der Betondeckung**	
$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$ [mm] → aufrunden auf 5 mm → = c_{vl}	Δc_{dev}: [mm] Vorhaltemaß für unplanmäßige Abweichungen durch die Bauausführung. Δc_{dev} = 10 mm wenn Verbundanforderung ($c_{min,b}$) maßgebend ist. bei Fund. mit Sauberkeitsschicht von d = 5-10cm: Δc_{dev} + 20 mm s.DIN EN 1992-1-1 4.4.1.3(4) bei Fund. und betonieren gegen Erdreich: Δc_{dev} + 50 mm s.DIN EN 1992-1-1 4.4.1.3(4) Δc_{dev} = 15 mm wenn Dauerhaftigkeitsanforderung ($c_{min,dur}$) maßgebend ist. außer für XC1: Δc_{dev} = 10mm bei Fund. mit Sauberkeitsschicht von d = 5-10cm: Δc_{dev} + 20 mm s.DIN EN 1992-1-1 4.4.1.3(4) bei Fund. und betonieren gegen Erdreich: Δc_{dev} + 50 mm s.DIN EN 1992-1-1 4.4.1.3(4) c_{vl}: [mm] Verlegemaß (muss auf Plänen angegeben werden!)

Exp.	X0	XC1	XC2, XC3	XC4	XD1, XS1	XD2, XS2	XD3, XS3
$\mathbf{c_{min,dur}}$	10	10	20	25	30	35	40
$\mathbf{\Delta c_{dur,\gamma}}$	0				10	5	0

Hinweis: diese Tab. entspricht der Tab. NA 4.4 bzw. 4.4N

4.2 Klassifizierung Expositionsklassen

1.) **Erdüberschüttete Stahlbetonbauteile unterhalb durchlässigem Fahrbahnbelag**

Ohne Abdichtung:

Horizontale Oberflächen (Gefälle < 2,5%): XD3

Vertikale Oberflächen & Gefälle ≥ 2,5%: XD2

Mit regelgerechter Abdichtung:

Alle Oberflächen: XC3

s. Auslegungen zu DIN 1992-1-1 (Stand 04.10.2017)

5 Ermittlung der Schnittgrößen

5.1 Ermittlung der effektiven Stützweite (DIN EN 1992-1-1; 5.3.2.2)

1.) **Stütze - Riegel**	
$L_{eff} = L_n + a_1 + a_2$ [m]	

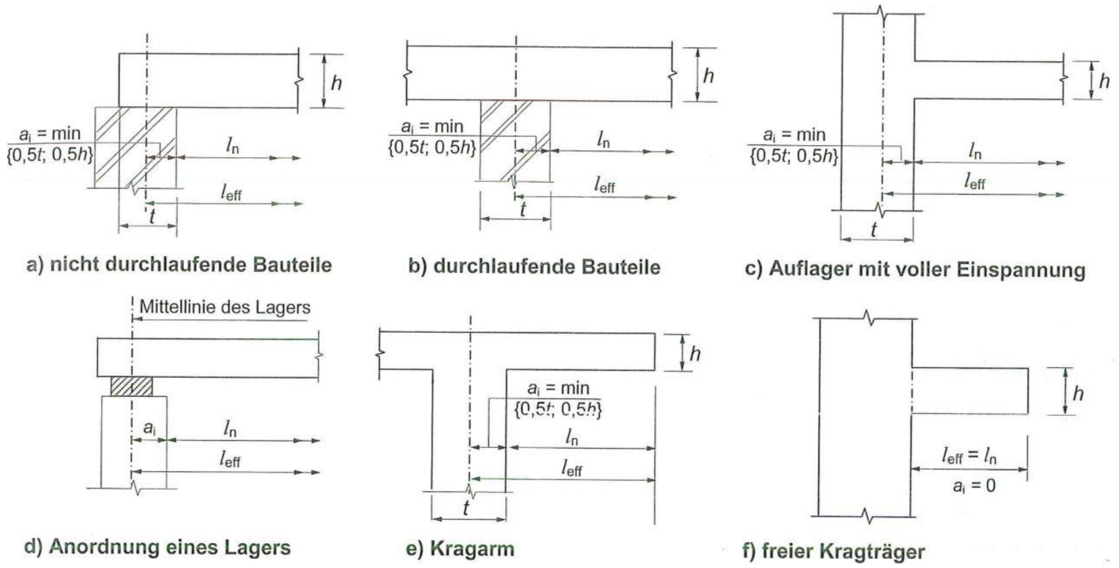
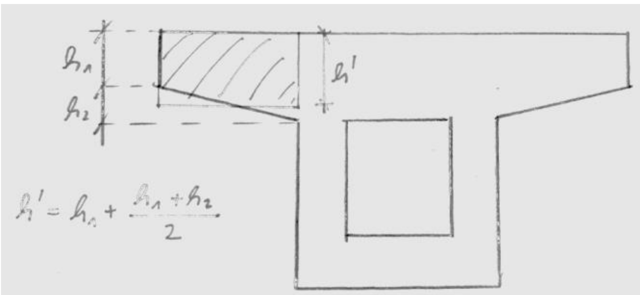


Abbildung 2: Effektive Stützweite für verschiedene Auflagerbedingungen [2]

2.) **Stütze - Fundament**	
Systemlänge der Stütze: $L_{eff} = \min \{0{,}5 \cdot h_f;\ 0{,}5 \cdot c\} + L_n$ [m]	h_f: [m] Höhe des Fundamentes c: [m] Breite der Stütze L_n: [m] lichte Stützweite

5.2 Ersatzquerschnitte



5.3 Ermittlung der Bemessungsmomente bei zweiachsig gespannten Platten

1.) Pieper Martens Verfahren

Hinweise:

- In die Tafelwerte von Pieper Martens ist eine Randeinspannung von 50% eingearbeitet.
- Die Feldmomente können sofort abgelesen werden.

Anwendungsgrenzen

$q_d \leq 2 \cdot g_d$	q_d: [kN/m²] Bemessungswert der Verkehrslast g_d: [kN/m²] Bemessungswert des Eigengewichts

Feldmomente

Platten mit voller Drillsteifigkeit:

$$m_{xf} = \frac{(g_d + q_d) \cdot (l_x)^2}{f_x} \text{ [kNm/m]}$$

$$m_{yf} = \frac{(g_d + q_d) \cdot (l_x)^2}{f_y} \text{ [kNm/m]}$$

Platten ohne volle Drillsteifigkeit:

$$m_{xf} = \frac{(g_d + q_d) \cdot (l_x)^2}{f_{x0}} \text{ [kNm/m]}$$

$$m_{yf} = \frac{(g_d + q_d) \cdot (l_x)^2}{f_{y0}} \text{ [kNm/m]}$$

m_{xf}: [kNm] Moment um die y-Achse (liefert Bewehrung in x-Richtung)
m_{yf}: [kNm] Moment um die x-Achse (liefert Bewehrung in y-Richtung)
l_x: [m] Spannweite in x-Richtung (kürzere Spannweite)

Hinweis: Platten bei denen Abhebekräfte an den Ecken aufgenommen werden können, gelten als drillsteif. Platten die diese Kräfte nicht aufnehmen können als drillweich.

Stützmomente

x-Richtung: (kürzere Spannweite)

$$m_{xs,1} = \left(\frac{(g_d + q_d) \cdot (l_{x,1})^2}{s_x}\right) \text{ [kNm/m]}$$

$$m_{xs,2} = \left(\frac{(g_d + q_d) \cdot (l_{x,2})^2}{s_x}\right) \text{ [kNm/m]}$$

$$\frac{l_{x1}}{l_{x2}} < 5: m_{xs} = \max \begin{cases} \frac{1}{2} \cdot (m_{xs,1} + m_{xs,2}) \text{ [kNm/m]} \\ 0{,}75 \cdot \max \{|m_{xs,1}|; |m_{xs,2}|) \text{ [kNm/m]} \end{cases}$$

$$\frac{l_{x1}}{l_{x2}} > 5: m_{xs} = \max \{ | m_{xs,1}| ; | m_{xs,2}| \} \text{ [kNm/m]}$$

y-Richtung: (längere Spannweite)

$$m_{ys,1} = \left(\frac{(g_d + q_d) \cdot (l_{x,1})^2}{s_y}\right) \text{ [kNm/m]}$$

$$m_{ys,2} = \left(\frac{(g_d + q_d) \cdot (l_{x,2})^2}{s_y}\right) \text{ [kNm/m]}$$

$$\frac{l_{y1}}{l_{y2}} < 5: m_{ys} = \max \begin{cases} \frac{1}{2} \cdot (m_{ys,1} + m_{ys,2}) \text{ [kNm/m]} \\ 0{,}75 \cdot \max \{|m_{ys,1}|; |m_{ys,2}|) \text{ [kNm/m]} \end{cases}$$

$$\frac{l_{y1}}{l_{y2}} > 5: m_{ys} = \max \{ | m_{ys,1}| ; | m_{ys,2}| \} \text{ [kNm/m]}$$

Hinweis: Ränder mit Kragplatte können nur dann als eingespannter Rand betrachtet werden, wenn das Kragmoment infolge $g_d \geq 0{,}5 \cdot$ Stützmoment des angrenzenden Feldes infolge $g_d + q_d$ beträgt. [3]

$l_{x,1}/l_{x,2}$: [ ]Verhältnis der anschließenden Stützweiten
$l_{x,1}$: [m] Länge des 1. Feldes in x-Richtung
$l_{x,2}$: [m] Länge des 2. Feldes in x-Richtung
$m_{xs,1}$: [ ] Moment um die y-Achse auf Seite 1 der beiden angrenzenden Felder (liefert Bewehrung in x-Richtung)
$m_{xs,2}$: [ ] Moment um die y-Achse auf Seite 2 der beiden angrenzenden Felder (liefert Bewehrung in x-Richtung)
$m_{ys,1}$: [ ] Moment um die x-Achse auf Seite 1 der beiden angrenzenden Felder (liefert Bewehrung in y-Richtung)
$m_{ys,2}$: [ ] Moment um die x-Achse auf Seite 2 der beiden angrenzenden Felder (liefert Bewehrung in y-Richtung)

2.) **Belastungsumordnungsverfahren – mit Czerny-Tafeln**

Hinweise

• Mit dem Moment m_{xs} ermittelt man die Bewehrung in x-Richtung. • die y-Richtung zeigt immer in die Richtung der längeren Plattenseite. • An einer Stützstelle muss entweder m_{xs} oder m_{ys} berechnet werden. • (je nachdem wie die Platten m und n aneinander liegen) Das Stützmoment befindet sich zwischen der Platte m und der Platte n • Die Czernytafeln setzen eine drillsteife Platte vorraus. • Bei der Erstellung der Czernytafeln wurde mit der Querdehnzahl v = 0 gerechnet.	m: Mitte max: Ort des Maximalwertes min: Ort des Minimalwertes e: Plattenecke er: eingespannter Rand erm: eingespannter Rand Mitte fr: freier Rand frm: freier Rand Mitte rm: Rand Mitte

Anwendungsgrenzen für Belastungsumordnungsverfahren:

$\frac{\min l_x}{\max l_x} \geq 0{,}75 \;\wedge\; \frac{\min l_y}{\max l_y} \geq 0{,}75$

Belastungen ermitteln:

Belastung aller Felder

$f_{1d} = g_d + \frac{q_d}{2}$ [KN/m²]	g_d: [KN/m²] Belastung aus Eigengewicht. $g_d = \gamma_G \cdot g_k$ q_d: [KN/m²] Belastung aus Verkehrslast. $q_d = \gamma_Q \cdot q_k$

Schachbrettartige Belastung mit $q = \pm q/2$

$f_{2d} = \frac{q_d}{2}$ [KN/m²]

Maximales Feldmoment

Feldmoment bei vorhandener Randeinspannung und der Belastung f_{1d}

$m_{xf}^E = f_{1d} \cdot \frac{l_x^2}{TW}$ [KNm/m] $\quad m_{yf}^E = f_{1d} \cdot \frac{l_x^2}{TW}$ [KNm/m]	TW: [ ] Tafelwert l_x: [m] kurze Spannweite f_{1d}: [KN/m²] Volllast

Feldmomente bei gelenkigen Rändern und der Belastung f_{2d}

$m_{xf}^G = f_{2d} \cdot \frac{l_x^2}{TW}$ [KNm/m] $\quad m_{yf}^G = f_{2d} \cdot \frac{l_x^2}{TW}$ [KNm/m]	TW: [ ] Tafelwert l_x: [m] kurze Spannweite f_{2d}: [KN/m²] Schachbrettartige Belastung

Endgültiges Feldmoment durch Summenbildung

$m_{xf} = m_{xf}^E + m_{xf}^G$ [KNm/m] $\quad m_{yf} = m_{yf}^E + m_{yf}^G$ [KNm/m]

Maximales Stützmoment

Stützmoment bei vorhandener Randeinspannung und der Belastung f_{1d} ermitteln.

Platte m: $m_{xs}^{Em1} = f_{1d} \cdot \frac{l_x^2}{TW}$ [KNm/m] oder $m_{ys}^{Em1} = f_{1d} \cdot \frac{l_x^2}{TW}$ [KNm/m] Platte n: $m_{xs}^{En1} = f_{1d} \cdot \frac{l_x^2}{TW}$ [KNm/m] oder $m_{ys}^{En1} = f_{1d} \cdot \frac{l_x^2}{TW}$ [KNm/m]	TW: [ ] Tafelwert l_x: [m] kurze Spannweite f_{1d}: [KN/m²] Volllast

Stützmoment bei einseitiger Randeinspannung und der Belastung f_{2d}

Platte m: $m_{xs}^{Em2} = f_{2d} \cdot \frac{l_x^2}{TW}$ [KNm/m] oder $m_{ys}^{Em2} = f_{2d} \cdot \frac{l_x^2}{TW}$ [KNm/m] Platte n: $m_{xs}^{En2} = f_{2d} \cdot \frac{l_x^2}{TW}$ [KNm/m] oder $m_{ys}^{En2} = f_{2d} \cdot \frac{l_x^2}{TW}$ [KNm/m] Hinweis: die 3-seitig gelenkige Lagerung kann angenommen werden, weil in allen Nachbarfeldern eine verminderte Verkehrslast vorhanden ist. (Schachbrettartige Anordnung der Verkehrslast) Falls ein an die Platte m oder n angrenzendes Auflager als biegesteif angenommen werden kann, ist dieser Auflagerrand nicht als gelenkig zu betrachten.	TW: [ ] Tafelwert l_x: [m] kurze Spannweite f_{2d}: [KN/m²] Schachbrettartige Belastung

Endgültiges Stützmoment zwischen der Platte m und n:

$m_{xs} = \frac{1}{2} \cdot (m_{xs}^{Em1} + m_{xs}^{Em2}) + \frac{1}{2} \cdot (m_{xs}^{En1} + m_{xs}^{En2})$ [KNm/m]

oder $m_{ys} = \frac{1}{2} \cdot (m_{ys}^{Em1} + m_{ys}^{Em2}) + \frac{1}{2} \cdot (m_{ys}^{En1} + m_{ys}^{En2})$ [KNm/m]

5.4 Umlagerung – Zweifeldträger mit vereinfachtem Rotationsnachweis

5.5 Überprüfen ob vereinfachter Nachweis zulässig	
• $0{,}5 \leq \frac{L_{eff,1}}{L_{eff,2}} \leq 2{,}0$ • Vorwiegend auf Biegung beansprucht • Durchlaufender Balken	L_{eff1}: [m] Stützweite Feld 1 L_{eff2}: [m] Stützweite Feld 2
5.6 Umlagerungsfaktor	
$\delta = (1 - \frac{p}{100})$ [ ] $M_{St,\delta} = \delta \cdot M_{st,el}$ [KNm]	P: [%] Größe der Umlagerung $M_{st,el}$: [KNm] elastisches Stützmoment
5.7 Bezogene Druckzonenhöhe	
$\mu_{Ed} = \frac{M_{st,\delta} \cdot 100}{d^2 \cdot b \cdot f_{cd}}$ [ ] $\zeta = \frac{1+\sqrt{1-2 \cdot \mu_{Ed}}}{2}$ [ ] $\frac{x_u}{d} = \xi = 2{,}5 \cdot (1 - \zeta)$	
5.8 Nachweis der Umlagerung	
Normalduktiler Stahl: Bst 500 S **(A)** ; Bst 500 M **(A)** ; $\delta_{lim} = \max \begin{cases} 0{,}64 + 0{,}8 \cdot \xi \\ 0{,}85 \end{cases}$ Hochduktiler Stahl: Bst 500 S **(B)** ; Bst 500 M **(B)** ; Bst 500 S **(C)** ; Bst 500 M **(C)** ; $\delta_{lim} = \max \begin{cases} 0{,}64 + 0{,}8 \cdot \xi \\ 0{,}7 \end{cases}$	
5.9 Nachweis	
$\delta_{vorh.} \leq \delta_{lim}$ Hinweis: wenn NW nicht eingehalten, ist ein genauerer Nachweis erforderlich!	

6 Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

6.1 Biegung mit und ohne Normalkraft

6.1.1 k_d-Verfahren

1.) Bemessungsmoment	
$M_{Eds} = \lvert M_{Ed} \rvert - N_{Ed} \bullet \dfrac{z_{s1}}{100}$	M_{Ed}: [KNm] N_{Ed}: [KN] **vorzeichengerecht!** z_{s1}: [cm] Abstand zwischen Schwerpunkt und Zugbewehrung. Bei Rechteckquerschnitt: d – 0,5 • h
2.) k_d-Wert	
$k_d = \dfrac{d}{\sqrt{\dfrac{M_{Eds}}{b_{eff}}}}$ k_d > Endwert der Tabelle → k_s-Wert ablesen → $A_s = k_s \bullet \dfrac{M_{Eds}}{d} + \dfrac{N_{Ed}}{43{,}5}$ k_d < Endwert der Tabelle: → Druckbewehrung erforderlich → weiter mit 3.)	d: [cm] statische Nutzhöhe M_{Eds}: [KNm] b_{eff}: [m] Druckzonenbreite
3.) k_d-Verfahren mit Druckbewehrung	
ξ wählen: - normalerweise ξ = 0,617 - wenn ausreichende Rotationsfähigkeit sichergestellt sein muss → ξ = 0,45 aus Tabelle (0,617 oder 0,45) k_{s1} und k_{s2} ablesen mit Hilfe d_2/d die Werte p_1 und p_2 ablesen	
4.) Querschnittsfläche der Druckbewehrung	
$A_{s1} = p_1 \bullet k_{s1} \bullet \dfrac{M_{Eds}}{d} + \dfrac{N_{Ed}}{43{,}5}$ $A_{s2} = p_2 \bullet k_{s2} \bullet \dfrac{M_{Eds}}{d}$ Wenn $A_{s2} > A_{s1}$ → IAD-Verfahren	
5.) Sonstiges	
Druckzonenhöhe: $x = \xi \bullet d$ [cm]	

6.1.2 **IAD- Verfahren:**

1.) **Ermittlung der Bewehrung**

Eingangswerte

$v_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}}$ [ ]

$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed} \cdot 100}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}}$ [ ]

Mit den Werten: d_1/h ; v_{Ed} und μ_{Ed} → ω_{tot} aus IAD Diagramm ablesen

b: [cm] Querschnittsbreite
h: [cm] Querschnittshöhe
f_{cd}: [KN/cm²] Betondruckfestigkeit
$= \alpha \cdot \frac{f_{ck}}{1{,}5}$ (für Normalbeton)

Querschnittsfläche der Bewehrung

$A_{s,tot} = \omega_{tot} \cdot \frac{b \cdot h \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$

Minimalbewehrung/ Maximalbewehrung

$A_{s,min} = \frac{0{,}15 \cdot |N_{Ed}|}{f_{yd}}$

$A_{s,max} = 0{,}09 \cdot A_c$

maßgebend ist der größere Wert von $A_{s,tot}$ und $A_{s,min}$
maßgebender Wert darf nicht größer sein als $A_{s,max}$
wenn abzulesender Wert im weißen Bereich liegt ist $A_{s,min}$ maßgebend.

A_c: [cm] b • h

Bewehrungsanordnung

$A_{s1} = A_{s2} = 0{,}5 \cdot A_{s,tot}$

2.) **Aufnehmbares Moment ermitteln:**

Eingangswerte

$v_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}}$

$\omega_{tot} = \frac{A_{s,tot}}{b \cdot h} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$

Mit den Werten: d_1/h ; v_{Ed} ; ω_{tot} → μ_{Ed} aus IAD Diagramm ablesen

b: [cm] Querschnittsbreite
h: [cm] Querschnittshöhe
f_{cd}: [KN/cm²] Betondruckfestigkeit
$= \alpha \cdot \frac{f_{ck}}{1{,}5}$ (für Normalbeton)

Aufnehmbares Moment

$M_{Ed} = \mu_{Ed} \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{cd} \cdot 0{,}01$ [KNm]

b: [cm]
h: [cm] h ist senkrecht zur Symmetreiachse
f_{cd}: [KN/cm²]

3.) **Aufnehmbare Normalkräfte ermitteln:**

Eingangswerte

$\mu_{Ed} = \frac{M_{Ed} \cdot 100}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}}$ [ ]

$\omega_{tot} = \frac{A_{s,tot}}{b \cdot h} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$ [ ]

Aus IAD-Diagramm beide v_{Ed} - Werte ablesen

b: [cm] Querschnittsbreite
h: [cm] Querschnittshöhe
f_{cd}: [KN/cm²] Betondruckfestigkeit
$= \alpha \cdot \frac{f_{ck}}{1{,}5}$ (für Normalbeton)

Aufnehmbare Normalkräfte

$N_{Ed1} = v_{Ed1} \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}$ [KN]
$N_{Ed2} = v_{Ed2} \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}$ [KN]
Hinweis: N_{Ed1} & N_{Ed2} haben eventuell unterschiedliche Vorzeichen.

b: [cm] Querschnittsbreite
h: [cm] Querschnittshöhe
f_{cd}: [KN/cm²] Betondruckfestigkeit
$= \alpha \cdot \frac{f_{ck}}{1{,}5}$ (für Normalbeton)

6.1.3 Hebelgesetz (gering ausmittige Zugkraft)

1.) **Innerer Hebelarm**	
$z_{s1} = z_{s2} = \frac{h}{2} - d_1$ Hinweis: $z_{s1} = z_{s2}$ → Normalfall	
2.) Exzentrizität	
$e = \frac{M_{Ed} \cdot 100}{N_{Ed}}$ [cm] $e \leq z_{s1}$ → geringe/mittlere Ausmitte →Hebelgesetz → weiter mit $e > z_{s1}$ → große Ausmitte → k_d-Verfahren	M_{Ed}: [KNm] N_{Ed}: [KN]
3.) Querschnittsfläche der Bewehrung	
$A_{s1} = \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \cdot \frac{z_{s2} + e}{z_{s1} + z_{s2}}$ [cm²] $A_{s2} = \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \cdot \frac{z_{s1} - e}{z_{s1} + z_{s2}}$ [cm²]	N_{Ed}: [KN] f_{yd}: [KN/cm²] z_{s1}: [cm] z_{s2}: [cm] e: [cm]
4.) Bewehrungskräfte	
$F_{s1d} = \frac{N_{Ed} \cdot (z_{s2} + e)}{z_{s1} + z_{s2}}$ [KN] $F_{s2d} = \frac{N_{Ed} \cdot (z_{s1} - e)}{z_{s1} + z_{s2}}$ [KN]	N_{Ed}: [KN] f_{yd}: [KN/cm²] z_{s1}: [cm] z_{s2}: [cm] e: [cm]

6.1.4 Hebelgesetz (keine ausmittige Zugkraft)

1.) **Querschnittsfläche der Bewehrung**	
$A_{s,tot} = \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}$ [cm²]	N_{Ed}: [KN] f_{yd}: [KN/cm²]

6.1.5 **Mittige Druckkraft ohne Knickgefahr (M_{Ed} = 0)**

1.) **Bewehrung gesucht**	
Aufnehmbare Betondruckkraft	
$F_{c,d} = A_c \cdot f_{cd}$ [KN]	A_c: [cm²] b • h f_{cd}: [KN/cm²] = $\alpha \cdot \frac{f_{ck}}{1,5}$ (für Normalbeton)
Kraft die Bewehrung aufnehmen muss	
$F_{s,d} = \lvert N_{Ed} \rvert - F_{c,d}$ [KN] Wenn $F_{c,d} > N_{Ed}$ → siehe 0	N_{Ed}: [KN] $F_{c,d}$: [KN]
Querschnittsfläche der Bewehrung	
$\kappa = \left(1 - \frac{f_{c,d}}{f_{y,d}}\right)$ $A_s = \frac{F_{s,d}}{\kappa \cdot f_{y,d}}$ [cm²]	$F_{s,d}$: [KN] f_{yd}: [KN/cm²]
Mindestbewehrung (wenn $F_{c,d} > N_{Ed}$)	
$A_{s,min} = \frac{0,15 \cdot \lvert N_{Ed} \rvert}{f_{yd}}$ [cm²]	
2.) **Aufnehmbare Kraft gesucht**	
Aufnehmbare Kraft	
$N_{Ed} = A_{cn} \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd}$ [KN]	A_{cn}: [cm²] A_c - A_s A_c: [cm²] b • h f_{cd}: [KN/cm²] = $\alpha \cdot \frac{f_{ck}}{1,5}$ (für Normalbeton) f_{yd}: [KN/cm²] = $\frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ → 43,5 für Bst 500

6.1.6 Biegebemessung Platte - einachsig gespannt:

<table>
<tr><td colspan="2">1.) <u>Ermittlung Bemessungsmoment:</u></td></tr>
<tr><td colspan="2">Feldmoment:</td></tr>
<tr><td>$m_{Eds} = m_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_{s1}$ [KNm/m]</td><td>l_{ers}: [m] lichte Stützweite
(größeres l_{ers} maßgebend!
f_d: [kN/m²] Belastung der Platte</td></tr>
<tr><td colspan="2">Stützmoment</td></tr>
<tr><td>ausgerundetes Moment: (nicht monolytisch verbunden)
$m_{Eds} = |\text{extr. } m_{Eds}| - C_{Ed} \cdot \frac{a}{8}$ [KNm/m]

Randmomente: (monolytisch verbunden)
$m_{Eds} = \text{extr. } m_{Eds} + |V_{Ed,li/re}| \cdot 0{,}5 \cdot a$ [KN]
Hinweis: kleineres V_{Ed} von $V_{Ed,li}$ und $V_{Ed,re}$ ist maßgebend!

Mindestmomente:
erste Innenstütze im Feld: min $m_{Ed} = f_d \cdot \frac{l_{ers}^2}{8} \cdot 0{,}65$

übrige Innenstützen: min $m_{Ed} = f_d \cdot \frac{l_{ers}^2}{12} \cdot 0{,}65$</td><td>$C_{Ed}$: [kN/m] Auflagerkraft
a: [m] Auflagertiefe
extr.m_{Eds}: [kNm/m] negativ !!</td></tr>
<tr><td colspan="2">2.) <u>Biegebemessung mit kd-Verfahren</u></td></tr>
<tr><td>$k_d = \frac{d}{\sqrt{M_{Eds}}}$ → ablesen von k_s

$a_s = k_s \cdot \frac{m_{Eds}}{d} + \frac{n_{Ed}}{43{,}5}$ [cm²/m]</td><td>d: [cm] statische Nutzhöhe
m_{Eds}: [kNm/m]</td></tr>
</table>

6.1.7 Biegebemessung Platte - zweiachsig gespannt:

<table>
<tr><td colspan="2">1.) <u>Bemessung mit kd-Verfahren</u></td></tr>
<tr><td>$k_d = \frac{d}{\sqrt{M_{Eds}}}$ → ablesen von k_s

$a_{sx} = k_s \cdot \frac{m_x}{d} + \frac{n_{Ed}}{43{,}5}$ [cm²/m]
$a_{sy} = k_s \cdot \frac{m_y}{d} + \frac{n_{Ed}}{43{,}5}$ [cm²/m]

Hinweise:
mit dem Moment m_x wird die Bewehrung in x-Richtung ermittelt!
mit dem Moment m_y wird die Bewehrung in y-Richtung ermittelt!</td><td>m_{Eds}: [KNm/m]
d: [cm] statische Nutzhöhe</td></tr>
</table>

6.1.8 Biegebemessung Platte - punktförmig gestützt

1.) Belastung

Stütznormalkraft

$A_E = 1{,}1 \cdot l_x \cdot 1{,}1 \cdot l_y$
$N_d = A_E \cdot (1{,}35 \cdot g_k + 1{,}5 \cdot q_k)$

Bemessungslast

$f_d = 1{,}35 \cdot g_k + 1{,}5 \cdot q_k$ [KN/m²]

Verkehrslastanteil

$V = \dfrac{q_d}{q_d + g_d}$ [ ]

2.) Tafelwerte

x_x → Tafelwert unter Berücksichtigung der Anzahl der Felder in x-Richtung und dem Verkehrslastanteil v
x_y → Tafelwert unter Berücksichtigung der Anzahl der Felder in y-Richtung und dem Verkehrslastanteil v

3.) Biegemomente

Momente des Ersatzdurchlaufträgers

x-Richtung:
Feld: $M_{xf} = x_x \cdot f_d \cdot l_x^2 \cdot l_y$ [KNm]
Stütze: $M_{xs} = -\,x_x \cdot f_d \cdot l_x^2 \cdot l_y$ [KNm]

y-Richtung:
Feld: $M_{yf} = x_y \cdot f_d \cdot l_y^2 \cdot l_x$ [KNm]
Stütze: $M_{ys} = -\,x_y \cdot f_d \cdot l_y^2 \cdot l_x$ [KNm]

Momente im Feld (Schnitt durch das Feld)

Gurtstreifen Achse: $m_{xFGA} = \dfrac{0{,}25 \cdot M_{xf}}{l_y \cdot 0{,}2}$ [KNm/m] $m_{yFGA} = \dfrac{0{,}25 \cdot M_{yf}}{l_x \cdot 0{,}2}$ [KNm/m]

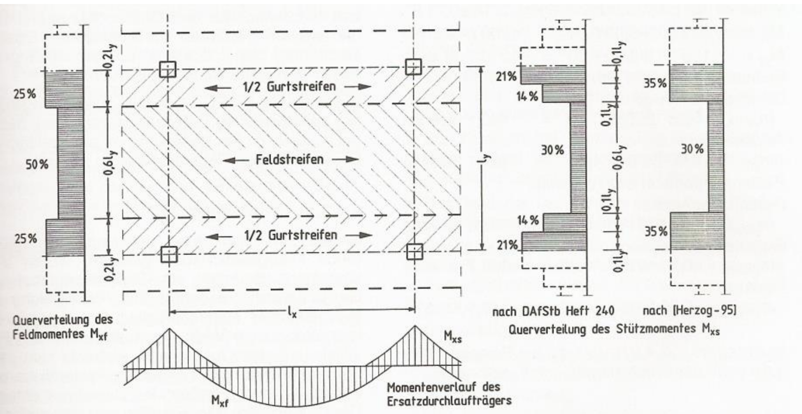
Feldstreifen: $m_{xFF} = \dfrac{0{,}5 \cdot M_{xf}}{l_y \cdot 0{,}6}$ [KNm/m] $m_{yFF} = \dfrac{0{,}5 \cdot M_{yf}}{l_x \cdot 0{,}6}$ [KNm/m]

Momente in Stützenachse (Schnitt durch Stützenachse)

Gurtstreifen Achse: $m_{xSGA} = -\dfrac{0{,}21 \cdot |M_{xs}|}{l_y \cdot 0{,}1}$ [KNm/m] $m_{ySGA} = -\dfrac{0{,}21 \cdot |M_{ys}|}{l_x \cdot 0{,}1}$ [KNm/m]

Gurtstreifen Rand: $m_{xSGR} = -\dfrac{0{,}14 \cdot |M_{xs}|}{l_y \cdot 0{,}1}$ [KNm/m] $m_{ySGR} = -\dfrac{0{,}14 \cdot |M_{ys}|}{l_x \cdot 0{,}1}$ [KNm/m]

Feldstreifen: $m_{xSF} = -\dfrac{0{,}3 \cdot |M_{xs}|}{l_y \cdot 0{,}6}$ [KNm/m] $m_{ySF} = -\dfrac{0{,}3 \cdot |M_{ys}|}{l_x \cdot 0{,}6}$ [KNm/m]



4.) Mindestbiegemomente

$m_{Ed,x} = \eta_x \cdot V_{Ed}$ [kNm/m]
$m_{Ed,y} = \eta_y \cdot V_{Ed}$ [kNm/m]

anzusetzende Breite → siehe EC2 Tab.NA 6.1.1

η_x: [ ] Momentenbeiwert; siehe EC2 Tab. NA 6.1.1
η_y: [ ] Momentenbeiwert; siehe EC2 Tab. NA 6.1.1

6.1.9 **Biegebemessung Plattenbalken:**

1.) Beanspruchungssituation

M_{Ed} positiv $\begin{cases}\text{Unterzug (Druckzone in der Platte)} \rightarrow \text{weiter mit 2.}\\ \text{Überzug (Druckzone im Steg)} \rightarrow \text{weiter mit 7. } (b_{eff} = b_w \text{ von Steg})\end{cases}$

M_{Ed} negativ $\begin{cases}\text{Unterzug (Druckzone im Steg)} \rightarrow \text{weiter mit 7. } (b_{eff} = b_w \text{ von Steg})\\ \text{Überzug (Druckzone in der Platte} \rightarrow \text{weiter mit 2.}\end{cases}$

2.) Ermittlung der Effektiven Plattenbreite

Effektive Spannweite

$l_{effi} = l_n + a_1 + a_2$ [m]	l_n: [m] lichte Weite $a_{1/2}$: [m] t/2 für Stahlbetonwand t/3 für Mauerwerkswand

Abstand der Momentennullpunkte

Einfeld → $l_0 = l_{eff}$
Endfeld → $l_0 = 0{,}85 \cdot l_{eff1}$
Stützfeld → $l_0 = 0{,}15 \cdot (l_{eff1} + l_{eff2})$
Mittelfeld → $l_0 = 0{,}7 \cdot l_{eff2}$
Kragfeld → $l_0 = 1{,}5 \cdot l_{eff3}$

Hinweis: Alternativ können die Momentennullpunkte auch aus einem EDV-Programm herausgelesen werden.

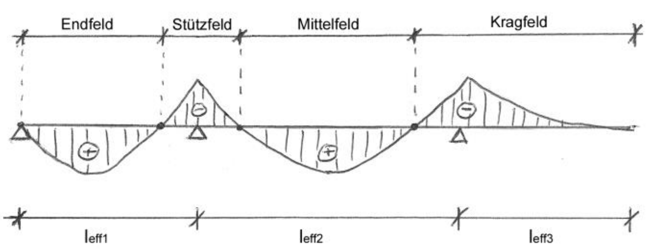


Abbildung 3: Längsschnitt durch Plattenbalken

Effektive Plattenbreite

b_i bestimmen → $\frac{b_{ges}}{2}$

$$b_{effi} = \min \begin{cases} 0{,}2 \cdot b_i + 0{,}1 \cdot l_0 \\ 0{,}2 \cdot l_0 \\ b_i \end{cases}$$

$b_{eff} = \Sigma b_{effi} + b_w$

b_{ges}: [m] lichte Spannweite der Platte ohne die Stegbreite
l_0: [m] Abstand der Momentennullpunkte; siehe oben

3.) Ermittlung der Beanspruchung:

Im Feld:
$M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z_{s1}$

An Stütze:
ausgerundetes Moment (nicht monolithisch verbunden):

$$M_{Eds} = |\text{extr.}M_{Eds}| - C_{Ed} \cdot \frac{a}{8}$$

Randmomente (monolithisch verbunden):

$$M_{Eds} = \text{extr.}M_{Eds} + |V_{Ed,li/re}| \cdot 0{,}5 \cdot a \quad [KN]$$

Hinweis: kleineres V_{Ed} von $V_{Ed,li}$ und $V_{Ed,re}$ ist maßgebend!

erste Innenstütze im Feld:

$$\min M_{Ed} = f_d \cdot \frac{l_{ers}^2}{8} \cdot 0{,}65$$

übrige Innenstützen:

$$\min M_{Ed} = f_d \cdot \frac{l_{ers}^2}{12} \cdot 0{,}65$$

z_{s1}: [m] = d – h/2
N_{Ed}: [kN] Normalkraft vorzeichengerecht (Druck negativ)
C_{Ed}: [kN] Auflagerkraft
a: [m] Auflagertiefe
a: [m] Auflagertiefe
extr.M_{Eds} negativ !!
l_{ers}: [m] lichte Stützweite (größeres l_{ers} maßgebend!)
f_d: [kN/m] Belastung des Balkens

4.) **Biegebemessung mit k_d-Verfahren**	
$k_d = \frac{d}{\sqrt{\frac{M_{Eds}}{b_{eff}}}}$ → ablesen von ξ eventuell Interpolation: $\xi = \xi_{min} + \frac{\xi_{max} - \xi_{min}}{k_{dmax} - k_{dmin}} \cdot (k_{dvorh} - k_{dmin})$ wenn k_d kleiner Endwert der Tabelle: → Druckbewehrung erforderlich → siehe Formelsammlung „k_d – Verfahren"	d: [cm] statische Nuthöhe des Plattenbalken b_{eff}: [m] Druckzonenbreite; siehe oben

5.) **Ermittlung der Druckzonenhöhe**	
$x = \xi \cdot d$ [cm] wenn $x > h_f$ → weiter mit 6.) wenn $x < h_f$ → $A_s = k_s \cdot \frac{M_{Eds}}{d} + \frac{N_{Ed}}{43{,}5}$ [cm²]	d: [cm] statische Nuthöhe des Plattenbalken

6.) **Auswahl Bemessungsverfahren**	
wenn $\frac{b_{eff}}{b_w} \geq 5$: Bemessung für den schlanken Plattenbalken wenn $\frac{b_{eff}}{b_w} < 5$: Bemessung für den gedrungenen Plattenbalken	b_{eff}: [m] Druckzonenbreite b_w: [m] Stegbreite

7.) **Bemessung für den schlanken Plattenbalken ($b_{eff} > 5 \cdot b_w$)**	
Ermittlung der Biegezugbewehrung	
$z \approx d - \frac{h_f}{2}$ [cm] $A_{s1} = \frac{M_{Eds} \cdot 100}{z \cdot f_{yd}} + \frac{N_{Ed}}{f_{yd}}$ [cm²]	h_f: [cm] Dicke der Platte f_{yd}: [KN/cm²] Bemessungswert der Betonstahlstreckgrenze für B500: f_{yd} = 43,5 KN/cm² z: [cm]
Kontrolle der Betondruckzone:	
$\frac{h_f}{d} \leq 0{,}231$ → $\alpha = 1{,}0$ $\frac{h_f}{d} > 0{,}231$ → $\alpha = 1{,}14 - 0{,}62 \cdot \frac{h_f}{d}$ $\sigma_{cd,m} = \frac{M_{Eds}}{z \cdot b_{eff} \cdot h_f} \leq \alpha \cdot f_{cd}$	h_f: [cm] Dicke der Platte d: [cm] statische Nuthöhe des Plattenbalken

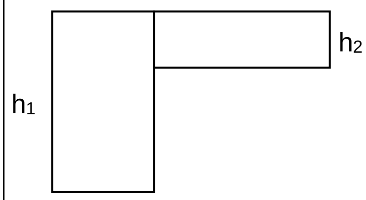
8.) **Bemessung für den gedrungenen Plattenbalken ($b_{eff} < 5 \cdot b_w$)**	
$\left.\begin{array}{l} \mu_{Eds} = \frac{M_{Eds} \cdot 100}{b_{eff} \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \ [\,] \\ \frac{h_f}{d} \text{ (kleineren Wert wählen)} \\ \frac{b_{eff}}{b_w} \end{array}\right\}$ ω ablesen $A_{s1} = \frac{1}{f_{yd}} \cdot (\omega \cdot b_{eff} \cdot d \cdot f_{cd} + N_{Ed})$	b_{eff}: [cm] Druckzonenbreite d: [cm] statische Nuthöhe des Plattenbalken f_{cd}: [KN/cm²] Bemessungswert der Betondruckfestigkeit h_f: [cm] Dicke der Platte f_{yd}: [KN/cm²] Bemessungswert der N_{Ed}: [KN] Normalkraft im Plattenbalken vorzeichengerecht!!

9.) **Konstruktive Regelungen**
An Zwischenauflagern von durchlaufenden PB muss die Zugbewehrung über b_{eff} verteilt werden. Im Bereich des Steges kann ein Teil der Bewehrung konzentriert werden. Laut nationalem Anhang wird aber empfohlen, die Bewehrung nur auf 0,5 • b_{eff} zu verteilen. (EC2 – 9.2.1.2(2))

6.2 <u>Querkraft</u>

6.2.1 Ermittlung der Bemessungsquerkraft

1.) **Allgemein**
Bei direkter Lagerung und bei gleichmäßig verteilten Lasten kann mit der Querkraft im Abstand d vom Auflagerrand gerechnet werden. (s.DIN EN 1992-1-1; 6.2.1(8)) Bei indirekter Lagerung ist die Querkraft am Auflagerrand maßgebend.

2.) **Bestimmung der Lagerungsart**	
Auflage auf Wand/Stütze → direkte Lagerung Aufhängung an Überzug → indirekte Lagerung Auflage auf Unterzug $\begin{cases} h_1 - h_2 \geq h_2 \rightarrow \text{direkte Lagerung} \\ h_1 - h_2 < h_2 \rightarrow \text{indirekte Lagerung} \end{cases}$	

3.) **Stelle der maßgebenden Querkraft**	
direkte Lagerung: - Endauflager aus Mauerwerk, Beton ohne Einspannung → $x_v = \frac{t}{3} + d$ [m] - Zwischenauflager + Endauflager mit Einspannung → $x_v = \frac{t}{2} + d$ [m] indirekte Lagerung: - Endauflager aus Mauerwerk, Beton ohne Einspannung → $x_v = \frac{t}{3}$ [m] - Zwischenauflager + Endauflager mit Einspannung → $x_v = \frac{t}{2}$ [m]	t: [m] Auflagerbreite d: [m] statische Nutzhöhe wenn Platte bemessen wird: d der Platte wenn Träger bemessen wird: d des Trägers

4.) **Ermittlung der reduzierten Querkraft**	
$V_{Ed,red} = \|extrV_d\| - f_d \cdot x_v$ [KN/(m)]	$extrV_d$: [KN/(m)] maximale maßgebende Querkraft in V-Verlauf f_d: [KN/m] ; [KN/m²] Bemessungslast; $f_d = 1{,}35 \cdot g_k + \Sigma(1{,}5 \cdot q_k)$ x_v: [m] siehe oben

6.2.2 Bauteile ohne Querkraftbewehrung (Platten → $b \geq 5 \cdot h_f$)

1.) Einfluss der Bauteilhöhe:

$k = \min \begin{cases} 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \\ 2 \end{cases}$	d: [mm] statische Nutzhöhe des Streifenfundamentes

2.) Längsbewehrungsgrad:

$\rho_l = \frac{a_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0{,}02$	a_{sl}: [cm²/m] Hauptbewehrung ; nur Zugbewehrung infolge Biegebemessung; nur Bewehrung, die über das Auflager geführt wird. b_w: [cm] kleinste Querschnittsbreite in der Zugzone bei Platte: b = 100cm d: [cm] statische Nutzhöhe des Streifenfundamentes

3.) Querkraftwiderstand (s. DIN EN 1992-1-1; 6.2.2)

Beiwert x

wenn d ≤ 600mm → x = 0,0525 wenn 600mm < d < 800mm → Interpolation: x = 0,0975 – 0,075 • $d_{vorh.}$ wenn d > 800mm → x = 0,0375	d: **[m]** statische Nutzhöhe

Grundwert der Querkrafttragfähikeit

$V_{Rd,c} = \left[\frac{0{,}15}{\gamma_c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}} + 0{,}12 \cdot \sigma_{cp}\right] \cdot b_w \cdot d$ [MN/m]	γ_c: Sicherheitsbeiwert = 1,5 k: Einfluss der Bauteilhöhe; siehe oben f_{ck}: Betondruckfestigkeit [f_{ck}] = N/mm² σ_{cp}: Zugspannung im Beton (i.d.R. = 0), [σ_{cp}] = N/mm² $\sigma_{cp} < 0{,}2 * f_{cd}$ Betonzugspannungen sind negativ einzusetzen. b_w: kleinste Querschnittsbreite in der Zugzone, [b_w] = m/m, bei Platte: b_w = 1,0m/m d: statische Nutzhöhe, [d] = m

Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit

$v_{min} = \frac{x}{\gamma_c} \cdot k \cdot \sqrt{k \cdot f_{ck}}$ [MN/m²] $V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ [MN/m]	γ_c: [ ] Sicherheitsbeiwert = 1,5 k: [ ] Einfluss der Bauteilhöhe; siehe oben f_{ck}: [N/mm²] Betondruckfestigkeit b_w: [m/m] kleinste Querschnittsbreite in der Zugzone bei Platte: b_w = 1,0m/m d: [m] statische Nutzhöhe v_{min}: [MN/m²] k_1: [ ] = 0,12

Maßgebende Querkrafttragfähigkeit

maß $V_{Rd,c} = \max \begin{cases} V_{Rd,c} \text{ [MN/m]} \\ V_{Rd,c,min} \text{ [MN/m]} \end{cases}$	

4.) Nachweis

$V_{Ed,red} \leq V_{Rd,c}$ → keine Querkraftbewehrung erforderlich
$V_{Ed,red} > V_{Rd,c}$ → Querkraftbewehrung erforderlich. Weiter mit Punkt 0

6.2.3 Bauteile mit erforderlicher Querkraftbewehrung

1.) Innerer Hebelarm

$z = \min \begin{cases} 0{,}9 \cdot d \quad [cm] \\ \max \{ d - 2 \cdot c_{v,l} \ ; \ d - c_{v,l} - 3 \} \quad [cm] \end{cases}$	z: [cm] innerer Hebelarm bei Bauteil mit konstanter Höhe d: [cm] statische Nutzhöhe $c_{v,l}$: [cm] Verlegemaß der Längsbewehrung in der Betondruckzone

2.) Druckstrebenneigungswinkel

vereinfacht: $\cot \theta = 1{,}2$ für Biegung/ Biegung + Druckkraft $\cot \theta = 1{,}0$ für Biegung + Zugkraft **genauer:** $\cot \vartheta = \frac{1{,}2 + 1{,}4 \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}}{1 - \frac{V_{Rd,cc}}{V_{Ed}}} \quad [\ ]$ $1{,}0 \leq \cot \theta \leq 3{,}0$ (bei geneigter Querkraftbewehrung: $0{,}58 \leq \cot \vartheta \leq 3{,}0$) mit: $V_{Rd,cc} = c \cdot 0{,}48 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}} \cdot \left(1 - 1{,}2 \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}\right) \cdot b_w \cdot z \cdot 0{,}1 \quad [kN]$ Hinweise: - es ist immer der kleinste Druckstrebenneigungswinkel maßgebend!	σ_{cd}: [N/mm²] Spannung aus Längskraft infolge Last oder Vorspannung = N_{Ed}/A_c (i.d.R.: $\sigma_{cd} = 0$) Betonzugspannungen sind negativ einzusetzen f_{cd}: [N/mm²] Bemessungswert der einaxialen Druckfestigkeit $V_{Rd,cc}$: [KN/m] siehe oben V_{Ed}: [KN/m] Maximalwert der einwirkenden Querkraft c: [ ] = 0,5 f_{ck}: [N/mm²] charakteristische Betondruckfestigkeit σ_{cd}: [N/mm²] Spannung aus Längskraft infolge Last oder Vorspannung = N_{Ed}/A_c (i.d.R.: $\sigma_{cd} = 0$) Betonzugspannungen sind negativ einzusetzen f_{cd}: [N/mm²] Betondruckfestigkeit b_w: [cm] kleinste Querschnittsbreite zwischen Bewehrungsschwerpunkt und der Druckresultierenden. für Streifenfundament: b_w = 100cm z: [cm] innerer Hebelarm; siehe oben

3.) Beiwerte (s. DIN EN 1992-1-1 NA; 6.2.3(3))

$\alpha_{cw} = 1{,}0$ $v_2 = 1{,}0$ für ≤ C50/60 $v_2 = \left(1{,}1 - \frac{f_{ck}}{500}\right)$ für ≥ C55/67 $v_1 = 0{,}75 \cdot v_2 \quad [\ ]$	α_{cw}: [ ] Beiwert zur Berücksichtigung des Spannungszustands im Druckgurt. v_1: [ ] Abminderungsbeiwert für die Betonfestigkeit bei Schubrissen f_{ck}: [N/mm²] charakteristische Betondruckfestigkeit

4.) Aufnehmbare Querkraft - Betondruckstrebe s. DIN EN 1992-1-1; 6.2.3(3)

$\alpha = 90°$: $\quad V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{\cot \theta + \frac{1}{\cot \theta}} \quad [kN/(m)]$ $\alpha < 90°$: $\quad V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot \theta + \frac{1}{\tan \alpha}}{1 + \cot^2 \theta} \quad [kN/(m)]$	α_{cw}: [ ] Beiwert; siehe oben b_w: [cm] kleinste Querschnittsbreite zwischen Bewehrungsschwerpunkt und der Druckresultierenden. für Streifenfundament: b_w = 100cm z: [cm] innerer Hebelarm; siehe oben v_1: [ ] Beiwert; siehe oben f_{cd}: [KN/cm²] Betondruckfestigkeit $f_{cd} = 0{,}85 \cdot \frac{f_{ck}}{1{,}5}$

5.) Aufnehmbare Querkraft - Querkraftbewehrung s. DIN EN 1992-1-1; 6.2.3(3)

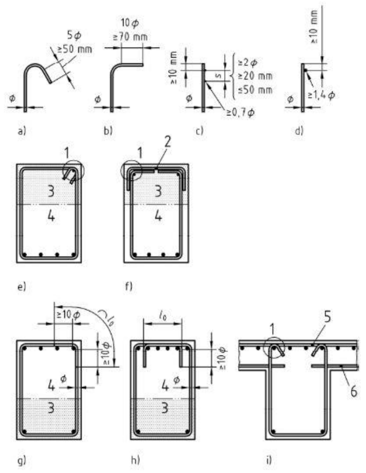
$\alpha = 90°$: $\quad V_{Rd,s} = a_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot \cot \theta \quad [KN/(m)]$ $\alpha < 90°$: $\quad V_{Rd,s} = a_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot (\cot \theta - \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \quad [kN/(m)]$ Hinweis: $V_{Rd,s}$ kann nur bei bekannter Bewehrung ermittelt werden.	a_{sw}: [cm²/m] gewählte Querkraftbewehrung = $\frac{A_{sw}}{s_w}$ f_{ywd}: [KN/cm²] Bemessungswert der Streckgrenze der Querkraftbewehrung. $f_{ywd} = f_{yk}/\gamma_s$ (i.d.R.: f_{yk} = 50KN/cm²; γ_s = 1,15) z: **[m]** innerer Hebelarm; siehe oben α: [°] Winkel zwischen Querkraftbewehrung und Bauteilachse

6.) Nachweis

$extr.V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$ → Druckstrebe versagt nicht

7.) **Erforderliche Bewehrung**	
$\alpha = 90°$: $a_{sw,erf.} \geq \frac{V_{Ed,red} \cdot s_w}{f_{ywd} \cdot z \cdot \cot\vartheta}$ [cm²/m] (Bewehrung für 1m Trägerlänge) $\alpha < 90°$: $a_{sw,erf.} \geq \frac{V_{Ed,red} \cdot s_w}{f_{ywd} \cdot z \cdot \left(\cot\vartheta + \frac{1}{\tan\alpha}\right) \cdot \sin\alpha}$ [cm²/m] Hinweis: Wenn an einem Bauteil Lasten von unten angreifen (z.B. Platte hängt an einem Überzug) ist eine Aufhängebewehrung erforderlich. (s.DIN EN 1992-1-1; 6.2.1(9)) $\Delta a_{sw} = \frac{f_d}{43{,}5}$ [cm²/(m)] → tot $a_{sw} = a_{sw} + \Delta a_{sw}$ [cm²/(m)]	$V_{Ed,red}$: [KN/m] reduzierte Querkraft; siehe oben s_w: [m] Abstand der Querkraftbewehrung (vereinfacht 1,0 bzw. beim Fundament a-d = Lasteinzugsbereich) f_{ywd}: [KN/cm²] Bemessungswert der Streckgrenze der Querkraftbewehrung. $f_{ywd} = f_{yk}/\gamma_s$ (i.d.R.: f_{yk} = 50KN/cm²; γ_s = 1,15) z: **[m]** innerer Hebelarm; siehe oben cot ϑ: [ ] Druckstrebenneigungswinkel α: [°] Winkel zwischen Querkraftbewehrung und Bauteilachse
8.) **Konstruktive Regeln**	
Mindestquerkraftbewehrung	
für allgemeine Fälle: $\rho_{w,min} = 0{,}16 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$ [ ] für gegliederte Querschnitte mit vorgespanntem Zuggurt: $\rho_{w,min} = 0{,}256 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$ [ ] min $a_{sw} = \rho_{w,min} \cdot b_w \cdot \sin\alpha \cdot 100$ [cm²/m]	α: [°] Winkel zwischen Querkraftbewehrung und Bauteilachse für lotrechte Bewehrung α = 90° ; sin α = 1 b_w: [cm] kleinste Querschnittsbreite zwischen Bewehrungsschwerpunkt und der Druckresultierenden. für Platte: b_w = 100cm f_{ctm}: [N/mm²] Zugfestigkeit von Beton; siehe Anhang Tab. 3.1 f_{yk}: [N/mm²] charakteristische Streckgrenze von Betonstahl B500: f_{yk}= 500 N/mm²
Höchstlängsabstände der Querkraftbewehrung	
$\frac{V_{Ed,red}}{V_{Rd,max}} \begin{cases} < 0{,}3 \rightarrow \text{siehe Anhang Tabelle NA9.1} \\ \leq 0{,}6 \text{ aber } > 0{,}3 \rightarrow \text{siehe Anhang Tabelle NA9.1} \\ > 0{,}6 \rightarrow \text{siehe Anhang Tabelle NA9.1} \end{cases}$	

6.2.4 Verankerung von Querkraftbewehrung



Legende
1 Verankerungselemente nach a) bzw. b)
2 Kappenbügel
3 Betondruckzone
4 Betonzugzone
5 obere Querbewehrung
6 untere Bewehrung der anschließenden Platte

a) Haken
b) Winkelhaken
c) gerade Stabenden mit zwei angeschweißten Querstäben
d) gerade Stabenden mit einem angeschweißten Querstab
e) und f) Schließen in der Druckzone
g) und h) Schließen in der Zugzone (l_0 mit α_1 = 0,7 nach Tabelle 8.2 mit Haken oder Winkelhaken am Bügelende)
i) Schließen bei Plattenbalken im Bereich der Platte

ANMERKUNG Für c) und d) darf in der Regel die Betondeckung nicht weniger als 3ϕ oder 50 mm betragen.

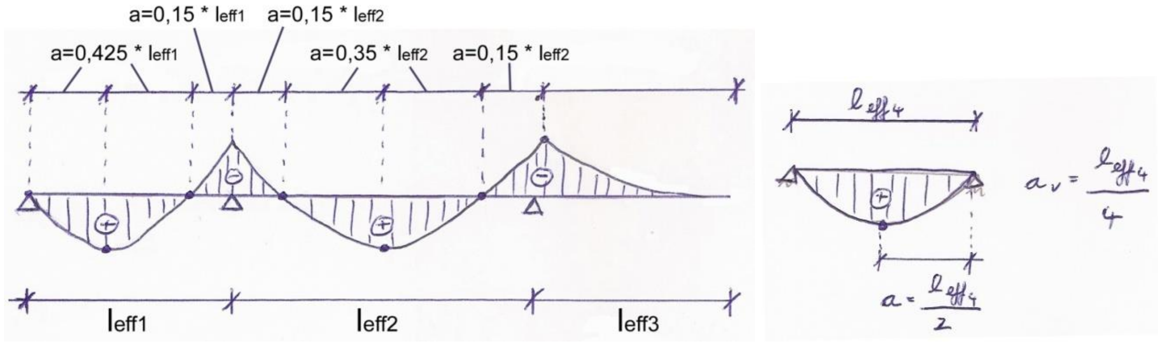
Abbildung 4: Verankerung und Schließen von Bügeln [1]

6.2.5 Querkraftdeckungslinie

1.) **Allgemein**	
Bei erforderlicher Aufhängebewehrung Querkraftverlauf um die Zusatzkraft ΔV_{Ed} nach oben verschieben: $\Delta V_{Ed} = f_d \cdot z \cdot \cot\vartheta$	f_d: [KN/(m)] angreifende Last ; z.B.: Auflagerkraft der Platte z: **[m]** innerer Hebelarm; siehe oben

6.2.6 Nachweis Anschluss Druckgurt (Druck in Platte) – Schub zwischen Balkensteg & Platte

1.) Abstand a zwischen Momentennullpunkt und Momentenhöchstwert:



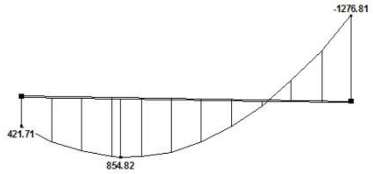


Abbildung 5: Sonderfall, linkes Auflager eingespannt und Moment positiv.

Hinweis: alternativ kann a auch aus dem Bemessungsprogramm abgelesen werden!

2.) Δx

$\Delta x = 0{,}5 \cdot a$ [m] (EC 2 6.2.4 (3))

Δx: betrachtete Länge in der die Schubkraft als konstant angenommen werden kann.

3.) Moment $M_{Ed,\Delta x}$

Moment $M_{Ed,\Delta x}$ an der Stelle Δx links bzw. rechts des Auflagers ermitteln.
Bei Stützen $M_{Ed} = 0{,}5 \cdot M_{max}$ *(=vereinfacht)*

M_{max}: nicht abgemindertes M

4.) Druckkräfte in der Biegedruckzone

$$F_{cd,\Delta x} = \frac{M_{Ed,\Delta x} \cdot 100}{z} \text{ [KN]}$$

$$F_{cd,x=0} = \frac{M_{Ed,x=0} \cdot 100}{z} \text{ [KN]}$$

Hinweis: Drucknormalkräfte sind zusätzlich zu berücksichtigen

z: [cm] min {0,9 • d; max{d – $c_{v,l}$ – 3; d - 2 • $c_{v,l}$ }}
$F_{cd,x=0}$: [KN] i.d.R. = 0, außer sie Abbildung 1

5.) Druckkräfte in einseitigem Gurtabschnitt wenn Dehnungsnulllinie in der Platte ($x \leq h_f$)

$$F_{cd,\Delta x,G} = F_{cd,\Delta x} \cdot \frac{A_{ca}}{A_{cc}} \text{ [KN]}$$

$$F_{cd,x=0,G} = F_{cd,x=0} \cdot \frac{A_{ca}}{A_{cc}} \text{ [KN]}$$

A_{ca} = Fläche eines einseitigen Gurtabschnittes = $h_f \cdot b_{effi}$
A_{cc} = gesamte Fläche der Biegedruckzone = $h_f \cdot b_{eff}$
h_f: [m] Höhe des Flansches
b_{effi} : [m] immer größeres b_{effi} !
b_{eff} : [m]

6.) Längskraftdifferenz zwischen Auflager A und und Δx:

$\Delta F_{cd} = F_{cd,\Delta x,G} - F_{cd,x=0,G}$ [KN]

v_1: [ ] = 0,75 • v_2
v_2: [ ] = 1,0
f_{cd}: [KN/cm²] 0,85 • f_{ck} /1,5
h_f in cm
Δx in cm
cot ϑ: **vereinfachend = 1,2**

7.) Druckstrebennachweis:

$$V_{Rd,max} = \frac{v_1 \cdot f_{cd} \cdot h_f \cdot \Delta x}{\cot\vartheta + \frac{1}{\cot\vartheta}} \text{ [KN]}$$

Nachweis: $V_{Rd,max} \geq \Delta F_{cd}$

8.) erforderliche Bewehrung der Zugstrebe.

$$a_{sf} = \frac{\Delta F_{cd}}{f_{yd} \cdot \Delta x \cdot \cot\vartheta} \text{ [cm²/m]}$$

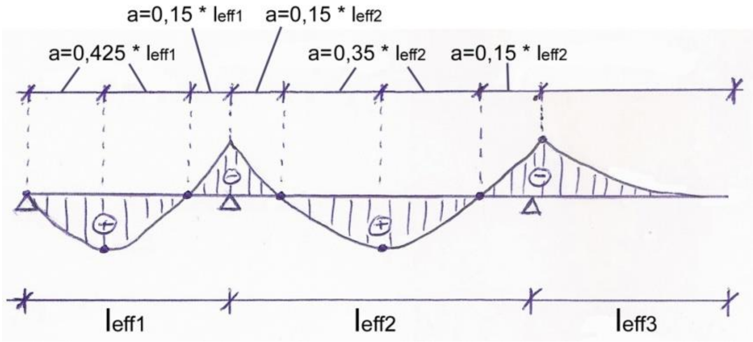
Δx: **in m!!**
cot ϑ: **vereinfachend = 1,2**

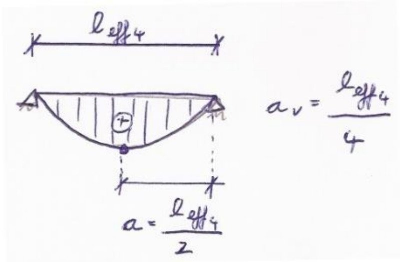
9.) Bewehrung + Abstand wählen

Bewehrung ist quer über den Steg anzuordnen. Je zur Hälfte auf der Plattenober- bzw. Unterseite. Bei kombinierter Beanspruchung durch Längsschubkräfte und Querbiegung der Platte, kann die Bewehrung der Platte angerechnet werden → größere Bewehrung ist maßgebend. (EC 2 6.2.4 (5))

6.2.7 Nachweis Anschluss Zuggurt (Zug in Platte)

1.) Abstand a zwischen Momentennullpunkt und Momentenhöchstwert





Hinweis: alternativ kann a auch aus dem Bemessungsprogramm abgelesen werden!

2.) Δx

$\Delta x = 0{,}5 \cdot a$ [m] (EC 2 6.2.4 (3))	Δx: betrachtete Länge in der die Schubkraft als konstant angenommen werden kann.

3.) Moment $M_{Ed,\Delta x}$

Moment $M_{Ed,\Delta x}$ an der Stelle Δx links bzw. rechts des Auflagers ermitteln. Bei Stützen $M_{Ed} = 0{,}5 \cdot M_{max}$ *(=vereinfacht)*	M_{max}: nicht abgemindertes M

4.) Zugkraft in der Bewehrung an der Stelle Δx:

$F_{sd,\Delta x} = \frac{M_{Ed,\Delta x} \cdot 100}{z}$ [KN] Hinweis: Zugnormalkräfte sind zusätzlich zu berücksichtigen: $F_{sd,\Delta x} + N_{Ed}$	z: [cm] min {0,9 • d; max{d – $c_{v,l}$ – 3; d - 2 • $c_{v,l}$ }}

5.) Längszugkraftdifferenz im Gurt:

$\Delta F_{sd} = F_{sd,\Delta x} \cdot \frac{A_{sa}}{\text{tot } A_s}$ [KN]	A_{sa}: [cm²] Fläche der in einem Gurt ausgelagerten Biegezugbewehrung tot A_s: [cm²] gesamte Zugbewehrung in der Platte

6.) Druckstrebennachweis:

$V_{Rd,max} = \frac{\nu_1 \cdot f_{cd} \cdot h_f \cdot \Delta x}{\cot\vartheta + \frac{1}{\cot\vartheta}}$ [KN] Nachweis: $V_{Rd,max} \geq \Delta F_{sd}$	ν_1: [ ] = 0,75 • ν_2 ν_2: [ ] = 1,0 f_{cd}: [KN/cm²] 0,85 • f_{ck} /1,5 h_f in cm Δx in cm cot ϑ: **vereinfachend = 1,0**

7.) erforderliche Bewehrung der Zugstrebe

$a_{sf} = \frac{\Delta F_{sd}}{f_{yd} \cdot \Delta x \cdot \cot\vartheta}$ [cm²/m]	Δx: **in m!!** cot ϑ: **vereinfachend = 1,0**

8.) Bewehrung + Abstand wählen

Bewehrung ist quer über den Steg anzuordnen. Je zur Hälfte auf der Plattenober- bzw. Unterseite. Bei kombinierter Beanspruchung durch Längsschubkräfte und Querbiegung der Platte, kann die Bewehrung der Platte angerechnet werden → größere Bewehrung ist maßgebend. (EC 2 6.2.4 (5))

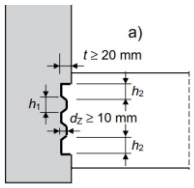
6.2.8 Schubkraftübertragung quer zur Verbundfuge (Decke an Wand)

1.) Allgemeines

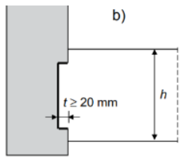
Regelungen:
- DIN EN 1992-1-1, 6.2.5
- DBV-Merkblatt Rückbiegen Betonstahl, 2011

Hinweise:
- Fugen quer zur Verbundfuge werden in der Regel auf Biegung beansprucht (bei gelenkiger Lagerung trotzdem Verdrehung).
- Nach DIN EN 1991-1-1, NA.6 ist ein Querkraftnachweis nach DIN EN 1991-1-1, 6.2.2 zu führen und kein Nachweis nach 6.2.5.
- bei Rückbiegeanschlüssen wird die Tragfähigkeit i.d.R. durch die Hersteller der Verwahrboxen berechnet und Bemessungswerte der Tragfähigkeit angegeben.

2.) Festlegung Fugenrauigkeit (Auszug DBV-Merkblatt)



a) verzahnt



b) rau oder glatt,
ggf. mit Konsoltraganteil $v_{Rd,ct,K}$ (Auflagerhöhe $h_A \geq 10*t$)

3.) Einfluss der Bauteilhöhe:

$$k = \min \begin{cases} 1 + \sqrt{\dfrac{200}{d}} \\ 2 \end{cases}$$

d: [mm] statische Nutzhöhe des Streifenfundamentes

4.) Längsbewehrungsgrad:

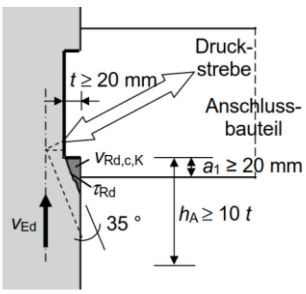
$$\rho_l = \min \begin{cases} \dfrac{a_{sl}}{b_w * d} * 0{,}8^{*1} \\ 0{,}02 \end{cases}$$

*1: Abminderung nur bei Rückbiegeanschluss für Kaltbiegen der Bewehrung mit Faktor 0,8

a_{sl}: Hauptbewehrung (cm²/m) ; nur Zugbewehrung infolge Biegebemessung; nur Bewehrung, die über das Auflager/Fuge geführt wird.
b_w: kleinste Querschnittsbreite in der Zugzone (cm)
bei Platte: b = 100cm
d: statische Nutzhöhe (cm)

5.) Konsoltraganteil (falls vorhanden)

$$V_{Rd,ct,K} = \frac{a_1}{\tan(35)} \bullet 0{,}75 \bullet \alpha_{ct} \bullet \frac{f_{ctk;0,05}}{\gamma_c} \quad \text{(MN/m)}$$



a_1: Abstand Bauteilrand Anschlussbauteil zu Beginn Ausklinkung. $[a_1]$ = m
α_{ct}: Beiwert = 0,85
$f_{ctk;0,05}$: 5% Betonzugfestigkeit, $[f_{ctk;0,05}]$ = N/mm²
C20/25: $f_{ctk;0,05}$ = 1,5N/mm²
C25/30: $f_{ctk;0,05}$ = 1,8N/mm²
C30/37: $f_{ctk;0,05}$ = 2,0N/mm²
C35/45: $f_{ctk;0,05}$ = 2,2N/mm²
C40/50: $f_{ctk;0,05}$ = 2,5N/mm²
C45/55: $f_{ctk;0,05}$ = 2,7N/mm²
C50/60: $f_{ctk;0,05}$ = 2,9N/mm²
γ_c: Sicherheitsbeiwert = 1,5

6.) Grundwert der Querkrafttragfähikeit

Grundwert der Querkrafttragfähikeit:

$$V_{Rd,c} = \left[\frac{0{,}15}{\gamma_c} \bullet k \bullet \sqrt[3]{100 \bullet \rho_l \bullet f_{ck}} + 0{,}12 \bullet \sigma_{cp}\right] \bullet b_w \bullet d \quad \text{(MN/m)}$$

Maßgebend:

$$V_{Rd,c,maßg.} = \min \begin{cases} V_{Rd,c} \bullet \dfrac{c}{0{,}5} + V_{Rd,ct,K} \\ V_{Rd,c,verzahnt} \end{cases}$$

Hinweise:
- Als oberer Grenzwert von $V_{Rd,c}$ gilt die verzahnte Fugenausbildung.
- Falls die Tragfähikeit nicht ausreicht → Nachweis mit Querkraftbewehrung nach DIN EN 1992-1-1, 6.2.3.

c: Beiwert Betonverbund
verzahnt: 0,5
rau: 0,4
glatt: 0,2
sehr glatt: 0
γ_c: Sicherheitsbeiwert = 1,5
k: Einfluss der Bauteilhöhe; siehe oben
f_{ck}: Betondruckfestigkeit $[f_{ck}]$ = N/mm²
σ_{cp}: Spannung senkrecht zur Fuge,
$[\sigma_{cp}]$ = N/mm²
$\sigma_{cp} < 0{,}2 * f_{cd}$
Betonzugspannungen negativ
b_w: kleinste Querschnittsbreite in der Zugzone, $[b_w]$ = m/m, bei Platte: b_w = 1,0m/m
d: statische Nutzhöhe, [d] = mm

6.2.9 **Schubkraftübertragung quer zu Verbundfuge (Wand auf Fundament)**

1.) Allgemeines

Regelungen: - DIN EN 1992-1-1, 6.2.5
Hinweise:

- Die Fuge am Wandfuß ist i.d.R. überdrückt, sodass ein Nachweis nach 6.2.5 erfolgen kann.
- Nur bei überwiegender Biegebeanspruchung soll nach DIN EN 1991-1-1, NA.6 ein Querkraftnachweis nach DIN EN 1991-1-1, 6.2.2 bzw. 6.2.3 geführt werden und kein Nachweis nach 6.2.5.
- Vorschlag: Beide Nachweise führen. Am Wandfuß ist bei einer erhöhten Querkraftbeanspruchung (z.B. infolge Erddruck) ohnehin ein Querkraftnachweis nach 6.2.2 bzw.- 6.2.3 zu führen.

2.) Fugennachweis nach DIN EN 1992-1-1, 6.2.5

2.1) Einwirkung

$$v_{Edi} = \frac{V_{Ed}}{b_i * h_i} \text{ (kN/cm}^2\text{)}$$

V_{Ed}: Querkraft am Wandfuß (kN)
b_i: kleinste Querschnittsbreite (cm/m)
bei durchgehender Wand: b_i = 100cm/m
h_i: Wanddicke (cm)
bei Elementwand h_i – 2 * t
t: Dicke der Elementschale (cm)

2.2) Bewehrungsgrad Fuge:

$$\rho = \frac{A_s}{A_i}$$

wenn keine Anschlussbewehrung vorhanden ist: $\rho_l = 0$

A_s: Querschnittsfläche Bewehrung quer zur Fuge (cm²/m)
= Anschlussbewehrung aus Bodenplatte
A_i: Fläche der Fuge über die Schub übertragen wird (cm²/m)
$A_i = b_i * h_i$
b_i: kleinste Querschnittsbreite (cm/m)
bei durchgehender Wand: b_i = 100cm/m
h_i: Wanddicke (cm)
bei Elementwand h_i – 2 * t
t: Dicke der Elementschale (cm)

2.3) Normalspannung in der Fuge:

$$\sigma_n = \min \begin{cases} \frac{n_{Ed}}{A_i} \\ 0{,}6 * f_{cd} \end{cases} \text{ (kN/cm}^2\text{)}$$

Hinweis: im Bauzustand ist ggf. keine, oder nur eine geringe vertikale Last vorhanden.
Es darf nur die vertikale Last angesetzt werden, die im ungünstigsten Fall gesichert vorhanden ist
(z.B. nur Eigenlast Untergeschossbauteile).

n_{Ed}: Bemessungswert senkrecht zur Fuge (kN/m)
bei Druck: $n_{Ed} = \gamma_F * n_k$ (i.d.R. $n_{Ed} = 1{,}0 * n_k$)
bei Zug: $n_{Ed} = 0$ bzw. $- \gamma_F * n_k$ (i.d.R. $n_{Ed} = - 1{,}5 * n_k$)
A_i: Fläche der Fuge über die Schub übertragen wird (cm²/m)
$A_i = b_i * h_i$

2.4) Bemessungswert der aufnehmbaren Schubkraft:

Bewehrung senkrecht zur Fuge (α = 90°):

$$v_{Rdi} = \min \begin{cases} c * f_{ctd} + \mu * \sigma_n + \rho * f_{yd} * 1{,}2 * \mu \\ 0{,}5 * v * f_{cd} \end{cases}$$

Bewehrung geneigt (α ≤ 90°):

$$v_{Rdi} = \min \begin{cases} c * f_{ctd} + \mu * \sigma_n + \rho * f_{yd} * (1{,}2 * \mu * \sin\alpha + \cos\alpha) \\ 0{,}5 * v * f_{cd} \end{cases}$$

Mit:

C20/25: $f_{ctd} = 0{,}085 \frac{kN}{cm^2}$
C25/30: $f_{ctd} = 0{,}102 \frac{kN}{cm^2}$
C30/37: $\boldsymbol{f_{ctd} = 0{,}113 \frac{kN}{cm^2}}$
C40/50: $f_{ctd} = 0{,}142 \frac{kN}{cm^2}$
C50/60: $f_{ctd} = 0{,}164 \frac{kN}{cm^2}$

c: Rauigkeitsbeiwert (-)
µ: Reibbeiwert (-)
v: Abminderungsbeiwert Betondruckfestigkeit (-)

Fuge	*c*	*µ*	*v*
verzahnt	0,50	0,9	0,70
rau	0,40 [a)]	0,7	0,50
glatt	0,20 [a)]	0,6	0,20
sehr glatt	0 [b)]	0,5	0

[a)] Zug rechtwinklig zur Fuge: *c* = 0
[b)] Höhere Beiwerte müssen durch entsprechende Nachweise begründet sein.

f_{ctd}: Betonzugfestigkeit (kN/cm²)
$f_{ctd} = \alpha_{ct} * \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c}$
f_{yd}: Bemessungswert der Streckgrenze der Fugenbewehrung (kN/cm²)
$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$ (i.d.R.: f_{yk} = 50KN/cm²; γ_s = 1,15)

2.5) Ermittlung Aufhängebewehrung (bei Nachweis nach 6.2.5) *1

Konzentrierte Anordnung (z.B. Bügel):

$A_s = \frac{V_{Ed}}{f_{yd}}$ (cm²)

Bei Elementwand mit Gitterträgern:

$A_s = \frac{V_{Ed}}{f_{yd} * z * (\cot\theta + \cot\alpha) * \sin\alpha}$ (cm²)

Mit anrechenbarem Bereich der Aufhängebewehrung:

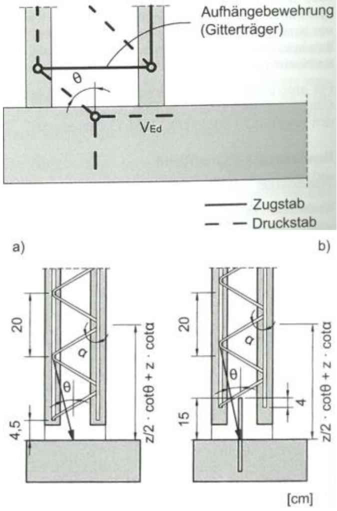
$l_A = \frac{z}{2} * \cot\theta + z * \cot\alpha$

*1: eine Aufhängebewehrung ist nur erforderlich, wenn auf eine Anschlussbewehrung aus der Bodenplatte verzichtet wird (Biegebewehrung wird nicht in der als Auflager dienenenden Bodenplatte verankert → NW indirektes Auflager).

V_{Ed}: Querkraft am Wandfuß (kN)

f_{yd}: Bemessungswert der Streckgrenze der Aufhängebewehrung (kN/cm²)

$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$ (i.d.R.: f_{yk} = 50KN/cm²; γ_s = 1,15)



3.) Fugennachweis nach DIN EN 1992-1-1, 6.2.2 oder 6.2.3

s. Querkraftnachweis

6.2.10 **Schubkraftübertragung längs zur Verbundfuge (z.B. Horizontale Arbeitsfuge Unterzug)**

4.) Allgemeines

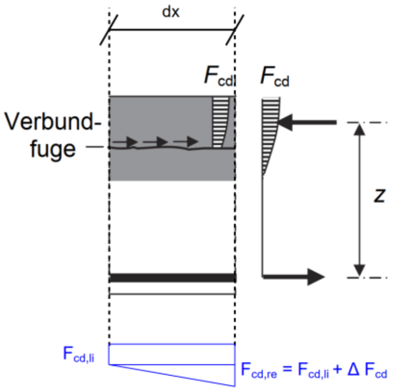
Regelungen: - DIN EN 1992-1-1, 6.2.5

5.) Fugennachweis nach DIN EN 1992-1-1, 6.2.5

2.6) Einwirkung

$v_{Edi} = \frac{\beta * V_{Ed}}{b_i * z_i}$ (kN/cm²)

Mit:
Fuge in der Zugzone: $\boldsymbol{\beta = 1,0}$ (sichere Seite)
Fuge in der Druckzone: $\beta = \frac{F_{cdi}}{F_{cd}}$



Herleitung:
I) $\tau = \Delta F_{cd} / (b*dx)$
II) $\Delta F_{cd} = dM_{Ed} / z = (V_{Ed} * dx) / z$

--> $\tau = V_{Ed} * dx / (z * b * dx) = V_{Ed} / (z * b)$

β: Beiwert zur Berücksichtigung der zu übertragenden Kraft (-)
V_{Ed}: Querkraft im Träger (kN)
b_i: kleinste Querschnittsbreite (cm)
z_i: Hebelarm (cm)

$$z = \min\begin{cases} 0{,}9*d \\ d - c_{v,l} - 3{,}0\text{cm} \\ d - 2*c_{v,l} \end{cases}$$

d: statische Nutzhöhe (cm)

2.7) Bewehrungsgrad Fuge:

$\rho = \frac{A_s}{A_i}$ (-)

A_s: Querschnittsfläche Bewehrung längs der Fuge (cm²/m)
= Querkraftbewehrung im Unterzug
A_i: Fläche der Fuge über den Schub übertragen wird (cm²/m)
$A_i = b_i * L_i$
b_i: kleinste Querschnittsbreite (cm)
L_i: Länge der betrachteten Fuge (cm/m)
z.B. 100cm/m

2.8) Normalspannung in der Fuge:

$$\sigma_n = \min\begin{cases} \frac{n_{Ed}}{A_i} \\ 0{,}6 * f_{cd} \end{cases} \quad (\text{kN/cm}^2)$$

Hinweis: z.B. Aufbeton

n_{Ed}: Bemessungswert senkrecht zur Fuge (kN/m)
bei Druck: $n_{Ed} = \gamma_F * n_k$ (i.d.R. $n_{Ed} = 1{,}35 * g_k + 1{,}5 * q_k$)
sichere Seite bzw. bei Zug: $n_{Ed} = 0$
A_i: Fläche der Fuge über den Schub übertragen wird (cm²/m)
$A_i = b_i * L_i$

2.9) Bemessungswert der aufnehmbaren Schubkraft:

Bewehrung senkrecht zur Fuge (α = 90°):

$$v_{Rdi} = \min\begin{cases} c * f_{ctd} + \mu * \sigma_n + \rho * f_{yd} * 1{,}2 * \mu \\ 0{,}5 * v * f_{cd} \end{cases}$$

Bewehrung geneigt (α ≤ 90°):

$$v_{Rdi} = \min\begin{cases} c * f_{ctd} + \mu * \sigma_n + \rho * f_{yd} * (1{,}2 * \mu * \sin\alpha + \cos\alpha) \\ 0{,}5 * v * f_{cd} \end{cases}$$

Mit:
C20/25: $f_{ctd} = 0{,}085 \frac{kN}{cm^2}$
C25/30: $f_{ctd} = 0{,}102 \frac{kN}{cm^2}$
C30/37: $\boldsymbol{f_{ctd} = 0{,}113 \frac{kN}{cm^2}}$
C40/50: $f_{ctd} = 0{,}142 \frac{kN}{cm^2}$
C50/60: $f_{ctd} = 0{,}164 \frac{kN}{cm^2}$

c: Rauigkeitsbeiwert (-)
µ: Reibbeiwert (-)
v: Abminderungsbeiwert Betondruckfestigkeit (-)

Fuge	c	μ	v
verzahnt	0,50	0,9	0,70
rau	0,40 a)	0,7	0,50
glatt	0,20 a)	0,6	0,20
sehr glatt	0 b)	0,5	0

a) Zug rechtwinklig zur Fuge: c = 0
b) Höhere Beiwerte müssen durch entsprechende Nachweise begründet sein.

f_{ctd}: Betonzugfestigkeit (kN/cm²)
$f_{ctd} = \alpha_{ct} * \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c}$
f_{yd}: Bemessungswert der Streckgrenze der Fugenbewehrung (kN/cm²)
$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$ (i.d.R.: f_{yk} = 50KN/cm²; γ_s = 1,15)

6.3 Torsion

6.3.1 Bemessung bei reiner Torsion (nur Rechteckquerschnitt und Holhlkasten)

1.) Einwirkendes Torsionsmoment

Kontrolle des Torsionsmomentenverlaufes durch Querkraftanalogie!

Bei zusammengesetzten Querschnitten:

$T_{Ed,i} = T_{Ed} \cdot \frac{I_{T,i}}{\Sigma I_{T,i}}$ [kNm]

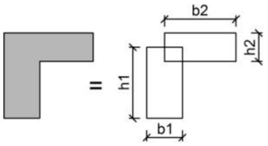


Abbildung 6: Zerlegung eines profilierten Querschnittes

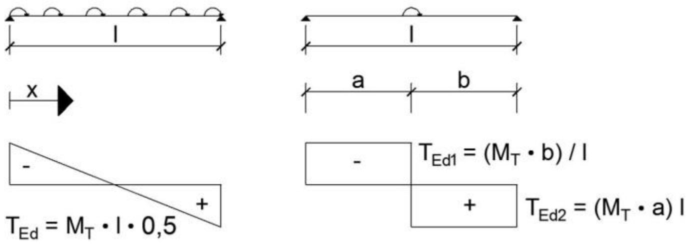
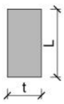


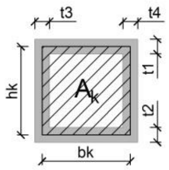
Abbildung 7: Torsionsmoment bei einem Einfeldträger

Torsionssteifigkeit



$I_T = \alpha \cdot L \cdot t^3$ [m⁴]

L/t	1,0	1,25	1,5	2,0	2,5	3,0	4,0	5,0	6,0	10	∞
α	0,14	0,171	0,196	0,229	0,249	0,263	0,281	0,291	0,299	0,313	0,333



$I_T = \frac{4 \cdot (b_k)^2 \cdot (h_k)^2}{\frac{b_k}{t_1} + \frac{b_k}{t_2} + \frac{h_k}{t_3} + \frac{h_k}{t_4}}$ [m⁴]

$I_{T,i}$: [m⁴] Torsionssteifigkeit des Querschnittteils i; siehe Anhang
T_{Ed}: [kNm] gesamtes Torsionsmoment

2.) Querkraft in der Wand des Ersatzhohlkastens

Effektive Wanddicke

Allgemein:

$t_{ef,i} = \min \begin{cases} h_w & [m] \\ 2 \cdot a & [m] \end{cases}$

Hohlkasten mit Wanddicke $h_w \le b/6$:

$t_{ef,i} = h_w$ [m]

a: [m] Abstand zwischen Außenfläche und Schwerelinie der Bewehrung
h_w: [m] vorhandene Wanddicke

Querkräfte

$V_{Ed,T+V} = V_{Ed,T} + V_{Ed,V}$ [kN]

mit: $V_{Ed,V} = V_{Ed} \cdot \frac{t_{ef,i}}{b_w}$ [kN] $V_{Ed,T} = \frac{T_{Ed} \cdot z_i}{2 \cdot A_k}$ [kN]

Hinweise:
- Bei einem gegliederten QS ist $V_{Ed,V}$ in der Platte = 0 (es wird angenommen dass die Querkraft nur von den Stegen aufgenommen wird)
- Für Steg eines Hohlkasten: $\tau = \frac{M_T}{2 \cdot t \cdot A_T}$
  → Kraft in einem Steg: $F = \tau \cdot t \cdot z_i$

A_k: [m²] Durch die Mittellinien der Wände eingeschlossene Fläche
→ i.d.R. Fläche innerhalb der Bewehrungsachsen
z_i: [m] Abstand der Schnittpunkte der Wandmittellinie und der angrenzenden Wandmittellinie
→ i.d.R. Abstand der oberen und unteren Bewehrungslage
T_{Ed}: [kNm] einwirkendes Torsionsmoment

3.) Nachweis der Druckstrebe

Druckstrebenneigung (s. DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04; 6.2.3(2))

genau: $0{,}58 \leq \cot\theta = \frac{1{,}2}{1 - \frac{V_{Rd,cc}}{V_{Ed,T+V}}} \leq 3{,}0$ [ ] mit $V_{Rd,cc} = 0{,}24 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}} \cdot \left(1 - 1{,}2 \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}}\right) \cdot t_{ef,i} \cdot z_i$ [MN] vereinfacht zur Ermittlung der Torsionsbewehrung: $\cot\theta = 1{,}0$ Hinweis: Der Nachweis für Querkraft als auch für Torsion ist mit dem Druckstrebenneigungswinkel $\cot\theta$ der sich aus der kombinierten Beanspruchung $V_{Ed,T+V}$ ergibt zu führen. (DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04; 6.3.2(2)) Vereinfacht kann der Nachweis für Torsion mit dem Druckstrebenneigungswinkel $\cot\theta = 1{,}0$ geführt werden. Der Querkraftnachweis wird dann seperat geführt und die jeweils ermittelten Bewehrungen addiert.	$V_{Ed,T+V}$: [kN] $V_{Rd,cc}$: [kN] f_{ck}: [N/mm²] charakteristische Zylinderdruckfestigkeit von Beton σ_{cp}: [N/mm²] Bemessungswert der Betonlängsspannung in Höhe des Schwerpunkts des Querschnitts. **Zugspannungen negativ!** $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ f_{cd}: [N/mm²] Bemessungswert der einaxialen Druckfestigkeit $t_{ef,i}$: [m] z_i: [m] Höhe der Wand i; definiert durch die Schnittpunkte der Wandmittellinien

Druckstrebentragfähigkeit $T_{Rd,max}$

$T_{Rd,max} = \frac{v \cdot \alpha_{c,w} \cdot f_{cd} \cdot 2 \cdot A_k \cdot t_{ef,i}}{\cot\theta + \frac{1}{\cot\theta}}$ [MNm] Hinweis: $T_{Rd,max}$ entspricht dem Widerstand eines Steges bzw. eines Flansches.	v: [ ] allgemein: v = 0,525 — für ≥ C55/67: $v = 0{,}525 \cdot (1{,}1 - f_{ck}/500)$ Kastenquerschnitt: v = 0,75 — für ≥ C55/67: $v = 0{,}75 \cdot (1{,}1 - f_{ck}/500)$ α_{cw}: [ ] Beiwert zur Berücksichtigung des Spannungszustandes im Druckgurt. $\alpha_{cw} = 1{,}0$ f_{cd}: [N/mm²] Bemessungswert der einaxialen Druckfestigkeit. A_k: [m²] Durch die Mittellinien der Wände eingeschlossene Fläche → i.d.R. Fläche innerhalb der Bewehrungsachsen t_{eff}: [m] wirksame Dicke der Wand = 2 x Abstand zwischen Außenfläche und Bewehrungsachse $\cot\theta$: [ ] Druckstrebenneigungswinkel; siehe oben

Druckstrebentragfähigkeit $V_{Rd,max}$

$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \frac{1}{\cot\theta}}$ [kN] Hinweis: Bei gegliedertem QS entspricht $V_{Rd,max}$ dem Widerstand eines Steges bzw. eines Flansches, wenn für b_w nur dessen Breite angesetzt wird. Falls die ganze Schnittbreite angesetzt wird entspricht $V_{Rd,max}$ dem Widerstand des gesamten QS.	α_{cw}: [ ] Beiwert zur Berücksichtigung des Spannungszustandes im Druckgurt. $\alpha_{cw} = 1{,}0$ b_w: [m] Querschnittsbreite (siehe Hinweis) z: [m] innerer Hebelarm; $z = \min\{0{,}9 \cdot d;\ \max\{d - 2 \cdot c_{v,l}\ ;\ d - c_{v,l} - 3\}\}$ v_1: [ ] Beiwert; $v_1 = 0{,}75 \cdot v_2$ v_2: [ ] Beiwert; $v_2 = 1{,}0$ (für ≤ C50/60) f_{cd}: [N/mm²] Bemessungswert der einaxialen Druckfestigkeit. $\cot\theta$: [ ] Druckstrebenneigungswinkel; siehe oben

Nachweis der Druckstrebentragfähigkeit

Kompakt- und Vollquerschnitte: $\left[\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}}\right]^2 + \left[\frac{V_{Ed,red}}{V_{Rd,max}}\right]^2 \leq!\ 1{,}0$ Kastenquerschnitte: $\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} + \frac{V_{Ed,red}}{V_{Rd,max}} \leq!\ 1{,}0$	Hinweis: bei gegliederten Querschnittsteilen ist die Querkraft in den horizontalen Teilen in der Regel = 0. Es gilt dann: $\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,max}} \leq 1{,}0$

4.) Nachweis der Zugstrebe – Ermittlung der Bewehrung

Überprüfen ob Mindestbewehrung ausreicht

Bei rechteckigem Vollquerschnitt wenn: $\frac{V_{Ed,red} \cdot b_w}{4{,}5} \geq!\ T_{Ed}$ [kNm] und $V_{Ed,red} \cdot \left[1 + \frac{4{,}5 \cdot T_{Ed}}{V_{Ed,red} \cdot b_w}\right] \leq!\ V_{Rd,c}$ [kN] und $\frac{T_{Ed}}{T_{Rd,c}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} \leq 1{,}0$ wenn alle Bedingungen eingehalten sind: → nur Mindestbewehrung erf. wenn eine/ beide Bedingungen nicht eingehalten sind: → Bewehrung für Querkraft und Torsion erf.	T_{Ed}: [kNm] einwirkendes Torsionsmoment $V_{Ed,red}$: [kN] einwirkende Querkraft b_w: [m] kleinste Querschnittsbreite in der Zugzone $V_{Rd,c}$: [kN] Grundwert der Querkrafttragfähigkeit; siehe Abschnitt 0

Querbewehrung infolge Querkraft

$a_{sw,V} = \frac{V_{Ed,red} \cdot s_w}{f_{ywd} \cdot z \cdot \cot\theta}$ [cm²/m] Hinweis: Bei einem gegliederten QS (z.B. PB) ist für den horizontalen Querschnittsteil kein $a_{sw,V}$ erforderlich.	$V_{Ed,red}$: [kN] Querkraft im Abstand d des Auflagers s_w: [m] Abstand der Querkraftbewehrung; $s_w = 1{,}0$ f_{ywd}: [kN/cm²] Bemessungswert der Streckgrenze der Querkraftbewehrung. $f_{ywd} = f_{yk}/\gamma_s$ (i.d.R.: f_{yk} = 50KN/cm²; $\gamma_s = 1{,}15$) z: **[m]** innerer Hebelarm; $z = \min\{0{,}9 \cdot d;\ \max\{d - 2 \cdot c_{v,l}\ ;\ d - c_{v,l} - 3\}\}$ cot θ: [ ] Druckstrebenneigungswinkel; siehe oben

Querbewehrung infolge Torsion

$a_{sw,T} = \frac{T_{Ed} \cdot 100^2}{f_{yd} \cdot 2 \cdot A_k \cdot \cot\theta}$ [cm²/m]	T_{Ed}: [kNm] einwirkendes Torsionsmoment; siehe oben f_{yd}: [kN/cm²] Bemessungswert der Streckgrenze der Torsionsquerbewehrung $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$ (i.d.R.: f_{yk} = 50KN/cm²; $\gamma_s = 1{,}15$ A_k: [cm²] cot θ: [ ] Druckstrebenneigungswinkel; siehe oben

Längsbewehrung infolge Torsion

$a_{sl} = \frac{T_{Ed} \cdot 100^2 \cdot \cot\theta}{f_{yd} \cdot 2 \cdot A_k}$ [cm²/m] Hinweis: die Längsbewehrung ist auf den Umfang der Kernfläche zu verteilen.	T_{Ed}: [kNm] einwirkendes Torsionsmoment; siehe oben f_{yd}: [KN/cm²] = 43,5 f_{yd}: [kN/cm²] Bemessungswert der Streckgrenze der Torsionslängsbewehrung $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$ (i.d.R.: f_{yk} = 50KN/cm²; $\gamma_s = 1{,}15$ A_k: [cm²] cot θ: [ ] Druckstrebenneigungswinkel; siehe oben u_k: [m] Umfang der Kernfläche

5.) **Konstruktive Durchbildung**

Mindestbewehrung

$a_{sw,T,min} = 0{,}16 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot t_{ef,i} \cdot 100$ [cm²/m]	f_{yk}: [N/mm²] charakteristischer Wert der Streckgrenze; f_{yk} = 500 N/mm² f_{ctm}: [N/mm²] Mittelwert der zentrischen Betonzugfestigkeit $t_{ef,i}$: **[cm]** effektive Wanddicke; siehe oben

Superposition der Bewehrung

Querbewehrung je Bügelschenkel: $a_{sw,ges} = 0{,}5 \cdot a_{swq} + a_{swt}$ [cm²/m] **Längsbewehrung:** Druckzone : $a_{sl} \cdot z_o$ Zugzone: $A_{sl} = A_{slB} + a_{sl} \cdot z_u$ [cm²] seitlich: $A_{sl} = a_{sl} \cdot z_s$ [cm²]	a_{swq}: [cm²/m] Querbewehrung infolge Querkraft; siehe Abschnitt 6.2.3 Es darf dabei vereinfachend mit cot ϑ = 1,2 gerechnet werden. a_{swt}: [cm²/m] Querbewehrung infolge Torsion z_o: [m] Breite des Ersatzhohlkastens an der Oberseite z_u: [m] Breite des Ersatzhohlkastens an der Unterseite z_s: [m] Breite des Ersatzhohlkastens auf der Seite

Maximale Stababstände

Abstand der Querbewehrung in Trägerlängsrichtung: $s_w \leq \frac{u_k}{8}$ und $s_w \leq s_{w,V}$ **Abstand der Längsstäbe:** $s_l \leq 350$ mm	

6.4 Durchstanzen

6.4.1 Durchstanzen bei Flachdecken

1.) Rundschnitte

Innenstützen

Rechteckstütze a/b ≤ 2,0 und $u_0 \leq 12 \cdot d_{eff}$:

$u_0 = 2 \cdot (b_y + b_z)$ [m]

$u_1 = 2 \cdot (b_y + b_z) + 2 \cdot \pi \cdot 2{,}0 \cdot d_{eff}$ [m]

Rundstütze $u_0 \leq 12 \cdot d$:

$u_0 = \pi \cdot d_{Stütze}$ [m]

$u_1 = (2{,}0 \cdot d_{eff} + 0{,}5 \cdot d_{Stütze}) \cdot 2 \cdot \pi$ [m]

Rechteckstütze a/b > 2,0 und/oder $u_0 > 12 \cdot d_{eff}$:

$a_1 = \min \begin{cases} a \\ 2 \cdot b \\ 6 \cdot d - b_1 \end{cases}$ $\qquad b_1 = \min \begin{cases} b \\ 3 \cdot d \end{cases}$

u_0 = siehe unten $\qquad u_1$ = siehe unten

d_{eff}: [m] mittlere Nutzhöhe der Platte
$d_{eff} = (d_y + d_x)/2$
a: [m] Querschnittsabmessung der Rechteckstütze
b: [m] Querschnittsabmessung der Rechteckstütze
u_0: [m] Umfang der Stütze
u_1: [cm] Umfang des kritischen Rundschnittes im Abstand $2{,}0 \cdot d_{eff}$ vom Stützenrand
$d_{Stütze}$: [m] Durchmesser der Stütze

Umfang Kreis: $U = 2 \cdot \pi \cdot r$
$U = \frac{\alpha}{180} \cdot \pi \cdot r$

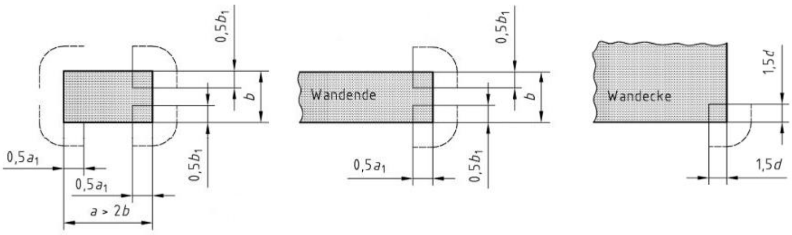


Abbildung 9:kritischer Rundschnitt bei ausgedehnten Auflagerflächen [1]

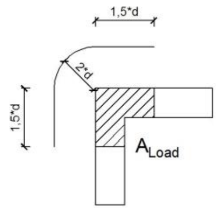


Abbildung 8: Wandecke mit begrenzter Wanddicke

Hinweis: bei länglichen Stützen ist es egal ob man ein Wandende oder eine Stütze mit dem angepassten Rundschnitt betrachtet. Bei der Stütze mit dem angepassten Rundschnitt ist u_i zwar doppelt so groß wie bei einem Wandende, allerdings ist auch die Lasteinzugsfläche doppelt so groß.

Rundstütze $u_0 > 12 \cdot d_{eff}$:
Der Durchstanznachweis darf entfallen. Es ist der Nachweis für querkraftbeanspruchte Flachdecken zu führen. (s. DIN EN 1992-1-1/NA; 6.4.1(2))

Rand- und Eckstützen

Rechteckstütze a/b ≤ 2,0 und $u_0 \leq 12 \cdot d_{eff}$:

$u_0 = 2 \cdot (b_y + b_z)$ [m]

$u_1 = \min \{u_{1,1} ; u_{1,2}\}$

Rundstütze $u_0 \leq 12 \cdot d$:

$u_0 = 2 \cdot \pi \cdot d_{Stütze}$ [m]

$u_1 = \min \{u_{1,1} ; u_{1,2}\}$

Hinweis: Bei Rand- und Eckstützen ist der minimale Rundschnittumfang maßgebend. In der Regel ist dies der Umfang der sich durch eine gerade Verbindung zum freien Rand ergibt. (s. DIN EN 1992-1-1; 6.4.2(4))

d_{eff}: [m] mittlere Nutzhöhe der Platte; $d_{eff} = (d_y + d_x)/2$
a: [m] Querschnittsabmessung der Rechteckstütze
b: [m] Querschnittsabmessung der Rechteckstütze
u_0: [m] Umfang der Stütze
u_1: [cm] Umfang des kritischen Rundschnittes im Abstand $2{,}0 \cdot d_{eff}$ vom Stützenrand
$d_{Stütze}$: [m] Durchmesser der Stütze

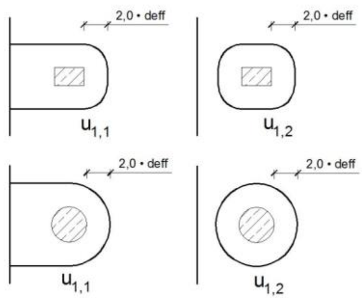


Abbildung 10: kritische Rundschnitte an freien Rändern

Stütze in der Nähe von Öffnungen:

Wenn sich in der Platte Öffnungen mit einem Abstand a ≤ 6 • d von der Stützenkante befinden, muss der Rundschnitt reduziert werden. (s. DIN EN 1992-1-1; 6.4.2(3))

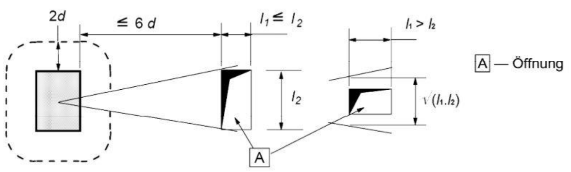


Abbildung 11: Rundschnitte in der Nähe von Öffnungen [4]

2.) Maximal einwirkende Querkraft

Zur Bestimmung der Durchstanzlast muss die Lasteinzugsfläche ermittelt werden. Diese kann wie in nebenstehender Abbildung abgeschätzt werden oder man ermittelt sich mit einer FE-Berechnung die Querkraftnullline. Diese ist gleichzeitig die umschließende Linie der Lasteinzugsfläche.

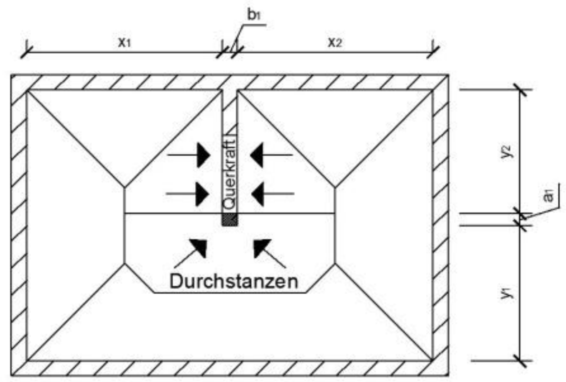


Abbildung 12: Lasteinzugsfläche

3.) Normalkräfte in der Deckenplatte

Allgemeines

Normalkräfte treten beispielsweise bei vorgespannten Decken (Druck) oder bei Decken die Bestandteil einer Gebäudeauskragung (Zug oder Druck) auf. Zugkräfte wirken ungünstig!
Normalkräfte können durch Erhöhung bzw. Reduzierung der einwirkenden Last V_{Ed} berücksichtigt werden.

Berücksichtigung von Zugkräften

Aus dem Anteil $k_1 * \sigma_{cp}$ (vgl. EC2, Gl. 6.47):

$$V_{Ed,maßg} = V_{Ed} - k_1 * \sigma_{cp} * b_w * d \text{ (kN)}$$

V_{Ed}: [kN] Durchstanzlast aus Lasteinzugsfläche bzw. Auflagerlast Deckenbemessung.
k_1: [ ] Beiwert $k_1 = 0{,}1$
σ_{cp}: [kN/m²] Normalspannung in der Deckenplatte. Zugkräfte negativ.
b_w: [m] Plattenbreite $b_w = 1{,}0$m
d: [m] statische Nutzhöhe

4.) Lasterhöhungsfaktor β

Ermittlung von β mit Verfahren nach Bild 6.21N

Gilt nur bei einem unverschieblichen Gesamttragwerk

und nur wenn: $0{,}8 \leq \frac{l_{eff,1,y}}{l_{eff,2,y}} \leq 1{,}25$

$0{,}8 \leq \frac{l_{eff,1,z}}{l_{eff,2,z}} \leq 1{,}25$

Für Randstützen mit:
$\frac{e_z}{c_z} \geq 1{,}2 \rightarrow \beta$ muss genauer ermittelt werden. (s. 0 oder 0)

$\frac{e_y}{c_y} \geq 1{,}2 \rightarrow \beta$ muss genauer ermittelt werden. (s. 0 oder 0)

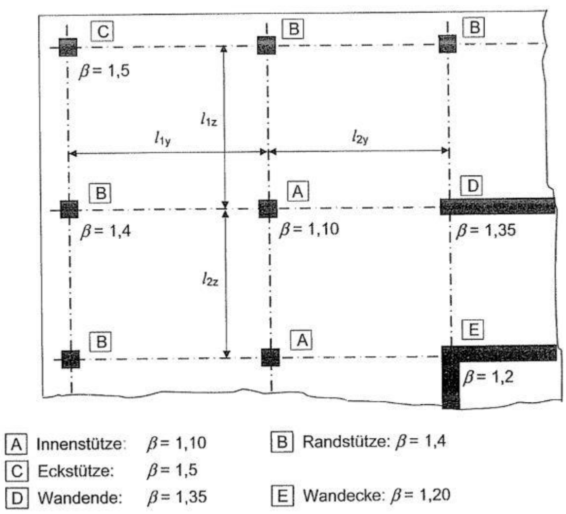
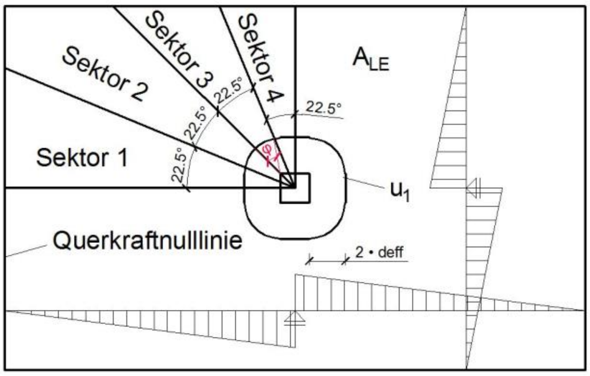


Abbildung 13: Werte für β [2]

$l_{eff,1,y}$: [m] Effektive Spannweite der Platte in y-Richtung auf der einen Seite der betrachtete Stütze.
$l_{eff,2,y}$: [m] Effektive Spannweite der Platte in y-Richtung auf der anderen Seite der betrachteten Stütze.
$l_{eff,1,z}$: [m] Effektive Spannweite der Platte in z-Richtung auf der einen Seite der betrachtete Stütze.
$l_{eff,2,z}$: [m] Effektive Spannweite der Platte in z-Richtung auf der anderen Seite der betrachteten Stütze.
e_z: [m] Lastausmitte in z-Richtung; $e_z = M_{Ed,y}/\Delta N_{Ed}$
e_y: [m] Lastausmitte in y-Richtung; $e_y = M_{Ed,z}/\Delta N_{Ed}$
M_{Ed}: [kNm] Bemessungsmoment des zwischen Platte und Stütze überzuleitenden Biegemoments.
ΔN_{Ed}: [kN] Normalkraftdifferenz in der Stütze, in der Regel entspricht ΔN_{Ed} der Durchstanzlast V_{Ed}
c: [m] Stützenabmessung in Richtung der Lastausmitte

Ermittlung von β mit Sektormodell	
Ermittlung der Lasteinzugsfläche A_{LE}	
Zunächst muss die Lasteinzugsfläche A_{LE} über die Querkraftnulllinien unter Volllast ermittelt werden. Die Nullstellen des Querkraftverlaufs können mit Hilfe eines Ersatzdurchlaufträgers, jeweils in Richtung der beiden Plattenachsen, ausreichend genau ermittelt werden.	 Abbildung 14: Lasteinzugsfläche mit Sektoren
Ermittlung der Sektoren	
Unterteilung der Lasteinzugsfläche in i Lasteinteilungssektoren A_i. Jeder Quadrant soll in mindestens 4 Sektoren aufgeteilt werden.	
Ermittlung der einzelnen Sektorkräfte	
$v_{Ed,i} = \frac{A_i \cdot p_d}{u_i}$ [kN/m] für Rechteckstütze mit 4 Sektoren je Quadrant: $U_2 = U_3 = \pi \cdot \left(a_1 + \frac{h}{2}\right) \cdot \frac{\varphi}{180}$ (m) $U_1 = U_4 = \frac{1}{2} \cdot \left[\frac{u_1}{4} - 2 \cdot U_2\right]$ [m]	A_i: Flächeninhalt des Sektors i, [A_i] = m² p_d: Bemessungswert der Belastung, [p_d] = kN/m² u_i: Umfang des kritischen Rundschnittes im Abstand 2 • d_{eff} des Lastsektors i, [u_i] = m u_1: Umfang des kritischen Rundschnittes im Abstand 2 • d_{eff}, [u_1] = m a_1: Abstand des kritischen Rundschnittes u_1 von der Stützenkante, [a_1] = m h: Stützenabmessung, [h] = m φ: Öffnungswinkel betrachteten Sektors gemessen von der Stützenecke, [φ] = °
Ermittlung der mittleren Auflagerkraft	
$v_{Ed,m} = \frac{V_{Ed}}{u_1}$ [kN/m]	V_{Ed}: [kN] Durchstanzlast; siehe oben u_1: [m] Umfang des kritischen Rundschnittes im Abstand 2 • d_{eff}
Ermittlung des Lasterhöhungsfaktors	
$\beta = \max\left\{\frac{v_{Ed,i}}{v_{Ed,m}}\right\} \geq 1{,}1$ [ ]	

Ermittlung von β mit ausführlicher Berechnung

Ermittlung Momentenfaktor k (s. DIN EN 1992-1-1; Tabelle 6.1)

c_1/c_2	≤ 0,5	1,0 (z.B. Rundstützen)	2,0	≥ 3,0
k	0,45	0,6	0,7	0,8

c_1: [m] Stützenabmessung parallel zur Lastausmitte
c_2: [m] Stützenabmessung senkrecht zur Lastausmitte

Hinweise:
Zwischenwerte können linear interpoliert werden.
Ein größerer k-Wert liegt auf der sicheren Seite.
Biegemomente aus der Platte werden durch Schubspannungen und Normalspannungen in die Stütze abgetragen, sodass nur ein Teil des Momentes durchstanzrelevante Querkräfte hervorruft. [5] Der Momentenfaktor gibt den Anteil des Momentes an, der durch Schubspannungen übertragen wird.→ $M_{Ed,eff} = k \cdot M_{Ed}$

Statisches Moment des kritischen Rundschnittes

$W_{1,y} = \int_0^{u_1} |y|\, dl$ [m²] bzw. $W_{1,z} = \int_0^{u_1} |z|\, dl$ [m³]

Die folgenden Formeln gelten nur wenn die Schwerelinie des kritischen Rundschnittes gleich der Schwerelinie der Stütze entspricht. Sonstige Fälle: siehe DAfStb Heft 600

Rechteckstütze:

$$W_{1,z} = \frac{b^2}{2} + 2 \cdot a \cdot l_u + a \cdot b + \pi \cdot l_u \cdot b + 4 \cdot (l_u)^2 \quad [m^3]$$

$$W_{1,y} = \frac{a^2}{2} + 2 \cdot b \cdot l_u + a \cdot b + \pi \cdot l_u \cdot a + 4 \cdot (l_u)^2 \quad [m^3]$$

Rundstütze:

$$W_1 = 4 \cdot \left(l_u + \frac{b}{2}\right)^2 \quad [m^3]$$

$W_{1,y}$: [m³] statisches Moment des kritischen Rundschnittes um die y-Achse, bezogen auf die Schwerelinie des kritischen Rundschnittes.
$W_{1,z}$: [m³] statisches Moment des kritischen Rundschnittes um die z-Achse, bezogen auf die Schwerelinie des kritischen Rundschnittes.
dl: [ ] Differential des Umfangs
y: [m] Abstand von dl zur Achse, um die das Moment M_{Ed} wirkt.

a: [m] Stützenabmessung parallel zur y-Achse
b: [m] Stützenabmessung parallel zur z-Achse
l_u: [m] Abstand zwischen Stützenrand und dem kritischen Rundschnitt u_1

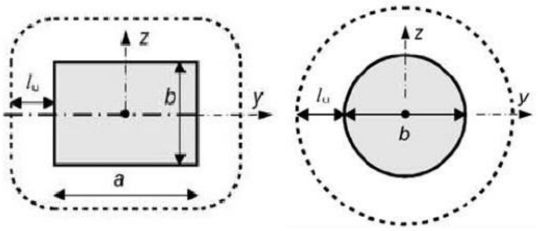


Abbildung 15: Grundrisse Stützen [6]

Ermittlung des Lasterhöhungsfaktors (s. DIN EN 1992-1-1; 6.4.3(3))

Einachsige Ausmitte:

Ausmitte in z-Richtung:

$$\beta = \max\left\{ 1 + k_y \cdot \frac{|M_{Ed,y}|}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_{1,y}} \;;\; 1{,}1 \right\} [\,]$$

Ausmitte in y-Richtung:

$$\beta = \max\left\{ 1 + k_z \cdot \frac{|M_{Ed,z}|}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_{1,z}} \;;\; 1{,}1 \right\} [\,]$$

$M_{Ed,y}$ und $M_{Ed,z}$ müssen auf die Schwerachse des Rundschnittes umgerechnet werden!!
$M_{Ed,y}^* = M_{Ed,y} - V_{Ed} \cdot z_0$ [kNm] (kann auch negativ werden)
$M_{Ed,z}^* = M_{Ed,z} - V_{Ed} \cdot y_0$ [kNm]

Hinweis: Bei Rundstützen muss immer die Formel für einachsige Ausmitte angewendet werden.

k_y: [ ] Momentenfaktor für Biegung um y-Achse; siehe oben
k_z: [ ] Momentenfaktor für Biegung um z-Achse; siehe oben
u_1: [m] Umfang des kritischen Rundschnittes im Abstand 2 • d_{eff}; siehe oben
$W_{1,y}$: [m³] statisches Moment des kritischen Rundschnittes bezogen auf dessen Schwerelinie; siehe oben
$W_{1,z}$: [m³] statisches Moment des kritischen Rundschnittes bezogen auf dessen Schwerelinie; siehe oben
$M_{Ed,y}$: [kNm] Bemessungsmoment des zwischen Platte und Stütze überzuleitenden Biegemoments um die y-Achse.
$M_{Ed,z}$: [kNm] Bemessungsmoment des zwischen Platte und Stütze überzuleitenden Biegemoments um die y-Achse.
V_{Ed}: [kN] Durchstanzlast; siehe oben
z_0: [m] Lage der Schwerelinie des kritischen Rundschnittes in z-Richtung, bezogen auf die Schwerelinie der Stütze. Siehe DAfStb Heft 600
y_0: [m] Lage der Schwerelinie des kritischen Rundschnittes in y-Richtung, bezogen auf die Schwerelinie der Stütze. Siehe DAfStb Heft 600

Zweiachsige Ausmitte:

$$\beta = \max\left\{1 + \sqrt{\left(k_y \cdot \frac{M_{Ed,y}^*}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_{1,y}}\right)^2 + \left(k_z \cdot \frac{M_{Ed,z}^*}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_{1,z}}\right)^2} \;;\; 1{,}1 \right\}$$

$M_{Ed,y}$ und $M_{Ed,z}$ müssen auf die Schwerachse des Rundschnittes umgerechnet werden!!

$M_{Ed,y}^* = M_{Ed,y} - V_{Ed} \cdot z_0$ [kNm]
$M_{Ed,z}^* = M_{Ed,z} - V_{Ed} \cdot y_0$ [kNm]

k_y: [ ] Momentenfaktor für Biegung um y-Achse
k_z: [ ] Momentenfaktor für Biegung um z-Achse
u_1: [m] Umfang des kritischen Rundschnittes im Abstand 2 • d_{eff}; siehe oben
$M_{Ed,y}$: [kNm] Bemessungsmoment des zwischen Platte und Stütze überzuleitenden Biegemoments um die y-Achse.
$M_{Ed,z}$: [kNm] Bemessungsmoment des zwischen Platte und Stütze überzuleitenden Biegemoments um die z-Achse.
V_{Ed}: [kN] Durchstanzlast; siehe oben
$W_{1,y}$: [m³] statisches Moment des kritischen Rundschnittes bezogen auf dessen Schwerelinie; siehe oben
$W_{1,z}$: [m³] statisches Moment des kritischen Rundschnittes bezogen auf dessen Schwerelinie; siehe oben

5.) Überprüfung ob Durchstanzbewehrung erforderlich ist

Maximal einwirkende Querkraft je Flächeneinheit (s. DIN EN 1992-1-1; Formel 6.38)

$v_{Ed,u1} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{u_1 \cdot d_{eff}}$ [MN/m²]	β: Lasterhöhungsfaktor; siehe oben V_{Ed}: [MN] maximal einwirkende Querkraft; siehe oben u_1: [m] Umfang des kritischen Rundschnittes im Abstand 2,0 • d vom Stützenrand d_{eff}: [m] mittlere Nutzhöhe der Platte $d_{eff} = (d_y + d_x)/2$

Ermittlung des Durchstanzwiderstandes

Einfluss der Bauteilhöhe (Maßstabseffekt)

$k = \min \begin{cases} 1 + \sqrt{\frac{200}{d_{eff}}} \text{ [ ]} \\ 2 \end{cases}$	d_{eff}: [mm] mittlere Nutzhöhe der Platte $d_{eff} = (d_y + d_x)/2$

Mittlerer Bewehrungsgrad

$\rho_{l,x} = \frac{a_{s,x}}{d_x \cdot 100}$ [ ] bzw. $\frac{A_x}{d_x \cdot d_{crit}}$ [ ] $\rho_{l,y} = \frac{a_{s,y}}{d_y \cdot 100}$ [ ] bzw. $\frac{A_y}{d_y \cdot d_{crit}}$ [ ] $\rho_l = \min \begin{cases} \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \text{ [ ]} \\ 0{,}02 \text{ [ ]} \\ 0{,}5 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \text{ [ ]} \end{cases}$ Notwendiger Bewehrungsgrad damit keine Durchstanzbewehrung erforderlich wird: $\rho_l \geq \frac{\left(\frac{V_{Ed}}{C_{Rd,c} \cdot k}\right)^3}{100 \cdot f_{ck}}$ [ ] → $a_{s,x} = a_{s,z} = \rho_l \cdot 100 \cdot d_{eff}$	$a_{s,x}$: [cm²/m] $a_{s,y}$: [cm²/m] d_x: [cm] statische Nutzhöhe in x-Richtung d_y: [cm] statische Nutzhöhe in y-Richtung d_{crit} [cm] Durchmesser des kritischen Rundschnittes $d_{crit} = c + 2 \cdot 2{,}0 \cdot d_{eff}$ f_{cd}: [KN/cm²] Bemessungswert der Betondruckfestigkeit f_{yd}: [KN/cm²] Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls; f_{yd} = 43,5 KN/cm²

Berechnung des Vorwertes $C_{Rd,c}$ (s.DIN EN 1992-1-1-NA; 6.4.4(1))

Innenstützen mit $u_0/d_{eff} < 4$: $C_{Rd,c} = \frac{0{,}18}{\gamma_c} \cdot \left(0{,}1 \cdot \frac{u_0}{d_{eff}} + 0{,}6\right)$ [ ] Sonst für Flachdecken & Bodenplatten: $C_{Rd,c} = \frac{0{,}18}{\gamma_c}$ [ ]	u_0: [m] Umfang der Stütze d_{eff}: [m] statische Nutzhöhe der Platte; siehe oben γ_c: [ ] Teilsicherheitsbeiwert für Beton; γ_c = 1,5

Spannungen

$\sigma_{c,y} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}}$ [MN/m²] $\sigma_{c,z} = \frac{N_{Ed,z}}{A_{cz}}$ [MN/m²] $\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cy} + \sigma_{cz}}{2}$ [MN/m²] Hinweis: in der Regel ist $\sigma_{cp} = 0$	σ_{cy}: [KN/m²] Betonnormalspannungen in y-Richtung im kritischen Querschnitt σ_{cz}: [KN/m²] Betonnormalspannungen in z-Richtung im kritischen Querschnitt $N_{Ed,y}$: [kN/m] Horizontalbelastung in y-Richtung $N_{Ed,z}$: [kN/m] Horizontalbelastung in z-Richtung A_{cy}: [m²/m] Fläche im kritischen Rundschnitt; $A_{cy} = 1{,}0 \cdot h_{pl}$ A_{cz}: [m²/m] Fläche im kritischen Rundschnitt; $A_{cz} = 1{,}0 \cdot h_{pl}$ h_{pl}: [m] Plattendicke

Mindestquerkrafttragfähigkeit

wenn d ≤ 600mm → x = 0,0525 wenn 600mm < d < 800mm → Interp.: $x = 0{,}0975 - 0{,}075 \cdot d_{vorh.}$ wenn d > 800mm → x = 0,0375 $v_{min} = \frac{x}{\gamma_c} \cdot k \cdot \sqrt{k \cdot f_{ck}}$ [MN/m²]	d: **[m]** statische Nutzhöhe γ_c: [ ] Teilsicherheitsbeiwert für Beton; γ_c = 1,5 k: [ ] Faktor für den Einfluss der Bauteilhöhe; siehe oben f_{ck}: [N/mm²] charakteristische Zylinderdruckfestigkeit von Beton

Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung

$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}$ [MN/m²] maß. $v_{Rd,c} = \max \begin{cases} v_{Rd,c} \text{ [MN/m²]} \\ v_{min} + 0{,}1 \cdot \sigma_{cp} \text{ [MN/m²]} \end{cases}$	f_{ck}: [N/mm²] charakteristische Zylinderdruckfestigkeit von Beton k: [ ] Faktor für den Einfluss der Bauteilhöhe; siehe oben b_w: [cm] kleinste Querschnittsbreite in der Zugzone bei Streifenfundament: b = 100cm d: [cm] statische Nutzhöhe des Streifenfundamentes k_1: [ ] = 0,1 σ_{cp}: [MN/m²] Betonzugspannungen sind negativ einzusetzen.

Nachweis	
$v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$ → es ist keine Durchstanzbewehrung erforderlich. $v_{Ed} > v_{Rd,c}$ → Plattendicke vergrößern → Betongüte erhöhen → Biegezugbewehrung erhöhen (erf. ρ_l → siehe oben) → Stützenabmessung vergrößern (nicht üblich) → Durchstanzbewehrung anordnen (üblich)	v_{Ed}: [MN/m²] maximal einwirkende Querkraft; siehe oben $v_{Rd,c}$: [MN/m²] Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung

6.) Nachweis der Druckstrebe

$v_{Rd,max} = 1{,}4 \cdot v_{Rd,c}$ [MN/m²] $v_{Rd,max} \geq v_{Ed,u1}$ → Druckstrebe versagt nicht $v_{Rd,max} < v_{Ed,u1}$ → auch eine Durchstanzbewehrung kann die Durchstanztragfähigkeit nicht erhöhen. Nachweis: $v_{Ed} \leq v_{Rd,max}$ Für Flachdecken: HDB Dübelleisten $v_{Rd,max} = 1{,}96\ v_{Rd,c}$ FDB II Durchstanzbewehrung $v_{Rd,max} = 2{,}09\ v_{Rd,c}$	$v_{Rd,c}$ [MN/m²] Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung σ_{cp} muss bei der Ermittlung von $v_{Rd,c} = 0$ gesetzt werden! Hinweis: bei Halfen-Dübelleisten kann die Druckstrebentragfähigkeit mit > 1,4 angesetzt werden.

7.) Bemessung der Durchstanzbewehrung

Hinweis

Nach DIN EN 1992-1-1/NA; 6.4.5(4) muss der Rundschnitt u_{out} mit $v_{Rd,c}$ für Querkrafttragfähigkeit ohne Querkraftbewehrung nach DIN EN 1992-1-1; 6.2.2(1) ermittelt werden.

Querkraftwiderstand nach DIN EN 1992-1-1; 6.2.2

Beiwert x

wenn $d \leq 600$mm → $x = 0{,}0525$ wenn 600mm < d < 800mm → Interpolation: $x = 0{,}0975 - 0{,}075 \cdot d_{vorh.}$ wenn $d > 800$mm → $x = 0{,}0375$	d: **[m]** statische Nutzhöhe

Querkraftwiderstand (s. DIN EN 1992-1-1; 6.2.2)

$v_{Rd,c} = \left[\frac{0{,}15}{\gamma_c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}} + 0{,}12 \cdot \sigma_{cp}\right]$ [MN/m²]	γ_c: [ ] Sicherheitsbeiwert = 1,5 k: [ ] Einfluss der Bauteilhöhe; siehe oben f_{ck}: [N/mm²] Betondruckfestigkeit σ_{cp}: [MN/m²] Zugspannung im Beton (i.d.R. = 0) Betonzugspannungen sind negativ einzusetzen

Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit

$v_{min} = \frac{x}{\gamma_c} \cdot k \cdot \sqrt{k \cdot f_{ck}}$ [MN/m²] $v_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp})$ [MN/m²]	γ_c: [ ] Sicherheitsbeiwert = 1,5 k: [ ] Einfluss der Bauteilhöhe; siehe oben f_{ck}: [N/mm²] Betondruckfestigkeit b_w: [cm] kleinste Querschnittsbreite in der Zugzone bei Streifenfundament: b = 100cm d: [cm] statische Nutzhöhe des Streifenfundamentes v_{min}: [MN/m] k_1: [ ] = 0,12

Maßgebende Querkrafttragfähigkeit

maß. $v_{Rd,c} = \max \begin{cases} v_{Rd,c} & \text{[MN/m²]} \\ v_{Rd,c,min} & \text{[MN/m²]} \end{cases}$	

Äußerer Rundschnitt	
$u_{out} = \dfrac{\beta \cdot V_{Ed}}{\text{maß } v_{Rd,c} \cdot d_{eff}}$ [m]	β: [ ] Lasterhöhungsfaktor; siehe oben V_{Ed}: [MN] maximal einwirkende Querkraft; siehe oben maß $v_{Rd,c}$: [MN/m²] Querkrafttragfähigkeit nach DIN EN 1992-1-1;6.2.2(1) ; siehe oben d_{eff}: [m] mittlere Nutzhöhe der Platte; $d_{eff} = (d_y + d_x)/2$

Abstand a_{out} zwischen Stützenrand und u_{out}	
Rechteckinnenstütze: $a_{out} = \dfrac{u_{out} - u_0}{2 \cdot \pi}$ [cm] → $\dfrac{a_{out}}{d_{eff}} \triangleq x \cdot d_{eff}$ Randstütze oder Stütze in der Nähe einer Öffnung: → maßstäbliche Zeichnung	u_{out}: [cm] Umfang des äußeren Rundschnittes u_0: [cm] Umfang der Stütze d_{eff}: [cm] mittlere Nutzhöhe der Platte; $d_{eff} = (d_y + d_x)/2$ $d_{Stütze}$: [cm] Stützendurchmesser α: [°] Öffnungswinkel Umfang Kreisausschnit: $U = 2 \cdot \pi \cdot r \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{360}\right)$

wirksamer Bemessungswert der Streckgrenze der Durchstanzbewehrung	
$f_{ywd,ef} = \min \begin{cases} 250 + 0{,}25 \cdot d_{eff} & \text{[N/mm²]} \\ f_{ywd} & \text{[N/mm²]} \end{cases}$	d_{eff}: [mm] mittlere Nutzhöhe der Platte; $d_{eff} = (d_y + d_x)/2$ f_{ywd}: [N/mm²] Bemessungswert der Streckgrenze der Querkraftbewehrung; $f_{ywd} = 435$ N/mm²

Abstände der Bewehrungsreihen

Es sind mindestens 2 Bewehrungsreihen innerhalb u_{out} anzuordnen!

s_r kann unter Berücksichtigung der folgenden Vorgaben gewählt werden.

$0{,}3 \cdot d_{eff} \leq s_1 \leq 0{,}5 \cdot d_{eff}$

$s_{r,out} \overset{!}{\leq} 1{,}5 \cdot d_{eff}$ [cm]

$s_{r,max} = 0{,}75 \cdot d_{eff}$ [cm]

$s_{t,max} \leq 1{,}5 \cdot d_{eff}$ [cm] ($s_{t,vorh.} = u_i/n$)

d_{eff}: [cm] mittlere Nutzhöhe der Platte; $d_{eff} = (d_y + d_x)/2$
$s_{r,max}$: [cm] maximaler Abstand zwischen den Bewehrungsreihen
$s_{r,out}$: [cm] Abstand zwischen der äußersten Bewehrungsreihe und dem kritischen Rundschnitt u_{out}
$s_{r,1}$: [cm] Abstand der ersten Bewehrungsreihe zum Stützenrand
$s_{r,2}$: [cm] Abstand zwischen erster und zweiter Bewehrungsreihe
$s_{r,3}$: [cm] Abstand zwischen erster und dritter Bewehrungsreihe
$s_{t,max}$: [cm] Maximaler Abstand der Bügelschenkel in tangentialer Richtung

Grundbewehrung je Reihe

$$A_{sw} = \frac{(v_{Ed,u1} - 0{,}75 \cdot v_{Rd,c}) \cdot s_r \cdot u_1}{1{,}5 \cdot f_{ywd,ef} \cdot \sin\alpha}$$

[cm²]

$v_{Ed,u1}$: [MN/m²] einwirkende Querkraft im Rundschnitt u_1; siehe oben
$v_{Rd,c}$: [MN/m²] Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung; siehe oben
s_r: [cm] radialer Abstand der Durchstanzbewehrungsreihen; siehe oben
bei unterschiedlichem rad. Abstand der Bewehrungsreihen ist der maximale Wert einzusetzen.
u_1: [cm] Umfang des kritischen Rundschnittes im Abstand $2{,}0 \cdot d$ vom Stützenrand; siehe oben
$f_{ywd,ef}$: [N/mm²] wirksamer Bemessungswert der Streckgrenze der Durchstanzbew.; siehe oben
α: [°] Winkel zwischen Durchstanzbewehrung und Plattenebene
für Regelfall $\alpha = 90°$: $\sin\alpha = 1{,}0$

Bewehrung je Reihe

Reihe 1: $A_{sw,1} = 2{,}5 \cdot A_{sw}$ [cm²]
Reihe 2: $A_{sw,2} = 1{,}4 \cdot A_{sw}$ [cm²]
Reihe 3: $A_{sw,3} = 1{,}0 \cdot A_{sw}$ [cm²]
Reihe n: $A_{sw,n} = 1{,}0 \cdot A_{sw}$ [cm²]

A_{sw}: [cm²] Grundbewehrung je Reihe; siehe oben

Mindestdurchstanzbewehrung (s. DIN EN 1992-1-1-NA; 9.4.3(2))

$$A_{sw,min} = \frac{0{,}08}{1{,}5} \cdot \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \cdot s_r \cdot s_t \text{ [cm²]}$$

$$\rightarrow \min \varnothing_{sw} = \sqrt{\frac{4 \cdot A_{sw,min}}{\pi}} \cdot 10 \text{ [mm]}$$

f_{ck}: [N/mm²] charakteristische Zylinderdruckfestigkeit von Beton
f_{yk}: [N/mm²] charakteristischer Wert der Streckgrenze von Querkraftbewehrung; $f_{yk} = 500$ N/mm²
s_r: [cm] Abstand der Bügel in radialer Richtung
s_t: [cm] Abstand der Bügel in tangentialer Richtung
maximaler Abstand in tangentialer Richtung: $1{,}5 \cdot d_{eff}$

Stabdurchmesser

Maximaler Stabdurchmesser:
Bügel: $\varnothing_{sw} \leq 0{,}05 \cdot d_{eff}$
Schrägaufbiegung: $\varnothing_{sw} \leq 0{,}08 \cdot d_{eff}$

d_{eff}: [cm] mittlere Nutzhöhe der Platte; $d_{eff} = (d_y + d_x)/2$

Notwendige Bügelschenkelanzahl

$n = \frac{A_{s,erf.}}{A_{sw}}$ [ ] → Aufrunden auf gerade Zahl

$A_{s,erf.}$: [cm²] erforderliche Bewehrung in der betrachteten Reihe
$A_{sw.}$: [cm²] Querschnittsfläche eines Bügelschenkels

Abreissbewehrung

Hinweis: Um ein schlagartiges Versagen zu vermeiden müssen an der Plattenunterseite je Richtung mindestens 2 Stäbe angeordnet werden.

erf. $A_s = \frac{V_k}{f_{yk}}$ [cm²]

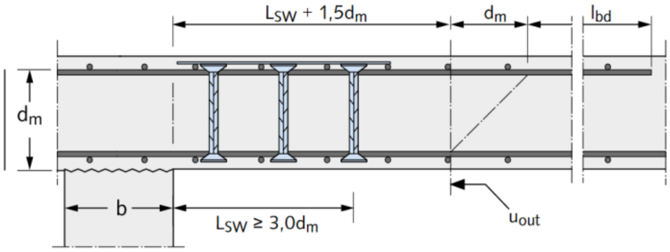
f_{yk}: [N/mm²] $f_{yk} = 500$
V_k: [kN] $V_k \approx \frac{V_{Ed}}{0{,}5 \cdot (1{,}35 + 1{,}5)}$

8.) Sonstige Hinweise

- Die Biegebewehrung muss hinter dem äußeren Rundschnitt (+ d_m) verankert werden.

Mindest-Stablängen

HDB Dübelleiste



Mindest-Stablängen – Beispiel Innenstütze

Stablänge l_{Stab} $= b + 2 \cdot (L_{SW} + 1{,}5\ d_m + d_m + l_{bd})$
$\geq b + 2 \cdot (3\ d_m + l_{bd})$

l_{bd} = Verankerungslänge gemäß EN 1992-1-1:2011-01 und zugehörigem Nationalen Anhang

9.) **Deckenvorschüttung**

Zur Optimierung der Durchstanznachweise (Vermeidung Bewehrungszulagen, Entfall Dübelleisten) kann es wirtschaftlich sinnvoll sein, die Durchstanzbereiche mit einem höherwertigeren Beton (z.B. C50/60 anstelle C30/37) auszuführen. Die Bemessung erfolgt i.d.R. in einem Bemessungsprogramm der Dübelleistenhersteller (z.B. Fa. Schöck, Firma Halfen) und dem höherwertigeren Beton. Damit die Nachweise am Übergang zum geringerfesten Beton auch eingehalten werden, muss ein zusätzlicher statischer Nachweis am äußeren Rundschnitt geführt werden.

Beispiel:

Ermittlung der Lage des äußeren Rundschnitts bei einem C50/60:

$$r = \frac{u_{out}}{2 * \pi} * \frac{360°}{95°} = \frac{304cm}{2 * \pi} * \frac{360°}{95°} = 183cm$$

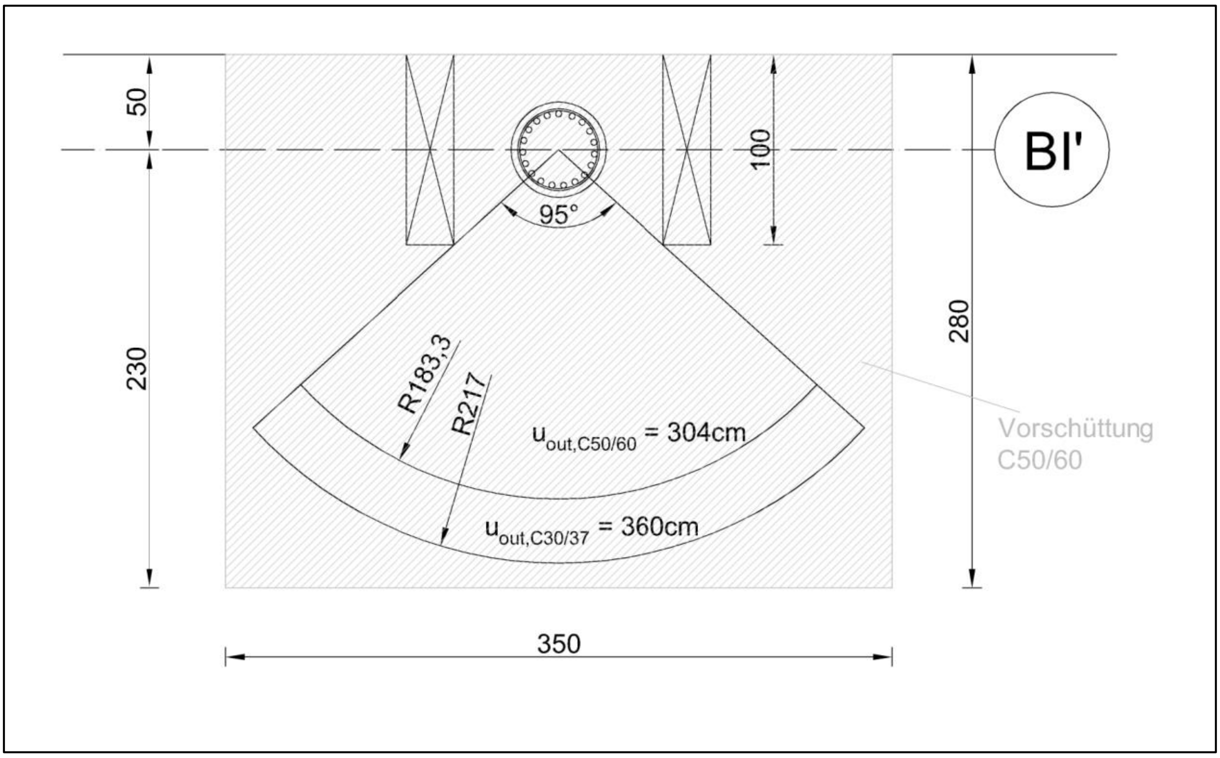
Ermittlung der Lage des äußeren Rundschnitts bei einem C30/37:

$$v_{Rd,c} = \frac{0{,}15}{\gamma_c} * k * \sqrt[3]{100 * \rho_l * f_{ck}} = \frac{0{,}15}{1{,}5} * 1{,}78 * \sqrt[3]{100 * 0{,}0129 * 30} = 0{,}602 \frac{MN}{m^2}$$

$$u_{out} = \frac{\beta * V_{Ed}}{v_{Rd,c} * d_{eff}} = \frac{1{,}1 * 650kN}{602 \frac{kN}{m^2} * 0{,}33m} = 3{,}6m$$

$$r = \frac{u_{out}}{2 * \pi} * \frac{360°}{95°} = \frac{360cm}{2 * \pi} * \frac{360°}{95°} = 217cm$$

Gewählte Breite der C50/60-Vorschüttung: B=2,3m



10.) **Hinweise EDV-Bemessung**

- Einfluss der Betondeckung auf Dübellänge beachten.
- Bei Deckenöffnungen mit $l_1 > l_2$ (vgl. EC2 Bild 6.14) wird mehr Rundschnitt abgezogen als bei Deckenöffnungen mit $l_1 \leq l_2$ → durch geschickte Abbildung der vorhandenen Durchbrüche ggf. längere Rundschnitte möglich.

6.5 Stabwerksmodelle

6.5.1 Bemessung einer Konsole

1.) Belastung

$H_d = \max\{H_{d,vorh.}\,;\, 0{,}2 \cdot F_d\}$ [kN]	F_d: [kN] Vertikalbelastung

2.) Geometrische Größen

$$a_1 = \frac{F_d}{b \cdot k_1 \cdot f_{cd}} \text{ [cm]} \qquad a_2 = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot F_d \cdot c}{b \cdot k_1 \cdot f_{cd}}} \text{ [cm]}$$

$$d = h_c - c_{nom} - \varnothing_{sw} - \varnothing_{sl} \cdot 0{,}5 \text{ [cm]}$$

$$c = a_c + 0{,}5 \cdot a_1 \text{ [cm]} \qquad z = d - 0{,}5 \cdot a_2 \text{ [cm]}$$

Hinweis: a_2 ermittelt sich aus $\Sigma M_{1,re}$

b: [cm] Breite der Konsole
a_c: [cm] Abstand zwischen Stützenkante und vertikaler Last
c: [cm] Abstand zwischen Druckstrebenkraft in der Stütze und vertikaler Belastung
d: [cm] Abstand zwischen Knoten 1 und Konsolenunterkante
h_c: [cm] Höhe der Konsole
k_1: [ ] Wert zur Ermittlung der Bemessungsdruckfestigkeiten
hier Druckknoten $k_1 = 1{,}1$
f_{cd}: [kN/cm²] Bemessungswert der einaxialen Druckfestigkeit

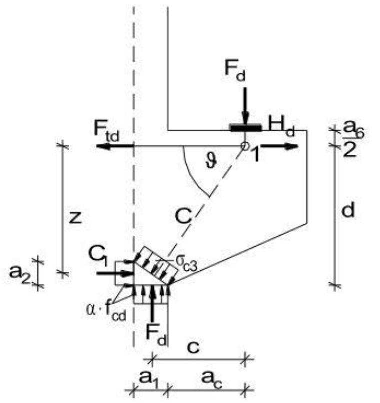


Abbildung 16: Konsolabmessungen [7]

3.) Bemessung der horizontalen Bewehrung

$$F_{td} = F_d \cdot \frac{c}{z} + H_d \text{ [kN]}$$

$$A_{s,erf.} = \frac{F_{td}}{f_{yd}} \text{ [cm²]}$$

c: [cm] Abstand zwischen Druckstrebenkraft in der Stütze und vertikaler Belastung
f_{yd}: [kN/cm²] Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls; f_{yd} = 43,5 kN/cm²

4.) Nachweis der Betondruckstrebe

$$V_{Rd,max} = b \cdot z \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{\frac{1}{\cot\theta} + \cot\theta} \text{ [kN]}$$

Hinweis: Eine sehr gut nachvollziehbare Herleitung dieser Formel befindet sich in [8]

NW: $F_d \leq V_{Rd,max}$

b: [cm] Breite der Konsole
z: [cm] innerer Hebelarm; siehe oben
α_c: [ ] 0,75
f_{cd}: [kN/cm²] Bemessungswert der einaxialen Druckfestigkeit
cot θ: [ ] Winkel zwischen Betondruckstrebe und Zugstrebe; **cot θ = c/z**

5.) Nachweis der Auflagerpressung

$$\sigma_{sd} = \frac{F_d}{t_1 \cdot t_2} \text{ [kN/cm²]}$$

$$\sigma_{Rd,max} = \alpha_c \cdot f_{cd} \text{ [kN/cm²]}$$

NW: $\sigma_{sd} \leq \sigma_{Rd,max}$

F_d: [kN] vertikale Belastung
t_1: [cm] Breite des Lagers in Schnittebene
t_2: [cm] Breite des Lagers aus Schnittebene
α_c: [ ] 0,75
f_{cd}: [kN/cm²] Bemessungswert der einaxialen Druckfestigkeit

6.) Nachweis der Verankerung

- Bemessung siehe 47
- Die horizontale Zugbewehrung muss in der Stütze und an der Stirnseite der Konsole verankert werden.
- An der Stirnseite werden mäßige Verbundbedingungen, in der Stütze gute Verbundbedingungen angesetzt.
- An der Stirnseite wird mit Schlaufen D ≥ 15 ∅ verankert.
- An der Stirnseite kann eine direkte Lagerung angenommen werden.
- In der Stütze wird die Bewehrung mit Winkelhaken verankert.Wenn D ≥ 15 ∅: $\alpha_1 = 0{,}5$

7.) Bügelbewehrung (nach DAfStb 525)

für $\frac{a_c}{h_c} \leq 0{,}5$ und $\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} > 0{,}3$: (gedrungene Konsole)

→ Horizontale Bewehrung: $A_{sw,H} = 0{,}5 \cdot A_{s,erf.}$ [cm²]

→ $n_{erf.} = \frac{4 \cdot A_{sw,H}}{\pi \cdot \varnothing_{sw}^2}$ [ ] Anzahl der Bügel: n/2

für $\frac{a_c}{h_c} > 0{,}5$ und $V_{Ed} > V_{Rd,ct}$:

→ Vertikale Bewehrung: $A_{sw,V} = 0{,}7 \cdot \frac{F_d}{f_{yd}}$ [cm²]

→ $n_{erf.} = \frac{4 \cdot A_{sw,V}}{\pi \cdot \varnothing_{sw}^2}$ [ ]

a_c: [cm] Abstand zwischen Stützenkante und vertikaler Last
h_c: [cm] Höhe der Konsole
$A_{sw,H}$: [cm²] Querschnittsfläche der horizontalen geschlossenen Bügelbewehrung
$A_{sw,V}$: [cm²] Querschnittsfläche der vertikal geschlossenen Bügelbewehrung
$A_{s,erf.}$:[cm²] Querschnittsfläche der horizontalen Zugbewehrung infolge F_{td}
$V_{Rd,ct}$: [kN] Bemessungswert der aufnehmbaren Querkraft ohne Querkraftbewehrung; siehe 0

6.5.2 Bemessung einer Ausklinkung – Stabwerksmodell 1

1.) Belastung

$H_{Ed} = 0{,}2 \cdot F_{Ed}$ [kN]

F_d: [kN] Vertikalbelastung

2.) Geometrische Größen

$e' = e + c_{nom} + 2 \cdot \varnothing_{sw} + 1{,}5 \cdot a$ [cm] (Annahme von 4 vertikalen Bügeln)

$d_k = h_k - d_1$ [cm] $\qquad z_k = d_k - d_1$ [cm]

$d_a = h_{ges} - h_k$ [cm] $\qquad l_1' = d_a \cdot \frac{1}{\tan\theta}$ [cm]

$\Theta_1 = \arctan\left(\frac{z_k}{e'}\right)$ [°] $\qquad \Theta_2 = \arctan\left(\frac{z_k}{l_1'}\right)$ [°]

$\varnothing_{sw}$: [cm] Durchmesser der Querkraftbewehrung infolge $F_{td,2}$
a: [cm] Abstand der Querkraftbewehrung infolge $F_{td,2}$;
a = 2,0 cm (da $d_g \approx$ 16mm)
Θ: [°] Druckstrebenneigungswinkel aus Querkraftbemessung;
für cot (θ) = 1,2: θ ≈ 40°
d_1: [cm] Abstand der Bewehrung vom gezogenen Querschnittsrand
$d_1 = c_{nom} + \varnothing_{sw} + 0{,}5 \cdot \varnothing_{sl}$

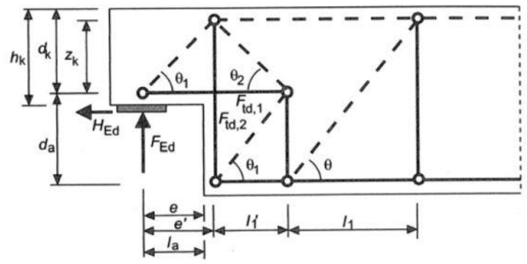


Abbildung 17: Stabwerksmodell 1 einer Ausklinkung [6]

3.) Bemessung der horizontalen Bewehrung

$$F_{td,1} = F_{Ed} \cdot \frac{1}{\tan\theta_1} + H_{Ed} \text{ [kN]}$$

$$A_{s,erf.} = \frac{F_{td,1}}{f_{yd}} \text{ [cm}^2\text{]}$$

Θ_1: [°] Winkel zwischen Druckstrebe 1 und horizontaler Ebene; siehe Abbildung 17
f_{yd}: [kN/cm²] Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls; f_{yd} = 43,5 kN/cm²

4.) Bemessung der vertikalen Bügelbewehrung

$$F_{td,2} = F_{Ed} + H_{Ed} \cdot \frac{\tan(\theta_1) \cdot \tan(\theta_2)}{\tan(\theta_1) + \tan(\theta_2)} \text{ [kN]}$$

$$A_{s,erf.} = \frac{F_{td,2}}{f_{yd}} \text{ [cm}^2\text{]}$$

Θ_2: [°] Winkel zwischen Druckstrebe 2 und horizontaler Ebene; siehe Abbildung 17
f_{yd}: [kN/cm²] Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls; f_{yd} = 43,5 kN/cm²

5.) Nachweis der Betondruckstrebe

$$V_{Rd,max} = b \cdot z_k \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{\frac{1}{\cot\theta_1} + \cot\theta_1} \text{ [kN]}$$

Hinweis: Eine sehr gut nachvollziehbare Herleitung dieser Formel befindet sich in [8]

NW: $F_d \leq V_{Rd,max}$

b: [cm] Breite der Ausklinkung bzw. des Trägers
z_k: [cm] innerer Hebelarm; siehe oben
α_c: [ ] 0,75
f_{cd}: [kN/cm²] Bemessungswert der einaxialen Druckfestigkeit
cot θ_1: [ ] Winkel zwischen Betondruckstrebe und Zugstrebe; **cot θ = e'/z_k**

6.) Nachweis der Auflagerpressung

$$\sigma_{sd} = \frac{F_{Ed}}{t_1 \cdot t_2} \text{ [kN/cm}^2\text{]}$$

$$\sigma_{Rd,max} = \alpha_c \cdot f_{cd} \text{ [kN/cm}^2\text{]}$$

NW: $\sigma_{sd} \leq \sigma_{Rd,max}$

F_d: [kN] vertikale Belastung
t_1: [cm] Breite des Lagers in Schnittebene
t_2: [cm] Breite des Lagers aus Schnittebene
α_c: [ ] 0,75
f_{cd}: [kN/cm²] Bemessungswert der einaxialen Druckfestigkeit

7.) Nachweis der Verankerung

- Bemessung siehe 47

8.) Bügelbewehrung (analog Konsole nach DAfStb 525)

für $\frac{e}{h_k} \leq 0{,}5$ und $\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,max}} > 0{,}3$: (gedrungene Auskl.)

→ Horizontale Bewehrung: $A_{sw,H} = 0{,}5 \cdot A_{s,erf.}$ [cm²]

→ $n_{erf.} = \frac{4 \cdot A_{sw,H}}{\pi \cdot \varnothing_{sw}^2}$ [ ]

für $\frac{e}{h_k} > 0{,}5$ und $V_{Ed} > V_{Rd,ct}$:

→ Vertikale Bewehrung: $A_{sw,V} = 0{,}7 \cdot \frac{F_d}{f_{yd}}$ [cm²]

→ $n_{erf.} = \frac{4 \cdot A_{sw,V}}{\pi \cdot \varnothing_{sw}^2}$ [ ]

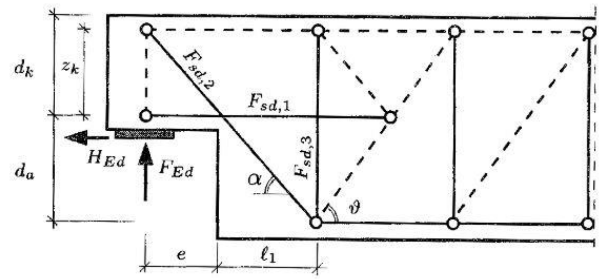
h_k: [cm] Höhe der Ausklinkung
e: [cm] Abstand zwischen Lasteinleitung und Kante der Ausklinkung
$A_{sw,H}$: [cm²] Querschnittsfläche der horizontalen geschlossenen Bügelbewehrung
$A_{sw,V}$: [cm²] Querschnittsfläche der vertikal geschlossenen Bügelbewehrung
$A_{s,erf.}$: [cm²] Querschnittsfläche der horizontalen Zugbewehrung infolge $F_{td,1}$
$V_{Rd,ct}$: [kN] Bemessungswert der aufnehmbaren Querkraft ohne Querkraftbewehrung; siehe 0

6.5.3 Bemessung einer Ausklinkung – Stabwerksmodell 2

1.) Belastung

$H_{Ed} = 0{,}2 \cdot F_{Ed}$ [kN]	F_d: [kN] Vertikalbelastung

2.) Geometrische Größen

$d_k = h_k - d_1$ [cm] $z_k = d_k - d_1$ [cm] $d_a = h_{ges} - h_k$ [cm] $\varnothing_{sw}$: [cm] Durchmesser der Querkraftbewehrung infolge $F_{td,2}$ Θ: [°] Druckstrebenneigungswinkel aus Querkraftbemessung; für cot (θ) = 1,2: θ ≈ 40° d_1: [cm] Abstand der Bewehrung vom gezogenen Querschnittsrand $d_1 = c_{nom} + \varnothing_{sw} + 0{,}5 \cdot \varnothing_{sl}$	 Abbildung 18: Stabwerksmodell 2 einer Ausklinkung [6]

3.) Bemessung der horizontalen Bewehrung

$F_{sd,1} = H_{Ed}$ [kN] $A_{s,erf.} = \frac{F_{sd,1}}{f_{yd}}$ [cm²]	f_{yd}: [kN/cm²] Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls; f_{yd} = 43,5 kN/cm²

4.) Bemessung der Schrägbewehrung

$F_{sd,2} = \frac{F_{Ed}}{\sin \alpha}$ [kN] $A_{s,erf.} = \frac{F_{sd,2}}{f_{yd}}$ [cm²]	f_{yd}: [kN/cm²] Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls; f_{yd} = 43,5 kN/cm²

5.) Bemessung der vertikalen Bewehrung

$F_{sd,3} = F_{Ed}$ [kN]	f_{yd}: [kN/cm²] Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls; f_{yd} = 43,5 kN/cm²

6.) Nachweis der Auflagerpressung

$\sigma_{sd} = \frac{F_{Ed}}{t_1 \cdot t_2}$ [kN/cm²] $\sigma_{Rd,max} = \alpha_c \cdot f_{cd}$ [kN/cm²] NW: $\sigma_{sd} \leq \sigma_{Rd,max}$	F_d: [kN] vertikale Belastung t_1: [cm] Breite des Lagers in Schnittebene t_2: [cm] Breite des Lagers aus Schnittebene α_c: [ ] 0,75 f_{cd}: [kN/cm²] Bemessungswert der einaxialen Druckfestigkeit

7.) Nachweis der Verankerung

- Bemessung siehe 47

6.5.4 Bemessung Rahmenendknoten eines Mehrfeldrahmen

1.) Hinweise

- Bei Einfeldrahmen sind die Biegemomente durch eine Rahmenberechnung zu ermitteln.
- Bei Mehrfeldrahmen die ausreichend ausgesteift sind, können die Biegemomente an den Innenknoten näherungsweise an einem Mehrfeldträger ermittelt werden.
- Die Randmomente müssen bei Mehrfeldrahmen gesondert berechnet werden. Zum Beispiel nach DAfStb Heft 240 → siehe 2.)

2.) Bemessungsschnittgrößen

$$c_o = \frac{L_b}{L_{col,o}} \cdot \frac{I_{col,0}}{I_b} \; [\,] \qquad c_u = \frac{L_b}{L_{col,u}} \cdot \frac{I_{col,u}}{I_b} \; [\,]$$

$$M_b^{(0)} = -\frac{p_{Ed} \cdot L_b^2}{12} \; [kNm]$$

$$M_b = \frac{c_o + c_u}{3 \cdot (c_o + c_u) + 2{,}5} \cdot \left(3 + \frac{g_d}{p_d}\right) \cdot M_b^{(0)} [kNm]$$

$$M_{col,o} = \frac{c_o}{3 \cdot (c_o + c_u) + 2{,}5} \cdot \left(3 + \frac{g_d}{p_d}\right) \cdot M_b^{(0)} [kNm]$$

$$M_{col,u} = \frac{c_u}{3 \cdot (c_o + c_u) + 2{,}5} \cdot \left(3 + \frac{g_d}{p_d}\right) \cdot M_b^{(0)} [kNm]$$

$$V_{col,o} = \frac{1{,}5 \cdot M_{col,o}}{L_{col,o}} \; [kN] \qquad V_{col,u} = \frac{1{,}5 \cdot M_{col,u}}{L_{col,u}} \; [kN] \qquad \left(\text{aus } \frac{dM_{col}(x)}{dx}\right)$$

$M_b^{(0)}$: [kNm] Stützmoment des beidseits voll eingespannten Rahmenriegels unter Volllast
M_b: [kNm] Stützmoment des Rahmenriegels am Rahmenstiel
$M_{col,o}$: [kNm] Einspannmoment des oberen Rahmenstiels am Rahmenriegel
$M_{col,u}$: [kNm] Einspannmoment des unteren Rahmenstiels am Rahmenriegel
I_b: [m⁴] Flächenträgheitsmoment des Riegels
$I_{col,o}$: [m⁴] Flächenträgheitsmoment der oberen Stütze
$I_{col,u}$: [m⁴] Flächenträgheitsmoment der unteren Stütze
L_b: [m] effektive Stützweite des Riegels
$L_{col,o}$: [m] effektive Länge der oberen Stütze
$L_{col,u}$: [m] effektive Länge der unteren Stütze
p_{Ed}: [kN/m] Bemessungslast; $p_{Ed} = 1{,}35 \cdot g_k + 1{,}5 \cdot q_k$

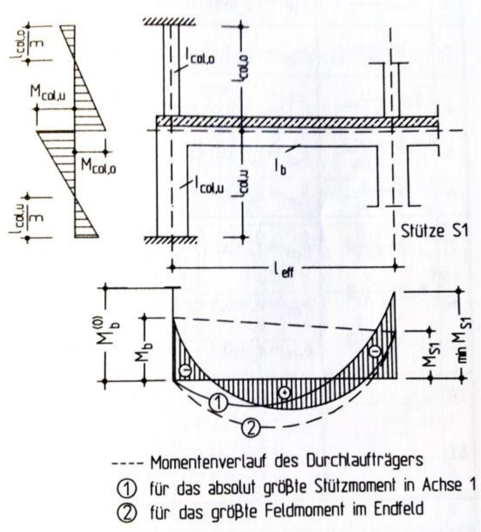


Abbildung 19: Näherungsweise Ermittlung der Momente in rahmenartigen Tragwerken [9]

3.) Bemessung des Knoten A

1.) Ermittlung der Bewehrung in der Stütze/Wand infolge max $\{M_{col,o}; M_{col,u}\}$ + N mit IAD-Verfahren
2.) Mindestbewehrung für die Stütze/Wand überprüfen
3.) Ermittlung der Bewehrung in der Decke mit M_b → Wahl einer passenden Schlaufe
4.) Schubtragfähigkeit → siehe 4.)
5.) Verankerung der oberen Stütze im Riegel (Verankerung der Zugbewehrung)
6.) Verankerung der unteren Stütze im Riegel (Verankerung der Druckbewehrung)

4.) Schubtragfähigkeit ohne Bügel (nach DAfStb Heft 600)

$$V_{jh} = F_{s,b} - V_{col,o} \quad [kN]$$

$$V_{j,cd} = 1{,}4 \cdot (1{,}2 - 0{,}3 \cdot \lambda) \cdot b_{eff} \cdot h_{col} \cdot \sqrt[4]{\frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \cdot 0{,}1 \; [kN]$$

NW: $V_{jh} \le V_{j,cd}$ → keine Steckbügel erf. (nur konstruktiv)
$V_{jh} > V_{j,cd}$ → horizontale Steckbügel erf.
→ NW der Knotentragfähigkeit unter Berücksichtigung der Bügel erforderlich!
→ siehe 5.)

$F_{s,b}$: [kN] Zugkraft in der Riegelbewehrung;
$F_{s,b} = M_{beam}/z$ bzw. $F_{s,b} = 43{,}5 \cdot A_b$
z: [cm] innerer Hebelarm; vereinfacht = 0,9 • d
A_b: [cm²] gewählte Querschnittsfläche der Zugbewehrung im Riegel
$V_{col,o}$: [kN] Querkraft im Knoten A in der oberen Stütze
λ: [ ] Schubschlankheit; $1{,}0 \le \lambda = \frac{h_{beam}}{h_{col}} \le 2{,}0$
h_b: [cm] Querschnittshöhe des Riegels in Rahmenebene
h_{col}: [cm] Querschnittshöhe der Stütze in Rahmenebene
b_{eff}: [cm] effektive Knotenbreite; $b_{eff} = \min\{0{,}5 \cdot (b_{beam} + b_{col}); b_{col}\}$
b_{beam}: [cm] Breite des Riegels
b_{col}: [cm] Breite der Stütze/Wand
f_{ck}: **[N/mm²]** charakteristische Zylinderdruckfestigkeit von Beton

5.) Knotentragfähigkeit mit Bügel (nach DAfStb Heft 600)

$$V_{j,Rd} = \min \begin{cases} V_{j,cd} + 0{,}4 \cdot A_{sj,eff} \cdot f_{yd} \; [kN] \\ 2 \cdot V_{j,cd} \; [kN] \\ \gamma_N \cdot 0{,}25 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b_{eff} \cdot h_{col} \; [kN] \end{cases}$$

mit:

$$\gamma_N = \gamma_{N1} \cdot \gamma_{N2}$$

$$\gamma_{N1} = 1{,}5 \cdot \left(1 - 0{,}8 \cdot \frac{|N_{Ed,col,perm}|}{A_{c,col} \cdot f_{ck}}\right) \le 1{,}0$$

$$\gamma_{N2} = 1{,}9 - 0{,}6 \cdot \frac{h_{beam}}{h_{col}} \le 1{,}0$$

$V_{j,cd}$: [kN] Knotenquerkrafttragfähigkeit ohne Bügel
$A_{sj,eff}$: [cm²] effektive Steckbügelbewehrung im Knotenbereich
Anrechenbar sind nur die Bügel die oberhalb der Druckzone x des Riegels liegen! (Zwischen OK des Riegels und Druckzone)
f_{yd}: **[kN/cm²]** Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls; f_{yd} = 43,5 kN/cm²
b_{eff}: [cm] effektive Knotenbreite; $b_{eff} = \min\{0{,}5 \cdot (b_{beam} + b_{col}); b_{col}\}$
h_{col}: [cm] Querschnittshöhe der Stütze in Rahmenebene
h_{beam}: [cm] Querschnittshöhe des Riegels in Rahmenebene
f_{ck}: [kN/cm²] charakteristische Zylinderdruckfestigkeit von Beton
$N_{Ed,col,perm}$: [kN] Normalkraft in der quasi ständigen EWK der unteren Stütze
$A_{c,col}$: [cm²] Querschnittsfläche der Stütze; $A_{c,col} = b_{col} \cdot h_{col}$
γ_{N1}: [ ] Faktor für den Einfluss der Stützendruckkraft
γ_{N2}: [ ] Faktor für den Einfluss der Schubschlankheit

6.5.5 Bemessung Rahmeninnenknoten

1.) **Nachweise**	
• Biegebemessung des Riegels • Nachweis der Knotentragfähigkeit → siehe 2.) (Bei gleichem Vorzeichen der Biegemomente in den Riegeln kann auf einen NW der Knotentragfähigkeit verzichtet werden. → wenn horizontale Zug- und Druckstrebe durchläuft) • Nachweis der Verankerung der Riegelzugbewehrung • Nachweis der Verankerung der Stützbewehrung	
2.) **Nachweis der Knotentragfähigkeit**	
$V_{jh} = \frac{(\lvert M_{beam,1}\rvert + \lvert M_{beam,2}\rvert)}{z_{beam}} - \lvert V_{col}\rvert$ [kN] $V_{j,Rd} = \gamma_N \cdot 0{,}25 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot b_{eff} \cdot h_{col}$ [kN] mit: $\gamma_N = 1{,}5 \cdot \left(1 - 0{,}8 \cdot \frac{\lvert N_{Ed,col,perm}\rvert}{A_{c,col} \cdot f_{ck}}\right) \leq 1{,}0$ NW: $V_{jh} \leq V_{j,Rd}$	$M_{beam,1}$: [kNm] Biegemoment im Riegel 1 $M_{beam,2}$: [kNm] Biegemoment im Riegel 2 V_{col}: [kN] Querkraft in der Stütze b_{eff}: [cm] effektive Knotenbreite; $b_{eff} = \min\{0{,}5 \cdot (b_{beam} + b_{col}); b_{col}\}$ h_{col}: [cm] Querschnittshöhe der Stütze in Rahmenebene f_{ck}: [kN/cm²] charakteristische Zylinderdruckfestigkeit von Beton γ_N: [ ] Faktor für den Einfluss der Stützendruckkraft $N_{Ed,col,perm}$: [kN] Normalkraft in der quasi ständigen EWK der unteren Stütze $A_{c,col}$: [cm²] Querschnittsfläche der Stütze; $A_{c,col} = b_{col} \cdot h_{col}$
3.) **Nachweis der Verankerung der Riegelzugbewehrung**	
Hinweise: • Verbundbedingungen i.d.R. „mäßig“ • Durch Stützennormalkraft $\alpha_5 = 0{,}7$ • Wenn $l_{b,erf} > l_{b,vorh} = h_{col}$ → Zulagebewehrung erf. (Zulage ≥ 1/3 • A_{sR})	
4.) **Nachweis der Verankerung der Stützbewehrung**	
Hinweise: • Verbundbedingungen „gut“ • Nachweis der Verankerung eines Druckstabes • Wenn $l_{b,erf} > l_{b,vorh} = h_{col}$ → Zulagebewehrung erf. (Zulage ≥ 1/3 • A_{sR})	

6.5.6 **Bemessung von Wandartigen Trägern**

1.) **Definitionen**	
Einfeldträger: $h/L > 0,5$ Zweifeldträger: $h/L > 0,4$ Endfeld eines Durchlaufträgers: $h/L > 0,4$ Innenfeld eines Durchlaufträgers: $h/L > 0,3$ Kragträger: $h/L > 1,0$	h: [m] Höhe des Bauteils L: [m] Stützweite des Bauteils L_k: [m] Kraglänge des Bauteils
2.) **Hebelarm der inneren Kräfte:**	
Einfeldträger:	
$0,5 < h/L < 1,0$: $z_F = 0,3 \cdot h \cdot (3 - h/L)$ [m] $h/L \geq 1,0$ $z_F = 0,6 \cdot L$ [m]	h: [m] Höhe des Bauteils L: [m] Stützweite des Bauteils
Zweifeldträger:	
$0,4 < h/L < 1,0$: $z_F = z_S = 0,5 \cdot h \cdot (1,9 - h/L)$ [m] $h/L \geq 1,0$: $z_F = z_S = 0,45 \cdot L$ [m]	h: [m] Höhe des Bauteils L: [m] Stützweite des Bauteils
Endfeld eines Mehrfeldträgers	
$0,4 < h/L < 1,0$: $z_F = z_S = 0,5 \cdot h \cdot (1,9 - h/L)$ [m] $h/L \geq 1,0$: $z_F = z_S = 0,45 \cdot L$ [m]	h: [m] Höhe des Bauteils L: [m] Stützweite des Bauteils
Innenfeld eines Mehrfeldträgers	
$0,3 < h/L < 1,0$: $z_F = z_S = 0,5 \cdot h \cdot (1,8 - h/L)$ [m] $h/L \geq 1,0$: $z_F = z_S = 0,4 \cdot L$ [m]	h: [m] Höhe des Bauteils L: [m] Stützweite des Bauteils
Kragträger	
$1,0 < h/L < 2,0$: $z_F = z_S = 0,65 \cdot L_k + 0,1 \cdot h$ [m] $h/L \geq 2,0$: $z_F = z_S = 0,85 \cdot L_k$ [m]	h: [m] Höhe des Bauteils L_k: [m] Kraglänge des Bauteils
3.) **Zugkräfte**	
Im Feld: $Z_F = \frac{M_F}{z_F}$ [KN] In der Stütze: $Z_S = \frac{M_S}{z_S}$ [KN]	M_F: [KNm] Biegemoment im Feld M_S: [KNm] Stützmoment z_F: [m] Hebelarm der inneren Kräfte z_S: [m] Hebelarm der inneren Kräfte
4.) **Konstruktive Regelungen für wandartige Träger**	
Beidseitige Netzbewehrung: $a_{s,min} = \max \begin{cases} 1,5 \text{ [cm}^2\text{/m]} \\ 7,5 \cdot 10^{-4} \cdot a_c \text{ [cm}^2\text{/m]} \end{cases}$ Verankerung am Endauflager für: $Z_{sd} \geq 0,8 \cdot Z_F$ [KN]	a_c: [cm²/m] Betonquerschnittsfläche = $h_w \cdot 100$ Z_F: [KN] Zugkraft im Feld

6.6 Verankerung der Längsbewehrung

6.6.1 Verankerung der Biegezugbewehrung am Endauflager

1.) Allgemein:

- gilt für Endauflager ohne wesentliche Einspannung. Bei Einspannung → Bemessung Rahmenendknoten
- Die Verankerung beginnt an der Innenkante des Auflagers
- Die Bewehrung muss mindestens über die rechnerische Auflagerlinie geführt werden. (EC2/NA - 9.2.1.4(3))
- Bei Balken und Plattenbalken muss mindestens 25 % der unteren Feldbewehrung über das Auflager geführt werden. (EC 2 / NA - 9.2.1.4 (1))
- Bei gelenkig gelagerten Platten muss mindestens 50 % der unteren Feldbewehrung über das Auflager geführt werden. (EC 2 - 9.3.1.2 (1))

2.) Zugkraft am Endauflager (s. DIN EN 1992-1-1; 9.2.1.4)

$\cot\vartheta = \dfrac{1{,}2}{1 - \dfrac{0{,}24 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}} \cdot b_w \cdot z \cdot 0{,}1}{V_{Ed,red}}}$ $0{,}58 \leq \cot\vartheta \leq 3{,}0 \qquad \cot\vartheta < 0 \rightarrow 3{,}0$ $a_l = z \cdot (\cot\vartheta - \cot\alpha) \cdot 0{,}5 \geq 0$ $F_{Ed,Auflager} = \max\begin{cases} V_{Ed} \cdot \frac{a_l}{z} + N_{Ed} \\ V_{Ed} \cdot 0{,}5 \end{cases}$	f_{ck}: [N/mm²] b_w: [cm] z: [cm] min { 0,9 • d ; d – $c_{v,l}$ – 3} $V_{Ed,red}$: [KN] reduzierte Querkraft am Endauflager F_{Ed}: [KN] Zugkraft an der rechnerischen Auflagerlinie V_{Ed}: [KN] maximale Auflagerkraft am Endauflager α: Winkel zwischen der Horizontalen und des Bewehrungsstabes Hinweis: cot α = 0 (für α = 90)

3.) Bewehrung die mindestens bis zum Auflager geführt und verankert werden muss

$\text{erf. } A_{s,Auflager} = \max\begin{cases} \dfrac{F_{Ed,Auflager}}{f_{yd}} \text{ [cm}^2\text{]} \\ \text{allgemein: } \dfrac{\max A_{s,Feld}}{4} \text{ [cm}^2\text{]} \\ \text{Platten: } \dfrac{\max A_{s,Feld}}{2} \text{ [cm}^2\text{]} \end{cases}$	

4.) Verankerungslänge

Siehe Punkt 6.6.2	

6.6.2 Verankerung der Längsbewehrung

1.) Allgemein:

Nachzuweisen bei Stäben die im Feld enden, bei Stäben die an Zwischenauflagern enden.
Im Verankerungsbereich ist eine Querbewehrung anzuordnen.
(Wird erfüllt durch Querkraftbewehrung bei Trägern und Stützen, bzw. Querbewehrung bei Platten)

2.) Verbundbedingungen:

guter Verbund:

- Stäbe mit Neigungen 45°≤ α ≤ 90°
- Stäbe mit Neigungen 0°≤ α≤ 45°, die in Bauteilen mit h ≤ 300mm eingebaut sind.
- Stäbe mit Neigungen 0°≤ α≤ 45° in Bauteilen mit h > 300mm, die ≤ 300mm von der Unterkante eingebaut sind.
- Stäbe mit Neigungen 0° ≤ α≤ 45° in Bauteilen mit h > 300mm, die ≥ 300mm von der Oberkante eingebaut sind.
- Stäbe in liegend gefertigten, stabförmigen Bauteilen (z.B. Stützen) mit Querschnittsabmessungen ≤ 500mm die mit Außenrüttlern verdichtet werden.

mäßiger Verbund:
alle anderen Fälle

α: [°] Winkel zwischen der Horizontalen und des Bewehrungsstabes

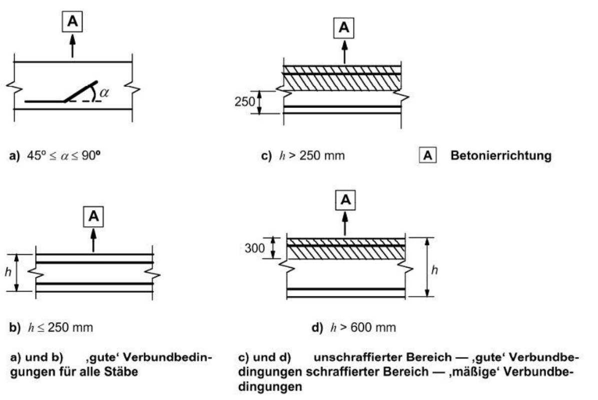


Abbildung 20: Verbundbedingungen [4]

3.) Bemessungswert der Verbundfestigkeit:

f_{ck} [N/mm²]	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60
f_{bd} [N/mm²] (guter Verbund)	2,00	2,32	2,69	3,04	3,37	3,68	3,99	4,28	4,43	4,57
f_{bd} [N/mm²] (mäßiger Verbund)	1,40	1,62	1,89	2,13	2,36	2,58	2,79	2,99	3,10	3,20

4.) Grundwert der Verankerungslänge: (s.DIN EN 1992-1-1; 8.4.3)

$$l_{b,rqd} = \frac{\varnothing \cdot \sigma_{sd}}{4 \cdot f_{bd}} \text{ [mm]}$$

Reicht die vorhandene Verankerungslänge nicht aus:

1.) Bügel, Winkelhaken oder Schlaufen → Ersatzverankerungslänge
→ α-Beiwerte berücksichtigen

2.) Bewehrung abbiegen: → Biegerollendurchmesser D ≥ 15 ∅
→ alle α-Werte = 1,0

Hinweise:
Bei Doppelstäben in geschweißten Betonstahlmatten: $\varnothing = \varnothing \cdot \sqrt{2}$ [mm]
Bei Stäben mit unterschiedlichen ∅ ist der größere ∅ maßgebend
(z.B. 1.Lage ø 28 , 2.Lage ø 25) → l_b von ø 28

∅: [mm] Stabdurchmesser
f_{bd}: [N/mm²] siehe oben
σ_{sd}: [N/mm²] Bemessungswert der Stahlspannung; f_{yd} = 435

5.) 5. Beiwerte:

α_1: Beiwert zur Verankerungsart:
gerader Stab α_1 = 1,0 (Druck und Zug)
Haken, Winkelhaken,: α_1 = 0,7 für c_d > 3 ∅ (nur Zug)
Schlaufe: α_1 = 0,5 wenn c_d > 3 ∅ und D ≥ 15 • ∅
Hinweis: Verankerungen mit gebogenden Druckstäben sind unzulässig!
α_2: Beiwert für Mindestbetondeckung: α_2 = 1,0
α_3: Beiwert für nicht angeschweißte Querstäbe:
siehe EC2 (i.d.R. α_3 = 1,0)
α_4: Beiwert für angeschweißte Querstäbe:
siehe EC2 (i.d.R. α_3 = 1,0)
α_5: Beiwert bei Querdruck:
α_5 = 1,0 bei indirekter Lagerung
α_5 = 2/3 bei direkter Lagerung
α_5 = 1,5 bei Querzug senkrecht zur Verankerungsebene
α_5 = max {1/(1- 0,04 • p) , 0,7}

p: [N/mm²] Querdruck ⊥ zur Verankerungsebene
D: [mm] Biegerollendurchmesser
c_d: [mm] siehe Bild

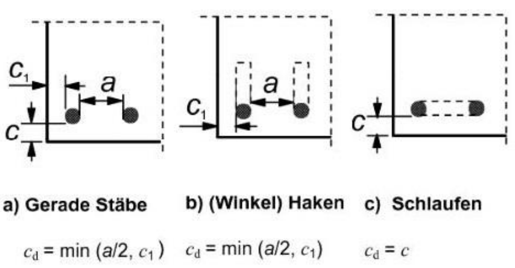


Abbildung 21: Werte c_d für Balken und Platten [4]

6.) Mindestverankerungslänge:

Für Zugstäbe:
$$l_{b,min} = \max \begin{cases} 0{,}3 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_4 \cdot l_{b,rqd} \\ 10 \cdot \alpha_5 \cdot \varnothing \end{cases}$$

Für Druckstäbe:
$$l_{b,min} = \max \begin{cases} 0{,}6 \cdot l_{b,rqd} \\ 10 \cdot \varnothing \end{cases}$$

∅: [mm] größter Stabdurchmesser an der Verankerung

7.) **Ersatzverankerungslänge**	
Bei Anordnung von Winkelhaken oder Schlaufen kann mit der Ersatzverankerungslänge gerechnet werden. $l_{bd} = \max \begin{cases} \alpha_1 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_{b,rqd} \cdot \frac{A_{s,erf.}}{A_{s,vorh.}} \\ l_{b,min} \end{cases}$ Hinweis: nach EC2/NA – 8.4.4(2) kann die Verankerung unter Zug mit $l_{b,eq}$ vereinfacht berechnet werden. In der Praxis wird oft auf die Abminderung $A_{s,erf.}/A_{s,vorh.}$ verzichtet.	$A_{s,erf.}$ = Bewehrung die zu Beginn der Verankerungslänge erforderlich ist $A_{s,vorh.} = A_{s,erf.}$ + Bewehrungsfläche der Verankerungsbewehrung

8.) **Verankerung bei Kombination aus guter und mäßiger Verbundbedingung**	
Wenn die Verankerungsstrecke unterschiedliche Verbundbereiche überquert gilt: $(l_g \cdot \pi \cdot \varnothing_{sl}) \cdot f_{bd,g} + (l_m \cdot \pi \cdot \varnothing_{sl}) \cdot f_{bd,m} = \frac{\pi \cdot \varnothing_{sl}^2}{4} \cdot f_{yd}$ wenn Δl_m bekannt: $\Delta l_g = l_{b,rqd,g} - \frac{f_{bd,m}}{f_{bd,g}} \cdot l_m$ [mm] wenn Δl_g bekannt: $\Delta l_m = l_{b,rqd,m} - \frac{f_{bd,g}}{f_{bd,m}} \cdot l_g$ [mm]	Δl_g: [mm] notwendige Verankerungslänge im Bereich guter Vb. l_m: [mm] vorhandene Verankerungslänge im Bereich mäßiger Vb. Δl_m: [mm] notwendige Verankerungslänge im Bereich mäßiger Vb. l_g: [mm] vorhandene Verankerungslänge im Bereich guter Vb. $l_{b,rqd,g}$: [mm] Grundmaß der Verankerungslänge bei guten Vb. $l_{b,rqd,m}$: [mm] Grundmaß der Verankerungslänge bei mäßigen Vb. $f_{bd,m}$: [N/mm²] Bemessungswert der Verbundfestigkeit bei mäßigen Vb. $f_{bd,g}$: [N/mm²] Bemessungswert der Verbundfestigkeit bei guten Vb.

6.7 Übergreifungsstöße von Stabstählen

1.) Allgemein:	
Stöße von Zugstäben sind möglichst zu vermeiden (Stöße kommen bei Stabstahllängen von 12m selten vor) Stöße sollten nicht in hochbeanspruchten Bereichen liegen. Übergreifungsstöße sollten versetzt angeordnet werden. Im Bereich von Übergreifungsstößen ist eine Querbewehrung anzuordnen (EC2 – 8.7.4)	
2.) Mindestübergreifungslänge	
$l_{0,min} = \max \begin{cases} 0{,}3 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \ \text{[mm]} \\ 15 \cdot \varnothing \ \text{[mm]} \\ 200 \ \text{[mm]} \end{cases}$	α_1: [ ] Beiwert zur Verankerungsart; gerades Stabende: $\alpha_1 = 1{,}0$ α_6: [ ] Beiwert zur Berücksichtigung des Stoßanteils einer Bewehrungslage Zugstoß: $\alpha_6 = 1{,}2$ ($1{,}0^a$) für $\varnothing$ < 16mm und Stoßanteil ≤ 33% $\alpha_6 = 1{,}4$ ($1{,}0^a$) für $\varnothing$ < 16mm und Stoßanteil > 33% $\alpha_6 = 1{,}4$ ($1{,}0^a$) für $\varnothing$ ≥ 16mm und Stoßanteil ≤ 33% $\alpha_6 = 2{,}0$ ($1{,}4^a$) für $\varnothing$ ≥ 16mm und Stoßanteil > 33% Achtung: bei Stäben ≥ 20mm: 2,3 falls Querbewehrung nicht ins Bauteilinnere geführt wird. [a] Wenn $a \geq 8 \cdot \varnothing$ und $c_1 \geq 4 \cdot \varnothing$ (vgl. DIN EN 1992-1-1/NA; 8.7.3(1)) Druckstoß: $\alpha_6 = 1{,}0$ $l_{b,rqd}$: [mm] Grundmaß der Verankerungslänge; siehe Punkt 0 $\varnothing$: [mm] größter Stabdurchmesser an der Verankerung
3.) Übergreifungslänge	
$l_0 = \max \begin{cases} \alpha_1 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \cdot \dfrac{A_{s,erf.}}{A_{s,vorh.}} \ \text{[mm]} \\ l_{0,min} \ \text{[mm]} \end{cases}$	$l_{b,rqd}$: [mm] Grundmaß der Verankerungslänge; siehe Punkt 0 α_1: [ ] Beiwert zur Verankerungsart; gerades Stabende: $\alpha_1 = 1{,}0$ Bei unterschiedlichen Durchmessern kann i.d.R. das Grundmaß des kleineren Stabdurchmessers gewählt werden.

6.8 Verankerung und Übergreifungsstöße von Betonstahlmatten:

Allgemein:
Für die Verankerung gelten die gleichen Regeln wie für Stabstahl

Beispiel - Wahl der Übergreifungslänge

z.B. 50%-Stoß

maßen. Der Grundwert $l_{b,rqd}$ so ... ermittelt werden.
Die ggf. reduzierte erforderlich ... chtigung des Ausnutzungsgrades $A_{s,erf}$ / $A_{s,vorh}$ b ... hrungsmenge berücksichtigt werden. Dies gilt u ... forderlich wird.

Bei Übergreifungsstößen mit v ... für jeden Durchmesser und zugehöriger Ausla ... ge zu wählen.

Zusätzlich ist die Übergreifung ... nutzte Betonstahlspannung σ_s nachzuweisen. B ... nstahlspannung σ_s im GZG zu beziehen. Dieser N ... erliche Bewehrung sehr gering oder z. B. erf A_s = ... bend.

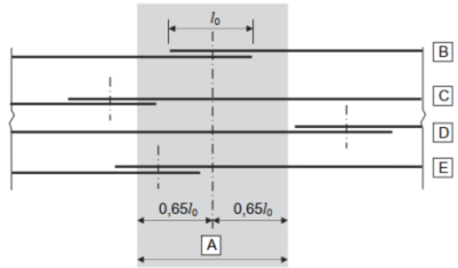
Bei der Ermittlung der Übergr ... täben (Beiwert α_4 nach Tabelle 8.2) wie bisher ... be wird das Verschiebungsverhalten von Bew ... s wird bei Verankerungen berücksichtigt. Über ... er Betondeckung. Bei dieser Bruchart wird die Tr ... il der Widerstand gegen Absprengen der Beton ... reifungslänge abhängt.

Tabelle 8.3DE – Beiwert α_6

	1	2	3	4
	Stoß	Stab-ϕ	Stoßanteil einer Bewehrungslage ≤ 33 %	> 33 %
1	Zug	< 16 mm	1,2 [a]	1,4 [a]
2	Zug	≥ 16 mm	1,4 [a]	2,0 [b]
3	Druck	alle	1,0	1,0

Wenn die lichten Stababstände $a \geq 8\phi$ (Bild 8.7) und der Randabstand in der Stoßebene $c_1 \geq 4\phi$ (Bild 8.3) eingehalten werden, darf der Beiwert α_6 reduziert werden auf:
[a] $\alpha_6 = 1,0$
[b] $\alpha_6 = 1,4$

α_6 = 2,3 bei Stabdurchmesser ≥20 und Stoßanteil >50%



A betrachteter Abschnitt
B Stab I C Stab II D Stab III E Stab IV
BEISPIEL Die Stäbe II und III liegen außerhalb des betrachteten Abschnitts: Stoßanteil = 50 %.

Bild 8.8 – Anteil gestoßener Stäbe in einem Stoßabschnitt

Der Übergreifungsbeiwert α_6 ... (- oder Zug), von Stabdurchmessern und von S ... agen. Dabei ist α_6 der Prozentsatz der innerhalb ...

Bodenplatte h=150cm:
- Grundbewehrung D20/10
- Beton C30/37
- 50% Stoß
- Stoßebene liegt horizontal.
- lichter Stababstand zwischen Stoß:
  $a_{vorh.}$ = 2*(100mm-20mm) = 160mm
  $a_{erf.}$ = 8*20mm = 160mm
  --> Beiwert α_6 = 1,4

erforderlich:
Übergreifungslänge oben: $L_{0,erf.}$ = 100cm
Übergreifungslänge unten: $L_{0,erf.}$ = 145cm
gewählt:
Übergreifungslänge oben: L_0 = 110cm *
Übergreifungslänge unten: L_0 = 150cm

*aufgrund Verlegetoleranzen ist m.E. ein kleiner Puffer sinnvoll

Diese Werte mussten im NA ... DIN 1045-1 [R4]) ersetzt werden, weil die EN 1992-1-1-Beiwerte α_6 insbesond ... nteil ≥ 50 % nach Bild 8.8 sowie engen Stoßa ... führen die EN 1992-1-1-Werte mit α_6 > 1,0 für ... och unwirtschaftlichen Übergreifungslängen. Für ... abelle 8.3DE sind alle Stöße anzurechnen, die n ... gsstöße als ausreichend längsversetzt gelten, ... -fachen Übergreifungslänge l_0 nach Gleichung (...

Bodenplatte h=40cm:
- Grundbewehrung D12/10
- Beton C30/37
- 50% Stoß
- Stoßebene liegt horizontal.
- lichter Stababstand zwischen Stoß:
  $a_{vorh.}$ = 2*(100mm-12mm) = 176mm
  $a_{erf.}$ = 8*12mm = 96mm
  --> Beiwert α_6 = 1,0

erforderlich:
Übergreifungslänge oben: $L_{0,erf.}$ = 61cm
Übergreifungslänge unten: $L_{0,erf.}$ = 43cm
gewählt:
Übergreifungslänge oben: L_0 = 65cm
Übergreifungslänge unten: L_0 = 50cm

... seitigen Beeinflussung dürfen die Zugstoßbeiwe ... icht längsversetzter Stöße ca. 30 % gegenüber ... gensatz zu den auf Achsabstände bezogenen F ... die planmäßigen lichten Stababstände a bzw. au ... men. Dabei darf davon ausgegangen werden, dass sich die zu stoßenden Sta- ... weichungen bis zu einem lichten S ... abstand zwisc ... den gestoßenen Stäben von 4ϕ bzw. 50 mm sind ohne Änderungen der Übergreifung ... ge abgedeckt ... 4].

Die Forderung eines lichten Mindestrandabstandes c_1 nach Bild ... zum nächstg ... enen Bauteilrand bezieht sich auf die Richtung, in der das Absprengen der Betond ... ng durch die ... eizkräfte der nebeneinander liegenden gestoßenen Stäbe gefördert wird (Beispiel sieh ... d H8-5).

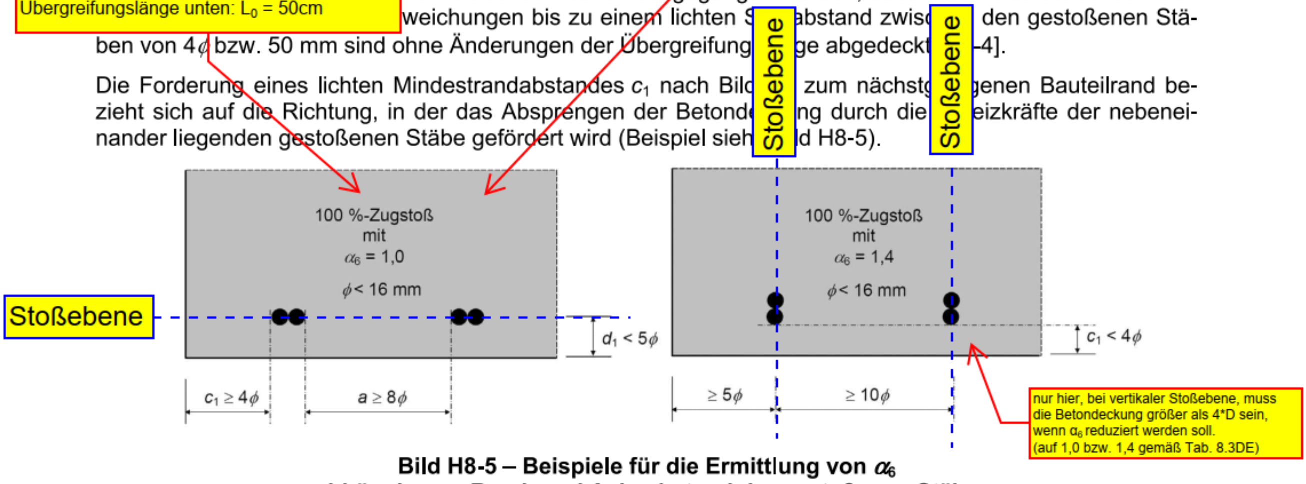


Bild H8-5 – Beispiele für die Ermittlung von α_6 abhängig von Rand- und Achsabstand der gestoßenen Stäbe

Beim Stoß einer konstruktiven Querbewehrung in einachsig gespannten Platten nach 9.3.1.1 (2) liegen in der Regel günstige Randbedingungen vor. Bei der höheren bezogenen Betondeckung $c_d / \phi > 1$ kann bei gerade gestoßenen Stäben - auch dann, wenn sie in der Höhenlage versetzt sind (z. B. in Elementdecken) - die Abminderung der Übergreifungslänge infolge erhöhter Betondeckung $\alpha_2 = 1 - 0,15(c_d - \phi)/\phi > 0,7$ angesetzt werden. Dabei ist jedoch $\alpha_2 \cdot \alpha_6 \geq 1,0$ einzuhalten. Die maßgebende Betondeckung c_d ergibt sich nach Bild 8.3.

7 Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

7.1 Beschränkung der Rissbreite

1.) Hinweise

Für biegebeanspruchte Platten der Expositionsklasse XC1 ist der Nachweis nicht erforderlich, wenn die Gesamtdicke 20cm nicht überschreitet (vgl. EC2-1-1, 7.3.3)

2.) Grenzwert für die rechnerische Rissbreite

Expositions-klasse	Stahlbeton und Vorspannung ohne Verbund	Vorspannung mit nachträglichem Verbund	Vorspannung mit sofortigem Verbund	
	mit Einwirkungskombination			
	quasi-ständig	häufig	häufig	selten
X0, XC1	0,4 [a]	0,2	0,2	—
XC2 – XC4	0,3	0,2 [b, c]	0,2 [b]	
XS1 – XS3 XD1, XD2, XD3 [d]			Dekom-pression	0,2

[a] Bei den Expositionsklassen X0 und XC1 hat die Rissbreite keinen Einfluss auf die Dauerhaftigkeit und dieser Grenzwert wird i. Allg. zur Wahrung eines akzeptablen Erscheinungsbildes gesetzt. Fehlen entsprechende Anforderungen an das Erscheinungsbild, darf dieser Grenzwert erhöht werden.

[b] Zusätzlich ist der Nachweis der Dekompression unter der quasi-ständigen Einwirkungskombination zu führen.

[c] Wenn der Korrosionsschutz anderweitig sichergestellt wird (Hinweise hierzu in den Zulassungen der Spannverfahren), darf der Dekompressionsnachweis entfallen.

[d] Beachte 7.3.1 (7).

Tabelle 2: maximale Rissbreite in mm [1]

7.2 Begrenzung der Betondruckspannungen und der Betonstahlspannungen

1.) Allgemein

Nachweise erforderlich:

- Um Kriechverformungen zu begrenzen: $\sigma_c \leq 0{,}45 \cdot f_{ck}$ in der quasi-ständigen EWK
- Um Längsrisse zu vermeiden: $\sigma_c \leq 0{,}6 \cdot f_{ck}$ in der charakteristischen (seltenen) EWK
- Vermeidung großer bleibender Verformungen durch Überschreiten der Streckgrenze:
  $\sigma_s \leq 0{,}8 \cdot f_{yk}$ in der seltenen EWK bei direkter Einwirkung (Last).
  $\sigma_s \leq 1{,}0 \cdot f_{yk}$ in der seltenen EWK bei indirekter Einwirkung (Zwang)

Oberer Nachweis für nicht vorgespannte Tragwerke des üblichen Hochbaus i.d.R. nicht erforderlich (s. EC2-1-1/NA, 7.1)

2.) Charakteristische Kombination (früher seltene Kombination)

$\sigma_{c2,char} \leq! \; 0{,}6 \bullet f_{ck}$
→ keine Längsrisse in der Druckzone

$\sigma_{s1,char} \leq 0{,}80 \bullet f_{yk}$ (bei Last)
$\sigma_{s1,char} \leq 1{,}00 \bullet f_{yk}$ (bei Zwang)

→ keine bleibenden Verformungen

σ_{c2}: [N/mm²] Betondruckspannung am oberen Querschnittsrand
f_{ck}: [N/mm²] charakteristische Zylinderdruckfestigkeit von Beton
f_{yk}: [N/mm²] charakteristischer Wert der Streckgrenze; f_{yk} = 500 N/mm²

3.) Quasi-ständige Kombination

$\sigma_{c2,perm} \leq! \; 0{,}45 \bullet f_{ck}$
→ kein nichtlineares Kriechen

σ_{c2}: [N/mm²] Betondruckspannung am oberen Querschnittsrand
f_{ck}: [N/mm²] charakteristische Zylinderdruckfestigkeit von Beton

7.3 Rissbreitennachweis mit direkter Berechnung

1.) Wirkungsbereich der Bewehrung

$$h_{c,ef} = \min \begin{cases} 2{,}5 \cdot d_1 \text{ [cm]} \\ \dfrac{h - x_{II}}{3} \text{ [cm]} & \text{(Obergrenze für biegebanspruchte Bauteile)} \\ \dfrac{h}{2} \text{ [cm]} & \text{(Obergrenze für zentrisch gezogene Bauteile)} \end{cases}$$

$$A_{c,eff} = h_{c,ef} \cdot b_{eff} \text{ [cm}^2\text{]}$$

Hinweis: $2{,}5 \cdot d_1$ gilt nur für dünne Bauteile ($h/d_1 \leq 10$ bei Biegung; $h/d_1 \leq 5$ bei zentrischem Zwang) und konzentrierte Bewehrungsanordnung. Bei dicken Bauteilen kann $h_{c,ef}$ bis auf $5 \cdot d_1$ anwachsen.

d_1: [cm] Abstand zwischen Betonrand und Schwerpunkt der Zugbewehrung
$h_{c,ef}$: [cm]
b_{eff}: [cm] effektive Querschnittsbreite
bei Plattenbalken mit negativem Moment:
$b_{eff} = b_{eff}/2 + 2 \cdot 1{,}5 \cdot d_1$ (nach DIN 1045 → sichere Seite)
nach EC2: b_{eff} = Breite des Verlegebereichs der Bewehrung + $2 \cdot 5 \cdot (c + \varnothing_s)$
bei Plattenbalken mit positivem Moment: $b_{eff} = b_w$
c: [cm] Betondeckung
$\varnothing_s$: [cm] Stabdurchmesser
x_{II}: [cm] Druckzonenhöhe im Zustand 2; siehe 9.2
h: [cm] Querschnittshöhe; bei PB: gesamte Querschnittshöhe

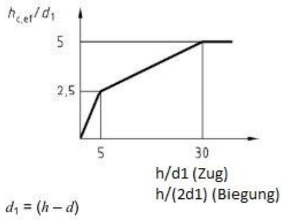


Abbildung 22: Vergrößerung von $h_{c,ef}$ [1]

2.) Effektiver Bewehrungsgrad

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}} \text{ [ ]}$$

A_s: [cm²] vorhandene Zugbewehrung (auch bei zentrischem Zug nur A_{s1})
$A_{c,eff}$: [cm²] Wirkungsbereich der Bewehrung; siehe oben

3.) Wirksame Betonzugfestigkeit

$$f_{ct,eff} \begin{cases} \text{früher Zwang: } f_{ct,eff} = 0{,}5 \cdot f_{ctm} \text{ [N/mm}^2\text{]} \\ \text{später Zwang: } f_{ct,eff} = f_{ctm} \text{ [N/mm}^2\text{]} \end{cases}$$

Hinweis: Nach DIN EN 1992-1-1; NA7.3.4(2): wirksame Betonzugfestigkeit der folgenden Gleichung ohne Ansatz einer Mindesbetonzugfestigkeit.
Mit der Änderung DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
Sollte f_{cteff} >3,0 angenommen werden.
Wenn Abschluss der Rissbildung innerhalb 28d darf ein geringerer Wert angenommen werden. Z.B.:
Nach 3 Tagen: 65% (i.d.R. bei Platten h<0,3m)
Nach 5 Tagen: 75%
Nach 7 Tagen: 85% (i.d.R. bei Platten h>0,8m)

f_{ctm}: [N/mm²] Mittelwert der zentrischen Betonzugfestigkeit; siehe Tab. 3.1
früher Zwang: (3-5d)
- z.B. durch abfließen der Hydratationswärme

später Zwang: (nach 28d)
- z.B. aus Last

4.) Differenz der mittleren Dehnungen

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \max \begin{cases} \dfrac{\sigma_s}{E_s} - k_t \cdot \dfrac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff} \cdot E_s} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff}) \text{ [ ]} \\ 0{,}6 \cdot \dfrac{\sigma_s}{E_s} \text{ [ ]} \end{cases}$$

σ_s: [N/mm²] Spannung in der Zugbewehrung im Zustand 2 für die quasi ständige EWK.
für zentrischen Zwang: $\sigma_s = \frac{A_{c,eff} \cdot f_{ct,eff}}{A_s}$ (s. Heft 525 S. 103)
sonst: s. Abschnitt „Spannung in der Zugbewehrung im Zustand 2"
k_t: [ ] Völligkeitsbeiwert der Spannungsverteilung zwischen den Rissen.
$k_t = 0{,}6$ bei kurzzeitiger Einwirkung
$k_t = 0{,}4$ bei langfristiger Einwirkung (Regelfall)
$f_{ct,eff}$: [N/mm²] wirksame Betonzugfestigkeit; siehe oben
$\rho_{p,eff}$: [ ] effektiver Bewehrungsgrad; siehe oben
α_e: [ ] Verhältnis der E-Moduli; $\alpha_e = E_s/E_c$
E_s: [N/mm²] E-Modul des Betonstahls; E_s = 200.000
E_c: [N/mm²] E-Modul des Beton

5.) Maximaler Rissabstand

für $s \leq 5 \cdot c + \varnothing/2$: (Regelfall)

$$s_{r,max} = \min \begin{cases} \dfrac{\varnothing}{3{,}6 \cdot \rho_{p,eff}} \text{ [mm]} \\ \dfrac{\sigma_s \cdot \varnothing}{3{,}6 \cdot f_{ct,eff}} \text{ [mm]} \end{cases}$$

für $s > 5 \cdot c + \varnothing/2$:

$$s_{r,max} = 1{,}3 \cdot (h - x)$$

s: [mm] Abstand der Stäbe zueinander
c: [mm] Betondeckung bezogen auf die Längsbewehrung
$\varnothing$: [mm] Durchmesser der vorhandenen Bewehrung
$\rho_{p,eff}$: [ ] effektiver Bewehrungsgrad; siehe oben
σ_s: [N/mm²] Spannung in der Zugbewehrung im Zustand 2 unter der quasi ständigen EWK; siehe Punkt 0
$f_{ct,eff}$: [N/mm²] wirksame Betonzugfestigkeit; siehe oben

6.) Rissbreite

$$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \text{ [mm]}$$

7.) Nachweis

$$w_k \leq \text{zul. } w_k$$

7.4 Rissbreitennachweis ohne direkte Berechnung

1.) Verfahren über Grenzdurchmesser (mit Tabelle NA 7.2)

Grenzdurchmesser

σ_s [b] N/mm²	Grenzdurchmesser bei Betonstählen ϕ_s^* [a] mm, w_k = 0,4 mm	0,3 mm	0,2 mm
160	54	41	27
200	35	26	17
240	24	18	12
280	18	13	9
320	14	10	7
360	11	8	5
400	9	7	4
450	7	5	3

Tabelle 3: Tabelle NA.7.2 [1]

σ_s: Spannung in der Zugbewehrung im Zustand 2 für die quasi ständige EWK, $[\sigma_s]$ = N/mm²

für zentrischen Zwang: $\sigma_s = \frac{A_{c,eff} \cdot f_{ct,eff}}{A_s}$ (s. Heft 525 S. 103)

sonst: siehe Punkt 0

w_k: Rissbreite nach 2.), $[w_k]$ = mm

Hinweis: Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden

Wirksame Betonzugfestigkeit

$$f_{ct,eff} \begin{cases} \text{früher Zwang: } f_{ct,eff} = 0{,}5 \cdot f_{ctm} \ [\text{N/mm}^2] \\ \text{später Zwang: } f_{ct,eff} = f_{ctm} \ [\text{N/mm}^2] \end{cases}$$

Hinweis: Nach DIN EN 1992-1-1; NA7.3.4(2): wirksame Betonzugfestigkeit der folgenden Gleichung ohne Ansatz einer Mindesbetonzugfestigkeit.
Mit der Änderung DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12
Sollte f_{cteff} >3,0 angenommen werden.
Wenn Abschluss der Rissbildung innerhalb 28d darf ein geringerer Wert angenommen werden. Z.B.:
Nach 3 Tagen: 65% (i.d.R. bei Platten h<0,3m)
Nach 5 Tagen: 75%
Nach 7 Tagen: 85% (i.d.R. bei Platten h>0,8m)

f_{ctm}: [N/mm²] Mittelwert der zentrischen Betonzugfestigkeit; siehe Tab. 3.1
früher Zwang: (3-5d)
- z.B. durch abfließen der Hydratationswärme

später Zwang: (nach 28d)
- z.B. aus Last

Maximal zulässiger Durchmesser

$$\lim \varnothing_s = \max \begin{cases} \varnothing_s^* \cdot \frac{\sigma_s \cdot A_s}{4 \cdot (h-d) \cdot b \cdot f_{ct,0}} \ [\text{mm}] \\ \varnothing_s^* \cdot \frac{f_{ct,eff}}{f_{ct,0}} \ [\text{mm}] \end{cases}$$

lim $\varnothing_s$: maximal zulässiger Durchmesser der Bewehrungsstäbe
$\varnothing_s^*$: [mm] Grenzdurchmesser nach Tabelle NA.7.2; siehe oben
σ_s: [N/mm²] Spannung in der Zugbewehrung im Zustand 2 für die quasi ständige EWK; siehe Punkt 0
Bei Bauteilen mit innerer Zwangsbeanspruchung gilt die bei der Berechnung der Mindestbewehrung ermittelte Stahlspannung σ_s
A_s: [cm²] Querschnitt der vorhandenen Bewehrung
h: [cm] Bauteildicke
b: [cm] Breite der Zugzone
d: [cm] statische Nutzhöhe
$f_{ct,0}$: [N/mm²] $f_{ct,0}$ = 2,9
$f_{ct,eff}$: [N/mm²] wirksame Zugfestigkeit; siehe oben

Nachweis

lim $\varnothing_s$ ≥ vorh. $\varnothing_s$

2.) Verfahren über Höchstwerte der Stababstände (nur bei Lastbeanspruchung)

Höchstwert des Stababstandes

Stahlspannung[2] [N/mm²]	Höchstwerte der Stababstände [mm] w_k=0,4 mm	w_k=0,3 mm	w_k=0,2 mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	—
360	100	50	—

Tabelle 4: Höchstwerte der Stababstände nach 7.3N [4]

σ_s: [N/mm²] Spannung in der Zugbewehrung im Zustand 2 für die quasi ständige EWK; siehe Punkt 0
s: [mm] Abstand zwischen den einzelnen Zugbewehrungsstäben

Hinweis: Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden.

Nachweis

max s ≥ vorh. s

s: [mm] Abstand zwischen den einzelnen Zugbewehrungsstäben

7.5 Mindestbewehrung zur Beschränkung der Rissbreite

1.) Hinweise

- Notwendig bei Bauteilen, die durch Zugsp. aus indirekten Einwirkungen (Zwang) beansprucht werden.
- Bei gegliederten Querschnitten (z.B. Plattenbalken) ist die Mindestbewehrung für jeden Teilquerschnitt einzeln nachzuweisen!

2.) Überprüfung ob Mindestbewehrung für Zwang aus Hydratation erforderlich ist

Dehnung infolge Temperatur

$\varepsilon_T = \Delta T \cdot \alpha_T$ [ ]	ΔT: [K] Temperaturdifferenz des Bauteils zwischen Ende der Hydration und abgekühltem Zustand α_T: [1/K] Wärmeausdehnungskoeffizient des Bauteils; für Stahlbeton: $\alpha T \approx 10^{-5}$

Wirksame Betonzugfestigkeit

$f_{ct,eff} \begin{cases} \text{früher Zwang: } f_{ct,eff} = 0{,}5 \cdot f_{ctm} \text{ [N/mm}^2\text{]} \\ \text{später Zwang: } f_{ctm} < 3{,}0 \rightarrow f_{ct,eff} = 3{,}0 \text{ [N/mm}^2\text{]} \\ \qquad f_{ctm} > 3{,}0 \rightarrow f_{ct,eff} = f_{ctm} \end{cases}$ [N/mm²] Hinweis: Mit der Änderung DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015-12 Sollte f_{cteff} >3,0 angenommen werden. Wenn Abschluss der Rissbildung innerhalb 28d darf ein geringerer Wert angenommen werden. Z.B.: Nach 3 Tagen: 65% (i.d.R. bei Platten h<0,3m) Nach 5 Tagen: 75% Nach 7 Tagen: 85% (i.d.R. bei Platten h>0,8m)	f_{ctm}: [N/mm²] Mittelwert der zentrischen Betonzugfestigkeit; siehe Tab. 3.1 **früher Zwang: (3-5d)** - z.B. durch abfließen der Hydratationswärme **später Zwang: (nach 28d)** - z.B. aus Last

Rissdehnung

$\varepsilon_c = \frac{f_{ct,eff}}{E_{cm}}$ [ ]	$f_{ct,eff}$: [N/mm²] wirksame Betonzugfestigkeit; siehe oben E_{cm}: [N/mm²] E-Modul des Beton

Nachweis

$\varepsilon_T \geq \varepsilon_c \rightarrow$ Risse $\rightarrow$ Mindestbewehrung erf.!

3.) Ermittlung der Mindestbewehrung

Fläche der Betonzugzone im Zustand 1 und Betonspannungen

Rechteckquerschnitt:

$A_{ct} = 0{,}5 \cdot b \cdot h$ [cm²] (je Bauteilseite)

Hinweis: auch bei reiner Zugbelastung wird mit halber Querschnittshöhe gerechnet, da A_{ct} dann auf eine Bewehrungslage bezogen ist.

A_{ct}: [cm²] Zugzone im Zustand 1 (unmittelbar vor der Erstrissbildung)

Gegliederte Querschnitte:

Hinweis: bei gegliederten Querschnitten muss die Mindestbew. Für die einzelnen Teilquerschnitte separat bestimmt werden. Jeweils an einem Rand muss gelten: $\sigma_c = f_{ct,eff}$

Plattenbalken (Zug oben):

t = 0:

$$\sigma_{c,m} = \frac{r_{inf} \cdot P_{m0}}{A_c}$$

Hinweis: falls keine Normalkraft vorhanden ist gilt: $\sigma_{c,m} = 0$

t = ∞:

$$\sigma_{c,m} = \frac{r_{inf} \cdot P_{m\infty}}{A_c}$$ Hinweis:

Hinweis:
falls keine Normalkraft vorhanden ist gilt: $\sigma_{c,m} = 0$
es wird immer mit dem Wert r_{inf} gerechnet, da daraus das größtes $A_{s,min}$ resultiert.

$$h_t = \frac{f_{ct,eff} \cdot z_{so}}{f_{ct,eff} + |\sigma_{c,m}|} \text{ [cm]}$$

$A_{ct,web} = b_w \cdot h_t$ [cm²]
$A_{ct,f} = (b_{eff} - b_w) \cdot h_{cf}$ [cm²] (für NL im Steg)

$$\sigma_{c,web} = \frac{f_{ct,eff} \cdot h_{ges}}{2 \cdot h_t} - f_{ct,eff} \text{ [N/mm²]}$$

$$\sigma_{c,f} = f_{ct,eff} \cdot \left(1 - \frac{h_{cf}}{2 \cdot h_t}\right) \text{ [N/mm²]}$$

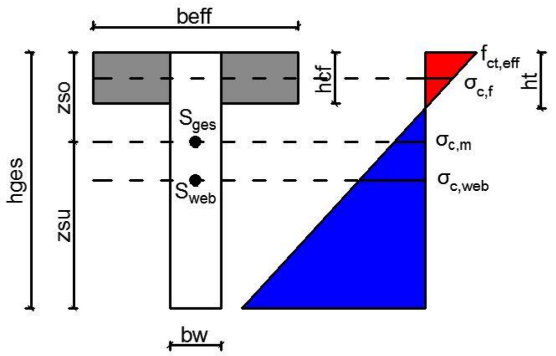


Abbildung 23: Spannungsverteilung eines Plattenbalken – oberer Querschnittsrand zugbeansprucht

r_{inf}: [ ] Wert zur Berücksichtigung der Streuung der Vorspannkraft
Nachträglicher Verbund: $r_{inf} = 0{,}9$
Sofortiger Verbund/ Kein Verbund: $r_{inf} = 0{,}95$
h_{cf}: [cm] Plattendicke

Plattenbalken (Zug unten):

t = 0:

$$\sigma_{c,m} = \frac{r_{inf} \cdot P_{m0}}{A_c}$$

Hinweis: falls keine Normalkraft vorhanden ist gilt: $\sigma_{c,m} = 0$

t = ∞:

$$\sigma_{c,m} = \frac{r_{inf} \cdot P_{m\infty}}{A_c}$$ Hinweis:

Hinweis:
falls keine Normalkraft vorhanden ist gilt: $\sigma_{c,m} = 0$
es wird immer mit dem Wert r_{inf} gerechnet, da daraus das größtes $A_{s,min}$ resultiert.

$$h_t = \frac{f_{ct,eff} \cdot z_{su}}{f_{ct,eff} + |\sigma_{c,m}|} \text{ [cm]}$$

$A_{ct} = b_w \cdot h_t$ [cm²]

$$\sigma_{c,web} = \frac{f_{ct,eff} \cdot h_{ges}}{2 \cdot h_t} - f_{ct,eff} \text{ [N/mm²]}$$

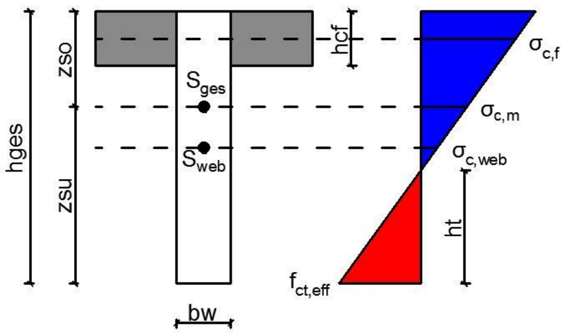


Abbildung 24: Spannungsverteilung eines Plattenbalken - unterer Querschnittsrand zugbeansprucht

r_{inf}: [ ] Wert zur Berücksichtigung der Streuung der Vorspannkraft
Nachträglicher Verbund: $r_{inf} = 0{,}9$
Sofortiger Verbund/ Kein Verbund: $r_{inf} = 0{,}95$

Faktor k_c

- **bei reinem Zug:** $k_c = 1{,}0$
- **bei Biegung und Biegung mit Normalkraft:** Rechteckquerschnitt, Steg von Hohlkasten, Steg eines T-Querschnitts:

$$k_c = 0{,}4 \cdot \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1 \cdot \left(\frac{h}{h^*}\right) \cdot f_{ct,eff}}\right] \leq 1$$

Gurt von Hohlkasten, Gurt eines T-Querschnitts:

$$k_c = 0{,}9 \cdot \frac{F_{cr}}{A_{ct} \cdot f_{ct,eff}} \geq 0{,}5$$

Hinweis: Herleitung & Beispiel zu T-Querschnitt: siehe [5]

k_c: [ ] Faktor zu Erfassung der Spannungsverteilung vor Erstrissbildung
σ_c: [N/mm²] Betonspannung in Höhe der Schwerlinie des Querschnitts im Zustand 1.
Bei Rechteckquerschnitt: $\sigma_c = N_{Ed} / (b \cdot h)$
Bei gegliedertem Querschnitt: σ_c vgl. **Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.**
N_{Ed}: [N] Normalkraft im GZG (Druckkraft positiv)
h: [m] Höhe des Querschnitts/ Teilquerschnitts
h^*: [m] $h < 1m$: $h^* = h$
$h \geq 1m$: $h^* = 1$
k_1: [ ] Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkung von Normalkräften auf den Spannungsverlauf
N_{Ed} Druckkraft: $k_1 = 1{,}5$
N_{Ed} Zugkraft: $k_1 = 2 \cdot h^* / (3 \cdot h)$
F_{cr}: [N] Zugkraft im Gurt inf. Rissmoment; $F_{cr} = A_{ct} \cdot \sigma_{c,x}$
$\sigma_{c,x}$: [N/mm²] Betonspannung im Schwerpunkt der Fläche A_{ct}
A_{ct}: [mm²]

reiner Zug:
z.B. durch abfließen der Hydratationswärme

Faktor k

- äußerer Zwang: $k = 1{,}0$
- innerer Zwang: $h \leq 30cm \rightarrow k = 0{,}8$
  $30cm < h < 80cm \rightarrow$ Interp.
  $h \geq 80cm \rightarrow k = 0{,}5$

Interpolation: $k = 0{,}98 - 0{,}6 \cdot h$

k: [ ] Beiwert zur Berücksichtugung von nichtlinear verteilten Eigenspannungen.
äußerer Zwang:
nur möglich wenn Bauteil statisch unbestimmt gelagert ist.
- Temperaturänderung
- Stützensenkung

innerer Zwang:
- durch Schwinden
- durch abfließen der Hydratationswärme

h ist der kleinere Wert von b und h!! h in m!!

Grenzdurchmesser

Bei Zwangsbeanspruchung aus zentrischem Zug:

$$\varnothing_s^* = \min \begin{cases} \varnothing_s \cdot \frac{2{,}9}{f_{ct,eff}} \text{ [mm]} \\ \varnothing_s \cdot \frac{2{,}9}{f_{ct,eff}} \cdot \frac{8 \cdot (h - d)}{k_c \cdot k \cdot h_{cr}} \text{ [mm]} \end{cases}$$

Bei Zwangsbeanspruchung aus Biegung:

$$\varnothing_s^* = \min \begin{cases} \varnothing_s \cdot \frac{2{,}9}{f_{ct,eff}} \text{ [mm]} \\ \varnothing_s \cdot \frac{2{,}9}{f_{ct,eff}} \cdot \frac{4 \cdot (h - d)}{k_c \cdot k \cdot h_{cr}} \text{ [mm]} \end{cases}$$

Lastbeanspruchung:

$$\varnothing_s^* = \min \begin{cases} \varnothing_s \cdot \frac{2{,}9}{f_{ct,eff}} \text{ [mm]} \\ \varnothing_s \cdot \frac{4 \cdot (h - d) \cdot b \cdot 2{,}9}{\sigma_s^{*1} \cdot A_s} \text{ [mm]} \end{cases}$$

Hinweise:
- Auf der sicheren Seite kann stets mit dem ersten Wert gerechnet werden.
- Wenn ∅ obere Bewehrung ≠ ∅ untere Bewehrung → seperater Nachweis für oben und unten erforderlich (2 verschiedene $\varnothing_s^*$ bzw. σ_s)
- Alternativ nach DIN EN 1992-1-1; 7.3.3(NA.7): Bei unterschiedlichen Durchmessern in einem Querschnitt darf mit einem mittleren Stabdurchmesser gerechnet werden. $\varnothing_m = \frac{\Sigma \sigma_i^2}{\Sigma \sigma_i}$
- Bei Stahlbetonmatten mit Doppelstäben: $\varnothing_s = \varnothing$ eines Einzelstabes.

$\varnothing_s$: [mm] vorhandener Stabdurchmesser. (siehe Hinweise)
$f_{ct,eff}$: [N/mm²] wirksame Betonzugfestigkeit; siehe oben
h_{cr}: [cm] Höhe der Zugzone, unmittelbar nach Rissbildung senkrecht zur Symmetrieebene des Querschnitts
bei Biegung: $h_{cr} = h/2$
bei zentrischem Zug: $h_{cr} = h$
h: [cm] Gesamthöhe des Querschnittes ⊥ zur Symmetrieachse der Bewehrung
d: [cm] statische Nutzhöhe
k: [ ] siehe oben
σ_s: [N/mm²] Betonstahlspannung im Zustand 2
A_s: [cm²] vorhandene Zugbewehrung

zentrischer Zug:
z.B. durch abfließen der Hydratationswärme

*1 da σ_s unbekannt ist, kann auf der sicheren Seite mit dem ersten Wert weitergerechnet werden.

Zulässige Spannung in der Bewehrung (damit Risse nicht zu groß werden)	
$\sigma_s = \sqrt{\frac{w_k \cdot 3{,}48 \cdot 10^6 \cdot (1{,}5)^{*1}}{\varnothing_s^*}}$ [N/mm²] *1: Bei Kurzzeitbeanspruchung darf $\varnothing_s^*$ mit dem Faktor 1,5 erhöht werden. Im DVB Merkblatt „Rissbildung“ wird von dieser Erhöhung allerdings abgeraten.	w_k: [mm] $\varnothing_s^*$: [mm]
Mindestquerschnittsfläche innerhalb der Zugzone	
$A_{s,min(o/u)} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot \frac{A_{ct}}{\sigma_s}$ [cm²]	$f_{ct,eff}$ in [N/mm²] σ_s in [N/mm²] A_{ct} in [cm²]
Nachweis	
$A_{s,vorh(o/u)} \geq A_{s,min(o,u)}$ Unterschreitung < 3% OK	

7.6 Nachweis der Begrenzung der Verformung ohne direkte Berechnung nach 7.4.2

1.) Referenzbewehrungsgrad

$\rho_0 = \sqrt{f_{ck}} \cdot 10^{-3}$

f_{ck}: [N/mm²] Betondruckfestigkeit

2.) erf. Zugbewehrungsgrad in Feldmitte/ Einspannstelle bei Kragträger

bei Platten $\rho = \frac{a_{erf.}}{100 \cdot d}$

bei Trägern $\rho = \frac{A_{erf.,t}}{b \cdot d}$ Druckbewehrungsgrad: $\rho' = \frac{A_{erf.,p}}{b \cdot d}$

zur Vorbemessung (Ermittlung der erf. Deckendicke) können folgende Werte angenommen werden:
Beton gering beansprucht (Platten): ρ = 0,5%
Beton hochbeansprucht (Träger): ρ = 1,5%

a_{erf}: Zugbewehrung in Feldmitte (bei Kragträgern: Einspannstelle), die erforderlich ist, um das Bemessungsmoment im GZT aufzunehmen.

3.) K-Wert (aus DIN EN 1992-1-1 Tab. 7.4N)

K = 1,0 (frei drehbar gelagerter Einfeldträger, gelenkig gelagerte einachsig oder zweiachsig gespannte Platte)
K = 1,3 (Endfeld eines Durchlaufträgers oder einer einachsig gespannten durchlaufenden Platte)
(Endfeld einer zweiachsig gespannten Platte, die kontinuierlich über eine längere Seite durchläuft)
K = 1,5 (Mittelfeld eines Balkens oder einer einachsig oder zweiachsig gespannten Platte)
K = 1,2 (Platte die ohne Unterzüge auf Stützen gelagert ist (Flachdecke)
K = 0,4 (Kragträger)

Anmerkung: zweiachsig gespannte Platten → kürzere Spannweite maßgebend
Flachdecken → größere Stützweite maßgebend

4.) Grundbeziehungen

wenn $\rho \leq \rho_0$: zul. $\frac{l}{d} = K \cdot \left[11 + 1{,}5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3{,}2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1\right)^{\frac{3}{2}}\right]$

wenn $\rho > \rho_0$: zul. $\frac{l}{d} = K \cdot \left[11 + 1{,}5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho'}{\rho_0}\right]$

Anmerkung: Bei der Vorbemessung entspricht $\frac{l}{d}$ dem kleinstmöglichen Verhältniswert
(liefert das größte d)

f_{ck}: [N/mm²] charakteristische Zylinderdruckfestigkeit von Beton

5.) Einfluss der Stahlspannung

Die Grundbeziehungen basieren auf einer Stahlspannung von 310N/mm². Bei anderen Spannungen können die Grundbeziehungen angepasst werden:

zul. $\frac{l}{d}$,angepasst = zul. $\frac{l}{d} \cdot \frac{310}{\sigma_{s,perm}}$

mit: $\sigma_{s,perm} = \frac{M_{Ed,perm}}{M_{Ed}} \cdot \frac{A_{s,erf.}}{A_{s,vorh.}} \cdot f_{yd}$ [N/mm²]

$M_{Ed,perm}$: [kNm] Bemessungsmoment im GZG unter der quasi ständigen EWK
M_{Ed}: [kNm] Bemessungsmoment im GZT
$A_{s,vorh.}$: [cm²] Vorhandene Querschnittsfläche der Zugbewehrung
$A_{s,erf.}$: [cm²] erforderliche Querschnittsfläche der Zugbew. im GZT
f_{yd}: [N/mm²] Bemessungswert der Streckgrenze; f_{yd} = 435 N/mm²

6.) Sonstige Einflüsse

- Bei Balken und Platten (außer Flachdecken) mit Stützweiten über 7m, die leichte Trennwände tragen, ist in der Regel der Wert l/d mit dem Faktor $7/l_{eff}$ zu multiplizieren (vgl. DIN EN 1992-1-1 5.3.2.2 (1))
- Bei Flachdecken mit Stützweiten über 8,5m, die leichte Trennwände tragen, ist in der Regel der Wert l/d mit dem Faktor $8{,}5/l_{eff}$ zu multiplizieren (vgl. DIN EN 1992-1-1 5.3.2.2 (1))
- Bei gegliederten Querschnitten mit $b/b_w > 3$: zul. $\frac{l}{d}$,angepasst = zul. $\frac{l}{d} \cdot 0{,}8$

l_{eff}: [m] effektive Stützweite

7.) **Begrenzung der Biegeschlankheiten nach NAD**	
allgemein: zul. $\frac{l}{d} \leq K \cdot 35$ bei Bauteilen, die verformungsempfindliche Bauelemente beinträchtigen können: zul. $\frac{l}{d} \leq K^2 \cdot \frac{150}{l_{eff}}$ Anmerkung: Bei der Vorbemessung entspricht zul. $\frac{l}{d}$ nach NAD dem größtmöglichen Verhältniswert. (liefert das kleinste d) Wenn bei der Vorbemessung beide Bedingungen erfüllt sein sollen, ist das kleinere $\frac{l_{eff}}{d}$ der größtmögliche Verhältniswert $\frac{l}{d}$	l_{eff}: [m] siehe unter „Geometrien“
8.) **Nachweis:**	
vorh. $\frac{l}{d} \leq \frac{l_{eff}}{d}$	

7.7 Nachweis der Begrenzung der Verformungen mit direkter Berechnung

1.) Hinweise:	
Das folgende Verfahren ist lediglich ein sehr grobes Verfahren und kann von der wirklichen Verformung erheblich abweichen. Die Krümmung wird an einer charakteristischen Stelle (z.B. bei max.M) ermittelt. Für die Krümmung an allen anderen Stellen des Trägers wird ein Verlauf affin zum Momentenverlauf angenommen. Die Integration der Krümmung kann dann mit Integraltafeln (Faktor K) erfolgen. [5] Um die unterschiedlichen Zustände (Zustand 1, Zustand 2) und somit die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen, entlang der Trägerlänge zu erfassen, werden die Krümmungen mit einem Verteilungsbeiwert gewichtet um eine mittlere Krümmung zu erhalten.	
2.) Effektiver E-Modul	
$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty,t_0)}$ [N/mm²]	E_{cm}: [N/mm²] mittlerer Elastizitätsmodul $\varphi(\infty,t_0)$: [ ] Kriechzahl; siehe 105
3.) Krümmung im Zustand 1	
Infolge Last & Kriechen: $\kappa_{1,L+K} = \frac{M_{Ed,perm} \cdot 0{,}001}{E_{c,eff} \cdot I_I}$ [1/m] **Infolge Schwinden & Kriechen:** $\kappa_{1,S+K} = \varepsilon_{cs} \cdot \alpha_{e,eff} \cdot \frac{S_I}{I_I}$ [1/m] **Gesamt:** $\kappa_I = \kappa_{I,L+K} + \kappa_{I,S+K}$ [1/m]	$M_{Ed,perm}$: [kNm] Bemessungsmoment im GZG (quasi ständige EWK) $E_{c,eff}$: [MN/m²] effektiver E-Modul; siehe oben I_I: [m⁴] ideelles Flächenmoment 2. Grades im Zustand 1 (Bewehrung braucht nur durch Steineranteil berücksichtigt werden.) Für Rechteckquerschnitt: $I_I = \frac{b \cdot h^3}{12} + A_{s1} \cdot e_{s1}^2$ e_{s1}: [m] Abstand zwischen Schwerpunkt des ideellen Querschnitts und der Zugbewehrung. $e_{s1} = h/2 - d_1$ S_I: [m³] Flächenmoment 1. Grades der Querschnittsfläche der Bewehrung, bezogen auf den Schwerpunkt des Querschnitts im Zustand 1. $S_I = A_{s1} \cdot z_{s1} = A_{s1} \cdot (d - h/2)$
4.) Krümmung im Zustand 2	
Infolge Last & Kriechen: $\kappa_{II,L+K} = \frac{\varepsilon_s}{d - x_{II}} = \frac{\sigma_{s1,II}}{E_s \cdot (d - x_{II})}$ [1/m] **Infolge Schwinden & Kriechen:** $\kappa_{II,S+K} = \varepsilon_{cs} \cdot \alpha_{e,eff} \cdot \frac{S_{II}}{I_{II}}$ [1/m] **Gesamt:** $\kappa_{II} = \kappa_{II,L+K} + \kappa_{II,S+K}$ [1/m]	I_2: [m⁴] Flächenmoment 2. Grades im Zustand 2; siehe Punkt 9.2 $\sigma_{s1,II}$: [MN/m²] Spannung in der Bewehrung im Zustand 2 ; i.d.R infolge $M_{Ed,perm}$; siehe Punkt 0 E_s: [MN/m²] E-Modul des Betonstahls; E_s = 200.000 d: [m] statische Nutzhöhe x_{II}: [m] Druckzonenhöhe im Zustand 2 (mit Kriechen); siehe Punkt 9.2 ε_{cs}: [ ] Endschwindmaß; siehe Anhang $\alpha_{e,eff}$: [ ] Verhältnis der E-Moduli; $\alpha_{e,eff} = E_s/E_{c,eff}$ $E_{c,eff}$: [MN/m²] effektiver E-Modul; siehe oben S_{II}: [m³] Flächenmoment 1. Grades der Querschnittsfläche der Bewehrung, bezogen auf den Schwerpunkt des Querschnitts im Zustand 2. Siehe Punkt 9.2 I_{II}: [m⁴] Flächenmoment 2. Grades im Zustand 2; siehe Punkt 9.2
5.) Verteilungsbeiwert	
$\zeta = 1 - \beta \cdot \left(\frac{M_{cr}}{M_{Ed}}\right)^2$ [ ] oder: $\zeta = 1 - \beta \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2$ [ ]	M_{cr}: [kNm] Rissmoment; $M_{cr} = f_{ctm} \cdot \frac{b \cdot h^2}{6}$ M_{Ed}: [kN] einwirkendes Moment welches zur Erstrissbildung führt; i.d.R $M_{Ed} = M_{Ed,perm}$ f_{ctm}: [N/mm²] Mittelwert der zentrischen Betonzugfestigkeit; siehe Anhang σ_s: [N/mm²] Spannung in der Zugbewehrung im Zustand 2 σ_{sr}: [N/mm²] Spannung in der Zugbewehrung β: [ ] Koeffizient; berücksichtigt Belastungsdauer und Lastwiederholung β = 1,0 bei Kurzzeitbelastung β = 0,5 bei Langzeitbelastung oder vielen Lastzyklen (Regel)
6.) Mittlere Krümmung	
$\kappa_m = \zeta \cdot \kappa_{II} + (1 - \zeta) \cdot \kappa_I$ [1/m]	ζ: [ ] Verteilungsbeiwert; siehe oben κ_I: [1/m] Krümmung an der charakteristischen Stelle im Zustand 1 κ_{II}: [1/m] Krümmung an der charakteristischen Stelle im Zustand 2
7.) Vorhandene Verformung	
$w_{vorh.} = K \cdot \kappa_m \cdot l_{eff}^2$	K: [ ] Beiwert; siehe Integraltafel im Anhang κ_m: [1/m] mittlere Krümmung an der charakteristischen Stelle l_{eff}: [m] effektive Stützweite
8.) Zulässige Verformung	
Feldmitte: $w_{zul} = \frac{l_{eff}}{250}$ [cm] **Kragträger:** $w_{zul} = \frac{l_{eff}}{100}$ [cm] **Verormungsempfindliche Ausbauteile:** $w_{zul} = \frac{l_{eff}}{500}$ [cm]	l_{eff}: [cm] effektive Stützweite
9.) Nachweis	
$w_{vorh.} \leq w_{zul.}$ → NW OK $w_{vorh.} > w_{zul.}$ → Überhöhung erf.	Max. Überhöhung im Bauzustand: $w_{zul} = \frac{l_{eff}}{250}$ [cm]

8 Konstruktionsregeln

8.1 Zugkraftdeckung

1.) genaue Ermittlung von z	
$z = \zeta \cdot d$ [cm]	d: [cm] ζ: [ ] aus dem k_d -Verfahren
2.) Zugkraft an der Stelle des maximalen Moments	
$\max F_{sd} = \frac{\lvert \max M_{Eds} \rvert \cdot 100}{z} + N_{Ed}$ [kN(/m)]	$\max M_{Eds}$ → (abgemindert bei Stütze) z: [cm]
3.) Aufnehmbare Zugkraft	
$F_{sd,aufn} = A_{s,vorh} \cdot f_{yd}$ [kN(/m)] Hinweis: $F_{sd,aufn.}$ Ist für mehrere Stellen zu berechnen	f_{yd}: [KN/cm²] Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls; f_{yd} = 43,5 KN/cm²
4.) Nachweis:	
$\max F_{sd} < F_{sd,aufn}$	
5.) Versatzmaß	
allgemein: $a_l = z \cdot (\cot \vartheta - \cot \alpha) \cdot 0{,}5 \geq 0$ [cm] bei Platten ohne Querkraftbew.: $a_l = 1{,}0$ mit $z = \min \begin{cases} 0{,}9 \cdot d \\ d - c_{v,l} - 3 \end{cases}$	cot α = 0 d: [cm] $c_{v,l}$ in [cm] = 3

8.2 Mindestbewehrung nach dem Duktilitätskriterium

1.) Hinweis	
Die Mindestbewehrung zur Sicherstellung eines duktilen Bauteilverhaltens, ist nach DIN EN 1992-1-1, 9.2.1.1, in der Zugzone zu verteilen. Im Druckbereich ist diese Bewehrung nicht notwendig.	
2.) Widerstandmoment	
Rechteckquerschnitt: $W_o = W_u = \frac{b \cdot h^2}{6}$ Allgemein (z.B. PB): $W_o = \frac{I_y}{z_o}$; $W_u = \frac{I_y}{z_u}$	I_y: [cm⁴] Flächenträgheitsmoment um die y-Achse; $I_y = \Sigma \frac{b \cdot h^3}{12} \cdot A \cdot z_{(o/u)}^2$ z_0: [cm] Abstand Schwerpunkt von Querschnitt zum oberen Rand. z_u: [cm] Abstand Schwerpunkt von Querschnitt zum unteren Rand.
3.) Rissmoment:	
$M_{cro} = W_0 \cdot f_{ctm}$ [KNcm(/m)] $M_{cru} = W_u \cdot f_{ctm}$ [KNcm(/m)]	W: [cm³] Widerstandsmoment; siehe oben f_{ctm}: [kN/cm²] Mittelwert der zentrischen Betonzugfestigkeit; siehe Anhang
4.) Risskraft	
Im Feld (Zug unten): $F_{sru} = \frac{M_{cr,u}}{z}$ [KN] **An Stütze (Zug oben):** $F_{sro} = \frac{M_{cr,o}}{z}$ [KN]	z: [cm] innerer Hebelarm; vereinfacht = 0,9 • d d: [cm] statische Nutzhöhe
5.) Mindestbewehrung	
min $A_s = \frac{F_{sr}}{50}$ [cm²(/m)]	
6.) Nachweis:	
min $A_s \leq$ Grundbewehrung Hinweis: Bei zweiachsig gespannten Platten ist die Mindestbewehrung nur in Haupttragrichtung notwendig. (DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04; NCI zu 9.3.1.1(1))	

8.3 **Konstruktive Regeln für Platten**

1.) **Vollplatten**

Plattendicke

Allgemein: h ≥ 7cm
Platten mit aufgebogener Querkraftbewehrung: h ≥ 16cm
Platten mit Bügeln oder Durchstanzbewehrung: h ≥ 20cm

Einachsig gespannte Platten

Querbewehrung ≥! 20% der Hauptbewehrung (s.DIN EN 1992-1-1 9.3.1.1(2))

Bewehrung in Auflagernähe (s. DIN EN 1992-1-1; 9.3.1.2)

Bei gelenkiger Lagerung ist mindestens die Hälfte der Feldbewehrung über das Auflager zu führen.

Bei teilweise eingespannter Lagerung, die in der Rechnung nicht berücksichtigt wurde, muss eine obere Stützbewehrung, über die Länge $L = 0{,}2 \cdot L_E$ angeordnet werden. Bei Zwischenauflagern muss diese Bewehrung durchlaufen.
$A_{S,Auflager,oben} = 0{,}25 \cdot A_{S,Feld}$ [cm²/m]

L_E: [m] Länge des angrenzenden Endfeldes
$A_{S,Feld}$: [cm²] erforderliche Bewehrung im Feld, zur Aufnahme des Biegemomentes.

Randbewehrung an freien Rändern von Platten (s. DIN EN 1992-1-1; 9.3.1.4)

Entlang von freien Rändern ist die Bewehrung wie in Abbildung 25 auszuführen.
Die Plattenbewehrung entlang des Randes darf angerechnet werden.

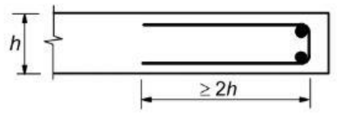


Abbildung 25: Randbewehrung an freien Rändern [4]

Eckbewehrung

Bei drillsteifen Platten (abheben der Ecken nicht möglich) ist eine Drillbewehrung einzulegen. (s. DIN EN 1992-1-1; 9.3.1.3(1))

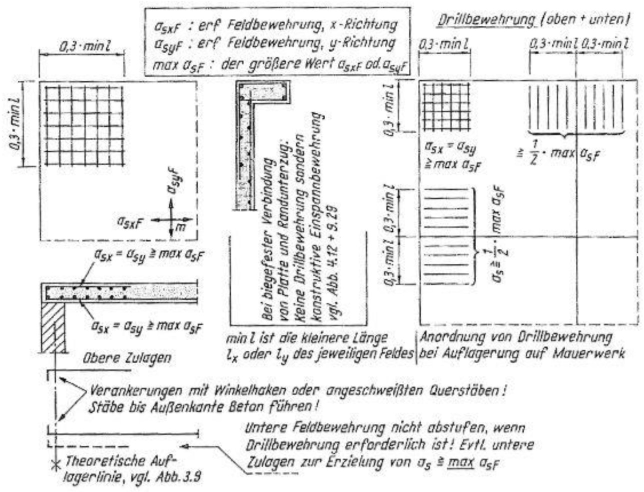


Abbildung 26: Ausführung einer Eckbewehrung [10]

Bewehrungsstababstände

Biegebewehrung (s. DIN EN 1992-1-1/NA; 9.3.1.1(3))

Bewehrung in der Haupttragrichtung:
h ≤ 250mm: $s_{max,slab}$ = 150 mm
h ≥ 250mm: $s_{max,slab}$ = 250 mm
Hinweis: Zwischenwerte linear interpolieren

Bewehrung in der Nebentragrichtung:
$s_{max,slab}$ ≤ 250mm

$s_{max,slab}$: [mm] maximaler Abstand der Biegebewehrung
h: [mm] Plattendicke

Zweiachsig gespannte Decken

Die Bewehrung in Nebentragrichtung muss größer als 20% der Haupttragrichtung sein. (s.DIN EN 1992-1-1/NA; 9.3.1.1(2))
Die Mindestbewehrung nach dem Duktilitätskriterium braucht nur in Haupttragrichtung eingelegt zu werden. (s.DIN EN 1992-1-1/NA; 9.3.1.1(1))

2.) **Flachdecken**

Siehe DIN EN 1992-1-1; 9.4)

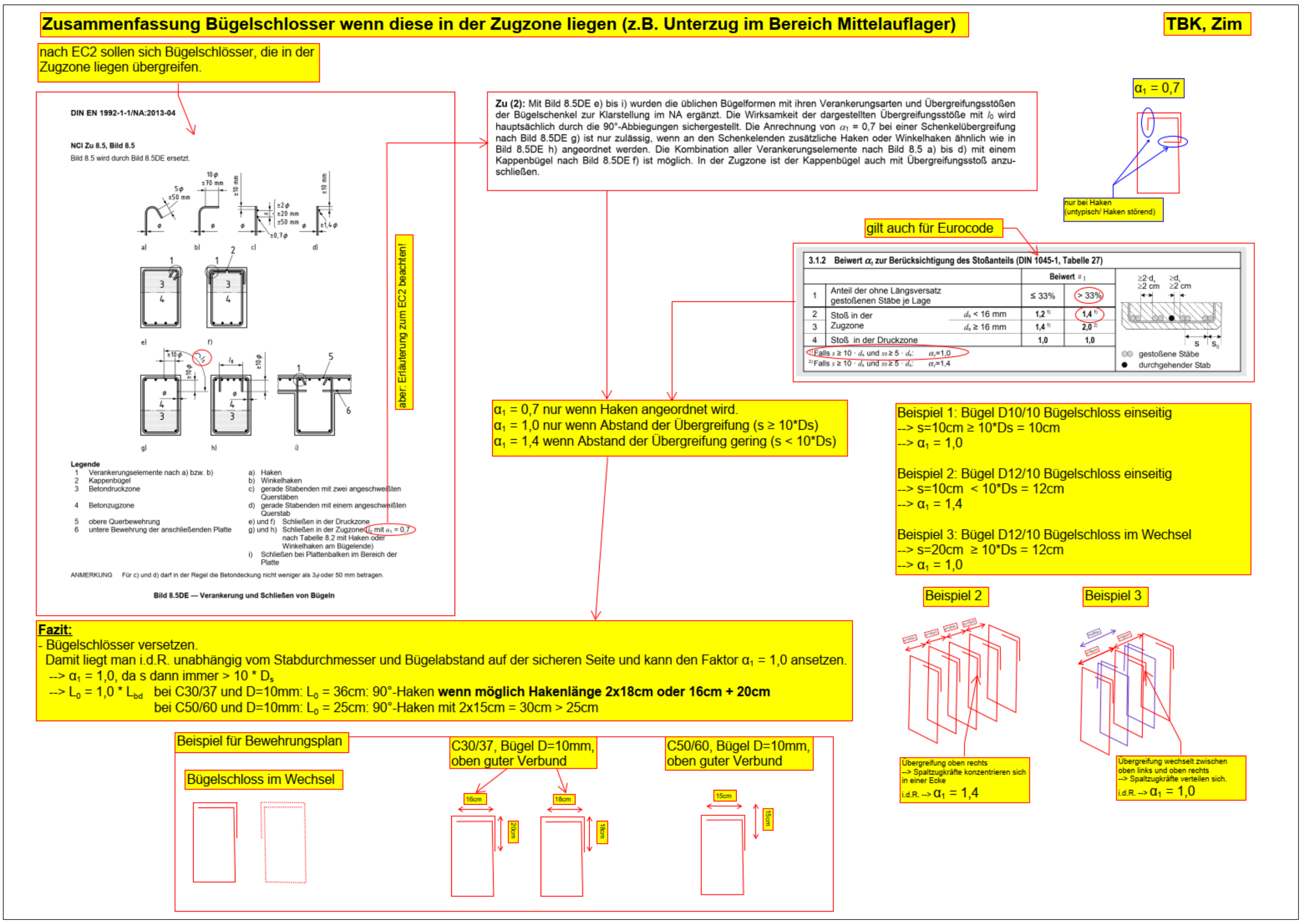
8.4 Anschlussbewehrung Stütze-Fundament

8.5 **Schnittkräfte**	
$N_C = c_x \cdot c_y \cdot f_{cd}$ [KN] $N_S = N_{ges} - N_C$ [KN]	f_{cd}: [KN/cm²] = 0,85 • (f_{ck} / 1,5)
8.6 **Bewehrung**	
$A_S = \frac{N_S}{f_{yd}} \cdot \left(1 - \frac{f_{cd}}{f_{yd}}\right)$ [cm²]	

8.7 Stababstände (horizontal/ vertikal)

$a_n = \max \begin{cases} \varnothing \\ d_g + k_2 \\ 20\text{ mm} \end{cases}$	a_n: [mm] lichter Abstand zwischen 2 parallelen Stäben $\varnothing$: [mm] Stabdurchmesser d_g: [mm] Größtkorn der der Gesteinskörnung $k_2 = 0$ für $d_g \leq 16$mm $k_2 = 5$ für $d_g > 16$mm
Hinweise: Um für Balken die maximale Anzahl von Bewehrungsstäben in einer Lage zu ermitteln, existieren Tabellen. → siehe Anhang Gestoßene Stäbe dürfen sich innerhalb der Übergreifungslänge berühren. (EC2 – 8.2(4)) Bei einer Stabanordnung in getrennten horizontalen Lagen müssen Stäbe übereinander angeordnet werden.	

8.8 Bügelschlösser

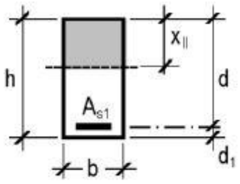
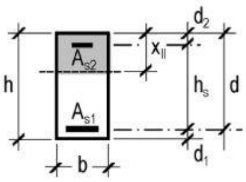
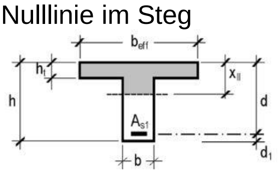
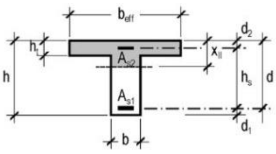


9 Spannungsermittlung

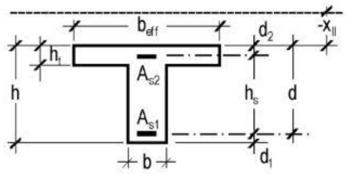
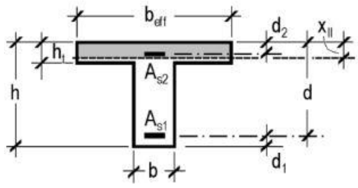
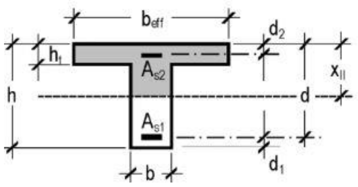
9.1 Untersuchung ob Querschnitt gerissen

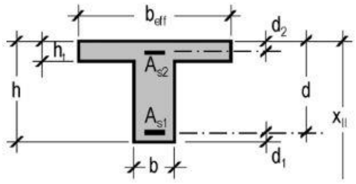
1.) **Rissmoment**	
$M_{cr} = W \cdot f_{ctm}$ [KNcm(/m)] Hinweis: für $W_u \neq W_o$: kleiners W maßgebend	W_y: [m³] Widerstandsmoment f_{ctm}: [N/mm²] Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit des Betons
2.) **Nachweis**	
$M_{cr} \geq M_{Ed,perm}$ → Querschnitt ist unter quasi-ständiger EWK ungerissen → Spannungsermittlung für Querschnitt im Zustand 1 $M_{cr} \geq M_{Ed,char}$ → Querschnitt ist unter charakteristischer EWK ungerissen → Spannungsermittlung für Querschnitt im Zustand 1 $M_{cr} < M_{Ed,perm}$ → Querschnitt ist unter quasi-ständiger EWK gerissen → Spannungsermittlung für Querschnitt im Zustand 2 (Regelfall) $M_{cr} < M_{Ed,char}$ → Querschnitt ist unter seltener EWK gerissen → Spannungsermittlung für Querschnitt im Zustand 2 (Regelfall)	

9.2 Druckzonenhöhe und Flächenträgheitsmoment im Zustand 2 nach dem Verfahren von Dutulescu

1.) **Reine Biegung**		
Nulllinie in Platte  Abbildung 27: [11] **b_{eff} = b und A_{s2} = 0** Hinweis: gilt auch für PB	$x_{II} = -\overline{B}_1 + \sqrt{\overline{B}_1^2 - \overline{C}}$ [cm] $I_i = \frac{1}{3} \cdot b \cdot x_{II}^3 + \alpha_e \cdot A_{s1} \cdot (d - x_{II})^2$ [cm⁴] $S_i = A_{s1} \cdot z_{s1} = A_{s1} \cdot (d - x_{II})$ [cm³] mit: $\overline{B}_1 = \frac{1}{b} \cdot \alpha_e \cdot A_{s1}$ $\overline{C} = -\frac{2}{b} \cdot \alpha_e \cdot A_{s1} \cdot d$	b: [cm] Querschnittsbreite α_e: [ ] Verhältnis der E-Moduli; $\alpha_e = E_s/E_c$ E_s: [N/mm²] E-Modul des Betonstahls; E_s = 200.000 E_c: [N/mm²] E-Modul des Beton A_{s1}: [cm²] Querschnittsfläche der Zugbewehrung d: [cm] statische Nutzhöhe $z_{s,1}$: [cm] Abstand zwischen Schwerachse des Querschnittes und Bewehrung A_{s1}. Hinweis: Bei reiner Biegung entspricht die NL der Schwerachse.
Nulllinie in Platte  Abbildung 28: [11] **b_{eff} = b und A_{s2} > 0** Hinweis: gilt auch für PB	$x_{II} = -\overline{B}_1 + \sqrt{\overline{B}_1^2 - \overline{C}}$ [cm] $I_i = \frac{1}{3} \cdot b \cdot x_{II}^3$ $+ \alpha_e \cdot [\, A_{s1} \cdot (d - x_{II})^2 + A_{s2} \cdot (d_2 - x_{II})^2 \,]$ [cm⁴] $S_i = \Sigma\, A_{s,i} \cdot z_{s,i}$ [cm³] mit: $\overline{B}_1 = \frac{1}{b} \cdot \alpha_e \cdot (A_{s1} + A_{s2})$ $\overline{C} = -\frac{2}{b} \cdot \alpha_e \cdot (A_{s1} \cdot d + A_{s2} \cdot d_2)$	b: [cm] Querschnittsbreite α_e: [ ] Verhältnis der E-Moduli; $\alpha_e = E_s/E_c$ E_s: [N/mm²] E-Modul des Betonstahls; E_s = 200.000 E_c: [N/mm²] E-Modul des Beton A_{s1}: [cm²] Querschnittsfläche der Zugbewehrung A_{s2}: [cm²] Querschnittsfläche der Druckbewehrung d: [cm] statische Nutzhöhe d_2: [cm] Abstand der Druckbewehrung vom oberen Rand $z_{s,i}$: [cm] Abstand zwischen Schwerachse des Querschnittes und Bewehrung. Hinweis: Bei reiner Biegung entspricht die NL der Schwerachse. $z_{s,1} = d - x_{II}$; $z_{s,2} = x_{II} - d_2$ **$z_{s,i}$ mit Vorzeichen!!**
Nulllinie im Steg  Abbildung 29: [11] **b_{eff} ≠ b und A_{s2} = 0** Hinweis: bei PB zuerst mit der Annahme dass NL in Platte liegt rechnen	$x_{II} = -\overline{B}_1 + \sqrt{\overline{B}_1^2 - \overline{C}}$ [cm] $I_i = \frac{1}{3} \cdot b \cdot x_{II}^3$ $+ (b_{eff} - b) \cdot h_t \cdot (x^2 - x \cdot h_t + \frac{1}{3} \cdot h_t^2)$ $+ \alpha_e \cdot A_{s1} \cdot (d - x)^2$ [cm⁴] mit: $\overline{B}_1 = \frac{1}{b} \cdot [\, \alpha_e \cdot A_{s1} + h_t \cdot (b_{eff} - b) \,]$ $\overline{C} = -\frac{1}{b} \cdot [\, 2 \cdot \alpha_e \cdot (A_{s1} \cdot d) + h_t^2 \cdot (b_{eff} - b) \,]$	b: [cm] Querschnittsbreite b_{eff}: [cm] effektive Querschnittsbreite des PB α_e: [ ] Verhältnis der E-Moduli; $\alpha_e = E_s/E_c$ E_s: [N/mm²] E-Modul des Betonstahls; E_s = 200.000 E_c: [N/mm²] E-Modul des Beton A_{s1}: [cm²] Querschnittsfläche der Zugbewehrung d: [cm] statische Nutzhöhe h_t: [cm] Dicke der Betonplatte
 Abbildung 30: [11] **b_{eff} ≠ b und A_{s2} > 0**	$x_{II} = -\overline{B}_1 + \sqrt{\overline{B}_1^2 - \overline{C}}$ [cm] $I_i = \frac{1}{3} \cdot b \cdot x_{II}^3$ $+ (b_{eff} - b) \cdot h_t \cdot (x^2 - x \cdot h_t + \frac{1}{3} \cdot h_t^2)$ $+ \alpha_e \cdot [\, A_{s1} \cdot (d - x)^2 + A_{s2} \cdot (d_2 - x)^2 \,]$ [cm⁴] mit: $\overline{B}_1 = \frac{1}{b} \cdot [\, \alpha_e \cdot (A_{s1} + A_{s2}) + h_t \cdot (b_{eff} - b) \,]$ $\overline{C} = -\frac{1}{b} \cdot [\, 2 \cdot \alpha_e \cdot (A_{s1} \cdot d + A_{s2} \cdot d_2) + h_t^2 \cdot (b_{eff} - b) \,]$	b: [cm] Querschnittsbreite α_e: [ ] Verhältnis der E-Moduli; $\alpha_e = E_s/E_c$ E_s: [N/mm²] E-Modul des Betonstahls; E_s = 200.000 E_c: [N/mm²] E-Modul des Beton A_{s1}: [cm²] Querschnittsfläche der Zugbewehrung A_{s2}: [cm²] Querschnittsfläche der Druckbewehrung d: [cm] statische Nutzhöhe d_2: [cm] Abstand der Druckbewehrung vom oberen Rand

2.) Biegung und Normalkraft

 Abbildung 31: [11] $e_0 = \frac{\lvert M_{Ed} \cdot 100 \rvert}{N_{Ed}}$ [cm] (N_{Ed} mit Vorzeichen!) $e_{c2} = e_0 + z_g$ [cm] $e_{s1} = e_{c2} - d$ [cm] $e_{s2} = e_{c2} - d_2$ [cm]	**Druckzonenhöhe:** $x_{II} = \frac{A_{s1} \cdot e_{s1} \cdot d + A_{s2} \cdot e_{s2} \cdot d_2}{A_{s1} \cdot e_{s1} + A_{s2} \cdot e_{s2}} \leq 0$ **Ideelles Statisches Moment:** (um die Nulllinie) $S_{i,NL} = A_{s1} \cdot (x_{II} - d) + A_{s2} \cdot (x_{II} - d_2)$ [cm³]	A_{s1}: [cm²] Querschnittsfläche der unteren Zugbewehrung A_{s2}: [cm²] Querschnittsfläche der oberen Zugbewehrung d: [cm] statische Nutzhöhe d_2: [cm] Abstand zwischen Druckbewehrung und Oberkante des Querschnittes z_g: [cm] Abstand zwischen Schwerpunkt und Oberkante des Querschnittes e_0: [cm] Lastausmitte M_{Ed}: [kNm] einwirkendes Biegemoment N_{Ed}: [kN] einwirkende Normalkraft (Druck negativ)
 Abbildung 32: [11] $e_0 = \frac{\lvert M_{Ed} \cdot 100 \rvert}{N_{Ed}}$ [cm] (N_{Ed} mit Vorzeichen!) $e_{c2} = e_0 + z_g$ [cm] $e_{s1} = e_{c2} - d$ [cm] $e_{s2} = e_{c2} - d_2$ [cm] Hinweis: gilt auch für einen Rechteckquerschnitt	**Druckzonenhöhe:** (durch lösen des Polyn. 3.Grades) $x_{II}^3 + A \cdot x_{II}^2 + B \cdot x_{II} + C = 0$ Hinweis: Das Polynom 3. Grades kann z.B. mit dem Newton-Raphsen Verfahren gelöst werden: $x_{i+1} = x_i - \frac{f(x_i)}{f'(x_i)}$ **mit:** $A = -3 \cdot e_{c2}$ $B = -\frac{6}{b_{eff}} \cdot D$ $C = +\frac{6}{b_{eff}} \cdot E$ $D = \alpha_e \cdot (A_{s1} \cdot e_{s1} + A_{s2} \cdot e_{s2})$ $E = \alpha_e \cdot (A_{s1} \cdot e_{s1} \cdot d + A_{s2} \cdot e_{s2} \cdot d_2)$ **Ideelles Statisches Moment:** (um die Nulllinie) $S_{i,NL} = \lvert \frac{1}{2} \cdot b_{eff} \cdot x_{II}^2 + \alpha_e \cdot A_{s1} \cdot (x_{II} - d)$ $+ \alpha_e \cdot A_{s2} \cdot (x - d_2) \rvert$ [cm³]	A_{s1}: [cm²] Querschnittsfläche der unteren Zugbewehrung A_{s2}: [cm²] Querschnittsfläche der oberen Zugbewehrung b: [cm] Querschnittsbreite b_{eff}: [cm] effektive Querschnittsbreite des PB d: [cm] statische Nutzhöhe d_2: [cm] Abstand zwischen Druckbewehrung und Oberkante des Querschnittes α_e: [ ] Verhältnis der E-Moduli; $\alpha_e = E_s/E_c$ E_s: [N/mm²] E-Modul des Betonstahls; E_s = 200.000 E_c: [N/mm²] E-Modul des Beton z_g: [cm] Abstand zwischen Schwerpunkt und Oberkante des Querschnittes M_{Ed}: [kNm] einwirkendes Biegemoment N_{Ed}: [kN] einwirkende Normalkraft (Druck negativ)
 Abbildung 33: [11] $e_0 = \frac{\lvert M_{Ed} \cdot 100 \rvert}{N_{Ed}}$ [cm] (N_{Ed} mit Vorzeichen!) $e_{c2} = e_0 + z_g$ [cm] $e_{s1} = e_{c2} - d$ [cm] $e_{s2} = e_{c2} - d_2$ [cm]	**Druckzonenhöhe:** (durch lösen des Polyn. 3.Grades) $x_{II}^3 + A \cdot x_{II}^2 + B \cdot x_{II} + C = 0$ Hinweis: Das Polynom 3. Grades kann z.B. mit dem Newton-Raphsen Verfahren gelöst werden: $x_{i+1} = x_i - \frac{f(x_i)}{f'(x_i)}$ **mit:** $A = -3 \cdot e_{c2}$ $B = -\frac{3}{b} \cdot (2 \cdot D + 2 \cdot F - G)$ $C = \frac{1}{b} \cdot [\, 6 \cdot E + h_t \cdot (3 \cdot F - G) \,]$ $D = \alpha_e \cdot (A_{s1} \cdot e_{s1} + A_{s2} \cdot e_{s2})$ $E = \alpha_e \cdot (A_{s1} \cdot e_{s1} \cdot d + A_{s2} \cdot e_{s2} \cdot d_2)$ $F = h_t \cdot (b_{eff} - b) \cdot e_{c2}$ $G = h_t^2 \cdot (b_{eff} - b)$ **Ideelles Statisches Moment:** (um die Nulllinie) $S_{i,NL} = \frac{1}{2} \cdot b \cdot x_{II}^2 + h_t \cdot (b_{eff} - b) \cdot (x_{II} - \frac{1}{2} \cdot h_t)$ $+ \alpha_e \cdot A_{s1} \cdot (x_{II} - d)$ $+ \alpha_e \cdot A_{s2} \cdot (x - d_2)$ [cm³]	A_{s1}: [cm²] Querschnittsfläche der unteren Zugbewehrung A_{s2}: [cm²] Querschnittsfläche der oberen Zugbewehrung b: [cm] Querschnittsbreite b_{eff}: [cm] effektive Querschnittsbreite des PB d: [cm] statische Nutzhöhe d_2: [cm] Abstand zwischen Druckbewehrung und Oberkante des Querschnittes α_e: [ ] Verhältnis der E-Moduli; $\alpha_e = E_s/E_c$ E_s: [N/mm²] E-Modul des Betonstahls; E_s = 200.000 E_c: [N/mm²] E-Modul des Beton z_g: [cm] Abstand zwischen Schwerpunkt und Oberkante des Querschnittes M_{Ed}: [kNm] einwirkendes Biegemoment N_{Ed}: [kN] einwirkende Normalkraft (Druck negativ)

 Abbildung 34: [11] $e_0 = \frac{\lvert M_{Ed} \cdot 100 \rvert}{N_{Ed}}$ [cm] $e_{c2} = e_0 + z_g$ [cm] $e_{s1} = e_{c2} - d$ [cm] $e_{s2} = e_{c2} - d_2$ [cm]	**Druckzonenhöhe:** $x_{II} = \frac{1}{3} \cdot \frac{b \cdot h^2 \cdot (3 \cdot e_{c2} - 2 \cdot h) + 6 \cdot E + h_t \cdot (3 \cdot F - 2 \cdot G)}{b \cdot h \cdot (2 \cdot e_{c2} - h) + 2 \cdot D + 2 \cdot F - G} \geq h$ **mit:** $D = \alpha_e \cdot (A_{s1} \cdot e_{s1} + A_{s2} \cdot e_{s2})$ $E = \alpha_e \cdot (A_{s1} \cdot e_{s1} \cdot d + A_{s2} \cdot e_{s2} \cdot d_2)$ $F = h_t \cdot (b_{eff} - b) \cdot e_{c2}$ $G = h_t^2 \cdot (b_{eff} - b)$ **Ideelles Statisches Moment:** (um die Nulllinie) $S_{i,NL} = b \cdot h \cdot (x_{II} - \frac{1}{2} \cdot h)$ $+ h_t \cdot (b_{eff} - b) \cdot (x_{II} - \frac{1}{2} \cdot h_t)$ $+ \alpha_e \cdot A_{s1} \cdot (x_{II} - d)$ $+ \alpha_e \cdot A_{s2} \cdot (x - d_2)$ [cm³]	A_{s1}: [cm²] Querschnittsfläche der unteren Zugbewehrung A_{s2}: [cm²] Querschnittsfläche der oberen Zugbewehrung b: [cm] Querschnittsbreite b_{eff}: [cm] effektive Querschnittsbreite des PB d: [cm] statische Nutzhöhe d_2: [cm] Abstand zwischen Druckbewehrung und Oberkante des Querschnittes α_e: [ ] Verhältnis der E-Moduli; $\alpha_e = E_s/E_c$ E_s: [N/mm²] E-Modul des Betonstahls; E_s = 200.000 E_c: [N/mm²] E-Modul des Beton z_g: [cm] Abstand zwischen Schwerpunkt und Oberkante des Querschnittes M_{Ed}: [kNm] einwirkendes Biegemoment N_{Ed}: [kN] einwirkende Normalkraft (Druck negativ)

9.3 Ermittlung von Spannungen im Zustand 1

1.) **Reine Biegung**	
$\sigma_{c1} = \frac{M_{Ed} \cdot 100}{J_I} \cdot (h - x_I)$ [kN/cm²] $\sigma_{c2} = \frac{M_{Ed} \cdot 100}{J_I} \cdot x_I$ [kN/cm²] $\sigma_{s1} = \alpha_e \cdot \frac{M_{Ed} \cdot 100}{J_I} \cdot (d - x_I)$ [kN/cm²]	M_{Ed}: [kNm] einwirkendes Biegemoment J_I: [cm⁴] Flächenträgheitsmoment des Querschnitts im Zustand 1 h: [cm] Querschnittshöhe d: [cm] statische Nutzhöhe x_I: [cm] Druckzonenhöhe im Zustand 1 α_e: [ ] Verhältnis der E-Moduli; $\alpha_e = E_s/E_c$ E_s: [N/mm²] E-Modul des Betonstahls; E_s = 200.000 E_c: [N/mm²] E-Modul des Beton

2.) **Biegung mit Normalkraft**	
$\sigma_{c1} = \frac{N_{Ed}}{A_I} + \frac{M_{Ed} \cdot 100}{J_I} \cdot z_{max}$ [kN/cm²] $\sigma_{c2} = \frac{N_{Ed}}{A_I} + \frac{M_{Ed} \cdot 100}{J_I} \cdot z_{min}$ [KN/cm²] $\sigma_{s1} = \alpha_e \cdot \left[\frac{N_{Ed}}{A_I} + \frac{M_{Ed} \cdot 100}{J_I} \cdot (z_{max} - d_1)\right]$ [kN/cm²] $\sigma_{s2} = \alpha_e \cdot \left[\frac{N_{Ed}}{A_I} + \frac{M_{Ed} \cdot 100}{J_I} \cdot (z_{min} + d_2)\right]$ [kN/cm²]	M_{Ed}: [kNm] einwirkendes Biegemoment N_{Ed}: [kN] einwirkende Normalkraft A_I: [cm²] Querschnittsfläche im Zustand 1; für Rechteck: $A_I = b \cdot h$ J_I: [cm⁴] Flächenträgheitsmoment des Querschnitts im Zustand 1 h: [cm] Querschnittshöhe d: [cm] statische Nutzhöhe x_I: [cm] Druckzonenhöhe im Zustand 1 α_e: [ ] Verhältnis der E-Moduli; $\alpha_e = E_s/E_c$ E_s: [N/mm²] E-Modul des Betonstahls; E_s = 200.000 E_c: [N/mm²] E-Modul des Beton

9.4 Ermittlung von Spannungen im Zustand 2

1.) Reine Biegung	
$\sigma_{c2} = \frac{2 \cdot M_{Ed} \cdot 100}{b \cdot x_{II} \cdot z_{II}}$ [kN/cm²] $\sigma_{s1} = \frac{M_{Ed} \cdot 100}{A_{s1} \cdot z_{II}}$ [kN/cm²]	M_{Ed}: [kNm] einwirkendes Biegemoment b: [cm] Querschnittsbreite z_{II}: [cm] innerer Hebelarm; $z_{II} = d - \frac{x_{II}}{3}$ x_{II}: [cm] Druckzonenhöhe; siehe Punkt 9 A_{s1}: [cm²] Querschnittsfläche der Biegezugbewehrung
2.) Biegung mit Normalkraft	
$\sigma_{c2} = -\frac{\lvert N_{Ed}\rvert}{S_{i,NL}} \cdot x_{II}$ [kN/cm²] $\sigma_{s2} = -\alpha_e \cdot \frac{\lvert N_{Ed}\rvert}{S_{i,NL}} \cdot (x_{II} - d_2)$ [kN/cm²] $\sigma_{s1} = \alpha_e \cdot \frac{\lvert N_{Ed}\rvert}{S_{i,NL}} \cdot (d - x_{II})$ [kN/cm²]	N_{Ed}: [kN] einwirkende Normalkraft $S_{i,NL}$: [cm³] statisches Moment; siehe Punkt 9 z_{II}: [cm] innerer Hebelarm; $z_{II} = d - \frac{x_{II}}{3}$ x_{II}: [cm] Druckzonenhöhe; siehe Punkt 9 A_{s1}: [cm²] Querschnittsfläche der Biegezugbewehrung d: [cm] statische Nutzhöhe d_2: [cm] Abstand zwischen Druckbewehrung und Oberkante des Querschnittes α_e: [ ] Verhältnis der E-Moduli; $\alpha_e = E_s/E_c$ E_s: [N/mm²] E-Modul des Betonstahls; E_s = 200.000 E_c: [N/mm²] E-Modul des Beton

10 Aussteifung

10.1 Aussteifung bei einem statisch unbestimmten System

1.) Geometrieparameter

$$I_{y,i} = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad [m^4]$$

$$I_{z,i} = \frac{b^3 \cdot h}{12} \quad [m^4]$$

Wenn Rotationssteifigkeit nachzuweisen:

$$I_\omega = \sum \left(I_{y,i} \cdot |\bar{y}_i - \bar{y}_0|^2 + I_{z,i} \cdot |\bar{z}_i - \bar{z}_0|^2 \right) \quad [m^6]^\wedge$$

b: [m] Dicke der Wand
h: [m] Länge der Wand
$I_{y,i}$: [m^4] Flächenträgheitsmoment 2. Grades der Wandscheibe i um die y-Achse
$I_{z,i}$: [m^4] Flächenträgheitsmoment 2. Grades der Wandscheibe i um die z-Achse
I_ω: [m^6] Wölbträgheitsmoment
$\bar{y}_i$: [m] Abstand zwischen KOS und Wandachse der Wand i in y-Richtung
$\bar{z}_i$: [m] Abstand zwischen KOS und Wandachse der Wand i in z-Richtung
$\bar{y}_0$: [m] Lage des Schubmittelpunktes, → siehe unten
$\bar{z}_0$: [m] Lage des Schubmittelpunktes, → siehe unten

2.) Schubmittelpunkt

gleicher E-Modul:

$$\bar{y}_0 = \frac{\sum I_{y,i} \cdot \bar{y}_i}{\sum I_{y,i}} \quad [m]$$

$$\bar{z}_0 = \frac{\sum I_{z,i} \cdot \bar{z}_i}{\sum I_{z,i}} \quad [m]$$

unterschiedlicher E-Modul:

$$\bar{y}_0 = \frac{\sum E \cdot I_{y,i} \cdot \bar{y}_i}{\sum E \cdot I_{y,i}} \quad [m]$$

$$\bar{z}_0 = \frac{\sum E \cdot I_{z,i} \cdot \bar{z}_i}{\sum E \cdot I_{z,i}} \quad [m]$$

Hinweis: Der Schubmittelpunkt muss berechnet werden um festzustellen ob die Horizontallast im Schubmittelpunkt angreift, oder wenn die Rotationssteifigkeit nachgewiesen werden muss.

$\bar{y}_i$: [m] Abstand zwischen KOS und Wandachse der Wand i in y-Richtung
$\bar{z}_i$: [m] Abstand zwischen KOS und Wandachse der Wand i in z-Richtung
(Lage des KOS ist egal)
E: [MN/m²] E-Modul der Wandscheibe
C20/25: E_{cm} = 30.000
C25/30: E_{cm} = 31.000
C30/37: E_{cm} = 33.000
C35/45: E_{cm} = 34.000
C40/50: E_{cm} = 35.000

3.) Aufteilung der äußeren Horizontallast

Lastanteile aus Translation:

gleicher E-Modul:

$$H_{z,i} = \pm H_z \cdot \frac{I_{y,i}}{\sum I_y} \quad [KN] \qquad H_{y,i} = \pm H_y \cdot \frac{I_{z,i}}{\sum I_z} \quad [KN]$$

unterschiedlicher E-Modul:

$$H_{z,i} = \pm H_z \cdot \frac{E \cdot I_{y,i}}{\sum E \cdot I_y} \quad [KN] \qquad H_{y,i} = \pm H_y \cdot \frac{E \cdot I_{z,i}}{\sum E \cdot I_z} \quad [KN]$$

Hinweise:

- \+ wenn äußere Last in Richtung KOS
- \- wenn äußere Last entgegen Richtung KOS

P_i: [KN] Last auf eine einzelne Wandscheibe
H: [KN]Einwirkende Horizontalkraft
$I_{y,i}$: [m^4] Flächenträgheitsmoment 2. Grades der Wandscheibe i um die y-Achse
$I_{z,i}$: [m^4] Flächenträgheitsmoment 2. Grades der Wandscheibe i um die z-Achse
E: [MN/m²] E-Modul der Wandscheibe
C20/25: E_{cm} = 30.000
C25/30: E_{cm} = 31.000
C30/37: E_{cm} = 33.000
C35/45: E_{cm} = 34.000
C40/50: E_{cm} = 35.000

Lastanteile aus Rotation:	
gleicher E-Modul: $H^T_{y,i} = \pm M_T \cdot \frac{I_{z,i} \cdot (\bar{z}_i - \bar{z}_0)}{I_\omega}$ [KN] $H^T_{z,i} = \pm M_T \cdot \frac{I_{y,i} \cdot (\bar{y}_i - \bar{y}_0)}{I_\omega}$ [KN] unterschiedlicher E-Modul: $H^T_{y,i} = \pm M_T \cdot \frac{E \cdot I_{z,i} \cdot (\bar{z}_i - \bar{z}_0)}{\sum (E \cdot I_\omega)}$ [KN] $H^T_{z,i} = \pm M_T \cdot \frac{E \cdot I_{y,i} \cdot (\bar{y}_i - \bar{y}_0)}{\sum (E \cdot I_\omega)}$ [KN] Hinweise: • Die Torsionssteifigkeiten wurden vernachlässigt. • Bei einem Kern mit hoher Torsionssteifigkeit gibt es zusätzliche Reserven. In der Praxis wird aber auch bei vorhandenem Kern ohne die Torsionssteifigkeit gerechnet (Kern hat i.d.R. Öffnungen usw.) • + wenn M_T in der Wand i eine Kraft in KOS- Richtung erzeugt. • - wenn M_T in der Wand i eine Kraft entgegen der KOS-Richtung erzeugt.	M_T: [KNm] = $M_{T,y} \pm M_{T,z}$ (+ wenn gleiche Drehrichtung) $M_{T,y}$: [KNm] = $H_y \cdot e_z$ $M_{T,z}$: [KNm] = $H_z \cdot e_y$ e_y: [m] Abstand zwischen Lastangriffspunkt und Schubmittelpunkt. e_z: [m] Abstand zwischen Lastangriffspunkt und Schubmittelpunkt. I_ω: [m^6] Wölbträgheitsmoment, → siehe oben $\bar{y}_i$: [m] Abstand zwischen KOS und Wandachse der Wand i in y-Richtung $\bar{z}_i$: [m] Abstand zwischen KOS und Wandachse der Wand i in z-Richtung $\bar{y}_0$: [m] Lage des Schubmittelpunktes, → siehe oben $\bar{z}_0$: [m] Lage des Schubmittelpunktes, → siehe oben E: [MN/m²] E-Modul der Wandscheibe C20/25: E_{cm} = 30.000 C25/30: E_{cm} = 31.000 C30/37: E_{cm} = 33.000 C35/45: E_{cm} = 34.000 C40/50: E_{cm} = 35.000
4.) **Kontrolle**	
$\sum I_{y,i} \cdot y_i \approx 0$ und $\sum I_{z,i} \cdot z_i \approx 0$ Hinweis: Wenn z_i und y_i jeweils mit Vorzeichen eingesetzt werden.	y_i: [m] Abstand zwischen Schubmittelpunkt des Einzelelementes und Gesamtschubmittelpunkt. $y_i = \bar{y}_i - \bar{y}_0$ z_i: [m] Abstand zwischen Schubmittelpunkt des Einzelelementes und Gesamtschubmittelpunkt. $z_i = \bar{z}_i - \bar{z}_0$
5.) **Gesamtlasten:**	
$H_{y,i,ges} = H_{y,I} \pm H^T_{y,i}$ [KN] $H_{z,i,ges} = H_{z,I} \pm H^T_{z,i}$ [KN] Hinweis: Auf Vorzeichen achten!!!	

10.2 Nachweis der Aussteifung

1.) Hinweise

- Ist ein Bauwerk ausreichend ausgesteift, darf der Nachweis nach Theorie 2. Ordnung am Gesamtsystem entfallen.
- Es muss die Translationssteifigkeit und die Rotationssteifigkeit nachgewiesen werden.

2.) Nachweis der Translationssteifigkeit

In y-Richtung

$$\frac{F_{v,Ed} \cdot L^2}{\sum E_{cd} \cdot I_{z,c}} \leq K_i \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6}$$

→ Tragwerk ist unverschieblich in y-Richtung.

$F_{v,Ed}$: [MN] die gesamte charakteristische vertikale Last (auf ausgesteifte und aussteifende Bauteile)
$= (g_k + q_k) \cdot b_z \cdot b_y \cdot n_s \cdot 10^{-3}$
$(g_k + q_k)$: [KN/m²] Belastung der Decken je Geschoss
n_s: [ ] Anzahl der Geschosse
L: [m] Gesamthöhe des Gebäudes oberhalb der Einspannung
E_{cd}: [MN/m²] Bemessungswert des Elastizitätsmoduls des Betons = E_{cm}/γ_{CE}
E_{cm}: [MN/m²] mittlerer Elastizitätsmodul
C20/25: E_{cm} = 30.000 C25/30: E_{cm} = 31.000 C30/37: E_{cm} = 33.000
C35/45: E_{cm} = 34.000 C40/50: E_{cm} = 35.000
γ_{CE}: = 1,2
$I_{z,c}$: [m⁴] Flächenträgheitsmoment der einzelnen aussteifenden Elemente um die z-Achse
K_i: Beton gerissen: K_1 = 0,31 (sichere Seite)
Beton ungerissen: K_2 = 0,62

In z-Richtung

$$\frac{F_{v,Ed} \cdot L^2}{\sum E_{cd} \cdot I_{y,c}} \leq K_1 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6}$$

→ Tragwerk ist unverschieblich in z-Richtung.

$F_{v,Ed}$: [MN] die gesamte charakteristische vertikale Last (auf ausgesteifte und aussteifende Bauteile)
$= (g_k + q_k) \cdot b_z \cdot b_y \cdot n_s \cdot 10^{-3}$
$(g_k + q_k)$: [KN/m²] Belastung der Decken je Geschoss
n_s: [ ] Anzahl der Geschosse
L: [m] Gesamthöhe des Gebäudes oberhalb der Einspannung
E_{cd}: [MN/m²] Bemessungswert des Elastizitätsmoduls des Betons = E_{cm}/γ_{CE}
E_{cm}: [MN/m²] mittlerer Elastizitätsmodul
C20/25: E_{cm} = 30.000 C25/30: E_{cm} = 31.000 C30/37: E_{cm} = 33.000
C35/45: E_{cm} = 34.000 C40/50: E_{cm} = 35.000
γ_{CE}: = 1,2
$I_{y,c}$: [m⁴] Flächenträgheitsmoment der einzelnen aussteifenden Elemente um die y-Achse
K_1: Beton gerissen: K_1 = 0,31 (sichere Seite)
Beton ungerissen: K_2 = 0,62

3.) Nachweis der Rotationssteifigkeit

Geometrieparameter

$$r_j = \sqrt{y_i^2 + z_i^2} \ [m]$$

wenn Torsionssteifigkeit berücksichtigt werden soll:

Wand (h/b > 10): $I_T \approx 0,33 \cdot h \cdot b^3$ [m⁴]

Kern (Hohlprofil): $I_T \approx \frac{4 \cdot A_m^2}{\sum \frac{h_i}{b_i}}$ [m⁴]

Allgemein: siehe Schneider 4.28

r_j: [m] der Abstand der Stütze j vom Schubmittelpunkt des Gesamtsystems
y_i: [m] Abstand zwischen Schubmittelpunkt des Einzelelementes und Gesamtschubmittelpunkt. $y_i = |\bar{y}_i - \bar{y}_0|$
z_i: [m] Abstand zwischen Schubmittelpunkt des Einzelelementes und Gesamtschubmittelpunkt. $z_i = |\bar{z}_i - \bar{z}_0|$
A_m: [m²] Fläche, die von der Mittellinie der Wandung eingeschlossen ist.
h_i: [m] Wandlänge
b_i: [m] Wanddicke

Nachweis

Allgemein: (Regelfall)

$$\frac{1}{\left[\frac{1}{L} \cdot \sqrt{\frac{E_{cd} \cdot I_\omega}{\sum_j F_{V,Ed,j} \cdot r_j^2}} + \underbrace{\frac{1}{2,28} \cdot \sqrt{\frac{G_{cd} \cdot I_T}{\sum_j F_{V,Ed,j} \cdot r_j^2}}}_{\text{wird i.d.R. nicht berücksichtigt}}\right]^2} \leq K_1 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6}$$

NW ist nicht zu führen, wenn Schubmittelpunkt ≈ Massenmittelpunkt:

$$\frac{\sum I_{y,i} \cdot \bar{y}_i}{\sum I_{y,i}} \approx \frac{\sum A_i \cdot \bar{y}_i}{\sum A_i} \ [m]$$

Mit A_i: [m²] Fläche der Decke

L: [m] Gesamthöhe des Gebäudes oberhalb der Einspannung
E_{cd}: [MN/m²] Bemessungswert des Elastizitätsmoduls des Betons = E_{cm}/γ_{CE}
E_{cm}: [MN/m²] mittlerer Elastizitätsmodul
C20/25: E_{cm} = 30.000 C25/30: E_{cm} = 31.000
C30/37: E_{cm} = 33.000 C35/45: E_{cm} = 34.000
C40/50: E_{cm} = 35.000
γ_{CE}: = 1,2
I_ω: [m⁶] Wölbträgheitsmoment, → siehe oben
$F_{v,Ed,j}$: [MN] charakteristische Vertikallast des Bauteils j
$= (g_k + q_k) \cdot h_i \cdot n_s \cdot 10^{-3}$
$(g_k + q_k)$: [KN/m] Belastung des Wandelementes
h_i: [m] Wandlänge der Wand i
r_j: [m] der Abstand der Stütze j vom Schubmittelpunkt des Gesamtsystems, → siehe oben
G_{cd}: [MN/m²] Schubmodul = $\frac{E_{cd}}{[2 \cdot (1 + \mu)]}$
μ: Querdehnzahl = 0,2
I_T: [m] siehe oben
n_s: [ ] Anzahl der Geschosse
K_i: Beton gerissen: K_1 = 0,31 (sichere Seite)
Beton ungerissen: K_2 = 0,62

Wenn Vertikallasten der Stützen ($F_{Ed,j}$) gleichmäßig über den Grundriss verteilt sind:	
$$\frac{1}{\left[\frac{1}{L}\cdot\sqrt{\frac{E_{cd}\cdot I_\omega}{F_{V,Ed}\cdot\left(\frac{d^2}{12+c^2}\right)}}+\underbrace{\frac{1}{2{,}28}\cdot\sqrt{\frac{G_{cd}\cdot I_T}{F_{V,Ed}\cdot\left(\frac{d^2}{12+c^2}\right)}}}_{\text{wird i.d.R. nicht berücksichtigt}}\right]^2}\leq K_1\cdot\frac{n_s}{n_s+1{,}6}$$	L: [m] Gesamthöhe des Gebäudes oberhalb der Einspannung E_{cd}: [MN/m²] Bemessungswert des Elastizitätsmoduls des Betons = E_{cm}/γ_{CE} E_{cm}: [MN/m²] mittlerer Elastizitätsmodul C20/25: E_{cm} = 30.000 C25/30: E_{cm} = 31.000 C30/37: E_{cm} = 33.000 C35/45: E_{cm} = 34.000 C40/50: E_{cm} = 35.000 γ_{CE}: = 1,2 I_ω: [m⁶] Wölbträgheitsmoment, → siehe oben $F_{v,Ed}$: [MN] die gesamte charakteristische vertikale Last (auf ausgesteifte und aussteifende Bauteile) $= (g_k + q_k)\cdot b_z \cdot b_y \cdot n_s \cdot 10^{-3}$ $(g_k + q_k)$: [KN/m²] Belastung der Decken je Geschoss d: [m] Grundrissdiagonale = $\sqrt{A^2+B^2}$ c: [m] Abstand zwischen Schubmittelpunktund Grundrissmittelpunkt G_{cd}: [MN/m²] Schubmodul = $\frac{E_{cd}}{[2\cdot(1+\mu)]}$ μ: Querdehnzahl = 0,2 I_T: [m] siehe oben n_s: [ ] Anzahl der Geschosse K_i: Beton gerissen: K_1 = 0,31 (sichere Seite) Beton ungerissen: K_2 = 0,62

10.3 Ersatzsteifigkeit bei einer über die Wandhöhe veränderlichen Steifigkeit

1.) Steifigkeiten der einzelnen Geschosse:

Steifigkeiten allgemein

$I_i = \frac{b \cdot L_i^3}{12}$ [m⁴]

b: [m] Wanddicke
L_i:[m] Wandlänge der Wand i

Steifigkeiten bei Öffnung im EG

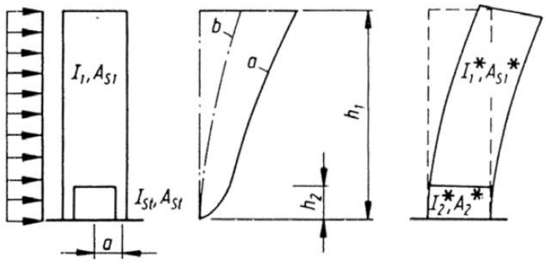
$I_1^* = \frac{b \cdot L_1^3}{12}$ [m⁴]
$I_2^* = 2 \cdot a^2 \cdot A_{st}$ [m⁴] (nur Steiner-Anteil)

$L_2 = \sqrt[3]{\frac{I_2^* \cdot 12}{b}}$ [m]

→ mit den vorhandenen Querschnittswerten kann die Ersatzsteifigkeit $(E \cdot I)_m$ ermittelt werden.

$A_{s1}^* = A_{s1}$
$A_{s2}^* = 12 \cdot \frac{\sum I_{st}}{h^2} \cdot \frac{E}{G}$

b: [m] Wanddicke
L_1:[m] Wandlänge der oberen Wand
L_2:[m] fiktive Wandlänge der fiktiven EG Wand
a: [m] Abstand zwischen Stützenachse und Schwerpunktsachse der beiden EG Stützen
→ siehe Zeichnung
A_{st}: [m²] Querschnittsfläche der Stütze im EG



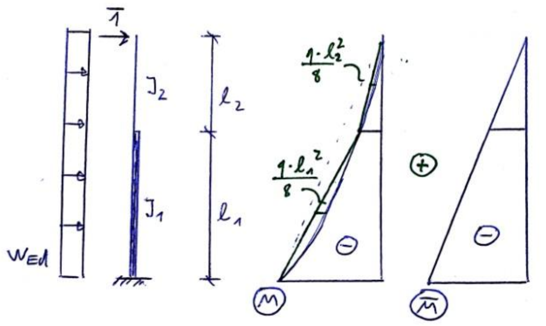
Kern mit Öffnung im EG
Verformung a) des Kerns mit Öffnung b) des Kerns ohne Öffnung
zugehörige Ersatzwand-scheibe

2.) Ermittlung der Kopfverformung

1. Möglichkeit: EDV Programm
2. Möglichkeit: f über Kraftgrößenverfahren

Hinweise:
- bei der Berechnung der Verformung muss E_{cm} verwendet werden.
- E • I in KNm² einsetzen!

E_{cm}: [KN/m²] mittlerer Elastizitätsmodul
C20/25: $E_{cm} = 3{,}0 \cdot 10^7$
C25/30: $E_{cm} = 3{,}1 \cdot 10^7$
C30/37: $E_{cm} = 3{,}3 \cdot 10^7$
C35/45: $E_{cm} = 3{,}4 \cdot 10^7$
C40/50: $E_{cm} = 3{,}5 \cdot 10^7$



3.) Ersatzsteifigkeit

$(E \cdot I)_m = \frac{w_{Ed} \cdot h_{ges}^4}{8 \cdot f}$ [KNm²]

$I_m = \frac{(E \cdot I)_m}{E_{cm}}$ [m⁴]

Plausibilitätskontrolle: I_m muss irgenwo zwischen I_1 und I_2 liegen

w_{Ed}: [KN/m] Flächenlast auf Kragträger
vereinfachend: $w_{Ed} \approx 1{,}0$
h_{ges}: [m] Gesamthöhe der Wand
f: [m] Kopfverformung der Wand

10.4 Bestimmung von Ersatzlasten

1.) Schiefstellung	
$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{l}}$ [ ] $0{,}67 \leq \alpha_h \leq 1$ $\alpha_m = \sqrt{0{,}5 \cdot (1+\frac{1}{m})}$ [ ] $\Theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m$ [ ]	Θ_0: [ ] Grundwert. $\Theta_0 = 1/200$ α_h: [ ] Abminderungsbeiwert für die Höhe α_m: [ ] Abminderungsbeiwert für die Anzahl der Bauteile l: [m] Höhe Auswirkung auf Einzelstütze: l = Länge der Stütze Auswirkung auf Aussteifungssystem: l = Gebäudehöhe Auswirkung auf Deckenscheiben: l = Stockwerkshöhe m: [ ] Anzahl der vertikalen Bauteile, die mindestens 70 % des Bemessungswerts der mittleren Längskraft aufnehmen. $0{,}7 \cdot N_{Ed,m} \leq$ als alle $N_{Ed,i} \rightarrow m = n$ $0{,}7 \cdot N_{Ed,m} >$ als x $N_{Ed,i} \rightarrow m = n - x$ **Auswirkung auf Einzelstütze:** m = 1 **Auswirkung auf Aussteifungssystem:** m = Anzahl der Bauteile, die zur horizontalen Aussteifung beitragen. **Auswirkung auf Deckenscheiben:** m = Anzahl der Bauteile in den Stockwerken, die zur horizontalen Gesamtbelastung auf das Geschoss beitragen. $N_{Ed,m}$: [KN] Bemessungswert der mittleren Längskraft. $N_{Ed,m} = \Sigma F_{Ed,i} / n$ $F_{Ed,i}$: [KN] vertikale Einwirkung auf das Bauteil i (Stockwerksweise betrachten) n: [ ] Anzahl aller in einem Geschoss vorhandenen lotrechten, lastabtragenden Bauteile. $N_{Ed,i}$: [KN] Normalkraft in dem Bauteil i

2.) Ersatzkräfte	
Auswirkung auf ein Aussteifungssystem: $H_{E,j} = \theta_i \cdot \sum_{i=1}^{n} V_{i,j}$ [KN] alternative: $H_{E,j} = \theta_i \cdot (N_b - N_a)$ [KN] Hinweis: Die größte horizontale Belastung in den aussteifenden Bauteilen ergibt sich, wenn alle Stützen in die gleiche Richtung schiefgestellt sind. **Auswirkung auf eine Deckenscheibe:** $H_{E,i} = \theta_i \cdot (N_b - N_a) \cdot 0{,}5$ [KN] Hinweis: nach EC 2 ist bei Zwischendecken die Schiefstellung θ_i nur zur Hälfte anzusetzen. **Auswirkung auf eine Dachsscheibe:** $H_{E,i} = \theta_i \cdot N_a$ [KN]	$H_{E,j}$: [KN] Ersatzhorizontallast in der Deckenebene j $\sum_{i=1}^{n} V_{i,j}$: [KN] Summer aller vertikalen Lasten in aussteifenden und auszusteifenden Bauteilen im betrachteten Geschoss j. N_a: [KN] Normalkraft in der Stütze oberhalb des betrachteten Geschosses N_b: [KN] Normalkraft in der Stütze unterhalb des betrachteten Geschosses Θ_i: [ ] Schiefstellung. → Siehe oben

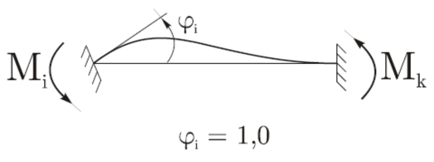
10.5 **Bestimmung von Ersatzlängen in Rahmensystemen**

1.) **Vorgehen**

1. Knoten oberhalb und unterhalb des Stabes gedanklich verdrehen
2. Passend zur Verformungsfigur das Moment M_i bzw. M_k für die Riegel berechnen. (Drehwinkelverfahren)
3. Ermittlung der Beiwerte k_1 und k_2

2.) **Momente infolge θ**

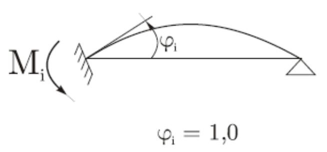
Abliegendes Riegelende eingespannt:



$$M_i = \frac{4 \cdot E \cdot I}{L} \cdot \varphi_i$$

E: [MN/m²] E-Modul des Betons im Riegel.
Hinweis: Kürzt sich bei gleichem Beton in der Stütze und dem Riegel raus.
I: [m⁴] Flächenträgheitsmoment 2. Grades des angrenzenden Riegels
L: [m] Länge des Riegels
φ_i: [ ] = 1

Abliegendes Riegelende gelenkig:



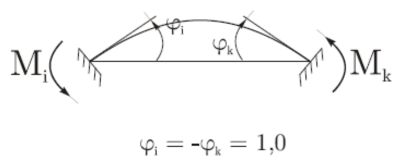
$$M_i = \frac{3 \cdot E \cdot I}{L} \cdot \varphi_i \quad [MNm]$$

E: [MN/m²] E-Modul des Betons im Riegel
Hinweis: Kürzt sich bei gleichem Beton in der Stütze und dem Riegel raus.
I: [m⁴] Flächenträgheitsmoment 2. Grades des angrenzenden Riegels
L: [m] Länge des Riegels
φ_i: [ ] = 1

Abliegendes Riegelende vertikal verschieblich:

$M_i = 0$

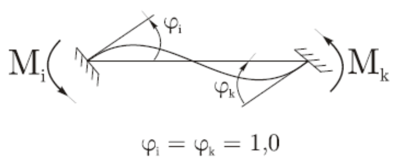
Abliegendes Riegelende endet im Knoten eines unverschieblichen Systems:



$$M_i = \frac{2 \cdot E \cdot I}{L} \cdot \varphi_i \qquad M_k = -\frac{2 \cdot E \cdot I}{L} \cdot \varphi_i$$

E: [MN/m²] E-Modul des Betons im Riegel
Hinweis: Kürzt sich bei gleichem Beton in der Stütze und dem Riegel raus.
I: [m⁴] Flächenträgheitsmoment 2. Grades des angrenzenden Riegels
L: [m] Länge des Riegels
φ_i: [ ] = 1

Abliegendes Riegelende endet im Knoten eines verschieblichen Systems:



$$M_i = \frac{6 \cdot E \cdot I}{L} \cdot \varphi_i$$

E: [MN/m²] E-Modul des Betons im Riegel
Hinweis: Kürzt sich bei gleichem Beton in der Stütze und dem Riegel raus.
I: [m⁴] Flächenträgheitsmoment 2. Grades des angrenzenden Riegels
L: [m] Länge des Riegels
φ_i: [ ] = 1

3.) **Beiwerte k_1 und k_2 – Beton**

Allgemein:

$$k_i = \frac{\theta}{\underbrace{(0{,}5^*)}_{} \cdot \sum M_i} \cdot \sum \frac{E \cdot I_{col}}{L_{col}} \geq 0{,}1 \quad [\,] \quad i = 1; 2$$

*0,5 nur wenn Beton gerissen

Stütze eingespannt:
$k_i = 0{,}1 \qquad i = 1; 2$

Θ: [ ] Knotenverdrehung (kürzt sich später raus)
$\sum M_i$: [ ] Momente aller einspannenden Stäbe am Knoten infolge der Verdrehung θ.
$\sum \frac{E \cdot I_{col}}{L_{col}}$: [KNm] Stabsteifigkeit aller an einem Knoten angeschlossenen Druckglieder
→ in der Regel $2 \cdot (I_{col}/L_{col})$
L_{col}: [m] Lichte Länge des Druckgliedes zwischen den Endeinspannungen.
I_{col}: [m⁴] Flächenträgheitsmoment der Stütze.
E: [MN/m²] E-Modul des Stützenbetons.

4.) **Ersatzlänge**

Druckglieder in ausgesteiften Systemen:

$$L_0 = 0{,}5 \cdot L_{col} \cdot \sqrt{\left[1 + \frac{k_1}{(0{,}45 + k_1)}\right] \cdot \left[1 + \frac{k_2}{(0{,}45 + k_2)}\right]} \quad [m]$$

L_{col}: [m] Lichte Länge des Druckgliedes zwischen den Endeinspannungen.
k_1: [ ] Beiwert, → siehe oben
k_2: [ ] Beiwert, → siehe oben

Druckglieder in nicht ausgesteiften Systemen:

$$L_0 = L_{col} \cdot \max \begin{cases} \sqrt{\left[1 + 10 \cdot \frac{k_1 \cdot k_2}{(k_1 + k_2)}\right]} \quad [m] \\ \left[1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right] \cdot \left[1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right] \quad [m] \end{cases}$$

L_{col}: [m] Lichte Länge des Druckgliedes zwischen den Endeinspannungen.
k_1: [ ] Beiwert, → siehe oben
k_2: [ ] Beiwert, → siehe oben

11 Bemessung von Druckgliedern

11.1 Druckglieder mit einachsiger Biegung

<table>
<tr><th colspan="2">1.) Schlankheit</th></tr>
<tr><td>

Rechteckstütze:
$i_y = 0{,}289 \cdot h$ [cm]
$i_z = 0{,}289 \cdot b$ [cm]

Rundstütze:
$i = r/2$

Allgemein:
$i = \sqrt{\frac{I_{col}}{A_{col}}}$ [m]

Schlankheit für Biegung um y-Achse:
$\lambda_y = \frac{L_{0,z}}{i_y}$ [ ]
Schlankheit für Biegung um z-Achse:
$\lambda_z = \frac{L_{0,y}}{i_z}$ [ ]

</td><td>

b: [m] Querschnittsbreite
h: [m] Querschnittshöhe
I_{col}: [m^4] Flächenträgheitsmoment der Stütze.
A_{col}: [m^2] Querschnittsfläche der Stütze
$L_{0,z}$: [m] Knicklänge der Stütze in z-Richtung.
$L_{0,y}$: [m] Knicklänge der Stütze in y-Richtung.
i: [m] Trägheitsradius des Stützenquerschnitts

</td></tr>
<tr><th colspan="2">2.) Grenzschlankheit</th></tr>
<tr><td>

$n_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$ [ ]

$|n_{Ed}| \geq 0{,}41 \rightarrow \lambda_{lim} = 25$
$|n_{Ed}| < 0{,}41 \rightarrow \lambda_{lim} = \frac{16}{\sqrt{|n_{Ed}|}}$

</td><td>

N_{Ed}: [KN] Bemessungswert der einwirkenden Normalkraft
Normalkraft inf. Stützeneigengewicht wird i.d.R vernachlässigt
A_c: [cm^2] Bruttoquerschnitt der Stütze
f_{cd}: [KN/cm^2] Zylinderdruckfestigkeit des Betons ($\alpha_c = 0{,}85$, $\gamma_c = 1{,}5$)
C20/25: $f_{cd} = 1{,}13$ C30/37: $f_{cd} = 1{,}7$
C25/30: $f_{cd} = 1{,}42$ C35/45: $f_{cd} = 1{,}98$
C40/50: $f_{cd} = 2{,}27$ C45/55: $f_{cd} = 2{,}55$
C50/60: $f_{cd} = 2{,}83$ C55/67: $f_{cd} = 3{,}11$
C60/75: $f_{cd} = 3{,}40$

</td></tr>
<tr><th colspan="2">3.) Untersuchung ob Theorie 2. Ordnung</th></tr>
<tr><td colspan="2">

$\lambda_{lim} < \lambda \rightarrow$ Theorie 2.Ordnung muss berücksichtigt werden $\rightarrow$ z.B. Modellstützenverfahren
$\lambda_{lim} \geq \lambda \rightarrow$ Theorie 1.Ordnung $\rightarrow$ z.B. IAD-Verfahren ohne e_2

</td></tr>
</table>

11.2 **Einzeldruckglied - Modellstützenverfahren**

1.) **planmäßige Exzentrizität**	
Unverschiebliche Stützen	
Wenn M_1 und M_2 bekannt: $e_1 = \frac{M_1}{N_1}$ (M_1, M_2 und N_1 vorzeichengerecht!) $e_2 = \frac{M_2}{N_2}$ (M_1, M_2 und N_2 vorzeichengerecht!) → Der Betragsmäßig größere Wert ist e_{02} → Der Betragsmäßig kleinere Wert ist e_{01} **Stabende stellt eine Drehfeder dar:** $e_0 = \max \begin{cases} 0{,}6 \cdot e_{02} + 0{,}4 \cdot e_{01} \ [m] \\ 0{,}4 \cdot e_{02} \ [m] \end{cases}$ Hinweis: Bei zweichasiger Biegung wird e0 an der Stelle ermittlet an der die Exzentrizität in der anderen Richtung maximal wird. **Beidseitig gelenkig gelagert:** $e_0 = 0$	
Allgemein	
Knicken um die z-Achse: $e_{0y} = \frac{M_{Ed,z}}{N_{Ed}}$ [m] Knicken um die y-Achse: $e_{0z} = \frac{M_{Ed,y}}{N_{Ed}}$ [m]	$M_{Ed,z}$: [KNm] Bemessungswert des Biegemoments um die z-Achse Kragstütze: Biegemoment am Stützenfuß $M_{Ed,y}$: [KNm] Bemessungswert des Biegemoments um die y-Achse Kragstütze: Biegemoment am Stützenfuß N_{Ed}: [KN] Bemessungswert der Normalkraft in der Stütze
2.) **Ungewollte Ausmitte - Imperfektionen**	
$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{L_{col}}}$ [ ] $\quad 0 \leq \alpha_h \leq 1$ $\alpha_m = \sqrt{0{,}5 \cdot (1+\frac{1}{m})}$ [ ] Knicken um die z-Achse: $e_{iy} = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \cdot \frac{L_{0,y}}{2}$ [m] Knicken um die y-Achse: $e_{iz} = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \cdot \frac{L_{0,z}}{2}$ [m]	Θ_0: [ ] Grundwert. $\Theta_0 = 1/200$ α_h: [ ] Abminderungsbeiwert für die Höhe α_m: [ ] Abminderungsbeiwert für die Anzahl der Bauteile L_{col}: [m] Höhe Auswirkung auf Einzelstütze: l = Länge der Stütze Auswirkung auf Aussteifungssystem: l = Gebäudehöhe Auswirkung auf Deckenscheiben: l = Stockwerkshöhe m: [ ] Anzahl der vertikalen Bauteile, die mindestens 70 % des Bemessungswerts der mittleren Längskraft aufnehmen. $0{,}7 \cdot N_{Ed,m} \leq$ als alle $N_{Ed,i}$ → m = n $0{,}7 \cdot N_{Ed,m} >$ als x $N_{Ed,i}$ → m = n - x **Auswirkung auf Einzelstütze:** m = 1 **Auswirkung auf Aussteifungssystem:** m = Anzahl der Bauteile, die zur horizontalen Aussteifung beitragen. **Auswirkung auf Deckenscheiben:** m = Anzahl der Bauteile in den Stockwerken, die zur horizontalen Gesamtbelastung auf das Geschoss beitragen. $N_{Ed,m}$: [KN] Bemessungswert der mittleren Längskraft. $N_{Ed,m} = \Sigma F_{Ed,i} / n$ $F_{Ed,i}$: [KN] vertikale Einwirkung auf das Bauteil i (Stockwerksweise betrachten) n: [ ] Anzahl aller in einem Geschoss vorhandenen lotrechten, lastabtragenden Bauteile. $N_{Ed,i}$: [KN] Normalkraft in dem Bauteil i $L_{0,z}$: [m] Knicklänge der Stütze in z-Richtung. $L_{0,y}$: [m] Knicklänge der Stütze in y-Richtung.

3.) Ausmitte infolge Theorie 2.Ordnung

Beiwert K_r

$N_u = A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd}$ [KN] $N_{bal} = 0{,}4 \cdot A_c \cdot f_{cd}$ [KN] $K_r = \frac{N_u - N_{Ed}}{N_u - N_{bal}} \leq 1{,}0$ Hinweis: Falls Annahme nach der Ermittlung von A_s nicht zutrifft: A_s neu berechnen.	A_c: [cm²] Bruttoquerschnittsfläche der Stütze f_{cd}: [KN/cm²] Zylinderdruckfestigkeit des Betons ($\alpha_c = 0{,}85$, $\gamma_c = 1{,}5$) C20/25: $f_{cd} = 1{,}13$ C30/37: $f_{cd} = 1{,}7$ C25/30: $f_{cd} = 1{,}42$ C35/45: $f_{cd} = 1{,}98$ C40/50: $f_{cd} = 2{,}27$ C45/55: $f_{cd} = 2{,}55$ C50/60: $f_{cd} = 2{,}83$ C55/67: $f_{cd} = 3{,}11$ C60/75: $f_{cd} = 3{,}40$ A_s: [cm²] Querschnittsfläche der Bewehrung ggf. Annahme treffen (z.B. 4∅16) f_{sd}: [KN/cm²] Streckgrenze der Betonstahlbewehrung. $f_{sd} = 43{,}5$

Beiwert K_φ - Kriechen

Kriechauswirkungen dürfen vernachlässigt werden wenn: - $\Phi(\infty, t_0) \leq 2{,}0$ - und $\lambda \leq 75$ - und $M_{0Ed}/N_{Ed} \geq h$ Oder wenn: Stützen an beiden Enden monolithisch mit lastabtragenden Bauteilen verbunden sind. Oder wenn: bei verschieblichen Tragwerken die Schlankheit $\lambda < 50$ ist und $e_0/h > 2$ ist. **Wenn Kriechen vernachlässigt werden darf:** $K_\varphi = 1$ **Sonst:** $K_\varphi = 1 + \left(0{,}35 + \frac{f_{ck}}{200} - \frac{\lambda}{150}\right) \cdot \left(\varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{M_{0Eqp}}{M_{0Ed}}\right) \geq 1{,}0$	M_{0Eqp}: [KNm] Biegemoment nach Th.I.O. unter der quasi ständigen EWK (GZG) M_{0Ed}: [KNm] Biegemoment nach Th.I.O. unter der Bemessungs-EWK (GZT)

Krümmung

$\frac{1}{r} \approx K_r \cdot K_\varphi \cdot \frac{1}{207 \cdot d}$ [1/m]	d: [m] statische Nutzhöhe der Stütze

Beiwert K_1

$25 \leq \lambda \leq 35 \rightarrow K_1 = \frac{\lambda}{10} - 2{,}5$ $\lambda > 35 \rightarrow K_1 = 1{,}0$	

Ausmitte

Konstante Bewehrung: $e_2 = \frac{1}{10} \cdot K_1 \cdot \frac{1}{r} \cdot L_0^2$ [m] fein gestaffelte Bewehrung: $e_2 = \frac{1}{8} \cdot K_1 \cdot \frac{1}{r} \cdot L_0^2$ [m]	

4.) **Bemessung mit μ-Nomogramm**

Ermittlung der reduzierten Höhe

Hinweis:
Die Querschnittshöhe muss nur bei dem getrennten NW infolge zweiachsiger Beanspruchung reduziert werden, wenn es sich um einen Rechteckquerschnitt mit $e_{0z} > 0{,}2h$ handelt.

$$h_{red} = \frac{h}{2} \cdot \left(1 + \frac{h}{6 \cdot (e_{0z} + e_{iz})}\right) \leq h$$

h: [m] größere der beiden Querschnittsseiten
h_{red}: [m] reduzierte Querschnittshöhe in Richtung der z-Achse
e_{0z}: [m] Lastausmitte nach Th. 1.O. in Richtung der Querschnittsseite h
e_{iz}: [m] Zusatzausmitte nach Th. 1.O. in z-Richtung

Einganswerte

Biegung um die z-Achse: (schwache Achse)

$M_{Ed,z} = N_{Ed} \cdot e_{tot,y}$ [KNm]

$$\left.\begin{aligned} \mu_{Ed,z} &= \frac{M_{Ed,z} \cdot 100}{h^{*1} \cdot b^2 \cdot f_{cd}} \; [\,] \\ \nu_{Ed} &= \frac{N_{Ed}}{h^{*1} \cdot b \cdot f_{cd}} \; [\,] \\ &\frac{L_0}{h} \end{aligned}\right\} \omega \text{ aus dem Diagramm ablesen}$$

$$A_{s,tot} = \omega \cdot b \cdot h^{*1} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \; [cm^2]$$

Biegung um die y-Achse: (starke Achse)

$M_{Ed,y} = N_{Ed} \cdot e_{tot,z}$ [KNm]

$$\left.\begin{aligned} \mu_{Ed,y} &= \frac{M_{Ed,y} \cdot 100}{h^2 \cdot b \cdot f_{cd}} \; [\,] \\ \nu_{Ed} &= \frac{N_{Ed}}{h \cdot b \cdot f_{cd}} \; [\,] \\ &\frac{L_0}{h} \end{aligned}\right\} \omega \text{ aus dem Diagramm ablesen}$$

$$A_{s,tot} = \omega \cdot b^* \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \; [cm^2]$$

Konstruktive Anforderungen beachten!!
→ siehe unter „Konstruktive Regeln bei der Stützenbemessung“

N_{Ed}: [KN] Bemessungsnormalkraft
M_{Ed}: [KNm] Bemessungsmoment
$e_{tot,y}$: [m] Gesamtausmitte in y-Richtung. $e_{tot,y} = e_{0,y} + e_{i,y}$
$e_{tot,z}$: [m] Gesamtausmitte in z-Richtung. $e_{tot,z} = e_{0,z} + e_{i,z}$
h: [m] Querschnittshöhe
*1 beim NW um die schwache Achse (z-Achse), wenn infolge zweiachsiger Biegung ein getrennter Nachweis geführt wird: $h = h_{red}$
b: [m] Querschnittsbreite
f_{cd}: [KN/cm²] Betondruckfestigkeit ohne Beiwert α_{cc}. $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_M$
γ_M: [ ]Sicherheitsbeiwert. $\gamma_M = 1{,}5$

5.) **Bemessung mit e/h-Nomogramm**

Ermittlung der reduzierten Höhe

Hinweis:
Die Querschnittshöhe muss nur bei dem getrennten NW infolge zweiachsiger Beanspruchung reduziert werden, wenn es sich um einen Rechteckquerschnitt mit $e_{0z} > 0{,}2h$ handelt.

$$h_{red} = \frac{h}{2} \cdot \left(1 + \frac{h}{6 \cdot (e_{0z} + e_{iz})}\right) \leq h$$

h: [m] größere der beiden Querschnittsseiten
h_{red}: [m] reduzierte Querschnittshöhe in Richtung der z-Achse
e_{0z}: [m] Lastausmitte nach Th. 1.O. in Richtung der Querschnittsseite h
e_{iz}: [m] Zusatzausmitte nach Th. 1.O. in z-Richtung

Eingangswerte

$\frac{h_1}{h} = \frac{d_1}{h}$ → passendes Diagramm wählen

Biegung um die z-Achse: (schwache Achse)

$M_{Ed,z} = N_{Ed} \cdot e_{tot,y}$ [KNm]

$$\left.\begin{array}{l} \frac{e_1}{h} = \frac{e_{tot}}{h} \\ \frac{L_0}{h} \\ \nu_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{h^{*1} \cdot b \cdot f_{cd}} \; [\,] \end{array}\right\} \omega \text{ aus dem Diagramm ablesen}$$

Biegung um die y-Achse: (starke Achse)

$M_{Ed,y} = N_{Ed} \cdot e_{tot,z}$ [KNm]

$$\left.\begin{array}{l} \frac{e_1}{h} = \frac{e_{tot}}{h} \\ \frac{L_0}{h} \\ \nu_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{h \cdot b \cdot f_{cd}} \; [\,] \end{array}\right\} \omega \text{ aus dem Diagramm ablesen}$$

$$A_{s,tot} = \omega \cdot b \cdot h^{*1} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \; [cm^2]$$

Konstruktive Anforderungen beachten!!
→ siehe unter „Konstruktive Regeln bei der Stützenbemessung“

d_1: [cm] Abstand zwischen Schwerachse der Bewehrung und Betonrand
N_{Ed}: [KN] Bemessungsnormalkraft
$e_{tot,y}$: [m] Gesamtausmitte in y-Richtung. $e_{tot,y} = e_{0,y} + e_{i,y}$
$e_{tot,z}$: [m] Gesamtausmitte in z-Richtung. $e_{tot,z} = e_{0,z} + e_{i,z}$
h: [m] Querschnittshöhe
*1 beim NW um die schwache Achse (z-Achse), wenn infolge zweiachsiger Biegung ein getrennter Nachweis geführt wird: $h = h_{red}$
b: [m] Querschnittsbreite
γ_M: [ ]Sicherheitsbeiwert. $\gamma_M = 1{,}5$
L_0: [m] Knicklänge der Stütze
h: [m] Querschnittshöhe
f_{cd}: [KN/cm²] Betondruckfestigkeit ohne Beiwert α_{cc}. $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_M$
f_{yd}: [KN/cm²] Streckgrenze des Betonstahls. $f_{yd} = 43{,}5$

6.) Bemessung mit Schmitz/Goris-Diagramm für einachsige Biegung

Hinweise

Die Exzentrizität infolge Theorie 2. Ordnung ist in dem Diagramm berücksichtigt.

Ermittlung der reduzierten Höhe

Hinweis:
Wenn bei zweiachsiger Biegung ein getrennter Nachweis geführt werden kann, muss beim Nachweis um die schwächere Achse die dazu orthogonal liegende Seite abgemindert werden!

wenn Querschnittshöhe h ≥ b und $e_{0z} > 0{,}2h$ gilt: $h_{red} = \frac{h}{2} \cdot \left(1 + \frac{h}{6 \cdot (e_{0z} + e_{iz})}\right) \leq h$

wenn Querschnittshöhe h < b und $e_{0y} > 0{,}2b$ gilt: $b_{red} = \frac{b}{2} \cdot \left(1 + \frac{b}{6 \cdot (e_{0y} + e_{iy})}\right) \leq b$

h: [m] Querschnittshöhe in Richtung der z-Achse
b: [m] Querschnittsbreite in Richtung der y-Achse
h_{red}: [m] reduzierte Querschnittshöhe in Richtung der z-Achse
e_{0z}: [m] Lastausmitte nach Th. 1.O. in in z-Richtung
e_{iz}: [m] Zusatzausmitte nach Th. 1.O. in z-Richtung
e_{0y}: [m] Lastausmitte nach Th. 1.O. in in y-Richtung
e_{iy}: [m] Zusatzausmitte nach Th. 1.O. in y-Richtung

Eingangswerte

Biegung um die z-Achse:
$M_{Ed,z} = N_{Ed} \cdot e_{tot,y}$ [KNm]

$\mu_{Ed,z} = \frac{M_{Ed,z} \cdot 100}{h^{*1} \cdot b^2 \cdot f_{cd}}$ [ ]

$\nu_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{h^{*1} \cdot b \cdot f_{cd}}$ [ ]

} ω aus dem Diagramm ablesen

Biegung um die y-Achse:
$M_{Ed,y} = N_{Ed} \cdot e_{tot,z}$ [KNm]

$\mu_{Ed,y} = \frac{M_{Ed,y} \cdot 100}{h^2 \cdot b^{*2} \cdot f_{cd}}$ [ ]

$\nu_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{h \cdot b^{*2} \cdot f_{cd}}$ [ ]

} ω aus dem Diagramm ablesen

$A_{s,tot} = \omega \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$ [cm²]

Konstruktive Anforderungen beachten!!
→ siehe unter „Konstruktive Regeln bei der Stützenbemessung“

N_{Ed}: [KN] Bemessungsnormalkraft
M_{Ed}: [KNm] Bemessungsmoment
$e_{tot,y}$: [m] Gesamtausmitte in y-Richtung. $e_{tot,y} = e_{0,y} + e_{i,y}$
$e_{tot,z}$: [m] Gesamtausmitte in z-Richtung. $e_{tot,z} = e_{0,z} + e_{i,z}$
h: [m] Querschnittshöhe
b: [m] Querschnittsbreite
f_{cd}: [KN/cm²] Zylinderdruckfestigkeit des Betons ($\alpha_c = 0{,}85$, $\gamma_c = 1{,}5$)

C20/25: $f_{cd} = 1{,}13$	C30/37: $f_{cd} = 1{,}7$
C25/30: $f_{cd} = 1{,}42$	C35/45: $f_{cd} = 1{,}98$
C40/50: $f_{cd} = 2{,}27$	C45/55: $f_{cd} = 2{,}55$
C50/60: $f_{cd} = 2{,}83$	C55/67: $f_{cd} = 3{,}11$
C60/75: $f_{cd} = 3{,}40$	

γ_M: [ ]Sicherheitsbeiwert. $\gamma_M = 1{,}5$

*1 $h = h_{red}$ wenn die Querschnittshöhe h (in z-Richtung) größer als b ist und ein getrennter Nachweis infolge zweiachsiger Biegung geführt werden darf.
*2 $b = b_{red}$ wenn die Querschnittshöhe h (in z-Richtung) kleiner als b ist und ein getrennter Nachweis infolge zweiachsiger Biegung geführt werden darf.

7.) Bemessung mit IAD-Diagramm

Hinweise

Die Exzentrizität infolge Therie 2. Ordnung ist in dem IAD-Diagramm nicht berücksichtigt.

Ermittlung der reduzierten Höhe

Hinweis:
Wenn bei zweiachsiger Biegung ein getrennter Nachweis geführt werden kann, muss beim Nachweis um die schwächere Achse die dazu parallel liegende Seite abgemindert werden!

wenn Querschnittshöhe $h \geq b$ und $e_{0z} > 0{,}2h$ gilt: $h_{red} = \frac{h}{2} \cdot \left(1 + \frac{h}{6 \cdot (e_{0z} + e_{iz})}\right) \leq h$

wenn Querschnittshöhe $h < b$ und $e_{0y} > 0{,}2b$ gilt: $b_{red} = \frac{b}{2} \cdot \left(1 + \frac{b}{6 \cdot (e_{0y} + e_{iy})}\right) \leq b$

h: [m] Querschnittshöhe in Richtung der z-Achse
b: [m] Querschnittsbreite in Richtung der y-Achse
h_{red}: [m] reduzierte Querschnittshöhe in Richtung der z-Achse
e_{0z}: [m] Lastausmitte nach Th. 1.O. in in z-Richtung
e_{iz}: [m] Zusatzausmitte nach Th. 1.O. in z-Richtung
e_{0y}: [m] Lastausmitte nach Th. 1.O. in in y-Richtung
e_{iy}: [m] Zusatzausmitte nach Th. 1.O. in y-Richtung

Bemessungsmoment

$M_{tot}^{II} = N_{Ed} \cdot e_0 + N_{Ed} \cdot e_a + N_{Ed} \cdot e_2$ [KNm]
→ Bemessung siehe IAD – Verfahren

e_0: [m] Exzentrizität inf. planmäßiger Ausmitte
e_i: [m] Exzentrizität inf. Imperfektionen
e_2: [m] Exzentrizität inf. Moment Th. 2.O.
h: [m] Querschnittshöhe

Eingangswerte

Biegung um die z-Achse:
$M_{Ed,z} = N_{Ed} \cdot e_{tot,y}$ [KNm]

$$\left.\begin{aligned} \mu_{Ed,z} &= \frac{M_{Ed,z} \cdot 100}{h^{*1} \cdot b^2 \cdot f_{cd}} \; [\,] \\ \nu_{Ed} &= \frac{N_{Ed}}{h^{*1} \cdot b \cdot f_{cd}} \; [\,] \end{aligned}\right\} \omega \text{ aus dem Diagramm ablesen}$$

Biegung um die y-Achse:
$M_{Ed,y} = N_{Ed} \cdot e_{tot,z}$ [KNm]

$$\left.\begin{aligned} \mu_{Ed,y} &= \frac{M_{Ed,y} \cdot 100}{h^2 \cdot b^{*2} \cdot f_{cd}} \; [\,] \\ \nu_{Ed} &= \frac{N_{Ed}}{h \cdot b^{*2} \cdot f_{cd}} \; [\,] \end{aligned}\right\} \omega \text{ aus dem Diagramm ablesen}$$

$A_{s,tot} = \omega \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$ [cm²]
Konstruktive Anforderungen beachten!!
→ siehe unter „Konstruktive Regeln bei der Stützenbemessung“

N_{Ed}: [KN] Bemessungsnormalkraft
M_{Ed}: [KNm] Bemessungsmoment
$e_{tot,y}$: [m] Gesamtausmitte in y-Richtung. $e_{tot,y} = e_{0,y} + e_{i,y} + e_{2,y}$
$e_{tot,z}$: [m] Gesamtausmitte in z-Richtung. $e_{tot,z} = e_{0,z} + e_{i,z} + e_{2,z}$
h: [m] Querschnittshöhe
b: [m] Querschnittsbreite
f_{cd}: [KN/cm²] Zylinderdruckfestigkeit des Betons ($\alpha_c = 0{,}85$, $\gamma_c = 1{,}5$)

C20/25: $f_{cd} = 1{,}13$	C30/37: $f_{cd} = 1{,}7$
C25/30: $f_{cd} = 1{,}42$	C35/45: $f_{cd} = 1{,}98$
C40/50: $f_{cd} = 2{,}27$	C45/55: $f_{cd} = 2{,}55$
C50/60: $f_{cd} = 2{,}83$	C55/67: $f_{cd} = 3{,}11$
C60/75: $f_{cd} = 3{,}40$	

γ_M: [ ]Sicherheitsbeiwert. $\gamma_M = 1{,}5$

*1 $h = h_{red}$ wenn die Querschnittshöhe h (in z-Richtung) größer als b ist und ein getrennter Nachweis infolge zweiachsiger Biegung geführt werden darf.
*2 $b = b_{red}$ wenn die Querschnittshöhe h (in z-Richtung) kleiner als b ist und ein getrennter Nachweis infolge zweiachsiger Biegung geführt werden darf.

11.3 Rechteckförmige Druckglieder mit zweiachsiger Ausmitte

1.) Schlankheit

Rechteckstütze:

$i_y = 0{,}289 \cdot h$ [cm]

$i_z = 0{,}289 \cdot b$ [cm]

Allgemein:

$$i = \sqrt{\frac{I_{col}}{A_{col}}} \text{ [m]}$$

Schlankheit für Biegung um y-Achse:

$$\lambda_y = \frac{L_{0,z}}{i_y} \text{ [ ]}$$

Schlankheit für Biegung um z-Achse:

$$\lambda_z = \frac{L_{0,y}}{i_z} \text{ [ ]}$$

Hinweis:

- nach EC2 zeigt die y-Achse in Richtung der Querschnittshöhe h. Demnach müsste i_y für eine Rechteckstütze wie folgt berechnet werden: $i_y = 0{,}289 \cdot b$. Da für einen normalen Träger die Querschnittshöhe parallel zur z-Achse definiert ist, werden die oberen Formeln verwendet. Die Koordinatenachsen aus Bild 5.8 sind in diesem Fall um 90° gedreht.
- Bei Rundstützen Mres = $\sqrt{M_y^2 + M_z^2}$

b: [m] Querschnittsbreite
h: [m] Querschnittshöhe
I_{col}: [m^4] Flächenträgheitsmoment der Stütze.
A_{col}: [m^2] Querschnittsfläche der Stütze
$L_{0,z}$: [m] Knicklänge der Stütze in z-Richtung.
$L_{0,y}$: [m] Knicklänge der Stütze in y-Richtung.
i: [m] Trägheitsradius des Stützenquerschnitts

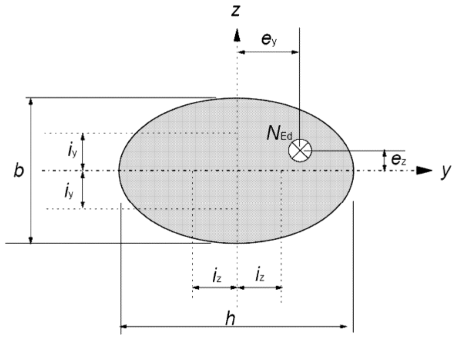


Bild 5.8 — Definition der Lastausmitten e_y und e_z

2.) Überprüfung ob getrennter NW möglich

1. Bedingung:

$$\frac{\lambda_y}{\lambda_z} \le 2 \textbf{ und } \frac{\lambda_z}{\lambda_y} \le 2$$

2. Bedingung:

Wenn h parallel zur z-Achse gewählt wurde:

$$\frac{e_{0,y}/b_{eq}}{e_{0,z}/h_{eq}} \le 0{,}2 \textbf{ oder } \frac{e_{0,z}/h_{eq}}{e_{0,y}/b_{eq}} \le 0{,}2$$

Nach Definition im EC2:

$$\frac{e_{0,y}/h_{eq}}{e_{0,z}/b_{eq}} \le 0{,}2 \textbf{ oder } \frac{e_{0,z}/b_{eq}}{e_{0,y}/h_{eq}} \le 0{,}2$$

Hinweis:

- Wenn beide Bedingungen eingehalten sind, kann der Nachweis getrennt für Knicken um die y-Achse und Knicken um die z-Achse geführt werden. Siehe „Druckglieder mit einachsiger Biegung".
- Wenn eine der Bedingungen nicht eingehalten ist, muss der Nachweis der schiefen Biegung als Interaktion geführt werden.
  Alternativ: Diagramm Schmitz & Goris

h_{eq}: [m] Rechteckquerschnitt. $h_{eq} = h$
allgemein: $h_{eq} = i_z \cdot \sqrt{12}$ (wenn h parallel zur z-Achse: $h_{eq} = i_y \cdot \sqrt{12}$)
b_{eq}: [m] Rechteckquerschnitt. $b_{eq} = b$
allgemein: $b_{eq} = i_y \cdot \sqrt{12}$ (wenn b parallel zur y-Achse: $b_{eq} = i_z \cdot \sqrt{12}$)
e_y: [m] Lastausmitte in Richtung der y-Achse
e_z: [m] Lastausmitte in Richtung der z-Achse
$e_{0,y}$: [m] resultierende Lastausmitte in Richtung der y-Achse: $e_{0,y} = \frac{M_{Ed,z}}{N_{Ed}}$
$e_{0,z}$: [m] resultierende Lastausmitte in Richtung der z-Achse: $e_{0,z} = \frac{M_{Ed,y}}{N_{Ed}}$
$M_{Ed,y}$: [KNm] Bemessungsmoment um die y-Achse
Kragstütze: $M_{Ed,y} = N_{Ed} \cdot e_z + H_{Ed,z} \cdot l_{col}$
$M_{Ed,z}$: [KNm] Bemessungsmoment um die z-Achse
Kragstütze: $M_{Ed,z} = N_{Ed} \cdot e_y + H_{Ed,y} \cdot l_{col}$
$H_{Ed,z}$: [KN] Horizontalkraft in z-Richtung
$H_{Ed,y}$: [KN] Horizontalkraft in y-Richtung

3.) Diagramm Schmitz & Goris für zweiachsige Biegung

Eingangswerte

!! Theorie 2.Ordnung ist in dem Nomogramm nicht berücksichtigt!!

$$\mu_{Ed,y} = \frac{M_{Ed,y} \cdot 100}{h^2 \cdot b \cdot f_{cd}} \quad [\,]$$

$$\mu_{Ed,z} = \frac{M_{Ed,z} \cdot 100}{h \cdot b^2 \cdot f_{cd}} \quad [\,]$$

$$\mu_1 = \max\{\mu_{Ed,y},\ \mu_{Ed,z}\}$$
$$\mu_2 = \min\{\mu_{Ed,y},\ \mu_{Ed,z}\}$$

$$\nu_{Ed} = \frac{N_{Ed}}{h \cdot b \cdot f_{cd}} \quad [\,]$$

Interpolation: (wenn ν_{Ed} zwischen zwei Werten liegt)

$$A_{s,tot} = \omega \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad [cm^2] \ \leq A_{s,gew.}$$

Falls $A_{s,tot} > A_{s,gew.}$ → neues A_s wählen

$M_{Ed,y}$: [KNm] Moment um die y-Achse
$M_{Ed,y} = N_{Ed} \cdot (e_{0,z} + e_{i,z} + e_{2,z})$
$M_{Ed,z}$: [KNm] Moment um die z-Achse
$M_{Ed,z} = N_{Ed} \cdot (e_{0,y} + e_{i,y} + e_{2,y})$
N_{Ed}: [KN] Normalkraft in der Stütze
$e_{0,y}$: [m] resultierende Lastausmitte in Richtung der y-Achse. → siehe oben
$e_{0,z}$: [m] resultierende Lastausmitte in Richtung der z-Achse. → siehe oben
$e_{i,z}$: [m] Exzentrizität in z-Richtung infolge Imperfektionen.
→ siehe NW Druckglieder mit einachsiger Biegung
$e_{i,y}$: [m] Exzentrizität in z-Richtung infolge Moment Th. 2.O.
→ siehe NW Druckglieder mit einachsiger Biegung
$e_{2,z}$: [m] Exzentrizität in z-Richtung infolge Imperfektionen.
→ siehe NW Druckglieder mit einachsiger Biegung
$e_{2,y}$: [m] Exzentrizität in y-Richtung infolge Moment Th. 2.O.
→ siehe NW Druckglieder mit einachsiger Biegung
h: [cm] Querschnittshöhe
b: [cm] Querschnittsbreite
f_{cd}: [KN/cm²] Zylinderdruckfestigkeit des Betons ($\alpha_c = 0{,}85$, $\gamma_c = 1{,}5$)

C20/25: $f_{cd} = 1{,}13$	C25/30: $f_{cd} = 1{,}42$	C30/37: $f_{cd} = 1{,}7$
C35/45: $f_{cd} = 1{,}98$	C40/50: $f_{cd} = 2{,}27$	C45/55: $f_{cd} = 2{,}55$
C50/60: $f_{cd} = 2{,}83$	C55/67: $f_{cd} = 3{,}11$	C60/75: $f_{cd} = 3{,}40$

11.4 Konstruktive Regelungen für Stützen

11.5 Mindestbewehrung

$$A_{s,min} = \frac{0{,}15 \cdot |N_{Ed}|}{f_{yd}} \quad [cm^2]$$

N_{Ed}: [KN] Normalkraft in der Stütze
f_{yd}: [KN/cm²] Streckgrenze des Stahls. $f_{yd} = 43{,}5$

11.6 Maximalbewehrung

$A_{s,max} = 0{,}09 \cdot A_c$ [cm²]

A_c: [cm²] Betonquerschnittsfläche

11.7 Stützenabmessungen

Ortbetonbauweise: Seitenlänge ≥ 200mm
Fertigteilstützen: Seitenlänge ≥ 120mm

11.8 Bewehrungsregeln:

- min $\varnothing_{sl}$ = 12mm
- $\varnothing_{s,bü} \geq 0{,}25 \cdot \varnothing_{sl}$ und $\varnothing_{s,bü} \geq 6mm$
- $\max s_{bü} = \min \begin{cases} 12 \cdot \varnothing_{sl} \\ \min h_{col} \\ 300mm \end{cases}$
- Längsstäbe, deren Abstand > $15 \cdot \varnothing_{s,bü}$ von einem Bügelschenkel ist, müssen durch zusätzliche Querbewehrung gesichert werden.
- Der maximale Abstand der Querbewehrung beträgt: $2 * s_{Bü}$.
- Bei Rundstützen mindestens 6 Stäbe.
- Bei polygonalen Querschnitten mindestens 1 Stab je Ecke.

max $s_{bü}$: maximaler Bügelabstand, [max $s_{Bü}$] = mm

12 Bemessen von Wänden

1.) Zentrischer Druck, keine Tragwerksverformungen

$n_{Rd} = -(a_c \cdot f_{cd} + a_{s,tot} \cdot f_{yd})$ [KN/m]

a_c: [cm²/m] Betonquerschnitt = $h_w \cdot 100$
h_w: [cm] Wanddicke
a_{stot}: [cm²/m] Lotrechte Bewehrung
f_{yd}: [KN/cm²] Streckgrenze von Betonstahl = 43,5

2.) Zentrischer Druck, Gefahr des Ausknicken

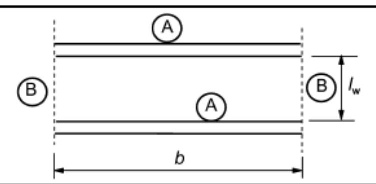
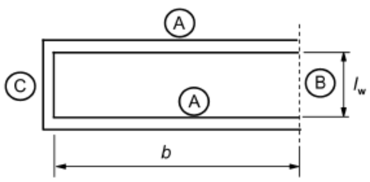
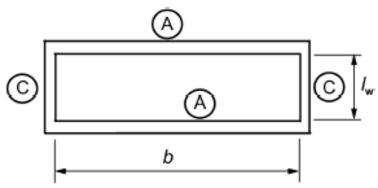
$\lambda = \frac{L_0}{i}$ [ ]

Hinweis:

- Bei zweiseitig gehaltenen Wänden, die am Kopf und Fußpunkt biegesteif angeschlossen sind, darf der β-Wert aus Tabelle 12.1 mit dem Faktor 0,85 abgemindert werden.

L_0: [cm] Knicklänge = $\beta \cdot L_{col}$
L_{col}: [cm] Stützenlänge
β: [ ] Knicklängenbeiwert → siehe Tab. 12.1
i: [cm] Trägheitsradius
Rechteckquerschnitt: $i = 0{,}289 \cdot h_w$
h_w: [cm] Wanddicke

Tabelle 12.1 — Werte für β bei verschiedenen Randbedingungen

Lagerungsbedingungen	Zeichnung	Gleichung	b/l_w	Faktor β
Zweiseitig gehalten				β = 1,0 für alle Verhältnisse von l_w/b
Dreiseitig gehalten		$\beta = \frac{1}{1+\left(\frac{l_w}{3b}\right)^2}$	b/l_w	β
			0,2	0,26
			0,4	0,59
			0,6	0,76
			0,8	0,85
			1,0	0,90
			1,5	0,95
			2,0	0,97
			5,0	1,00
Vierseitig gehalten		Wenn $b \geq l_w$ $\beta = \frac{1}{1+\left(\frac{l_w}{b}\right)^2}$	b/l_w	β
			0,2	0,10
			0,4	0,20
			0,6	0,30
			0,8	0,40
		Wenn $b < l_w$ $\beta = \frac{b}{2 l_w}$	1,0	0,50
			1,5	0,69
			2,0	0,80
			5,0	0,96

A — Deckenplatt   B — Freier Rand   C — Querwand

Abbildung 35: [4]

3.) Konstruktive Regelungen für Wände:

Mindestbewehrung je Wandseite:

$$A_{s,min} = \max \begin{cases} 0{,}15 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} \text{ [cm²]} \\ 0{,}0015 \cdot A_c \text{ [cm²]} \end{cases}$$

Maximalbewehrung:

$A_{s,max} \leq 0{,}04 \cdot A_c$ [cm²]

A_c: [cm²] Betonquerschnittsfläche

13 Bemessen von Fundamenten

13.1 Unbewehrtes Streifenfundament

1.) Anwendungsgrenze

$\frac{h_f}{a} \geq 2$ → Fundament darf ohne weiteren NW unbewehrt ausgeführt werden. wenn $\frac{0{,}85 \cdot h_f}{a} \geq \sqrt{\frac{3 \cdot \sigma_{gd}}{f_{ctd}}}$ und $\frac{h_f}{a} \geq 1{,}0$ → Fundament darf unbewehrt ausgeführt werden. s. DIN EN 1992-1-1; 12.9.3 (1) + (2)	h_f: [m] Höhe des Streifenfundamentes a: [m] Kragarmlänge; = $(b - h_{st}) \cdot 0{,}5$ σ_{gd}: [MN/m²] Bemessungswert des Sohldrucks $\sigma_{gd} = p_{Ed}/(1{,}0 \cdot b)$ f_{ctd}: [N/mm²] Bemessungswert der Betonzugfestigkeit $f_{ctd} = (\alpha_{ct} \cdot f_{ctk;0,05})/\gamma_c$ ($\alpha_{ct} = 0{,}85$; $\gamma_c = 1{,}5$) C16/20: $f_{ctd} = 0{,}74$ N/mm² C20/25: $f_{ctd} = 0{,}85$ N/mm² C25/30: $f_{ctd} = 1{,}02$ N/mm² C30/37: $f_{ctd} = 1{,}13$ N/mm² C35/45: $f_{ctd} = 1{,}25$ N/mm²

2.) Biegebemessung

Biegemoment

$M_{Ed} = \sigma_{gd} \cdot \frac{a^2}{2}$ [MNm/m]	σ_{gd}: [MN/m²] Bemessungswert des Sohldrucks; $\sigma_{gd} = p_{Ed}/(1{,}0 \cdot b_x)$ b_x: [m] Breite des Fundamentes quer zum Streifen a: [m] Kragarmlänge; = $(b - h_{st}) \cdot 0{,}5$

Wiederstandsmoment

$W = b_y \cdot \frac{(0{,}85 \cdot h_f)^2}{6}$ [m³/m] Hinweis: Reduzierung auf 0,85 da Bernoulli nicht mehr gültig.	b_y: [m] Breite des Fundaments in Streifenrichtung Bei einem Streifenfundament: $b_y = 1{,}0$m h_f: [m] Höhe des Streifenfundamentes

Spannung

$\sigma = \frac{M_{Ed}}{W}$ [MN/m²]	M_{Ed}: [MNm/m] Biegemoment; siehe oben W: [m³/m] Wiederstandsmoment; siehe oben

Nachweis

$\sigma \leq f_{ctd}$ alternativ: $h_f \geq a \cdot \tan \alpha$ mit: $\tan \alpha \geq \sqrt{\frac{3 \cdot \sigma_{gd}}{f_{ctd}}} \cdot \frac{1}{0{,}85}$	f_{ctd}: [N/mm²] Bemessungswert der Betonzugfestigkeit $f_{ctd} = (\alpha_{ct} \cdot f_{ctk;0,05})/\gamma_c$ ($\alpha_{ct} = 0{,}85$; $\gamma_c = 1{,}5$) C16/20: $f_{ctd} = 0{,}74$ N/mm² C20/25: $f_{ctd} = 0{,}85$ N/mm² C25/30: $f_{ctd} = 1{,}02$ N/mm² C30/37: $f_{ctd} = 1{,}13$ N/mm² C35/45: $f_{ctd} = 1{,}25$ N/mm²

3.) Querkraftbemessung (Annahme Beton ungerissen)

Einwirkungen

$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_{cc}}$ [MN/m²] $\sigma_{gd} = p_{Ed}/(1{,}0 \cdot b)$ [MN/m²] $V_{Ed} = \sigma_{gd} \cdot a \cdot b_y$ [MN] $\tau_{cp} = k \cdot \frac{V_{Ed}}{A_{cc}}$ [MN/m²]	N_{Ed}: [MN] Normalkraft im Querschnitt (Bei Streifenfundament: N_{Ed} i.d.R. = 0) V_{Ed}: [MN] Querkraft im Querschnitt; a: [cm] Kragarmlänge; = $(b - h_{st}) \cdot 0{,}5$ σ_{gd}: [MN/m²] Bemessungswert des Sohldrucks A_{cc}: [m²] Betondruckzone; = $h_f/2 \cdot b_y$ (Zustand 1 und reine Biegebeanspruchung) b_y: [m] Breite des Fundaments in Streifenrichtung Bei einem Streifenfundament: $b_y = 1{,}0$m k: [ ] Beiwert für vorwiegend statische Schnittgrößen (ländersp.) Streifenfundament (Rechteckquerschnitt): k = 1,5; allgemein: $k = \frac{S \cdot A_{cc}}{b_w \cdot J}$

Bemessungswerte der Spannungen s. DIN EN 1992-1-1; 12.6.3(2)

$\sigma_{c,lim} = f_{cd,pl} - 2 \cdot \sqrt{f_{ctd,pl} \cdot (f_{ctd,pl} + f_{cd,pl})}$ [N/mm²] wenn $\sigma_{cp} \leq \sigma_{c,lim}$: $f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd,pl}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd,pl}}$ [N/mm²] wenn $\sigma_{cp} \geq \sigma_{c,lim}$: $f_{cvd} = \sqrt{f_{ctd,pl}^2 + \sigma_{cp} \cdot f_{ctd,pl} - \left(\frac{\sigma_{cp} - \sigma_{c,lim}}{2}\right)^2}$ [N/mm²]	$f_{cd,pl}$: [N/mm²] Bemessungswert der Betondruckfestigkeit $f_{cd,pl} = \alpha_{ccpl} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ ($\alpha_{ccpl} = 0{,}7$; $\gamma_c = 1{,}5$) C16/20: $f_{cd,pl} = 7{,}47$ N/mm² C20/25: $f_{cd,pl} = 9{,}33$ N/mm² C25/30: $f_{cd,pl} = 11{,}67$ N/mm² C30/37: $f_{cd,pl} = 14{,}0$ N/mm² C35/45: $f_{cd,pl} = 16{,}33$ N/mm² $f_{ctd,pl}$: [N/mm²] Bemessungswert der Betonzugfestigkeit $f_{ctd,pl} = \alpha_{ctpl} \cdot \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c}$ ($\alpha_{ctpl} = 0{,}7$; $\gamma_c = 1{,}5$) C16/20: $f_{ctd,pl} = 0{,}61$ N/mm² C20/25: $f_{ctd,pl} = 0{,}70$ N/mm² C25/30: $f_{ctd,pl} = 0{,}84$ N/mm² C30/37: $f_{ctd,pl} = 0{,}93$ N/mm² C35/45: $f_{ctd,pl} = 1{,}03$ N/mm²

Nachweis

$\tau_{cp} \leq f_{cvd}$ und $\sigma_{cp} \leq \sigma_{c,lim}$	

13.2 Bemessung bewehrtes Streifenfundament – mittig belastet

1.) Dimensionierung	
Vorgehen:	
1. erf. $b \approx \frac{n_k}{\sigma_{zul}}$ [m] 2. Höhe bestimmen. Dabei soll a/h kleiner als 2 sein 3. $\sigma_{g,Fund.,k} = h \cdot 25$ [KN/m²] 4. erf. $b = \frac{n_k}{\sigma_{zul} - \sigma_{g,Fund.,k}}$ [m]	
2.) Biegebemessung	
Belastung	
$n_d = 1{,}35 \cdot n_{gk} + 1{,}5 \cdot n_{qk}$ [KN/m] oder wenn nur eine Last n_k gegeben ist: $n_d = 1{,}35 \cdot n_{gk} \cdot \frac{2}{3} + 1{,}5 \cdot n_{qk} \cdot \frac{1}{3}$ [KN/m]	
Spannungsermittlung:	
$\sigma_d = \frac{n_d}{A}$ [KN/m²]	σ_d: [KN/m²] Bodenpressung im GZT, ohne Fundamenteigengewicht n_d: [KN/m] Balastung; bei Einzellasten $n_d = P_{Ed}/x$ x: [m] Abstand der Stützen A: [m²/m] Aufstandsfläche des Fundamentes
Bemessungsmomente	
bindiger Baugrund: $m_{Ed1} \approx \frac{\sigma_d \cdot b^2}{8}$ [KNm/m] (Moment bezogen auf die Mittelachse) nichtbindiger Baugrund: $m_{Ed2} \approx \frac{\sigma_d \cdot a^2}{2}$ [KNm/m] (Moment bezogen auf Stützenanschnitt)	b: [m] Breite des Fundamentes a: [m] Abstand zwischen Fundamentkante und Stützenkante
k_d-Verfahren	
$k_d = \frac{d}{\sqrt{m_{Ed}}}$ [ ] k_s-Wert ablesen → $a_s = k_s \cdot \frac{m_{Ed}}{d}$ [cm²/m]	d: [cm] statische Nutzhöhe m_{Ed}: [KNm/m] Biegemoment

3.) Querkraftbemessung Streifenfundment – mittig belastet

Allgemein

Die Höhe des Fundamentes sollte so gewählt werden, dass keine Querkraftbewehrung erforderlich wird.

Bemessungswert:

$V_{Ed,red} = \sigma_d \cdot (a - d)$ [KN/m]	a: [m] Überstand des Fundamentes d: [m] statische Nutzhöhe des Fundamentes σ_d: [KN/m²] Sohlspannung (siehe Biegebemessung)

Einfluss der Bauteilhöhe:

$k = \min \begin{cases} 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \\ 2 \end{cases}$	d: [mm] statische Nutzhöhe des Streifenfundamentes

Längsbewehrungsgrad:

$\rho_l = \frac{a_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0{,}02$	a_{sl}: [cm²/m] Hauptbewehrung (quer zum Streifenfundament) b_w: [cm] kleinste Querschnittsbreite in der Zugzone bei Streifenfundament: b = 100cm d: [cm] statische Nutzhöhe des Streifenfundamentes

Querkraftwiderstand (s. DIN EN 1992-1-1; 6.2.2)

Beiwert x

wenn d ≤ 600mm → x = 0,0525 wenn 600mm < d < 800mm → Interpolation: x = 0,0975 – 0,075 • $d_{vorh.}$ wenn d > 800mm → x = 0,0375	d: **[m]** statische Nutzhöhe des Streifenfundamentes

Grundwert der Querkrafttragfähikeit

$V_{Rd,c} = \left[\frac{0{,}15}{\gamma_c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}} - 0{,}12 \cdot \sigma_{cp}\right] \cdot b_w \cdot d$ [MN/m]	γ_c: [ ] Sicherheitsbeiwert = 1,5 k: [ ] Einfluss der Bauteilhöhe; siehe oben f_{ck}: [N/mm²] Betondruckfestigkeit σ_{cp}: [N/mm²] Zugspannung im Beton (i.d.R. = 0) Betonzugspannungen sind negativ einzusetzen. b_w: [m/m] kleinste Querschnittsbreite in der Zugzone bei Streifenfundament: b_w = 1,0m/m d: [m] statische Nutzhöhe

Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit

$v_{min} = \frac{x}{\gamma_c} \cdot k \cdot \sqrt{k \cdot f_{ck}}$ [MN/m²] $V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ [MN/m]	γ_c: [ ] Sicherheitsbeiwert = 1,5 k: [ ] Einfluss der Bauteilhöhe; siehe oben f_{ck}: [N/mm²] Betondruckfestigkeit b_w: [m/m] kleinste Querschnittsbreite in der Zugzone bei Streifenfundament: b_w = 1,0m/m d: [m] statische Nutzhöhe des Streifenfundamentes v_{min}: [MN/m²] k_1: [ ] = 0,12

Maßgebende Querkrafttragfähigkeit

maß $V_{Rd,c} = \max \begin{cases} V_{Rd,c} \text{ [MN/m]} \\ V_{Rd,c,min} \text{ [MN/m]} \end{cases}$	

Nachweis

$V_{Ed} \leq$ maß $V_{Rd,c}$ → keine Querkraftbewehrung erforderlich $V_{Ed} >$ maß $V_{Rd,c}$ → Querkraftbewehrung erforderlich. Weiter mit	

Ermittlung der Querkraftbewehrung (s. DIN EN 1992-1-1; 6.2.3)

Innerer Hebelarm

$$z = \min \begin{cases} 0{,}9 \cdot d \quad [cm] \\ \max \{ d - 2 \cdot c_{v,l} \;;\; d - c_{v,l} - 3 \} \quad [cm] \end{cases}$$

z: [cm] innerer Hebelarm bei Bauteil mit konstanter Höhe
d: [cm] statische Nutzhöhe
$c_{v,l}$: [cm] Verlegemaß der Längsbewehrung in der Betondruckzone

$V_{rd,cc}$

Für $\sigma_{cd} = 0$:

$$V_{Rd,cc} = c \cdot 0{,}48 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}} \cdot b_w \cdot z \cdot 0{,}1 \quad [KN/m]$$

Für $\sigma_{cd} \neq 0$:

$$V_{Rd,cc} = c \cdot 0{,}48 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}} \cdot \left(1 - 1{,}2 \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}\right) \cdot b_w \cdot z \cdot 0{,}1 \quad [KN/m]$$

c: [ ] = 0,5
f_{ck}: [N/mm²] charakteristische Betondruckfestigkeit
σ_{cd}: [N/mm²] Spannung aus Längskraft infolge Last oder Vorspannung = N_{Ed}/A_c (i.d.R.: $\sigma_{cd} = 0$)
f_{cd}: [N/mm²] Betondruckfestigkeit
b_w: [cm] kleinste Querschnittsbreite zwischen Bewehrungsschwerpunkt und der Druckresultierenden. für Streifenfundament: b_w = 100cm
z: [cm] innerer Hebelarm; siehe oben

Neigungswinkel der Druckstrebe

$$\cot\vartheta = \frac{1{,}2 + 1{,}4 \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}}{1 - \frac{V_{Rd,cc}}{V_{Ed}}} \quad [\,]$$

$$1{,}0 \leq \cot\vartheta \leq 3{,}0$$

Hinweis: bei geneigter Querkraftbewehrung: $0{,}58 \leq \cot\vartheta \leq 3{,}0$

vereinfacht:
$\cot\vartheta = 1{,}2$ für Biegung/ Biegung + Druckkraft
$\cot\vartheta = 1{,}0$ für Biegung + Zugkraft

σ_{cd}: [N/mm²] Spannung aus Längskraft infolge Last oder Vorspannung = N_{Ed}/A_c (i.d.R.: $\sigma_{cd} = 0$)
f_{cd}: [N/mm²] Betondruckfestigkeit
$V_{Rd,cc}$: [KN/m] siehe oben
V_{Ed}: [KN/m] Maximalwert der einwirkenden Querkraft
Bei mittig belastetem Streifenfundament: $V_{Ed} = n_d/2$

Beiwerte (s. DIN EN 1992-1-1 NA; 6.2.3(3))

$\alpha_{cw} = 1{,}0$

$v_2 = 1{,}0$ für ≤ C50/60

$v_2 = \left(1{,}1 - \frac{f_{ck}}{500}\right)$ für ≥ C55/67

$v_1 = 0{,}75 \cdot v_2 \quad [\,]$

α_{cw}: [ ] Beiwert zur Berücksichtigung des Spannungszustands im Druckgurt.
v_1: [ ] Abminderungsbeiwert für die Betonfestigkeit bei Schubrissen
f_{ck}: [N/mm²] charakteristische Betondruckfestigkeit

Maximal aufnehmbare Querkraft

$$\alpha = 90°: \quad V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{1}{\cot\vartheta + \frac{1}{\cot\vartheta}} \quad [KN/m]$$

$$\alpha < 90°: \quad V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot\vartheta + \frac{1}{\tan\alpha}}{1 + \cot^2\vartheta} \quad [KN/m]$$

Nachweis: extr.$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$ → Druckstrebe versagt nicht

α_{cw}: [ ] Beiwert; siehe oben
b_w: [cm] kleinste Querschnittsbreite zwischen Bewehrungsschwerpunkt und der Druckresultierenden. für Streifenfundament: b_w = 100cm
z: [cm] innerer Hebelarm; siehe oben
v_1: [ ] Beiwert; siehe oben
f_{cd}: [N/mm²] Betondruckfestigkeit
cot ϑ: [ ] Druckstrebenneigungswinkel
α: [°] Winkel zwischen Querkraftbewehrung und Bauteilachse

Erforderliche Bewehrung

$$\alpha = 90°: \quad a_{sw,erf.} \geq \frac{V_{Ed,red} \cdot s_w}{f_{ywd} \cdot z \cdot \cot\vartheta} \quad [cm^2/m]$$

$$\alpha < 90°: \quad a_{sw,erf.} \geq \frac{V_{Ed,red} \cdot s_w}{f_{ywd} \cdot z \cdot \left(\cot\vartheta + \frac{1}{\tan\alpha}\right) \cdot \sin\alpha} \quad [cm^2/m]$$

$V_{Ed,red}$: [KN/m] reduzierte Querkraft; siehe oben
s_w: [m] Abstand der Querkraftbewehrung
(vereinfacht 1,0 bzw. beim Fundament a-d = Lasteinzugsbereich)
f_{ywd}: [KN/cm²] Bemessungswert der Streckgrenze der Querkraftbewehrung.
$f_{ywd} = f_{yk}/\gamma_s$ (i.d.R.: f_{yk} = 50KN/cm²; γ_s = 1,15)
z: **[m]** innerer Hebelarm; siehe oben
cot ϑ: [ ] Druckstrebenneigungswinkel
α: [°] Winkel zwischen Querkraftbewehrung und Bauteilachse

4.) Konstruktive Regelungen - Streifenfundament

die Biegebewehrung in Hauptrichtung liegt quer zur Streifenfundament und muss mit Winkelhaken verankert werden.
Maximalabstand der Hauptbewehrung: $s_h \leq$ 25cm
Längsbewehrung: $a_{sl} = 0{,}2 \cdot a_{sh}$ [cm²/m]

a_{sl}: [cm²/m] Längsbewehrung in Richtung des Streifenfundamentes
a_{sh}: [cm²/m] Hauptbewehrung quer zum Streifenfundament

13.3 Exzentrisch belastetes Streifenfundament

1.) Lastangriffspunkt

$e_x = \frac{M_y}{N_{Ed}}$ [m]

M_y: [kNm] einwirkendes Moment um die y-Achse
Wenn Stütze exzentrisch angreift: Moment um Fundamentachse bilden.
N_{Ed}: [kN] einwirkende Normalkraft

2.) Spannungsverteilung

keine klaffende Fuge ($e_x \leq b_x/6$)

$\sigma_{1,d} = \frac{N_{Ed}}{b_x \cdot b_y} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_x}{b_x}\right)$ [kN/m²]

$\sigma_{2,d} = \frac{N_{Ed}}{b_x \cdot b_y} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_x}{b_x}\right)$ [kN/m²]

$\sigma_{w,d} = (\sigma_{2,d} - \sigma_{1,d}) \cdot \frac{a}{b_x} + \sigma_{1,d}$ [kN/m²]

$\sigma_{m,d} = 0{,}5 \cdot (\sigma_{1,d} + \sigma_{2,d})$

$\Delta\sigma_d = \sigma_{2,d} - \sigma_{m,d}$ [kN/m²]

Hinweis: Formeln gelten nur für $+M_y$, also wenn z.B. die Stütze exzentrisch auf der rechten Seite angeordnet ist.

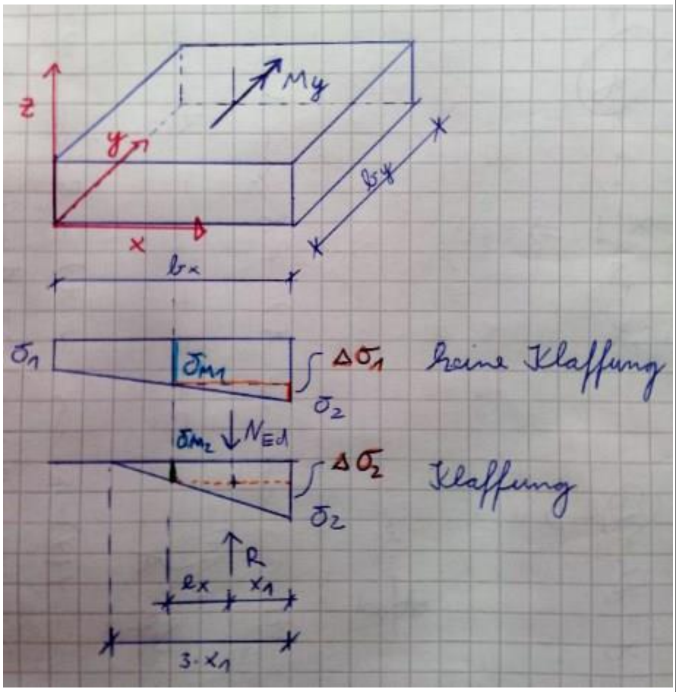
klaffende Fuge ($b_x/6 < e_x \leq b_x/3$)

$\sigma_{2,d} = \frac{2 \cdot N_{Ed}}{3 \cdot b_y \cdot x_1}$ [kN/m²]

$\sigma_{m,d} = \sigma_{2,d} \cdot \left(1 - \frac{1}{6} \cdot \frac{b_x}{x_1}\right)$ [kN/m²]

$\Delta\sigma_d = \sigma_{2,d} - \sigma_{m,d}$ [kN/m²]

N_{Ed}: [kN] einwirkende Normalkraft
b_x: [m] Breite des Fundamentes in x-Richtung
b_y: [m] Breite des Fundamentes in y-Richtung
e_x: [m] Exzentrizität; siehe oben
x_1: [m] Abstand zwischen Randspannung und R; $x_1 = b/2 - e_x$



3.) Bemessungsmoment in Fundamentachse

Allgemein:
Momentengleichgewicht um Stützenachse (sichere Seite) oder Stützenkante durch Spannungsintegration

Moment in Fundamentachse: (sichere Seite)

$M_{Ed,y} = b_x^2 \cdot \left[\frac{1}{8} \cdot \sigma_{m,d} + \frac{1}{12} \cdot \Delta\sigma_d\right]$ [kNm/m]

Hinweis: ergibt sich aus ΣM um Fundamentachse
gilt auch bei klaffender Fuge

Moment an linker Wandkante:

$M_{Ed,y} = \sigma_{1,d} \cdot \frac{1}{2} \cdot (b_1)^2 + (\sigma_{w,d} - \sigma_{1,d}) \cdot \frac{1}{6} \cdot (b_1)^2$ [kNm/m]

Hinweis: gilt nicht bei klaffender Fuge

$\sigma_{1,d}$: [kN/m²] Spannung am linken Fundamentrand
$\sigma_{2,d}$: [kN/m²] Spannung am rechten Fundamentrand
$\sigma_{w,d}$: [kN/m²] Spannung an der Stützenkante
$\sigma_{m,d}$: [kN/m²] Spannung in Fundamentachse; siehe oben
b_1: [m] Fundamentüberstand auf der linken Seite

4.) Biegebemessung

kd-Verfahren

$k_d = \frac{d_m}{\sqrt{\frac{M_d}{b}}}$

$a_s = k_s \cdot \frac{M_d}{d_m}$ [cm²/m]

d_m : [cm] statische Nutzhöhe des Fundamentes
$d_m = 0{,}5 \cdot (d_x + d_y)$ [cm]
M_d : [kNm] bei unterschiedlichen Momenten ist das größere Moment maßgebend
b: [m]

5.) Querkraftbemessung eines exzentrisch belasteten Streifenfundamentes

Bodenpressung an der Stelle der maßgebenden Querkraft

Wenn Stütze exzentrisch auf der rechten Seite steht: $\sigma_{x,d} = \frac{(\sigma_{w,d} - \sigma_{1,d})}{a} \cdot (a - d) + \sigma_{1,d}$ [MN/m²] Wenn Stütze mittig angreift: $\sigma_{x,d} = \frac{(\sigma_{w,d} - \sigma_{1,d})}{a} \cdot (a - d) + \sigma_{1,d}$ [MN/m²] Hinweis: die Spannung befindet sich im Abstand d vom Stützenrand	$\sigma_{w,d}$: [MN/m²] Sohlspannung am Stützen-/Wandrand $\sigma_{1,d}$: [MN/m²] Sohlspannung am linken Fundamentrand a: [m] Überstand des Fundamentes d: [m] statische Nutzhöhe des Fundamentes

Bemessungswert:

$V_{Ed,red} = \frac{\sigma_{1,d} + \sigma_{x,d}}{2} \cdot (a - d)$ [MN/m]	a: [m] Überstand des Fundamentes d: [m] statische Nutzhöhe des Fundamentes

Einfluss der Bauteilhöhe:

$k = \min \begin{cases} 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \\ 2 \end{cases}$	d: [mm] statische Nutzhöhe des Streifenfundamentes

Längsbewehrungsgrad:

$\rho_l = \frac{a_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0{,}02$	a_{sl}: [cm²/m] Hauptbewehrung (quer zum Streifenfundament) b_w: [cm] kleinste Querschnittsbreite in der Zugzone bei Streifenfundament: b = 100cm d: [cm] statische Nutzhöhe des Streifenfundamentes

Querkraftwiderstand (s. DIN EN 1992-1-1; 6.2.2)

Beiwert x

wenn d ≤ 600mm → x = 0,0525 wenn 600mm < d < 800mm → Interpolation: x = 0,0975 – 0,075 • $d_{vorh.}$ wenn d > 800mm → x = 0,0375	d: **[m]** statische Nutzhöhe des Streifenfundamentes

Grundwert der Querkrafttragfähikeit

$V_{Rd,c} = \left[\frac{0{,}15}{\gamma_c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}} - 0{,}12 \cdot \sigma_{cp}\right] \cdot b_w \cdot d$ [MN/m]	γ_c: [ ] Sicherheitsbeiwert = 1,5 k: [ ] Einfluss der Bauteilhöhe; siehe oben f_{ck}: [N/mm²] Betondruckfestigkeit σ_{cp}: [N/mm²] Zugspannung im Beton (i.d.R. = 0) Betonzugspannungen sind negativ einzusetzen. b_w: [m/m] kleinste Querschnittsbreite in der Zugzone bei Einzelfundament: b_w = 1,0m d: [m] statische Nutzhöhe

Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit

$v_{min} = \frac{x}{\gamma_c} \cdot k \cdot \sqrt{k \cdot f_{ck}}$ [MN/m²] $V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ [MN/m]	γ_c: [ ] Sicherheitsbeiwert = 1,5 k: [ ] Einfluss der Bauteilhöhe; siehe oben f_{ck}: [N/mm²] Betondruckfestigkeit b_w: [m/m] kleinste Querschnittsbreite in der Zugzone bei Einzelfundament: b_w = 1,0m/m d: [m] statische Nutzhöhe des Streifenfundamentes v_{min}: [MN/m²] k_1: [ ] = 0,12

Maßgebende Querkrafttragfähigkeit

maß $V_{Rd,c} = \max \begin{cases} V_{Rd,c} \text{ [MN/m]} \\ V_{Rd,c,min} \text{ [MN/m]} \end{cases}$	

Nachweis

V_{Ed} ≤ maß $V_{Rd,c}$ → keine Querkraftbewehrung erforderlich
V_{Ed} > maß $V_{Rd,c}$ → Querkraftbewehrung erforderlich.

6.) Konstruktive Regelungen – exzentrisch belastetes Streifenfundament

die Biegebewehrung in Hauptrichtung liegt quer zur Streifenfundament und muss mit Winkelhaken verankert werden. Maximalabstand der Hauptbewehrung: s_h ≤ 25cm Längsbewehrung: $a_{sl} = 0{,}2 \cdot a_{sh}$ [cm²/m]	a_{sl}: [cm²/m] Längsbewehrung in Richtung des Streifenfundamentes a_{sh}: [cm²/m] Hauptbewehrung quer zum Streifenfundament

13.4 Biegebemessung Einzelfundament – mittig belastet

1.) Fundamentabmessungen für quadratisches Einzelfundament

$\sigma_{netto} = \sigma_{zul} - h \cdot 25$ [kN/m²]

erf. $A = N_k/\sigma_{netto}$

erf. $b \geq \sqrt{A}$

2.) Bemessungsmoment s. Heft 240 (DAfStb)

Gelenkige Verbindung von Stütze und Fundament
$M_{Ed,y} = 1/8 \cdot N_{Ed} \cdot (b_x - c_x)$ [kNm]
$M_{Ed,x} = 1/8 \cdot N_{Ed} \cdot (b_y - c_y)$ [kNm]
Hinweis: Das Moment wird bezogen auf die Stützenmitte ermittelt.

Biegesteife Verbindung von Stütze und Fundament:
$M_{Ed,y} = 1/8 \cdot N_{Ed} \cdot b_x \cdot (1 - c_x/b_x)^2$ [kNm]
$M_{Ed,x} = 1/8 \cdot N_{Ed} \cdot b_y \cdot (1 - c_y/b_y)^2$ [kNm]
Hinweis: Das Moment wird bezogen auf den Stützenrand ermittelt.

Hinweis: Bei unterschiedlichen Werten für c
→ mit dem maximalen Moment bemessen.

N_{Ed}: [kN] Normalkraft; $N_{Ed} = \gamma_G \cdot N_{G,k} + \gamma_Q \cdot N_{Q,k}$
Wenn nur eine charakteristische Kraft gegeben:
$N_{Ed} \approx \gamma_G \cdot 2/3 \cdot N_{g,k} + \gamma_Q \cdot 1/3 \cdot N_{q,k}$
b_x: [m] Breite des Einzelfundamentes in x-Richtung
b_y: [m] Breite des Einzelfundamentes in y-Richtung
c_x: [m] Breite der Stütze in x-Richtung
c_y: [m] Breite der Stütze in y-Richtung

3.) k_d-Verfahren

$$k_d = \frac{d_m}{\sqrt{\frac{\alpha \cdot M_d}{b}}}$$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_d}{d_m} \text{ [cm}^2\text{]}$$

d_m : [cm] statische Nutzhöhe des Fundamentes
$d_m = 0{,}5 \cdot (d_x + d_y)$ [cm]
M_d : [kNm] bei unterschiedlichen Momenten ist das größere Moment maßgebend
b in [m]
$\alpha \approx 1{,}5$ bis 2,0

Abgrenzung

c/b < 0,3 → schlankes Fundament, weiter mit 0
c/b > 0,3 → gedrungenes Fundament, weiter mit 0

Schlankes Fundament

Abstufung der Bewehrung in 8 gleich breite Streifen (nach „Heft 240“ DAfStB)

c/b	Anteile am Gesamtmoment in %				Summe in %
	Streifen 1	Streifen 2	Streifen 3	Streifen 4	
0,1	7	10	14	19	50
0,2	8	10	14	18	50
0,3	9	11	14	16	50

Gedrungenes Fundament

→ gleichmäßige Anordnung der Biegezugbewehrung

Mindestbiegemomente

$m_{Ed,x} = \eta_x \cdot V_{Ed}$ [KNm/m]
$m_{Ed,y} = \eta_y \cdot V_{Ed}$ [KNm/m]

Hinweis zum Vorgehen:
Mindestbiegemoment in k_d Formel einsetzen und Bewehrung ausrechnen. Dann mit gewählter Bewehrung vergleichen.

V_{Ed}: [KN] einwirkende Querkraft
= Normalkraft in der Stütze
η_x: [ ] Momentenbeiwert, siehe Anhang, Tabelle NA.6.1.1
η_y: [ ] Momentenbeiwert, siehe Anhang, Tabelle NA.6.1.1

4.) **Endverankerung** s. DIN EN 1992-1-1, 9.8.2.2	
Die zu verankernde Zugkraft beträgt: $F_s = R \cdot \frac{z_e}{z_i}$ Falls die Verankerungslänge l_b in Bild 9.13 nicht ausreicht, muss der Zugstab nach oben abgebogen werden. Wenn Aufbiegung erf.: $L_{Aufbieg.} \geq 9 * \varnothing$ (5*∅ + 4*∅) für ∅ < 25mm $L_{Aufbieg.} \geq 12 * \varnothing$ (5*∅ + 7*∅) für ∅ ≥ 25mm	F_s: Zugkraft in der Bewehrung am Fundamentende, $[F_s]$ = kN z_e: äußere Hebelarm = Abstand zw. R und N_{Ed}, $[z_e]$ = m z_i: innere Hebelarm, vereinfacht: $z_i = 0{,}9*d$, $[z_i]$ = m x: Mindestwert, s. Bild 9.13, [x] = m

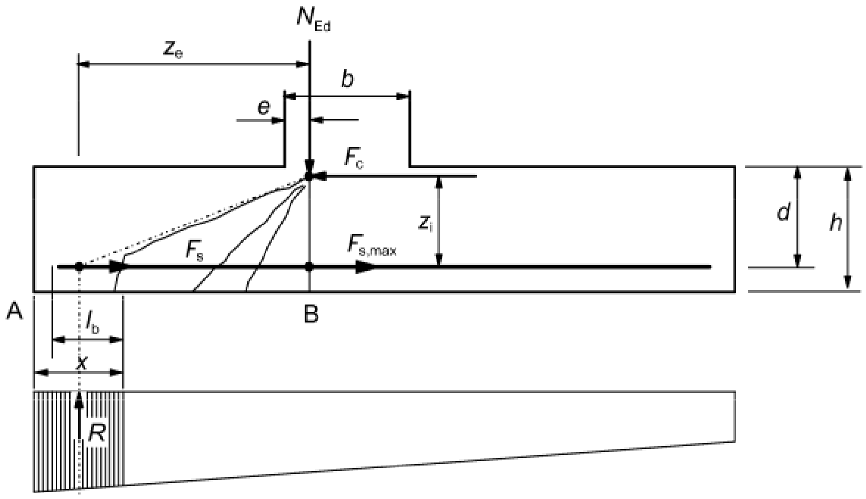


Bild 9.13 — Modell der Zugkraft unter Berücksichtigung geneigter Risse

13.5 Biegebemessung exzentrisch belastetes Einzelfundament

1.) Lastangriffspunkt

$e_x = \frac{M_y}{N_{Ed}}$ [m]	M_y: [kNm] einwirkendes Moment um die y-Achse Wenn Stütze exzentrisch angreift: Moment um Fundamentachse bilden. N_{Ed}: [kN] einwirkende Normalkraft

2.) Spannungsverteilung

keine klaffende Fuge ($e_x \leq b_x/6$)

$$\sigma_{1,d} = \frac{N_{Ed}}{b_x \cdot b_y} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_x}{b_x}\right) \text{ [kN/m²]}$$

$$\sigma_{2,d} = \frac{N_{Ed}}{b_x \cdot b_y} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_x}{b_x}\right) \text{ [kN/m²]}$$

$$\sigma_{w,d} = (\sigma_{2,d} - \sigma_{1,d}) \cdot \frac{a}{b_x} + \sigma_{1,d} \text{ [kN/m²]}$$

$$\sigma_{m,d} = (\sigma_{2,d} - \sigma_{1,d}) \cdot 0{,}5 + \sigma_{1,d} \text{ [kN/m²]}$$

$$\Delta\sigma_d = \sigma_{2,d} - \sigma_{m,d} \text{ [kN/m²]}$$

Hinweis: Formeln gelten nur für $+M_y$, also wenn z.B. die Stütze exzentrisch auf der rechten Seite angeordnet ist.

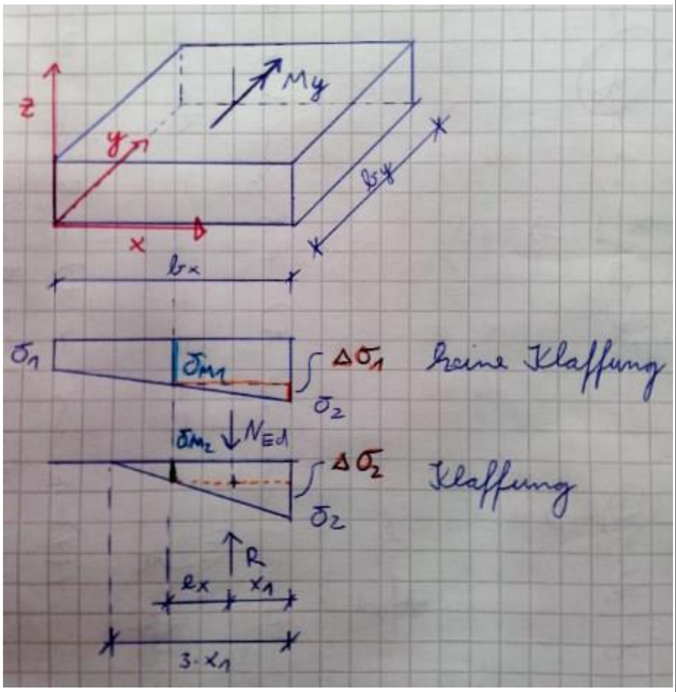
klaffende Fuge ($b_x/6 < e_x \leq b_x/3$)

$$\sigma_{2,d} = \frac{2 \cdot N_{Ed}}{3 \cdot b_y \cdot x_1} \text{ [kN/m²]}$$

$$\sigma_{m,d} = \sigma_2 \cdot \left(1 - \frac{1}{6} \cdot \frac{b_x}{x_1}\right) \text{ [kN/m²]}$$

$$\Delta\sigma_d = \sigma_{2,d} - \sigma_{m,d} \text{ [kN/m²]}$$

N_{Ed}: [kN] einwirkende Normalkraft
b_x: [m] Breite des Fundamentes in x-Richtung
b_y: [m] Breite des Fundamentes in y-Richtung
e_x: [m] Exzentrizität; siehe oben
x_1: [m] Abstand zwischen Randspannung und R; $x_1 = b/2 - e_x$



3.) Bemessungsmoment in Fundamentachse

Allgemein:
Momentengleichgewicht um Stützenachse (sichere Seite) oder Stützenkante durch Spannungsintegration

Moment in Fundamentachse: (sichere Seite)

$$M_{Ed,y} = b_y \cdot b_x^2 \cdot \left[\frac{1}{8} \cdot \sigma_{m,d} + \frac{1}{12} \cdot \Delta\sigma_d\right] \text{ [kNm]}$$

Hinweis: ergibt sich aus $\Sigma M_{,re}$ um Fundamentachse (nicht Stützenachse)
Gilt auch bei klaffender Fuge.
Bei einer ausmittig angeordneten Stütze wird diese in Fundamentachse verschoben und dafür ein Ersatzmoment aufgebracht.

Alternativ Moment an Wandkante:

$$M_{Ed,y} = b_y \cdot [\, \sigma_{1,d} \cdot \tfrac{1}{2} \cdot (b_1)^2 + (\sigma_{w,d} - \sigma_{1,d}) \cdot \tfrac{1}{6} \cdot (b_1)^2 \,] \text{ [kNm]}$$

Hinweis: ergibt sich aus ΣM um Stützenkante
(linke Stützenkante wenn Stütze auf rechter Seite)
gilt nicht bei klaffender Fuge

$\sigma_{1,d}$: [kN/m²] Spannung am linken Fundamentrand
$\sigma_{2,d}$: [kN/m²] Spannung am rechten Fundamentrand
$\sigma_{w,d}$: [kN/m²] Spannung an der Stützenkante
$\sigma_{m,d}$: [kN/m²] Spannung in Fundamentachse; siehe o.
b_1: [m] Fundamentüberstand auf der linken Seite
b_y: [m] Breite des Fundamentes quer zu exzentrisch belasteter Richtung

4.) kd-Verfahren

$$k_d = \frac{d_m}{\sqrt{\frac{\alpha \cdot M_d}{b}}}$$

$$A_s = k_s \cdot \frac{M_d}{d_m} \text{ [cm²]}$$

Hinweis: die Biegezugbewehrung ist wie bei einer Rahmenecke an die Zugbewehrung des Fundamentes anzuschließen.

d_m : [cm] statische Nutzhöhe des Fundamentes
$d_m = 0{,}5 \cdot (d_x + d_y)$ [cm]
M_d : [kNm] bei unterschiedlichen Momenten ist das größere Moment maßgebend
b: [m]
$\alpha \approx 1{,}5$ bis <u>2,0</u>

5.) **Endverankerung** s. DIN EN 1992-1-1, 9.8.2.2

Die zu verankernde Zugkraft beträgt: $F_s = R \cdot \frac{z_e}{z_i}$ Falls die Verankerungslänge l_b in Bild 9.13 nicht ausreicht, muss der Zugstab nach oben abgebogen werden. Wenn Aufbiegung erf.: $L_{Aufbieg.} \geq 9 * \varnothing$ (5*∅ + 4*∅) für ∅ < 25mm $L_{Aufbieg.} \geq 12 * \varnothing$ (5*∅ + 7*∅) für ∅ ≥ 25mm	F_s: Zugkraft in der Bewehrung am Fundamentende, [F_s] = kN z_e: äußere Hebelarm = Abstand zw. R und N_{Ed}, [z_e] = m z_i: innere Hebelarm, vereinfacht: z_i = 0,9*d, [z_i] = m x: Mindestwert, s. Bild 9.13, [x] = m

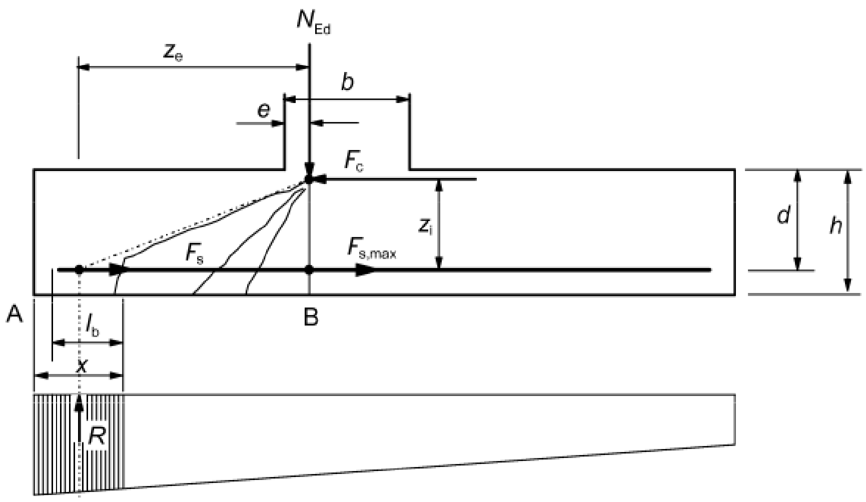


Bild 9.13 — Modell der Zugkraft unter Berücksichtigung geneigter Risse

13.6 Durchstanzbemessung bei Einzelfundamenten

1.) Lage des kritischen Rundschnittes

$\lambda_f = \frac{a_\lambda}{d_{eff}}$ [ ] $\lambda_f > 2{,}0$ (schlankes Fundament) → kritischer Rundschnitt im Abstand $a_{crit.} = 1{,}0 \cdot d$. $\lambda_f < 2{,}0$ (gedrungenes Fundament) → Lage des kritischen Rundschnittes iterativ ermitteln! → Die Ausnutzungsgrade $v_{Ed}/V_{Rd,c}$ von unterschiedlichen Abständen ermitteln. Maßgebend ist der höchste Ausnutzungsgrad!	a_λ: [m] Abstand zwischen Stützen- und Fundamentkante d_{eff}: [m] mittlere Nutzhöhe der Platte $d_{eff} = (d_y + d_x)/2$

2.) Rundschnitte

Rechteckstütze a/b ≤ 2,0 und $u_0 \leq 12 \cdot d_{eff}$: $u_0 = 2 \cdot (b_y + b_z)$ [m] $u_{1,0 \cdot d} = 2 \cdot (b_y + b_z) + 1{,}0 \cdot d_{eff} \cdot 2 \cdot \pi$ [m] **Rundstütze $u_0 \leq 12 \cdot d$:** $u_0 = \pi \cdot d_{Stütze}$ [m] $u_{1,0 \cdot d} = 2 \cdot \pi \cdot (1{,}0 \cdot d_{eff} + 0{,}5 \cdot d_{Stütze})$ [m]	d_{eff}: [m] mittlere Nutzhöhe der Platte $d_{eff} = (d_y + d_x)/2$ a: [m] Querschnittsabmessung der Rechteckstütze b: [m] Querschnittsabmessung der Rechteckstütze u_0: [m] Umfang der Stütze $d_{Stütze}$: [m] Durchmesser der Stütze Hinweis: $U_{Kreis} = 2 \cdot \pi \cdot r$

3.) Fläche des kritischen Rundschnittes

Rechteckstütze a/b ≤ 2,0 und $u_0 \leq 12 \cdot d_{eff}$: $A_{crit,i} = c_x \cdot c_y + 2 \cdot (c_x + c_y) \cdot a_i + \pi \cdot a_i^2$ [m²] **Rundstütze $u_0 \leq 12 \cdot d$:** $A_{crit,i} = \pi \cdot a_i^2$ [m²]	a_i: [m] Abstand des kritischen Rundschnittes vom Stützenrand. (z.B. $1{,}0 \cdot d_{eff}$)

4.) Ermittlung der Einwirkung

$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \sigma_0 \cdot A_{crit.,I} \cdot x$ (MN) Hinweis: Bei Fundamenten darf die einwirkende Stützenkraft aufgrund der günstig wirkenden Bodenpressung, innerhalb der kritischen Fläche, reduziert werden.	V_{Ed}: Stützennormalkraft, $[V_{Ed}]$ = MN σ_0: Sohldruck, $\sigma_0 = V_{Ed}/A$, $[\sigma_0]$ = MN/m² A: Aufstandsfläche des Fundementes, [A] = m² $A_{crit.,i}$: Fläche innerhalb des kritischen Rundschnittes; siehe oben Bei erf. Bewehrung: $A_{crit.,i}$: = Fundamentfläche innerhalb der betrachteten Bewehrungsreihe, $[A_{crit.,i}]$ = m² x: Reduktionsfaktor, Rundschnitt bei $1{,}0 \cdot d$: x = 0,5 (s. DIN EN 1992NCI 6.4.4(2)) Rundschnitt iterativ: x = 1,0 (s. DIN EN 1992NCI 6.4.4(2))

Maximal einwirkende Querkraft je Flächeneinheit (s. DIN EN 1992-1-1; Formel 6.38)

$v_{Ed,i} = \frac{\beta \cdot V_{Ed,red}}{u_i \cdot d_{eff}}$ [MN/m²]	β: Lasterhöhungsfaktor für mittig belastete Einzelstütze: β = 1,1 sonst: siehe Durchstanzen bei Platten $V_{Ed,red}$: [MN] maximal einwirkende Querkraft; siehe oben u_i: [m] Umfang des kritischen Rundschnittes (z.B. im Abstand $1{,}0 \cdot d_{eff}$) d_{eff}: [m] mittlere Nutzhöhe der Platte $d_{eff} = (d_y + d_x)/2$

5.) Ermittlung des Durchstanzwiderstandes

Einfluss der Bauteilhöhe (Maßstabseffekt)

$$k = \min \begin{cases} 1 + \sqrt{\dfrac{200}{d_{eff}}} \; [\,] \\ 2 \end{cases}$$

d_{eff}: [mm] mittlere Nutzhöhe des Fundamentes
$d_{eff} = (d_y + d_x)/2$

Mittlerer Bewehrungsgrad

$$\rho_{l,x} = \frac{a_{s,x}}{d_x \cdot 100} \; [\,] \text{ bzw. } \frac{A_x}{d_x \cdot d_{crit}} \; [\,]$$

$$\rho_{l,y} = \frac{a_{s,y}}{d_y \cdot 100} \; [\,] \text{ bzw. } \frac{A_y}{d_y \cdot d_{crit}} \; [\,]$$

$$\rho_l = \min \begin{cases} \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} \; [\,] \\ 0{,}02 \; [\,] \\ 0{,}5 \cdot \dfrac{f_{cd}}{f_{yd}} \; [\,] \end{cases}$$

Notwendiger Bewehrungsgrad damit keine Durchstanzbewehrung erforderlich wird:

$$\rho_l \geq \frac{\left(\dfrac{v_{Ed}}{C_{Rd,c} \cdot k}\right)^3}{100 \cdot f_{ck}} \; [\,] \rightarrow a_{s,x} = a_{s,z} = \rho_l \cdot 100 \cdot d_{eff}$$

$a_{s,x}$: [cm²/m]
$a_{s,y}$: [cm²/m]
A_x: [cm²] Bewehrung die innerhalb einer Breite $d_{crit,y}$ liegt.
A_y: [cm²] Bewehrung die innerhalb einer Breite $d_{crit,x}$ liegt.
d_x: [cm] statische Nutzhöhe in x-Richtung
d_y: [cm] statische Nutzhöhe in y-Richtung
d_{crit} [cm] Durchmesser des kritischen Rundschnittes
$d_{crit} = c + 2 \cdot a_i$
a_i: [m] Abstand des kritischen Rundschnittes vom Stützenrand.
(z.B. $1{,}0 \cdot d_{eff}$)
f_{cd}: [KN/cm²] Bemessungswert der Betondruckfestigkeit
f_{yd}: [KN/cm²] Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls; $f_{yd} = 43{,}5$ KN/cm²

Berechnung des Vorwertes $C_{Rd,c}$ (s.DIN EN 1992-1-1-NA; 6.4.4(1))

Bei Fundamenten:

$$C_{Rd,c} = \frac{0{,}15}{\gamma_c} \; [\,]$$

γ_c: [ ] Teilsicherheitsbeiwert für Beton; $\gamma_c = 1{,}5$

Mindestquerkrafttragfähigkeit

wenn $d_{eff} \leq 600$mm → $x = 0{,}0525$
wenn 600mm < d_{eff} < 800mm → Interp.: $x = 0{,}0975 - 0{,}075 \cdot d_{eff}$
wenn $d_{eff} > 800$mm → $x = 0{,}0375$

in [m]

$$v_{min} = \frac{x}{\gamma_c} \cdot k \cdot \sqrt{k \cdot f_{ck}} \cdot 2 \cdot \frac{d_{eff}}{a_i} \; [\text{MN/m}^2]$$

a_i: [m] Abstand des betrachteten kritischen Rundschnittes vom Stützenrand. (z.B. $1{,}0 \cdot d_{eff}$)
d_{eff}: [mm] mittlere Nutzhöhe des Fundamentes
$d_{eff} = (d_y + d_x)/2$
γ_c: [ ] Teilsicherheitsbeiwert für Beton; $\gamma_c = 1{,}5$
k: [ ] Faktor für den Einfluss der Bauteilhöhe; siehe oben
f_{ck}: [N/mm²] charakteristische Zylinderdruckfestigkeit von Beton

Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung (s. DIN EN 1992-1-1; 6.4.4(2))

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}} \cdot 2 \cdot \frac{d_{eff}}{a_i} \; [\text{MN/m}^2]$$

$$\text{maß. } v_{Rd,c} = \max \begin{cases} v_{Rd,c} \; [\text{MN/m}^2] \\ v_{min} \; [\text{MN/m}^2] \end{cases}$$

f_{ck}: [N/mm²] charakteristische Zylinderdruckfestigkeit von Beton
k: [ ] Faktor für den Einfluss der Bauteilhöhe; siehe oben
b_w: [cm] kleinste Querschnittsbreite in der Zugzone
bei Streifenfundament: b = 100cm
a_i: [m] Abstand des betrachteten kritischen Rundschnittes vom Stützenrand. (z.B. $1{,}0 \cdot d_{eff}$)
d_{eff}: [mm] mittlere Nutzhöhe des Fundamentes
$d_{eff} = (d_y + d_x)/2$

6.) Nachweis

$v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$ → für den betrachteten Rundschnitt (z.B. 1,0 • d) ist keine Durchstanzbewehrung erforderlich.
$v_{Ed} > v_{Rd,c}$ → Fundamentdicke vergrößern
→ Betongüte erhöhen
→ Biegezugbewehrung erhöhen (erf. ρ_l → siehe oben)
→ Stützenabmessung vergrößern (nicht üblich)
→ Durchstanzbewehrung anordnen (üblich)

v_{Ed}: [MN/m²] maximal einwirkende Querkraft; siehe oben
$v_{Rd,c}$: [MN/m²] Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung

7.) Nachweis der Druckstrebe

$v_{Rd,max} = 1{,}4 \cdot v_{Rd,c}$ [MN/m²]

$v_{Rd,max} \geq v_{Ed,u1}$ → Druckstrebe versagt nicht
$v_{Rd,max} < v_{Ed,u1}$ → auch eine Durchstanzbewehrung kann die Durchstanztragfähigkeit nicht erhöhen.

$v_{Rd,c}$ [MN/m²] Durchstanzwiderstand ohne Durchstanzbewehrung
σ_{cp} muss bei der Ermittlung von $v_{Rd,c} = 0$ gesetzt werden!

8.) **Bemessung der Durchstanzbewehrung**

wirksamer Bemessungswert der Streckgrenze der Durchstanzbewehrung

$f_{ywd,ef} = \min \begin{cases} 250 + 0{,}25 \cdot d_{eff} \text{ [N/mm²]} \\ f_{ywd} \text{ [N/mm²]} \end{cases}$	d_{eff}: [mm] mittlere Nutzhöhe der Platte; $d_{eff} = (d_y + d_x)/2$ f_{ywd}: [N/mm²] Bemessungswert der Streckgrenze der Querkraftbewehrung; f_{ywd} = 435 N/mm²

Abstände der Bewehrungsreihen

Es sind mindestens 2 Bewehrungsreihen innerhalb u_{out} anzuordnen! s_r kann unter Berücksichtigung der folgenden Vorgaben gewählt werden. Bei gedrungenden Fundamenten: $s_{r,1} = 0{,}3 \cdot d_{eff}$ [cm] $s_{r,1} + s_{r,2} = 0{,}8 \cdot d_{eff}$ [cm] $s_{r,2} = s_{r,3} \leq 0{,}5 \cdot d_{eff}$ [cm]	d_{eff}: [cm] mittlere Nutzhöhe der Platte; $d_{eff} = (d_y + d_x)/2$ $s_{r,max}$: [cm] maximaler Abstand zwischen den Bewehrungsreihen $s_{r,out}$: [cm] Abstand zwischen der äußersten Bewehrungsreihe und dem kritischen Rundschnitt u_{out} $s_{r,1}$: [cm] Abstand der ersten Bewehrungsreihe zum Stützenrand $s_{r,2}$: [cm] Abstand zwischen erster und zweiter Bewehrungsreihe $s_{r,2}$: [cm] Abstand zwischen der zweiten und dritten Bewehrungsreihe

Bewehrungsmenge der ersten beiden Bewehrungsreihen

Bei Bügelbewehrung: $A_{sw,1+2} = \frac{\beta \cdot V_{Ed,red}}{f_{ywd,ef}}$ [cm²] Bei aufgebogener Bewehrung: $A_{sw,1+2} = \frac{\beta \cdot V_{Ed,red}}{1{,}3 \cdot f_{ywd} \cdot \sin\alpha}$ [cm²] $A_{sw,1} = A_{sw,2} = 0{,}5 \cdot A_{sw,1+2}$ [cm²]	$A_{sw,1+2}$: [cm²] Bewehrungsmenge der ersten beiden Bewehrungsreihen β: [ ] Lasterhöhungsfaktor; siehe oben $f_{ywd,ef}$: [N/mm²] wirksamer Bemessungswert der Streckgrenze der Durchstanzbew.; siehe oben f_{ywd}: [N/mm²] Bemessungswert der Streckgrenze der Durchstanzbew.; siehe oben α: [°] Winkel zwischen Durchstanzbewehrung und Plattenebene für Regelfall α = 90°: sin α = 1,0 $V_{Ed,red}$: [MN] reduzierte Querkraft; siehe oben

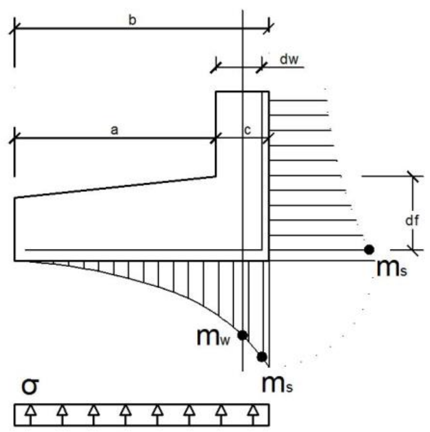
Stabdurchmesser

Maximaler Stabdurchmesser: Bügel: $\varnothing_{sw} \leq 0{,}05 \cdot d_{eff}$ Schrägaufbiegung: $\varnothing_{sw} \leq 0{,}08 \cdot d_{eff}$	d_{eff}: [cm] mittlere Nutzhöhe der Platte; $d_{eff} = (d_y + d_x)/2$

Sonstiges

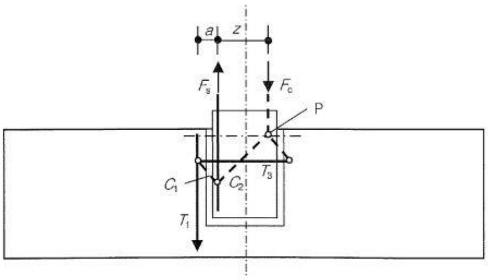
Die Biegebewehrung muss hinter dem äußeren Rundschnitt verankert werden.

13.7 Bemessung Stiefelfundament

1.) **Allgemein:**	
Annahme einer gleichmäßigen Verteilung der Bodenpressungen	
2.) **Belastung**	
$n_d = 1{,}35 \cdot n_{g,k} + 1{,}5 \cdot n_{q,k}$ oder wenn nur eine Last n_k gegeben ist: $n_d = 1{,}35 \cdot n_{g,k} \cdot \frac{2}{3} + 1{,}5 \cdot n_{q,k} \cdot \frac{1}{3}$	
3.) **Spannungsermittlung:**	
$\sigma_d = \frac{n_d}{A}$ [KN /m²]	n_d: [KN/m] A: [m²/m] Aufstandsfläche des Fundamentes
4.) **Biegebemessung des Fundamentes**	
Bemessungswert:	
$m_{Ed} = \frac{\sigma_d \cdot a^2}{2}$ [KNm/m]	σ_d: [KN/m²] a: [m] siehe Skizze b: [m]
k_d-Verfahren	
$k_d = \frac{d}{\sqrt{m_{Ed}}}$ [ ] k_s-Wert ablesen → $a_s = k_s \cdot \frac{m_{Ed}}{d}$ [cm²/m]	d: [cm] m_{Ed}: [KNm/m]
5.) **Dimensionierung des Stiefelfundamentes**	
wenn Höhe gegeben: erf. $b = \frac{n_k}{\sigma_{zul} - \sigma_{g,Fund.,k}}$ [m] wenn Höhe nicht gegeben: 1. erf. $b \approx \frac{n_k}{\sigma_{zul}}$ [m] 2. Höhe bestimmen. Dabei soll a/h kleiner als 2 sein 3. $\sigma_{g,Fund.,k} = h \cdot 25$ [KN/m²]	
6.) **Bemessung der Wandbewehrung**	
Biegemomente	
Moment bezogen auf Wandmitte: $m_{wd} = \sigma_d \cdot b \cdot \left(\frac{b}{2} - \frac{h_w}{2}\right)$ [KNm/m] Moment bezogen auf die äußere Wandbewehrung: $m_{sd} = m_{wd} + \lvert n_{wd}\rvert \cdot \left(d_w - \frac{h_w}{2}\right)$ [KNm/m]	d_w: [m] statische Nutzhöhe der Wand h_w: [m] Wanddicke
k_d-Verfahren	
$k_d = \frac{d_w}{\sqrt{m_{sd}}}$ k_s-Wert ablesen → $a_s = k_s \cdot \frac{m_{sd}}{d_w} - \frac{\lvert n_{w,d}\rvert}{f_{y,d}}$ [cm²/m]	d_w: [cm] statische Nutzhöhe der Wand m_{sd} in [KNm/m] f_{yd}: [KN/m²] = 43,5

7.) **Querkraftbemessung Stiefelfundament**	
Bemessungswert:	
$V_{Ed,red} = \sigma_d \cdot (a - d)$ [MN/m]	σ_d: [MN/m²] Bodenpressung aus Wandlast; siehe Biegebemessung a: [m] Überstand des Fundamentes d: [m] statische Nutzhöhe des Fundamentes
Einfluss der Bauteilhöhe:	
$k = \min \begin{cases} 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \\ 2 \end{cases}$	d: [mm] statische Nutzhöhe des Streifenfundamentes
Längsbewehrungsgrad:	
$\rho_l = \frac{a_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0{,}02$ Wenn a_{sl} gesucht wird um keine Querkraftbew. Anzuordnen: $\rho_l = \left(\frac{V_{Ed,red}}{V_{Rd,ct}}\right)^3 \cdot \rho_{l,vorh}$ $A_{sl} = \rho_l \cdot b_w \cdot d$ [cm²]	a_{sl}: [cm²/m] Hauptbewehrung (quer zum Streifenfundament) b_w: [cm] kleinste Querschnittsbreite in der Zugzone bei Streifenfundament: b = 100cm d: [cm] statische Nutzhöhe des Streifenfundamentes
Querkraftwiderstand (s. DIN EN 1992-1-1; 6.2.2)	
Beiwert x	
wenn d ≤ 600mm → x = 0,0525 wenn 600mm < d < 800mm → Interpolation: x = 0,0975 – 0,075 • $d_{vorh.}$ wenn d > 800mm → x = 0,0375	d: **[m]** statische Nutzhöhe des Streifenfundamentes
Grundwert der Querkrafttragfähikeit	
$V_{Rd,c} = \left[\frac{0{,}15}{\gamma_c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}} - 0{,}12 \cdot \sigma_{cp}\right] \cdot b_w \cdot d$ [MN/m]	γ_c: [ ] Sicherheitsbeiwert = 1,5 k: [ ] Einfluss der Bauteilhöhe; siehe oben f_{ck}: [N/mm²] Betondruckfestigkeit σ_{cp}: [N/mm²] Zugspannung im Beton (i.d.R. = 0) Betonzugspannungen sind negativ einzusetzen. b_w: [m/m] kleinste Querschnittsbreite in der Zugzone bei Stiefelfundament: b_w = 1,0m d: [m] statische Nutzhöhe des Stiefelfundamentes
Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit	
$v_{min} = \frac{x}{\gamma_c} \cdot k \cdot \sqrt{k \cdot f_{ck}}$ [MN/m²] $V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ [MN/m]	γ_c: [ ] Sicherheitsbeiwert = 1,5 k: [ ] Einfluss der Bauteilhöhe; siehe oben f_{ck}: [N/mm²] Betondruckfestigkeit b_w: [m/m] kleinste Querschnittsbreite in der Zugzone bei Stiefellfundament: b_w = 1,0m/m d: [m] statische Nutzhöhe des Stiefelfundamentes v_{min}: [MN/m²] k_1: [ ] = 0,12
Maßgebende Querkrafttragfähigkeit	
maß $V_{Rd,c} = \max \begin{cases} V_{Rd,c} \text{ [MN/m]} \\ V_{Rd,c,min} \text{ [MN/m]} \end{cases}$	
Nachweis	
$V_{Ed,red}$ ≤ maß $V_{Rd,c}$ → keine Querkraftbewehrung erforderlich $V_{Ed,red}$ > maß $V_{Rd,c}$ → Querkraftbewehrung erforderlich. Weiter mit ??	
8.) **Konstruktive Regelungen**	
die Biegebewehrung in Hauptrichtung liegt quer zum Stiefelfundament und muss auf der auskragenden Seite mit Winkelhaken verankert werden. Die Verbindung zwischen Wand und Fundament muss biegesteif ausgeführt werden, weil nur in diesem Fall konstante Spannungen angenommen werden können. Maximalabstand der Hauptbewehrung: s_h ≤ 25cm Längsbewehrung: $a_{sl} = 0{,}2 \cdot a_{sh}$ [cm²/m]	a_{sl}: [cm²/m] Längsbewehrung in Richtung des Streifenfundamentes a_{sh}: [cm²/m] Hauptbewehrung quer zum Streifenfundament

13.8 **Bemessung Köcherfundament**



Versatz Bewehrung: $a = d_1 + t_F + c_{nom} + \phi / 2$
$= 50 + 75 + 35 + 12 / 2 \quad = 170$ mm

Innerer Hebelarm z: $z \approx 0{,}9d = 0{,}9\,(h - d_1) \quad \geq z_s = h - 2d_1$
$z = 0{,}9\,(400 - 50) \quad > 400 - 2 \cdot 50$
$= 315$ mm $\quad > 300$ mm

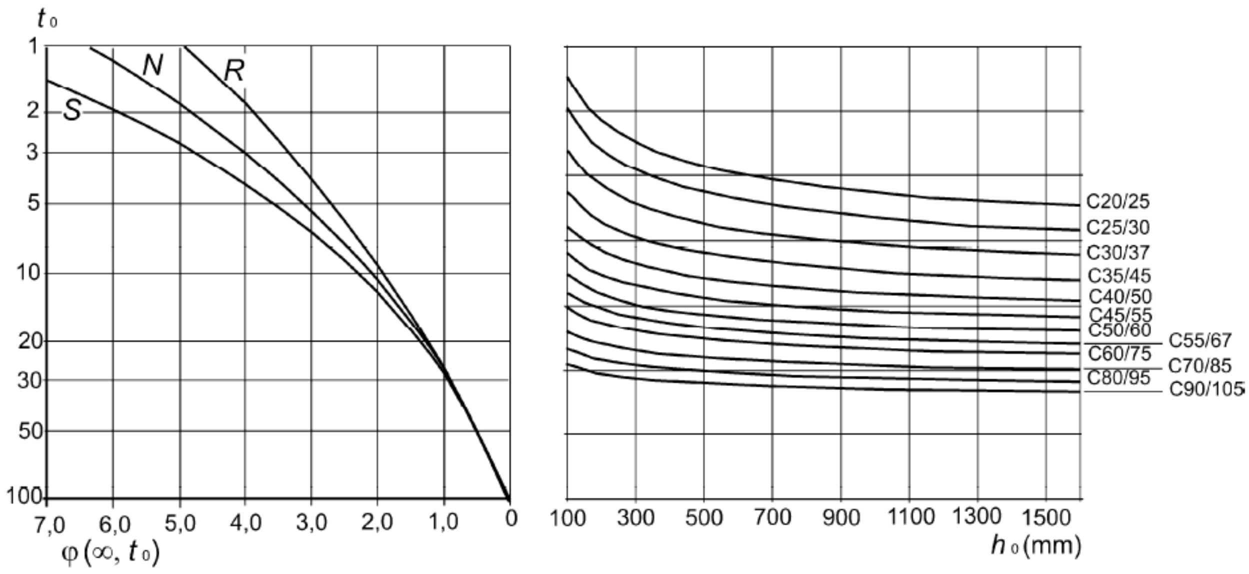
Stützenzugkraft: $F_s = \text{erf}\, A_{s,F} \cdot f_{yd} = 7{,}36 \cdot 10^{-4} \cdot 435 = 0{,}320$ MN

Gleichgewicht: $T_1 = F_s \cdot z / (a + z)$
$= 0{,}320 \cdot 315 / (170 + 315)$
$= 0{,}208$ MN

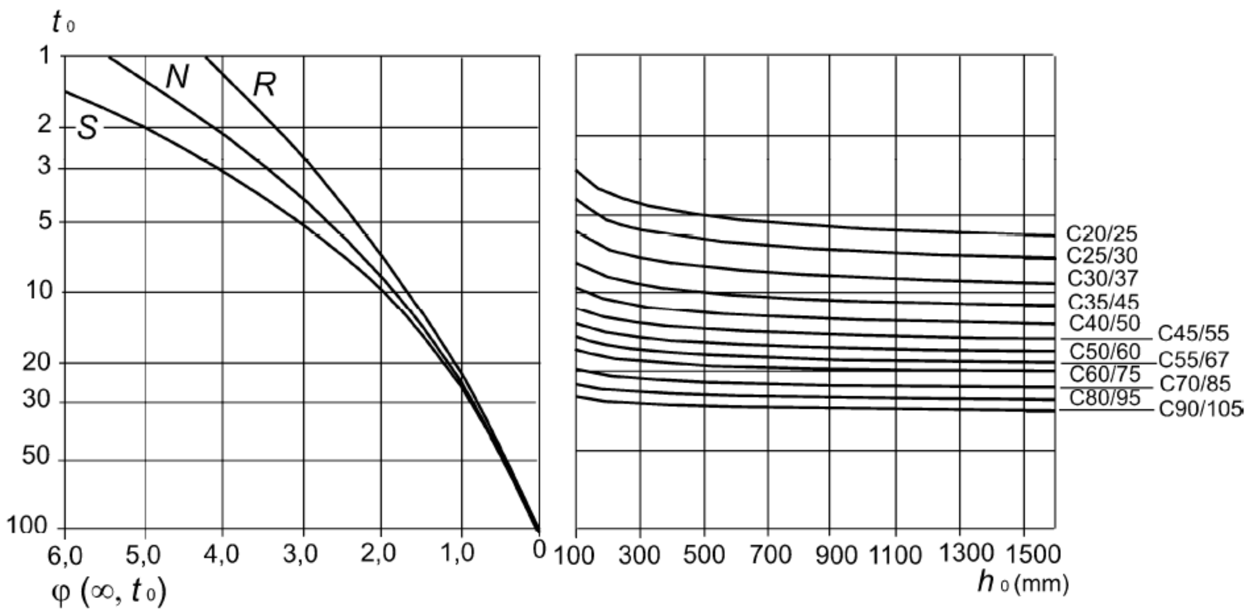
Abbildung 36: Blockfundament [12]

14 Ermittlung der Kriechzahl

1.) Ermittlung Kriechzahl φ_t - grafisch



a) trockene Innenräume, relative Luftfeuchte = 50%



b) Außenluft, relative Luftfeuchte = 80%

Bild 3.1 — Methode zur Bestimmung der Kriechzahl $\varphi(\infty, t_0)$ für Beton bei normalen Umgebungsbedingungen

h_0: [mm] wirksame Querschnittsdicke = $\frac{2 \cdot A_c}{u} \cdot 10$
A_c: [cm²] Betonquerschnittsfläche
u: [cm] Umfang der dem trocknen ausgesetzten Querschnittsfläche = $2 \cdot b_{eff} + 2 \cdot h_{pl}$
Klasse R: CEM 42,5R, CEM 52,5N, CEM 52,5R
Klasse N: CEM 32,5R, CEM 42,5N
Klasse S: CEM 32,5N

Hinweise:

- Die Kriechzahlen müssen für jeden Lastfall separat ermittelt werden.
- Für Verkehrslasten braucht keine Kriechzahl ermittelt zu werden, da nur kurzzeitige Belastung.
- Beim Schwinden ist das Alter bei Belastungsbeginn in der Regel mit einem Tag anzunehmen. (DIN EN 1994-1-1/5.4.2.2(4))
- Belastungsbeginn bei Ausbaulast i.d.R. t_0 = 28 Tage.
- Bei Verwendung eines Profilbleches kann die Unterseite des Betons nicht austrocknen. $u = b_{eff} + 2 \cdot h_{pl}$

2.) Ermittlung der Kriechzahl - analytisch

Wirksame Bauteilhöhe

$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} \cdot 10$ [mm]	A_c: [cm²] Betonquerschnittsfläche = $b_{eff} \cdot h_{pl}$ u: [cm] Umfang der dem trocknen ausgesetzten Querschnittsfläche = $2 \cdot b_{eff} + 2 \cdot h_{pl}$

Beiwerte zur Berücksichtigung des Einflusses der Betondruckfestigkeit

wenn f_{cm} > 35 N/mm²: $\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,7}$ $\alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,2}$ $\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,5}$ **wenn f_{cm} ≤ 35 N/mm²:** $\alpha_1 = 1,0$ $\alpha_2 = 1,0$ $\alpha_3 = 1,0$	f_{cm}: [N/mm²] mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen = $f_{ck} + 8$

Beiwert zur Berücksichtigung der RH auf die Grundzahl des Kriechens

$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - 0,01 \cdot RH}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1\right] \cdot \alpha_2$ [ ]	RH: [%] relative Luftfeuchte der Umgebung h_0: [mm] siehe oben

Beiwert zur Berücksichtigung der Betondruckfestigkeit auf die Grundzahl des Kriechens

$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}}$ [ ]	f_{cm}: [N/mm²] mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen = $f_{ck} + 8$

wirksames Betonalter unter Berücksichtigung der Zementart

$t_{0,eff} = t_{0,T} \cdot \left[\frac{9}{2 + (t_{0,T})^{1,2}} + 1\right]^{\alpha} \geq 0,5$ [d] Hinweis: Vereinfacht: $t_{0,eff} = t_0$	$t_{0,T}$: [d] der Temperatur angepasste Betonalter bei Belastungsbeginn. → Annahme d = 1 α: siehe Tab.

Zementart	Klasse	α
CEM 32,5N	S	-1
CEM 32,5R, CEM 42,5N	N	0
CEM 42,5R, CEM 52,5N, CEM 52,5R	R	1

Beiwert zur Berücksichtigung des Betonalters bei Erstbelastung

$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + (t_{0,eff})^{0,2}}$ [ ]	$t_{0,eff}$: [d] siehe oben

Grundzahl des Kriechens

$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$ [ ]

Beiwert zur Berücksichtigung von RH und h_0

$t = \infty \rightarrow \beta_H = 0 \rightarrow$ weiter mit Kriechzahl zum Zeitpunkt t $t \neq \infty \rightarrow \beta_H = \min\begin{cases} 1,5 \cdot [1 + (0,012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \\ 1500 \cdot \alpha_3 \end{cases}$	RH: [%] rel. Luftfeuchte Außenbauteil: RH = 80 % Innenbauteil: RH = 50% h_0: [mm] siehe oben α_3: [ ] siehe oben

Beiwert zur Beschreibung der zeitlichen Entwicklung des Kriechens nach Belastungsbeginn

$t = \infty \rightarrow \beta_c(t,t_0) = 1 \rightarrow$ weiter mit Kriechzahl zum Zeitpunkt t $t \neq \infty \rightarrow \beta_c(t,t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{\beta_H + (t - t_0)}\right]^{0,3}$	t: [d] Betonalter bei dem die Kriechzahl gesucht ist → t = ∞ ≈ 70 Jahre ≈ 30000d t_0: [d] Betonalter bei Belastungsbeginn → Annahme t_0 = 1

Kriechzahl zum Zeitpunkt t

$\varphi(t,t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t,t_0)$ [ ]

15 Ermittlung des Schwindmaßes

1.) Ermittlung des Schwindmaßes - analytisch

Wirksame Bauteilhöhe

$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} \cdot 10$ [mm]	A_c: [cm²] Betonquerschnittsfläche u: [cm] Umfang der dem trocknen ausgesetzten Querschnittsfläche = $2 \cdot b_{eff} + 2 \cdot h_{pl}$

Beiwert für den Einfluss der Umgebungsfeuchte

$\beta_{RH} = 1{,}55 \cdot [1 - (0{,}01 \cdot RH)^3]$	RH: [%] rel. Feuchte der Umgebung

Grundwert des Trocknungsschwindens

$\varepsilon_{cd,0} = 0{,}85 \cdot [\,(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot e^{-0{,}1 \cdot \alpha_{ds2} \cdot f_{cm}}\,] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}$ [ ]	α_{ds1}: [ ] Beiwert → siehe Tabelle α_{ds2}: [ ] Beiwert → siehe Tabelle f_{cm}: [N/mm²] = $f_{ck} + 8$

Zementart	Klasse	α	α_{ds1}	α_{ds2}
CEM 32,5N	S	-1	3	0,13
CEM 32,5R, CEM 42,5N	N	0	4	0,12
CEM 42,5R, CEM 52,5N, CEM 52,5R	R	1	6	0,11

Beiwert zur Beschreibung des zeitlichen Verlaufes des Trocknungsschwindens

t = ∞:

$\beta_{ds}(t,t_s) = 1{,}0$

t ≠ ∞:

$$\beta_{ds}(t,t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0{,}04 \cdot \sqrt{(h_0)^3}} \; [\,]$$

h_0: [mm] siehe oben
t: [d] Betonalter zum betrachteten Zeitpunkt
→ t = ∞ ≈ 70 Jahre ≈ 30000d
t_s: [d] Betonalter zu Beginn des Trocknungsschwinden.
Normalerweise zum Ende der Nachbehandlung.
Beim Schwinden ist das Alter bei Belastungsbeginn in der Regel mit einem Tag anzunehmen. (DIN EN 1994-1-1/5.4.2.2)

Trocknungsschwinddehnung zum Zeitpunkt t

$\varepsilon_{cd}(t,t_s) = \beta_{ds}(t,t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$ [ ]

k_h: [ ] Koeffizient, → siehe Tabelle

h_0	100	200	300	≥ 500
k_h	1,0	0,85	0,75	0,7

Hinweis: Zwischenwerte linear interpolieren

$k_h = k_{h,max} + \frac{h_{0,max} - h_{0,vorh.}}{h_{0,max} - h_{0,min}} \cdot (k_{h,min} - k_{h,max})$

$k_{h,max}$ = k_h-Wert, der der größeren wirksamen Bauteilhöhe zugeordnet ist.
$k_{h,min}$ = k_h-Wert, der der kleineren wirksamen Bauteilhöhe zugeordnet ist.

Beiwert zur Beschreibung des zeitlichen Verlaufs

t = ∞:

$\beta_{as}(t) = 1{,}0$

t ≠ ∞:

$\beta_{as}(t) = 1 - e^{-0{,}2 \cdot \sqrt{t}}$ [ ]

t: [d] Betonalter bei dem der Schwindbeiwert gesucht ist
→ t = ∞ ≈ 70 Jahre ≈ 30000d

Autogene Schwinddehnung

$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot 2{,}5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$ [ ]	α_{as}: siehe Tabelle oben f_{ck}: [N/mm²]

Schwinddehnung zum Zeitpunkt t

$\varepsilon_{cs}(t,t_s) = \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{cd}(t,t_s)$ [ ]

Prüfung ob Querschnittsfläche in der Zugzone ausreicht (DIN EN 1992-1-2:2010-12, 5.6)	
1.) Erforderliche Querschnittsfläche in der Zugzone (DIN EN 1992-1-2:2010-12, 5.6.1(7))	
Keine Auswirkung, wenn: $A_c = 2 * b_{min}^2$ (cm²) ➔ $h_{erf.} = \frac{2 * b_{min}^2}{b_w}$ (cm)	b_{min}: [cm] Mindestquerschnittsbreite aus Tab. 5.5 bzw. 5.6 b_w: [cm] vorhandene Querschnittsbreite
2.) Nachweis	
$h_{vorh.} \geq h_{erf.}$ → Ok $h_{vorh.} < h_{erf.}$ ➔ Öffnung nach oben schieben ➔ Öffnung verkleinern ➔ Achsmaß (Betondeckung) vergrößern	
3.) Ermittlung erf. Achsmaß a	
1.) $b_{min,vorh.} = \sqrt{\frac{h_{vorh.} * b_w}{2}}$ (cm) 2.) Ermittlung erf. Achsmaß durch lineare Interpolation: Beispiel für statisch bestimmt gelagerter Balken mit R120, 240mm < $b_{min,vorh.}$ < 300: $a_{erf.} = \frac{b_{min,vorh.} - 240}{300 - 240} * (55 - 60) + 60$	h_{erf}: [cm] vorhandene Querschnittshöhe in der Zugzone b_w: [cm] vorhandene Querschnittsbreite

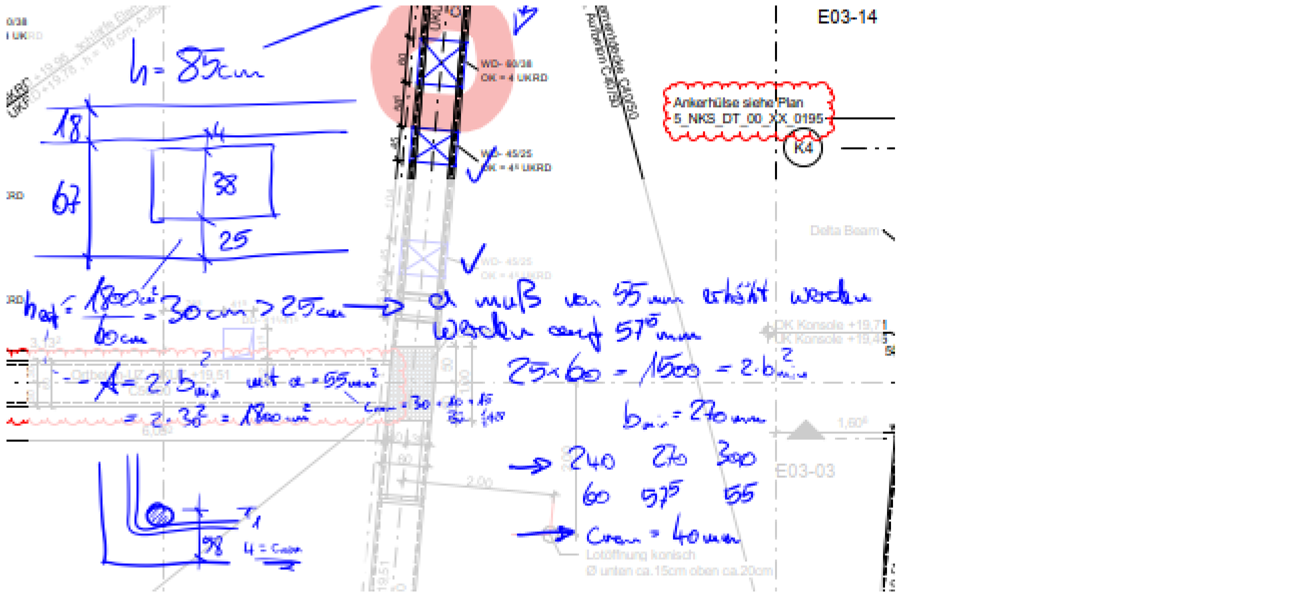


Tabelle 5.5 — Mindestmaße und -achsabstände für statisch bestimmt gelagerte Balken aus Stahlbeton und Spannbeton

Feuerwider-standsklasse	Mindestmaße (mm)						
	Mögliche Kombinationen von *a* und b_{min}, dabei ist *a* der mittlere Achsabstand und b_{min} die Mindestbalkenbreite				Stegdicke b_w		
					Klasse WA	Klasse WB	Klasse WC
1	2	3	4	5	6	7	8
R 30	b_{min} = 80 *a* = 25	120 20	160 15*	200 15*	80	80	80
R 60	b_{min} = 120 *a* = 40	160 35	200 30	300 25	100	80	100
R 90	b_{min} = 150 *a* = 55	200 45	300 40	400 35	110	100	100
R 120	b_{min} = 200 *a* = 65	240 60	300 55	500 50	130	120	120
R 180	b_{min} = 240 *a* = 80	300 70	400 65	600 60	150	150	140
R 240	b_{min} = 280 *a* = 90	350 80	500 75	700 70	170	170	160
a_{sd} = *a* + 10mm (siehe Anmerkung unten)							

Bei Spannbetonbalken sollte der Achsabstand entsprechend 5.2(5) vergrößert werden.

a_{sd} ist der seitliche Achsabstand der Eckstäbe (bzw. des -spannglieds oder -drahts) in Balken mit nur einer Bewehrungslage. Für größere b_{min}-Werte als die nach Spalte 4 ist eine Vergrößerung von a_{sd} nicht erforderlich.

* Normalerweise reicht die nach EN 1992-1-1 erforderliche Betondeckung aus.

Tabelle 5.6 — Mindestmaße und -achsabstände für statisch unbestimmt gelagerte Balken (Durchlaufbalken) aus Stahlbeton und Spannbeton (siehe auch Tabelle 5.7).

Feuerwider-standsdauer	Mindestmaße (mm)						
	Mögliche Kombinationen von *a* und b_{min}, dabei ist *a* der mittlere Achsabstand und b_{min} die Balkenbreite				Stegdicke b_w		
					Klasse WA	Klasse WB	Klasse WC
1	2	3	4	5	6	7	8
R 30	b_{min}= 80 *a* = 15*	160 12*			80	80	80
R 60	b_{min}= 120 *a* = 25	200 12*			100	80	100
R 90	b_{min}= 150 *a* = 35	250 25			110	100	100
R 120	b_{min}= 200 *a* = 45	300 35	450 35	500 30	130	120	120
R 180	b_{min}= 240 *a* = 60	400 50	550 50	600 40	150	150	140
R 240	b_{min}= 280 *a* = 75	500 60	650 60	700 50	170	170	160
a_{sd} = *a* + 10mm (siehe Anmerkung unten)							

Für Spannbetonbalken sollte der Achsabstand entsprechend 5.2 (5) vergrößert werden.

a_{sd} ist der seitliche Achsabstand der Eckstäbe (bzw. des -spannglieds oder -drahts) in Balken mit nur einer Bewehrungslage. Für größere b_{min}-Werte als die nach Spalte 3 ist eine Vergrößerung von a_{sd} nicht erforderlich.

* Normalerweise reicht die nach EN 1992-1-1 erforderliche Betondeckung aus.

17 Bewehrungskonstruktion

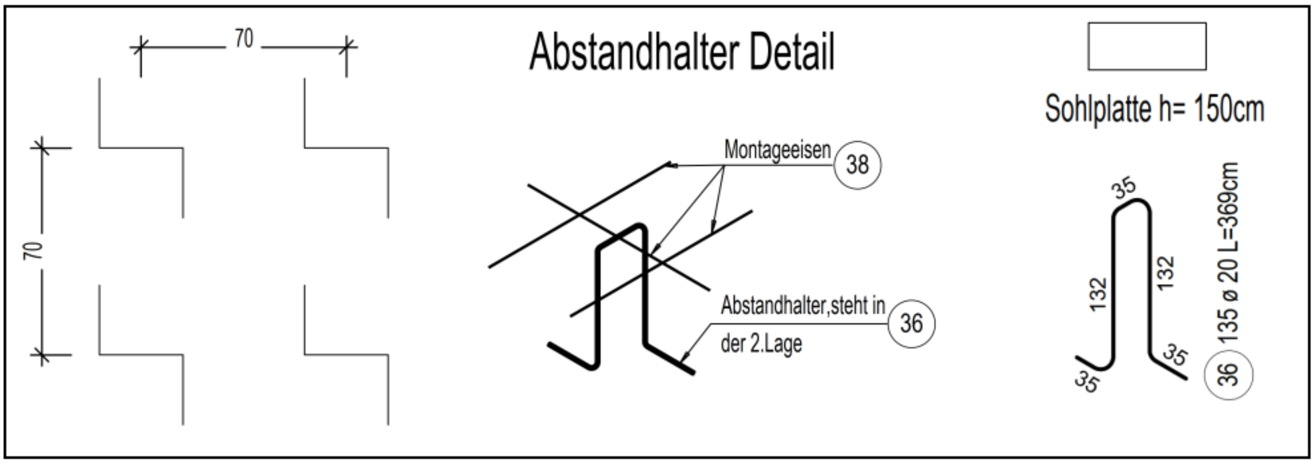
Im Folgenden werden exemplarische Bewehrungsdetails und Checklisten zur Bewehrungsplanung vorgestellt, die aus meiner beruflichen Praxis stammen.
Die Auswahl stellt eine thematisch vielfältige, nicht abschließende Sammlung dar und erhebt keinen Anspruch auf Vollständigkeit. Vielmehr soll sie als Anregung und Unterstützung für die eigene Planungspraxis dienen.

17.1 Checkliste Bodenplatte

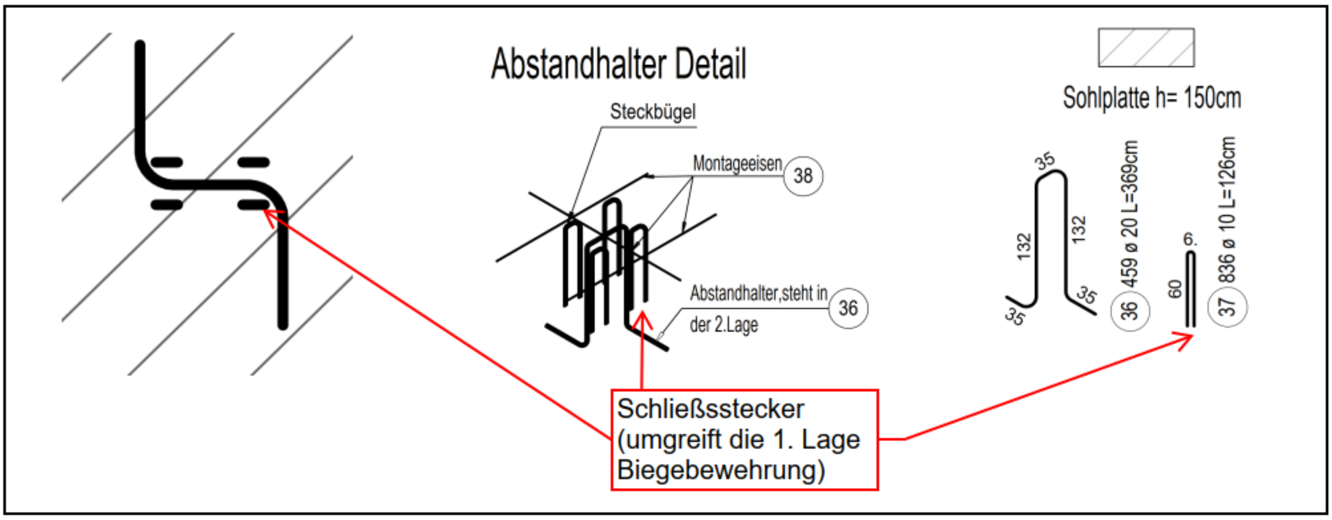
17.1.1 Abstandhalter

- Abstandsböcke erforderlich?
- Montageeisen erforderlich?
- Abstandsböcke als Querkraftzulage ($V_{Ed} \leq 1/3V_{Rd,max}$) ansetzbar?
  Hinweis: nach DIN EN 1992-1-1 bzw. Heft 600 können die Unterstützungen bei Platten mit h≥50cm als Querkraftzulagen ausgeführt werden. Die Schenkel bzw. der Bügel muss auf der Zugseite mindestens in eine Bewehrungslage einbinden.
  Mögliche Umsetzung in der Praxis:
  - Bock steht auf der 1. Lage: Schenkel ist in 2. Lage unten.
  - Umgreifung der Zugbewehrung oben durch Schließstecker.

Abstandsböcke ohne rechnerischen Ansatz der Abstandsböcke



Abstandsböcke mit rechnerischem Ansatz der Abstandsböcke



- Schubzulagen erforderlich?
- Dübelleisten erforderlich?
- Zulagebewehrung Biegung zur gewählten Grundbewehrung erforderlich?
- Anschlussbewehrung Wände und Stützen?

- Sind Schraubanschlüsse erforderlich?
  - Höhenversatz nebeneinanderliegender Muffen bei Schraubanschluss vorsehen.

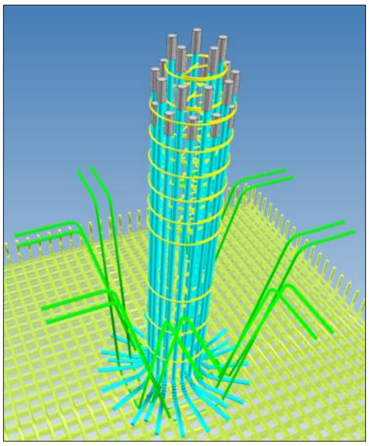


Abbildung: Anschlussbewehrung aus Muffen. Hochbewehrte Stütze auf Einzelfundament

- Konstruktive Maßnahmen aus Arbeitssicherheit (z.B. Matte gegen Absturz) erforderlich?
- Rückhängebewehrung Verankerungselemente einhäuptige Schalung?

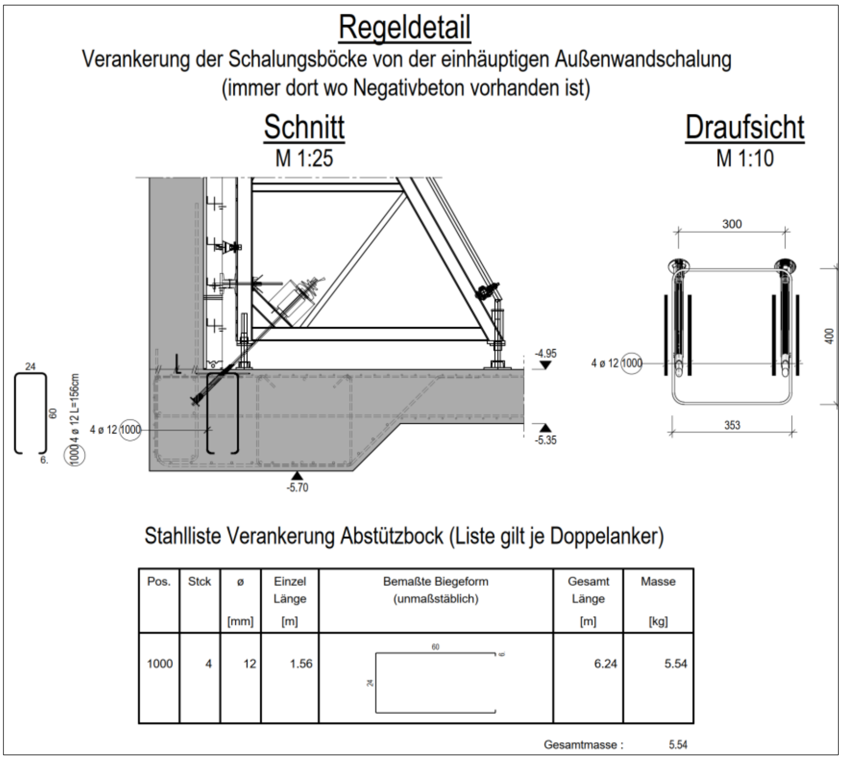


Abbildung: Beispiel zur Planung einer Rückhängebewehrung

17.2 <u>Stützen</u>

17.2.1 Checkliste Stützenbewehrungsplan

- Mindestbewehrungsgrad der Längs- und Querbewehrung eingehalten?
  Empfehlung Mindestbewehrung Bügel: D10/15
- Maximaler Bewehrungsgrad (insb. im Stoßbereich) eingehalten?
- Sind Schraubanschlüsse erforderlich?
  - Höhenversatz nebeneinanderliegender Muffen bei Schraubanschluss vorsehen.
- Gibt es Schraubmuffen im darunterliegenden Geschoss?
  → Abgleich der Gewindestäbe im darüberliegenden Geschoss
- Funktioniert die Lastdurchleitung (z.B. bei f_{ck} Decke << f_{ck} Stütze)
- Brandschutzanforderungen (insb. bei hochfestem Beton) eingehalten?
- Gibt es am Stützenkopf eine abgewinkelte, überstehende Bewehrung (Kollision mit Schalung)?

17.3 <u>Wände</u>

17.3.1 Checkliste Wandbewehrungsplan

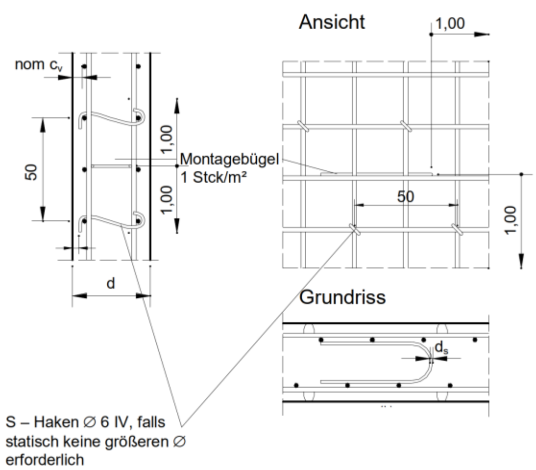
- Sind alle Aussparungen aus dem Schalplan berücksichtigt?
- Konstruktive Regelungen eingehalten?
- Abstandshalter und S-Haken vorhanden, Regelungen dazu eingehalten?

UNIVERSITÄT KAISERSLAUTERN
Massivbau und Baukonstruktion
Prof. Dr.-Ing. Jürgen Schnell

Betonierbarkeit von Betontragwerken

Seite 5 - 5
Stand: 25.06.2003

3.1.2 Wände



<u>Anmerkung:</u>

S – Haken dürfen bei Tragstäben mit $d_s \leq 16$ mm entfallen, wenn min $c \geq 2\, d_s$ (DIN 1045 – 1, Abs. 13.7.1.11). In diesem Fall und stets bei geschweißten Betonstahlmatten dürfen die Stäbe in Druckrichtung außen liegen.

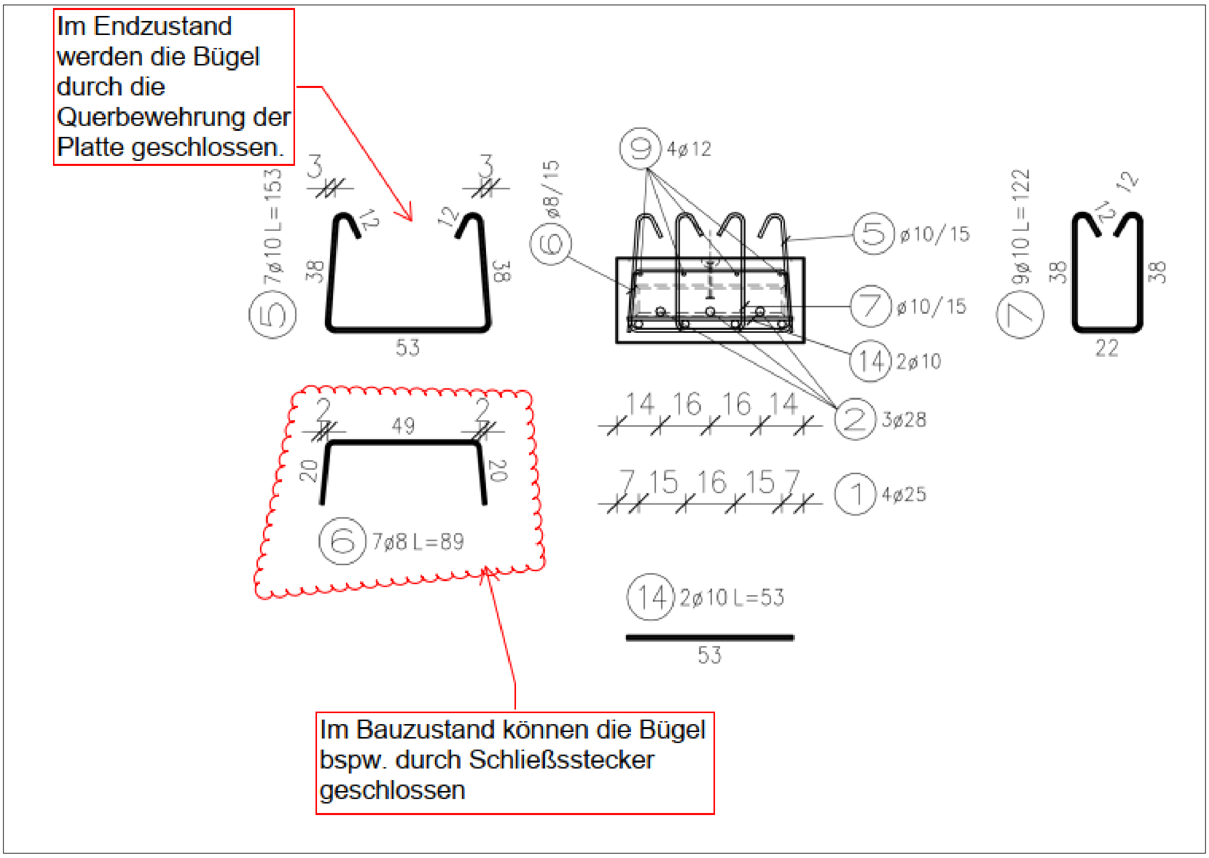
Montagebügel	
∅ ds [mm]	d [cm]
8	bis 25
10	25 – 50
12	50 – 75
14	75 - 100

Abbildung: Auszug „Betonierbarkeit von Betontragwerken“, Dokument der Universität Kaiserslautern

- Stababmessungen (Maximallängen, Einzelgewicht) Ok?
- Montagebewehrung erf. (z.B. bei sehr hohen Wänden)?
- Gibt es eine überstehende Bewehrung?

17.4 <u>Unterzüge</u>

17.4.1 Querkraftbewehrung Fertigteilträger



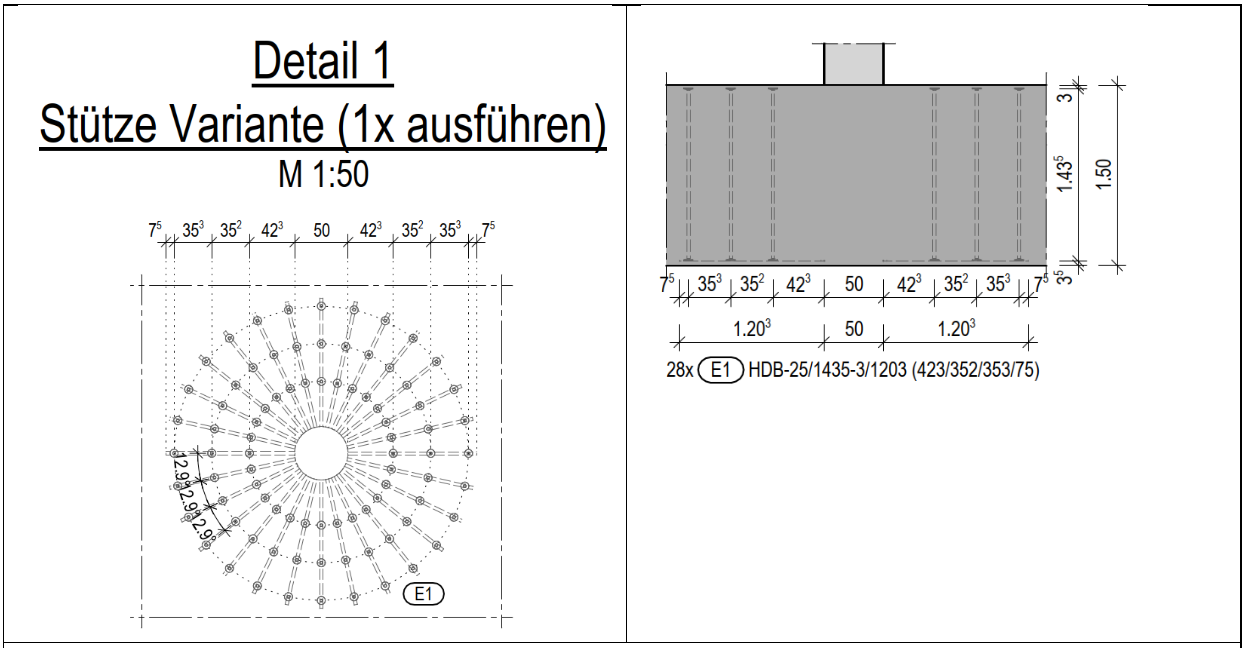
17.5 <u>Dübelleisten</u>

17.5.1 **Checkliste statische Themen:**

- Entfall der Dübelleisten durch Erhöhung der Betonfestigkeitsklasse oder des Längsbewehrungsgrads möglich?
- Typenbezeichnung auf Bewehrungsplan vorhanden?
- Länge korrekt? Bolzendurchmesser und Anzahl gemäß Statik?
- Bei Gründungen: wurde eine Sohlspannung zur Reduzierung der Durchstanzlast angesetzt? Passt die Sohlspannung zum Baugrundgutachten?
- Bei Gründungen: kann/soll die Dicke der Gründung vergrößert werden, um auf Dübelleisten zu verzichten?

17.5.2 **Checkliste ausführungstechnische Themen:**

- Typenvielfalt: Innerhalb eines Projekts möglichst wenige Typen planen, um Verwechslungen auf der Baustelle zu vermeiden (z.B. gleiche Bolzendurchmesser).
- Bestell-/ Stahlliste auf Plan vorhanden?
- Gibt es eine obere Lage Längsbewehrung als Montagehalterung während der Betonage?

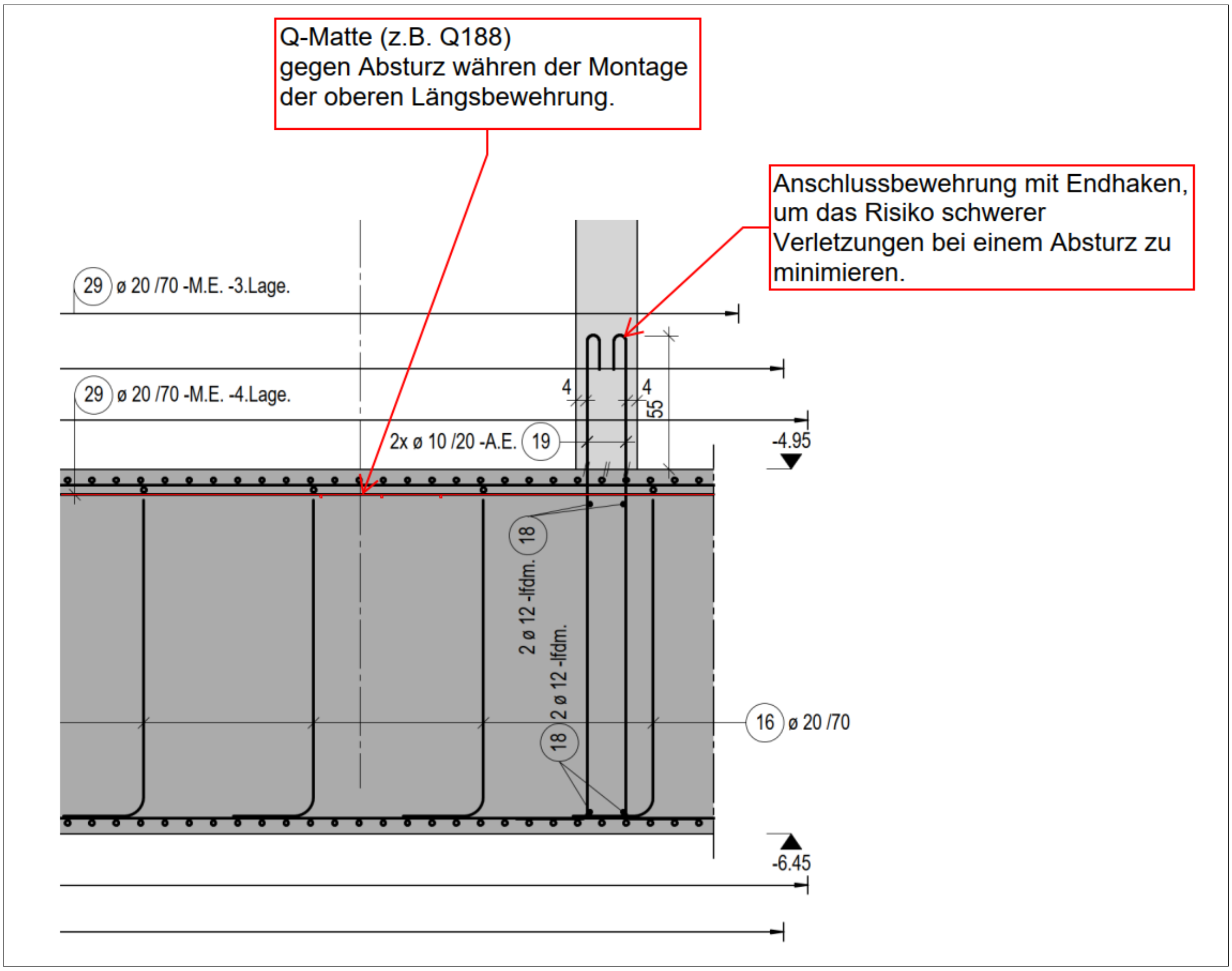


Liste Dübelleisten

Pos.	Anz.	Bezeichnung	Anz. je Leiste	ø [mm]	Höhe [mm]	Länge [mm]
E1	50	HDB-25/1435-3/1203	3	25	1435	1203

Abbildung: Auszug Bewehrungsplan mit Darstellung der Dübelleisten bei einer Bodenplatte

17.6 Arbeitssicherheit



17.7 Transport

Grundsätzlich sollten die Transportmaße, die zwischen der Baustelle und dem Lieferanten vertraglich vereinbart sind, eingehalten werden.
Maximale Transportbreite: i.d.R. 2,20m einhalten (bis 2,4m mit Standardtransport möglich)
Maximale Transportlänge: i.d.R. 14m einhalten (bis 15m mit Standardtransport möglich)

17.7.1 Beispiele:

L-Schenkel <2,4m x 12m, Standardtransport möglich
L-Schenkel >2,4m x 12m, Transport mit Innenlader möglich (Mehrkosten!)

Abbildung: Innenlader mit L-Schenkel 6,0m x 2,65m (z.B. für Tunnelwand)