Formelsammlung/ Bemessungsalgorithmus Spannbetonbau – nach DIN EN 1992 (EC2)

1 Literaturverzeichnis

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

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

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

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

[5] M. Krüger, Spannbetonbau-Praxis nach Eurocode 2, 3.Auflage, Berlin: Beuth Verlag, 2012.

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

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

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

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

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

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

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

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

[14] P. D.-. I. B. v. Ufer. [Online]. Available: http://www.fh-kl.de/fileadmin/bg.fh-kl.de/BI/Professoren/vomUfer/pdf/Formelsammlung_BB_Ms_2012.pdf. [Zugriff am 29 Juni 2014].

[15] P. D.-I. R. Avak und D.-I. R. Glaser, Spannbetonbau - Theorie, Praxis, Berechnungsbeispiele, Berlin: Bauwerk Verlag, 2005.

2 **Ermittlung der Betondeckung**

2.1 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
- Betonstahl: $c_{min,b}$ = Stabdurchmesser
- Spannstahl: $c_{min,b} = \varnothing_n$ (Vergleichsdurchmesser)
- Rundes Hüllrohr von Spannstahl: $c_{min,b} = \varnothing_{duct} \leq 80mm$
- Rechteckiges Hüllrohr ($a \leq b$): $c_{min,b} = \max \{a; b/2\} \leq 80mm$
- Litzen, profilierte Drähte (s. Verbund): $c_{min,b} = 2,5 \cdot \varnothing_p$

$c_{min,dur}$: [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 (i.d.R. = 0)

2.2 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.
- Verbundanforderung ($c_{min,b}$) maßgebend: Δc_{dev} = 10 mm
- Dauerhaftigkeitsanforderung ($c_{min,dur}$) maßgebend: Δc_{dev} = 15 mm
- Dauerhaftigkeitsanforderung ($c_{min,dur}$) maßgebend und XC1: Δc_{dev} = 10 mm
- Fund. mit Sauberkeitsschicht von d = 5-10cm: Δc_{dev} + 20 mm s.DIN EN 1992-1-1 4.4.1.3(4)
- 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!)

Expositionsklasse		X0	XC1	XC2, XC3	XC4	XD1, XS1	XD2, XS2	XD3, XS3
$c_{min,dur}$	Betonstahl	10	10	20	25	30	35	40
	Spannstahl	10	20	30	35	40	45	50
$\Delta c_{dur,\gamma}$	Betonstahl	0				10	5	0
	Spannstahl	0				10	5	0

Hinweis: diese Tab. entspricht der Tab. 4.4DE und Tab. 4.5DE

3 Einwirkungskombinationen (vereinfacht)

3.1 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
3.2 Ermittlung der Einwirkungskombination im GZG	
3.2.1 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
3.2.2 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
3.2.3 Häufige Kombination	
$p_{d,freq} = g_k + \psi_{1,1} \cdot q_{1,k} + \sum_{i>1} \Psi_{2,i} \cdot q_{i,k}$ [kN/m]	
3.3 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]

4 Schnittgrößen infolge äußerer Einwirkung

4.1 Zweifeldträger

Stützmoment: $M_{g/q} = \frac{q \cdot L^2}{8}$ [kNm] **Feldmoment: (an der Stelle x = 0,375*L)** $M_g = 0{,}07 \cdot g \cdot L^2$ [kNm] $M_q = 0{,}096 \cdot q \cdot L^2$ [kNm]	

5 Schnittgrößen infolge Vorspannung

5.1 Vorspannkraft unmittelbar nach Absetzen der Presse

$P_{m0} = \sigma_{pm0} \cdot A_p$ [kN]	A_p: [cm²] gewählter Spannstahlquerschnitt σ_{pm0}: [kN/cm²] Zulässige Spannstahlspannung nach Lösen der Verankerung

5.2 Statisch bestimmte Systeme

Hinweis zum Vorgehen:
Die Schnittgrößen aus Vorspannung können berechnet werden, wenn die Einleitungs- und Umlenkkräfte als äußere Lasten angesehen werden (Umlenkkraftmethode). Die Einleitungs- und Umlenkkräfte werden wie für äußere Lasten üblich auf die Schwerelinie des Querschnitts angesetzt.Wenn die Krafteinleitung nicht in Systemebene liegt entstehen zusätzlich Momente.

5.2.1 Schnittgrößen über Gleichgewicht

→Kräftegleichgewicht bilden $M_{pm} = P_{m0} \cdot z_{cp}$ [kNm]	

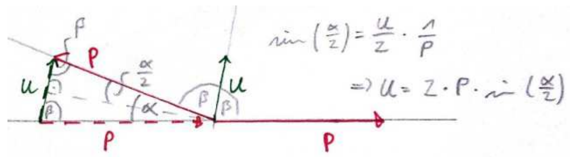
5.2.2 Schnittgrößen über Umlenkkräfte

5.2.2.1 polygonal geführtes Spannglied

$U = 2 \cdot P \cdot \sin\left(\frac{\alpha}{2}\right)$ [kN]

$U_H = U \cdot \sin\left(\frac{\alpha}{2}\right)$ [kN]

$U_V = U \cdot \cos\left(\frac{\alpha}{2}\right)$ [kN]



5.2.2.2 stetig gekrümmtes Spannglied

$u_p = \frac{P}{R}$ [kN/m] oder $u_p = \frac{8 \cdot P \cdot f}{L^2}$ [kN/m]	P: [kN] Vorspannkraft R: [m] Krümmungsradius

5.3 Statisch unbestimmte Systeme (Schnittgrößen nur über Umlenkkräfte)

5.3.1 Ermittlung der Umlenkkräfte

5.3.1.1 Abschnittsweise kreisförmiger Spanngliedverlauf

$u_p = \frac{P}{R}$ [kN/m] oder $u_p = \frac{8 \cdot P \cdot f}{L^2}$ [kN/m] Hinweis: Herleitung siehe Anhang	P: [kN] Vorspannkraft R: [m] Krümmungsradius L: [m] Länge über die das Spannglied kreisförmig verläuft

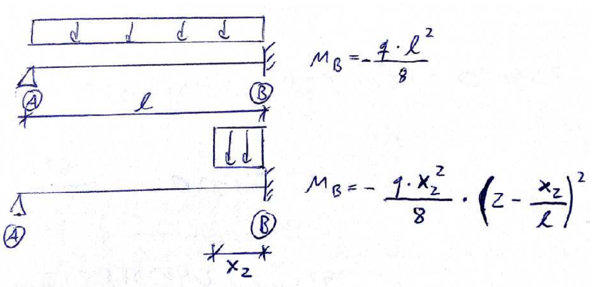
5.3.2 Schnittgrößen mit Tabellenwerken

Hinweis: nur bei symmetrischen Tragwerken!

2-Feldträger:
$M_{p,St} = M_{p,B1} + M_{p,B2}$ [kNm]
$M_{p,F}$ = aus ΣM (maximales Feldmoment bei x ≅ 0,4*L)

$M_p = M_{p,dir} + M_{p,ind}$ [kNm]

$M_{p,dir}$: [kNm] Momentenanteil infolge Vorspannung am statisch bestimmten System. $M_{p,dir}$ verläuft affin zur Gesamtmomentenlinie
$M_{p,ind}$: [kNm] Momentenanteil infolge Vorspannung am statisch unbestimmten System.



5.3.3 Schnittgrößen mit Kraftgrößenverfahren

$\delta_{10} + X_1 \cdot \delta_{11} + X_2 \cdot \delta_{12} = 0$ $\delta_{20} + X_1 \cdot \delta_{21} + X_2 \cdot \delta_{22} = 0$	
$M_p(x) = M_p^0(x) + X_1 \cdot M_1(x) + X_2 \cdot M_2(x)$	

6 Bruttoquerschnittswerte

$$A_c = \sum (b_i \cdot h_i) \quad [cm^2]$$

$$z_s = \frac{\sum A_i \cdot z_i}{A_{cb}} \quad [cm]$$

$$I_c = \frac{\sum b_i \cdot h_i^3}{12} + \sum A_i \cdot z_i^2$$

$$W_{cu} = \frac{I_c}{z_{cu}} \quad [cm^3]$$

$$W_{co} = \frac{I_c}{z_{co}} \quad [cm^3]$$

7 Nettoquerschnittswerte

7.1 Anwendung:

- Spannungsberechnung bei Vorspannung mit nachträglichem Verbund für Lastfälle vor Herstellung des Verbundes.
- Für Vorspannung ohne und mit nachträglichem Verbund.

7.2 Nettoquersschnittswerte mit Hüllrohr:

$$A_{cn} = A_c - A_{duct} \quad [cm^2]$$

$$e_{cn} = \frac{A_c \cdot e_c - A_{duct} \cdot e_{duct}}{A_{cn}} \quad [cm^2]$$

$$z_{cnp} = \frac{A_c \cdot z_{cp}}{A_{cn}} \quad [cm]$$

(aus: $e_{cn} - e_{duct} = \frac{A_c \cdot e_c - A_{duct} \cdot e_{duct}}{A_{cn}} - e_{duct}$)

$$I_{cn} = I_c + A_{cn} \cdot (e_{cn} - e_c)^2 - A_{duct} \cdot (z_{cnp})^2 \quad [cm^4]$$

A_c: [cm²] Bruttoquerschnittsfläche des Betons
A_{duct}: [cm²] Querschnittsfläche des Hüllrohres; $A_{duct} = \frac{\pi \cdot d^2}{4}$
(Hinweis: engl. duct = Kabelkanal, Rohr, Führung)
e_{cn}: [cm]

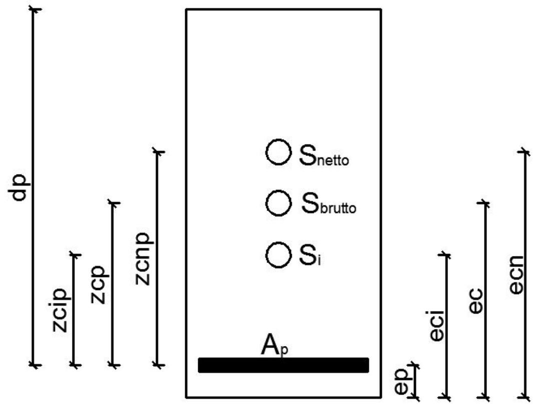


Abbildung 1: Querschnittsbezeichnungen

8 Ideele Querschnittswerte

8.1 Anwendung:

- Spannungsberechnung bei Vorspannung für alle Lastfälle sobald der Verbund hergestellt ist.
- Reine Rechengröße

$$A_{ci} = A_c + (\alpha_p - 1) \cdot A_p + (\alpha_e - 1) \cdot A_s \quad [cm^2]$$

$$e_{ci} = \frac{A_c \cdot e_c + (\alpha_p - 1) \cdot A_p \cdot e_p + (\alpha_e - 1) \cdot A_s \cdot e_s}{A_{ci}} \quad [cm]$$

$$I_{ci} = I_c + A_c \cdot (e_c - e_{ci})^2 + (\alpha_p - 1) \cdot A_p \cdot (e_{ci} - e_p)^2 + (\alpha_e - 1) \cdot A_s \cdot (e_{ci} - e_s)^2 \quad [cm^4]$$

$$z_{cip} = \frac{A_c \cdot z_{cp}}{A_{ci}} \quad [cm]$$

$$W_{i,o} = \frac{I_i}{h - e_{ci}} \quad [cm^3] \quad W_{i,u} = \frac{I_i}{e_{ci}} \quad [cm^3]$$

E_s: [N/mm²] Litze = 195.000
Rundstab + Draht = 205.000

$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c}$

$\alpha_p = \frac{E_p}{E_c}$

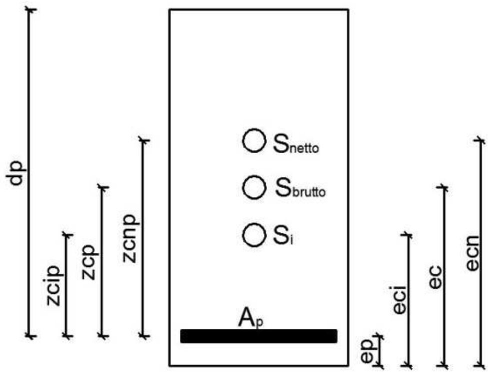


Abbildung 2: Querschnittsbezeichnungen

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

9.1 Biegung und Normalkraft

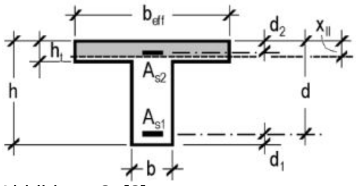


Abbildung 3: [2]

$$e_0 = \frac{|M_{Ed,A} \cdot 100|}{N_{Ed}} \ [cm]$$

(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)

$$S_{i,NL} = \left| \frac{1}{2} \cdot b_{eff} \cdot x_{II}^2 + \alpha_e \cdot A_{s1} \cdot (x_{II} - d) + \alpha_e \cdot A_{s2} \cdot (x - d_2) \right| \ [cm^3]$$

A_{s1}: [cm²] Querschnittsfläche der unteren Zugbewehrung (inklusive Spannstahl)
A_{s2}: [cm²] Querschnittsfläche der oberen Zugbewehrung (inklusive Spannstahl)

b: [cm] Querschnittsbreite
b_{eff}: [cm] effektive Querschnittsbreite des PB

d: [cm] statische Nutzhöhe (bezogen auf Schwerpunkt von A_s und A_p)
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
$M_{Ed,A}$: [kNm] einwirkendes Biegemoment bezogen auf die Schwereachse A
$M_{Ed,A} = M_{Ed} + N_{Ed} \cdot z_{cp}$ (vorzeichengerecht)

M_{Ed}: [kNm] Moment infolge äußerer Lasten (maßgebende EWK beachten)
N_{Ed}: [kN] einwirkende Normalkraft (Druck negativ)
Bei Spannbeton: $N_{Ed} = r_{inf} \cdot F_{pd}$
(unterer Grenzwert maßgebend)

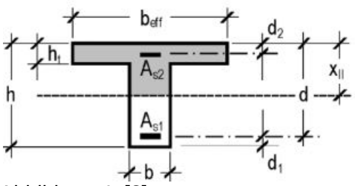


Abbildung 4: [2]

$$e_0 = \frac{|M_{Ed,A} \cdot 100|}{N_{Ed}} \ [cm]$$

(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)

$$S_{i,NL} = \frac{1}{2} \cdot b \cdot x_{II}^2 + h_t \cdot (b_{eff} - b) \cdot (x_{II} - \frac{1}{2} \cdot h_t) + \alpha_e \cdot A_{s1} \cdot (x_{II} - d) + \alpha_e \cdot A_{s2} \cdot (x - d_2) \ [cm^3]$$

A_{s1}: [cm²] Querschnittsfläche der unteren Zugbewehrung (inklusive Spannstahl)
A_{s2}: [cm²] Querschnittsfläche der oberen Zugbewehrung (inklusive Spannstahl)

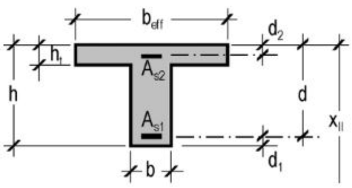
b: [cm] Querschnittsbreite
b_{eff}: [cm] effektive Querschnittsbreite des PB

d: [cm] statische Nutzhöhe (bezogen auf Schwerpunkt von A_s und A_p)
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

$M_{Ed,A}$: [kNm] einwirkendes Biegemoment bezogen auf die Schwereachse A
$M_{Ed,A} = M_{Ed} + N_{Ed} \cdot z_{cp}$ (vorzeichengerecht)
M_{Ed}: [kNm] Moment infolge äußerer Lasten (maßgebende EWK beachten)
N_{Ed}: [kN] einwirkende Normalkraft (Druck negativ)
Bei Spannbeton: $N_{Ed} = r_{inf} \cdot F_{pd}$
(unterer Grenzwert maßgebend)

 Abbildung 5: [2] $e_0 = \frac{\lvert M_{Ed,A} \cdot 100 \rvert}{N_{Ed}}$ [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:** $x_{II} = \frac{1}{3} \cdot \frac{b \cdot h^2 \cdot (3 \cdot e_{c2} - 2 \cdot h) + 6 \cdot E + h_t \cdot (3 \cdot F - 2 \cdot G)}{b \cdot h \cdot (2 \cdot e_{c2} - h) + 2 \cdot D + 2 \cdot F - G} \geq h$ **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 (inklusive Spannstahl) **A_{s2}: [cm²]** Querschnittsfläche der oberen Zugbewehrung (inklusive Spannstahl) **b: [cm]** Querschnittsbreite **b_{eff}: [cm]** effektive Querschnittsbreite des PB **d: [cm]** statische Nutzhöhe (bezogen auf Schwerpunkt von A_s und A_p) **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 **$M_{Ed,A}$: [kNm]** einwirkendes Biegemoment bezogen auf die Schwereachse A $M_{Ed,A} = M_{Ed} + N_{Ed} \cdot z_{cp}$ (vorzeichengerecht) **M_{Ed}: [kNm]** Moment infolge äußerer Lasten (maßgebende EWK beachten) **N_{Ed}: [kN]** einwirkende Normalkraft (Druck negativ) Bei Spannbeton: $N_{Ed} = r_{inf} \cdot F_{pd}$ (unterer Grenzwert maßgebend)

10 Bemessung eines Spannbetonträger

10.1 Vorgehensweise

- wenn der Spannstahlquerschnitt A_p bereits gegeben ist, können die Schnittgrößen infolge Vorspannung direkt ermittelt werden.
- Wenn der Spannstahlquerschnitt nicht gegeben ist, kann die Vorspannkraft über den Nachweis der Dekompression ermittelt werden. Dabei kann als Vorbemessung mit den Bruttoquerschnittswerten gerechnet werden.

11 Spanngliedführung

11.1 Allgemeines Vorgehen

1.) Ansatz für die Spanngliedführung wählen
2.) Bestimmung des Spanngliedverlaufes z(x) durch einsetzen von Randbedingungen und lösen des LGS

Quadratischer Ansatz: $z(x) = a \cdot x^2 + b \cdot x + c$ $z'(x) = 2 \cdot a \cdot x + b$ $z''(x) = 2 \cdot a$	Hinweis: z(x) negativ wenn Parabel unterhalb der NL

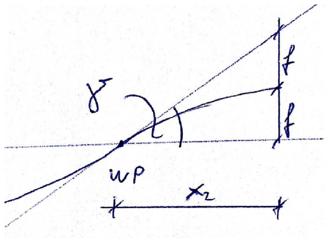
11.2 Ermittlung des Krümmungsradius R

$R = \frac{1}{z''(x)}$ [m] Hinweis: gilt nur für eine flache Spanngliedneigung. Herleitung siehe Anhang	$z''(x)$: [ ] 2. Ableitung des Spanngliedverlaufes

11.3 Ermittlung Parabelstich

1. Steigung am Wendepunkt zwischen 2 Parabeln bestimmen
2. Es gilt $\tan \gamma = \frac{2 \cdot f}{x_2}$
3. $f = R - \sqrt{R^2 - \left(\frac{L}{2}\right)^2}$ [m]

   oder: $f = \frac{L^2}{8 \cdot R}$ [m]



L: [m] Abstand der 2 Wendepunkte

12 Vordimensionierung des Spannstahlquerschnittes

12.1 Allgemein

Die Spannstahlmenge kann innerhalb bestimmer Grenzen gewählt werden.
Als Entwurfskriterium für die Dimensionierung der Spannstahlmenge sollte bei überwiegend auf Biegung beanspruchten Bauteilen der Dekompressionsnachweis verwendet werden.
Eine weitere Grenze zur Ermittlung von A_p stellt der Nachweis der Betondruckspannungen dar.
Der Spannkraftverlust infolge Kriechen und Schwinden kann zunächst mit 15% angesetzt werden.

12.2 Vordimensionierung durch vereinfachten Nachweis der Dekompression

Hinweis:
Beim vereinfachten Nachweis der Dekompression (DAfStb Heft 600) ist der ganze Querschnitt überdrückt. (sichere Seite)
Alternativ kann der genauere Nachweis nach DIN EN 1992-1-1/NA; NCI zu 7.3.1(5) über die Grenzlinie der Dekompression geführt werden.

maßgebender Rand: (in der Regel)
Nachweis an der Stütze: oberer Rand zum Zeitpunkt t=∞
Nachweis im Feld: unterer Rand zum Zeitpunkt t=∞

1. bekannte Werte in folgende Gleichung einsetzen:

t = 0:

$$\sigma_{c(o/u)} = \left(-\frac{P_0}{A_c} \pm \frac{P_0 \cdot z_{cp}}{I_c} \cdot z_{c(o/u)}\right) \cdot r_{sup/inf} \pm \frac{M_{perm} \cdot 100}{I_c} \cdot z_{c(o/u)} \leq 0$$

t = ∞:

$$\sigma_{c(o/u)} = \left(-\frac{P_0 \cdot \alpha_{csr}}{A_c} \pm \frac{P_0 \cdot \alpha_{csr} \cdot z_{cp}}{I_c} \cdot z_{c(o/u)}\right) \cdot r_{sup/inf} \pm \frac{M_{perm} \cdot 100}{I_c} \cdot z_{c(o/u)} \leq 0$$

Hinweis:
Bei statisch unbestimmten Systemen gilt nicht $M_p = P_0 \cdot z_{cp}$!
Anstelle z_{cp} kann ein Faktor k, der dem Moment M_p an der betrachteten Stelle infolge P = 1MN entspricht, eingesetzt werden. (z.B. $M_{p=1000}$ = 300 kNm → k = 30)
Falls der Momentenverlauf nicht gegeben ist, muss dieser zunächst für eine Kraft von 1MN ermittelt werden.

2. nach P_0 auflösen:

3. Ermittlung der erforderlichen Anzahl an Spannlitzen:

$$n = \frac{P_0}{A_{p,Litze} \cdot \sigma_{p0}} \quad [\,]$$

M_{perm}: [kNm] Moment infolge äußerer Einwirkung (quasi ständige EWK)
A_c: [cm²] Bruttoquerschnittsfläche
Die Vorspannung wirkt immer auf die gesamte Querschnittsfläche
I_c: [cm⁴] Flächenträgheitsmoment (Bruttoquerschnitt)
an der Stütze: I_c infolge $b_{eff,S}$
im Feld: I_c mit $b_{eff,F}$
z_{co}: [cm] Abstand zwischen Schwerlinie des Bruttoquerschnitts und oberem Querschnittsrand
z_{cu}: [cm] Abstand zwischen Schwerlinie des Bruttoquerschnitts und unterem Querschnittsrand
z_{cp}: [cm] Abstand zwischen Schwerlinie und Spanngliedlage
r_{sup}: [ ] Wert zur Berücksichtigung der Streuung der Vorspannkraft
Nachträglicher Verbund: r_{sup} = 1,1
Sofortiger Verbund/ Kein Verbund: r_{sup} = 1,05
r_{inf}: [ ] Wert zur Berücksichtigung der Streuung der Vorspannkraft
Nachträglicher Verbund: r_{inf} = 0,9
Sofortiger Verbund/ Kein Verbund: r_{inf} = 0,95
α_{csr}: [ ] Verlust aus Kriechen, Schwinden und Relaxation; i.d.R.: α_{csr} = 0.85
σ_{p0}: [kN/cm²] zulässige Spannstahlspannung nach lösen der Verankerung
$A_{p,Litze}$: [cm²] Querschnittsfläche einer Litze (aus der Zulassung)

12.3 Vordimensionierung durch Nachweis der Betondruckspannungen	
Hinweis: maßgebend ist der Lastfall, bei dem die größte Druckspannung an einem der Querschnittsränder entsteht. **maßgebender Rand: (in der Regel)** Im Feld: unterer Rand zum Zeitpunkt t = 0 **1. bekannte Werte in folgende Gleichung einsetzen:** **t = 0:** $\sigma_{c(o/u)} = \left(-\frac{P_0}{A_c} \pm \frac{P_0 \cdot z_{cp}}{I_c} \cdot z_{c(o/u)}\right) \cdot r_{sup/inf} \pm \frac{M_{perm,0} \cdot 100}{I_c} \cdot z_{c(o/u)} \geq -0{,}45 \cdot f_{ck}$ **t = ∞:** $\sigma_{c(o/u)} = \left(-\frac{P_0 \cdot \alpha_{csr}}{A_c} \pm \frac{P_0 \cdot \alpha_{csr} \cdot z_{cp}}{I_c} \cdot z_{c(o/u)}\right) \cdot r_{sup/inf} \pm \frac{M_{perm,\infty} \cdot 100}{I_c} \cdot z_{c(o/u)} \geq -0{,}45 \cdot f_{ck}$ Hinweis: Bei statisch unbestimmten Systemen gilt nicht $M_p = P_0 \cdot z_{cp}$! Anstelle z_{cp} kann ein Faktor k, der dem Moment M_p an der betrachteten Stelle infolge P = 1MN entspricht, eingesetzt werden. (z.B. $M_{p=1000}$ = 300 kNm → k = 30) Falls der Momentenverlauf nicht gegeben ist, muss dieser zunächst für eine Kraft von 1MN ermittelt werden. **2. nach P_0 auflösen:** **3. Ermittlung der erforderlichen Anzahl an Spannlitzen:** $n = \frac{P_0}{A_{p,Litze} \cdot \sigma_{p0}}$ [ ]	**$M_{perm,\infty}$: [kNm]** Moment infolge äußerer Einwirkung zum Zeitpunkt t = ∞ (quasi ständige EWK) **$M_{perm,0}$: [kNm]** Moment infolge äußerer Einwirkung zum Zeitpunkt t = 0 (quasi ständige EWK) **z_{c1}: [cm]** Abstand zwischen Querschnittsrand 1 und Schwerlinie des Querschnitts **A_c: [cm²]** Bruttoquerschnittsfläche Die Vorspannung wirkt immer auf die gesamte Querschnittsfläche **I_c: [cm⁴]** Flächenträgheitsmoment (Bruttoquerschnitt) an der Stütze: I_c infolge $b_{eff,S}$ im Feld: I_c mit $b_{eff,F}$ **r_{sup}: [ ]** Wert zur Berücksichtigung der Streuung der Vorspannkraft Nachträglicher Verbund: r_{sup} = 1,1 Sofortiger Verbund/ Kein Verbund: r_{sup} = 1,05 **σ_{p0}: [kN/cm²]** zulässige Spannstahlspannung nach lösen der Verankerung **$A_{p,Litze}$: [cm²]** Querschnittsfläche einer Litze (aus der Zulassung)

12.4 Vordimensionierung - Platten	
Maximaler Abstand der Spannglieder: $\max s = \frac{A_p \cdot zul\ \sigma_{pm0}}{erf.\ P_{m0}}$ [m] Hinweis: erf. P_{m0} entspricht der Vorspannkraft für 1m Plattenbreite.	**zul σ_{pm0}: [kN/cm²]** Zulässige Spannstahlspannung nach Lösen der Verankerung **A_p: [cm²]** Spannstahlquerschnitt je Spannglied **erf. P_{m0}: [kN]** erforderliche Vorspannkraft, damit die gewünschte Bedingung erfüllt ist. (z.B.: Biegemoment soll infolge Eigenlast gleich groß wie das Biegemoment infolge Vorspannung sein.)

13 Reibungsverluste beim Vorspannen

13.1 Planmäßiger Umlenkwinkel

Umlenkwinkel bei konstanter Krümmung:

$\theta_{Ax} = \frac{1}{r} \cdot x$ [rad]

Alternativ: (Wendepunkte liegen in einer Ebene)

$\theta_{AB} = \arctan\left(\frac{2 \cdot f}{0{,}5 \cdot L}\right) \cdot 2 \cdot \frac{2 \cdot \pi}{360}$ [rad]

Alternativ: (Wendepunkte liegen nicht in einer Ebene)

$\theta_1 = \arctan(z'(x=A))$

$\theta_2 = \arctan(z'(x=B))$

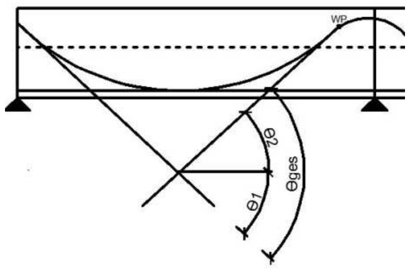
$\theta_{AB} = (\theta_1 + \theta_2) \cdot \frac{2 \cdot \pi}{360}$ [rad]

Hinweis: $\theta_{AB} = (\theta_1 - \theta_2) \cdot \frac{2 \cdot \pi}{360}$ wenn Spannkraftverluste im Bereich einer Tangentensteigung mit gleichem Vorzeichen ermittelt wird.

Umlenkwinkel bei Krümmung in zwei Raumrichtungen:

$\Sigma\theta(x) = \sqrt{\Sigma\theta_y(x)^2 + \Sigma\theta_z(x)^2}$ [rad]

r: [m] Krümmungsradius
x: [m] Längenkoordinate des Trägers
L: [m] horizontaler Abstand zwischen zwei Wendepunkten
θ_{Ax}: [rad] Umlenkwinkel zwischen Wendepunkt A und Koordinate x
θ_{AB}: [rad] Umlenkwinkel zwischen Wendepunkt A und B



13.2 Summe der Umlenkwinkel

$\gamma_{Ax} = \theta_{Ax} + k \cdot x \cdot \frac{2 \cdot \pi}{360}$ [rad]

$\gamma' = \frac{\gamma_{Ax}}{x}$ [rad/m]

x: [m] Längenkoordinate des Trägers
k: [°/m] ungewollter Umlenkwinkel
k aus Zulassung (zwischen 0,2 und 1,0)
θ_{Ax}: [rad] Planmäßiger Umlenkwinkel zwischen A und x; siehe oben
γ': [rad/m] Umlenkwinkel je Meter

13.3 Spannkraft an der Stelle x

$P_0 \cdot e^{-\mu \cdot \gamma}$ [kN]

P_0: [kN] Vorspannkraft an der Presse
μ: [ ] Reibungsbeiwert; siehe Zulassung
mit Verbund: zwischen 0,15 und 0,3
ohne Verbund: ca. 0,06
γ: [rad] Summe der Umlenkwinkel bis zur Stelle x

13.4 Blockierpunkt beim Nachlassen

Umlenkwinkel bis zum Blockierpunkt:

$\gamma_{Bl} = \frac{1}{2 \cdot \mu} \cdot \ln \frac{P_0}{P'_0}$ (aus: $P_0 \cdot e^{-\mu \cdot \gamma_{Bl}} = P'_0 \cdot e^{-\mu \cdot \gamma_{Bl}}$)

Grad der Spannkraft am Blockierpunkt:

$\rho_{Bl} = e^{-\mu \cdot \gamma_{Bl}}$ [ ]

Grad der Spannkraft an der Ankerstelle:

$\rho'_0 = e^{-2 \cdot \mu \cdot \gamma_{Bl}}$ [ ]

Lage des Blockierpunktes:

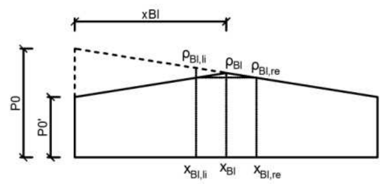
Durch lineare Interpolation:

$x_{Bl} = x_{Bl,re} - (\rho_{Bl} - \rho_{Bl,re}) \cdot \left(\frac{x_{Bl,re} - x_{Bl,li}}{\rho_{Bl,li} - \rho_{Bl,re}}\right)$ [m]

Alternativ:

$x_{Bl} = \frac{\gamma_{Bl}}{\gamma'}$ [m]

P_0: [kN] Spannkraft an der Presse (z.B. durch Überspannen)
P'_0: [kN] Nachlasskraft
γ': [rad/m] Umlenkwinkel je Meter



14.1 Berechnung Spannweg

Allgemein:
Die Flächenintegration des Spannkraftverlaufes (ohne Berücksichtigung des Keilschlupfes) ergibt die Fläche A(ρ) zur Berechnung des Spannweges.

Anspannweg:

$$\Delta L_A = P_0 \cdot A_0 \cdot \left(\frac{1}{E_p \cdot A_p} + \frac{1}{E_c \cdot A_c}\right) \quad [m]$$

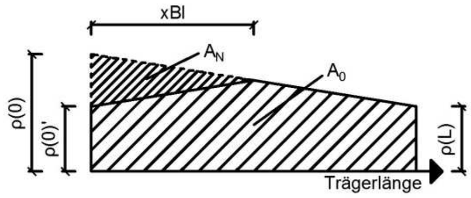
Nachlassweg:

$$\Delta L_N = P_0 \cdot A_N \cdot \left(\frac{1}{E_p \cdot A_p} + \frac{1}{E_c \cdot A_c}\right) \quad [m]$$

Spannweg vor dem Verkeilen:

$$\Delta L = \Delta L_A - \Delta L_N$$

P_0: [MN] Vorspannkraft vor dem Absetzen der Presse
A_0: [m] Fläche unter der Kurve des Spannkraftverlaufs
A_N: [m] Nachlassfläche; $A_N = 0{,}5 \cdot [\rho(0) - \rho(0)'] \cdot x_{Bl}$
E_p: [N/mm²] E-Modul des Spannstahls
E_c: [N/mm²] E-Modul des Betons
A_p: [m²] Spannstahlquerschnittsfläche
A_c: [m²] Betonquerschnittsfläche



14.2 Einflusslänge des Keilschlupfs

1. Berechnung der Keilschlupffläche:

$$A_{Keil} = \frac{\Delta L_K}{P_0 \cdot \left(\frac{1}{E_p \cdot A_p} + \frac{1}{E_c \cdot A_c}\right)} \quad [m]$$

2. Überprüfen an welcher Stelle der Blockierpunkt liegt

$$A_{Umlenkstelle1} = (1 - \rho_{Umlenkstelle1}) \cdot x_{Umlenkstelle1}$$

$A_{Keil} \leq A_{Umlenkstelle}$ → Blockierpunkt vor Umlenkpunkt ($|x_{Bl}| \leq |x_{Umlenkstelle}|$)
$A_{Keil} > A_{Umlenkstelle}$ → Blockierpunkt nach ≥ 1 Umlenkpunkt ($|x_{Bl}| > |x_{Umlenkstelle}|$)

P_0: [MN]
L_k: [m] Einflusslänge des Keilschlupfs
ΔL_K: [m] Keilschlupf; aus Zulassung
L: [m] Abstand zwischen ρ = 1,0 und ρ_L
ρ_L: [ ] Vorspanngrad an der Stelle L
E_p: [N/mm²] E-Modul des Spannstahls
E_c: [N/mm²] E-Modul des Betons
A_p: [m²] Spannstahlquerschnittsfläche
A_c: [m²] Betonquerschnittsfläche an der Spannstelle

3.1 Blockierpunkt vor Umlenkpunkt:

$$L_K = \sqrt{\frac{\Delta L_k \cdot L}{P_0 \cdot (1 - \rho_L) \cdot \left(\frac{1}{E_p \cdot A_p} + \frac{1}{E_c \cdot A_c}\right)}} \quad [m]$$

m: [ ] Steigung des Spannkraftverlaufes im Bereich des Blockierpunktes; $m = \frac{1{,}0 - \rho_{x1}}{x_1}$

$$\rho_{Lk} = 1{,}0 - m \cdot L_k \ [\ ]$$

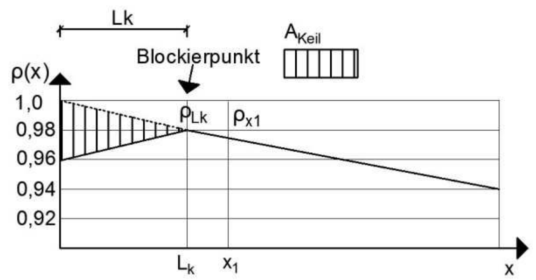


Abbildung 6: Spannkraftverlauf ohne Umlenkstellen (z.B. Einfeldträger)

3.2: 1 Blockierpunkt nach einem Umlenkpunkt:

$$L_k = \sqrt{\frac{A_{Keil} + (\rho_{x1} - 1) \cdot x_1 + m \cdot x_1^2}{m}} \quad [m] \quad \text{(Herleitung: siehe Anhang)}$$

m: [ ] Steigung des Spannkraftverlaufes im Bereich des Blockierpunktes; $m = \frac{\rho_{x1} - \rho_{x2}}{x_2 - x_1}$

$$\rho_{Lk} = \rho_{x1} - m \cdot (L_k - x_1) \quad [\ ]$$

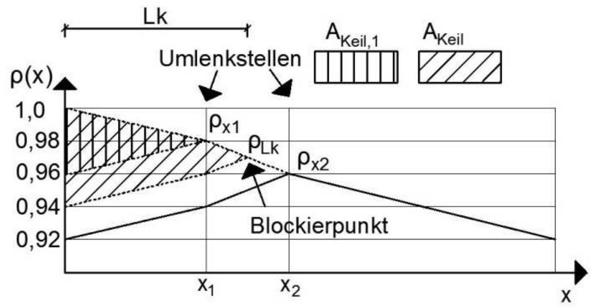


Abbildung 7: Spannkraftverlauf mit Umlenkstellen (z.B. bei Zweifeldträger)

Blockierpunkt nach mehreren Umlenkpunkten:
→ Iteratives Vorgehen

15 Ermittlung von Spannungen im Zustand 1

15.1 Sofortiger Verbund

15.1.1 Spannungen infolge Eigengewicht

$$\sigma_{co,g} = \frac{|N|}{A_{ci}} \pm \frac{|M_g \cdot 100|}{I_{ci}} \cdot (h - e_{ci}) \quad [KN/cm^2]$$

$$\sigma_{cu,g} = \frac{|N|}{A_{ci}} \pm \frac{|M_g \cdot 100|}{I_{ci}} \cdot e_{ci} \quad [KN/cm^2]$$

$$\sigma_{cp,g} = \frac{|N|}{A_{ci}} \pm \frac{|M_g \cdot 100|}{I_{ci}} \cdot (e_{ci} - e_p) \quad [KN/cm^2]$$

$$\Delta\sigma_{p,g} = \alpha_p \cdot \sigma_{cp,g} \quad [KN/cm^2]$$

15.1.2 Spannungen infolge Vorspannung

$$\sigma_{co,p} = -\frac{|P_{m0}|}{A_{ci}} \pm \frac{|M_p \cdot 100|}{I_{ci}} \cdot (h - e_{ci}) \quad [KN/cm^2]$$

$$\sigma_{cu,p} = -\frac{|P_{m0}|}{A_{ci}} \pm \frac{|M_p \cdot 100|}{I_{ci}} \cdot e_{ci} \quad [KN/cm^2]$$

$$\sigma_{cp,p} = -\frac{|P_{m0}|}{A_{ci}} \pm \frac{|M_p \cdot 100|}{I_{ci}} \cdot (e_{ci} - e_p) \quad [KN/cm^2]$$

Spannung im Spannstahl nach Lösen der Verankerung

$$\sigma_{pm0} = |\sigma_{p0}| - |\sigma_{cp,p}| \cdot \alpha_p \quad [KN/cm^2]$$

oder:

$$\sigma_{pm0} = \frac{P_0}{A_p} \cdot (1 - \alpha_i) \; [KN/cm^2]$$

$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{cm}}$

E_p: [N/mm²] E-Modul des Spannstahls
i.d.R. E_p = 195.000 N/mm²
E_{cm}: [N/mm²] E-Modul des Betons

z_{cip}: [m] Abstand zwischen Schwerlinie des ideellen Querschnitts und des Spannglieds; $z_{cip} = e_{ci} - e_p$

α_i: [ ] Steifigkeitsbeiwert; $\alpha_i = \alpha \cdot \frac{A_p}{A_{ci}} \cdot \left(1 + \frac{A_{ci} \cdot z_{cip}^2}{I_{ci}}\right)$

15.1.3 Spannungen infolge Ausbaulast

$$\sigma_{co,\Delta g} = \frac{|N|}{A_{ci}} \pm \frac{|M_{\Delta g} \cdot 100|}{I_{ci}} \cdot (h - e_{ci}) \quad [KN/cm^2]$$

$$\sigma_{cu,\Delta g} = \frac{|N|}{A_{ci}} \pm \frac{|M_{\Delta g} \cdot 100|}{I_{ci}} \cdot e_{ci} \quad [KN/cm^2]$$

$$\sigma_{cp,\Delta g} = \frac{|N|}{A_{ci}} \pm \frac{|M_{\Delta g} \cdot 100|}{I_{ci}} \cdot (e_{ci} - e_p) \quad [KN/cm^2]$$

$$\Delta\sigma_{p,\Delta g} = \alpha_p \cdot \sigma_{cp,\Delta g} \quad [KN/cm^2]$$

15.1.4 Spannungen infolge Verkehrslast

$$\sigma_{co,q} = \frac{|N|}{A_{ci}} \pm \frac{|M_q \cdot 100|}{I_{ci}} \cdot (h - e_{ci}) \quad [KN/cm^2]$$

$$\sigma_{cu,q} = \frac{|N|}{A_{ci}} \pm \frac{|M_q \cdot 100|}{I_{ci}} \cdot e_{ci} \quad [KN/cm^2]$$

$$\sigma_{cp,q} = \frac{|N|}{A_{ci}} \pm \frac{|M_q \cdot 100|}{I_{ci}} \cdot (e_{ci} - e_p) \quad [KN/cm^2]$$

$$\Delta\sigma_{p,q} = \alpha_p \cdot \sigma_{cp,q} \quad [KN/cm^2]$$

15.2 Nachträglicher Verbund

15.2.1 Spannungen infolge Eigengewicht

$$\sigma_{co,g} = \frac{|N|}{A_n} \pm \frac{|M_g \cdot 100|}{I_{cn}} \cdot (h - e_{cn}) \quad [kN/cm^2]$$

$$\sigma_{cu,g} = \frac{|N|}{A_n} \pm \frac{|M_g \cdot 100|}{I_{cn}} \cdot e_{cn} \quad [kN/cm^2]$$

$$\sigma_{cp,g} = \frac{|N|}{A_n} \pm \frac{|M_g \cdot 100|}{I_{cn}} \cdot (e_{cn} - e_p) \quad [kN/cm^2]$$

$\Delta\sigma_{p,g} = 0$ [kN/cm²]
wenn das Eigengewicht nicht aktiviert wird:
$\Delta\sigma_{p,g} = \alpha_p \cdot \sigma_{cp,g}$ [kN/cm²]

Hinweis:
Da das Eigengewicht während des Spannens aktiviert wird, wirkt dieses auf den Nettoquerschnitt.

15.2.2 Spannungen infolge Vorspannung

$$\sigma_{co,p} = -\frac{|P_{m0}|}{A_{cn}} \pm \frac{|M_p \cdot 100|}{I_{cn}} \cdot (h - e_{cn}) \quad [kN/cm^2]$$

$$\sigma_{cu,p} = -\frac{|P_{m0}|}{A_{cn}} \pm \frac{|M_p \cdot 100|}{I_{cn}} \cdot e_{cn} \quad [kN/cm^2]$$

$$\sigma_{cp,p} = -\frac{|P_{m0}|}{A_{cn}} \pm \frac{|M_p \cdot 100|}{I_{cn}} \cdot (e_{cn} - e_p) \quad [kN/cm^2]$$

$\sigma_{p,p} = \sigma_{pm0}$ [kN/cm²]

15.2.3 Spannungen infolge Ausbaulast

$$\sigma_{co,\Delta g} = \frac{|N|}{A_{ci}} \pm \frac{|M_{\Delta g} \cdot 100|}{I_{ci}} \cdot (h - e_{ci}) \quad [kN/cm^2]$$

$$\sigma_{cu,\Delta g} = \frac{|N|}{A_{ci}} \pm \frac{|M_{\Delta g} \cdot 100|}{I_{ci}} \cdot e_{ci} \quad [kN/cm^2]$$

$$\sigma_{cp,\Delta g} = \frac{|N|}{A_{ci}} \pm \frac{|M_{\Delta g} \cdot 100|}{I_{ci}} \cdot (e_{ci} - e_p) \quad [kN/cm^2]$$

$\Delta\sigma_{p,\Delta g} = \alpha_p \cdot \sigma_{cp,\Delta g}$ [kN/cm²]

15.2.4 Spannungen infolge Verkehrslast

$$\sigma_{co,q} = \frac{|N|}{A_{ci}} \pm \frac{|M_q \cdot 100|}{I_{ci}} \cdot (h - e_{ci}) \quad [kN/cm^2]$$

$$\sigma_{cu,q} = \frac{|N|}{A_{ci}} \pm \frac{|M_q \cdot 100|}{I_{ci}} \cdot e_{ci} \quad [kN/cm^2]$$

$$\sigma_{cp,q} = \frac{|N|}{A_{ci}} \pm \frac{|M_q \cdot 100|}{I_{ci}} \cdot (e_{ci} - e_p) \quad [kN/cm^2]$$

$\Delta\sigma_{p,q} = \alpha_p \cdot \sigma_{cp,q}$ [kN/cm²]

Hinweis: Die Verkehrslast wird nach dem Spannen und dem Verpressen der Hüllrohre aufgebracht und wirkt somit auf den ideellen Querschnitt.

$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{cm}}$
E_p: [N/mm²] E-Modul des Spannstahls
i.d.R. E_p = 195.000 N/mm²
E_{cm}: [N/mm²] E-Modul des Betons

15.3 Verbundlose Vorspannung	
15.3.1 Spannungen infolge Eigengewicht	
$\sigma_{co,g} = \frac{\lvert N \rvert}{A_{cn}} \pm \frac{\lvert M_g \bullet 100 \rvert}{I_{cn}} \bullet (h - e_{cn})$ [kN/cm²] $\sigma_{cu,g} = \frac{\lvert N \rvert}{A_{cn}} \pm \frac{\lvert M_g \bullet 100 \rvert}{I_{cn}} \bullet e_{cn}$ [kN/cm²] keine Zusatzspannungen	
15.3.2 Spannungen infolge Vorspannung	
$\sigma_{co,p} = -\frac{\lvert P_{m0} \rvert}{A_{cn}} \pm \frac{\lvert M_p \bullet 100 \rvert}{I_{cn}} \bullet (h - e_c)$ [kN/cm²] $\sigma_{cu,p} = -\frac{\lvert P_{m0} \rvert}{A_{cn}} \pm \frac{\lvert M_p \bullet 100 \rvert}{I_{cn}} \bullet e_c$ [kN/cm²] $\sigma_{p,p} = \sigma_{pm0}$ [KN/cm²]	
15.3.3 Spannungen infolge Ausbaulast	
$\sigma_{co,\Delta g} = \frac{\lvert N \rvert}{A_{cn}} \pm \frac{\lvert M_{\Delta g} \bullet 100 \rvert}{I_{cn}} \bullet (h - e_{cn})$ [kN/cm²] $\sigma_{cu,\Delta g} = \frac{\lvert N \rvert}{A_{cn}} \pm \frac{\lvert M_{\Delta g} \bullet 100 \rvert}{I_{cn}} \bullet e_{cn}$ [kN/cm²] keine Zusatzspannungen	
15.3.4 Spannungen infolge Verkehrslast	
$\sigma_{co,q} = \frac{\lvert N \rvert}{A_{cn}} \pm \frac{\lvert M_q \bullet 100 \rvert}{I_{cn}} \bullet (h - e_{cn})$ [kN/cm²] $\sigma_{cu,q} = \frac{\lvert N \rvert}{A_{cn}} \pm \frac{\lvert M_q \bullet 100 \rvert}{I_{cn}} \bullet e_{cn}$ [kN/cm²] keine Zusatzspannungen	

16.1 Term 1 bei Biegung mit Normalkraft

$$\sigma_{c2} = - \frac{|N_{Ed}|}{S_{i,NL}} \cdot x_{II} \quad [kN/cm^2]$$

$$\sigma_{s2} = - \alpha_e \cdot \frac{|N_{Ed}|}{S_{i,NL}} \cdot (x_{II} - d_2) \quad [kN/cm^2]$$

$$\sigma_{s1} = \alpha_e \cdot \frac{|N_{Ed}|}{S_{i,NL}} \cdot (d - x_{II}) \quad [kN/cm^2]$$

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

16.2 Term 2 bei Bauteilen mit im Verbund liegenden Spanngliedern (DIN EN 1992-1-1/NA 2013-04; NDP zu 7.3.3(2))

16.2.1 Wirksame Betonzugfestigkeit

$$f_{ct,eff} \begin{cases} \text{früher Zwang: } f_{ct,eff} = 0{,}5 \cdot f_{ctm} \quad [N/mm^2] \\ \text{später Zwang: } f_{ctm} < 3{,}0 \rightarrow f_{ct,eff} = 3{,}0 \quad [N/mm^2] \\ \qquad f_{ctm} > 3{,}0 \rightarrow f_{ct,eff} = f_{ctm} \quad [N/mm^2] \end{cases}$$

f_{ctm}: [N/mm²] Mittelwert der zentrischen Betonzugfestigkeit; siehe EC 2 Tab. 3.1
<u>früher Zwang: (3-5d)</u>
- z.B. durch abfließen der Hydratationswärme

<u>später Zwang: (nach 28d)</u>
- z.B. aus Last

16.2.2 Bewehrungsgrade

$$\rho_{tot} = \frac{(A_s + A_p)}{A_{c,eff}} \quad [\ ]$$

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s + \xi_1^2 \cdot A_p}{A_{c,eff}} \quad [\ ]$$

mit:

$$\xi_1 = \sqrt{\xi \cdot \frac{\varnothing_s}{\varnothing_p}} \quad [\ ]$$

$A_{c,eff}$: [mm²] Wirkungsbereich der Bewehrung; $A_{c,eff} = 2{,}5 \cdot d_1 \cdot b$ (gilt allgemein)
A_p: [mm²] Querschnittsfläche der Spannglieder, die innerhalb $h_{c,eff} = 2{,}5 \cdot d_1$ liegen
A_s: [mm²] Querschnittsfläche der Betonstahlbewehrung
ξ: [ ] Verhältnis der mittleren Verbundfestigkeit von Spannstahl und Betonstahl; siehe Abbildung 8; Bei Betondruckfestigkeiten ≥C 70/85 sind die Werte unter „sofortiger Verbund" zu halbieren.
$\varnothing_s$: [mm] größter Stabdurchmesser des Betonstahls; wenn $A_s = 0$: $\xi_1 = \sqrt{\xi}$
$\varnothing_p$: [mm] äquivalenter Durchmesser des Spannstahls

Bündelspannglieder:	$\varnothing_p = 1{,}6 \cdot \sqrt{A_p}$	(A_p einer Litze)
Einzellitzen mit 7 Drähten:	$\varnothing_p = 1{,}75 \cdot \varnothing_{wire}$	
Einzellitzen mit 3 Drähten:	$\varnothing_p = 1{,}20 \cdot \varnothing_{wire}$	

Spannstahl	ξ		
	sofortiger Verbund	nachträglicher Verbund	
		≤ C50/60	≥ C70/85
glatte Stäbe und Drähte	nicht anwendbar	0,3	0,15
Litzen	0,6	0,5	0,25
profilierte Drähte	0,7	0,6	0,3
gerippte Stäbe	0,8	0,7	0,35
ANMERKUNG Für Werte zwischen C50/60 und C70/85 darf interpoliert werden.			

Abbildung 8: Verhältnis ξ [3]

16.2.3 Term 2

$$\sigma_s = \sigma_{s,II} + 0{,}4 \cdot f_{ct,eff} \cdot \left(\frac{1}{\rho_{p,eff}} - \frac{1}{\rho_{tot}} \right) \quad [N/mm^2]$$

$f_{ct,eff}$: [N/mm²] wirksame Betonzugfestigkeit
$\sigma_{s,II}$: [N/mm²]

17 Nachweis der zulässigen Betonspannungen

17.1 Allgemein

Nachweis erforderlich um Kriechverformungen zu begrenzen: $\sigma_c \leq 0{,}45 \cdot f_{ck}$ in der quasi-ständigen EWK
Nachweis für nicht vorgespannte Tragwerke des üblichen Hochbaus i.d.R. nicht erforderlich
(s. EC2-1-1/NA, 7.1)

17.2 Quasi-ständige Kombination

Hinweis: maßgebend ist der Lastfall, bei dem die größte Druckspannung an einem der Querschnittsränder entsteht. Am besten beide Ränder jeweils zum Zeitpunkt t=0 und t= ∞ untersuchen.

Querschnittsrand 1: (Zug infolge Vorspannung)
t = 0:
$\sigma_{c1,perm} = -|\sigma_{c1,g}| + r_{inf} \bullet |\sigma_{c1,p}|$ [kN/cm²]
t = ∞: maßgebend
$\sigma_{c1,perm} = -|\sigma_{c1,g}| - \sum \Psi_2 \bullet |\sigma_{c1,q}| + r_{inf} \bullet \alpha_{csr} \bullet |\sigma_{c1,p}|$ [kN/cm²]

Querschnittsrand 2: (Druck infolge Vorspannung)
t = 0: maßgebend
$\sigma_{c2,perm} = +|\sigma_{c2,g}| - r_{sup} \bullet |\sigma_{c2,p}|$ [kN/cm²]
t = ∞:
$\sigma_{c2,perm} = +|\sigma_{c2,g}| + \sum \Psi_2 \bullet |\sigma_{c2,q}| - r_{sup} \bullet \alpha_{csr} \bullet |\sigma_{c2,p}|$ [kN/cm²]

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

r_{sup}: [ ] Wert zur Berücksichtigung der Streuung der Vorspannkraft
Nachträglicher Verbund: $r_{sup} = 1{,}1$
Sofortiger Verbund/ Kein Verbund: $r_{sup} = 1{,}05$
r_{inf}: [ ] Wert zur Berücksichtigung der Streuung der Vorspannkraft
Nachträglicher Verbund: $r_{sup} = 0{,}9$
Sofortiger Verbund/ Kein Verbund: $r_{sup} = 0{,}95$
α_{csr}: [ ] Verlust aus Kriechen, Schwinden und Relaxation;
i.d.R.: $\alpha_{csr} = 0.85$
f_{ck}: [N/mm²] charakteristische Zylinderdruckfestigkeit von Beton

18 Nachweis der zulässigen Spannstahlspannungen

18.1 Allgemein

Zu führende Nachweise:

$\sigma_{p,perm} \leq 0{,}65 \cdot f_{pk}$ (s. DIN EN 1992-1-1; 7.2 (NA.5))

$\sigma_{p,rare} \leq \min\{0{,}9 \cdot f_{p0,1k};\ 0{,}8 \cdot f_{pk}\}$ (s. DIN EN 1992-1-1; 7.2 (NA.6))

18.2 Quasi-ständige Kombination (s.DIN EN 1992-1-1, 7.2(5))

$$\sigma_{pm,perm,\infty} = \alpha_{csr} \cdot \frac{P_0}{A_p} + |\Delta\sigma_{p,g}| + \sum \Psi_2 \cdot |\Delta\sigma_{p,q}| \quad [kN/cm^2]$$

Hinweis:
Wenn das Eigengewicht beim anspannen bereits aktiviert wurde, (Träger hebt sich von der Schalung) werden die Spannungen aus Eigengewicht nicht berücksichtigt.

Nachweis:

$\sigma_{pm,perm,\infty} \leq 0{,}65 \cdot f_{pk}$

f_{pk}: [N/mm²] charakteristischer Wert der Zugfestigkeit des Spannstahls
St1570/1770: $f_{pk} = 1770$ N/mm²

Nur bei Vorspannung mit Verbund

18.3 Seltene Kombination (s. DIN EN 1992-1-1; 7.2 (NA.6))

$$\sigma_{p,rare,0} = \frac{P_{m0}}{A_p} + |\Delta\sigma_{p,g}| \quad [kN/cm^2]$$

$$\sigma_{p,rare,\infty} = \alpha_{csr} \cdot \frac{P_{m0}}{A_p} + |\Delta\sigma_{p,g}| + \sum |\Delta\sigma_{p,q}| \quad [kN/cm^2]$$

Hinweis:
Wenn das Eigengewicht beim anspannen bereits aktiviert wurde, (Träger hebt sich von der Schalung) werden die Spannungen aus Eigengewicht nicht berücksichtigt.

Nachweis:

$$\sigma_{p,rare} \leq \min \begin{cases} 0{,}8 \cdot f_{pk} \\ 0{,}9 \cdot f_{p0,1k} \end{cases}$$

f_{pk}: [N/mm²] charakteristischer Wert der Zugfestigkeit des Spannstahls
St1570/1770: $f_{pk} = 1770$ N/mm²

$f_{p0,1k}$: [N/mm²] charakteristischer Wert der 0,1 %-Dehngrenze des Spannstahls
St1570/1770: $f_{p0,1k} = 1500$ N/mm²

Nur bei Vorspannung mit Verbund

18.4 Zulässige Spannstahlspannung nach Lösen der Verankerung (s.DIN EN 1992-1-1:2011; 5.10.3(2))

$$\sigma_{p0} = \min \begin{cases} 0{,}75 \cdot f_{pk} \ [N/mm^2] \\ 0{,}85 \cdot f_{p0,1k} \ [N/mm^2] \end{cases}$$

➔ Zur Vordimensionierung

f_{pk}: [N/mm²] charakteristischer Wert der Zugfestigkeit des Spannstahls
→ aus Allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung
Für ST1570/1770 z.B.: $f_{pk} = 1770$ N/mm²

$f_{p0,1k}$: [N/mm²] charakteristischer Wert der 0,1 %-Dehngrenze des Spannstahls
→ aus Allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung
Für ST1570/1770 z.B.: $f_{p0,1k} = 1500$ N/mm²

18.5 Zulässige Spannstahlspannung während des Spannvorgangs (s.DIN EN 1992-1-1:2011; 5.10.2(1))

$$\sigma_{p0} = \min \begin{cases} 0{,}8 \cdot f_{pk} \ [N/mm^2] \\ 0{,}9 \cdot f_{p0,1k} \ [N/mm^2] \end{cases}$$

Wenn Übergespannt wird: (s. DIN EN 1992-1-1:2011-01; 5.10.2.1(2))

$\sigma_{p0} = 0{,}95 \cdot f_{p0,1k}$ [N/mm²]

f_{pk}: [N/mm²] charakteristischer Wert der Zugfestigkeit des Spannstahls
→ aus Allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung
Für ST1570/1770 z.B.: $f_{pk} = 1770$ N/mm²

$f_{p0,1k}$: [N/mm²] charakteristischer Wert der 0,1 %-Dehngrenze des Spannstahls → aus Allgemeiner bauaufsichtlicher Zulassung
Für ST1570/1770 z.B.: $f_{p0,1k} = 1500$ N/mm²

19 Nachweis der Dekompression

<table>
<tr><th colspan="2">19.1 Quasi-ständige Kombination</th></tr>
<tr><td>
Hinweis:
Durch den Dekompressionsnachweis sollen Betonrisse im Bereich des Spanngliedes verhindert werden, da diese zu Korrosions- oder Ermüdungsproblemen führen können.
Nach EC2/NA; NCI zu 7.3.2(5):
genauerer Nachweis bei dem das Spannglied im Druckbereich = max {h/10; 100mm zu beiden Seiten} (Zustand 2) liegen muss.
Nach DAfStb Heft 600:
Vereinfachter NW bei dem dem der Betonquerschnitt im Zustand 1 vollständig unter Druckspannungen stehen muss.
Es müssen beide Ränder jeweils zum Zeitpunkt t = 0 und t = ∞ untersucht werden.
Die Vorspannung wirkt ungünstig wenn diese am betrachteten Rand Zugspannungen erzeugt.

Querschnittsrand 1: (Druck infolge Vorspannung)
t = 0:
$\sigma_{c1,perm} = +|\sigma_{c1,g}| - r_{inf} \cdot |\sigma_{c1,p}|$ [kN/cm²]

t = ∞:
$\sigma_{c1,perm} = +|\sigma_{c1,g}| + \sum \Psi_2 \cdot |\sigma_{c1,q}| - r_{inf} \cdot \alpha_{csr} \cdot |\sigma_{c1,p}|$ [kN/cm²]

Querschnittsrand 2: (Zug infolge Vorspannung)
t = 0:
$\sigma_{c2,perm} = -|\sigma_{c2,g}| + r_{sup} \cdot |\sigma_{c2,p}|$ [kN/cm²]

t = ∞:
$\sigma_{c2,perm} = -|\sigma_{c2,g}| - \sum \Psi_2 \cdot |\sigma_{c2,q}| + r_{sup} \cdot \alpha_{csr} \cdot |\sigma_{c2,p}|$ [kN/cm²]
</td><td>
r_{sup}: [ ] Wert zur Berücksichtigung der Streuung der Vorspannkraft
Nachträglicher Verbund: r_{sup} = 1,1
Sofortiger Verbund/ Kein Verbund: r_{sup} = 1,05
r_{inf}: [ ] Wert zur Berücksichtigung der Streuung der Vorspannkraft
Nachträglicher Verbund: r_{inf} = 0,9
Sofortiger Verbund/ Kein Verbund: r_{inf} = 0,95

α_{csr}: [ ] Verlust aus Kriechen, Schwinden und Relaxation;
i.d.R.: α_{csr} = 0.85
f_{ck}: [N/mm²] charakteristische Zylinderdruckfestigkeit von Beton
</td></tr>
</table>

20.1 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)

Der Nachweis ist nicht erforderlich wenn der Querschnitt unter der maßgebenden Kombination im Zustand 1 bleibt. (vgl. EC2/NA; Tabelle 7.1DE)

20.2 Überprüfung ob Rissbreitennachweis erforderlich ist

20.2.1 Nachträglicher & sofortiger Verbund: (i.d.R.: häufige EWK)

Querschnittsrand 1: (Druck infolge Vorspannung)
t = 0:
$\sigma_{c1,freq} = |\sigma_{c1,g}| - r_{inf} \bullet |\sigma_{c1,p}|$ [N/mm²]
t = ∞: maßgebend
$\sigma_{c1,freq} = |\sigma_{c1,g}| + \psi_{1,1} \bullet |\sigma_{c1,q1}| - r_{inf} \bullet \alpha_{csr} \bullet |\sigma_{c1,p}|$ [N/mm²]

Querschnittsrand 2: (Zug infolge Vorspannung)
t = 0: maßgebend
$\sigma_{c2,freq} = -|\sigma_{c2,g}| + r_{sup} \bullet |\sigma_{c2,p}|$ [N/mm²]
t = ∞:
$\sigma_{c2,freq} = -|\sigma_{c2,g}| - \psi_{1,1} \bullet |\sigma_{c2,q1}| + r_{sup} \bullet \alpha_{csr} \bullet |\sigma_{c2,p}|$ [N/mm²]

Nachweis: $\sigma_{c,freq} \leq f_{ctm}$ → kein NW erf.

r_{sup}: [ ] Wert zur Berücksichtigung der Streuung der Vorspannkraft
Nachträglicher Verbund: $r_{sup} = 1{,}1$
Sofortiger Verbund/ Kein Verbund: $r_{sup} = 1{,}05$
r_{inf}: [ ] Wert zur Berücksichtigung der Streuung der Vorspannkraft
Nachträglicher Verbund: $r_{inf} = 0{,}9$
Sofortiger Verbund/ Kein Verbund: $r_{inf} = 0{,}95$

20.2.2 Ohne Verbund: (quasi ständige EWK)

Querschnittsrand 1: (Druck infolge Vorspannung)
t = 0:
$\sigma_{c1,perm} = |\sigma_{c1,g}| - r_{inf} \bullet |\sigma_{c1,p}|$ [N/mm²]
t = ∞:
$\sigma_{c1,perm} = |\sigma_{c1,g}| + \sum \Psi_2 \bullet |\sigma_{c1,q}| - r_{inf} \bullet \alpha_{csr} \bullet |\sigma_{c1,p}|$ [N/mm²]

Querschnittsrand 2: (Zug infolge Vorspannung)
t = 0:
$\sigma_{c2,perm} = -|\sigma_{c1,g}| + r_{sup} \bullet |\sigma_{c2,p}|$ [N/mm²]
t = ∞:
$\sigma_{c2,perm} = -|\sigma_{c1,g}| - \sum \Psi_2 \bullet |\sigma_{c2,q}| + r_{sup} \bullet \alpha_{csr} \bullet |\sigma_{c2,p}|$ [N/mm²]

Nachweis: $\sigma_{c,perm} \leq f_{ctm}$ → kein NW erf.

r_{sup}: [ ] Wert zur Berücksichtigung der Streuung der Vorspannkraft
Nachträglicher Verbund: $r_{sup} = 1{,}1$
Sofortiger Verbund/ Kein Verbund: $r_{sup} = 1{,}05$
r_{inf}: [ ] Wert zur Berücksichtigung der Streuung der Vorspannkraft
Nachträglicher Verbund: $r_{rinf} = 0{,}9$
Sofortiger Verbund/ Kein Verbund: $r_{inf} = 0{,}95$

20.3 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]

21 Rissbreitennachweis mit direkter Berechnung

21.1 Wirkungsbereich der Bewehrung

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

$$A_{c,eff} = h_{c,ef} \cdot b_{eff} \text{ [cm²]}$$

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
bei zusätzlichem Spannstahl: d_{1m}

$h_{c,ef}$: [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

h: [cm] Querschnittshöhe; bei PB: gesamte Querschnittshöhe

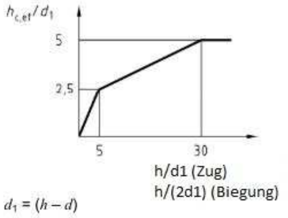


Abbildung 9: Vergrößerung von $h_{c,ef}$ [1]

21.2 Effektiver Bewehrungsgrad

$$\rho_{p,eff} = \frac{A_s + \xi_1^2 \cdot A_p}{A_{c,eff}} \text{ [ ]}$$

$$\text{mit: } \xi_1 = \sqrt{\xi \cdot \frac{\varnothing_s}{\varnothing_p}} \text{ [ ]}$$

A_s: [cm²] vorhandene Zugbewehrung (auch bei zentrischem Zug nur A_{s1})

$A_{c,eff}$: [cm²] Wirkungsbereich der Bewehrung; siehe oben

ξ: [ ] Verhältnis der mittleren Verbundfestigkeit von Spannstahl und Betonstahl; siehe Abbildung 10; Bei Betondruckfestigkeiten ≥C 70/85 sind die Werte unter „sofortiger Verbund“ zu halbieren.

$\varnothing_s$: [mm] größter Stabdurchmesser des Betonstahls; wenn $A_s = 0$: $\xi_1 = \sqrt{\xi}$

$\varnothing_p$: [mm] äquivalenter Durchmesser des Spannstahls

Bündelspannglieder:	$\varnothing_p = 1{,}6 \cdot \sqrt{A_p}$ [mm]
Einzellitzen mit 7 Drähten:	$\varnothing_p = 1{,}75 \cdot \varnothing_{wire}$
Einzellitzen mit 3 Drähten:	$\varnothing_p = 1{,}20 \cdot \varnothing_{wire}$

Spannstahl	ξ		
	sofortiger Verbund	nachträglicher Verbund	
		≤ C50/60	≥ C70/85
glatte Stäbe und Drähte	nicht anwendbar	0,3	0,15
Litzen	0,6	0,5	0,25
profilierte Drähte	0,7	0,6	0,3
gerippte Stäbe	0,8	0,7	0,35
ANMERKUNG Für Werte zwischen C50/60 und C70/85 darf interpoliert werden.			

Abbildung 10: Verhältnis ξ [3]

21.3 Wirksame Betonzugfestigkeit

$$f_{ct,eff} \begin{cases} \text{früher Zwang: } f_{ct,eff} = 0{,}5 \cdot f_{ctm} \text{ [N/mm²]} \\ \text{später Zwang: } f_{ctm} > 3{,}0 \rightarrow f_{ct,eff} = f_{ctm} \text{ [N/mm²]} \\ f_{ctm} < 3{,}0 \rightarrow f_{ct,eff} = 3{,}0 \text{ [N/mm²]} \end{cases}$$

f_{ctm}: [N/mm²] Mittelwert der zentrischen Betonzugfestigkeit; siehe Tab. 3.1

<u>früher Zwang: (3-5d)</u>

- z.B. durch abfließen der Hydratationswärme

Kann ausgeschloßen werden, wenn es innerhalb der ersten 28 Tage zu keiner Rissbildung kommt. (z.B. durch Nachbehandlung usw.)

<u>später Zwang: (nach 28d)</u>

- z.B. aus Last

21.4 Differenz der mittleren Dehnungen

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

Hinweis: Nach DIN EN 1992-1-1; NA7.3.4(2): wirksame Betonzugfestigkeit bei Berechnung von $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ ohne Ansatz einer Mindestbetonzugfestigkeit!

σ_s: [N/mm²] Spannung in der Zugbewehrung im Zustand 2
für die quasi ständige EWK; siehe Punkt 16

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

21.5 Maximaler Rissabstand	
für s ≤ 5 • c + ∅/2: (Regelfall) $s_{r,max} = \min\begin{cases} \frac{\varnothing}{3{,}6 \cdot \rho_{\rho,eff}} \text{ [mm]} \\ \frac{\sigma_s \cdot \varnothing}{3{,}6 \cdot f_{ct,eff}} \text{ [mm]} \end{cases}$ **für s > 5 • c + ∅/2:** $s_{r,max} = 1{,}3 \cdot (h - x)$	s: [mm] Abstand der Stäbe zueinander c: [mm] Betondeckung bezogen auf die Längsbewehrung ∅: [mm] Durchmesser der vorhandenen Bewehrung $\rho_{\rho,eff}$: [ ] effektiver Bewehrungsgrad; siehe oben σ_s: [N/mm²] Spannung in der Zugbewehrung im Zustand 2 unter der quasi ständigen EWK; siehe Punkt 16 $f_{ct,eff}$: [N/mm²] wirksame Betonzugfestigkeit; siehe oben
21.6 Rissbreite	
$w_k = s_{r,max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$ [mm]	
21.7 Nachweis	
$w_k \leq$ zul. w_k	

22 Rissbreitennachweis ohne direkte Berechnung

22.1 Verfahren über Grenzdurchmesser (mit Tabelle NA 7.2)

22.1.1 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: [N/mm²] Spannung in der Zugbewehrung im Zustand 2 für die maßgebende EWK
maßgebende EWK:
Stahlbetonbau: quasi-ständige EWK
Vorspannung ohne Verbund: quasi-ständige EWK
Vorspannung mit nachträglichem Verbund: häufige EWK
Vorspannung mit sofortigem Verb.: i.d.R. häufige EWK
w_k: [mm] Rissbreite nach 20.3

Hinweis: Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden

22.1.2 Wirksame Betonzugfestigkeit

$$f_{ct,eff} \begin{cases} \text{früher Zwang: } f_{ct,eff} = 0{,}5 \cdot f_{ctm} \text{ [N/mm²]} \\ \text{später Zwang: } f_{ctm} < 3{,}0 \rightarrow f_{ct,eff} = 3{,}0 \text{ [N/mm²]} \\ f_{ctm} > 3{,}0 \rightarrow f_{ct,eff} = f_{ctm} \text{ [N/mm²]} \end{cases}$$

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

<u>später Zwang: (nach 28d)</u>
- z.B. aus Last

22.1.3 Maximal zulässiger Durchmesser

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

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 16
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

22.1.4 Nachweis

$\lim \varnothing_s \geq \text{vorh. } \varnothing_s$

22.2 Verfahren über Höchstwerte der Stababstände (nur bei Lastbeanspruchung)

22.2.1 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 [3]

σ_s: [N/mm²] Spannung in der Zugbewehrung im Zustand 2 für die maßgebende EWK
maßgebende EWK:
Stahlbetonbau: quasi-ständige EWK
Vorspannung ohne Verbund: quasi-ständige EWK
Vorspannung mit nachträglichem Verbund: häufige EWK
Vorspannung mit sofortigem Verb.: i.d.R. häufige EWK
s: [mm] Abstand zwischen den einzelnen Zugbewehrungsstäben

Hinweis: Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden.

22.2.2 Nachweis

max s ≥ vorh. s

s: [mm] Abstand zwischen den einzelnen Zugbewehrungsstäben

23 Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite

23.1 Hinweise

- Notwendig bei Bauteilen, die durch Zugsp. aus indirekten Einwirkungen (Zwang) beansprucht werden.
- Die Mindestbewehrung ist an dem maßgebenden Querschnittsrand einzulegen. Maßgebend ist der Querschnittsrand, der im ungerissenen Zustand zugbeansprucht ist. Um breite Sammelrisse zu vermeiden, soll die Bewehrung über die Zugzone verteilt werden.
- Bei gegliederten Querschnitten (z.B. Plattenbalken) ist die Mindestbewehrung für jeden Teilquerschnitt einzeln nachzuweisen!
- Die Mindestbewehrung wird aus dem Gleichgewicht der Betonzugkraft unmittlelbar vor der Rissbildung und der Zugkraft in der Bewehrung ermittelt. (s. DIN EN 1992-1-1:2011-01; 7.3.2(1)) $A_{smin} \cdot \sigma_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct}$
- Der Nachweis ist ähnlich dem Nachweis der Mindestbewehrung zur Einhaltung des Duktilitätskriteriums. Unterschiede: σ_s aus $\varnothing_s^*$ anstelle σ_s = 500N/mm² und z = 0,8 • d anstelle z = 0,9 • d

23.2 Überprüfung ob Mindestbewehrung für Zwang erforderlich ist

23.2.1 Spannbeton

23.2.1.1 Hinweise

In Bauteilen mit Vorspannung mit Verbund ist keine Mindestbewehrung erforderlich wenn am Querschnittsrand in der seltenen EWK Betondruckspannungen vorhanden sind, die betragsmäßig größer als 1,0 N/mm² sind. (DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04; NDP zu 7.3.2(4))

23.2.1.2 Spannung am Querschnittsrand

Querschnittsrand 1: (Druck infolge Vorspannung)

t= 0:

$\sigma_{c1rare} = |\sigma_{c1,g}| - r_{inf} \cdot |\sigma_{c1,p}|$ [N/mm²]

t = ∞:

$\sigma_{c1rare} = |\sigma_{c1,g}| + |\sigma_{c1,q}| - r_{inf} \cdot \alpha_{csr} \cdot |\sigma_{c1,p}|$ [N/mm²]

Querschnittsrand 2: (Zug infolge Vorspannung)

t= 0:

$\sigma_{c2,rare} = -|\sigma_{c2,g}| + r_{sup} \cdot |\sigma_{c2,p}|$ [N/mm²]

t = ∞:

$\sigma_{c2,rare} = -|\sigma_{c2,g}| - |\sigma_{c2,q}| + r_{sup} \cdot \alpha_{csr} \cdot |\sigma_{c2,p}|$ [N/mm²]

r_{sup}: [ ] Wert zur Berücksichtigung der Streuung der Vorspannkraft
Nachträglicher Verbund: r_{sup} = 1,1
Sofortiger Verbund/ Kein Verbund: r_{sup} = 1,05

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

23.2.1.3 Nachweis

Zugspannungen: → Mindestbewehrung erforderlich
Druckspannungen: $|\sigma_{c,rare}| \leq$ 1,0 N/mm² → Mindestbewehrung erforderlich

23.2.2 Stahlbeton (Mindesbewehrung infolge Hydratation)

23.2.2.1 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: $\alpha T \approx 10^{-5}$

23.2.3 Wirksame Betonzugfestigkeit

$$f_{ct,eff} \begin{cases} \text{früher Zwang: } f_{ct,eff} = 0{,}5 \cdot f_{ctm} \text{ [N/mm²]} \\ \text{später Zwang: } f_{ctm} < 3{,}0 \rightarrow f_{ct,eff} = 3{,}0 \text{ [N/mm²]} \\ \qquad f_{ctm} > 3{,}0 \rightarrow f_{ct,eff} = f_{ctm} \text{ [N/mm²]} \end{cases}$$

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

Kann ausgeschloßen werden, wenn es innerhalb der ersten 28 Tage zu keiner Rissbildung kommt. (z.B. durch Nachbehandlung usw.)
<u>später Zwang: (nach 28d)</u>
- z.B. aus Last

23.2.4 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

23.2.5 Nachweis

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

23.3 Ermittlung der Mindestbewehrung

23.3.1 Wirksame Betonzugfestigkeit

$f_{ct,eff}$ { früher Zwang: $f_{ct,eff} = 0{,}5 \cdot f_{ctm}$ [N/mm²]
später Zwang: $f_{ctm} < 3{,}0 \rightarrow f_{ct,eff} = 3{,}0$ [N/mm²]
$f_{ctm} > 3{,}0 \rightarrow f_{ct,eff} = f_{ctm}$ [N/mm²]

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

Kann ausgeschloßen werden, wenn es innerhalb der ersten 28 Tage zu keir Rissbildung kommt. (z.B. durch Nachbehandlung usw.)
später Zwang: (nach 28d)
- z.B. aus Last

23.3.2 Fläche der Betonzugzone im Zustand 1 und Betonspannungen

23.3.2.1 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)

23.3.2.2 Gegliederte Querschnitte:

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

23.3.2.3 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)

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

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

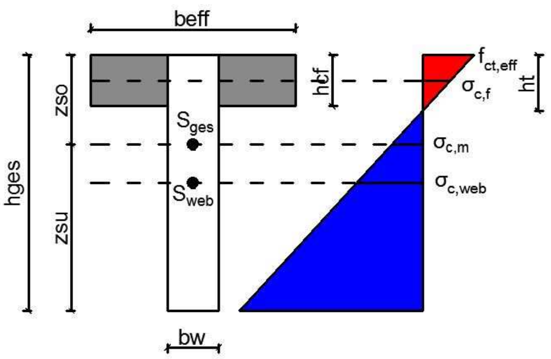


Abbildung 11: Spannungsverteilung eines Plattenbalken – oberer Querschnittsrand zugbeansprucht

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

23.3.2.4 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]

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

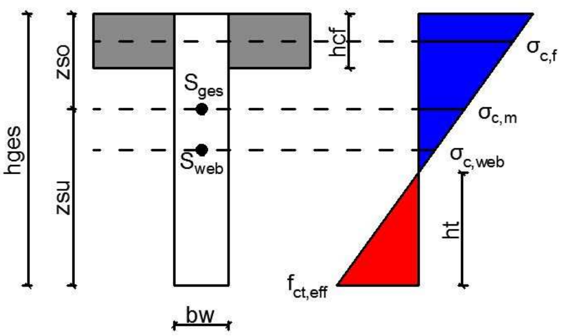


Abbildung 12: Spannungsverteilung eines Plattenbalken - unterer Querschnittsrand zugbeansprucht

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

23.3.3 Faktor k_c

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

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

Hinweis: wenn k_c negativ → keine Mindestbew. erf.

Gurt von Hohlkasten, Gurt eines T-Querschnitts:

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

Hinweis: Herleitung & Beispiel zu T-Querschnitt: siehe [4]

k_c: [ ] Faktor zu Erfassung der Spannungsverteilung vor Erstrissbildung
σ_c: [N/mm²] Betonspannung in Höhe der Schwerlinie des Teilquerschnitts im Zustand 1. (Druck positiv)
Bei Rechteckquerschnitt: $\sigma_c = N_{Ed} / (b \cdot h)$
Bei Plattenbalken: $\sigma_c = \sigma_{c,web}$ bzw. $\sigma_{c,f}$
N_{Ed}: [N] Normalkraft im GZG (Druckkraft positiv)
h: [m] Höhe des Querschnitts/ Teilquerschnitts
h*: [m] h < 1m: h* = h
h ≥ 1m: h* = 1
k_1: [ ] Beiwert zur Berücksichtigung der Auswirkung von Normalkräften auf den Spannungsverlauf
σ_c Druckspannung: $k_1 = 1{,}5$
σ_c Zugspannung: $k_1 = 2 \cdot h^* / (3 \cdot h)$
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] Zugzone im Zustand 1 (unmittelbar vor der Erstrissbildung)

reiner Zug:
z.B. durch abfließen der Hydratationswärme

23.3.4 Faktor k

- äußerer Zwang: k = 1,0
- innerer Zwang: h ≤ 30cm → k = 0,8
  30cm < h < 80cm → Interp.
  h ≥ 80cm → k = 0,5

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

k: [ ] Beiwert zur Berücksichtigung 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!!

23.3.5 Grenzdurchmesser

Bei Zwangsbeanspruchung aus zentrischem Zug:

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

Bei Zwangsbeanspruchung aus Biegung:

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

Lastbeanspruchung:

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

Hinweise:
- Auf der sicheren Seite kann stets mit dem ersten Wert gerechnet werden.
- Wenn ø obere Bewehrung ≠ ø 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.

23.3.6 Zulässige Spannung in der Bewehrung (damit Risse nicht zu groß werden)

$$\sigma_s = \sqrt{\frac{w_k \cdot 3{,}48 \cdot 10^6 \cdot (1{,}5)^{*1}}{\varnothing_s^*}} \quad [N/mm^2]$$

*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]

23.3.7 Mindestquerschnittsfläche innerhalb der Zugzone

23.3.7.1 Stahlbetonbau

$$A_{s,min(o/u)} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot \frac{A_{ct}}{\sigma_s} \quad [cm^2]$$

$f_{ct,eff}$: [N/mm²]
σ_s: [N/mm²]
A_{ct}: [cm²]

23.3.7.2 Spannbetonbau

Hinweis: Spannglieder im Verbund in der Zugzone können bis zu einem Abstand ≤ 150 mm von der Mitte des Spannglieds zur Begrenzung der Rissbreite beitragen.

$$\xi_1 = \sqrt{\xi \cdot \frac{\varnothing_s}{\varnothing_p}} \quad [\,]$$

$$A_{s,min(o/u)} = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot \frac{A_{ct}}{\sigma_s} - \xi_1 \cdot A_p' \cdot \Delta\sigma_p \quad [cm^2]$$

A_p': [cm²] Querschnittsfläche der in $A_{c,eff}$ liegenden Spannglieder
$A_{c,eff}$: [cm²] Wirkungsbereich der Bewehrung; $A_{c,eff} = h_{c,eff} \cdot b$
ξ: [ ] Verhältnis der mittleren Verbundfestigkeit von Spannstahl und Betonstahl; siehe Abbildung 13; Bei Betondruckfestigkeiten ≥C 70/85 sind die Werte unter „sofortiger Verbund" zu halbieren.
$\varnothing_s$: [mm] größter Stabdurchmesser des Betonstahls; wenn $A_s = 0$: $\xi_1 = \sqrt{\xi}$
$\varnothing_p$: [mm] äquivalenter Durchmesser des Spannstahls

Bündelspannglieder: $\varnothing_p = 1{,}6 \cdot \sqrt{A_p}$
Einzellitzen mit 7 Drähten: $\varnothing_p = 1{,}75 \cdot \varnothing_{wire}$ ($\varnothing_{wire} = \varnothing_{p,nom}/3$)
Einzellitzen mit 3 Drähten: $\varnothing_p = 1{,}20 \cdot \varnothing_{wire}$

$\Delta\sigma_p$: [N/mm²] Spannungsänderung in den Spanngliedern bezogen auf den Zustand des ungedehnten Betons; vereinfacht $\Delta\sigma_p = 1$

Spannstahl	ξ		
	sofortiger Verbund	nachträglicher Verbund ≤ C50/60	nachträglicher Verbund ≥ C70/85
glatte Stäbe und Drähte	nicht anwendbar	0,3	0,15
Litzen	0,6	0,5	0,25
profilierte Drähte	0,7	0,6	0,3
gerippte Stäbe	0,8	0,7	0,35
ANMERKUNG Für Werte zwischen C50/60 und C70/85 darf interpoliert werden.			

Abbildung 13: Verhältnis ξ [3]

23.3.8 Nachweis

$A_{s,vorh(o/u)} \geq A_{s,min(o,u)}$ Unterschreitung < 3% OK

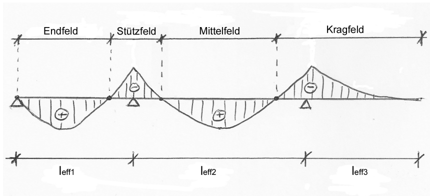
24 GZT – Biegung

24.1 Ermittlung der Effektiven Plattenbreite

24.1.1 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

24.1.2 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 14: Längsschnitt durch Plattenbalken

24.1.3 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

25.1 Ermittlung Spannungszuwachs (s.DIN EN 1992-1-1:2011-01; 5.10.8

Tragwerk mit externen Spanngliedern:
Schnittgrößenermittlung linear elastisch: $\Delta\sigma_{p,ULS} = 0$ N/mm²
Schnittgrößenermittlung nicht l.e.: genaue Berechnung

Tragwerk mit internen Spanngliedern:
Exzentrisch geführtes Spannglied: $\Delta\sigma_{p,ULS} = 100$ N/mm²
Alternativ bei Platten: $\Delta\sigma_{p,ULS}$ entsprechend DIN 4227, Teil 6
Zentrisch geführtes Spannglied: genaue Berechnung

25.2 $\Delta\sigma_{p,ULS}$ nach DIN 4227, Teil 6 für Platten

Einfeldträger:
$\Delta\sigma_p = \frac{d_p}{17 \cdot L} \cdot E_p$ [N/mm²]
Herleitung: siehe Anhang

Zweifeldträger:
$\Delta\sigma_p = 2 \cdot \frac{d_p}{17 \cdot L} \cdot E_p$ [N/mm²]
Hinweis: die 2 benachbarten Felder biegen sich durch

d_p: [cm] statische Nutzhöhe des Spannstahls in Feldmitte
L: [cm] Länge des Spannglieds zwischen den Verankerungspunkten
E_p: [N/mm²] E-Modul des Spannstahls

25.3 Zuwachs der Spannkraft

Spannungszuwachs $\Delta\sigma_{p,ULS} = 0$:
$\Delta P = 1{,}0$

Spannungszuwachs $\Delta\sigma_{p,ULS} > 0$:
$\sigma_p = \sigma_{pm0/\infty} + \Delta\sigma_p$ [N/mm²]

$\sigma_p \leq \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s}$ [N/mm²] → $\Delta P = \frac{\sigma_p}{\sigma_{pm0} \cdot \alpha_{csr}}$ [ ]
(Hinweis: vorhandene Spannung σ_p ist kleiner als die Fließgrenze)

$\sigma_p > \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s}$ [N/mm²] → $\Delta P = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s \cdot \sigma_{pm0} \cdot \alpha_{csr}}$ [ ]

$\sigma_{pm\infty}$: [N/mm²] gewählte Vorspannung; i.d.R. $\alpha_{csr} \cdot \sigma_{pm0}$
σ_{pm0}: [N/mm²] vorhandene Vorspannung zum Zeitpunkt t = 0; i.d.R entspricht σ_{pm0} der zulässigen Spannung nach lösen der Verankerung: $\sigma_{pm0} = \min\{0{,}75 \cdot f_{pk}\,;\, 0{,}85 \cdot f_{p0,1k}\}$
f_{pk}: [N/mm²] charakteristischer Wert der Zugfestigkeit des Spannstahls St1570/1770: $f_{pk} = 1770$ N/mm²
$f_{p0,1k}$: [N/mm²] charakteristischer Wert der 0,1 %-Dehngrenze des Spannstahls St1570/1770: $f_{p0,1k} = 1500$ N/mm²
γ_s: [ ] Teilsicherheitsbeiwert für Beton- und Spannstahl ständig und vorübergehende Kombination: $\gamma_s = 1{,}15$

nur im Endzustand

25.4 Moment um Betonstahlachse

$M_{Eds} = |M_{Ed}| - N_{Ed} \cdot \frac{z_{s1}}{100}$ [kNm]

Hinweis: die Streuungen der Vorspannkraft (r_{inf}, r_{sup}) müssen nur bei den GZG Nachweisen berücksichtigt werden.

M_{Ed}: [kNm] $M_{Ed} = 1{,}35 \cdot M_{g,k} + 1{,}5 \cdot M_{q,k} + 1{,}0 \cdot M_{p,k} \cdot \alpha_{csr} \cdot \Delta P$ [kNm]
N_{Ed}: [kN] $N_{Ed} = 1{,}0 \cdot \rho \cdot \alpha_{csr} \cdot P_0 \cdot \Delta P$ **vorzeichengerecht!**
ΔP: [ ] Zuwachs der Spannkraft
z_{s1}: [cm] Abstand zwischen Schwerpunkt und Zugbewehrung der Betonstahlbewehrung
Bei Rechteckquerschnitt: d – 0,5 • h
Plattenbalken: $d - z_{s,o/u}$

25.5 Bemessung mit Tabellen

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

ablesen von: ω

$A_{s,erf.} = \frac{1}{f_{yd}} \cdot (\omega \cdot b \cdot d_s \cdot f_{cd} + N_{Ed})$ [cm²]

d_s: [cm] statische Nutzhöhe bis zum Schwerpunkt des Betonstahl
N_{Ed}: [kN] $N_{Ed} = 1{,}0 \cdot \rho \cdot \alpha_{csr} \cdot P_0 \cdot \Delta P$ **vorzeichengerecht!**
f_{yd}: [kN/cm²] Bemessungswert der Streckgrenze des Betonstahls; $f_{yd} = 435$ N/mm²

26 GZT – Biegung – Nachträglicher und Sofortiger Verbund

26.1 Hinweise:

Es stehen 3 Ansätze (Ansatz A, Ansatz B und Ansatz C) zu Verfügung, die alle zur gleichen Lösung führen.
Der statisch unbestimmte Anteil wird immer (Ansatz A, B und C) auf der Einwirkungsseite als zusätzliche Last mit γ_p = 1,0 angesetzt.
Für alle Ansätze muss zunächst die Vordehnung ermittelt werden.

26.2 Vordehnung des Spannstahls (für alle Ansätze)

Hinweis:
Die Vordehnung beschreibt bei sofortigem Verbund die Spannstahldehnung im Spannbettzustand, bzw. bei nachträglichem Verbund die Spannstahldehnung in einem fiktiven Spannbettzustand. (Spannbettzustand: Betonspannungen auf Höhe des Spannglieds = 0)
Ausgehend von der Vordehnung können die Zusatzdehnungen infolge äußerer Einwirkungen aufgebracht werden.

26.2.1 Sofortiger Verbund:

$$\varepsilon_p^{(0)} = \frac{|\sigma_{pm0}|}{E_p} \; [\,]$$

Hinweis: Bei sofortigem Verbund sind direkt nach dem Vorspannen (vor dem Kappen des Spannstahls) keine Betonspannungen vorhanden. → Spannbettzustand → Die Vordehnung kann direkt angegeben werden.

σ_{pm0}: [N/mm²] Spannung im Spannglied unmittelbar nach dem Vorspannen.
σ_{pm0}: [N/mm²] Spannung im Spannglied unmittelbar nach dem Vorspannen.
E_p: [N/mm²] Elastizitätsmodul der Spannglieder; E_p = 200.000 N/mm²

26.2.2 Nachträglicher Verbund:

$$\varepsilon_p^{(0)} = \left(\frac{|\sigma_{pm\infty}|}{E_p} + \frac{|\sigma_{cp,t=\infty}|}{E_c}\right) [\,]$$

Hinweise:
Der Spannstahlquerschnitt dehnt sich zunächst infolge der aufgebrachten Spannung σ_{pm0}. Es entstehen Druckspannungen im Beton. Um diese Betondruckspannungen aufzuheben, muss eine zusätzliche Spannstahldehnung erzeugt werden, bis auf Höhe der Spanngliedlage Dekompression herrscht. Erst dann ist der fiktive Spannbettzustand und somit die Vordehnung erreicht.
Bei nachträglichem Verbund müssen die Spannkraftverluste (α_{csr}) berücksichtigt werden

mit:

$$\sigma_{pm\infty} = \frac{P_{m0}}{A_p} \bullet \alpha_{csr} \; [kN/cm^2]$$

$$\sigma_{cp,t=\infty} = \left(-\frac{|P_{m0}|}{A_c} - \frac{|M_{p,dir}| \bullet 100 \bullet z_{cp}}{I_c}\right) \bullet \alpha_{csr} + \frac{|M_{Ed,g}| \bullet 100 \bullet z_{cp}}{I_c} \quad [kN/cm^2]$$

Hinweis:
Der Anteil aus Eigengewicht wird nur berücksichtigt wenn das Eigengewicht beim Spannen durch heben von der Schalung aktiviert wird. In der Regel kann dieser Anteil vernachlässigt werden.

$\sigma_{pm\infty}$: [N/mm²] Spannung im Spannglied zum Zeitpunkt t = ∞
$\sigma_{cp,t=\infty}$: [N/mm²] Betonspannung infolge Vorspannung in Höhe des betrachteten Spannglieds zum Zeitpunkt t = ∞
α_{csr}: [ ] Beiwert zur Berücksichtigung der Schwind- Kriech- und Relaxationsverluste
σ_{pm0}: [N/mm²] Spannung im Spannglied unmittelbar nach dem Vorspannen.
E_{cm}: [N/mm²] Elastizitätsmodul für Beton
E_p: [N/mm²] Elastizitätsmodul der Spannglieder; E_p = 195.000 N/mm²
$M_{p,dir}$: [kNm] Statisch bestimmter Anteil des Momentes aus Vorspannung; $M_{p,dir} = P_{m0} \bullet z_{cp}$
z_{cp}: [cm] Abstand zwischen Schwerelinie des Querschnitts und Spannglied
I_c: [cm⁴] Flächenträgheitsmoment des Bruttoquerschnitts

26.3 Zusatzdehnung (durch äußere Einwirkungen)

Hinweis:
Die Zusatzdehnung kann mit dem Allgemeinen Bemessungsdiagramm oder Bemessungstabellen ermittelt werden.

26.3.1 Ansatz A

Hinweis: Bei diesem Ansatz wird die gesamte Dehnung des Spannstahls (Vordehnung & Zusatzdehnung) auf der Widerstandsseite angesetzt.
Die Durchführung der Bemessung erfolgt am Gesamtquerschnitt aus Beton, Betonstahl und Spannstahl. Hierbei sind die Bemessungsschnittgrößen auf die Schwerachse der Spannbewehrung zu beziehen.

$$\mu_{Eds} = \frac{M_{Eds} \cdot 100}{b \cdot d_p^2 \cdot f_{cd}} \;[\;]$$

ablesen von: ω, $\Delta\varepsilon_p$, ζ

M_{Eds}: [kNm] Bemessungsmoment bezogen auf den Spannstahlquerschnitt;
$M_{Eds} = 1{,}35 \cdot M_g + 1{,}5 \cdot M_q + 1{,}0 \cdot \alpha_{csr} \cdot M_{p,ind}$ (für $N_{Ed} = 0$)
Vorzeichen!!
$M_{p,ind}$: [kNm] statisch unbestimmter Anteil des Vorspannmomentes (bei statisch bestimmten Systemen nicht vorhanden)
d_p: [cm] statische Nutzhöhe bis zum Schwerpunkt der Spannstahlbewehrung

$$\varepsilon_p = \varepsilon_p^{(0)} + \Delta\varepsilon_p \;[\;]$$

$$\varepsilon_p \leq \frac{f_{p0,1k}}{E_p \cdot \gamma_s} : \sigma_{pd} = \varepsilon_{pd} \cdot E_p \;[N/mm^2]$$

$$\varepsilon_p > \frac{f_{p0,1k}}{E_p \cdot \gamma_s} : \sigma_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} \;[N/mm^2]$$

Hinweise zu Abbildung 15:
a) Die Spannstahlspannung erreicht nicht die 0,1% Dehngrenze. (Hooksches Gesetz)
b) Die Spannstahlspannung überschreitet die 0,1% Dehngrenze:
c) Die Spannstahldehnungsgrenze ist erreicht:

E_p: [N/mm²] Bemessungswert des Elastizitätsmodul;
$E_p = 195.000$
$f_{p0,1k}$: [N/mm²] charakteristischer Wert der 0,1 %-Dehngrenze des Spannstahls; St1570/1770: $f_{p0,1k} = 1500$ N/mm²
γ_s: [ ] Teilsicherheitsbeiwert für Beton- und Spannstahl ständig und vorübergehende Kombination: $\gamma_s = 1{,}15$

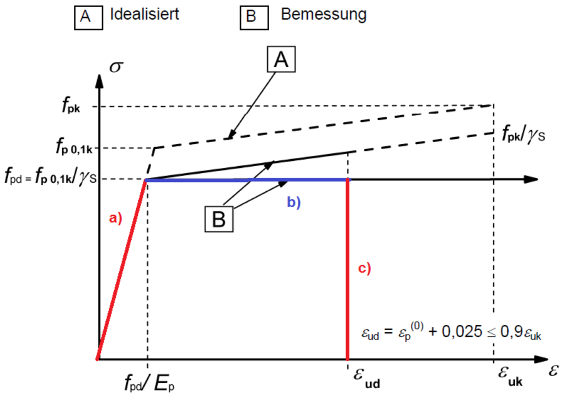


Abbildung 15: Spannungs- Dehnungslinie des Spannstahls [3]

Allgemeines Bemessungsdiagramm:

$$A_{p,erf.} = \frac{1}{\sigma_{pd}} \cdot \left(\frac{M_{Eds}}{\zeta \cdot d_p} + N_{Ed}\right) \;[cm^2]$$

Bemessungstabelle:

$$A_{p,erf.} = \frac{1}{\sigma_{pd}} \cdot \left(\omega \cdot b \cdot d_p \cdot f_{cd} + N_{Ed}\right) \;[cm^2]$$

Nachweis:
$A_{p,erf.} \leq A_{p,vorh.}$ → NW Ok

$A_{p,erf.} > A_{p,vorh.}$: → Bewehrung einlegen:

$$A_{s,erf.} = (A_{p,erf.} - A_{p,vorh.}) \cdot \frac{\sigma_{pd}}{\sigma_{sd}} \cdot \frac{d_p - a}{d_s - a} \;[cm^2]$$

d_p: [cm] statische Nutzhöhe bis zum Schwerpunkt der Spannstahlbewehrung
N_{Ed}: [kN] Normalkraft im Querschnitt; i.d.R. gilt: $N_{Ed} = 0$, da die Vorspannung auf der Widerstandsseite berücksichtigt wird.

σ_{sd}: [N/mm²] $\sigma_{sd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 435$ N/mm²
γ_s: [ ] Teilsicherheitsbeiwert für Beton- und Spannstahl ständig und vorübergehende Kombination: $\gamma_s = 1{,}15$
a: [cm] Abstand zwischen Querschnittsrand und Druckkraft F_{cd}; $a = d_p - z_p$
z_p: [cm] innerer Hebelarm; $z_p = \zeta \cdot d_p$

26.3.2 Ansatz B

Hinweis: Bei diesem Ansatz wird die Spanngliedkraft F_{p1}, die der Vordehnung $\varepsilon_p^{(0)}$ des Spannstahls entspricht, als äußere Einwirkung auf Höhe der Schwerachse der Spannglieder angesetzt. Es wird ein Gesamtquerschnitt betrachtet, der aus Beton, Betonstahl und scheinbar ungedehntem Spannstahl besteht. Die Bemessungs-schnittgrößen sind auf die Schwerachse der Spannbewehrung zu beziehen.

$\mu_{Eds} = \frac{M_{Eds} \cdot 100}{b \cdot d_p^2 \cdot f_{cd}}$ [ ] → ablesen von: ω, $\Delta\varepsilon_p$

M_{Eds}: [kNm] Bemessungsmoment;
$M_{Eds} = 1{,}35 \cdot M_g + 1{,}5 \cdot M_q + 1{,}0 \cdot \alpha_{csr} \cdot M_{p,ind}$
$M_{p,ind}$: [kNm] statisch unbestimmter Anteil des Vorspannmomentes (bei statisch bestimmten Systemen nicht vorhanden)
d_p: [cm] statische Nutzhöhe bis zum Schwerpunkt der Spannstahlbewehrung

Spannstahlspannung aus Vordehnung:

$\sigma_p^0 = E_p \cdot \varepsilon_p^{(0)}$ [N/mm²]

Nutzbare Spannstahlspannung:

$$\Delta\sigma_{pd} = \min \begin{cases} E_p \cdot \Delta\varepsilon_p \text{ [N/mm²]} \\ \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} - \sigma_p^0 \text{ [N/mm²]} \end{cases}$$

E_p: [N/mm²] Elastizitätsmodul der Spannglieder;
E_p = 195.000 N/mm²
$\varepsilon_p^{(0)}$: [ ] Vordehnung; siehe oben
$\Delta\varepsilon_p$: [ ] Zusatzdehnung infolge äußerer Einwirkung
$f_{p0,1k}$: [N/mm²] charakteristischer Wert der 0,1 %-Dehngrenze des Spannstahls; St1570/1770: $f_{p0,1k}$ = 1500 N/mm²
γ_s: [ ] Teilsicherheitsbeiwert für Beton- und Spannstahl ständig und vorübergehende Kombination: γ_s = 1,15

Spanngliedkraft aus Vorspannung:

$F_{p1}^{(0)} = E_p \cdot A_p \cdot \varepsilon_p^{(0)}$ [kN]

Bemessungstabelle:

$$A_{p,erf.} = \frac{1}{\Delta\sigma_{pd} \cdot 0{,}1} \cdot \left(\omega \cdot b \cdot d_p \cdot f_{cd} + N_{Ed} - F_{p1}^{(0)}\right) \text{ [cm²]}$$

Allgemeines Bemessungsdiagramm:

$$A_{p,erf.} = \frac{1}{\Delta\sigma_{pd}} \cdot \left(\frac{M_{Eds} \cdot 100}{\zeta \cdot d_p} + N_{Ed} - F_{p1}^{(0)}\right) \text{ [cm²]}$$

Nachweis:

$A_{p,erf.} \leq A_{p,vorh.}$ → NW Ok

$A_{p,erf.} > A_{p,vorh.}$: → Bewehrung einlegen:

$$A_{s,erf.} = (A_{p,erf.} - A_{p,vorh.}) \cdot \frac{\Delta\sigma_{pd}}{\sigma_{sd}} \cdot \frac{d_p - a}{d_s - a} \text{ [cm²]}$$

E_p: [kN/m²] Elastizitätsmodul der Spannglieder; E_p = 19.500 N/mm²
A_p: [cm²] Querschnittsfläche deS Spannstahls
$\varepsilon_p^{(0)}$: [ ] Vordehnung; siehe oben

$\Delta\sigma_{pd}$: [N/mm²] Nutzbare Spannstahlspannung; siehe oben
M_{Eds}: [kNm] Bemessungsmoment;
$M_{Eds} = 1{,}35 \cdot M_g + 1{,}5 \cdot M_q + 1{,}0 \cdot \alpha_{csr} \cdot M_{p,ind}$
$M_{p,ind}$: [kNm] statisch unbestimmter Anteil des Vorspannmomentes
d_p: [cm] statische Nutzhöhe des Spannstahlquerschnittes
N_{Ed}: [kN] Normalkraft im Querschnitt

σ_{sd}: [N/mm²] $\sigma_{sd} = \frac{500}{\gamma_s}$ = 435 N/mm²
γ_s: [ ] Teilsicherheitsbeiwert für Beton- und Spannstahl ständig und vorübergehende Kombination: γ_s = 1,15

26.3.3 Ansatz C

Hinweis: Bei diesem Ansatz wird die Vorspannkraft F_{p1}, die der Gesamtdehnung (Vordehnung $\varepsilon_p^{(0)}$ & Zusatzdehnung) des Spannstahls entspricht, als eine in Spanngliedachse einwirkende Kraft berücksichtigt. Für die Bemessung wird ein fiktiver Stahlbetonquerschnitt betrachtet.

Spanngliedkraft:

Hinweis: es wird zunächst angenommen, dass die Spannglieder die Fließspannung erreichen.

$F_{p1} = A_p \cdot \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s} \cdot 0{,}1$ [kN]

Moment bezogen auf Bewehrungsstahl:

$M_{sds} = |M_{Eds}| + |F_{p1}| \cdot \Delta a$

$\mu_{sds} = \frac{M_{sds} \cdot 100}{b \cdot d_s^2 \cdot f_{cd}}$ [ ] → ablesen von: ω, $\Delta\varepsilon_{s1}$, ξ

A_p: [cm²] Querschnittsfläche deS Spannstahls
$f_{p0,1k}$: [N/mm²] charakteristischer Wert der 0,1 %-Dehngrenze des Spannstahls;
St1570/1770: $f_{p0,1k}$ = 1500 N/mm²
γ_s: [ ] Teilsicherheitsbeiwert für Beton- und Spannstahl
ständig und vorübergehende Kombination: γ_s = 1,15
M_{Eds}: [kNm] Bemessungsmoment;
$M_{Eds} = 1{,}35 \cdot M_g + 1{,}5 \cdot M_q + 1{,}0 \cdot \alpha_{csr} \cdot M_{p,ind}$
Δa: [m] Abstand zwischen Spannstahl und Bewehrungsstahl; $\Delta a = d_s - d_p$
d_s: [cm] statische Nutzhöhe bis zum Schwerpunkt des Betonstahl

Spannstahldehnung:

$\Delta\varepsilon_p = \frac{\Delta\varepsilon_s}{d_s - x} \cdot (d_p - x)$ [ ]

Überprüfung der Annahme von F_{p1}:

$\Delta\varepsilon_p \geq \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s \cdot E_p}$ [ ] → Spannstahl fließt, Annahme OK → $\sigma_s = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$ [N/mm²]

$\Delta\varepsilon_p < \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s \cdot E_p}$ [ ] → Spannstahl fließt nicht, Iteration mit kleinerem F_{p1}

$\varepsilon_p^{(0)}$: [ ] Vordehnung; siehe oben
f_{yk}: [N/mm] = 500
γ_s: [ ] Teilsicherheitsbeiwert für Beton- und Spannstahl
ständig und vorübergehende Kombination: γ_s = 1,15
x: [cm] Druckzonenhöhe
d_s: [cm] statische Nutzhöhe bis zum Schwerpunkt des Betonstahl
d_p: [cm] statische Nutzhöhe bis zum Schwerpunkt der Spannstahlbewehrung

Bemessungstabelle:

$$A_{s,erf.} = \frac{1}{\sigma_s \cdot 0{,}1} \cdot (\omega \cdot b \cdot d_s \cdot f_{cd} + N_{Ed} - F_{p1}) \text{ [cm²]}$$

Nachweis:

$A_{s,erf.} \leq 0$: keine zusätzliche schlaffe Bewehrung erf.

N_{Ed}: [kN] Normalkraft infolge äußerer Einwirkungen im Querschnitt
d_s: [cm] statische Nutzhöhe bis zum Schwerpunkt des Betonstahl

27 GZT - Mindestbewehrung nach dem Duktilitätskriterium (s. DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04; NDP Zu 9.2.1.1 (1))

27.1 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.
27.2 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
27.3 Risskraft	
An Stütze (Zug oben): $F_{sro} = \frac{M_{cr,o}}{z}$ [KN] **Im Feld (Zug unten):** $F_{sru} = \frac{M_{cr,u}}{z}$ [KN]	**z: [cm]** innerer Hebelarm; vereinfacht = 0,9 • d **d: [cm]** statische Nutzhöhe
27.4 Mindestbewehrung	
min $A_s = \frac{F_{sr}}{50}$ [cm²(/m)] Hinweis: bei Spannbetonbauteilen mit sofortigem und nachträglichem Verbund darf die Mindestbewehrung um 1/3 * $A_{p,vorh.}$ reduziert werden, wenn mindestens 2 Spannglieder vorhanden sind und die Spannglieder nicht mehr als min {0,2*h; 250mm} von der Betonstahlbewehrung entfernt liegen.	
27.5 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))	

28.1 Allgemein

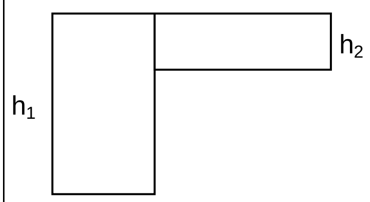
Bei direkter Lagerung und bei gleichmäßig verteilten Lasten kann mit der Querkraft im Abstand d vom Auflagerrand gerechnet werden. (s.DIN EN 1992-1-1; 6.2.1(8))
Bei indirekter Lagerung ist die Querkraft am Auflagerrand maßgebend.

28.2 Bestimmung der Lagerungsart

Auflage auf Wand/Stütze → direkte Lagerung

Aufhängung an Überzug → indirekte Lagerung

Auflage auf Unterzug $\begin{cases} h_1 - h_2 \geq h_2 \rightarrow \text{direkte Lagerung} \\ h_1 - h_2 < h_2 \rightarrow \text{indirekte Lagerung} \end{cases}$



28.3 Stelle der maßgebenden Querkraft

direkte Lagerung:
- Endauflager aus Mauerwerk, Beton ohne Einspannung → $x_v = \frac{t}{3} + d_s$ [m]
- Zwischenauflager + Endauflager mit Einspannung → $x_v = \frac{t}{2} + d_s$ [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]

Bei geneigten Bauteilkanten:
Ermittlung von x_v über Strahlensatz

t: [m] Auflagerbreite
d_s: [cm] statische Nutzhöhe bis zum Schwerpunkt des Betonstahl

28.4 Ermittlung der reduzierten Querkraft

$V_{red} = |extrV| - f \cdot x_v$ [KN/(m)]

extrV: [KN/(m)] maximale maßgebende Querkraft in V-Verlauf
f: [KN/m$^{(2)}$] Strecken oder Flächenlast
x_v: [m] siehe oben

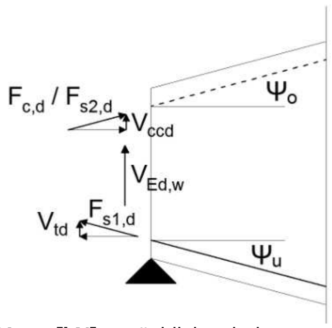
28.5 Querkraft bei geneigten Bauteilkanten

$V_{Ed,w} = V_{Ed,0} - V_{ccd} - V_{td} - V_{pd}$ [kN]

Mit:

$V_{Ed,0} = 1{,}35 \cdot V_{g,k} + 1{,}5 \cdot V_{q,k}$ [kN]
$V_{ccd} = (F_{c,d} + F_{s2,d}) \cdot \tan \psi_0 = \left(\frac{M_{Eds}}{z}\right) \cdot \tan \psi_o$ [kN]
$V_{td} = F_{s1,d} \cdot \tan \psi_u = \left(\frac{M_{Eds}}{z} + N_{Ed}\right) \cdot \tan \psi_u$ [kN]
$V_{pd} = 1{,}0 \cdot F_{pk} \cdot \tan \psi_u$ [kN]

Hinweis: Die Auswirkung der Bauteilneigung ist günstig, wenn sich die Bauteilhöhe mit zunehmendem Biegemoment vergrößert.



$V_{Ed,w}$: [kN] tatsächlich schuberzeugende Querkraft
$V_{Ed,0}$: [kN] Bemessungswert der einwirkenden Querkraft
V_{ccd}: [kN] Querkraftkomponente der Betondruckkraft parallel zu $V_{Ed,0}$
V_{td}: [kN] Querkraftkomponente der Stahlzugkraft $F_{s1,d}$ parallel zu $V_{Ed,0}$
V_{pd}: [kN] Querkraftkomponente der Spannstahlkraft F_{pd} parallel zu $V_{Ed,0}$
ψ_o: [°] Neigung der Bauteiloberkante
ψ_u: [°] Neigung zwischen Horizontalachse und Bewehrung
M_{Eds}: [kNm] Bemessungsmoment; $M_{Eds} = M_{Ed} - N_{Ed} \cdot z$
N_{Ed}: [kN] Normalkraft im Träger infolge äußerer Lasten (keine Vorspannung)
z: [m] innerer Hebelarm; i.d.R.: $z = 0{,}9 \cdot d_s$

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

29.1 Einfluss der Bauteilhöhe:	
$k = \min \begin{cases} 1 + \sqrt{\frac{200}{d_s}} \\ 2 \end{cases}$	**d_s: [mm]** statische Nutzhöhe bis zum Schwerpunkt des Betonstahl
29.2 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_s: [cm]** statische Nutzhöhe bis zum Schwerpunkt des Betonstahl
29.3 Querkraftwiderstand (s. DIN EN 1992-1-1; 6.2.2)	
29.3.1 Beiwert x	
wenn $d_s \leq 600$mm → x = 0,0525 wenn 600mm < d_s < 800mm → Interpolation: $x = 0{,}0975 - 0{,}075 \cdot d_{s,vorh.}$ wenn d_s > 800mm → x = 0,0375	**d_s: [m]** statische Nutzhöhe bis zum Schwerpunkt des Betonstahl
29.3.2 Grundwert der Querkrafttragfähikeit	
$V_{Rd,c} = \left[\frac{0{,}15}{\gamma_c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck}} + 0{,}12 \cdot \sigma_{cp}\right] \cdot b_w \cdot d_s$ [MN/m]	**γ_c: [ ]** Sicherheitsbeiwert = 1,5 **k: [ ]** Einfluss der Bauteilhöhe; siehe oben **f_{ck}: [N/mm²]** Betondruckfestigkeit **σ_{cp}: [MN/m²]** Zugspannung im Beton Betonzugspannungen sind negativ einzusetzen. **b_w: [m/m]** kleinste Querschnittsbreite in der Zugzone bei Platte: b_w = 1,0m/m **d_s: [cm]** statische Nutzhöhe bis zum Schwerpunkt des Betonstahl
29.3.3 Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit	
$v_{min} = \frac{x}{\gamma_c} \cdot k \cdot \sqrt{k \cdot f_{ck}}$ [MN/m²] $V_{Rd,c,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d_s$ [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_s: [cm]** statische Nutzhöhe bis zum Schwerpunkt des Betonstahl **v_{min}: [MN/m²]** **k_1: [ ]** = 0,12
29.3.4 Maßgebende Querkrafttragfähigkeit	
$\text{maß } V_{Rd,c} = \max \begin{cases} V_{Rd,c} & \text{[MN/m]} \\ V_{Rd,c,min} & \text{[MN/m]} \end{cases}$	
29.4 Nachweis	
$V_{Ed,red} \leq V_{Rd,c}$ → keine Querkraftbewehrung erforderlich $V_{Ed,red} > V_{Rd,c}$ → Querkraftbewehrung erforderlich. Weiter mit Punkt 30	

30 Bauteile mit erforderlicher Querkraftbewehrung

30.1 Innerer Hebelarm

$$z = \min \begin{cases} 0{,}9 \cdot d_s \; [cm] \\ \max \{ d_s - 2 \cdot c_{v,l} ;\, d_s - c_{v,l} - 3 \} \; [cm] \end{cases}$$

z: [cm] innerer Hebelarm bei Bauteil mit konstanter Höhe
d_s: [cm] statische Nutzhöhe bis zum Schwerpunkt des Betonstahl
$c_{v,l}$: [cm] Verlegemaß der Längsbewehrung in der Betondruckzone

30.2 Druckstrebenneigungswinkel

vereinfacht:
$\cot\theta = 1{,}2$ für Biegung/ Biegung + Druckkraft
$\cot\theta = 1{,}0$ für Biegung + Zugkraft

genauer:

$$\cot\vartheta = \frac{1{,}2 + 1{,}4 \cdot \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}}}{1 - \frac{V_{Rd,cc}}{V_{Ed}}} \; [\,]$$

$1{,}0 \leq \cot\theta \leq 3{,}0$ (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
f_{ck}: [N/mm²] charakteristische Betondruckfestigkeit
$V_{Rd,cc}$: [KN/m] siehe oben
V_{Ed}: [KN/m] Maximalwert der einwirkenden Querkraft
c: [ ] = 0,5
b_w: [cm] kleinste Querschnittsbreite zwischen Bewehrungsschwerpunkt und der Druckresultierenden.
für Streifenfundament: b_w = 100cm
z: [cm] innerer Hebelarm; siehe oben

30.3 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

$v_1 = 0{,}75 \cdot v_2 \; [\,]$

α_{cw}: [ ] Beiwert zur Berücksichtigung des Spannungszustands im Druckgurt.
v_1: [ ] Abminderungsbeiwert für die Betonfestigkeit bei Schubrissen
f_{ck}: [N/mm²] charakteristische Betondruckfestigkeit

30.4 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 Druckresultierenden.
Wenn im Steg Spannglieder angeordnet sind: (s. EC2:2011-01; 6.2.3(6))
- Bei verpressten Metallhüllrohren mit Betonen < C55/67 und $\Sigma\varnothing \geq b_w/8$:
  $b_{w,nom} = b_w - 0{,}5 \cdot \Sigma\varnothing$
- Bei verpressten Metallhüllrohren mit Betonen ≥ C55/67 und wenn $\Sigma\varnothing \geq b_w/8$:
  $b_{w,nom} = b_w - 1{,}0 \cdot \Sigma\varnothing$
- Bei verpressten Metallhüllrohren und $\Sigma\varnothing < b_w/8$:
  $b_{w,nom} = b_w$
- Bei nichtverpressten Hüllrohren, Kunststoffhüllrohren und Spannglieder ohne Verbund:
  $b_{w,nom} = b_w - 1{,}2 \cdot \Sigma\varnothing$

$\Sigma\varnothing$: [cm] Summe der Querschnittsschwächung infolge Spannglieder in einem horizontalen Schnitt
z: [cm] innerer Hebelarm; siehe oben
v_1: [ ] Beiwert; siehe oben
f_{cd}: [kN/cm²] Bemessungswert der einaxialen Druckfestigkeit

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

$\alpha = 90°$: $\quad V_{Rd,s} = a_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \mathbf{z} \cdot \cot\theta \quad [kN/(m)]$

$\alpha < 90°$: $\quad V_{Rd,s} = a_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \mathbf{z} \cdot (\cot\theta - \cot\alpha) \cdot \sin\alpha \quad [kN/(m)]$

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: [ ] Teilsicherheitsbeiwert für Beton- und Spannstahl
ständig und vorübergehende Kombination: $\gamma_s = 1{,}15$
z: [m] innerer Hebelarm; siehe oben
α: [°] Winkel zwischen Querkraftbewehrung und Bauteilachse

30.6 Nachweis

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

30.7 Erforderliche Bewehrung

$\alpha = 90°$: $a_{sw,erf.} \geq \frac{V_{Ed,red} \cdot s_w}{f_{ywd} \cdot z \cdot \cot\theta}$ [cm²/m] (Bewehrung für 1m Trägerlänge) $\alpha < 90°$: $a_{sw,erf.} \geq \frac{V_{Ed,red} \cdot s_w}{f_{ywd} \cdot z \cdot \left(\cot\theta + \frac{1}{\tan\alpha}\right) \cdot \sin\alpha}$ [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: [ ]** Teilsicherheitsbeiwert für Beton- und Spannstahl ständig und vorübergehende Kombination: γ_s = 1,15 **z: [m]** innerer Hebelarm; siehe oben **cot θ: [rad]** Druckstrebenneigungswinkel **α: [°]** Winkel zwischen Querkraftbewehrung und Bauteilachse

30.8 Konstruktive Regeln

30.8.1 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

30.8.2 Höchstlängsabstände der Querkraftbewehrung

$\frac{V_{Ed,red}}{V_{Rd,max}} \begin{cases} < 0{,}3 \rightarrow \text{siehe Anhang Tabelle NA9.1} \\ \leq 0{,}6 \text{ aber } > 0{,}3 \rightarrow \text{siehe Anhang Tabelle NA9.1} \\ > 0{,}6 \rightarrow \text{siehe Anhang Tabelle NA9.1} \end{cases}$	

31 Verankerung von Querkraftbewehrung

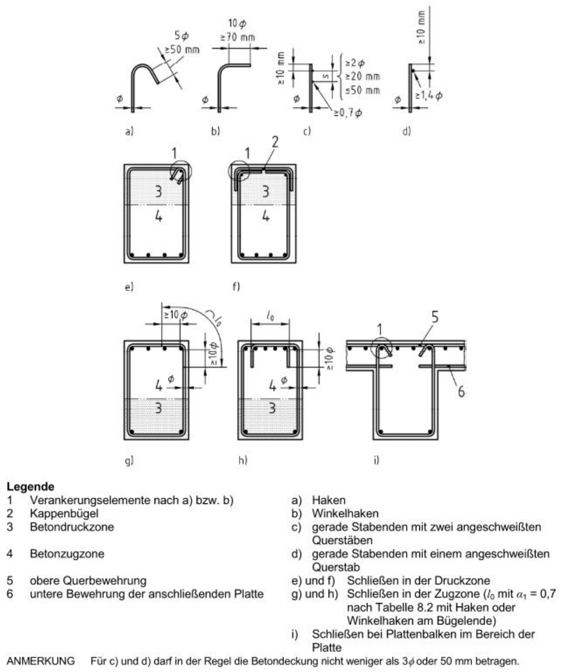


Abbildung 16: Verankerung und Schließen von Bügeln [1]

32 Querkraftdeckungslinie

32.1 Allgemein

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

33 Oberflächenbewehrung (s. DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04; NCI NA.J.4)

33.1 Grundwert

$\rho = 0{,}16 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$ [ ]

$a_{s,surf}$: siehe Tabelle NA.J.4.1 ≤ 3,35 cm²/m

Hinweis:
Tabellenwert muss noch mit 100cm/m multipliziert werden.

Tabelle NA.J.4.1 — Mindestoberflächenbewehrung für die verschiedenen Bereiche eines vorgespannten Bauteils

		1	2	3	4
	Bauteilbereich	**Platten, Gurtplatten und breite Balken mit $b_w > h$ je m**		**Balken mit $b_w \le h$ und Stege von Plattenbalken und Kastenträgern**	
		Bauteile in Umgebungsbedingungen der Expositionsklassen			
		XC1 bis XC4	**sonstige**	**XC1 bis XC4**	**sonstige**
1	- bei Balken an jeder Seitenfläche - bei Platten mit $h \ge 1{,}0$ m an jedem gestützten oder nicht gestützten Rand [a]	0,5 ρh bzw. 0,5 ρh_f	1,0 ρh bzw. 1,0 ρh_f	0,5 ρb_w je m	1,0 ρb_w je m
2	- in der Druckzone von Balken und Platten am äußeren Rand [b] - in der vorgedrückten Zugzone von Platten [a, b]	0,5 ρh bzw. 0,5 ρh_f	1,0 ρh bzw. 1,0 ρh_f	–	1,0 $\rho h b_w$
3	- in Druckgurten mit h >120 mm (obere und untere Lage je für sich) [a]	–	1,0 ρh_f	–	–

[a] Eine Oberflächenbewehrung größer als 3,35 cm²/m je Richtung ist nicht erforderlich.

[b] Siehe Absätze (4) und (5).

Es bedeuten:

h die Höhe des Balkens oder die Dicke der Platte;

h_f die Dicke des Druck- oder Zuggurtes von profilierten Querschnitten;

b_w die Stegbreite des Balkens;

ρ der Grundwert nach 9.2.2 (5), Gleichung (9.5aDE).

Die Oberflächenbewehrung ist in der Zug- und Druckzone von Platten in Form von Bewehrungsnetzen anzuordnen, die aus zwei sich annähernd rechtwinklig kreuzenden Bewehrungslagen mit der jeweils nach Tab. NA.J.4.1 erforderlichen QUerschnittsfläche bestehen. Dabei darf der Stababstand 200mm nicht überschritten werden.

Eine Überlagerung der Mindesbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite sowie Bewehrung für das Duktilitätskriterium muss nicht vorgenommen werden.

34.1 Ermittlung der Querzugkraft

34.1.1 Rechteckquerschnitt - zentrische Lage der Ankerplatte/Ankerkörper

$$Z_p = \frac{1}{2} \bullet P_{m0} \bullet \tan(33{,}7) \bullet \left(1 - \frac{h_1}{h}\right) \text{ [kN]}$$

Hinweis:
der Ausbreitungswinkel der Vorspannkraft kann nach DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01;8.10.3(5) mit arctan(2/3) angenommen werden.

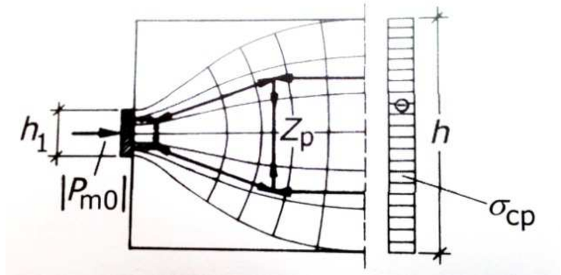


Abbildung 17: [5]

34.1.2 Rechteckquerschnitt - exzentrische Lage der Ankerplatte

$$Z_p = \frac{P_{m0}}{3} \bullet \left(1 - \frac{h_1}{h}\right) \text{ [kN]}$$

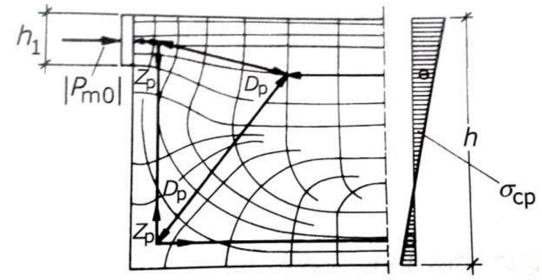


Abbildung 18: [5]

34.1.3 Rechteckquerschnitt – Wirkungslinie außerhalb Spannungsresultierende nach DAfStb Heft 240

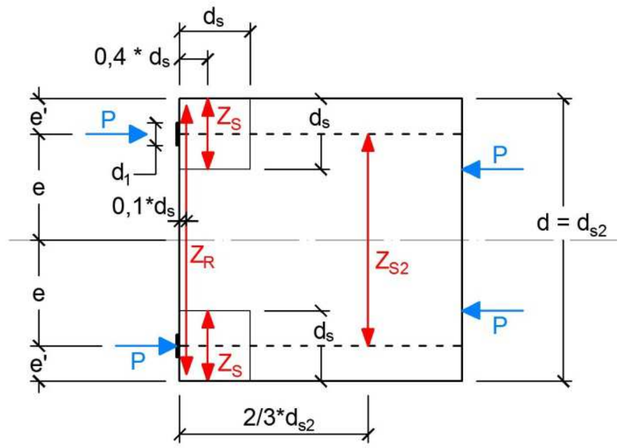
$$Z_S = 0{,}25 \bullet P \bullet \left(1 - \frac{d_1}{2 \bullet e'}\right) \text{ [kN]}$$

$$Z_{S2} = 0{,}3 \bullet Z_R \text{ [kN]}$$

$$Z_R = \frac{M_F}{z_F} = \frac{P \bullet e}{0{,}6 \bullet 2 \bullet e} = \frac{P}{1{,}2} \text{ [kN]}$$

$$d_s = 2 \bullet e'$$

Hinweis:
$z_F = 0{,}6 \bullet L$ und $L = 2 \bullet e$ (vgl. Abschnitt 4.2 Heft 240)



34.1.4 Plattenbalkenquerschnitt

$$Z_p = \frac{1}{2} \bullet P_{m0} \bullet \tan(33{,}7) \bullet \left(1 - \frac{h_1 \bullet b_w}{A_c}\right) \text{ [kN]}$$

Hinweis:
der Ausbreitungswinkel der Vorspannkraft kann nach DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01;8.10.3(5) mit arctan(2/3) angenommen werden.

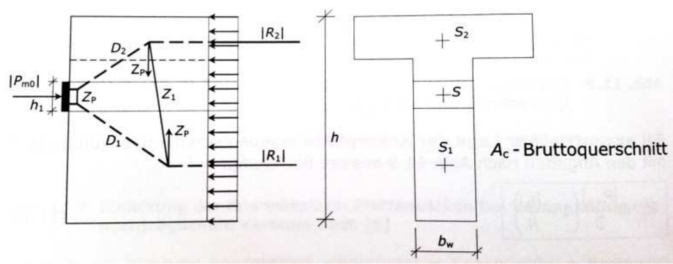


Abbildung 19: [5]

34.2 Erforderliche Querzugbewehrung

$$\text{erf.}A = \frac{\gamma_{p,unfav} \bullet Z_P}{30} \text{ [cm}^2\text{]}$$

Nach der BBV-Zulassung muss z.B. die Aufnahme der Kräfte außerhalb der Wendel bzw. ab dem Übergangsteil bei Verbundankern nachgewiesen werden. Die Bewehrung kann nach [5] z.B. im Bereich $2 \bullet e_0$ eingelegt werden.

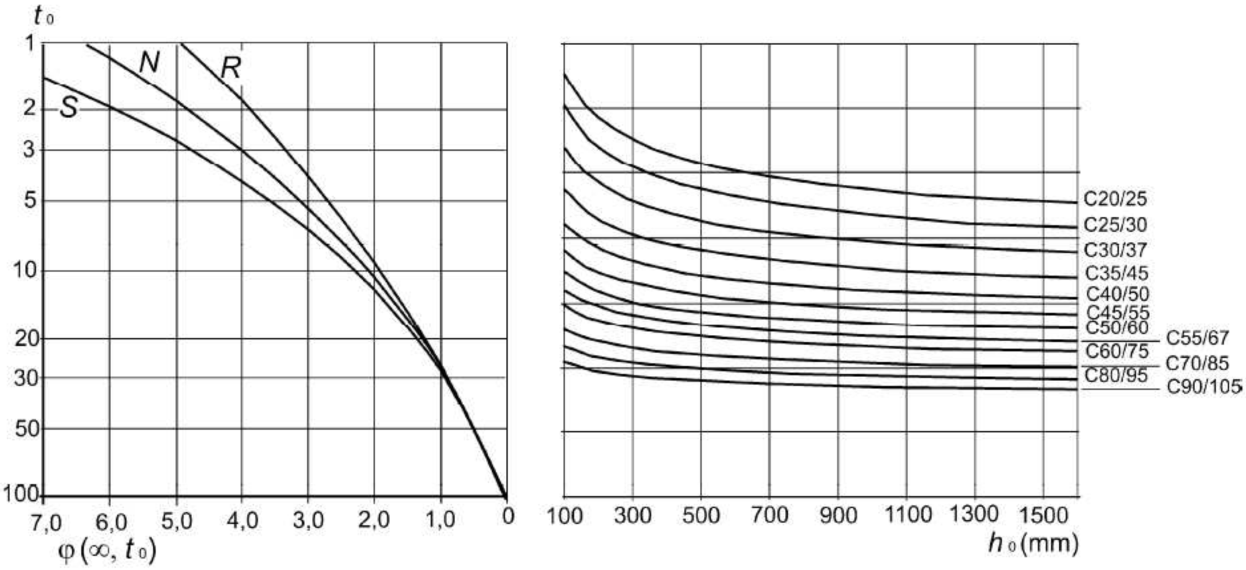
$\gamma_{p,unfav}$: [ ] Sicherheitsbeiwert; $\gamma_{p,unfav} = 1{,}35$ (s. NDP Zu 2.4.2.2 (3))
e_0: [cm] kleinster Abstand zwischen Bauteilrand und der Achse der Krafteinleitung in vertikaler Richtung. In der Regel: $e_0 = 2 \bullet z_{so}$

Hinweis:
Bei der Bemessung wird mit der Streckgrenze f_{yd} = 300N/mm² gerechnet, damit gewisse Rissbreiten nicht überschritten werden. (DIN EN 1992-1-1/NA:2011-01;8.10.3(4))

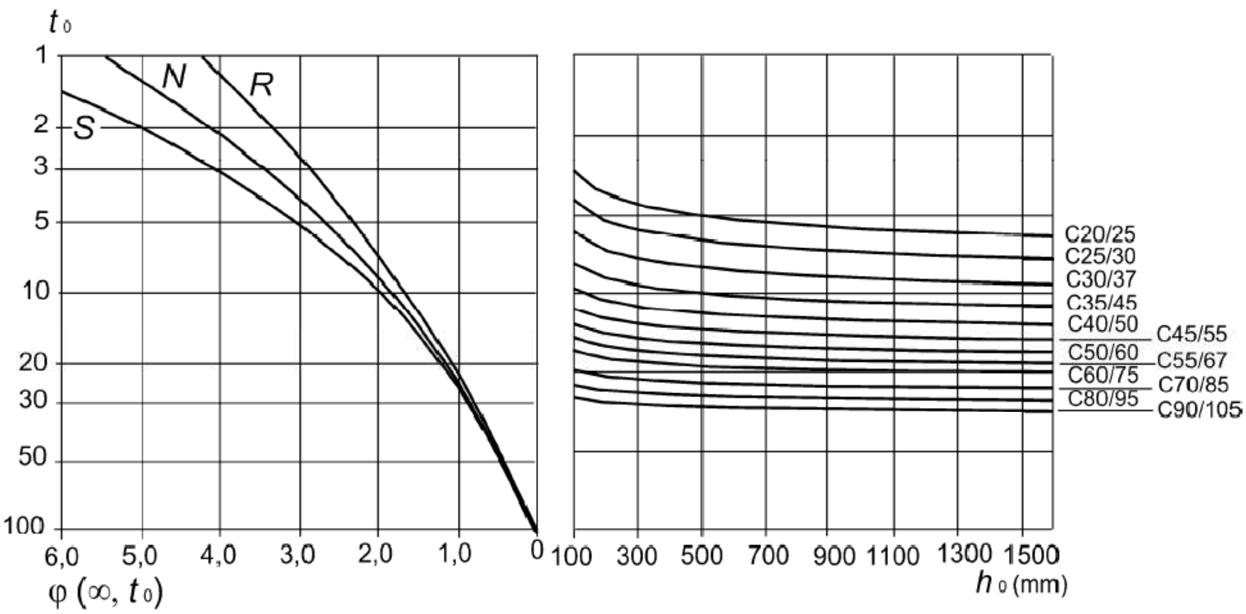
35 Nachweis im Verankerungsbereich – Sofortiger Verbund

35.1 Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit des Betons zum Zeitpunkt der Vorspannung	
Druckfestigkeit des Betons bei Vorspannung bekannt: für ≤ C50/60: $f_{ctm}(t) = 0{,}3 \cdot (x \cdot f_{ck})^{\frac{2}{3}}$ [N/mm²] **allgemein:** siehe DIN EN 1992-1-1; 3.1.2(9)	**x: [ ]** Faktor zur Ermittlung der Betondruckfestigkeit zum Zeitpunkt der Vorspannung
35.2 Betonzugfestigkeit zum Zeitpunkt des Absetzens der Spannkraft	
$f_{ctd}(t) = \alpha_{ct} \cdot 0{,}7 \cdot \frac{f_{ctm}(t)}{\gamma_c}$ [N/mm²]	**α_{ct}: [ ]** Beiwert zur Berücksichtigung von Langzeitauswirkungen auf die Betonzugfestigkeit und von ungünstigen Auswirkungen durch die Art der Beanspruchung. $\alpha_{ct} = 0{,}85$ **γ_c: [ ]** Teilsicherheitsbeiwert für Beton; ständige und vorübergehende Bemessungssituation: $\gamma_c = 1{,}5$
35.3 Konstante Verbundspannung	
$f_{bpt} = \eta_{p1} \cdot \eta_1 \cdot f_{ctd}(t)$ [N/mm²] Hinweis: gilt nur für übliche (nicht verdichtete Litzen) mit $A_p \leq 100$mm²	**η_1: [ ]** Beiwert, der die Qualität der Verbundbedingungen und die Lage der Stäbe während des Betonierens berücksichtigt. gute Verbundbedingungen: $\eta = 1{,}0$ andere Verbundbedingungen: $\eta = 0{,}7$ **η_{p1}: [ ]** Beiwert zur Berücksichtigung der Art des Spannglieds und der Verbundbedingungen beim Absetzen der Spannkraft. Litzen: $\eta_{p1} = 2{,}85$ Profilierte Drähte mit $\varnothing \leq 8$mm: $\eta_{p1} = 2{,}85$
35.4 Grundwert der Übertragungslänge	
$l_{pt} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \varnothing \cdot \frac{\sigma_{pm0}}{f_{bpt}}$ [mm]	**α_1: [ ]** Beiwert schrittweise Absetzen der Spannkraft: $\alpha_1 = 1{,}0$ plötzliches Absetzen der Spannkraft: $\alpha_1 = 1{,}25$ **α_2: [ ]** Beiwert Spannstahl mit rundem Querschnitt: $\alpha_2 = 0{,}25$ Litzen mit 3 oder 7 Drähten: $\alpha_2 = 0{,}19$ **σ_{pm0}: [N/mm²]** Spannstahlspannung direkt nach dem Absetzen der Spannkraft. **$\varnothing$: [mm]** Nenndurchmesser einer Litze
35.5 Bemessungswert der Übertragungslänge	
Nachweis der örtlichen Spannungen: $l_{pt1} = 0{,}8 \cdot l_{pt}$ [mm] **Nachweis der Verankerung:** $l_{pt2} = 1{,}2 \cdot l_{pt}$ [mm]	
35.6 Verankerungsbereich	
$l_{disp} = \sqrt{l_{pti}^2 + d^2}$ [mm] Hinweis: Die Verankerung der Vorspannkraft ist nachgewiesen, wenn innerhalb dem Verankerungsbereich l_{disp} keine Risse vorhanden sind: $\sigma_{x=ldisp} \leq f_{ctk,0,05}$. Falls $\sigma_{x=ldisp} > f_{ctk,0,05}$ → siehe DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04; NCI Zu 8.10.2.3 (1)	**l_{pti}: [mm]** Bemessungswert der maßgebenden Übertragungslänge **d_p: [cm]** statische Nutzhöhe bis zum Schwerpunkt der Spannstahlbewehrung **l_{disp}: [cm]** Eintragungslänge, nach der die Betonspannungen einen linearen Verlauf über den Beonquerschnitt annehmen
35.7 Spannung an der Stelle $x = l_{disp}$	
→ Wenn die Spannung am unteren Querschnittsrand kleiner als $f_{ctk,0,05}$ ist, ist der NW erbracht. $\sigma_{cu} = \frac{M_{Ed} \cdot 100}{I_{ci}} \cdot z_{ci,u} - \frac{r_{inf} \cdot \alpha_{csr} \cdot P_0}{A_{ci}} - \frac{r_{inf} \cdot \alpha_{csr} \cdot P_0 \cdot z_{cip}}{I_{ci}} \cdot z_{ci,u}$ [kN/cm²]	**M_{Ed}: [kNm]** $M_{Ed} = 1{,}35 \cdot M_{g,k} + 1{,}5 \cdot M_{q,k}$
35.8 Querbewehrung im Auflagerbereich (nach Kupfer BK 94 Teil 1 Seite 666)	

36.1 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. $u = b_{eff} + 2 \cdot h_{pl}$

36.2 Ermittlung der Kriechzahl - analytisch

36.2.1 Wirksame Bauteilhöhe

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u} \cdot 10 \text{ [mm]}$$

A_c: [cm²] Betonquerschnittsfläche = $b_{eff} \cdot h_{pl}$
u: [cm] Umfang der dem trocknen ausgesetzten Querschnittsfläche = $2 \cdot b_{eff} + 2 \cdot h_{pl}$

36.2.2 Beiwerte zur Berücksichtigung des Einflusses der Betondruckfestigkeit

wenn f_{cm} > 35 N/mm²:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,7} \qquad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,2} \qquad \alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}}\right]^{0,5}$$

wenn $f_{cm} \leq$ 35 N/mm²:

$\alpha_1 = 1,0 \qquad \alpha_2 = 1,0 \qquad \alpha_3 = 1,0$

f_{cm}: [N/mm²] mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen = $f_{ck} + 8$

36.2.3 Beiwert zur Berücksichtigung der RH auf die Grundzahl des Kriechens

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - 0{,}01 \cdot RH}{0{,}1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1\right] \cdot \alpha_2 \quad [\ ]$$

RH: [%] relative Luftfeuchte der Umgebung
h_0: [mm] siehe oben

36.2.4 Beiwert zur Berücksichtigung der Betondruckfestigkeit auf die Grundzahl des Kriechens

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16{,}8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad [\ ]$$

f_{cm}: [N/mm²] mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen = $f_{ck} + 8$

36.2.5 wirksames Betonalter unter Berücksichtigung der Zementart

$$t_{0,eff} = t_{0,T} \cdot \left[\frac{9}{2 + (t_{0,T})^{1,2}} + 1\right]^{\alpha} \geq 0{,}5 \quad [d]$$

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

36.2.6 Beiwert zur Berücksichtigung des Betonalters bei Erstbelastung

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0{,}1 + (t_{0,eff})^{0,2}} \quad [\ ]$$

$t_{0,eff}$: [d] siehe oben

36.2.7 Grundzahl des Kriechens

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad [\ ]$$

36.2.8 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

36.2.9 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

36.2.10 Kriechzahl zum Zeitpunkt t

$$\varphi(t,t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t,t_0) \quad [\ ]$$

37 Ermittlung des Schwindmaßes

37.1 Ermittlung des Schwindmaßes - analytisch

37.1.1 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 = $2 \cdot b_{eff} + 2 \cdot h_{pl}$

37.1.2 Beiwert für den Einfluss der Umgebungsfeuchte

$\beta_{RH} = 1{,}55 \cdot [1 - (0{,}01 \cdot RH)^3]$	RH: [%] rel. Feuchte der Umgebung

37.1.3 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

37.1.4 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)

37.1.5 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.

37.1.6 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

37.1.7 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]

37.1.8 Schwinddehnung zum Zeitpunkt t

$\varepsilon_{cs}(t,t_s) = \varepsilon_{ca}(t) + \varepsilon_{cd}(t,t_s)$ [ ]

38 Relaxation nach EC2

38.1 Hinweise

Die relaxationsbedingten Spannkraftverluste müssen in Deutschland aus der Zulassung entnommen werden.

38.2 Relaxationsklasse

Nach DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04 ist die Relaxationsklasse aus der Zulassung zu entnehmen.

Wenn keine Angabe gegeben:
Klasse 1: Drähte (normale Relaxation)
Klasse 2: Litze (niedrige Relaxation)
Klasse 3: Stäbe

38.3 Absoluter Wert der Spannungsänderung

Nach EC2; NCI Zu 3.3.2 (4)P: $\Delta\sigma_{pr}$ ist aus der Zulassung zu entnehmen.

Falls dort Angaben fehlen:

1) aus Abbildung $\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pm0}}$ [%] ablesen

2) $\Delta\sigma_{pr\infty} = 3 \cdot \text{Ablesewert} \cdot \sigma_{pmo} \cdot 0{,}01$ [N/mm²]

σ_{pm0}: [N/mm²] Ausgangsspannung

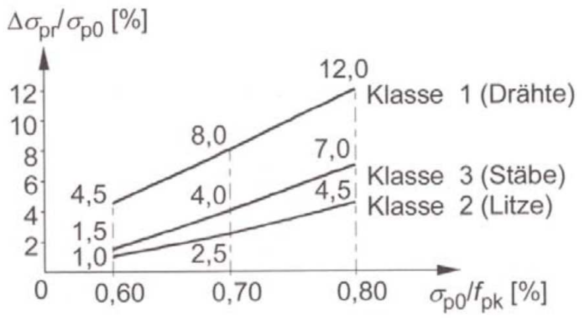


Abbildung 20: Relaxation [15]

38.4 Zeitabhängige Spannkraftverluste (s. EC2: 2011-01; 5.10.6

$$\Delta\sigma_{p,c+s+r} = \frac{|\varepsilon_{cs}| \cdot 10^{-3} \cdot E_p + 0{,}8 \cdot \Delta\sigma_{pr} + \alpha_p \cdot \varphi(t,t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \alpha_p \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2\right) \cdot (1 + 0{,}8 \cdot \varphi(t,t_0))} \text{ [N/mm²]}$$

Hinweis: Druckspannungen sind positiv einzusetzen

ε_{cs}: [‰] Schwinddehnung zum Zeitpunkt t (i.d.R t = ∞)
α_p: [ ] Verhältnis der E-Moduln; $\alpha_p = E_p/E_{cm}$
$\Delta\sigma_{pr}$: [N/mm²] Absoluter Wert der Spannungsänderung an der Stelle x zum Zeitpunk t. $\Delta\sigma_{pr}$ darf mit den Angaben aus der Zulassung für das Verhältnis der Ausgangsspannung zur charakteristischen Zugfestigkeit (σ_{p0}/f_{pk}) bestimmt werden.
f_{pk}: [N/mm²] charakteristischer Wert der Zugfestigkeit des Spannstahls. St1570/1770: f_{pk} = 1770 N/mm²
$\varphi(t,t_0)$: [ ] Kriechbeiwert zum Zeitpunkt t bei Belastungsbeginn t_0
E_p: [N/mm²] E-Modul des Spannstahls; i.d.R. E_p = 195.000
E_{cm}: [N/mm²] E-Modul des Beton
$\sigma_{c,QP}$: [N/mm²] Betonspannung in Höhe der Spannglieder infolge quasi-ständiger Einwirkungskombination zum Zeitpunkt t
A_p: [cm²] Querschnittsfläche aller Spannglieder an der Stelle x
A_c: [cm²] Bruttoquerschnittsfläche des Betons
I_c: [cm⁴] Flächenträgheitsmoment des Betonquerschnittes
z_{cp}: [cm] Abstand zwischen dem Schwerpunkt des Bruttoquerschnittes und den Spanngliedern

38.5 Relaxationsbeiwert

$\alpha_{csr} = 1 - \frac{|\Delta\sigma_{p,csr}|}{\sigma_{pm0}} \geq! \alpha_{csr}$ Annahme (± 5% OK)