

Überblick zu Holz-Beton-Verbund Bemessungsregeln nach TS 19103:2022

HBV - Städtische Nachverdichtung unter Einsatz modularer Holz-Beton-Verbund-Systeme

Partnermeeting

19. März 2025, holz.bau forschungs gmbh, Inffeldgasse 24/I, 8010 Graz

Dominik Matzler

holz.bau forschungs gmbh

Inffeldgasse 24/I, 8010 Graz

Besonderheiten bei HBV - Konstruktionen

- zeitabhängige Effekte
 - „spannungslose Dehnungen“
 - Kriechen (maßgebende Zeitpunkte)
- Verformungskompatibilität
- Materialverhalten

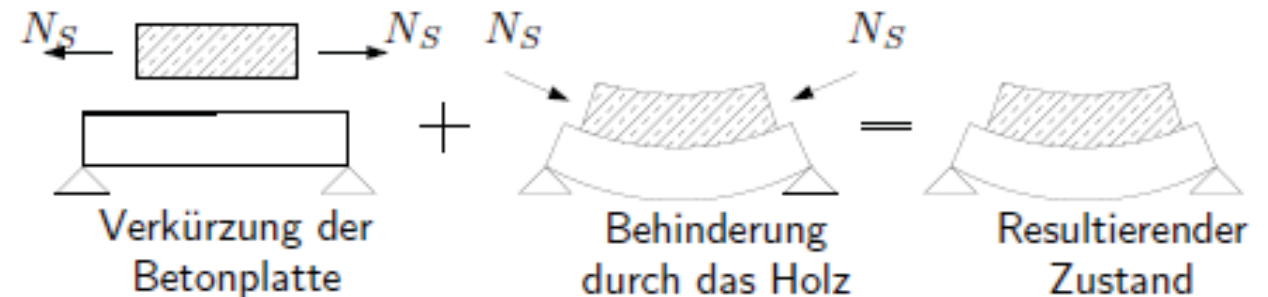
Nachweisführung von HBV - Konstruktionen

- Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)
 - Konstruktionen mit Kernen
 - Konstruktionen mit kontinuierlicher Verbindung
- Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

→ zeitabhängige Effekte:

- „spannungslose Dehnungen“
 - infolge Änderungen der Temperatur
 - infolge Feuchteänderung (Schwinden/Quellen) von Holz
 - infolge Schwinden von Beton (bei quasi-konstante Umgebungsbedingungen)

unelastische Dehnung (irreversiblen Verformung des Betons)



J. Schänzlin: Zur Bemessung von Holz-Beton-Verbunddecken (2019)

Berücksichtigung im Modell:

- Stabwerk: als effektive Temperaturbeanspruchung bzw. Dehnung
- γ -Verfahren: umgerechnete Ersatzlast

$$\varepsilon_{\text{ef,conc}}(t = t_0) = 0$$

$$\varepsilon_{\text{ef,conc}}(t = 3 \text{ to } 7 \text{ years}) = 0,6 \varepsilon_{\text{conc}}$$

$$\varepsilon_{\text{ef,conc}}(t = \infty) = 0,9 \varepsilon_{\text{conc}}$$

Schwinden von Beton nach EN 1992-1-1 – Anhang B

unelastische Dehnung, setzt sich aus folgenden Teilen zusammen: $\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{ca} + \varepsilon_{cd}$

- **autogenes Schwinden**

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty)$$

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6}$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 \cdot t^{0,5})$$

- **Trocknungsschwinden**

$$\varepsilon_{cs}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h(h_0) \cdot \varepsilon_{cd}(0)$$

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \cdot \sqrt{h_0^3}}$$

Tab. 3.3 $k_h = f(h_0) t$ | z.B. für $h_0 = 100 \text{ mm}$: $k_h = 1,00$

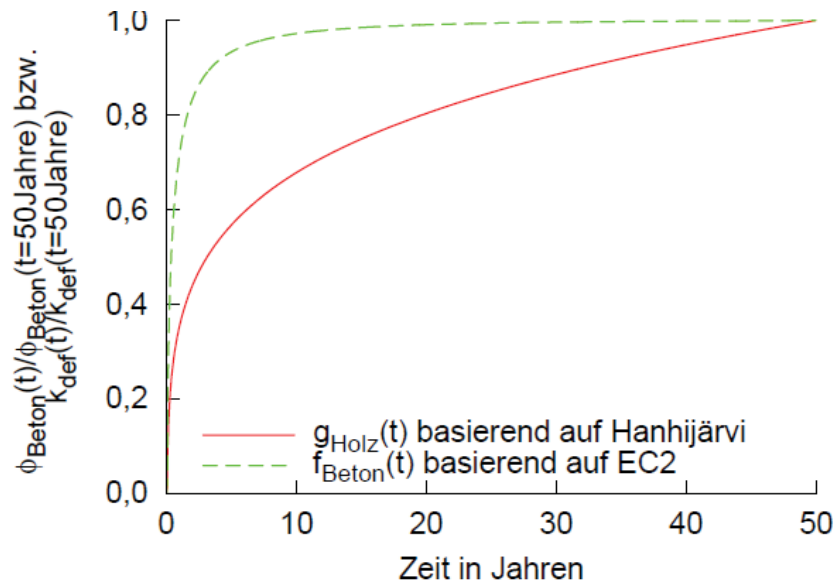
$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}$$

$$\beta_{RH} = 1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right]$$

→ zeitabhängige Effekte

• Kriechen

- von Holz
 - von Beton
- komplexe Interaktion:
Dissertation J. Schänzlin,
Universität Stuttgart / Biberach



J. Schänzlin: Zur Bemessung von Holz-Beton-Verbunddecken (2019)

Berücksichtigung

mit ideellen Elastizitätsmodul

$$E_{\text{conc},t=\infty} = \frac{E_{\text{conc},t=0}}{1 + \psi_{\text{conc}} \cdot \varphi(\infty, t_0)}$$

$$E_{\text{clt},t=\infty} = \frac{E_{\text{clt},0,t=0}}{1 + \psi_{\text{clt}} \cdot k_{\text{def}}}$$

Kriechzahlentwicklung

- | | |
|---------------|----------------------------------|
| t = 0 bis 3 a | Beton kriecht stärker als Holz |
| t = 3 bis 7 a | Kriechzahlentwicklung ≈ konstant |
| t > 7 a | Holz kriecht stärker als Beton |

maßgebende Bemessungszeitabschnitte (ULS):

t = 0 , t = 3 bis 7 a, t = ∞

→ zeitabhängige Effekte

- Kriechen

- kriechwirksame Lasten

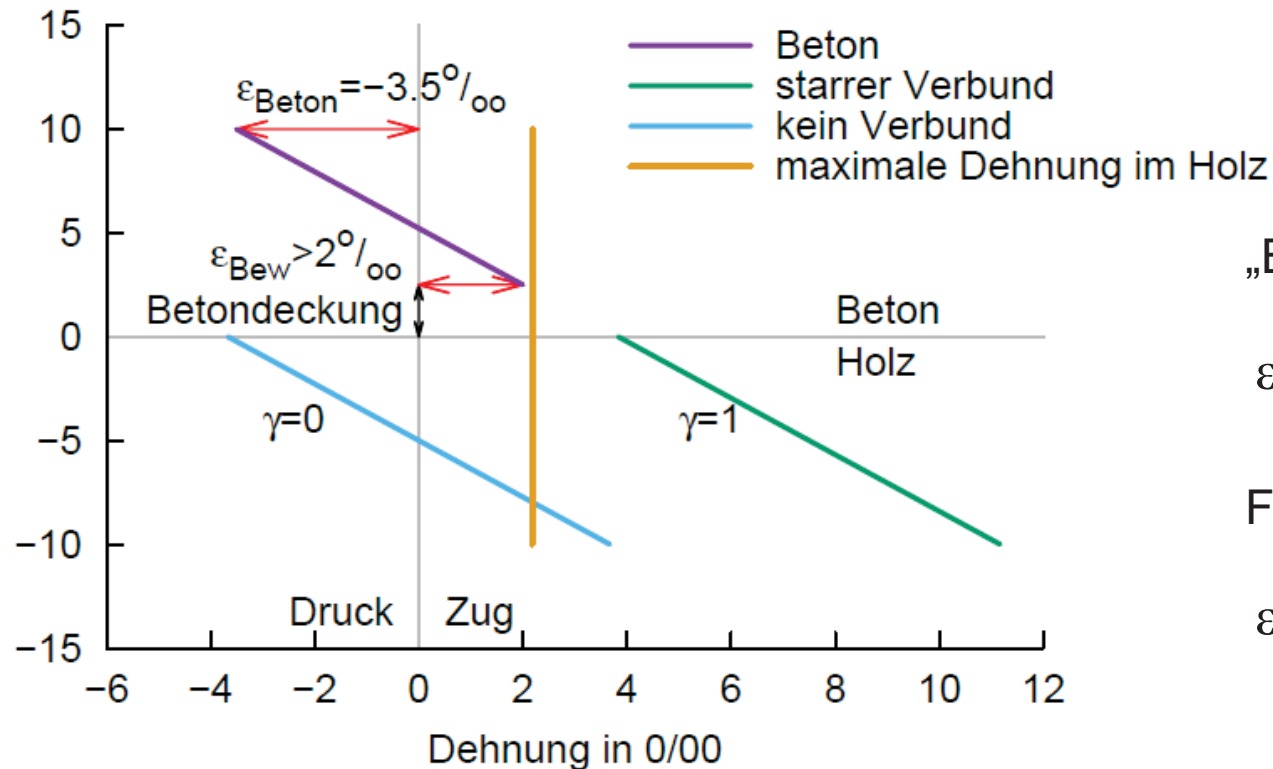
$$q_{d;t=\infty} = \left[\sum (\gamma_{G,j} \cdot g_{k,j}) + \gamma_{Q,i} \cdot q_{k,i} \right] \cdot b = \underbrace{\left[\sum (\gamma_{G,j} \cdot g_{k,j}) + \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot q_{k,i} \right] \cdot b}_{\text{„kriechwirksam“}} + \underbrace{\left[\gamma_{Q,i} \cdot (1 - \psi_{2,i}) \cdot q_{k,i} \right] \cdot b}_{\text{„nicht kriechwirksam“}}$$

- für die kriechwirksamen Lasten ($q_{d,perm}$ + Schwinden) mit den QS-Werten für $t = \infty$
Verringerung der Auswirkung des Schwindens von Beton infolge von Kriechen
- für die nicht kriechwirksamen Lasten ($q_{d,short}$) mit den QS-Werten für $t = 0$

Berechnung von Holz-Beton-Verbund – Konstruktionen nach ONR CEN/TS 19103:2022 (zukünftige EN 1995-1-3)

→ Verformungskompatibilität

- gleiche Biegelinie und damit die gleiche Krümmung.



„Bruchdehnung“ Holz

$$\epsilon_{\text{max,Holz}} = \frac{f_{m,k}^{C24}}{E_{\text{mean}}} = \frac{24,0 \text{ N/mm}^2}{11.500 \text{ N/mm}^2} = 2,08 \text{ ‰}$$

Fließgrenze Bewehrung

$$\epsilon_{yd} = \frac{f_{y,d}}{E_s} = \frac{550 / 1,15 \text{ N/mm}^2}{200.000 \text{ N/mm}^2} = 2,4 \text{ ‰}$$

Berechnung von Holz-Beton-Verbund – Konstruktionen nach ONR CEN/TS 19103:2022 (zukünftige EN 1995-1-3)

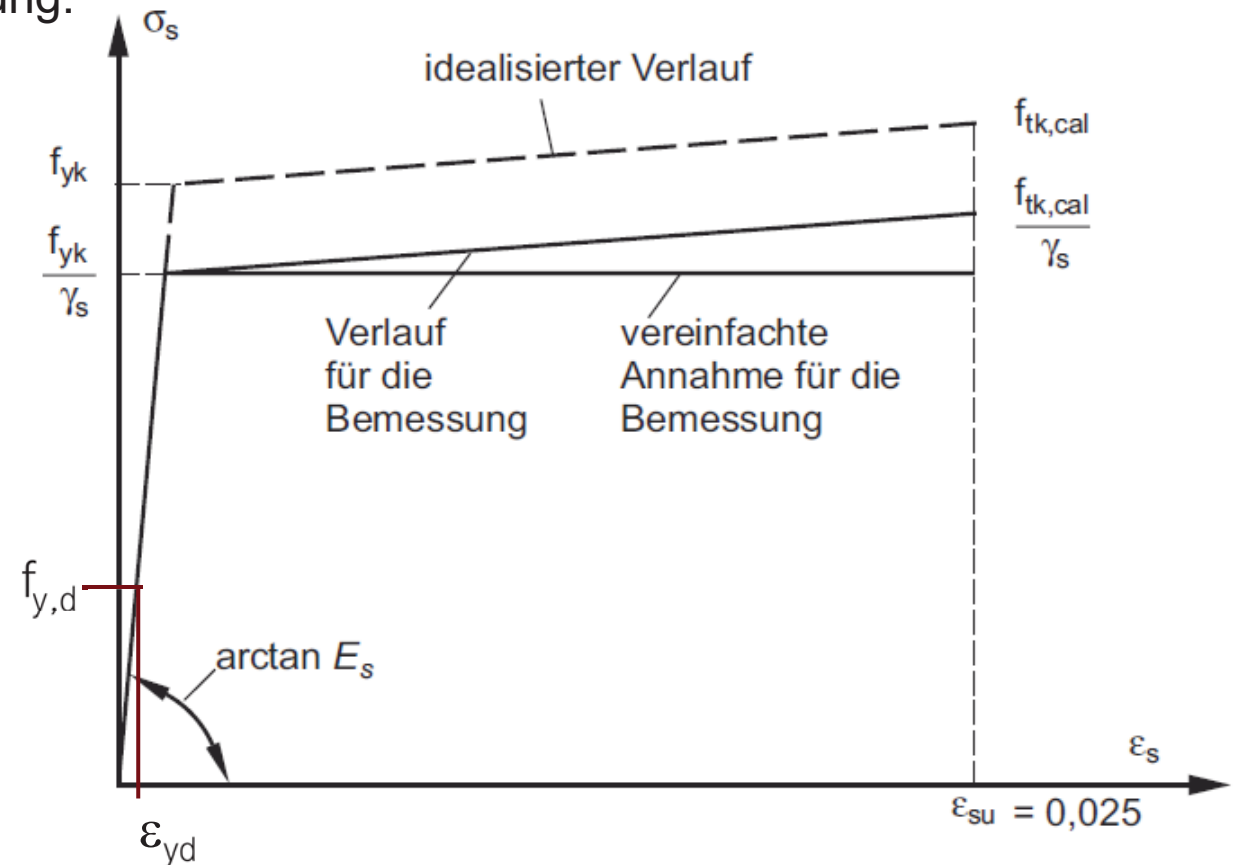
→ Verformungskompatibilität

- gleiche Biegelinie und damit die gleiche Krümmung.

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{y,d}}{E_s} = \frac{550 / 1,15 \text{ N/mm}^2}{200.000 \text{ N/mm}^2} = 2,4 \text{ ‰}$$

$$F_s = A_s \cdot \varepsilon_{yd} \cdot E_s$$

Durch die häufig geringen Dehnungen in der Bewehrung führt dies häufig zu einer recht hohen und damit unwirtschaftlichen Bewehrungsmenge, so dass eigentlich immer eine Rissiteration empfohlen wird, so dass der Beton dann überdruckt ist und keine tragende Bewehrung benötigt.



→ Materialverhalten

- linear-elastische Kraft-Verschiebungsbeziehung

$$K_{ser} = \begin{cases} 1000 \frac{\text{N/mm}}{\text{mm}} & \text{für } h_n = 20 \text{ mm} \\ 1500 \frac{\text{N/mm}}{\text{mm}} & \text{für } h_n \geq 30 \text{ mm} \end{cases}$$

Schraubenanordnung Neigungswinkel (s. Anlage 3)	Anfangsverschiebungsmodul K_{ser} [N/mm]
90° 45°	2000 für $t_s = 0$; 700 für $t_s > 0$ $90 \cdot l_{ef}$

- linear-elastische Spannungs-Dehnungs-Beziehung für Holz und Beton (Druckbeanspruchung)
 - > bei Kräften z.B. Spannungsblock nicht gültig
 - > Spannungsbegrenzung der Spannungen an der Oberkante Beton $\sigma_{conc,c,d} \leq f_{cd}$
- Bei Rissen im Beton infolge Zugbeanspruchung sollte die Zugfestigkeit in diesen gerissenen Bereichen zu 0 N/mm² angesetzt werden.
- gerissene Bereich des Betonquerschnitts → nichttragende Schicht
 - Berücksichtigung der Rissbildung von Beton bei Kräften, Momenten, Verformungen, Tragfähigkeit Beton im ULS infolge aller Lastkombinationen, die bis zum betrachteten Zeitpunkt entstanden ist.

→ Materialverhalten

Iteration zur Bestimmung der gerissenen Betonhöhe
zur Bestimmung der Steifigkeiten des Betons im
gerissenen Zustand (Z II)

$$(EA)_{\text{conc}}, (EI)_{\text{conc}}, (EI)^* \text{ mit } h_{\text{conc}} \rightarrow N_{\text{conc}}, M_{\text{conc}}$$

Berechnung überdrückte Betonhöhe:

→ Vereinfachung: Betonzugfestigkeit $f_{\text{ctd}} = 0 \text{ N/mm}^2$

$$\sigma = \left[\frac{N_{\text{conc}}}{(E \cdot A)_{\text{conc},d,t=0}} \pm \frac{M_{\text{conc}}}{(E \cdot I)_{\text{conc},d,t=0}} \cdot z \right] \cdot E_{\text{conc},d,t=0} \leq f_{\text{ctd}} = 0$$

$$\rightarrow z = - \frac{N_{\text{conc}} \cdot (E \cdot I)_{\text{conc},d,t=0}}{M_{\text{conc}} \cdot (E \cdot A)_{\text{conc},d,t=0}}$$

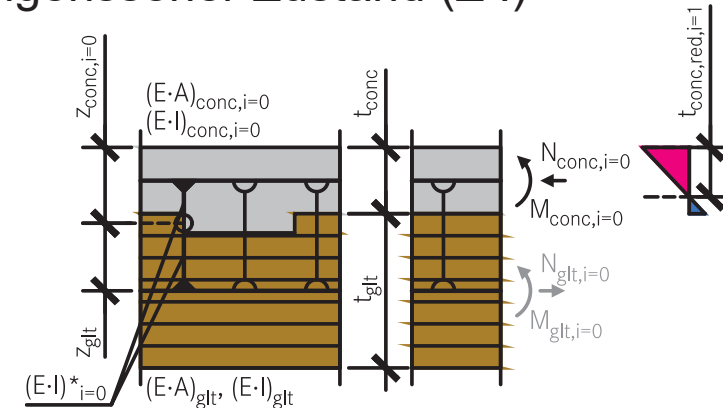
Anpassen des Stabwerkmodelles → Stabachsen

$$(EA)_{\text{conc}}, (EI)_{\text{conc}}, (EI)^* \text{ mit } h_{\text{conc,red } 1} \rightarrow N_{\text{conc}}, M_{\text{conc}}$$

bis $h_{\text{conc,red},i} = h_{\text{conc,red},i+1}$

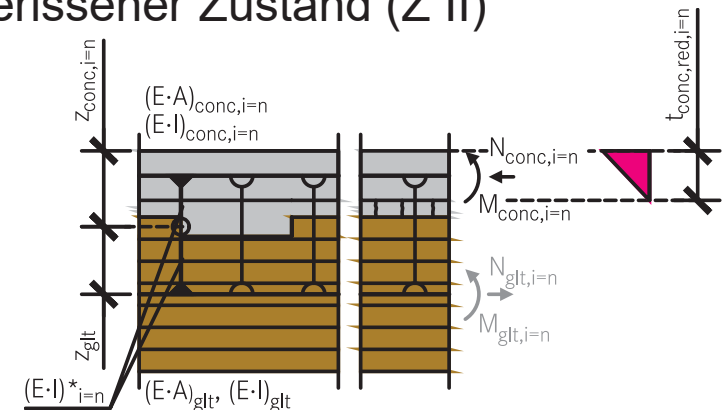
Betonquerschnitt:

ungerissener Zustand (Z I)



Betonquerschnitt:

gerissener Zustand (Z II)



→ Materialverhalten

Herleitung gerissene Betonhöhe bei γ -Verfahren (Zeitpunkt $t = 0$)

überdrückte
Querschnittshöhe
(Kernweite)

$$h_{\text{conc,red}} = \frac{6 \cdot M}{N} \quad \text{mit} \quad M = \frac{M_d}{EI_{\text{TCC}}} \cdot E_c \cdot \frac{b_{\text{conc}} \cdot h_{\text{conc,red}}^3}{12} \quad N = \frac{M_d}{EI_{\text{TCC}}} \cdot \gamma_1 \cdot a_1 \cdot E_c \cdot b_{\text{conc}} \cdot h_{\text{conc,red}}$$

$$\rightarrow h_{\text{conc,red}} = 2 \cdot \gamma_1 \cdot a_1 \quad \text{mit} \quad \gamma_1 = \frac{1}{1 + \pi^2 \cdot \frac{EA_{\text{conc}} \cdot s_{\text{ef}}}{K_i \cdot l^2}} \quad a_1 = \frac{EA_{\text{tim}} \cdot \left(\frac{h_{\text{tim}} + h_{\text{conc,red}}}{2} + h_{\text{cr}} \right)}{\gamma_1 \cdot EA_{\text{conc}} + EA_{\text{tim}}}$$

$$EA_{\text{conc}} = E_{\text{conc}} \cdot b_{\text{conc}} \cdot h_{\text{conc,red}} \quad h_{\text{conc,red}} = h_{\text{conc}} - h_{\text{cr}}$$

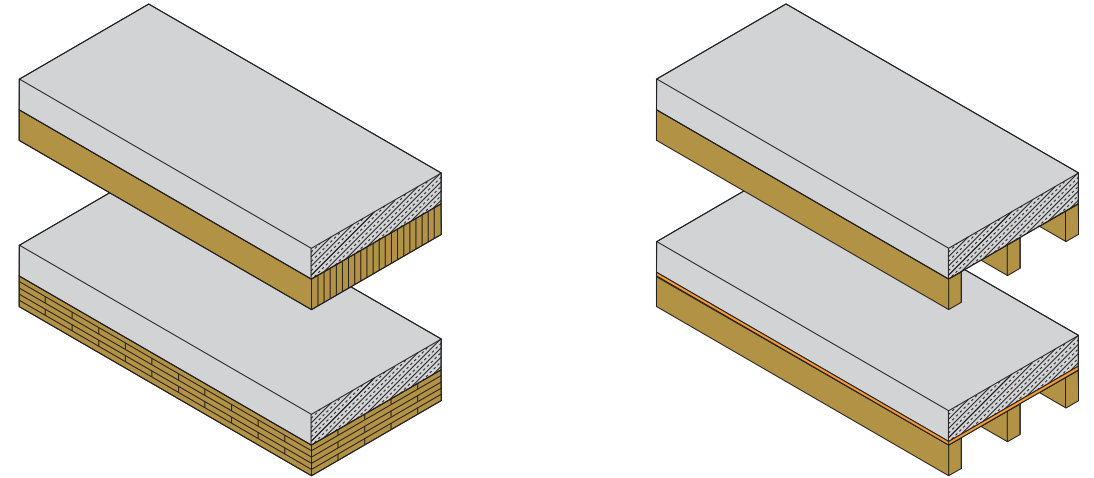
gerissene Betonhöhe

$$h_{\text{cr}} = h_{\text{conc,0}} - \frac{\sqrt{EA_{\text{tim}}^2 + 2 \cdot \gamma_{\text{cr}} \cdot EA_{\text{tim}} \cdot \left(h_{\text{conc,0}} + \frac{h_{\text{tim}}}{2} \right)} - EA_{\text{tim}}}{\gamma_{\text{cr}}} \quad \text{mit} \quad \gamma_{\text{cr}} = \left(1 + \frac{\pi^2 \cdot s_{\text{ef}}}{l^2 \cdot K_i} \cdot EA_{\text{tim}} \right) \cdot b_{\text{conc}} \cdot E_{\text{conc}}$$

→ Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)

• Konstruktionen mittels Kerbe

- Flachdecke
Ausführung als: Brettstapeldecke, Brettsperrhotholzdecke, Furnierschichtholzdecke
- Rippendecke (mitwirkende Breite) mit oder ohne Trennschicht

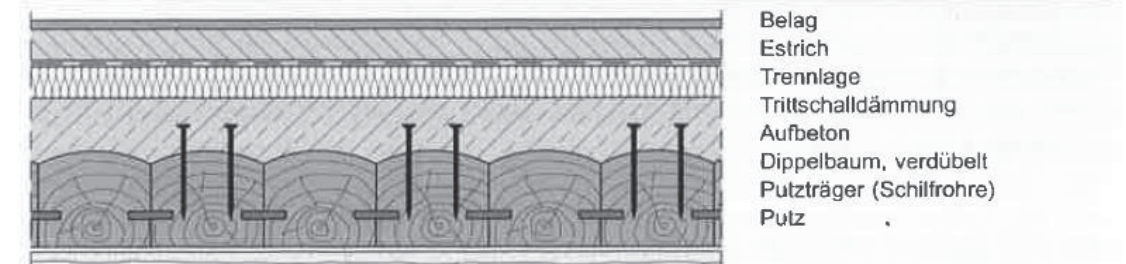


• Konstruktionen mittels Schraube

- Sanierung von Bestandsdecken
 - Tramdecken
 - Dippelbaumdecken

Tabelle 050.4-04: Aufbauten von Holz-Beton-Verbunddecken

Dippelbaumdecke mit Aufbeton im Verbund

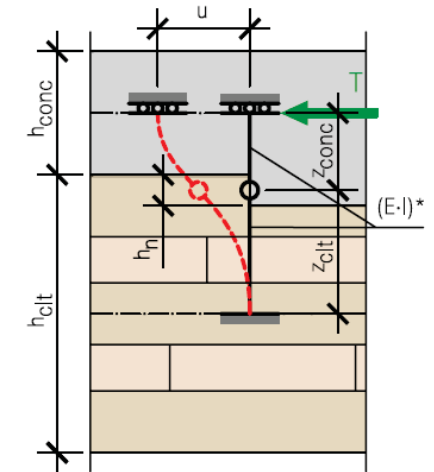
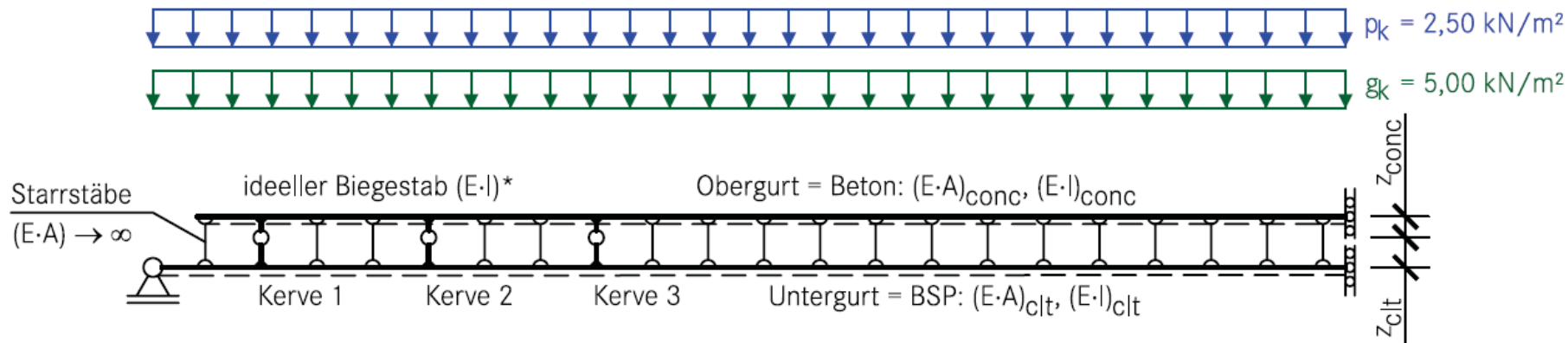


Bemessung von SIHGA® Hobet® Verbundschrauben

→ Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)

- Konstruktionen mittels Kerne

Wahl des Stabwerksmodells, hier: Rautenstrauch



andere Stabwerksmodelle:

- γ -Verfahren nach EN 1995-1-1 - Anhang B

→ mit effektiven Verbindungsmittelabstandes nach: Dissertation Michelfelder (2006):

$$s_{\text{ef}} = 1,14 \cdot s_{\text{min}} + 3,14 \cdot \frac{s_{\text{max}}}{L} \cdot (s_{\text{max}} - s_{\text{min}})$$

- Fachwerkmodell nach Zölling

→ Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)

- Konstruktionen mittels Kerve

Zeitpunkt $t = 0$

Berechnung mit den Anfangssteifigkeiten (Zustand I)

- zum mit Bemessungswerten der E-Moduli

$$E_{0,g,mean,d,t=0} = \frac{E_{0,g,mean}}{\gamma_M} \quad E_{conc,d,t=0} = \frac{E_{cm}}{\gamma_c}$$

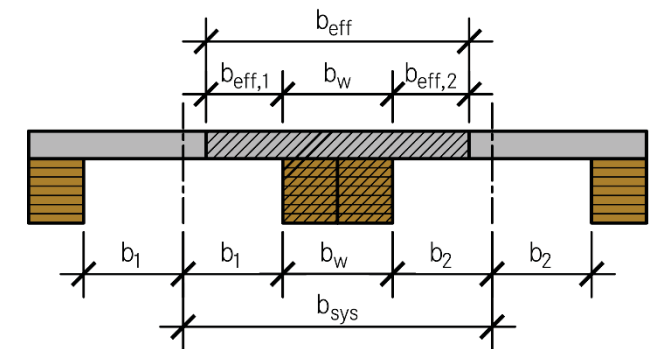
$$K_{u,d,t=0} = K_{ser,d,t=0} = \frac{K_{ser}}{\gamma_M} \cdot b_n$$



bei Kerve: $K_u = K_{ser}$

- bei Rippenplatte: Berücksichtigung der mitwirkenden Breite nach 1992-1-1

$$b_{eff} = \min \left\{ \sum b_{eff,i} + b_w \right. \quad \text{mit} \quad b_{eff,i} = 0,2 \cdot b_i + 0,1 \cdot l \leq 0,2 \cdot l$$

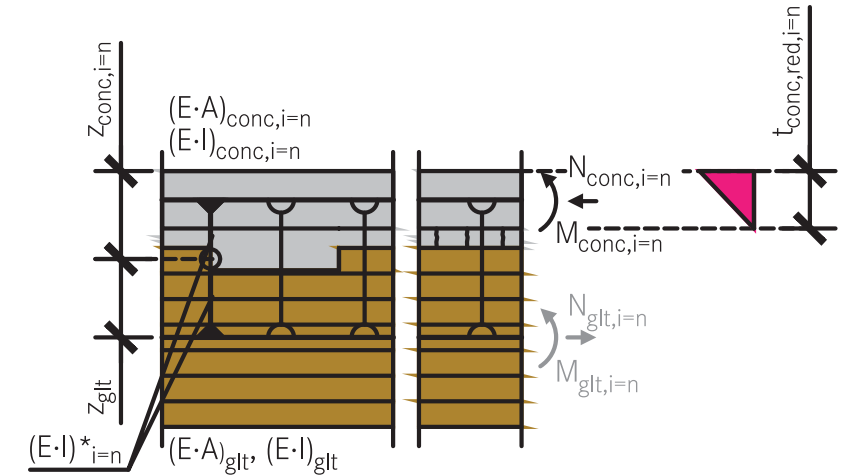


→ Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)

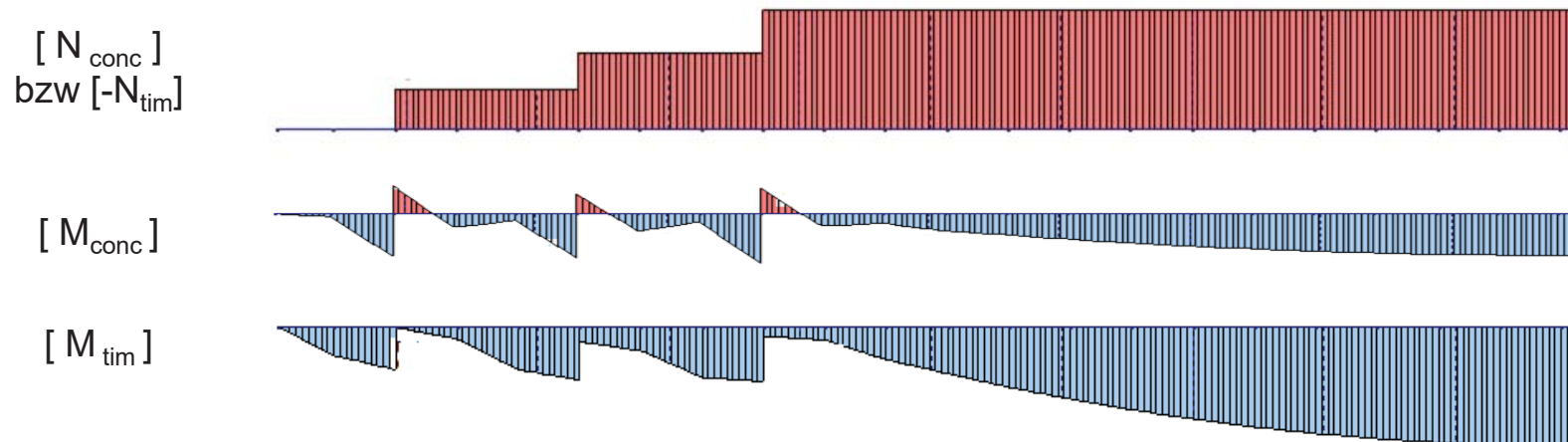
- Konstruktionen mittels Kerbe

Zeitpunkt $t = 0$

Iteration zur Bestimmung der gerissenen Betonhöhe
zur Bestimmung der Steifigkeiten des Betons im gerissenen
Zustand (Zustand II)



Berechnung der Schnittkräfte | Spannungen mit der Grundkombination q_d



→ Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)

- Konstruktionen mittels Kerve

Zeitpunkt $t = \infty$

Rückrechnung des Verbundfaktors vom Zeitpunkt $t = 0$

$$\gamma_1 = \frac{EA_{tim} \cdot EI_{tim} \cdot N_{tim}}{EA_{conc,ef} \cdot (EA_{tim} \cdot M_{tim} \cdot z - EI_{tim} \cdot N_{tim})}$$

Berechnung des Interaktionsbeiwertes ψ_{conc} für den Zeitpunkt $t = \infty$

für $\varphi_0 = 2,50$

$$k_{def} = 0,60: \quad \psi_{conc} = 2,0 - 0,5 \cdot \gamma_1^{1,9}$$

$$k_{def} = 0,80: \quad \psi_{conc} = 1,8 - 0,3 \cdot \gamma_1^{2,5}$$

für $\varphi_0 = 3,50$

$$k_{def} = 0,60: \quad \psi_{conc} = 2,6 - 0,8 \cdot \gamma_1^2$$

$$k_{def} = 0,80: \quad \psi_{conc} = 2,3 - 0,5 \cdot \gamma_1^{2,6}$$

$\psi_{tim} = 1,00$ & $\psi_{conn} = 1,00$ für den Zeitpunkt $t = \infty$

→ Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)

• Konstruktionen mittels Kerne

Zeitpunkt $t = \infty$

Berechnung der Steifigkeiten | Querschnittswerte

$$E_{0,g,mean,t=\infty} = \frac{E_{gl,0,mean,t=0}}{\underbrace{1 + \psi_{gl} \cdot k_{def}}_{1,6}} \quad E_{conc,d,t=\infty} = \frac{E_{conc,d,t=0}}{\underbrace{1 + \psi_{conc} \cdot \varphi(\infty, t_0)}_{5,8}} \quad K_{u,d,t=\infty} = K_{ser,d,t=\infty} = \frac{K_{ser,d,t=0}}{\underbrace{1 + \psi_{conn} \cdot k_{def}'}_{2,2}}$$

für $\varphi_0 = 2,50$ & $k_{def} = 0,6$ mit $k_{def}' = 2 \cdot k_{def}$

Berechnung der Schnittkräfte | Spannungen

- für die kriechwirksamen Lasten ($q_{d,perm}$ + Schwinden) mit den QS-Werten für $t = \infty$
Verringerung der Auswirkung des Schwindens von Beton infolge von Kriechen $\varepsilon_{ef,conc;t=\infty} = 0,9 \cdot \varepsilon_{conc}$

- für die nicht kriechwirksamen Lasten ($q_{d,short}$) mit den QS-Werten für $t = 0$

$$q_{d;t=\infty} = \left[\sum (\gamma_{G,j} \cdot g_{k,j}) + \gamma_{Q,i} \cdot q_{k,i} \right] \cdot b = \underbrace{\left[\sum (\gamma_{G,j} \cdot g_{k,j}) + \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot q_{k,i} \right] \cdot b}_{\text{„kriechwirksam“}} + \underbrace{\left[\gamma_{Q,i} \cdot (1 - \psi_{2,i}) \cdot q_{k,i} \right] \cdot b}_{\text{„nicht kriechwirksam“}}$$

Überlagerung der Schnittkräfte | Spannungen

→ Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)

- Konstruktionen mittels Kerve

Zeitpunkt t = 3 - 7 Jahre

detaillierter Nachweis der Spannungen nach 3 bis 7 Jahren kann entfallen, wenn:

Erhöhung der Spannungen im Holzbauteil für die quasi-ständige Einwirkungskombination um 25%

$$t = 0: \quad 1,25 \cdot \eta_{\text{clt,perm,d};t=0} + \eta_{\text{clt,short,d};t=0} < 1$$

$$t = \infty: \quad 1,25 \cdot \eta_{\text{clt,perm,d};t=\infty} + \eta_{\text{clt,short,d};t=\infty} < 1$$

sonst: selber Ablauf wie bei $t = \infty$
aber mit anderen ψ_{conc} , ψ_{tim} , und ψ_{conn}

zum Zeitpunkt $t = 0$

- für die quasi-ständige Einwirkungskombination

$$\eta_{\text{clt,perm,d},t=0} = \frac{\sigma_{\text{clt,t,d};t=0}}{f_{\text{clt,t,0,d}}} + \frac{\sigma_{\text{clt,m,c};t=0}}{f_{\text{clt,m,d}}}$$

- für den kurzzeitig wirkenden Anteil der Einwirkungskombination

$$\eta_{\text{clt,short,d},t=0} = \frac{\sigma_{\text{clt,t,d};t=0}}{f_{\text{clt,t,0,d}}} + \frac{\sigma_{\text{clt,m,d};t=0}}{f_{\text{clt,m,d}}}$$

zum Zeitpunkt $t = \infty$

- für die quasi-ständige Einwirkungskombination

$$\eta_{\text{clt,perm,d},t=\infty} = \frac{\sigma_{\text{clt,t,d},t=\infty}}{f_{\text{clt,t,0,d}}} + \frac{\sigma_{\text{clt,m,d},t=\infty}}{f_{\text{clt,m,d}}}$$

→ Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)

- Konstruktionen mittels Kerne

Nachweise Holz-QS

- **Normalspannungsnachweis**

üblicherweise: maßgebender Nachweis: Zeitpunkt $t = \infty$
(in Feldmitte und an Kernen)

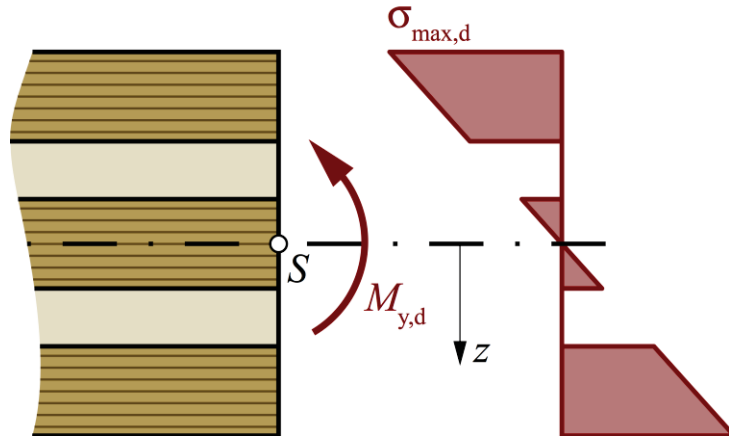
$$\frac{\sigma_{\text{clt},t,0,d}}{f_{\text{clt},t,0,d}} + \frac{\sigma_{\text{clt},m,d}}{f_{\text{clt},m,d}} < 1$$

- **Schubspannungsnachweise**

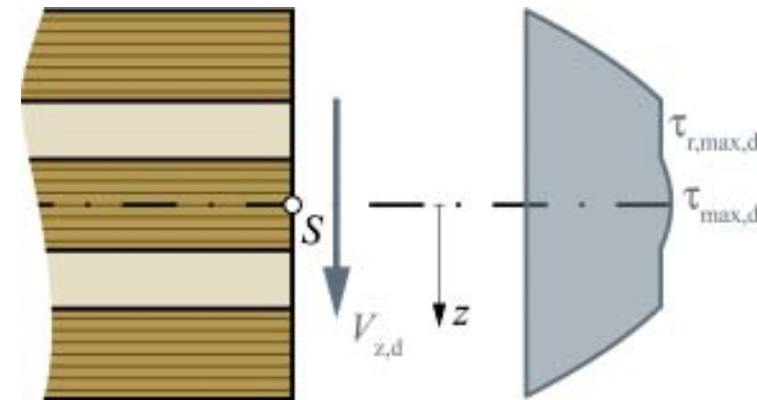
Längsschub und Rollschub

Annahme: gesamte Querkraft am Auflager von der BSP-Platte abgetragen

$$\frac{\tau_{\text{clt},d}}{f_{\text{clt},v,d}} < 1 \quad \frac{\tau_{\text{clt},r,d}}{f_{\text{clt},r,d}} < 1$$



<https://www.bspwiki.at/>



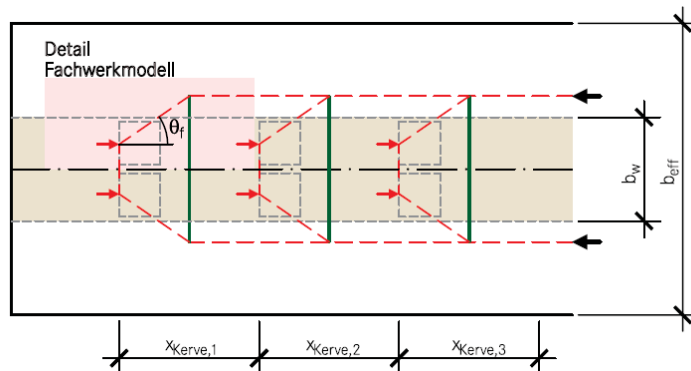
<https://www.bspwiki.at/>

→ Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)

- Konstruktionen mittels Kerbe

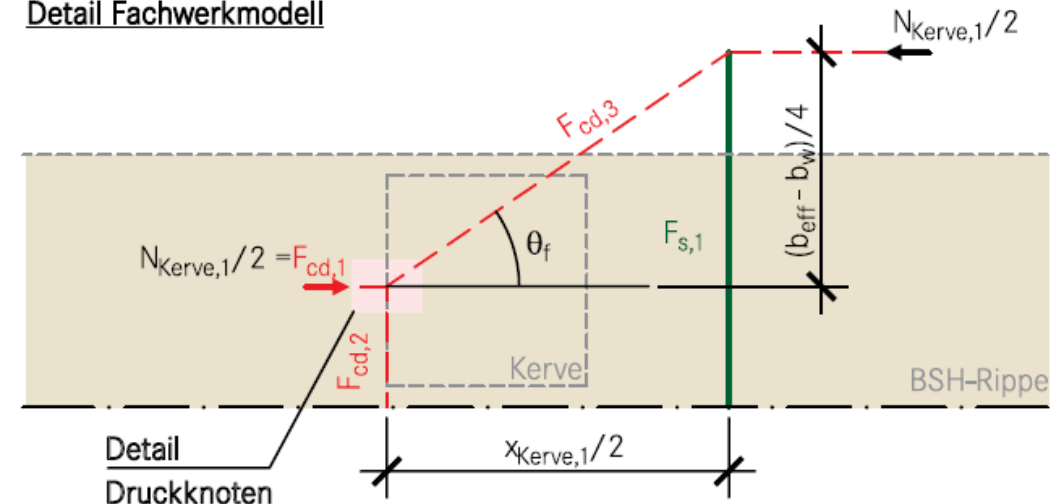
Nachweise Beton-QS

- **Nachweis der Betondruckspannung**
maßgebender Nachweis: Zeitpunkt $t = 0$
(in Feldmitte und an Kerven)
- **Nachweis Druckgurtanschluss nach EN 1992-1-1**
bei Rippenplatten:
 - Versagen der Druckstreben
 - Versagen der Zugstrebe (Querbewehrung)



$$\frac{\sigma_{\text{conc},0,d,t=0}}{f_{cd}} < 1$$

Detail Fachwerkmodell



→ Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)

• Konstruktionen mittels Kerbe

Nachweise Verbindung

• Nachweis der Kerbe

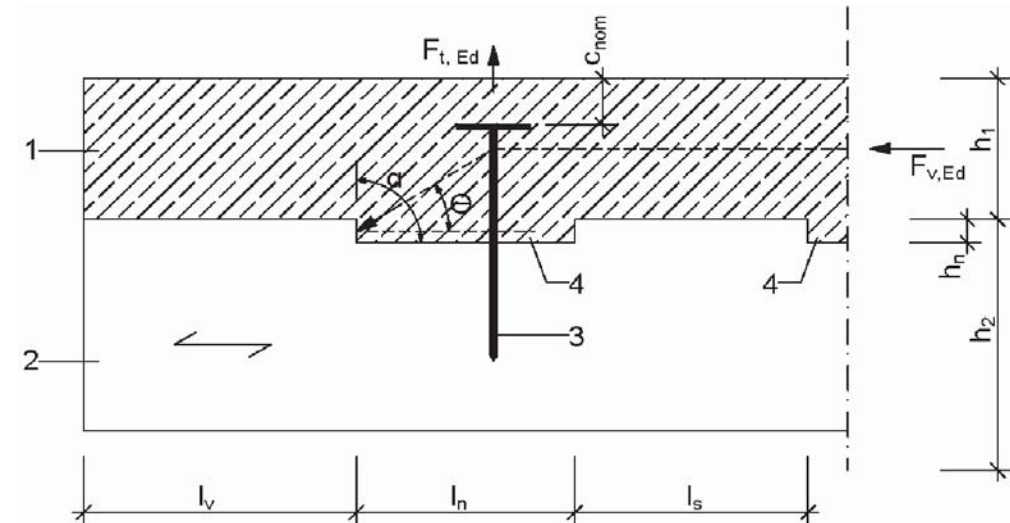
Versagensmodi

$$F_{Rd} = \min \begin{cases} F_{Rd;a} = f_{vcd} \cdot b_n \cdot l_n & \text{(a) Schubversagen des Betons} \\ F_{Rd;b} = f_{cd} \cdot b_n \cdot h_n & \text{(b) Druckversagen Beton} \\ F_{Rd;c} = k_{cr} \cdot f_{clt,v,d} \cdot b_n \cdot l_{v,a,calc} & \text{(c) Schubversagen Holz} \\ F_{Rd;d} = f_{clt,c,0,d} \cdot b_n \cdot h_n & \text{(d) Druckversagen Holz} \end{cases}$$

• Nachweis der Abhebesicherung

$$F_{t,Ed} = \max \begin{cases} F_{v,Ed} \cdot \tan \theta \\ 0,1 \cdot F_{v,Ed} \end{cases}$$

$$\min \theta = \max \begin{cases} \arctan \left(\frac{0,5 \cdot (h_{conc} + h_n)}{l_n + l_s} \right) \\ \arctan \left(\frac{h_n}{l_n} \right) \end{cases}$$



→ **Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)**

- **Konstruktionen mittels Kerve**

Nachweise Verbindung

- **Nachweis der Kerne**
Versagensmodi

$$F_{Rd} = \min \begin{cases} F_{Rd;a} = f_{vcd} \cdot b_n \cdot l_n & \text{(a) Schubversagen des Betons} \\ F_{Rd;b} = f_{cd} \cdot b_n \cdot h_n & \text{(b) Druckversagen Beton} \\ F_{Rd;c} = k_{cr} \cdot f_{clt,v,d} \cdot b_n \cdot l_{v,a,calc} & \text{(c) Schubversagen Holz} \\ F_{Rd;d} = f_{clt,c,0,d} \cdot b_n \cdot h_n & \text{(d) Druckversagen Holz} \end{cases}$$

- **Nachweis der Abhebesicherung**

$$F_{t,Ed} = \max \begin{cases} F_{v,Ed} \cdot \tan \theta \\ 0,1 \cdot F_{v,Ed} \end{cases}$$



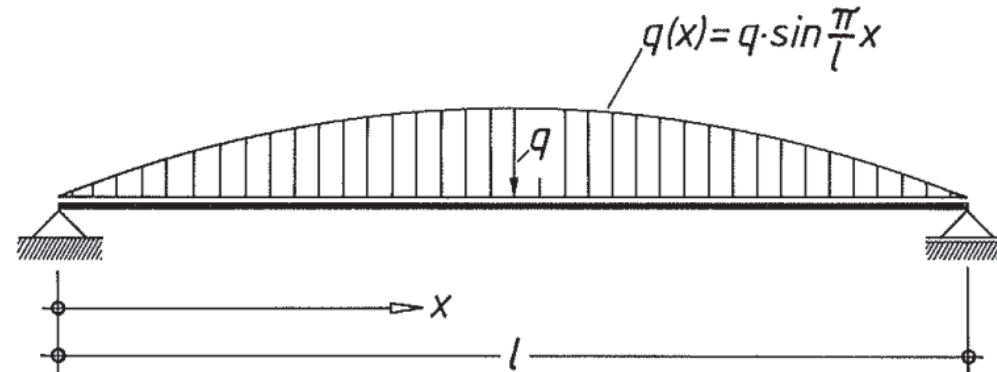
Sofern keine genaueren Berechnungsmodelle verfügbar sind, sollten Kervenverbindungen für einen Mindestwert der vertikalen Belastung $F_{t,Ed}$ nach Bild 10.2 entsprechend Gleichung (10.19) bemessen werden.

$$\min \theta = \max \left\{ \arctan \left(\frac{h_n}{l_n} \right) \right.$$

→ Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)

- Konstruktionen mit kontinuierlicher Verbindung

Wahl des Berechnungsmodells, hier: γ -Verfahren nach EN 1995-1-1 - Anhang B



Kontrolle Verbindungsmittelabstand nach TS

$s_{\max, \text{req}} \leq 0,05 \cdot l$ eine kontinuierliche Verteilung (Verschmieren)

$s_{\max, \text{req}} > 0,05 \cdot l$ für Berechnung der Spannungen und der Verformung: $0,7 \cdot (EA)_{\text{conc}}$
für die Beanspruchung der Verbindung: $1,0 \cdot (EA)_{\text{conc}}$

$$s_{\max, \text{prov}} \leq 4 \cdot s_{\min, \text{prov}}$$

→ Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)

- Konstruktionen mit kontinuierlicher Verbindung

effektiver Verbindungsmittelabstand

$$s_{ef} = 0,75 \cdot s_{min} \cdot \frac{K_{ref}}{K_{max}} + 0,25 \cdot s_{max} \cdot \frac{K_{ref}}{K_{min}}$$

Berechnung der Anfangssteifigkeiten (Zustand I) mit den Bemessungswerten der E-Moduli

$$E_{0,g,mean,d,t=0} = \frac{E_{0,g,mean}}{\gamma_M} \quad E_{conc,d,t=0} = \frac{E_{cm}}{\gamma_c} \quad K_{u,d,t=0} = \frac{2}{3} \cdot K_{ser,d,t=0} = \frac{2}{3} \cdot \frac{K_{ser}}{\gamma_M} \cdot b_n$$

Berechnung gerissene Höhe

$$h_{cr} = h_{conc,0} - \frac{\sqrt{EA_{tim}^2 + 2 \cdot \gamma_{cr} \cdot EA_{tim} \cdot \left(h_{conc,0} + \frac{h_{tim}}{2} \right)} - EA_{tim}}{\gamma_{cr}} \quad \text{mit} \quad \gamma_{cr} = \left(1 + \frac{\pi^2 \cdot s_{ef}}{l^2 \cdot K_i} \cdot EA_{tim} \right) \cdot b_{conc} \cdot E_{conc}$$

bei Rippenplatte: Berücksichtigung der mitwirkenden Breite nach 1992-1-1

→ Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)

- Konstruktionen mit kontinuierlicher Verbindung

Zeitpunkt $t = 0$

Berechnung mit der effektiven Biegesteifigkeit

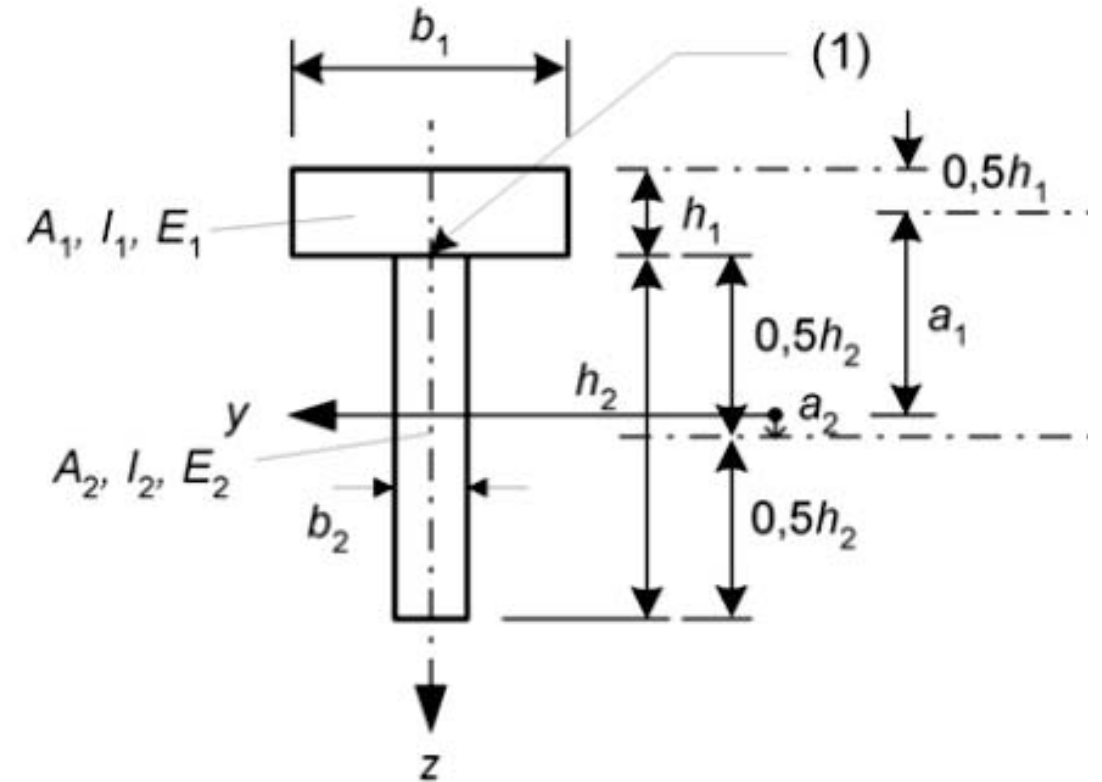
$$(E \cdot I)_{TCC,d,t=0} = \sum (EI_i + \gamma_i \cdot EA_i \cdot a_i^2)$$

mit

$$\gamma_1 = \frac{1}{1 + \pi^2 \cdot \frac{EA_{conc,d,t=0} \cdot s_{ef}}{K_{u,d,t=0} \cdot l^2}}$$

$$a_1 = x_{s,oben} + \frac{(h_{conc,0} + h_{cr})}{2} - a_2$$

$$a_2 = \frac{\gamma_1 \cdot EA_{conc,d,t=0} \cdot \left(x_{s,oben} + \frac{(h_{conc} + h_{cr})}{2} \right)}{\gamma_1 \cdot EA_{conc,d,t=0} + EA_{tim,d,t=0}}$$



→ Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)

- Konstruktionen mit kontinuierlicher Verbindung

Zeitpunkt $t = 0$

Berechnung der Schnittkräfte | Spannungen $t = 0$

Spannungen Beton (Querschnitt 1)

$$\sigma_{N,\text{conc};t=0} = -\frac{M_{d;t=0}}{(E \cdot I)_{\text{TCC},d;t=0}} \cdot \gamma_1 \cdot E_{\text{conc},d;t=0} \cdot a_1$$
$$\sigma_{M,\text{conc},t=0} = \pm \frac{M_{d;t=0}}{(E \cdot I)_{\text{TCC},d;t=0}} \cdot E_{\text{conc},d;t=0} \cdot \frac{h_{\text{conc,red}}}{2}$$

Spannungen Beton (Querschnitt 2)

$$\sigma_{N,\text{tim};t=0} = \frac{M_{d;t=0}}{(E \cdot I)_{\text{TCC},d;t=0}} \cdot \gamma_2 \cdot E_{\text{tim},d;t=0} \cdot a_2$$
$$\sigma_{M,\text{tim,oben};t=0} = \pm \frac{M_{d;t=0}}{(E \cdot I)_{\text{TCC},d;t=0}} \cdot E_{\text{tim},d;t=0} \cdot \frac{h_{\text{tim}}}{2}$$

→ Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)

- Konstruktionen mit kontinuierlicher Verbindung

Zeitpunkt $t = \infty$

Berechnung des Interaktionsbeiwertes ψ_{conc} für den Zeitpunkt $t = \infty$ mit $\gamma_{1,t=0}$

für $\varphi_0 = 2,50$

$$k_{\text{def}} = 0,60: \quad \psi_{\text{conc}} = 2,0 - 0,5 \cdot \gamma_1^{1,9}$$

$$k_{\text{def}} = 0,80: \quad \psi_{\text{conc}} = 1,8 - 0,3 \cdot \gamma_1^{2,5}$$

für $\varphi_0 = 3,50$

$$k_{\text{def}} = 0,60: \quad \psi_{\text{conc}} = 2,6 - 0,8 \cdot \gamma_1^2$$

$$k_{\text{def}} = 0,80: \quad \psi_{\text{conc}} = 2,3 - 0,5 \cdot \gamma_1^{2,6}$$

$\psi_{\text{tim}} = 1,00$ & $\psi_{\text{conn}} = 1,00$ für den Zeitpunkt $t = \infty$

Berechnung der Steifigkeiten | Querschnittswerte

$$E_{0,g,\text{mean},t=\infty} = \frac{E_{\text{gl},0,\text{mean},t=0}}{1 + \psi_{\text{gl}} \cdot k_{\text{def}}}$$

$$E_{\text{conc},d,t=\infty} = \frac{E_{\text{conc},d,t=0}}{1 + \psi_{\text{conc}} \cdot \varphi(\infty, t_0)}$$

$$K_{u,\text{fin}} = K_{\text{ser},\text{fin}} = \frac{K_{\text{ser}}}{1 + \psi_{\text{conn}} \cdot k_{\text{def}}'}$$

→ Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)

- Konstruktionen mit kontinuierlicher Verbindung

Zeitpunkt $t = \infty$

Berechnung der Biegesteifigkeit mit γ -Verfahren

$$(E \cdot I)_{TCC,d,t=\infty} = \sum (EI_i + \gamma_i \cdot EA_i \cdot a_i^2)$$

Berechnung der effektiven Biegesteifigkeit unter Berücksichtigung der „spannungslosen“ Dehnungen

$$(E \cdot I)_{TCC,d,ef;t=\infty} = C_{J,sls} \cdot (E \cdot I)_{TCC,d,t=\infty}$$

$$\text{mit: } C_{J,sls} = \frac{p_{\Delta\varepsilon_{ef,d;t=\infty}} + p_{perm,d}}{\frac{EA_{conc,d;t=\infty} + EA_{tim,d;t=\infty}}{\gamma_1 \cdot EA_{conc,d;t=\infty} + EA_{tim,d;t=\infty}} \cdot p_{\Delta\varepsilon_{ef,d;t=\infty}} + p_{perm,d}}$$

→ Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)

- Konstruktionen mit kontinuierlicher Verbindung

Zeitpunkt $t = \infty$

Berechnung der Ersatzlast für die Schwinddehnung

resultierende relative Schwinddehnung

$$\Delta\varepsilon_{\text{ef};t=\infty} = \varepsilon_{\text{s,tim,ef};t=\infty} - \varepsilon_{\text{s,conc,ef};t=\infty} = \varepsilon_{\text{s,tim,ef}} - 0,9 \cdot \varepsilon_{\text{cs}}$$

charakteristische Ersatzlast

$$p_{\Delta\varepsilon_{\text{ef};t=\infty}} = C_{\text{p,sls}} \cdot \Delta\varepsilon_{\text{ef};t=\infty}$$

Umrechnungsfaktor

$$C_{\text{p,sls}} = \pi^2 \cdot \frac{EA_{\text{conc,d};t=\infty} \cdot EA_{\text{tim,d};t=\infty} \cdot z \cdot \gamma_1}{(EA_{\text{conc,d};t=\infty} + EA_{\text{tim,d};t=\infty}) \cdot l^2}$$

Bemessungswert der Ersatzlast

$$p_{\Delta\varepsilon_{\text{ef,d};t=\infty}} = \gamma_{\text{SH}} \cdot p_{\Delta\varepsilon_{\text{ef};t=\infty}}$$

→ Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)

- Konstruktionen mit kontinuierlicher Verbindung

Zeitpunkt $t = \infty$

Ermittlung der Schnittgrößen

Momentenbeanspruchung in den Teilquerschnitten

Biegemoment infolge der äußeren Belastung und 80% der Ersatzlast infolge Schwinden

$$M_{i,perm,d;t=\infty} = \frac{(E \cdot I)_{i,d;t=\infty}}{(E \cdot I)_{TCC,d,ef;t=\infty}} \cdot M_{perm,d;t=\infty} = \frac{(E \cdot I)_{i,d;t=\infty}}{(E \cdot I)_{TCC,d,ef;t=\infty}} \cdot \frac{(q_{perm,d} + 0,8 \cdot p_{\Delta \varepsilon_{ef,d;t=\infty}}) \cdot l^2}{8}$$

Normalkraft

$$N = \frac{M_{perm,d} - \sum M_i}{z}$$

→ Berechnung Spannungen für $t = \infty$

→ Überlagerung der kriechwirksamen und nicht kriechwirksamen Spannungen

→ Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)

- Konstruktionen mit kontinuierlicher Verbindung

Zeitpunkt $t = \infty$

FRAGE:

In Fällen, in denen $C_{J,sls}$ nicht die in Gleichung (B.8) angegebenen Kriterien erfüllt, sollten die Biegesteifigkeit für die äußere Einwirkung und die Biegesteifigkeit infolge der unelastischen Dehnungen (Schwinden von Beton; Temperaturschwankungen; Schwankungen der Holzfeuchte) gesondert bestimmt werden. Die Schnittgrößen dieser Einwirkungen sollten überlagert werden.

$$0 < C_{J,sls} \begin{bmatrix} \leq 1,1 \\ \geq 0,9 \end{bmatrix} \frac{q_d + 0,8 p_{sls}}{q_d + 0,8 p_{sls} \frac{E_1 A_1 + E_2 A_2}{\gamma_1 E_1 A_1 + E_2 A_2}} \quad (B.8)$$

→ Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)

- Konstruktionen mit kontinuierlicher Verbindung

Nachweise Holz-QS

- **Normalspannungsnachweis**

üblicherweise: maßgebender Nachweis: Zeitpunkt $t = \infty$

- **Schubspannungsnachweis**

Längsschub

nach Anhang B
$$\tau_d = 0,5 \cdot h_s^2 \cdot \frac{E_{tim}}{(EI)_{ef,sID}} \cdot V_d \quad \text{mit } h_s = a_2 + \frac{h_2}{2}$$

$$\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} < 1$$

$$\frac{\tau_d}{f_{v,d}} < 1$$

→ Empfehlung: gesamte Querkraft am Auflager vom Holz abgetragen

→ Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)

- Konstruktionen mit kontinuierlicher Verbindung

Nachweise Beton-QS

- Nachweis der Betondruckspannung

$$\frac{\sigma_{\text{conc},0,d,t=0}}{f_{\text{cd}}} < 1$$

Nachweise Verbindungsmittel

- Nachweis z.B. Schraube (Vergleich mit Zulassung)

$$F_{v,Ed} = \frac{\gamma_1 \cdot EA_{\text{conc}} \cdot a_1 \cdot s_{\text{ef}}}{(EI)_{\text{TCC},\text{ef};t=0}} \cdot V_{\text{max}} < F_{v,Rd}$$

$$t = 0 \quad V_{\text{max}} = \frac{q_d \cdot l}{2}$$

$$t = \infty \quad V_{\text{max}} = -\pi \cdot EA_{\text{conc}} \cdot \frac{EA_{\text{conc}} \cdot EA_{\text{tim}}}{(\gamma_1 \cdot EA_{\text{conc}} + EA_{\text{tim}}) \cdot L \cdot a_1} \cdot \Delta \varepsilon_{\text{ef},d;t=\infty} + \frac{q_{d,\text{perm}} \cdot l}{2}$$

→ Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)

- Konstruktionen mit kontinuierlicher Verbindung

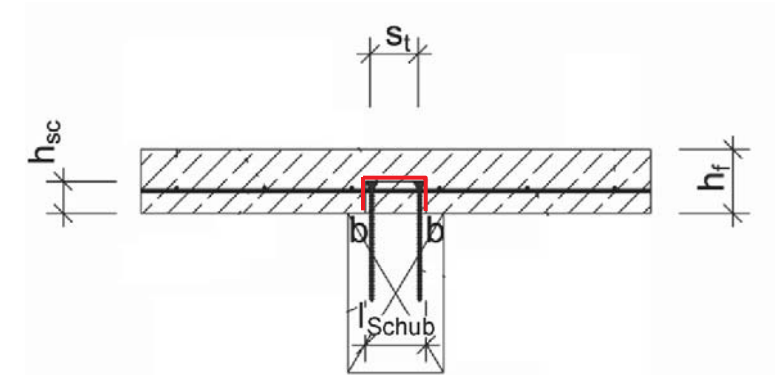
Nachweise Anschluss Betonplatte

- Nachweis des Betons auf Längsschub

$$\tau_d = \frac{\Delta F_{\text{Seite}}}{h_{\text{conc,red}} \cdot \Delta x}$$

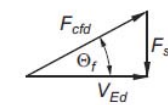
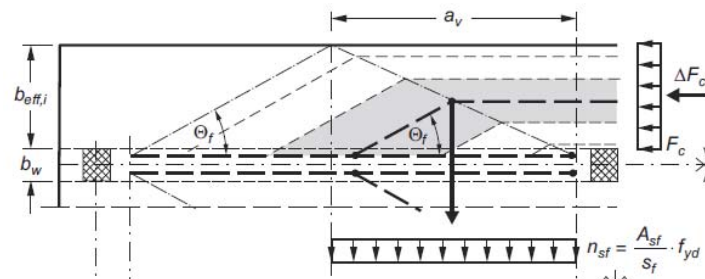
- Nachweis Umrissfläche Verbindungsmittel

$$\tau_d = \frac{\Delta F_{\text{Querschnitt}}}{l_{\text{Schub}} \cdot \Delta x} \quad \text{mit:} \quad l_{\text{Schub}} = 2 \cdot h_{\text{sc}} + s_t \cdot (n-1) + d$$



- Anschlussbewehrung (Spaltzugbewehrung)

$$a_s = \frac{\Delta F_{\text{Seite}}}{\Delta x \cdot \frac{f_{yd}}{\tan \theta_{\text{Platte}}}}$$



a Draufsicht Druckgurt

→ Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

- Begrenzung der Durchbiegungen

Begrenzung der Anfangsdurchbiegung ($t = 0$)

Anfangsdurchbiegung für die seltene (charakteristische) Einwirkungskombination $q_{Ed,rare}$

$$w_{inst,grenz} = \frac{l}{300}$$

Gesamte Enddurchbiegung ($t = \infty$)

Durchbiegung aufgrund des quasi-ständigen Einwirkungsanteils $q_{Ed,perm}$ + Schwinden

$$w_{net,fin,grenz} = \frac{l}{250}$$

Maximalbetrags der Enddurchbiegung ($t = \infty$)

Durchbiegung aufgrund des seltenen (charakteristischen) Einwirkungsanteils $q_{Ed,perm} + q_{Ed,short}$ + Schwinden

$$w_{fin,grenz} = \frac{l}{150} - \frac{l}{300}$$

→ Bei γ -Verfahren: volle Ersatzlast des Schwindens in Rechnung stellen

→ Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

- Schwingungsnachweis

für Decken mit Querverteilungswirkung gilt

$$f_1 = \frac{\pi}{2 \cdot l^2} \cdot \sqrt{\frac{(E \cdot I)_{TCC,x,ef}}{m}} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{l}{b}\right)^4 \cdot \frac{(E \cdot I)_{TCC,y,ef}}{(E \cdot I)_{TCC,x,ef}}}$$

bei Deckenklasse I: $f_1 \geq f_{gr} = 8 \text{ Hz}$

bei Deckenklasse II: $f_1 \geq f_{gr} = 6 \text{ Hz}$

bei Stabwerkmodell nach Rautenstrauch Rückrechnung der Biegesteifigkeit des HBV-Elementes aus w_{inst}

$$\rightarrow (E \cdot I)_{TCC,x} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{w}$$

Biegesteifigkeit in Haupttragrichtung
(mit Berücksichtigung des Estrichs)

$$(E \cdot I)_{TCC,x,ef} = (E \cdot I)_{TCC,x,1m} + (E \cdot I)_{screed}$$

Biegesteifigkeit in Nebentragrichtung

$$(E \cdot I)_{TCC,y,ef} = (E \cdot I)_{conc,inst,y} + (E \cdot I)_{screed}$$

→ Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

- Nachweis der Steifigkeitskriterium

$$w_{\text{stat}} = \frac{F \cdot l^3}{48 \cdot (E \cdot I)_{\text{TCC},x,ef} \cdot b_f} \quad \text{mit} \quad b_f = \min \left\{ \begin{array}{l} \text{Deckenbreite } b \\ \frac{l}{1,1} \cdot \sqrt[4]{\frac{(E \cdot I)_{\text{TCC},y,ef}}{(E \cdot I)_{\text{TCC},x,ef}}} \end{array} \right.$$

bei Deckenklasse I: $w_{\text{stat}} \leq w_{\text{gr}} = 0,25 \text{ mm}$

bei Deckenklasse II: $w_{\text{stat}} \leq w_{\text{gr}} = 0,50 \text{ mm}$

- Nachweis der Schwingbeschleunigung

$$a_{\text{rms}} = \frac{0,4 \cdot \alpha \cdot F_0}{2 \cdot \xi \cdot M_0} \quad \text{modale Masse} \quad M^* = m \cdot \frac{l}{2} \cdot \frac{b}{2} \quad \text{Fourierkoeffizient} \quad \alpha = e^{-0,4 \cdot f_1}$$

Lehr'sches Dämpfungsmaß

- reine Holz-Beton- Verbunddecken $\zeta = 0,025 \text{ (2,5\%)}$
- Decken mit schwimmendem Estrich $\zeta = 0,035 \text{ (3,5\%)}$

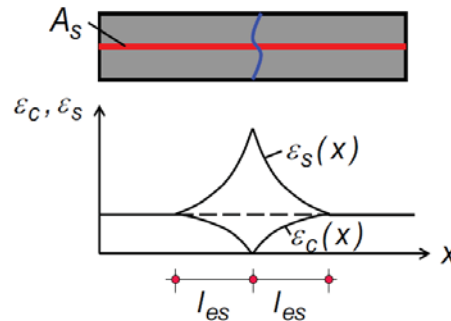
→ Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

• Begrenzung der Rissbreite

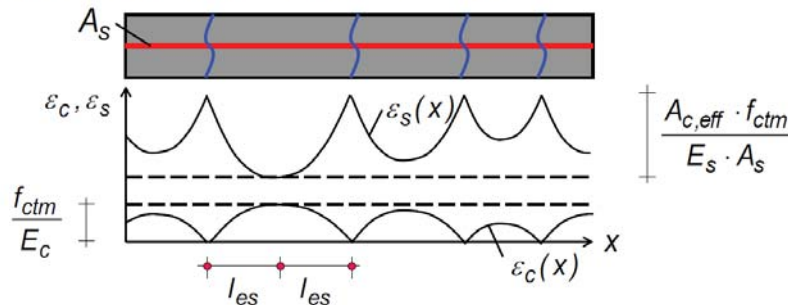
Höchstwerte der Rissbreite nach TS & 1992-1-1

- für Bauteile in Innenräumen $w_{\max} = 0,4 \text{ mm}$
- für Bauteile im Freien $w_{\max} = 0,3 \text{ mm}$

Einzelriss



Abgeschlossene Rissbildung



Begrenzung der Rissbreite mit direkter Berechnung

maximaler Rissabstand

$$s_{r,\max} = \frac{d_s}{3,6 \cdot \rho_{s,\text{eff}}} \leq \frac{\sigma_s \cdot d_s}{3,6 \cdot f_{ctm}(t)}$$

Dehnungsdifferenz zwischen Stahl und Beton

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s}{E_s} - 0,4 \cdot \frac{f_{ctm}(t)}{E_s \cdot \rho_{s,\text{eff}}} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{s,\text{eff}}) \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Grenzdurchmesser –
abgeschlossene Rissbildung

$$w_k = \frac{2 A_{c,\text{eff}} \cdot f_{ctm}(t)}{\tau_{sm} \cdot u_s} \left[\frac{F_s}{A_s \cdot E_s} - 0,4 \cdot \frac{A_{c,\text{eff}} \cdot f_{ctm}(t)}{A_s \cdot E_s} (1 + \alpha_e \cdot \rho_{s,\text{eff}}) \right]$$

$$F_{cr} = A_{c,\text{eff}} \cdot f_{ctm}(t); (1 + \alpha_e \cdot \rho_{s,\text{eff}}) \approx 1,0$$

$$w_k = \frac{2 \cdot F_{cr} \cdot d_s}{4 \cdot \tau_{sm} \cdot A_s} \left(\frac{F_s}{A_s \cdot E_s} - 0,4 \cdot \frac{F_{cr}}{A_s \cdot E_s} \right)$$

$$w_k = \frac{F_{cr} \cdot d_s}{2 \tau_{sm} \cdot A_s^2 \cdot E_s} (F_s - 0,4 \cdot F_{cr}) \longrightarrow d_s = \frac{2 \cdot w_k \cdot A_s^2 \cdot E_s \cdot \tau_{sm}}{F_{cr} \cdot (F_s - 0,4 \cdot F_{cr})}$$

$$\text{mit: } A_s = \frac{F_s}{\sigma_s}; \tau_{sm} = 18 \cdot f_{ctm}(t); d_s = \frac{3,6 w_k \cdot E_s \cdot f_{ctm}(t)}{0,6 \cdot \sigma_s^2} \cdot \frac{0,6 \cdot F_s^2}{F_{cr} \cdot (F_s - 0,4 \cdot F_{cr})}$$

$$d_s = \frac{3,6 w_k \cdot E_s \cdot f_{ctm}(t)}{0,6 \cdot \sigma_s^2} \cdot \frac{0,6 \cdot F_s^2}{F_{cr} \cdot (F_s - 0,4 \cdot F_{cr})}$$

→ Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

- Begrenzung der Rissbreite

Tabelle 9.1 — Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbildung im Beton ohne Berechnung der Rissbreite

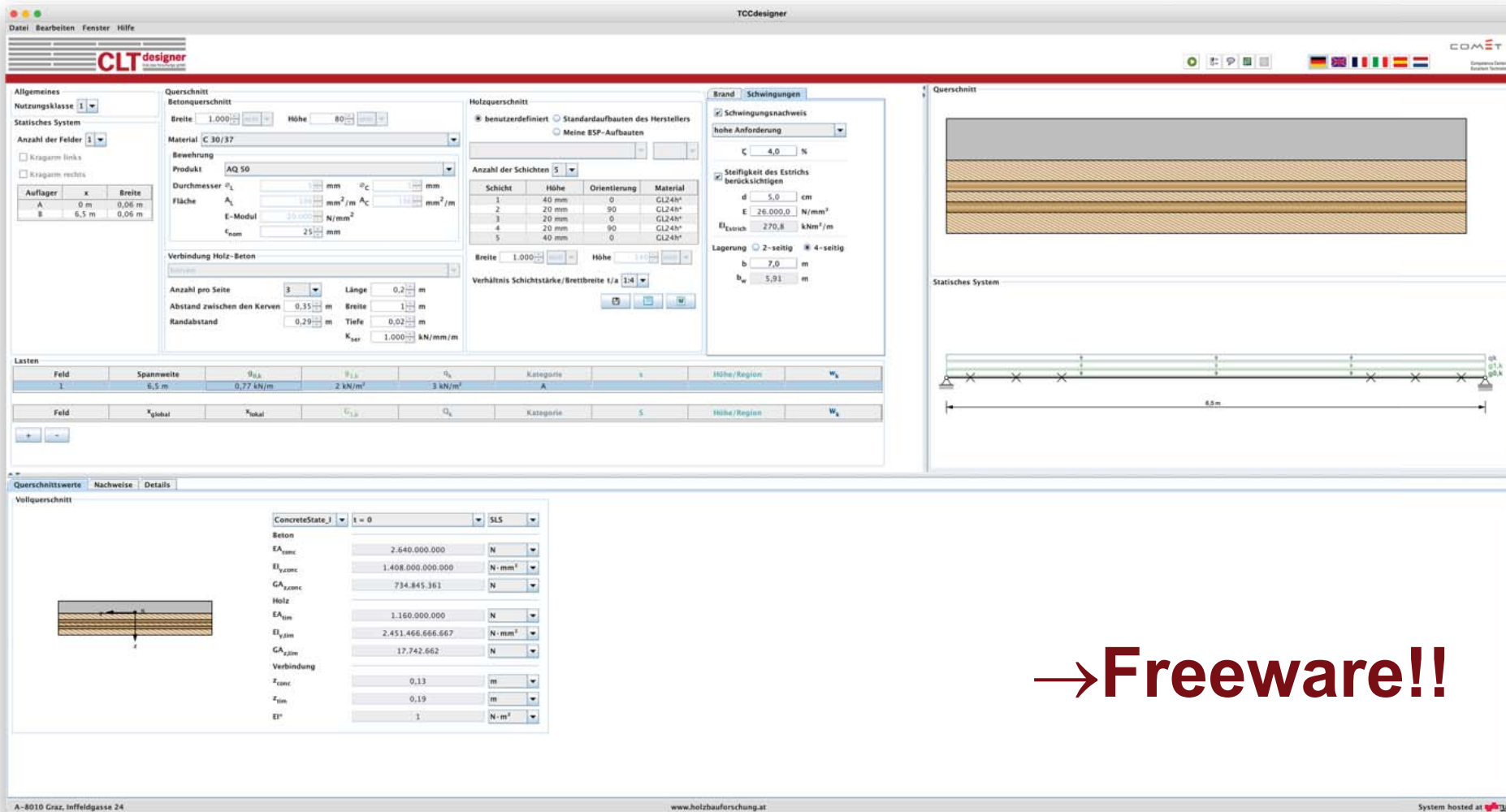
BETONGÜTE	DICKE DER BEWEHRTEN BETONPLATTE																		BETONSTAHL-DURCHMESSER / ACHSIALER ABSTAND	Fläche A_{req} cm^2/m^2
	cm																			
		5		6	7		8		10		12		14		16		18			
C 12/15	^a 0,80	Ø5/150	^a 0,80	Ø5/150	^a 0,80	Ø5/150	^a 0,80	Ø5/150	^a 0,80	Ø5/150	^a 0,80	Ø5/150	0,90	Ø5/150	1,03	Ø5/150	1,16	Ø5/150		
		Ø5/150		Ø5/150		Ø5/150		Ø5/150		Ø5/150		Ø5/150		Ø5/150		Ø5/150				
C 16/20	^a 0,80	Ø5/150	^a 0,80	Ø5/150	^a 0,80	Ø5/150	^a 0,80	Ø5/150	^a 0,80	Ø5/150	0,92	Ø5/150	1,07	Ø5/150	1,22	Ø5/150	1,37	Ø6/150		
		Ø5/150		Ø5/150		Ø5/150		Ø5/150		Ø5/150		Ø5/150		Ø5/150		Ø6/150				
C 20/25	^a 0,80	Ø5/150	^a 0,80	Ø5/150	^a 0,80	Ø5/150	^a 0,80	Ø5/150	0,88	Ø5/150	1,06	Ø5/150	1,24	Ø5/150	1,41	Ø6/150	1,59	Ø6/150		
		Ø5/150		Ø5/150		Ø5/150		Ø5/150		Ø5/150		Ø5/150		Ø6/150		Ø6/150				
C 25/30	^a 0,80	Ø5/150	^a 0,80	Ø5/150	^a 0,80	Ø5/150	0,84	Ø5/150	1,04	Ø5/150	1,25	Ø5/150	1,46	Ø6/150	1,67	Ø6/150	1,88	Ø7/150		
		Ø5/150		Ø5/150		Ø5/150		Ø5/150		Ø6/150		Ø6/150		Ø7/150		Ø7/150				
C 30/37	^a 0,80	Ø5/150	^a 0,80	Ø5/150	0,82	Ø5/150	0,93	Ø5/150	1,16	Ø5/150	1,40	Ø6/150	1,63	Ø6/150	1,86	Ø6/150	2,09	Ø7/150		
		Ø5/150		Ø5/150		Ø5/150		Ø6/150		Ø6/150		Ø6/150		Ø7/150		Ø7/150				
C 35/45	^a 0,80	Ø5/150	^a 0,80	Ø5/150	0,90	Ø5/150	1,03	Ø5/150	1,28	Ø5/150	1,54	Ø6/150	1,80	Ø6/150	2,05	Ø7/150	2,31	Ø7/150		
		Ø5/150		Ø5/150		Ø5/150		Ø6/150		Ø6/150		Ø7/150		Ø7/150		Ø7/150				
C 40/50	^a 0,80	Ø5/150	0,84	Ø5/150	0,98	Ø5/150	1,12	Ø5/150	1,40	Ø6/150	1,68	Ø6/150	1,96	Ø7/150	2,24	Ø7/150	2,52	Ø7/150		
		Ø5/150		Ø5/150		Ø5/150		Ø6/150		Ø6/150		Ø7/150		Ø7/150		Ø7/150				
C 45/55	^a 0,80	Ø5/150	0,92	Ø5/150	1,07	Ø5/150	1,22	Ø5/150	1,52	Ø6/150	1,83	Ø6/150	2,13	Ø7/150	2,44	Ø7/150	2,74	Ø8/150		
		Ø5/150		Ø5/150		Ø5/150		Ø6/150		Ø6/150		Ø7/150		Ø7/150		Ø8/150				
C 50/60	0,82	Ø5/150	0,99	Ø5/150	1,15	Ø5/150	1,32	Ø6/150	1,64	Ø6/150	1,97	Ø7/150	2,30	Ø7/150	2,63	Ø8/150	2,96	Ø8/150		
		Ø5/150		Ø5/150		Ø6/150		Ø6/150		Ø7/150		Ø7/150		Ø8/150		Ø8/150				
C 55/67	0,84	Ø5/150	1,01	Ø5/150	1,18	Ø5/150	1,35	Ø6/150	1,68	Ø6/150	2,02	Ø7/150	2,36	Ø7/150	2,69	Ø8/150	3,03	Ø8/150		
		Ø5/150		Ø5/150		Ø6/150		Ø6/150		Ø7/150		Ø7/150		Ø8/150		Ø8/150				
C 60/75	0,88	Ø5/150	1,06	Ø5/150	1,24	Ø5/150	1,41	Ø6/150	1,76	Ø6/150	2,12	Ø7/150	2,47	Ø7/150	2,82	Ø8/150	3,17	Ø8/150		
		Ø5/150		Ø5/150		Ø6/150		Ø6/150		Ø7/150		Ø7/150		Ø8/150		Ø8/150				

^a Mindestbewehrung nach 11.3.3(3).

^a Mindestbewehrung nach 11.3.3(3).

TCCdesigner & Help & Background in a Wiki

zur Berechnung von Holz-Beton-Verbund nach ONR CEN/TS 19103:2022



→Freeware!!

→ verwendete Literatur

- ONR, CEN/TS 19103:2022-04, Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Berechnung von Holz-Beton-Verbundbauteilen – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau, Apr. 2022.
- ÖNORM B 1995-1-1:2019, Eurocode 5 – Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau, 1. Juni 2019.
- ÖNORM EN 1992-1-1:2015, Eurocode 2 – Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, 2015.
- J. Schänzlin, Zum Langzeitverhalten von Brettstapel-Beton-Verbunddecken. Dissertation, Universität Stuttgart, Fakultät Bau- und Umweltingenieurwissenschaften, 2003.
- J. Schänzlin, G. Bosch, P. Hamm, und G. Lutz, Zur Bemessung von Holz-Beton-Verbunddecken mit dem SFIX-Holz-Beton-Verbundsystem der Fa. Elascon. Hochschule Biberach, Fakultät Bauingenieurwesen, Institut für Holzbau, 23. Nov. 2021.
- J. Schänzlin, G. Bosch, P. Hamm, und G. Lutz, Zur Bemessung von Holz-Beton-Verbunddecken. Hochschule Biberach, Fakultät Bauingenieurwesen, Institut für Holzbau, 30. Nov. 2019.
- A. Dias, J. Schänzlin, und P. Dietsch, Hrsg., Design of Timber-Concrete Composite Structures: A State-of-the-Art Report by COST Action FP1402 / WG 4. Aachen: Shaker Verlag, 2018.
- Institut für Betonbau, Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit von Stahlbetonbauteilen. Vorlesungsunterlagen der Vorlesung „Stahlbetonbau“, Wintersemester 2019/20, Technische Universität Graz, Vortragender: Ass. Prof. Dr. Dirk Schlicke

Vielen Dank für die Aufmerksamkeit

Kontakt

DI Dominik Matzler, BSc

holz.bau forschungs gmbh

Inffeldgasse 24/I

A-8010 Graz / Austria

+43 (0) 316 / 873 - 4623

dominik.matzler@tugraz.at

www.holzbauforschung.at