

Beispiel BSP-Beton-Verbund

Angabe

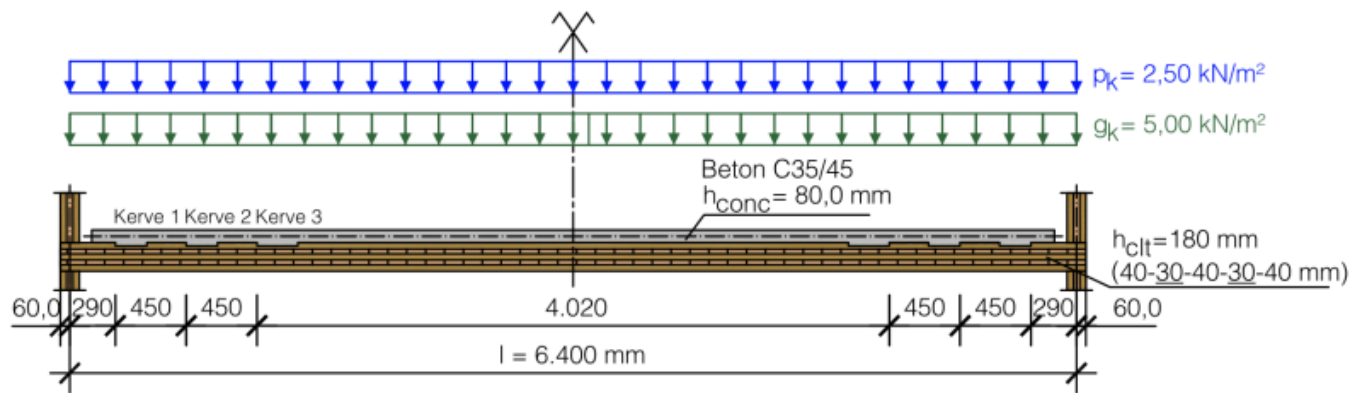


Abb. 1: Systemskizze

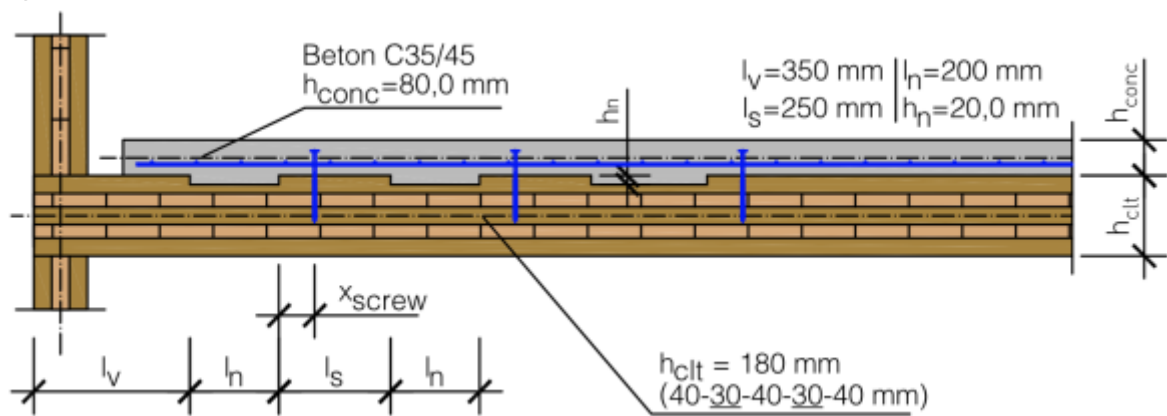


Abb. 2: Detail Auflager / Kervenausbildung

Einwirkungen	charakt. Wert der ständigen Einwirkung	Eigengewicht	$g_{1,k} = 3,00 \text{ kN/m}^2$
		Fußbodenaufbau	$g_{2,k} = 2,00 \text{ kN/m}^2$
	charakt. Wert der veränderl. Einwirkung	Nutzlast (inkl. Trennwandzuschlag)	$p_k = 2,50 \text{ kN/m}^2$
Abmessungen und Aufbau	Spannweite	$l = 6,40 \text{ m}$	
	Aufbau	BSP 5-schichtig, $h_{clt} = 180 \text{ mm}$ (40-30-40-30-40 mm)	
		Beton $h_{conc} = 80,0 \text{ mm}$	
		Bewehrung BST 550 AQ 50 (wird in der Berechnung der wirksamen Steifigkeiten vernachlässigt)	

Material	BSP	CL24h	$f_{\text{clt},m,k} = 26,4 \text{ N/mm}^2$ $f_{\text{clt},c,0,k} = 21,0 \text{ N/mm}^2$ $f_{\text{clt},t,0,k} = 14,5 \text{ N/mm}^2$ $f_{\text{clt},v,k} = 4,0 \text{ N/mm}^2$ $f_{\text{clt},r,k} = 1,1 \text{ N/mm}^2$ $E_{\text{clt},0,\text{mean}} = 12.000 \text{ N/mm}^2$
	Beton	C35/45	$f_{\text{ck}} = 35,0 \text{ N/mm}^2$ $E_{\text{cm}} = 34.000 \text{ N/mm}^2$ Grundzahl des Kriechens (Endkriechzahl): $\phi = 2,50$ Endschwindmaß: $\epsilon_{\text{cs},t=\infty} = -0,35\text{‰}$
	Kervensteifigkeit lt. TS	$K_{\text{ser}} = 1.000 \text{ kN/mm/m}$	
Nutzungsklasse	NKL 1		
KLED	"mittel"	$k_{\text{mod}} = 0,80$ $k_{\text{def}} = 0,60$	
Begrenzung der Durchbiegung	Anfangsdurchbiegung	$w_{\text{inst,grenz}} = l/300$	
	Enddurchbiegung	$w_{\text{net,fin,grenz}} = l/250$	
	Überhöhung	$w_c = 0 \text{ mm}$	
Feuerwiderstandsdauer	R90		

Berechnungsannahmen:

Berechnung gemäß ONR CEN/TS 19103:2022 [1] mit dem Stabwerksmodell nach Rautenstrauch [2]. Vernachlässigung des Ausfalls der Koppelstäbe bei Zugbeanspruchung in der Verbundfuge.

Verwendung der nationalen Festlegungen für Österreich der Grundlegendokumente für Holz (ÖNORM EN 1995-1-1:2019) [3] und Beton (ÖNORM EN 1992-1-1:2015) [4] in den Nachweisen im Grenzzustand der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit, sofern nicht anders angegeben.

Festigkeitskennwerte

Brettsperrholz (BSP)

$$f_{\text{clt},m,d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{\text{clt},m,k}}{\gamma_M} = 0,80 \cdot \frac{26,4}{1,25} = 16,9 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{\text{clt},c,0,d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{\text{clt},c,0,k}}{\gamma_{M,\text{text}\{M\}}} = 0,80 \cdot \frac{21,0}{1,25} = 13,4 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{\text{clt},t,0,d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{\text{clt},t,0,k}}{\gamma_M} = 0,80 \cdot \frac{14,5}{1,25} = 9,28 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{\text{clt},v,d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{\text{clt},v,k}}{\gamma_M} = 0,80 \cdot \frac{4,00}{1,25} = 2,56 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ct,r,d} = k_{bmod} \cdot \frac{f_{ct,r,k}}{\gamma_M} = 0,80 \cdot \frac{1,10}{1,25} = 0,704 \text{ N/m}^2$$

Beton

Druckfestigkeit C35/45 gemäß ÖNORM EN 1992-1-1:2015 [4]

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 1,00 \cdot \frac{35,0}{1,50} = 23,3 \text{ N/m}^2$$

Einwirkungskombinationen

Einwirkungskombinationen für Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)

Grundkombination ($t = 0$) gemäß EN 1990 [5]

$$q_{d,t=0} = \left(\sum \gamma_{G,j} \cdot g_{k,j} \right) + \gamma_{Q,1} \cdot q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \cdot q_{k,i} \quad b = \left(1,35 \cdot \left(3,00 + 2,00 \right) + 1,50 \cdot 2,5 \right) \cdot 1,00 = 10,5 \text{ kN/m}$$

Grundkombination ($t = \infty$) gemäß ONR CEN/TS 19103:2022-04-01 [1]

Aufgrund des unterschiedlichen Kriechverhaltens des Betons, des Holzes und der Verbundmittel (Kernen) werden die Einwirkungen (Lasten) im Grenzzustand der Tragfähigkeit zum Zeitpunkt $t = \infty$ in „kriechwirksame“ und „nicht kriechwirksame“ unterschieden. Die resultierenden Spannungen in der BSP-Beton-Verbundkonstruktion ergeben sich gemäß der Technischen Spezifikation [1] durch Überlagerung der Schnittgrößen aus dem quasi-ständigen Lastanteil ($q_{perm,d}$) und den Spannungen aus Schwinden, berechnet mit den Querschnittswerten zum Zeitpunkt $t = \infty$ sowie der Spannungen aus dem kurz wirkenden Lastanteil (nicht kriechwirksam, $q_{short,d}$) berechnet mit den Querschnittswerten zum Zeitpunkt $t = 0$.

$$q_{d,t=\infty} = \left[\sum \left(\gamma_{G,j} \cdot g_{k,j} \right) + \gamma_{Q,i} \cdot q_{k,i} \right] \cdot b = q_{perm,d} + q_{short,d} = \left[\sum \left(\gamma_{G,j} \cdot g_{k,j} \right) + \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot q_{k,i} \right] \cdot b + \left[\gamma_{Q,i} \cdot \left(1 - \psi_{2,i} \right) \cdot q_{k,i} \right] \cdot b$$

quasi-ständiger Lastanteil

$$q_{perm,d} = \left[\sum \left(\gamma_{G,j} \cdot g_{k,j} \right) + \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{2,i} \cdot q_{k,i} \right] \cdot b = \left[1,35 \cdot \left(3,00 + 2,00 \right) + 1,50 \cdot 0,30 \cdot 2,50 \right] \cdot 1,00 = 7,88 \text{ kN/m}$$

kurzzeitiger Lastanteil

$$q_{short,d} = \left[\gamma_{Q,i} \cdot \left(1 - \psi_{2,i} \right) \cdot q_{k,i} \right] \cdot b = \left[1,50 \cdot \left(1 - 0,30 \right) \cdot 2,50 \right] \cdot 1,00 = 2,63 \text{ kN/m}$$

Einwirkungskombinationen für Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

charakteristische Lastkombination

$$q_{Ed,rare} = \left(\sum \{g_{k,j}\} + \sum \{q_{k,i}\} \right) \cdot b = \left(\left(3,00 + 2,00 \right) + 2,50 \right) \cdot 1,00 = 7,50 \text{ kN/m}$$

quasi-ständige Lastkombination

$$q_{Ed,perm} = \left(\sum \{g_{k,j}\} + \sum \left\{ \psi_{2,i} \cdot q_{k,i} \right\} \right) \cdot b = \left(3,00 + 2,00 + 0,3 \cdot 2,50 \right) \cdot 1,00 = 5,75 \text{ kN/m}$$

kurzzeitig wirkende Lastanteil

$$q_{Ed,short} = \left(1 - \psi_{2,i} \right) \cdot q_{k,i} \cdot b = \left(1 - 0,30 \right) \cdot 2,50 \cdot 1,00 = 1,75 \text{ kN/m}$$

Baustatische Modellierung

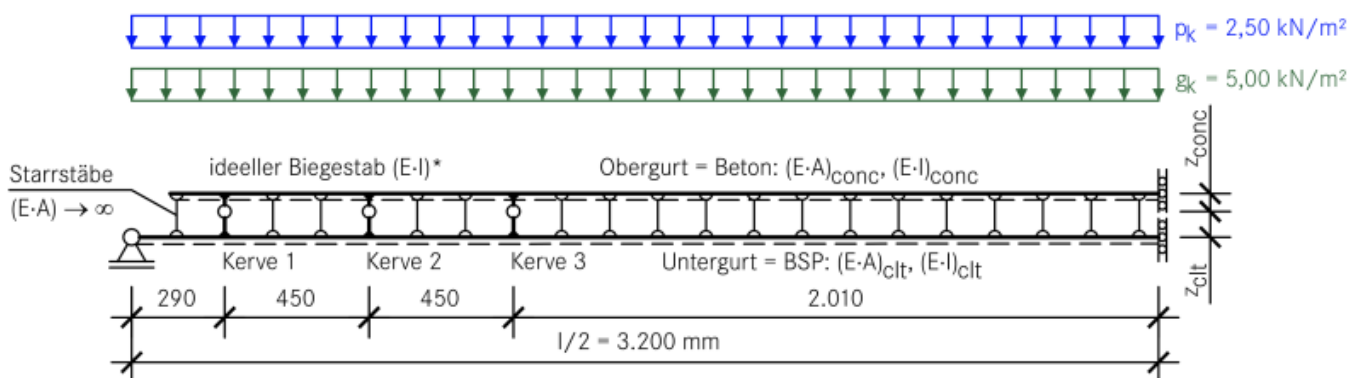


Abb. 3: Stabwerkmodell nach Rautenstrauch mit Einwirkung

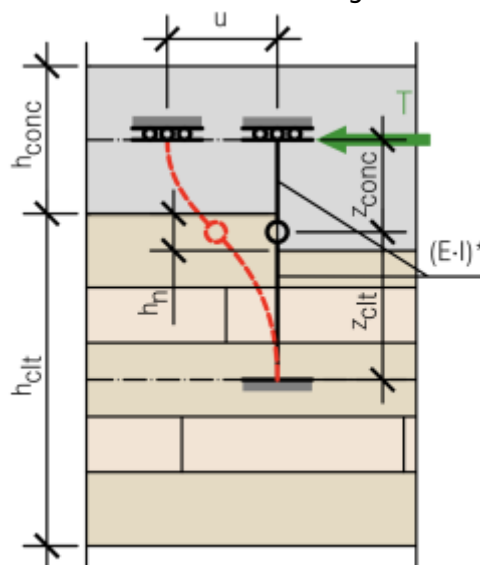


Abb. 4: Modellierung Kerve

Zitat aus: „Zur Bemessung von Holz-Beton-Verbunddecken“, Seite 23- 26 [6] [Hervorhebung durch die Autoren hinzugefügt]

Ziel [der HBV-Bemessung mit Hilfe der mehreren zu Verfügung stehenden Verfahren in [6]] ist es, die Schnittgrößen in den Teilquerschnitten zu bestimmen. Mit Hilfe dieser Schnittgrößen der Teilquerschnitte können dann die Nachweise geführt werden. Die Technical Specification fordert allerdings beim Nachweis die Kontrolle der Kompatibilität [der Verformungen der Einzelquerschnitte bzw. Krümmungen][...]. Hintergrund für diese Regelung ist, dass bei der Ermittlung der Schnittgrößen immer davon ausgegangen wird, dass die beiden Teilquerschnitte sich nicht voneinander abheben. Damit haben beide Teilquerschnitte die gleiche Biegelinie und damit die gleiche Krümmung. Bei der Bemessung insb. von Stahlbetonbauteilen wird allerdings davon ausgegangen, dass die Bewehrung anfängt zu fließen und die maximale Druckdehnung erreicht wird. Damit wird an der Oberseite des Betonquerschnitts von einer Dehnung von etwa $\epsilon_{\text{Beton}} = -3,5 \text{ ‰}$ angenommen, während auf der Höhe der Bewehrung von einer Dehnung im Stahl bzw. Beton von $\epsilon_{\text{Bew}} \geq 2 \text{ ‰}$ ausgegangen wird. Durch diese beiden, bei der Bemessung des Querschnitts angenommenen Dehnungen ergibt sich die in diesem Fall angenommene Krümmung zu:

$$\kappa = \frac{\{\{\varepsilon_{Bew}\} - \{\varepsilon_{Beton}\}\}}{d}$$

Da diese Krümmung allerdings aus der Bemessung bestimmt wird, muss sie nicht zwangsläufig der Krümmung aus der Schnittgrößenermittlung übereinstimmen. Hinzu kommt, dass die maximale Dehnung des Holzes begrenzt ist. Wird von einer charakteristischen Festigkeit ausgegangen, ist die maximale Dehnung im Holz

$$\overbrace{\epsilon_{\max} = \frac{\{f_{\text{CLT},m,k}\}}{\{E_{\text{CLT},0,\text{mean}}\}}}_{\text{CLT}} = \frac{26.4; N/m\{m^2\}}{12.000; N/m\{m^2\}} = 2.20; \%$$

Damit liegt die maximale Dehnung im Holz im Bereich der Fließdehnung des Stahls. Da das Holz i.d.R. aber unterhalb der Zugzone des Betons angebracht wird, ist die Dehnung im Holz – je nach Verbundfaktor γ – größer als die Dehnung in der Bewehrung [...].

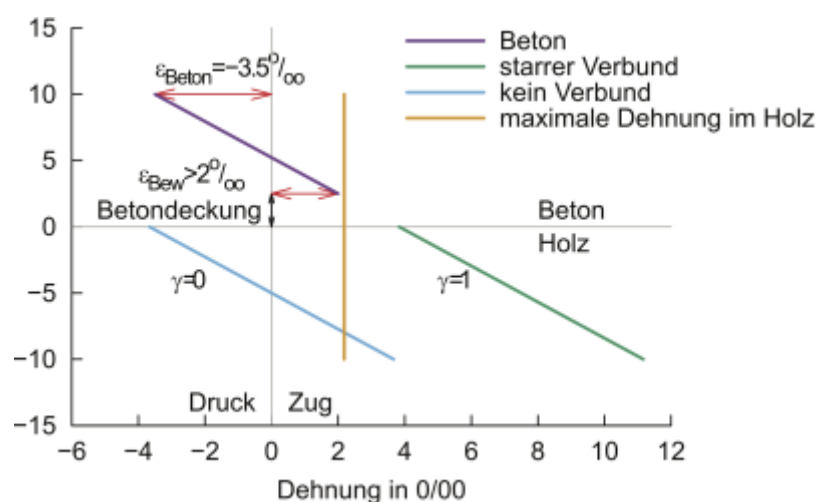
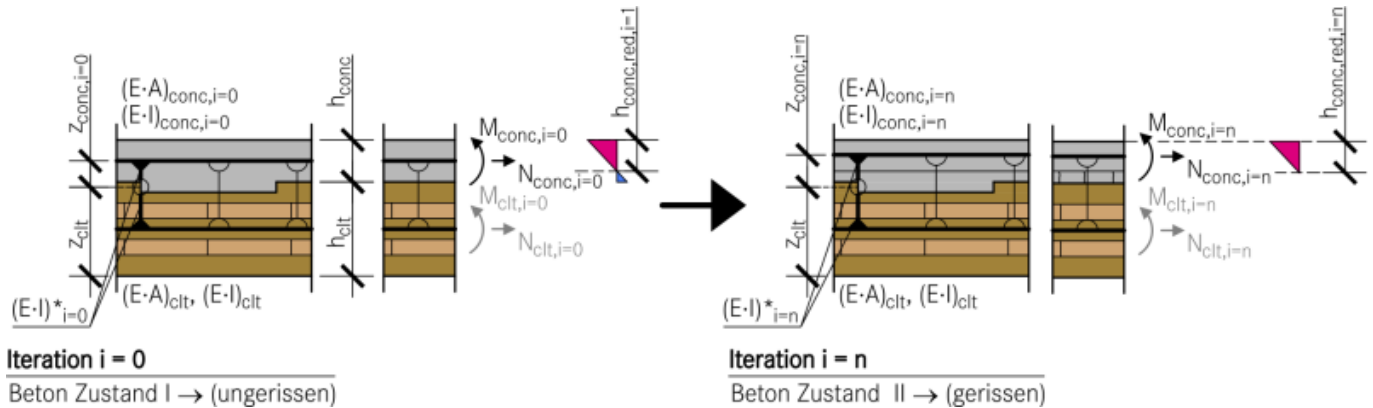


Abb. 5: Verlauf der Dehnung im Verbundquerschnitt [6]

Sollte also zusätzliche Bewehrung als tragendes Bauteil eingebaut werden, stellt sich die Frage, inwieweit diese Bewehrung aktiviert werden kann, ohne dass die maximale Dehnung im Holzquerschnitt überschritten wird, bzw. ob die Kompatibilität der Krümmungen und der Dehnungen im Holz- und Betonquerschnitt auch im Zustand der Bemessung sichergestellt ist. In der Regel führt die Berücksichtigung der Kompatibilität zu einer Bewehrung in einem elastischen Zustand. Durch die häufig geringen Dehnungen im Bereich 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 überdrückt ist und keine tragende Bewehrung benötigt.

Nach ONR CEN/TS 19103:2022 [1] Abschn. 7.1.1 (7) und (8) dürfen für die Materialien Holz und Beton linear-elastische Spannungs-Dehnungs-Beziehungen angenommen werden. Deshalb kann im vorliegenden Beispiel in der Rissiteration auf die gebräuchlichen Beton-Werkstoffgesetze (Parabel-Rechteck-Diagramm, bilineares Diagramm bzw. Spannungsblock) verzichtet werden.

Des Weiteren werden vereinfachend in der Berechnung der Dehn- $(EA)_{conc}$ und Biegesteifigkeiten $(EI)_{conc}$ der Stahlquerschnitt vernachlässigt.



Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)

Berechnung mit den Anfangssteifigkeiten (zum Zeitpunkt $t = 0$)

Querschnittswerte der Brettsperrholzplatte

Bemessungswert des E-Moduls

$$E_{clt,0,mean,d,t=0} = \frac{E_{clt,0,mean}}{\gamma_M} = \frac{12.000}{1,25} = 9.600 \text{ N/mm}^2$$

Querschnittswerte

$$(E \cdot A)_{clt,d,t=0} = \sum (E_{clt,0,mean,d,t=0} \cdot A_i) = 3 \cdot 9.600 \cdot 1.000 \cdot 40,0 = 1,15 \cdot 10^9 \text{ N}$$

$$(E \cdot I)_{clt,d,t=0} = E_{clt,0,mean,d,t=0} \cdot b \cdot \left[\sum \left(\frac{h_i^3}{12} \right) + \sum (h_i \cdot e_i^2) \right] = 9.600 \cdot 1.000 \cdot \left[3 \cdot \frac{40,0^3}{12} + 2 \cdot 40,0 \cdot 70,0^2 \right] = 3,92 \cdot 10^{12} \text{ Nm}^2$$

Querschnittswerte des Betonquerschnitts

Bemessungswert des E-Moduls

$$E_{conc,d,t=0} = \frac{E_{cm}}{\gamma_c} = \frac{34.000}{1,50} = 22.700 \text{ N/m}^2$$

Querschnittswerte (unter Vernachlässigung der Bewehrung in der Steifigkeitsberechnung)

$$E_{\text{conc,d,t} = 0} = E_{\text{conc,d,t} = 0} \cdot b \cdot h_{\text{conc}} = 22.700 \cdot 1.000 \cdot 80,0 = 1,82 \cdot 10^9 \text{ N}$$

$$E_{\text{conc,d,t} = 0} = E_{\text{conc,d,t} = 0} \cdot b \cdot \frac{h_{\text{conc}}^3}{12} = 22.700 \cdot 1.000 \cdot \frac{80,0^3}{12} = 9,69 \cdot 10^{11} \text{ Nm}^2$$

ideelle Biegesteifigkeit einer Schubkonsole

$$K_{u,d,t = 0} = K_{\text{ser,d,t} = 0} = \frac{K_{\text{ser}}}{\gamma_M} = \frac{1.000}{1,25} = 800 \text{ kN/mm/m}$$

$$z_{\text{conc}} = \frac{h_{\text{conc}} + h_n}{2} = \frac{80,0 + 20,0}{2} = 50,0 \text{ mm}$$

$$z_{\text{clt}} = \frac{h_{\text{clt}} - h_n}{2} = \frac{180 - 20,0}{2} = 80,0 \text{ mm}$$

$$E_{\text{conc,d,t} = 0}^* = \frac{K_{u,d,t = 0}}{3} \cdot \left(z_{\text{conc}}^3 + z_{\text{clt}}^3 \right) \cdot b = \frac{800 \cdot 10^3}{3} \cdot \left(50,0^3 + 80,0^3 \right) \cdot 1,00 = 1,70 \cdot 10^{11} \text{ Nm}^2$$

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

Die Berechnung der Schnittkräfte erfolgte mit Hilfe eines Stabwerksprogrammes mit den zuvor angeführten Querschnitts- und Kervensteifigkeiten (Beton ungerissen - Zustand I) und der charakteristischen (seltenen) Einwirkungskombination $q_{\text{Ed,rare}} = 7,50 \text{ kN/m}$ zur Ermittlung der Risstiefe, um damit die Umlagerung der Schnittkräfte vom Beton- auf den Brettsperrholzquerschnitt zu berücksichtigen.

Berechnung des 1. Iterationsschrittes (mit $N_{\text{conc}} = -174 \text{ kN}$ und $M_{\text{conc}} = 3,13 \text{ kNm}$ aus dem Stabwerksprogramm)

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

$$\sigma = \frac{N_{\text{conc}}}{E_{\text{conc,d,t} = 0}} \pm \frac{M_{\text{conc}}}{E_{\text{conc,d,t} = 0} \cdot z} \cdot z \leq f_{\text{ctd}} = 0$$

$$z = - \frac{N_{\text{conc}} \cdot \frac{h_{\text{conc}}}{2} + M_{\text{conc}}}{E_{\text{conc,d,t} = 0}} = - \frac{-174 \cdot 10^3 \cdot 50 \cdot 10^{-3} + 3,13 \cdot 10^3}{9,69 \cdot 10^{11}} = 29,6 \text{ mm}$$

$$h_{\text{conc,red}} = \frac{h_{\text{conc}}}{2} + z = \frac{80,0}{2} + 29,6 = 69,6 \text{ mm}$$

$$z_{\text{conc,i} = 1} = \frac{h_{\text{conc}}}{2} - \frac{h_{\text{conc,red}}}{2} = \frac{80,0}{2} - \frac{69,6}{2} = 55,2 \text{ mm}$$

Berechnung der neuen Querschnittswerte der Betonplatte

$$\left(E \cdot A \right)_{\text{conc},d,t=0} = E_{\text{conc},d,t=0} \cdot b \cdot h_{\text{conc},\text{red}} = 22.700 \cdot 1.000 \cdot 69,6 = 1,58 \cdot 10^9 \text{ Nmm}$$

$$\left(E \cdot I \right)_{\text{conc},d,t=0} = E_{\text{conc},d,t=0} \cdot b \cdot \frac{h_{\text{conc},\text{red}}^3}{12} = 22.700 \cdot 1.000 \cdot \frac{69,6^3}{12} = 6,38 \cdot 10^{11} \text{ Nm}^2$$

ideelle Biegesteifigkeit einer Schubkonsole

$$\left(E \cdot I \right)_{t=0}^* = \frac{K_{u,d,t=0}}{3} \cdot \left(z_{\text{conc}}^3 + z_{\text{clt}}^3 \right) \cdot b = \frac{800 \cdot 10^3}{3} \cdot \left(55,2^3 + 80,0^3 \right) \cdot 1,00 = 1,81 \cdot 10^{11} \text{ Nm}^2$$

Tab. 1: aus den Iterationsschritten resultierende Dehn- und Biegesteifigkeiten sowie Biegesteifigkeit der Schubkonsole mit den zugehörigen Abmessungen

Iteration #	h_{conc} [mm]	$(E \cdot I)_{\text{conc},d,t=0}$ [Nmm ²]	$(E \cdot A)_{\text{conc},d,t=0}$ [N]	z_{conc} [mm]	z_{clt} [mm]	$z_{\text{conc}} + z_{\text{clt}}$ [mm]	$(E \cdot I)^*$ [Nmm ²]
0	80,0	9,69E+11	1,82E+09	50,0		130	1,70E+11
1	69,6	6,38E+11	1,58E+09	55,2		135	1,81E+11
2	67,6	5,84E+11	1,53E+09	56,2	80,0	136	1,84E+11
3	67,4	5,79E+11	1,53E+09	56,3		136	1,84E+11
4	67,2	5,74E+11	1,53E+09	56,4		136	1,84E+11

Tab. 2: Schnittkräfte aus den Iterationsschritten mit der überdrückten Betonhöhe $h_{\text{conc},\text{red}}$

Iteration #	Zustand Beton	N_{conc} [kN]	M_{conc} [kNm]	N_{clt} [kN]	M_{clt} [kNm]	Kerbe 1 [kN]	Kerbe 2 [kN]	Kerbe 3 [kN]	$h_{\text{conc},\text{red}}$ [mm]
0	ZI	-174	3,13	174	12,7	58,6	53,3	62,0	69,6
1		-172	2,12	172	13,0	58,0	52,5	61,8	67,6
2	ZII	-172	1,95	172	13,1	57,8	52,3	61,7	67,4
3		-172	1,94	172	13,1	57,8	52,3	61,7	67,2
4		-172	1,92	172	13,1	57,8	52,4	61,8	67,2

Kontrolle Dekompression

Aus dem 4. Iterationsschritt ergibt sich eine reduzierte überdrückte Betonhöhe von $h_{\text{conc},\text{red}} = 67,2 \text{ mm}$. Die Kontrolle der Dekompression wird über die Berechnung der Normalspannungen in der Faser $z_1 = h_{\text{conc},\text{red}} / 2 = 67,2 / 2 \text{ mm}$ geführt.

$$\sigma = \left[\frac{N_{\text{conc}}}{\left(E \cdot A \right)_{\text{conc},d,t=0}} + \frac{M_{\text{conc}}}{\left(E \cdot I \right)_{\text{conc},d,t=0}} \cdot z \right] \cdot E_{\text{conc},d,t=0} = \left[\frac{-172 \cdot 10^3}{1,58 \cdot 10^9} + \frac{1,92 \cdot 10^6}{6,38 \cdot 10^{11}} \right] \cdot 22.700 = -2,55 + 2,55 \approx 0 \text{ N/mm}^2$$

Als Vereinfachung im Berechnungsbeispiel wird die iterierte reduzierte Betonhöhe $h_{\text{conc},\text{red}}$ über die gesamte Trägerlänge angenommen. Diese wird mit den Bemessungswerten der E-Moduln berechnet und für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit für Zeitpunkte $t = 0$, $t = 3-7 \text{ a}$ und $t = \infty$ verwendet.

Es liegt im Ermessen des Nachweisführenden, für die maßgebenden Zeitpunkte und Grenzzustände jeweils eine Rissiteration durchzuführen.

Schnittkraftberechnung

Ermittlung der Schnittkräfte mit den Querschnittswerten zum Zeitpunkt $t = 0$

Schnittkräfte und Spannungen für die Grundkombination mit $q_{d,t=0} = 10,5 \text{ kN/m}$ (Nachweis ULS $t = 0$)

Hinweis: Ermittlung der Schnittkräfte aus der Iteration 4 vom charakteristischen ($q_{Ed,rare}$) Lastniveau auf jenes der Grundkombination ($q_{d,t=0}$):

$$N_{clt,d} = -N_{conc,d} = N_{clt} \cdot q_d / q_{Ed,rare} = 172 \cdot 10,5 / 7,50 = 241 \text{ kN}$$

$$M_{conc,d} = M_{conc} \cdot q_d / q_{Ed,rare} = 1,92 \cdot 10,5 / 7,50 = 2,69 \text{ kNm}$$

$$M_{clt,d} = M_{clt} \cdot q_d / q_{Ed,rare} = 13,1 \cdot 10,5 / 7,50 = 18,3 \text{ kNm}$$

$$N_{Kerve1,d} = N_{Kerve1} \cdot q_d / q_{Ed,rare} = 57,8 \cdot 10,5 / 7,50 = 80,9 \text{ kN}$$

$$N_{Kerve2,d} = N_{Kerve2} \cdot q_d / q_{Ed,rare} = 52,4 \cdot 10,5 / 7,50 = 73,4 \text{ kN}$$

$$N_{Kerve3,d} = N_{Kerve3} \cdot q_d / q_{Ed,rare} = 61,8 \cdot 10,5 / 7,50 = 86,5 \text{ kN}$$

Grundkombination mit $q_{d,t=0} = 10,5 \text{ kN/m}$ (Nachweis ULS $t = 0$)									
Faser	E	N_d	E·A	σ_N	M_d	E·I	z_i	σ_M	$\sigma_N + \sigma_M$
[mm]	[N/mm ²]	[kN]	[N]	[N/mm ²]	[kNm]	[Nmm ²]	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
0	22.700	-241	1,53E+09	-3,58	2,69	5,74E+11	-33,6	-3,57	-7,15
67,2	22.700						33,6	3,57	0,0
80	9.600	241	1,15E+09	2,01	18,3	3,92E+12	-90,0	-4,04	-2,02
260	9.600						90,0	4,04	6,04

Schnittkräfte und Spannungen für die quasi-ständige Kombination $q_{qu-st,d} = 7,88 \text{ kN/m}$ und kurzzeitigen Lastanteil $q_{short,d} = 2,63 \text{ kN/m}$

Ermittlung der Spannungen von der Grundkombination auf die quasi-ständige Kombination $q_{perm,d} = 7,88 \text{ kN/m}$ und kurzzeitigen Lastanteil $q_{short,d} = 2,63 \text{ kN/m}$ mit den Querschnittswerten zum Zeitpunkt $t = 0$:

quasi-ständige Kombination $q_{perm,d} = 7,88 \text{ kN/m}$ (Nachweis ULS $t = 3-7 \text{ a}$)				kurzzeitigen Lastanteil $q_{short,d} = 2,63 \text{ kN/m}$ (Nachweis ULS $t = \infty$)		
Faser	σ_N	σ_M	$\sigma_N + \sigma_M$	σ_N	σ_M	$\sigma_N + \sigma_M$
[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
0	-2,69	-2,68	-5,37	-0,897	-0,894	-1,79
67,2		2,68	0,0		0,894	0,0
80	1,51	-3,02	-1,51	0,503	-1,01	-0,507
260		3,02	4,53		1,01	1,51

Ermittlung der Kervenkkräfte für den kurzzeitigen Lastanteil $q_{\text{short,d}} = 2,63 \text{ kN/m}$ (Nachweis Kerve ULS $t = \infty$)

$$N_{\text{Kerve1,d}} = N_{\text{Kerve1}} \cdot q_{\text{short,d}} / q_{\text{Ed,rare}} = 80,9 \cdot 2,63 / 10,5 = 20,3 \text{ kN}$$

$$N_{\text{Kerve2,d}} = N_{\text{Kerve2}} \cdot q_{\text{short,d}} / q_{\text{Ed,rare}} = 73,4 \cdot 2,63 / 10,5 = 18,4 \text{ kN}$$

$$N_{\text{Kerve3,d}} = N_{\text{Kerve3}} \cdot q_{\text{short,d}} / q_{\text{Ed,rare}} = 86,5 \cdot 2,63 / 10,5 = 21,7 \text{ kN}$$

Schnittkräfte mit Querschnittswerten zum Zeitpunkt $t = \infty$

Ermittlung des Beiwertes zur Berücksichtigung des Systemkriechverhaltens (siehe ONR CEN/TS 19103:2022)

$$\gamma_1 = \frac{\left(\frac{E_{\text{clt}} \cdot A}{E_{\text{conc}} \cdot A} \right)_{\text{clt,d,t} = 0} \cdot \left(\frac{E_{\text{clt}} \cdot I}{E_{\text{conc}} \cdot I} \right)_{\text{clt,d,t} = 0} \cdot N_{\text{clt}}}{\left(\frac{E_{\text{clt}} \cdot A}{E_{\text{conc}} \cdot A} \right)_{\text{clt,d,t} = 0} \cdot M_{\text{clt}} \cdot \left(\frac{z_{\text{conc}}}{z_{\text{clt}}} \right) - \left(\frac{E_{\text{clt}} \cdot I}{E_{\text{conc}} \cdot I} \right)_{\text{clt,d,t} = 0} \cdot N_{\text{clt}}}$$

$$\gamma_1 = \frac{1,15 \cdot 10^9 \cdot 3,92 \cdot 10^{12} \cdot 172 \cdot 10^3}{1,53 \cdot 10^9 \cdot \left[1,15 \cdot 10^9 \cdot 13,1 \cdot 10^6 \cdot \left(\frac{56,4}{80,0} \right) - 3,92 \cdot 10^{12} \cdot 172 \cdot 10^3 \right]} = 0,367$$

Koeffizient zur Berücksichtigung der Auswirkungen der Verbundwirkungen auf die Kriechzahl des Betonquerschnitts aus Tab. 7.1 ONR CEN/TS 19103:2022 [1]

für $\varphi_0 = 2,50$ und $k_{\text{def}} = 0,60$

$$\psi_{\text{conc}} = 2,0 - 0,5 \cdot \gamma_1^{1,9} = 2,0 - 0,5 \cdot 0,367^{1,9} = 1,93$$

Tab. 3: Steifigkeiten und Verschiebungsmodul zum Zeitpunkt $t = \infty$

	BSP	Beton	Kerve
$t=0$	$E_{\text{clt},0,\text{mean,d,t}=0} = 9.600 \text{ N/mm}^2$	$E_{\text{cm,d,t}=0} = 22.700 \text{ N/mm}^2$	$K_{\text{u,d,t}=0} = K_{\text{ser,d,t}=0} = 800 \text{ kN/mm/m}$
Beiwerte	$\psi_{\text{clt}} = 1,00$	$\psi_{\text{conc}} = 1,93$	$\psi_{\text{conn}} = 1,00$
Langzeit	$k_{\text{def}} = 0,60$	$\varphi_0 = 2,50$	$k_{\text{def}}' = 2 \cdot k_{\text{def}} = 2 \cdot 0,60 = 1,20$
$t=\infty$	$\frac{E_{\text{clt},0,\text{mean,d,t}=\infty}}{E_{\text{clt},0,\text{mean,d,t}=0}} = \frac{1}{1 + \psi_{\text{clt}} \cdot k_{\text{def}}}$ $= \frac{9.600}{1 + 1,00 \cdot 0,60} = 6.000 \text{ N/mm}^2$	$\frac{E_{\text{conc,d,t}=\infty}}{E_{\text{conc,d,t}=0}} = \frac{1}{1 + \psi_{\text{conc}} \cdot \varphi_0}$ $= \frac{22.700}{1 + 1,93 \cdot 2,50} = 5.83 \text{ N/mm}^2$	$\frac{K_{\text{u,d,t}=\infty}}{K_{\text{ser,d,t}=\infty}} = \frac{1}{1 + \psi_{\text{conn}} \cdot k_{\text{def}}'}$ $= \frac{800}{1 + 1,00 \cdot 1,20} = 364 \text{ kN/mm/m}$

Ermittlung der Schnittkräfte mit den Querschnittswerten zum Zeitpunkt $t = \infty$

Querschnittswerte der Brettsperrholzplatte

$$\left(\frac{E_{\text{clt}} \cdot A}{E_{\text{conc}} \cdot A} \right)_{\text{clt,d,t} = \infty} = \sum \left(\frac{E_{\text{clt},0,\text{mean,d,t} = \infty}}{E_{\text{clt},0,\text{mean,d,t} = 0}} \cdot \right)$$

$$\{A_i\} \cdot \{E_i\} = 3 \cdot 6.000 \cdot 1.000 \cdot 40,0 = 7,20 \cdot 10^8 \text{ Nmm}$$

$$\left(\{E \cdot I\} \right)_{clt,d,t=\infty} = \{E_{clt,0,mean,d,t=\infty}\} \cdot b \cdot \left[\sum \left(\frac{\{h_i\}^3}{12} \right) + \sum \left(\{h_i\} \cdot \{e_i\}^2 \right) \right] \\ = 6.000 \cdot 1.000 \cdot \left[\frac{3 \cdot \{40,0\}^3}{12} + 2 \cdot 40,0 \cdot \{70,0\}^2 \right] = 2,45 \cdot 10^{12} \text{ Nm}^2$$

Querschnittswerte des Betonquerschnitts (im Zustand II) zum Zeitpunkt $t = \infty$ mit $h_{conc,red,t=0} = 67,2 \text{ mm}$ unter Vernachlässigung der Bewehrung

$$\left(\{E \cdot A\} \right)_{conc,d,t=\infty} = \{E_{conc,d,t=\infty}\} \cdot b \cdot \{h_{conc,red,t=0}\} = 3.900 \cdot 1.000 \cdot 67,2 = 2,62 \cdot 10^8 \text{ N}$$

$$\left(\{E \cdot I\} \right)_{conc,d,t=\infty} = \{E_{conc,d,t=\infty}\} \cdot b \cdot \left[\frac{\{h_{conc,red,t=0}\}^3}{12} \right] = 3.900 \cdot 1.000 \cdot \left[\frac{\{67,2\}^3}{12} \right] = 9,86 \cdot 10^{10} \text{ Nm}^2$$

Ermittlung der ideellen Biegesteifigkeit einer Schubkonsole

$$\left(\{E \cdot I\} \right)_{d,t=\infty}^* = \frac{\{K_{u,d,t=\infty}\}}{3} \cdot \left(\{z_{conc}\}^3 + \{z_{clt}\}^3 \right) \cdot b = \frac{\{364 \cdot \{10\}^3\}}{3} \cdot \left(\{56,4\}^3 + \{80,0\}^3 \right) \cdot 1,00 = 8,39 \cdot 10^{10} \text{ Nm}^2$$

$$\{z_{conc}\} + \{z_{clt}\} = 56,4 + 80,0 = 136 \text{ mm}$$

Ermittlung der Schnittkräfte für den quasi-ständig Lastanteil zur Berechnung der kriechwirksamen Spannungen im ULS zum Zeitpunkt $t = \infty$

Schnittkräfte berechnet mit Hilfe eines Stabwerksprogrammes ($q_{perm,d} = 7,88 \text{ kN/m}$)

$$N_{clt,d} = -N_{conc,d} = 144 \text{ kN}$$

$$M_{conc,d} = 0,810 \text{ kNm}$$

$$M_{clt,d} = 20,0 \text{ kNm}$$

$$N_{Kerve1,d} = 48,4 \text{ kN}$$

$$N_{Kerve2,d} = 44,2 \text{ kN}$$

$$N_{Kerve3,d} = 51,0 \text{ kN}$$

Faser	E_i	N_d	$E \cdot A$	σ_N	M_d	$E \cdot I$	z_i	σ_M	$\sigma_N + \sigma_M$
[mm]	[N/mm ²]	[kN]	[N]	[N/mm ²]	[kNm]	[Nmm ²]	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
0	3.900	-144	2,62E+08	-2,14	0,810	9,86E+10	-33,6	-1,08	-3,21
67,2	3.900						33,6	1,08	
80	6.000	144	7,20E+08	1,20	20,1	2,45E+12	-90,0	-4,43	-3,23
260	6.000						90,0	4,43	5,62

Ermittlung der Schnittkräfte und Spannungen infolge der unelastischen Verzerrungen des Betons (Schwinden) im ULS, $t = \infty$

Bemessungswert der effektiven Schwinddehnung

$$\epsilon_{ef,conc,d}(t = \infty) = \gamma_{SH} \cdot 0,9 \cdot \epsilon_{cs,t = \infty} = 1,35 \cdot 0,9 \cdot (-0,350) = -0,425\text{‰}$$

Schnittkräfte berechnet mit Hilfe eines Stabwerkprogrammes

$$N_{clt,d} = -N_{conc,d} = -33,8 \text{ kN}$$

$$M_{conc,d} = 0,180 \text{ kNm}$$

$$M_{clt,d} = 4,41 \text{ kNm}$$

$$N_{Kerve1,d} = -24,1 \text{ kN}$$

$$N_{Kerve2,d} = -7,25 \text{ kN}$$

$$N_{Kerve3,d} = -2,47 \text{ kN}$$

Faser	E_i	N_d	$E \cdot A$	σ_N	M_d	$E \cdot I$	z_i	σ_M	$\sigma_N + \sigma_M$
[mm]	[N/mm ²]	[kN]	[N]	[N/mm ²]	[kNm]	[Nmm ²]	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
0	3.900	33,8	2,62E+08	0,503	0,180	9,86E+10	-33,6	-0,239	0,264
67,2	3.900						33,6	0,239	0,742
80	6.000	-33,8	7,20E+08	-0,282	4,41	2,45E+12	-90,0	-0,973	-1,25
260	6.000						90,0	0,973	0,691

Kräfte und Spannungen nach 3 bis 7 Jahren

Die Baustoffe Holz und Beton weisen, sowohl was die Quantität, als auch den zeitlichen Verlauf betrifft, unterschiedliches Kriechverhalten auf. Auf das Verbundverhalten der Konstruktion bezogen liegen komplexe Verhältnisse vor, die von mehreren Parametern beeinflusst werden. Neben dem zeitlichen Verhalten des Holzes (Schwinden, Kriechen) und der Verbindung betrifft dies vor allem das Verhalten des Betons, auf welches nachfolgend eingegangen wird.

Der Beton härtet mit der Zeit nach, weiters nehmen die Kriechverformungen bei einem späteren Belastungsbeginn ab. Der Beton entwickelt die Kriechverformungen dabei deutlich rascher (mit einem Maximum nach 3 bis 7 Jahren) als das Holz, sodass kritische bzw. bemessungsrelevante Zwischenzustände in der HBV-Konstruktion entstehen können. Im Bereich des Zeitraumes zwischen 3 und 7 Jahren kriecht der Beton in Relation zum Holz rascher und „entzieht“ sich damit der Belastung. Im Zuge dessen kommt es zu einer Umlagerung der Beanspruchung bzw. der Spannungen auf das Holz, welches damit stärker beansprucht wird. Gleichzeitig tritt mit der Abnahme der Steifigkeit des Betonquerschnitts eine Verringerung von dessen Beanspruchung auf, welche sowohl in einer Reduktion der auftretenden (Verbund-) Normalkraft, als auch der Biegebeanspruchung des Betons resultiert. Über die Verbundmittel (Kerven) sind die Normalkräfte der beiden Verbundpartner gekoppelt, sodass auch die Normalkraft im Holzbauteil abnimmt. Die angesprochene Spannungsumlagerung findet daher vorwiegend über die Biegebeanspruchungszunahme des Holzbauteiles statt. Alle weiteren Schnittgrößen sowie die Kraft in den Kerven weisen im Allgemeinen

dann ihr Maximum auf, wenn die Steifigkeiten am Höchsten sind, d. h. im Allgemeinen zum Zeitpunkt $t = 0$.

Um mögliche ungünstige Beanspruchungen nach einer Zeitdauer von 3 bis 7 Jahren in der Nachweisführung zu berücksichtigen, sind diese, neben jenen zum Zeitpunkt $t = 0$ und $t = \infty$, nachzuweisen. Nach ONR CEN/TS 19103:2022 [1], Abschnitt 7.1.2 darf ein detaillierter Nachweis der Spannungen nach 3 bis 7 Jahren entfallen, wenn die Spannungen im Holz zu den Zeitpunkten $t = 0$ und $t = \infty$ infolge der quasi-ständigen Einwirkungskombinationen um 25% erhöht werden und der Grenzzustand der Tragfähigkeit im Holzquerschnitt unter den erhöhten Spannungen weiterhin eingehalten ist.

Überprüfung, ob die Kräfte und Spannungen nach 3 bis 7 Jahren nachzuweisen sind:

zum Zeitpunkt $t = 0$

- für die quasi-ständige Einwirkungskombination

$$\eta_{\text{clt,perm,d,t=0}} = \left\{ \frac{\sigma_{\text{clt,t,d,t=0}}}{f_{\text{clt,t,0,d}}} \right\} + \left\{ \frac{\sigma_{\text{clt,m,d,t=0}}}{f_{\text{clt,m,d}}} \right\} = \left\{ \frac{1,51}{9,28} \right\} + \left\{ \frac{3,02}{16,9} \right\} = 0,163 + 0,179 = 0,342$$

- für den kurzzeitig wirkenden Anteil der Einwirkungskombination

$$\eta_{\text{clt,short,d,t=0}} = \left\{ \frac{\sigma_{\text{clt,t,d,t=0}}}{f_{\text{clt,t,0,d}}} \right\} + \left\{ \frac{\sigma_{\text{clt,m,d,t=0}}}{f_{\text{clt,m,d}}} \right\} = \left\{ \frac{0,503}{9,28} \right\} + \left\{ \frac{1,01}{16,9} \right\} = 0,0542 + 0,0598 = 0,114$$

zum Zeitpunkt $t = \infty$

- für die quasi-ständige Einwirkungskombination

$$\eta_{\text{clt,perm,d,t=\infty}} = \left\{ \frac{\sigma_{\text{clt,t,d,t=\infty}}}{f_{\text{clt,t,0,d}}} \right\} + \left\{ \frac{\sigma_{\text{clt,m,d,t=\infty}}}{f_{\text{clt,m,d}}} \right\} = \left\{ \frac{1,20}{9,28} \right\} + \left\{ \frac{4,43}{16,9} \right\} = 0,129 + 0,262 = 0,391$$

→ ist der Spannungsnachweis für das BSP bei Erhöhung der Spannungen für die quasi-ständige Einwirkungskombination um 25% weiterhin erfüllt, erübrigt sich der Nachweis zum Zeitpunkt $t = 3$ und 7 Jahre

$t=0$

$$1,25 \cdot \eta_{\text{clt,perm,d,t=0}} + \eta_{\text{clt,short,d,t=0}} = 1,25 \cdot 0,342 + 0,114 = 0,54 < 1$$

$t=\infty$

$$1,25 \cdot \eta_{\text{clt,perm,d,t=\infty}} + \eta_{\text{clt,short,d,t=0}} = 1,25 \cdot 0,391 + 0,114 = 0,60 < 1$$

→ d. h. es sind keine zusätzlichen Zeitpunkte zu betrachten.

Zusammenfassung der Spannungen und Kervenkkräfte

Tab. 4: Zusammenfassung der Spannungen zu den Zeitpunkten $t = 0$ und $t = \infty$

Spg.	Faser	zum Zeitpunkt $t = 0$			Endwert der Spannungsverteilung gemäß TS/CEN 19103, Abschn. 4.2 [1]								
		aus $q_{d,t=0}$		Summe	aus $q_{short,d,t=0}$		aus $q_{perm,d,t=\infty}$		aus $\epsilon_{ef,conc,d,t=\infty}$		Summe		Summe
		σ_N	σ_M	$\sigma_N + \sigma_M$	σ_N	σ_M	σ_N	σ_M	σ_N	σ_M	σ_N	σ_M	$\sigma_N + \sigma_M$
[-]	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
$\sigma_{conc,o,d}$	0	-3,58	-3,57	-7,15	-0,897	-0,894	-2,14	-1,08	0,503	-0,239	-2,53	-2,21	-4,75
$\sigma_{conc,u,d}$	67,2		3,57	0,00		0,894		1,08		0,239		2,21	-0,32
$\sigma_{clt,o,d}$	80	2,01	-4,03	-2,02	0,503	-1,01	1,20	-4,43	-0,282	-0,973	1,42	-6,41	-4,99
$\sigma_{clt,u,d}$	260		4,03	6,04		1,01		4,43		0,973		6,41	7,83

Tab. 5: Kräfte in den Kernen

Kerve	zum Zeitpunkt $t = 0$		Endwert der Kervenkkräfte nach TS/CEN 19103, Abschn. 4.2 [1]			
	aus $q_{d,t=0}$		aus $q_{short,d,t=0}$	aus $q_{perm,d,t=\infty}$	aus $\epsilon_{ef,conc,d,t=\infty}$	Summe
	[kN]		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
$N_{Kerve,1}$	80,9		20,3	48,4	-24,1	44,6
$N_{Kerve,2}$	73,4		18,4	44,2	-7,25	55,4
$N_{Kerve,3}$	86,5		21,7	51,0	-2,47	70,2

Nachweisführungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)

In diesem Beispiel sind die Querschnittsnachweise für Brettsperrholz und Beton in Feldmitte angeführt. Zusätzlich können die Nachweise in den Bereichen der Kernen bemessungsrelevant werden. Diese werden aus Gründen der Übersichtlichkeit im Folgenden nicht dargestellt.

Nachweise Brettsperrholz

Normalspannungsnachweis

maßgebender Nachweis: Zeitpunkt $t = \infty$

$$\frac{\sigma_{clt,t=0,d}}{f_{clt,t=0,d}} + \frac{\sigma_{clt,m,d}}{f_{clt,m,d}} = \frac{1,42}{9,28} + \frac{6,41}{16,9} = 0,153 + 0,379 = 0,53 < 1$$

Schubspannungsnachweise

Das verwendete Stabwerksmodell ist in der angewandten Form nicht in der Lage, die in der Verbundkonstruktion, insbesondere im Bereich des Betonbauteils vor der 1. Kerve, auftretende Querkraft zuverlässig abzubilden. Die Ergebnisse hängen vom gewählten Abstand der starren Koppelstäben ab. Auf der konservativen Seite liegend wird die Querkrafttragfähigkeit der Holz-Beton-Verbund Deckenkonstruktion so nachgewiesen, dass die gesamte Querkraft am Auflager von der BSP-Platte abgetragen wird.

Bemessungswert der Einwirkung

$$V_{clt,d} = q_d \cdot \left\{ l \over 2 \right\} = 10,5 \cdot \left\{ 6,40 \over 2 \right\} = 33,6 \text{ kN}$$

statische Momente

- für den Längsschub

$$\begin{aligned} \left(\frac{E_i}{S} \right)_{clt,v} &= E_{clt,0,mean,d} \cdot b \cdot \left[\frac{h_1}{2} \cdot \left(\frac{h_{CLT}}{2} - \frac{h_1}{2} \right) + \frac{h_3}{4} \cdot \left(\frac{h_3}{2} \right) \right] \\ &= 9.600 \cdot 1.000 \cdot \left[40,0 \cdot \left(\frac{180 - 40,0}{2} \right) + \frac{40,0}{2} \cdot \left(\frac{40,0}{4} \right) \right] = 2,88 \cdot 10^6 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

- für den Rollschub

$$\begin{aligned} \left(\frac{E_i}{S} \right)_{clt,r} &= E_{clt,0,mean,d} \cdot b \cdot t_1 \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{h_{CLT}}{2} - \frac{h_1}{2} \right) \\ &= 9.600 \cdot 1.000 \cdot 40,0 \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{180 - 40,0}{2} \right) = 2,69 \cdot 10^6 \text{ Nm}^3 \end{aligned}$$

Schubspannungen

- Längsschubspannung

$$\begin{aligned} \tau_{clt,v,d} &= \frac{V_{clt,A,d} \cdot \left(\frac{E_i}{S} \right)_{clt,v}}{\left(\frac{E_i}{S} \right)_{clt,d,t=0} \cdot b} = \frac{33,6 \cdot 10^3 \cdot 2,88 \cdot 10^6}{3,92 \cdot 10^{12} \cdot 1.000} = 0,247 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

- Rollschubspannung

$$\begin{aligned} \tau_{clt,r,d} &= \frac{V_{clt,A,d} \cdot \left(\frac{E_i}{S} \right)_{clt,r}}{\left(\frac{E_i}{S} \right)_{clt,d,t=0} \cdot b} = \frac{33,6 \cdot 10^3 \cdot 2,69 \cdot 10^6}{3,92 \cdot 10^{12} \cdot 1.000} = 0,231 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Nachweise

- Längsschubspannung

$$\frac{\tau_{clt,d}}{f_{clt,v,d}} = \frac{0,247}{2,56} = 0,096 < 1$$

- Rollschubspannung

$$\frac{\tau_{clt,r,d}}{f_{clt,r,d}} = \frac{0,231}{0,704} = 0,33 < 1$$

Nachweis Beton

Nachweis der Betondruckspannung in Feldmitte

maßgebender Nachweis: Zeitpunkt $t = 0$

$$\frac{\sigma_{conc,o,d,t=0}}{f_{cd}} = \frac{|-7,15|}{23,3} = 0,31 < 1$$

Nachweis Verbindung (Kerve)

Bemessungswert der Einwirkung

$$F_{v,Ed} = \max \{ N_{Kerve3,d,t=0} \} = 86,5 \text{ kN}$$

Berechnung der minimalen und maximalen Druckstrebenneigung

$$\begin{aligned} \min \Theta &= \max \left\{ \arctan \left(\frac{0,5 \cdot (h_{\text{conc}} + h_n)}{l_n + s} \right), \arctan \left(\frac{h_n}{l_n} \right) \right\} \\ &= \max \left\{ \arctan \left(\frac{0,5 \cdot (80,0 + 20,0)}{200 + 250} \right), \arctan \left(\frac{20,0}{200} \right) \right\} \\ &= 6,34^\circ \quad \text{bzw.} \quad 5,71^\circ \end{aligned}$$

$$\max \Theta = 45^\circ$$

Bestimmung der Druckstrebenneigung bis zur Abhebesicherung (mit $x_{\text{screw}} = 80,0 \text{ mm}$)

$$\Theta = \arctan \left(\frac{0,5 \cdot (h_{\text{conc}} + h_n)}{l_n + x_{\text{screw}}} \right) = \arctan \left(\frac{0,5 \cdot (80,0 + 20,0)}{200 + 80,0} \right) = 10,1^\circ$$

gewählt: $\Theta = 10,0^\circ$

Versagensmodi der Kerve

a) Schubversagen Beton

$$\nu = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{\text{ck}}}{250} \right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{35,0}{250} \right) = 0,516$$

$$f_{\text{vcd}} = \frac{\nu \cdot f_{\text{cd}}}{\cot \Theta + \tan \Theta} = \frac{0,516 \cdot 23,3}{\cot(10,0^\circ) + \tan(10,0^\circ)} = 2,06 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{\text{Rd;a}} = f_{\text{vcd}} \cdot b_n \cdot l_n = 2,06 \cdot 1.000 \cdot 200 = 412.000 \text{ N} = 412 \text{ kN}$$

b) Druckversagen Beton

$$F_{\text{Rd;b}} = f_{\text{cd}} \cdot b_n \cdot h_n = 23,3 \cdot 1.000 \cdot 20,0 = 466.000 \text{ N} = 466 \text{ kN}$$

c) Schubversagen BSP

$$l_{\text{v,a,calc}} \leq 8 \cdot h_n = 8 \cdot 20,0 = \underline{160 \text{ mm}} < \min \{ l_{\text{v,a}} \} = 350 \text{ mm}$$

$$F_{\text{Rd;c}} = k_{\text{cr}} \cdot f_{\text{clt,v,d}} \cdot b_n \cdot l_{\text{v,a,calc}} = 1,00 \cdot 2,56 \cdot 1.000 \cdot 160 = 409.600 \text{ N} = 410 \text{ kN}$$

d) Druckversagen BSP

$$F_{\text{Rd;d}} = f_{\text{clt,c,0,d}} \cdot b_n \cdot h_n = 13,4 \cdot 1.000 \cdot 20,0 = 268.000 \text{ N} = 268 \text{ kN}$$

Zusammenfassung der Tragfähigkeiten für die jeweiligen Versagensmodi

$$F_{\text{Rd}} = \min \{ F_{\text{Rd;a}}, F_{\text{Rd;b}}, F_{\text{Rd;c}}, F_{\text{Rd;d}} \} = \min \{ 412 \text{ kN}, 466 \text{ kN}, 410 \text{ kN}, 268 \text{ kN} \} = 268 \text{ kN}$$

Nachweis der Tragfähigkeit der Kerne

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{Rd}} = \frac{86,5}{268} = 0,32 < 1$$

Nachweis der Abhebesicherung

$$F_{t,Ed} = \max \left\{ \begin{matrix} F_{v,Ed} \cdot \tan \theta \\ F_{v,Ed} \end{matrix} \right\} = \max \left\{ \begin{matrix} 86,5 \cdot \tan(10,0) \\ 15,3 \cdot kN \end{matrix} \right\} = 15,3 \cdot kN$$

gewählt: Tellerkopfschraube Ø 8 | 160 mm pro m, $l_g = l_{ef} = 100$ mm (Gewinde befindet sich vollständig im Brettsperrholz)

Tragfähigkeit einer Schraube auf Herausziehen

$$f_{ax,k} = 0,52 \cdot d^{-0,5} \cdot l_{ef}^{-0,1} \cdot \rho_k^{0,8} = 0,52 \cdot 8,00^{-0,5} \cdot 100^{-0,1} \cdot 385^{0,8} = 13,6 \cdot N/mm^2$$

$$k_d = \min \left\{ \frac{d}{8}, \frac{8,00}{8} \right\} = 1,00$$

$$F_{ax,Rd} = \min \left\{ \frac{f_{ax,k} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot k_d}{1,2 \cdot (\cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha)} \cdot k_{bmod}, \frac{A_s \cdot 0,9 \cdot f_{u,k}}{\gamma_{M,Verb}} \right\} = \min \left\{ \frac{13,6 \cdot 8,00 \cdot 100 \cdot 1,00}{1,2 \cdot (\cos^2 90,0 + \sin^2 90,0)} \cdot \frac{0,80}{1,30}, \frac{0,65 \cdot 8,00}{4} \cdot \frac{0,9 \cdot 950}{1,25} \right\} = \min \left\{ 6,695 \cdot N, 14,526 \cdot N \right\} = 6,70 \cdot kN$$

Berechnung der erforderlichen Schraubenanzahl pro m

$$\frac{F_{t,Ed}}{n \cdot F_{ax,Rd}} < 1$$

$$n = \frac{F_{t,Ed}}{F_{ax,Rd}} = \frac{15,3}{6,70} = 2,28 \cdot \text{Stk}$$

gewählt: 3 Stk pro m | Tellerkopfschraube Ø 8 | 160, $l_g = 100$ mm

Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

Nachweis der Begrenzung der Anfangsdurchbiegung (t = 0)

Querschnittswerte - SLS zum Zeitpunkt t = 0

Querschnittswerte der Brettsperrholzplatte

$$E \cdot A = \sum (E_{i,0,mean} \cdot A_i) = 3 \cdot 12.000 \cdot 40,0 \cdot 1.000 = 1,44 \cdot 10^9 \cdot N$$

$$\begin{aligned} \left(E \cdot I \right)_{\text{clt,inst}} &= \sum \left(E_{\text{clt},0,\text{mean},i} \cdot b \cdot \frac{h_i^3}{12} \right) + \sum \left(E_{\text{clt},0,\text{mean},i} \cdot A_i \cdot e_i^2 \right) \\ &= 12.000 \cdot 1.000 \cdot \left[\frac{3 \cdot \{40,0\}^3}{12} + 2 \cdot 40,0 \cdot \{70,0\}^2 \right] = 4,90 \cdot 10^{12} \text{ Nm}^2 \end{aligned}$$

Querschnittswerte des gerissenen Betonquerschnittes

$$\left(E \cdot A \right)_{\text{conc,inst}} = E_{\text{cm}} \cdot b \cdot h_{\text{conc,red}} = 34.000 \cdot 1.000 \cdot 67,2 = 2,28 \cdot 10^9 \text{ N}$$

$$\left(E \cdot I \right)_{\text{conc,inst}} = E_{\text{cm}} \cdot b \cdot \frac{h_{\text{conc,red}}^3}{12} = 34.000 \cdot 1.000 \cdot \frac{\{67,2\}^3}{12} = 8,60 \cdot 10^{11} \text{ Nm}^2$$

ideelle Biegesteifigkeit einer Schubkonsole

$$z_{\text{conc}} = h_{\text{conc}} + \frac{h_n - h_{\text{red,conc}}}{2} = 80,0 + \frac{20,0 - 67,2}{2} = 56,4 \text{ mm}$$

$$z_{\text{clt}} = \frac{h_{\text{clt}} - h_n}{2} = \frac{180 - 20,0}{2} = 80,0 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \left(E \cdot I \right)_{\text{inst}}^* &= \frac{K_{\text{ser}}}{3} \cdot \left(z_{\text{conc}}^3 + z_{\text{clt}}^3 \right) \cdot b = \frac{1.000 \cdot \{10\}^3}{3} \cdot \left(\{56,4\}^3 + \{80,0\}^3 \right) \cdot 1,00 = 2,30 \cdot 10^{11} \text{ Nm}^2 \end{aligned}$$

Berechnung und Nachweis der vertikalen Anfangsdurchbiegung

Anfangsdurchbiegung für die seltene (charakteristische) Einwirkungskombination $q_{\text{Ed,rare}} = 7,50 \text{ kN/m}$

Durchbiegung berechnet mit Hilfe eines Stabwerksprogrammes

$$w_{\text{inst}} = 8,87 \text{ mm}$$

Grenzwert der Anfangsdurchbiegung

$$w_{\text{inst,grenz}} = \frac{l}{300} = \frac{6.400}{300} = 21,3 \text{ mm}$$

Nachweis

$$\frac{w_{\text{inst}}}{w_{\text{inst,grenz}}} = \frac{8,87}{21,3} = 0,42 < 1$$

Schnittgrößen berechnet mit Hilfe eines Stabwerksprogrammes für die Berechnung der nachfolgend berechneten Koeffizienten γ_1 und ψ_{conc} :

$$N_{\text{clt,Ed,rare,inst}} = 174 \text{ kN}$$

$$M_{\text{clt,Ed,rare,inst}} = 12,6 \text{ kNm}$$

Nachweis der Begrenzung des Maximalbetrags der Enddurchbiegung ($t = \infty$)

Ermittlung des Beiwertes zur Berücksichtigung des Systemkriechbeiwertes

Schnittgrößen des BSP aufgrund des quasi-ständigen Lastanteiles und SLS-Querschnittswerten (Zustand II) zum Zeitpunkt $t = 0$

$$q_{Ed,perm} = 5,75 \text{ kN/m}$$

$$N_{clt,Ed,perm,inst} = N_{clt,Ed,rare,inst} \cdot q_{Ed,perm} / q_{Ed,rare} = 174 \cdot 5,75 / 7,50 = 133 \text{ kN}$$

$$M_{clt,Ed,perm,inst} = M_{clt,Ed,rare,inst} \cdot q_{Ed,perm} / q_{Ed,rare} = 12,6 \cdot 5,75 / 7,50 = 9,66 \text{ kNm}$$

Koeffizient zur Berücksichtigung der Auswirkungen der Verbundwirkungen auf die Kriechzahl des Betonquerschnitts aus (siehe TS, Absch. 7.1.2 [1])

$$\gamma_1 = \frac{\left(\frac{E \cdot A}{E_{clt,inst}} \right) \cdot \left(\frac{E \cdot I}{E_{conc,inst}} \right) \cdot N_{clt,Ed,perm,inst}}{\left(\frac{E \cdot A}{E_{clt,inst}} \right) \cdot M_{clt,Ed,perm,inst} \cdot \left(\frac{z_{conc}}{z_{clt}} \right) + \left(\frac{E \cdot I}{E_{conc,inst}} \right) \cdot N_{clt,Ed,perm,inst}}$$

$$\gamma = \frac{1,44 \cdot 10^9 \cdot 4,90 \cdot 10^{12} \cdot 133 \cdot 10^3}{2,28 \cdot 10^9 \cdot \left(1,44 \cdot 10^9 \cdot 9,66 \cdot 10^6 \cdot \left(\frac{56,4}{80,0} \right) - 4,90 \cdot 10^{12} \cdot 133 \cdot 10^3 \right)} = 0,330$$

$$\psi_{conc} = 2,0 - 0,5 \cdot \gamma^{1,9} = 2,0 - 0,5 \cdot 0,330^{1,9} = 1,94$$

Tab. 6: Steifigkeiten und Verschiebungsmodul zum Zeitpunkt $t = \infty$

	BSP	Beton	Kerve
$t=0$	$E_{clt,0,mean,t=0} = 12.000 \text{ N/mm}^2$	$E_{conc,t=0} = 34.000 \text{ N/mm}^2$	$K_{u,t=0} = K_{ser,t=0} = 1.000 \text{ kN/mm/m}$
Beiwerte	$\psi_{clt} = 1,00$	$\psi_{conc} = 1,94$	$\psi_{conn} = 1,00$
Langzeit	$k_{def} = 0,60$	$\phi_0 = 2,50$	$k_{def}' = 2 \cdot k_{def} = 2 \cdot 0,60 = 1,20$
$t = \infty$	$\frac{E_{clt,0,mean,d,t=\infty}}{E_{clt,0,mean,d,t=0}} = \frac{1}{1 + \psi_{clt} \cdot k_{def}}$ $= \frac{12.000}{1 + 1,00 \cdot 0,60} = 7.500 \text{ N/mm}^2$	$\frac{E_{conc,d,t=\infty}}{E_{conc,d,t=0}} = \frac{1}{1 + \psi_{conc} \cdot \phi_0}$ $= \frac{34.000}{1 + 1,94 \cdot 2,50} = 5.810 \text{ N/mm}^2$	$\frac{K_{u,d,t=\infty}}{K_{ser,d,t=\infty}} = \frac{K_{ser,d,t=0}}{1 + \psi_{conn} \cdot k_{def}'}$ $= \frac{1.000}{1 + 1,00 \cdot 1,20} = 455 \text{ kN/mm/m}$

Querschnittswerte - SLS zum Zeitpunkt $t = \infty$

Querschnittswerte der Brettsperrholzplatte

$$\left(\frac{E \cdot A}{E_{clt,fin}} \right) = \sum \left(\frac{E_{clt,0,mean,fin,i}}{E_{clt,0,mean,d,t=0}} \cdot A_i \right) = 3 \cdot 7.500 \cdot 40,0 \cdot 1.000 = 9,00 \cdot 10^8 \text{ N}$$

$$\left(\frac{E \cdot I}{E_{clt,fin}} \right) = \sum \left(\frac{E_{clt,0,mean,fin,i}}{E_{clt,0,mean,d,t=0}} \cdot b \cdot \right)$$

$$\left(\frac{h_i^3}{12} \right) + \sum \left(E_{\text{clt},0,\text{mean},\text{fin},i} \cdot b \cdot A_i \cdot e_i^2 \right) = 7.500 \cdot 1.000 \cdot \left[\frac{3 \cdot \{40,0\}^3}{12} + 2 \cdot 40,0 \cdot \{70,0\}^2 \right] = 3,06 \cdot 10^{12} \text{ Nm}^2$$

Querschnittswerte des gerissenen Betonquerschnittes

$$\left(E \cdot A \right)_{\text{conc,fin}} = E_{\text{conc,fin}} \cdot b \cdot h_{\text{conc,red}} = 5.810 \cdot 1.000 \cdot 67,2 = 3,90 \cdot 10^8 \text{ N}$$

$$\left(E \cdot I \right)_{\text{conc,fin}} = E_{\text{conc,fin}} \cdot b \cdot \frac{h_{\text{conc,red}}^3}{12} = 5.810 \cdot 1.000 \cdot \frac{\{67,2\}^3}{12} = 1,47 \cdot 10^{11} \text{ Nm}^2$$

Ermittlung der ideellen Biegesteifigkeit einer Schubkonsole

$$\left(E \cdot I \right)_{\text{fin}}^* = \frac{K_{\text{ser,fin}}}{3} \cdot \left(z_{\text{conc}}^3 + z_{\text{clt}}^3 \right) \cdot b = \frac{455 \cdot \{10\}^3}{3} \cdot \left(\{56,4\}^3 + \{80,0\}^3 \right) \cdot 1,00 = 1,05 \cdot 10^{11} \text{ Nm}^2$$

Berechnung und Nachweis der gesamten Enddurchbiegung

Durchbiegung aufgrund des quasi-ständigen Einwirkungsanteils ($q_{\text{Ed,perm}} = 5,75 \text{ kN/m}$)

$$w_{\text{perm,fin}} = 17,0 \text{ mm}$$

Durchbiegung aufgrund des Betonschwindens (zum Zeitpunkt $t = \infty$)

$$\varepsilon_{\text{conc,fin}} = 0,9 \cdot \varepsilon_{\text{cs},t=\infty} = 0,9 \cdot (-0,350) = -0,315\%$$

$$w_{\text{SH,fin}} = 6,98 \text{ mm}$$

Berechnung der gesamten Enddurchbiegung

$$w_{\text{net,fin}} = w_{\text{perm,fin}} + w_{\text{SH,fin}} - w_{\text{c}} = 17,0 + 6,98 - 0 = 24,0 \text{ mm}$$

Grenzwert der Enddurchbiegung

$$w_{\text{net,fin,grenz}} = \frac{l}{250} = \frac{6.400}{250} = 25,6 \text{ mm}$$

Nachweis

$$\frac{w_{\text{net,fin}}}{w_{\text{net,fin,grenz}}} = \frac{24,0}{25,6} = 0,94 < 1$$

Schwingungsnachweis

Der Schwingungsnachweis wurde als ingenieurmäßige Beurteilung in Anlehnung an die Festlegungen der ÖNORM B 1995-1-1:2019 geführt. Die Regelungen in diesem Nationalen Anhang - insbesondere die festgelegten Grenzwerte - gelten nicht explizit für HBV-Decken, sondern wurden für Holzdecken entwickelt und kalibriert. Vorliegende Daten ausgeführter Holz-Beton-Verbund Decken wiesen grundsätzlich ein vergleichsweises gutes Schwingungsverhalten auf (siehe Hamm et al. [7]). Bei HBV-

Decken mit besonderen Anforderungen an das Schwingverhalten sollten gegebenenfalls besondere Untersuchungen durchgeführt werden.

- in Längsrichtung

Rückrechnung der effektiven Steifigkeit in Deckenlängsrichtung aus der Durchbiegungsberechnung zum Zeitpunkt $t = 0$

mit $w = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I_x}$

mit $w_{\text{inst}} = 8,87 \text{ mm}$ und $q_{\text{Ed,rare}} = 7,50 \text{ kN/m}$ aus dem Nachweis der vertikalen Anfangsdurchbiegung

$$\frac{E \cdot I_{\text{TCC,x}}}{384} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{w} = \frac{5}{384} \cdot \frac{7,50 \cdot \{6,400\}^4}{8,87} = 1,85 \cdot 10^{13} \text{ Nm}^2$$

Estrich (Annahme $h_{\text{screed}} = 65,0 \text{ mm}$ | $E_{\text{screed}} = 25.000 \text{ N/mm}^2$)

$$\frac{E \cdot I_{\text{screed}}}{12} = E_{\text{screed}} \cdot \frac{b \cdot h_{\text{screed}}^3}{12} = 25.000 \cdot \frac{1.000 \cdot \{65,0\}^3}{12} = 5,72 \cdot 10^{11} \text{ Nm}^2$$

Summe der Steifigkeiten in Längsrichtung

$$\frac{E \cdot I_{\text{TCC,x,ef}}}{10^{13}} = \frac{E \cdot I_{\text{TCC,x}}}{10^{13}} + \frac{E \cdot I_{\text{screed}}}{10^{13}} = 1,85 \cdot 10^{13} + 5,72 \cdot 10^{11} = 1,91 \cdot 10^{13} \text{ Nm}^2$$

- in Querrichtung ($b_y = 1,00 \text{ m}$)

Biegesteifigkeit der Brettsperrholzplatte

$$\frac{E \cdot I_{\text{clt,y}}}{10^{11}} = E_{\text{clt,0,mean,inst}} \cdot b_y \cdot \left[\frac{h_y^3}{12} + 2 \cdot h_y \cdot e_{z,i}^2 \right] = 12.000 \cdot 1.000 \cdot \left[\frac{30,0^3}{12} + 2 \cdot 30,0 \cdot \{35,0\}^2 \right] = 9,36 \cdot 10^{11} \text{ Nm}^2$$

Biegesteifigkeit des Betons in Querrichtung (Annahme: in Querrichtung bleibt der Beton im Zustand I)

$$\frac{E \cdot I_{\text{conc,inst,y}}}{10^{12}} = E_{\text{cm}} \cdot \frac{b_y \cdot h_{\text{conc}}^3}{12} = 34.000 \cdot \frac{1.000 \cdot \{80,0\}^3}{12} = 1,45 \cdot 10^{12} \text{ Nm}^2$$

$$\frac{E \cdot I_{\text{TCC,y,ef}}}{10^{12}} = \frac{E \cdot I_{\text{clt,y}}}{10^{12}} + \frac{E \cdot I_{\text{conc,inst,y}}}{10^{12}} = 9,36 \cdot 10^{11} + 1,45 \cdot 10^{12} = 2,39 \cdot 10^{12} \text{ Nm}^2$$

Berechnung der 1. Eigenfrequenz

angenommene Breite des Deckenfeldes: $b = 8,00 \text{ m}$

Überprüfung, ob eine Querverteilungswirkung gegeben ist:

$$\frac{\frac{E \cdot I_{\text{TCC,y,ef}}}{10^{12}}}{\frac{E \cdot I_{\text{TCC,x,ef}}}{10^{13}}} = \frac{2,39 \cdot 10^{12}}{1,91 \cdot 10^{13}} = 0,125 > 0,05$$

→ gemäß ÖNORM B 1995-1-1:2019 [3] kann die Querverteilungswirkung berücksichtigt werden.

$$f_1 = \frac{\pi}{2 \cdot l^2} \cdot \sqrt{\frac{\left(\frac{E \cdot I}{l} \right)_{TCC,x,ef}}{m}} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{l}{b} \right)^4} \cdot \frac{\left(\frac{E \cdot I}{l} \right)_{TCC,y,ef}}{\left(\frac{E \cdot I}{l} \right)_{TCC,x,ef}} = \frac{\pi}{2 \cdot \left(\frac{6,40}{1,91} \right)^2} \cdot \sqrt{\frac{1,91 \cdot 10^{13}}{500}} \cdot \frac{2,39 \cdot 10^{12}}{1,91 \cdot 10^{13}} = 7,50 \cdot 1,03 = 7,73 \text{ Hz}$$

$$f_{1,min} \leq f_1 < f_{gr} \rightarrow 4,50 < 7,73 < 8,00 \text{ Hz}$$

→ es sind das „Steifigkeitskriterium“ und die „Schwingbeschleunigung“ nachzuweisen

Nachweis des Steifigkeitskriteriums

$$b_F = \min \left\{ \frac{\text{Deckenbreite} \cdot b}{l} \cdot \sqrt[4]{\frac{\left(\frac{E \cdot I}{l} \right)_{TCC,y,ef}}{\left(\frac{E \cdot I}{l} \right)_{TCC,x,ef}}} \right\} = \min \left\{ \frac{8,00}{\frac{6,40}{1,1}} \cdot \sqrt[4]{\frac{2,39 \cdot 10^{12}}{1,91 \cdot 10^{13}}} \right\} = 3,46 \text{ m}$$

$$w_{stat} = \frac{F \cdot l^3}{48 \cdot \left(\frac{E \cdot I}{l} \right)_{TCC,x,ef} \cdot b_F} = \frac{1,00 \cdot \left(\frac{6,40}{1,1} \right)^3}{48 \cdot 1,91 \cdot 10^{13} \cdot 3,46} \cdot 10^{12} = 0,0826 \text{ mm} < 0,25 \text{ mm}$$

→ das Steifigkeitskriterium ist erfüllt

Nachweis der Schwingbeschleunigung

$$M^* = m \cdot \frac{l}{2} \cdot \frac{b}{2} = 500 \cdot \frac{6,40}{2} \cdot \frac{8,00}{2} = 6400 \text{ kg}$$

$$\alpha = e^{-0,4 \cdot f_1} = e^{-0,4 \cdot 7,73} = 0,0454$$

mit dem angenommenen Dämpfungsgrad $\xi = 0,035$

$$a_{rms} = \frac{0,4 \cdot \alpha \cdot F_0}{2 \cdot \xi \cdot M_0} = \frac{0,4 \cdot 0,0454 \cdot 700}{2 \cdot 0,035 \cdot 6.400} = 0,0284 \text{ m/s}^2 < a_{gr} = 0,05 \text{ m/s}^2$$

→ das Beschleunigungskriterium ist erfüllt.

Zusammenfassung

Die HBV-Decke erfüllt hinsichtlich des Schwingungsverhaltens die Anforderungen an die Deckenklasse I gemäß ÖNORM B 1995-1-1:2019 [3].

Nachweis für eine Feuerwiderstandsdauer R 90

Für Holz-Beton-Verbund-Konstruktionen im Brandfall liegen derzeit keine normativen Vorgaben hinsichtlich der Bemessung in dieser außergewöhnlichen Lastfallkombination vor.

Als ingenieurmäßiger Ansatz werden die Schnittkraftberechnung sowie die Nachweise der

Komponenten (BSP, Beton und Verbindung) für eine HBV-Flachdeckenkonstruktion näherungsweise analog zu den Berechnungen bei „kalt“ durchgeführt. Es werden hierbei die Ansätze des „Zero-Strength Layers“ bei Holz sowie das Verfahren der „500°C-Isotherme“ bei Beton verfolgt.

Da der Brand im Laufe der Lebensdauer des Gebäudes auftreten kann, werden die Grenzfälle, die Zeitpunkte $t=0$ und $t=\infty$, betrachtet.

außergewöhnliche Lastfallkombination im Brandfall

$$q_{d,fi} = \left(\sum \{g_{k,j}\} + \sum \{\psi_{2,i} \cdot q_{k,i}\} \right) \cdot b = \left(\left(3,00 + 2,00 \right) + 0,30 \cdot 2,50 \right) \cdot 1,00 = 5,75 \text{ kN/m}^2$$

Festigkeitskennwerte im Brandfall

Brettsperrholz (BSP)

Festigkeitskennwerte nach ÖNORM B 1995-1-2:2011 [8]

$$f_{clt,m,d,fi} = k_{fi} \cdot k_{bmod,fi} \cdot \frac{f_{clt,m,k}}{\gamma_{M,fi}} = 1,15 \cdot 1,00 \cdot \frac{26,4}{1,00} = 30,4 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{clt,c,0,d,fi} = k_{fi} \cdot k_{bmod,fi} \cdot \frac{f_{clt,c,0,k}}{\gamma_{M,fi}} = 1,15 \cdot 1,00 \cdot \frac{21,0}{1,00} = 24,2 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{clt,t,0,d,fi} = k_{fi} \cdot k_{bmod,fi} \cdot \frac{f_{clt,t,0,k}}{\gamma_{M,fi}} = 1,15 \cdot 1,00 \cdot \frac{14,5}{1,00} = 16,7 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{clt,v,d,fi} = k_{fi} \cdot k_{bmod,fi} \cdot \frac{f_{clt,v,k}}{\gamma_{M,fi}} = 1,15 \cdot 1,00 \cdot \frac{4,00}{1,00} = 4,60 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{clt,r,d,fi} = k_{fi} \cdot k_{bmod,fi} \cdot \frac{f_{clt,r,k}}{\gamma_{M,fi}} = 1,15 \cdot 1,00 \cdot \frac{1,10}{1,00} = 1,27 \text{ N/mm}^2$$

Beton

gemäß ÖNORM EN 1992-1-2:2019 [9]

$$f_{cd,fi} = \frac{f_{cd}}{\gamma_{M,fi}} = \frac{35,0}{1,00} = 35,0 \text{ N/mm}^2$$

Berechnung der effektiven Querschnittsabmessungen

Berechnung der Abbrandtiefe

Verwendeter Klebstoff: PU (nicht hochtemperaturbeständig) → Anwendung Treppenmodell (Abfallen von verkohlten Schichten an der Klebefuge, doppelte Abbrandrate bis zu einem Abbrand von 25 mm)

Abbrandrate: $\beta = 0,65 \text{ mm/min}$

1. Schicht ($h_1 = 40,0 \text{ mm}$)

$$t_{1,PU} = \frac{h_1}{\beta} = \frac{40,0}{0,65} = 61,5 \text{ min}$$

$$d_{char,1,PU} = h_1$$

2. Schicht ($h_2 = 30,0 \text{ mm}$)

$$t_{2,25\text{mm},PU} = \frac{25,0}{\beta} = \frac{25,0}{1,30} = 19,2\text{mm}$$

$$t_{2,PU} = t_{2,25\text{mm},PU} + \frac{h_2 - 25,0}{\beta} = 19,2 + \underbrace{\frac{30,0 - 25,0}{0,65}}_{7,69} = 26,9\text{mm}$$

3. Schicht ($h_3 = 40,0 \text{ mm}$)

$$t_{3,PU} = t - t_{1,PU} - t_{2,PU} = 90 - 61,5 - 26,9 = 1,60\text{mm}$$

$$d_{char,3,PU} = t_{3,PU} \cdot \beta = 1,60 \cdot 1,30 = 2,08\text{mm}$$

Bemessungswert der Abbrandtiefe

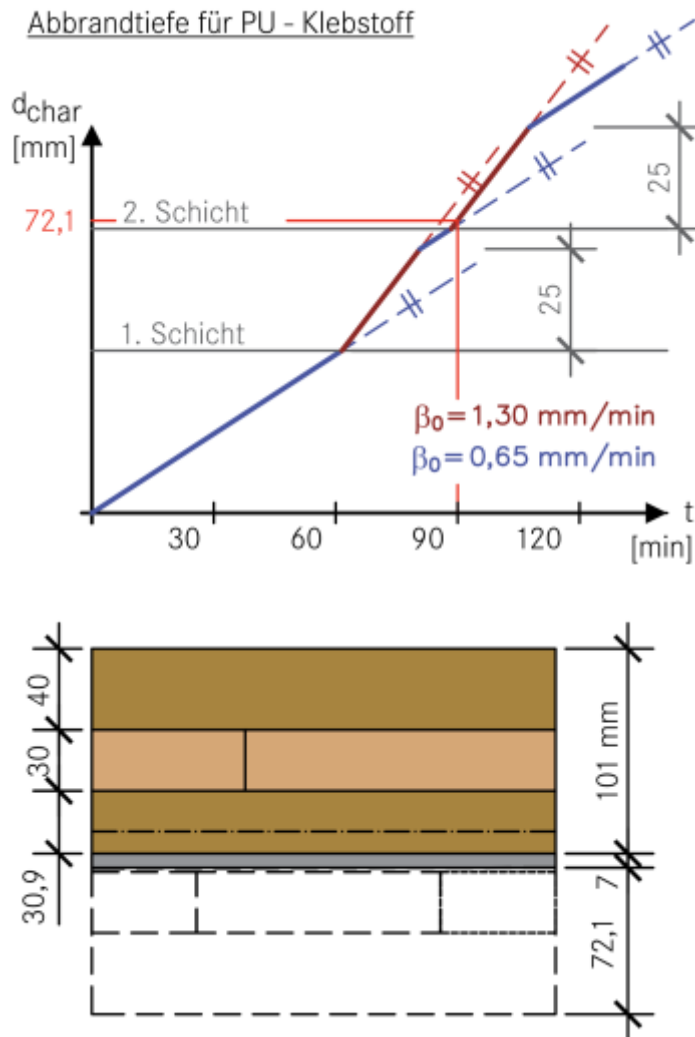
$$\sum d_{char,i,PU} = d_{char,1,PU} + d_{char,2,PU} + d_{char,3,PU} = 40,0 + 30,0 + 2,08 = 72,1\text{mm}$$

„zero-strength layer“

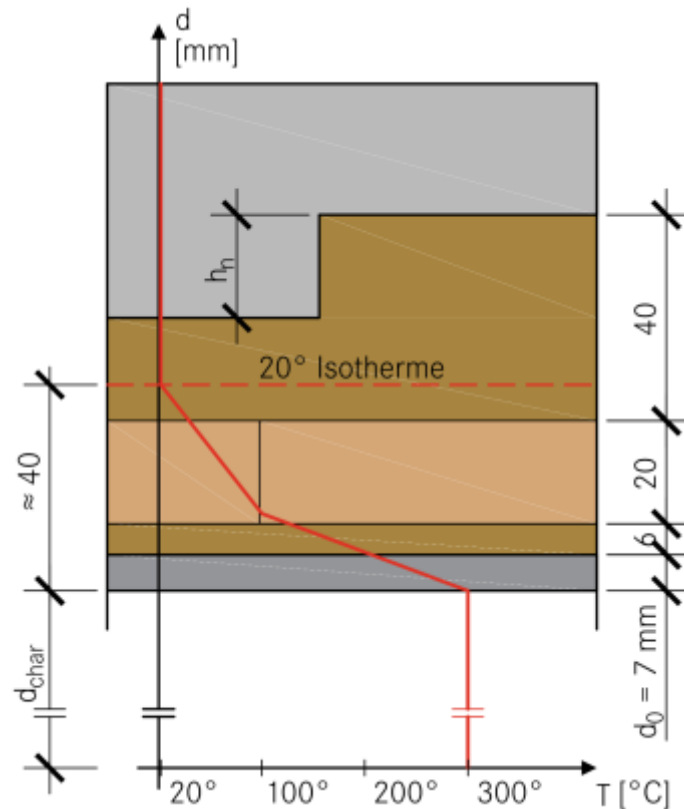
$$d_0 = 7,00\text{mm}$$

ideelle Abbrandtiefe

$$d_{ef,PU} = \sum d_{char,i,PU} + k_0 \cdot d_0 = 72,1 + 1,00 \cdot 7,00 = 79,1\text{mm}$$



Die Verfasser vertreten die Meinung, dass im Fall der außergewöhnlichen Einwirkung Brand mindestens zwei Lagen des Brettsperrholz-Querschnittes in Hauptrichtung verbleiben sollten, wobei die Dicke der Lage auf der brandbeanspruchten Seite mindestens 6 mm betragen soll, um ein Verbundverhalten der Flachdecken-Konstruktion sicherzustellen. Aus Schmid et al. [10] (Seite 61) kann entnommen werden, dass nach der Abbrandtiefe d_{char} plus 40 mm die 20°C-Isotherme des Holzes erreicht ist. Somit kann bei üblichen HBV-Flachdecken aus vollflächigen BSP angenommen werden, dass der Beton in seinen Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften und jene der Kerne nicht beeinflusst wird und mit den „kalten“ Eigenschaften gerechnet werden kann.



Darstellung des Temperaturverlaufs über die Höhe des HBV-Elements unter den oben genannten Randbedingungen → Kerne und Beton bleiben „kalt“

Berechnung der Querschnittswerte BSP

$$E_{clt,d,fi} = k_{fi} \cdot \frac{E_{0,05}}{\gamma_{M,fi}} = 1,15 \cdot \frac{5/6 \cdot 12.000}{1,00} = 11.500 \text{ N/m}^2$$

Schwerpunkt (Berechnung von der Oberkante)

$$x_{s,fi} = \frac{\sum \{A_i \cdot x_i\}}{\sum \{A_i\}} = \frac{1.000 \cdot \left(40,0 \cdot 20,0 + 30,9 \cdot \left(40,0 + 30,0 + 0,5 \cdot 30,9 \right) \right)}{1.000 \cdot \left(40,0 + 30,9 \right)} = 48,5 \text{ mm}$$

$$\left(E \cdot A \right)_{clt,d,fi} = \sum \left\{ \left(E_{clt,d,fi} \cdot A_i \right) \right\} = 11.500 \cdot 1.000 \cdot \left(40,0 + 30,9 \right) = 8,15 \cdot 10^8 \text{ N}$$

$$\left(E \cdot I \right)_{clt,d,fi} = E_{clt,d,fi} \cdot b \cdot \left[\frac{\sum \left\{ h_i^3 \right\}}{12} + \sum \left\{ h_i \cdot \left(x_{s,fi} - x_i \right)^2 \right\} \right] = 11.500 \cdot 1.000 \cdot \left[\frac{40,0^3 + 30,9^3}{12} + 40,0 \cdot \left(48,5 - 20,0 \right)^2 + 30,9 \cdot \left(48,5 - 85,5 \right)^2 \right] = 9,50 \cdot 10^{11} \text{ Nm}^2$$

Berechnung der Querschnittswerte Beton (Zustand I)

$$E_{conc,d,fi} = \frac{E_{cm}}{\gamma_{M,fi}} = \frac{34.000}{1,00} = 34.000 \text{ N/m}^2$$

$$\left(E \cdot A \right)_{conc,d,fi} = E_{conc,d,fi} \cdot b \cdot h_{conc} = 34.000 \cdot 1.000 \cdot 80,0 = 2,72 \cdot 10^9 \text{ N}$$

$$\left(E \cdot I \right)_{\text{conc,d,fi}} = \{ E_{\text{conc,d,fi}} \} \cdot \{ b \cdot h_{\text{conc}}^3 \} \cdot \frac{1}{12} = 34.000 \cdot \frac{1.000 \cdot \{ 80,0 \}^3}{12} = 1,45 \cdot 10^{12} \text{ Nm}^2$$

Kerbe

$$K_{\text{fi}} = \eta_{K,\text{fi}} \cdot K_{\text{ser}} = 1,0 \cdot 1.000 = 1.000 \text{ kN/mm/m}$$

$$z_{\text{clt,fi}} = \{ x_{s,\text{fi}} \} - \left\{ \frac{h_n}{2} \right\} = 48,5 - \left\{ \frac{20,0}{2} \right\} = 38,5 \text{ mm}$$

$$z_{\text{conc,fi}} = \left\{ \frac{\{ h_{\text{conc}} \} + \{ h_n \}}{2} \right\} = \left\{ \frac{\{ 80,0 + 20,0 \}}{2} \right\} = 50,0 \text{ mm}$$

$$\left(E \cdot I \right)_{\text{fi}}^* = \left\{ \frac{K_{\text{fi}}}{3} \right\} \cdot \left(\{ z_{\text{conc,fi}} \}^3 + \{ z_{\text{clt,fi}} \}^3 \right) = \left\{ \frac{1.000 \cdot \{ 10 \}^3}{3} \right\} \cdot \left(\{ 50,0 \}^3 + \{ 38,5 \}^3 \right) = 6,07 \cdot 10^{10} \text{ Nm}^2$$

Rissiteration zur Bestimmung der Steifigkeiten des Betons im gerissenen Zustand

Berechnung der Schnittkräfte mit Hilfe eines Stabwerksprogrammes mit den oben angeführten Querschnitts- und Kervensteifigkeiten und der außergewöhnlichen Einwirkungskombination $q_{\text{Ed,fi}} = 5,75 \text{ kN/m}$ zur Ermittlung der Risstiefe um somit die Umlagerung der Schnittkräfte vom Betonquerschnitt auf den Brettsper Holzquerschnitt zu berücksichtigen.

Tab. 7: aus den Iterationsschritten resultierende Dehn- und Biegesteifigkeiten sowie Biegesteifigkeit der Schubkonsole mit den zugehörigen Abmessungen

Iteration #	h_{conc} [mm]	$(E \cdot I)_{\text{conc,fi}}$ [Nmm ²]	$(E \cdot A)_{\text{conc,fi}}$ [N]	$z_{\text{conc,fi}}$ [mm]	$z_{\text{clt,fi}}$ [mm]	$z_{\text{conc,fi}} + z_{\text{clt,fi}}$ [mm]	$(E \cdot I)^*$ [Nmm ²]
0	80,0	1,45E+12	2,72E+09	50,0	38,5	88,5	6,07E+10
1	52,8	4,17E+11	1,80E+09	63,6		102	1,05E+11
2	42,9	2,24E+11	1,46E+09	68,6		107	1,27E+11
3	40,1	1,82E+11	1,36E+09	70,0		109	1,33E+11
4	39,3	1,72E+11	1,34E+09	70,3		109	1,35E+11
5	39,1	1,69E+11	1,33E+09	70,5		109	1,36E+11

Tab. 8: Schnittkräfte aus den Iterationsschritten mit der überdrückten Betonhöhe $h_{\text{conc,red}}$

Iteration #	Zustand Beton	$N_{\text{conc,fi}}$ [kN]	$M_{\text{conc,fi}}$ [kNm]	$N_{\text{clt,fi}}$ [kN]	$M_{\text{clt,fi}}$ [kNm]	Kerbe 1 [kN]	Kerbe 2 [kN]	Kerbe 3 [kN]	$h_{\text{conc,red}}$ [mm]
0	ZI	-187	7,77	187	5,1	62,7	56,4	67,8	52,8
1	ZII	-199	2,79	199	6,4	66,3	57,3	74,9	42,9
2		-196	1,62	196	6,9	65,6	56,5	74,1	40,1
3		-193	1,34	193	7,0	64,6	55,9	72,9	39,3
4		-193	1,28	193	7,1	64,5	55,9	72,9	39,1
5		-193	1,26	193	7,07	64,4	55,8	72,8	39,1

Kontrolle Dekompression

Aus dem 5. Iterationsschritt ergibt sich eine reduzierte überdrückte Betonhöhe von $h_{\text{conc,red}} = 39,1 \text{ mm}$. Die Kontrolle der Dekompression wird über die Berechnung der Normalspannungen in der Faser $z_i = h_{\text{conc,red}} / 2 = 39,1 / 2 \text{ mm}$ geführt.

$$\sigma = \left[\frac{N_{\text{conc,fi}}}{\left(E \cdot A \right)_{\text{conc,fi}}} + \frac{M_{\text{conc,fi}}}{\left(E \cdot I \right)_{\text{conc,fi}}} \cdot z \right] \cdot E_{\text{conc,fi}} = \left[\frac{-193 \cdot 10^3}{1,33 \cdot 10^9} + \frac{1,26 \cdot 10^6}{1,69 \cdot 10^{11}} \right] \cdot 39,1 \cdot \frac{34.000}{2} = -4,93 + 4,96 \approx 0 \text{ N/mm}^2$$

Schnittkräfte und Spannungen

außergewöhnliche Einwirkungskombination mit $q_{\text{Ed,fi}} = 5,75 \text{ kN/m}$									
Faser	E	N _d	E·A	σ _N	M _d	E·I	z _i	σ _M	σ _N +σ _M
[mm]	[N/mm ²]	[kN]	[N]	[N/mm ²]	[kNm]	[Nmm ²]	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
0	34.000	-193	1,33E+09	-4,93	1,26	1,690E+11	-19,6	-4,96	-9,89
39,1	34.000						19,6	4,96	0,0
80	11.500	193	8,15E+08	2,72	7,07	9,50E+11	-48,5	-4,15	-1,43
181	11.500						52,5	4,49	7,22

Schnittkräfte mit Querschnittswerten zum Zeitpunkt $t = \infty$

Ermittlung des Beiwertes zur Berücksichtigung des Systemkriechverhaltens

Koeffizient zur Berücksichtigung der Auswirkungen der Verbundwirkungen auf die Kriechzahl des Betonquerschnitts aus (siehe TS, Absch. 7.1.2 [1])

$$\gamma_1 = \frac{\left(\frac{E \cdot A}{E_{\text{clt,d,fi,t=0}}} \right) \cdot N_{\text{clt,fi}}}{\left(\frac{E \cdot A}{E_{\text{conc,d,fi,t=0}}} \right) \cdot M_{\text{clt,fi}} \cdot \left(\frac{z_{\text{conc,fi}}}{z_{\text{clt,fi}}} \right) - \left(\frac{E \cdot I}{E_{\text{clt,d,fi,t=0}}} \right) \cdot N_{\text{clt,fi}}} = 0,253$$

$$\gamma_1 = \frac{8,15 \cdot 10^8 \cdot 9,50 \cdot 10^{11} \cdot 193 \cdot 10^3}{1,33 \cdot 10^9 \cdot 10^9 \cdot \left(8,15 \cdot 10^8 \cdot 7,07 \cdot 10^6 \cdot \left(\frac{70,5 + 38,5}{2} \right) - 9,50 \cdot 10^{11} \cdot 193 \cdot 10^3 \right)} = 0,253$$

Koeffizient zur Berücksichtigung der Auswirkungen der Verbundwirkungen auf die Kriechzahl des Betonquerschnitts aus Tab. 7.1 ONR CEN/TS 19103:2022 [1]

mit $\varphi = 2,50$ und $k_{\text{def}} = 0,60$

$$\psi_{\text{conc,fi}} = 2,0 - 0,5 \cdot \gamma_1^{1,9} = 2,0 - 0,5 \cdot 0,253^{1,9} = 1,96$$

Tab. 9: Steifigkeiten und Verschiebungsmodul zum Zeitpunkt $t = \infty$

	BSP	Beton	Kerve
t=0	$E_{\text{clt,d,fi}} = 11.500 \text{ N/mm}^2$	$E_{\text{conc,d,fi}} = 34.000 \text{ N/mm}^2$	$K_{\text{u,fi}} = K_{\text{ser,fi}} = 1.000 \text{ kN/mm/m}$
Beiwerte	$\psi_{\text{clt}} = 1,00$	$\psi_{\text{conc}} = 1,96$	$\psi_{\text{conn}} = 1,00$
Langzeit	$k_{\text{def}} = 0,60$	$\varphi_0 = 2,50$	$k_{\text{def}}' = 2 \cdot k_{\text{def}} = 2 \cdot 0,60 = 1,20$

	BSP	Beton	Kerve
$t = \infty$	$\begin{aligned} \{E_{\text{clt,d,fi,t} = \infty}\} &= \frac{\{E_{\text{clt,d,fi}}\}}{1 + \{\psi_{\text{clt}}\} \cdot \{k_{\text{de}}\}} \\ &= \frac{\{11.500\}}{\underbrace{\{1 + 1,00 \cdot 0,60\}}_{\{1,60\}}} = 7.188 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$	$\begin{aligned} \{E_{\text{conc,d,fi,t} = \infty}\} &= \frac{\{E_{\text{conc,d,fi}}\}}{1 + \{\psi_{\text{conc}}\} \cdot \{\varphi_0\}} = \frac{\{34.000\}}{\underbrace{\{1 + 1,96 \cdot 2,50\}}_{\{5,90\}}} = 5.760 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$	$\begin{aligned} \{K_{\text{u,fi,t} = \infty}\} &= \{K_{\text{ser,fi,t} = \infty}\} = \frac{\{K_{\text{ser,fi}}\}}{1 + \{\psi_{\text{conn}}\} \cdot \{k_{\text{def}}'\}} = \frac{\{1.000\}}{\underbrace{\{1 + 1,00 \cdot 1,20\}}_{\{2,20\}}} = 455 \text{ kN/mm/m} \end{aligned}$

Ermittlung der Schnittkräfte mit den Querschnittswerten zum Zeitpunkt $t = \infty$

Querschnittswerte der Brettsperrholzplatte

$$\left(E \cdot A \right)_{\text{clt,d,fi,t} = \infty} = \sum \left(\{E_{\text{clt,d,fi,t} = \infty}\} \cdot \{A_i\} \right) = 7.188 \cdot 1.000 \cdot (40,0 + 30,9) = 5,10 \cdot 10^8 \text{ N}\$$$

Schwerpunkt (Berechnung von der Oberkante)

$$\{x_{\text{s,fi}}\} = \frac{\{\sum \{A_i\} \cdot \{x_i\}\}}{\{\sum \{A_i\}\}} = \frac{\{1.000 \cdot \left(40,0 \cdot 20,0 + 30,9 \cdot \left(40,0 + 30,0 + 0,5 \cdot 30,9 \right) \right)\}}{1.000 \cdot \left(40,0 + 30,9 \right)} = 48,5 \text{ mm}$$

$$\left(E \cdot I \right)_{\text{clt,d,fi,t} = \infty} = \{E_{\text{clt,d,fi,t} = \infty}\} \cdot b \cdot \left[\frac{\sum \left(\frac{\{h_i\}^3}{12} \right)}{+ \sum \left(\{h_i\} \cdot \{e_i\}^2 \right)} \right] =$$

$$= 7.188 \cdot 1.000 \cdot \left[\frac{\{40,0\}^3 + \{30,9\}^3}{12} + 40,0 \cdot \left(\{48,5 - 20,0\} \right)^2 + 30,9 \cdot \left(\{48,5 - 85,5\} \right)^2 \right] = 5,94 \cdot 10^{11} \text{ Nm}^2$$

Berechnung der Querschnittswerte Beton

mit der gerissenen Höhe $h_{\text{conc,red,fi}} = 39,1 \text{ mm}$

$$\left(E \cdot A \right)_{\text{conc,d,fi,t} = \infty} = \{E_{\text{conc,d,fi,t} = \infty}\} \cdot b \cdot \{h_{\text{conc,red,fi}}\} = 5.760 \cdot 1.000 \cdot 39,1 = 2,25 \cdot 10^8 \text{ N}\$$$

$$\left(E \cdot I \right)_{\text{conc,d,fi,t} = \infty} = \{E_{\text{conc,d,fi,t} = \infty}\} \cdot b \cdot \left[\frac{\{h_{\text{conc,red,fi}}\}^3}{12} \right] = 5.760 \cdot 1.000 \cdot \left[\frac{\{39,1\}^3}{12} \right] = 2,87 \cdot 10^{10} \text{ Nm}^2$$

ideelle Biegesteifigkeit de Schubkonsole

$$\left(E \cdot I \right)_{\text{d,fi,t} = \infty}^* = \frac{\{K_{\text{fi}}\}}{3} \cdot \left(\{z_{\text{conc,fi}}\}^3 + \{z_{\text{clt,fi}}\}^3 \right) \cdot b = \frac{\{455 \cdot \{10\}^3\}}{3} \cdot \left(\{70,5\}^3 + \{38,5\}^3 \right) \cdot 1,00 = 6,18 \cdot 10^{10} \text{ Nm}^2$$

$$\{z_{\text{conc,fi}}\} + \{z_{\text{clt,fi}}\} = 70,5 + 38,5 = 109 \text{ mm}$$

Ermittlung der Schnittkräfte für den quasi-ständig Lastanteil $q_{\text{d,fi}} = 5,75 \text{ kN/m}$ zur Berechnung

der kriechwirksamen Spannungen im ULS, $t = \infty$

Schnittkräfte berechnet mit Hilfe eines Stabwerksprogrammes

$$N_{\text{clt,d}} = -N_{\text{conc,d}} = 168 \text{ kN}$$

$$M_{\text{conc,d}} = 0,51 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{clt,d}} = 10,5 \text{ kNm}$$

$$N_{\text{Kerve1,d}} = 56,1 \text{ kN}$$

$$N_{\text{Kerve2,d}} = 51,2 \text{ kN}$$

$$N_{\text{Kerve3,d}} = 60,7 \text{ kN}$$

Faser	E_i	N_d	$E \cdot A$	σ_N	M_d	$E \cdot I$	z_i	σ_M	$\sigma_N + \sigma_M$
[mm]	[N/mm ²]	[kN]	[N]	[N/mm ²]	[kNm]	[Nmm ²]	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
0	5.760	-168	2,25E+08	-4,30	0,510	2,87E+10	-19,6	-2,00	-6,30
39,1	5.760						19,6	2,00	-2,04
80	7.188	168	5,10E+08	2,368	10,5	5,94E+11	-48,5	-6,16	-3,79
181	7.188						52,5	6,67	9,04

Ermittlung der Schnittkräfte und Spannungen infolge der unelastischen Verzerrungen des Betons (Schwinden) im ULS, $t = \infty$

Bemessungswert der effektiven Schwinddehnung

$$\epsilon_{\text{ef,conc,d}}(t = \infty) = \gamma_{\text{SH,fi}} \cdot 0,9 \cdot \epsilon_{\text{cs,t} = \infty} = 1,00 \cdot 0,9 \cdot (-0,350) = -0,315\text{‰}$$

Schnittkräfte berechnet mit Hilfe eines Stabwerkprogrammes

$$N_{\text{clt,d}} = -N_{\text{conc,d}} = -12,6 \text{ kN}$$

$$M_{\text{conc,d}} = 0,06 \text{ kNm}$$

$$M_{\text{clt,d}} = 1,26 \text{ kNm}$$

$$N_{\text{Kerve1,d}} = -9,25 \text{ kN}$$

$$N_{\text{Kerve2,d}} = -2,59 \text{ kN}$$

$$N_{\text{Kerve3,d}} = -0,790 \text{ kN}$$

Faser	E_i	N_d	$E \cdot A$	σ_N	M_d	$E \cdot I$	z_i	σ_M	$\sigma_N + \sigma_M$
[mm]	[N/mm ²]	[kN]	[N]	[N/mm ²]	[kNm]	[Nmm ²]	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
0	5.760	12,6	2,25E+08	0,323	0,060	2,87E+10	-19,6	-0,235	0,087
39,1	5.760						19,6	0,235	0,558
80	7.188	-12,6	5,10E+08	-0,178	1,26	5,94E+11	-48,5	-0,739	-0,917
181	7.188						52,5	0,800	0,623

Zusammenfassung der Spannungen und Kervenkkräfte

Tab. 10: Zusammenfassung der Spannungen zu den Zeitpunkten $t = 0$ und $t = \infty$

Spg.	Faser	zum Zeitpunkt $t = 0$			Endwert der Spannungsverteilung gemäß TS/CEN 19103, Absch. 4.2 [1]						
		aus $q_{d,fi}$		Summe $\sigma_N + \sigma_M$	aus $q_{d,fi}$		aus $\epsilon_{ef,conc,d,t=\infty}$		Summe		Summe $\sigma_N + \sigma_M$
		σ_N	σ_M	σ_N	σ_M	σ_N	σ_M	σ_N	σ_M		
[-]	[mm]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[[N/mm ²]]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
$\sigma_{conc,o,d}$	0	-4,93	-4,96	-9,89	-4,30	-2,00	0,323	-0,235	-3,98	-2,24	-6,21
$\sigma_{conc,u,d}$	39,1		4,96	0,02		2,00		0,235		2,24	-1,74
$\sigma_{clt,o,d}$	80	2,72	-4,15	-1,43	2,37	-6,16	-0,178	-0,739	2,19	-6,90	-4,71
$\sigma_{clt,u,d}$	181		4,49	7,22		6,67		0,800		7,47	9,66

Tab. 11: Kräfte in den Kernen

Kerve	zum Zeitpunkt $t = 0$		Endwert der Kervenkkräfte nach TS/CEN 19103, Absch. 4.2 [1]		
	aus $q_{d,t=0}$		aus $q_{perm,d,t=\infty}$	aus $\epsilon_{ef,conc,d,t=\infty}$	Summe
	[kN]		[kN]	[[kN]]	[kN]
$N_{Kerve,1}$	64,4		56,1	-9,25	46,9
$N_{Kerve,2}$	55,8		51,2	-2,59	48,6
$N_{Kerve,3}$	72,8		60,7	-0,790	59,9

Nachweisführungen für den Brandfall

Nachweise Brettsper Holz

Normalspannungsnachweis

maßgebender Nachweis: Zeitpunkt $t = \infty$

$$\frac{\sigma_{clt,t=0,d,fi}}{f_{ct,t=0,d,fi}} + \frac{\sigma_{clt,m,d,fi}}{f_{ct,m,d,fi}} = \frac{2,19}{16,7} + \frac{7,47}{30,4} = 0,131 + 0,245 = 0,38 < 1$$

Nachweis Beton

Nachweis der Betondruckspannung in Feldmitte

maßgebender Nachweis: Zeitpunkt $t = 0$

$$\frac{\sigma_{conc,o,d,fi;t=0}}{f_{cd,fi}} = \frac{|-9,89|}{35,0} = 0,28 \leq 1$$

Nachweis Verbindung

Bemessungswert der Einwirkung

$$F_{v,Ed,fi} = \max \{ N_{Kerve3,d;t=0,fi} \} = 72,8 \text{ kN}$$

Nachweis der Kerve

Druckstrebenneigung

$$\begin{aligned} \theta_{\min} &= \arctan \left(\frac{\arctan \left(\frac{0,5 \cdot (h_{\text{conc}} + h_n)}{l_n + l_s} \right)}{\arctan \left(\frac{h_n}{l_n} \right)} \right) \\ \theta_{\max} &= \arctan \left(\frac{\arctan \left(\frac{0,5 \cdot (80,0 + 20,0)}{200 + 250} \right)}{\arctan \left(\frac{20,0}{200} \right)} \right) = 6,34^\circ \\ \theta &= 6,34^\circ \end{aligned}$$

$$\theta_{\max} = 45^\circ$$

gemäß TS 19102:2021 Abschnitt 10.3.4.2 (4): Die Lage des Verbindungsmittels sollte mit dem Winkel θ abgestimmt sein

$$\theta = \arctan \left(\frac{0,5 \cdot (h_{\text{conc}} + h_n)}{l_n + x_{\text{screw}}} \right) = \arctan \left(\frac{0,5 \cdot (80,0 + 20,0)}{200 + 80,0} \right) = 10,1^\circ$$

gewählt: $\theta = 10,0^\circ$

Versagensmodi der Kerve

a) Schubversagen Beton

$$\nu = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{\text{ck}}}{250} \right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{35,0}{250} \right) = 0,516$$

$$f_{\text{vcd,fi}} = \frac{\nu \cdot f_{\text{cd,fi}}}{\cot \theta + \tan \theta} = \frac{0,516 \cdot 35,0}{\cot(10,0) + \tan(10,0)} = 3,09 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{\text{Rd;a,fi}} = f_{\text{vcd,fi}} \cdot b_n \cdot l_n = 3,09 \cdot 1.000 \cdot 200 = 618.000 \text{ N} = 618 \text{ kN}$$

b) Druckversagen Beton

$$F_{\text{Rd;b,fi}} = f_{\text{cd,fi}} \cdot b_n \cdot h_n = 35,0 \cdot 1.000 \cdot 20,0 = 700.000 \text{ N} = 700 \text{ kN}$$

c) Schubversagen BSP

$$l_{\text{v,a,calc}} \leq 8 \cdot h_n = 8 \cdot 20,0 = \underline{160 \text{ mm}} < \min \{ l_{\text{v,a}} \} = 250 \text{ mm}$$

$$F_{\text{Rd;c,fi}} = k_{\text{cr}} \cdot f_{\text{clt,v,d,fi}} \cdot b_n \cdot l_{\text{v,a,calc}} = 1,00 \cdot 4,60 \cdot 1.000 \cdot 160 = 736.000 \text{ N} = 736 \text{ kN}$$

d) Druckversagen BSP

$$F_{\text{Rd;d,fi}} = f_{\text{clt,c,0,d,fi}} \cdot b_n \cdot h_n = 24,2 \cdot 1.000 \cdot 20,0 = 484.000 \text{ N} = 484 \text{ kN}$$

Zusammenfassung der Tragfähigkeiten für die jeweiligen Versagensmodi

$$F_{\text{Rd,fi}} = \min \left\{ \begin{matrix} F_{\text{Rd;a,fi}} \\ F_{\text{Rd;b,fi}} \\ F_{\text{Rd;c,fi}} \\ F_{\text{Rd;d,fi}} \end{matrix} \right\} = \min \left\{ \begin{matrix} 618 \text{ kN} \\ 700 \text{ kN} \\ 736 \text{ kN} \\ 484 \text{ kN} \end{matrix} \right\} = 484 \text{ kN}$$

Nachweis der Tragfähigkeit der Kerne

$$\frac{F_{v,Ed,fi}}{F_{Rd,fi}} = \frac{72,8}{484} = 0,15 < 1$$

Nachweis Abhebesicherung

$$F_{t,Ed,fi} = \max \left\{ \begin{matrix} F_{v,Ed,fi} \cdot \tan \theta \\ F_{v,Ed,fi} \end{matrix} \right\} = \max \left\{ \begin{matrix} 72,8 \cdot \tan(10,0^\circ) \\ 72,8 \end{matrix} \right\} = 12,8 \text{ kN}$$

Überprüfung der im Kaltzustand gewählten Anzahl von Tellerkopfschrauben für den Brandfall (3x Tellerkopfschraube Ø 8|160 mm, $l_g = l_{ef} = 100 \text{ mm}$)

Die Schraube wurde in ihrer Länge so gewählt, dass diese im Brandfall nicht aus der Brettsper Holzplatte herausragt.

$$f_{ax,k,fi} = k_{fi} \cdot 0,52 \cdot d^{-0,5} \cdot l_{ef}^{-0,1} \cdot \rho_k^{0,8} = 1,05 \cdot 0,52 \cdot 8,00^{-0,5} \cdot 100^{-0,1} \cdot 385^{0,8} = 14,3 \text{ N/mm}^2$$

$$k_d = \min \left\{ \frac{d}{8}, \frac{8,00}{8} \right\} = \min \left\{ \frac{8,00}{8} \right\} = 1,00$$

$$F_{ax,d,fi} = \min \left\{ \begin{matrix} f_{ax,k,fi} \cdot d \cdot l_{ef} \cdot k_d \\ 1,2 \cdot \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha \cdot k_{bmod,fi} \cdot \gamma_{M,Verb,fi} \end{matrix} \right\} \cdot A_s \cdot \frac{0,9 \cdot f_{u,k}}{\gamma_{M,fi}} = \min \left\{ \begin{matrix} 14,3 \cdot 8,00 \cdot 100 \cdot 1,00 \\ 1,2 \cdot \cos^2 90,0 + \sin^2 90,0 \cdot 1,00 \end{matrix} \right\} \cdot \frac{0,9 \cdot 950}{1,00} = 11,4 \text{ kN}$$

$$R_{ax,d,fi} = n \cdot F_{ax,d,fi} = 3 \cdot 11,4 = 34,2 \text{ kN}$$

Nachweis

$$\frac{F_{t,Ed,fi}}{R_{ax,d,fi}} = \frac{12,8}{34,2} = 0,37 < 1$$

[hbv:examples:clt_concrete_composite:fire](#) · 2025/03/31 15:24 · Alexandra Thiel · 0 Kommentare

[1] [↑](#), [↑](#), [↑](#), [↑](#), [↑](#), [↑](#), [↑](#), [↑](#), [↑](#), [↑](#), [↑](#), [↑](#) ONR CEN/TS 19103: Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten — Berechnung von Holz-Beton-Verbundbauteilen — Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau, Wien, 2022. [PDF](#)

[2] [↑](#) K. Rautenstrauch, et al., „Baupraktische Dimensionierung von Holz-Beton-Verbunddecken“, 6. Informationstag des IKI, Bauhaus-Universität Weimar, 2003.

[3] [↑](#), [↑](#), [↑](#) ON B 1995-1-1:2019: Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten – Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau. Nationale Festlegungen, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen zur ÖNORM EN 1995-1-1. Juni 2019. [PDF](#)

[4] [↑](#), [↑](#) ÖNORM EN 1992-1-1:2015, „Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau (konsolidierte Fassung)“, Austrian Standards Institute/Österreichisches Normungsinstitut (ON), Wien, 2015

[5] [↑](#) ÖNORM EN 1990:2013, „Eurocode - Grundlagen der Tragwerksplanung (konsolidierte Fassung)“, Austrian Standards Institute/Österreichisches Normungsinstitut (ON), Wien, 2013.

- [6] ↑, ↑, ↑ J. Schänzlin, „Zur Bemessung von Holz-Beton-Verbunddecken“, Hochschule Biberach 2019
- [7] ↑ Hamm et al., „Schwingungstechnische Optimierung von Holz- und Holz-Beton-Verbunddecken“, 2010
- [8] ↑ ON B 1995-1-2 Eurocode 5: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauten - Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Bemessung für den Brandfall. Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1995-1-2, nationale Erläuterungen und nationale Ergänzungen, Wien, September 2011. [PDF](#)
- [9] ↑ ÖNORM EN 1992-1-2:2019, „Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-2: Allgemeine Regeln - Tragwerksbemessung für den Brandfall“, Austrian Standards Institute/Österreichisches Normungsinstitut (ON), Wien, 2019
- [10] ↑ Schmid, J.; Klippel, M. & Frangi, A.: Brettsperrholz im Brandfall – Bauteilprüfung und Tragfähigkeitsberechnung, Tagungsband Karlsruher Tage 2016 – Holzbau, Forschung für die Praxis, 2016. [PDF](#)

From:

<https://bspwiki.at/> - **bspwiki.at**

Permanent link:

https://bspwiki.at/doku.php?id=hbv:examples:clt_concrete_composite

Last update: **2025/04/01 14:52**

