Beispiel Holz-Beton-Verbund Rippendecke

Angabe

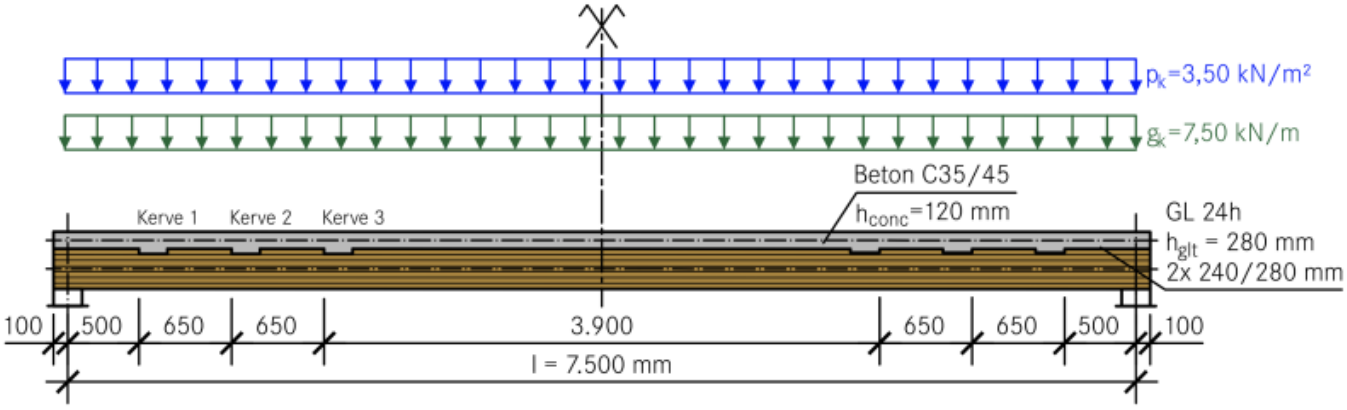


Abb. 1: Systemskizze

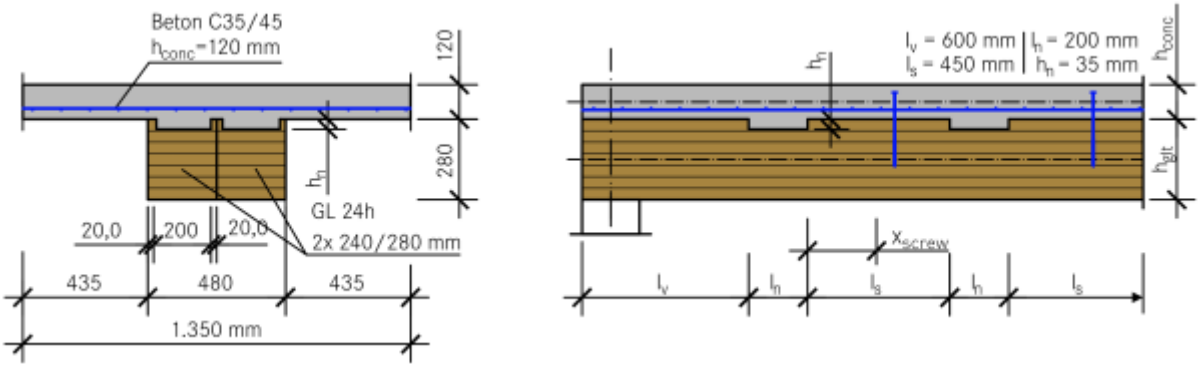


Abb. 2: Detail Auflager / Kervenausbildung

Einwirkungen	charakt. Wert der ständigen Einwirkung	Eigengewicht	$g_{1,k}$ = 4,80 kN/m^2
		Fußbodenaufbau	$g_{2,k}$ = 2,00 kN/m^2
	charakt. Wert der veränderl. Einwirkung	Nutzlast (inkl. Trennwandzuschlag)	p_k = 3,50 kN/m^2
Abmessungen und Aufbau	Spannweite	l = 7,50 m	
	Aufbau	BSH, h_{glt} = 280 mm (2 x 240/280 mm)	
		Beton h_{conc} = 120,0 mm	
		Bewehrung BST 550 AQ 50 (wird in der Berechnung der wirksamen Steifigkeiten vernachlässigt)	

Material	BSH	GL24h lt. EN 14080:2013 Fix Me! [1]	$f_{m,g,k}$ = 24,0 N/mm^2 $f_{c,0,g,k}$ = 24,0 N/mm^2 $f_{t,0,g,k}$ = 19,2 N/mm^2 $f_{v,g,k}$ = 2,5 N/mm^2 $E_{0,g,mean}$ = 11.500 N/mm^2
	Beton	C35/45	f_{ck} = 35,0 N/mm^2 E_{cm} = 34.000 N/mm^2 Grundzahl des Kriechens (Endkriechzahl): φ = 2,50 Endschwindmaß: $\varepsilon_{cs,t=\infty}$ = -0,35‰)
	Kervensteifigkeit lt. TS	K_{ser} = 1.500 kN/mm/m	
Nutzungsklasse	NKL 1		
KLED	"mittel"	k_{mod} = 0,80 k_{def} = 0,60	
Begrenzung der Durchbiegung	Anfangsdurchbiegung	$w_{inst,grenz}$ = l/300	
	Enddurchbiegung	$w_{net,fin,grenz}$ = l/250	
	Überhöhung	w_c = 0 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 Grundlagendokumente 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

Brettschichtholz (BSH)

$${f_{m,g,d}} = {k_{\bmod }} \cdot {{{f_{m,g,k}}} \over {{\gamma _M}}} = 0,80 \cdot {{24,0} \over {1,25}} = 15,4\;N/m{m^2}$$

$${f_\text{c,0,g,d}} = {k_{\bmod }} \cdot {{{f_\text{c,0,g,k}}} \over {{\gamma _\text{M}}}} = 0,80 \cdot {{24,0} \over {1,25}} = 15,4\text{ N/mm}^2$$

$${f_{t,0,g,d}} = {k_{\bmod }} \cdot {{{f_{t,0,g,k}}} \over {{\gamma _M}}} = 0,80 \cdot {{19,2} \over {1,25}} = 12,3\;N/m{m^2}$$

$${f_{v,g,d}} = {k_{\bmod }} \cdot {{{f_{v,g,k}}} \over {{\gamma _M}}} = 0,80 \cdot {{2,50} \over {1,25}} = 1,60\;N/m{m^2}$$

Beton

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

$${f_{cd}} = {\alpha _{cc}} \cdot {{{f_{ck}}} \over {{\gamma _c}}} = 1,00 \cdot {{35,0} \over {1,50}} = 23,3\;N/m{m^2}$$

Betonstahl

BST 550

$${f_{yd}} = {{{f_{yk}}} \over {{\gamma _s}}} = {{550} \over {1,15}} = 478\;N/m{m^2}$$

Einwirkungskombinationen

Einwirkungskombinationen für Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)

Berechnung Eigengewicht

$${g_{k,1}} = {\gamma _{conc}} \cdot {b_{conc}} \cdot {t_{conc}} + {\gamma _{glt}} \cdot {b_{glt}} \cdot {t_{glt}} = 25,0 \cdot 1,35 \cdot 0,120 + 5,50 \cdot 2 \cdot 0,240 \cdot 0,280 = 4,05 + 0,739 = 4,79 \approx 4,80\;kN/m$$

Umrechnung der Flächenlasten auf die Trägerbreite b_{sys} = 1,35 m

Ausbaulast:

$${g_{k,2}} = g_{_{k,2}} \cdot {b_{sys}} = 2,00 \cdot 1,35 = 2,70\;kN/m$$

Nutzlast:

$${q_k} = q_k \cdot {b_{sys}} = 3,50 \cdot 1,35 = 4,73\;kN/m$$

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

$${q_d}_{,t = 0} = \sum {{\gamma _{G,j}} \cdot {g_{k,j}}} + {\gamma _{Q,1}} \cdot {q_{k,1}} + \sum {{\gamma _{Q,i}} \cdot {q_{k,i}}} = 1,35 \cdot \left({4,80 + 2,70} \right) + 1,50 \cdot 4,73 = 17,2\;kN/m$$

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

Aufgrund des unterschiedlichen Kriechverhaltens des Betons, des Holzes und der Verbundmittel (Kerven) werden die Einwirkungen (Lasten) im Grenzzustand der Tragfähigkeit zum Zeitpunkt t = ∞ 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 = ∞ sowie der Spannungen aus

dem kurz wirkenden Lastanteil (nicht kriechwirksam, $q_{short,d}$) berechnet mit den Querschnittswerten zum Zeitpunkt t = 0.

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

quasi-ständiger Lastanteil

$${q_{perm,d}} = \sum {\left({{\gamma _{G,j}} \cdot {g_{k,j}}} \right)} + \sum {\left({{\gamma _{Q,i}} \cdot {\psi _{2,i}} \cdot {q_{k,i}}} \right)} = 1,35 \cdot \left({4,80 + 2,70} \right) + 1,50 \cdot 0,30 \cdot 4,73 = 12,3\;kN/m$$

kurzzeitiger Lastanteil

$${q_{short,d}} = \sum {\left({{\gamma _{Q,i}} \cdot \left({1 - {\psi _{2,i}}} \right) \cdot {q_{k,i}}} \right)} = 1,50 \cdot \left({1 - 0,30} \right) \cdot 4,73 = 4,97\;kN/m$$

Einwirkungskombinationen für Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

charakteristische Lastkombination

$${q_{Ed,rare}} = \sum {{g_{k,j}}} + \sum {{q_{k,i}}} = \left({4,80 + 2,70} \right) + 4,73 = 12,2\;kN/m$$

quasi-ständige Lastkombination

$${q_{Ed,perm}} = \sum {{g_{k,j}}} + \sum {\left({{\psi _{2.i}} \cdot {q_{k,i}}} \right)} = 4,80 + 2,70 + 0,3 \cdot 4,73 = 8,92\;kN/m$$

kurzzeitig wirkende Lastanteil

$${q_{Ed,short}} = \sum {\left({1 - {\psi _{2,i}}} \right) \cdot {q_{k,i}}} = \left({1 - 0,30} \right) \cdot 4,73 = 3,31\;kN/m$$

Baustatische Modellierung

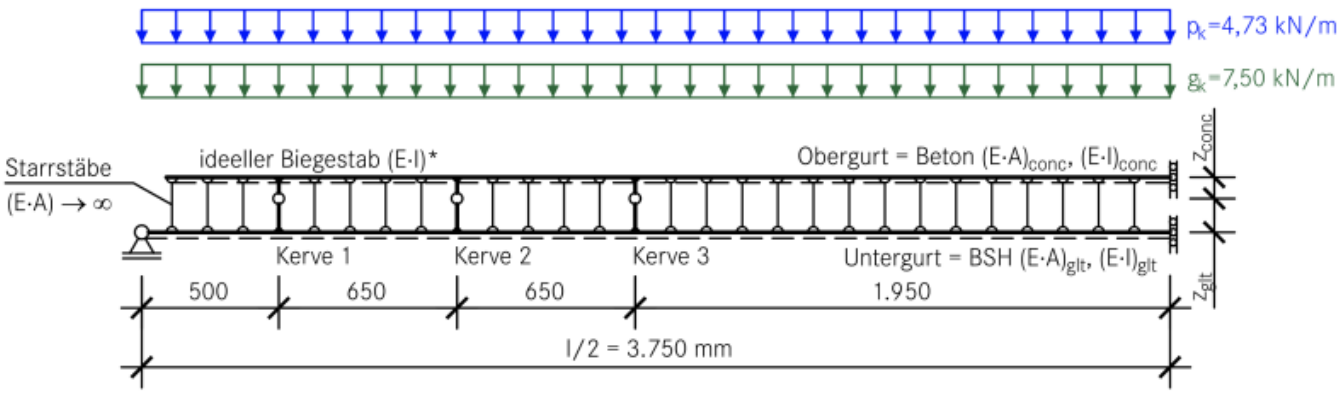


Abb. 3: Stabwerkmodell nach Rautenstrauch mit Einwirkung

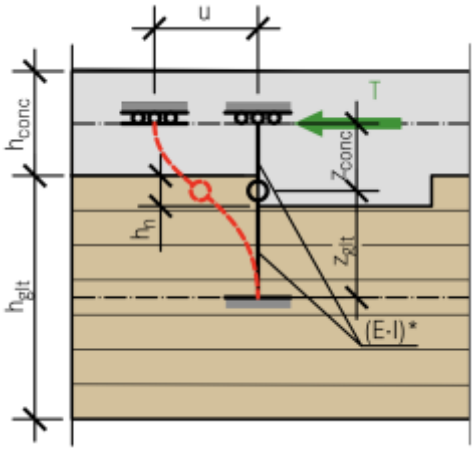


Abb. 4: Modellierung Kerve

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 $\varepsilon_{Beton} = -3{,}5$ ‰ angenommen, während auf der Höhe der Bewehrung von einer Dehnung im Stahl bzw. Beton von $\varepsilon_{Bew} \geq 2$ ‰ ausgegangen wird. Durch diese beiden, bei der Bemessung des Querschnitts angenommenen Dehnungen ergibt sich die in diesem Fall angenommene Krümmung zu:

$$\kappa = {{{\varepsilon _{Bew}} - {\varepsilon _{Beton}}} \over d}$$

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

$${\varepsilon _{\max ,Holz}} = {{{f_{m,k}}} \over {{E_{0,mean}}}}\overbrace = ^{C24}{{24,0\;N/m{m^2}} \over {11.500\;N/m{m^2}}} = 2,08\;‰$$

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 […].

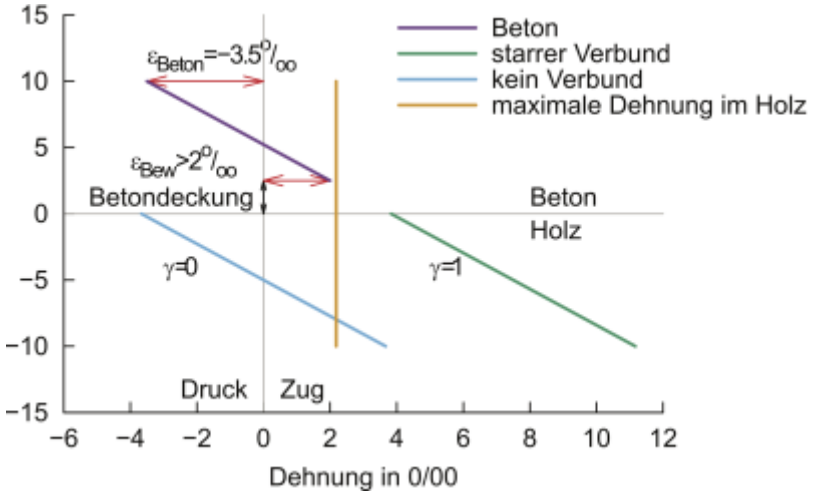


Abb. 5: Verlauf der Dehnung im Verbundquerschnitt [6]

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] Absch. 7.1.1 (7) und (8) dürfen für die Materialen 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.

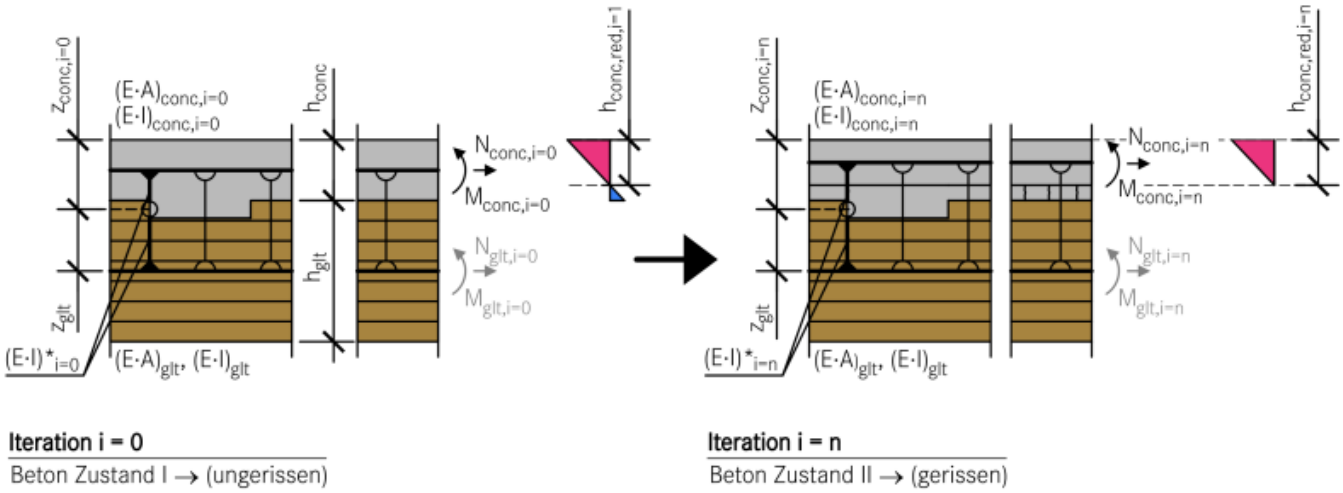


Abb. 6: Iteration

Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)

Berechnung mit den Anfangssteifigkeiten (zum Zeitpunkt t = 0)

Querschnittswerte der Brettschichtholzrippe

Bemessungswert des E-Moduls

$${E_{0,g,mean,d,t = 0}} = {{{E_{0,g,mean}}} \over {{\gamma _M}}} = {{11.500} \over {1,25}} = 9.200\;N/mm^2$$

Querschnittswerte

$${\left({E \cdot A} \right)_{glt,d,t = 0}} = {E_{0,g,mean,d,t = 0}} \cdot A = 9.200 \cdot 2 \cdot 240 \cdot 280 = 1,24 \cdot {10^9}\;N$$

$${\left({E \cdot {\rm I}} \right)_{glt,y,d,t = 0}} = {E_{0,g,mean,d,t = 0}} \cdot {{{b_{glt}} \cdot h_{glt}^3} \over {12}} = 9.200 \cdot 2 \cdot {{240 \cdot {{280}^3}} \over {12}} = 8,08 \cdot {10^{12}}\;Nm{m^2}$$

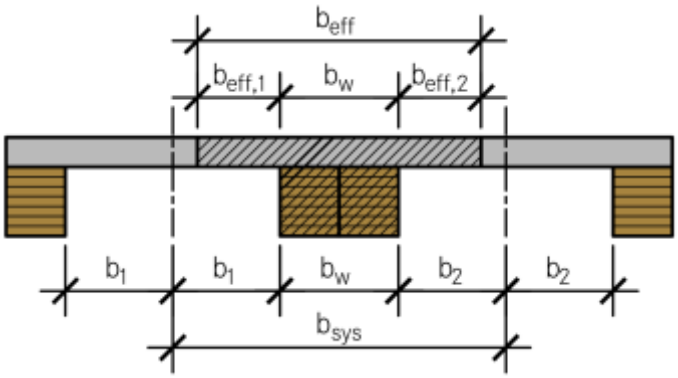
Querschnittswerte des Betonquerschnitts

Bemessungswert des E-Moduls

$${E_{conc,d,t = 0}} = {{{E_{cm}}} \over {{\gamma _c}}} = {{34.000} \over {1,50}} = 22.700\;N/m{m^2}$$

$${b_w} = 2 \cdot {b_{glt}} = 2 \cdot 240 = 480\;mm$$

Querschnittswerte (unter Vernachlässigung der Bewehrung in der Steifigkeitsberechnung)



$${b_{eff}} = \min \left\{ \matrix{ \sum {{b_{eff,i}} + {b_w}} \hfill \cr {b_{sys}} \hfill \cr} \right. = \min \left\{ \matrix{ 2 \cdot 0,837 + 2 \cdot 0,240 = 2,15 \hfill \cr 1,35 \hfill \cr} \right. = 1,35\;m$$

$$\eqalign{ & {b_{eff,i}} & = 0,2 \cdot {b_i} + 0,1 \cdot l \le 0,2 \cdot l \cr & {b_{eff,1}} & = {b_{eff,2}} = 0,2 \cdot 0,435 + 0,1 \cdot 7,50 = \underline {0,837\;m} < 0,2 \cdot 7,50 = 1,50\;m \cr} $$

$${\left({E \cdot A} \right)_{conc,d,t = 0}} = {E_{conc,d,t = 0}} \cdot {b_{eff}} \cdot {h_{conc}} = 22.700 \cdot 1.350 \cdot 120 = 3,68 \cdot {10^9}\;N$$

$${\left({E \cdot {\rm I}} \right)_{conc,d,t = 0}} = {E_{conc,d,t = 0}} \cdot {b_{eff}} \cdot {{h_{conc}^3} \over {12}} = 22.700 \cdot 1.350 \cdot {{{{120}^3}} \over {12}} = 4,41 \cdot {10^{12}}\;Nm{m^2}$$

ideelle Biegesteifigkeit einer Schubkonsole

Berechung der Kervensteifigkeit mit der Kervenbreite b_n = 2 \cdot 0,200 = 0,400 m

$${K_{u,d,t = 0}} = {K_{ser,d,t = 0}} = {{{K_{ser}}} \over {{\gamma _M}}} \cdot {b_n} = {{1.500} \over {1,25}} \cdot 0,400 = 480\;kN/mm$$

$${z_{conc}} = {{\left({{h_{conc}} + {h_n}} \right)} \over 2} = {{\left({120 + 35,0} \right)} \over 2} = 77,5\;mm$$

$${z_{glt}} = {{\left({{h_{glt}} - {h_n}} \right)} \over 2} = {{\left({280 - 35,0} \right)} \over 2} = 123\;mm$$

$$\left({E \cdot {\rm I}} \right)_{t = 0}^ * = {{{K_{u,d,t = 0}}} \over 3} \cdot \left({{z_{conc}}^3 + {z_{glt}}^3} \right) = {{480 \cdot {{10}^3}} \over 3} \cdot \left({{{77,5}^3} + {{123}^3}} \right) = 3,72 \cdot {10^{11}}\;Nm{m^2}$$

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 $q_{Ed,rare}$= 12,2 kN/m zur Ermittlung der Risstiefe, um damit die Umlagerung der Schnittkräfte vom Beton- auf den Brettschichtholzquerschnitt zu berücksichtigen.

Berechnung des 1. Iterationsschrittes (mit N_{conc} = -272 kN und M_{conc} = 11,0 kNm aus dem Stabwerksprogramm)

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

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

$$ \to z = - {{{N_{conc}} \cdot {{\left({E \cdot {\rm I}} \right)}_{conc,d,t = 0}}} \over {{M_{conc}} \cdot {{\left({E \cdot A} \right)}_{conc,d,t = 0}}}} = - {{ - 272 \cdot {{10}^3} \cdot 4,41 \cdot {{10}^{12}}} \over {11,0 \cdot {{10}^6} \cdot 3,68 \cdot {{10}^9}}} = 29,6\;mm$$

$${h_{conc,red}} = {{{h_{conc}}} \over 2} + z = {{120,0} \over 2} + 29,6 = 89,6\;mm$$

$${z_{conc,i = 1}} = {h_{conc}} + {{{h_n}} \over 2} - {{{h_{conc,red}}} \over 2} = 120,0 + {{35,0} \over 2} - {{89,6} \over 2} = 92,7\;mm$$

Berechnung der neuen Querschnittswerte der Betonplatte

$${\left({E \cdot A} \right)_{conc,d,t = 0}} = {E_{conc,d,t = 0}} \cdot {b_{eff}} \cdot {h_{conc,red}} = 22.700 \cdot 1.350 \cdot 89,6 = 2,75 \cdot {10^9}\;N$$

$${\left({E \cdot {\rm I}} \right)_{conc,d,t = 0}} = {E_{conc,d,t = 0}} \cdot {b_{eff}} \cdot {{h_{conc,red}^3} \over {12}} = 22.700 \cdot 1.350 \cdot {{{{89,6}^3}} \over {12}} = 1,84 \cdot {10^{12}}\;Nm{m^2}$$

ideelle Biegesteifigkeit einer Schubkonsole

$$\left({E \cdot {\rm I}} \right)_{t = 0}^ * = {{{K_{u,d,t = 0}}} \over 3} \cdot \left({{z_{conc}}^3 + {z_{glt}}^3} \right) = {{480 \cdot {{10}^3}} \over 3} \cdot \left({{{92,7}^3} + {{123}^3}} \right) = 4,25 \cdot {10^{11}}\;Nm{m^2}$$

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

Iteration #	h_{conc}	$(E \cdot I)_{conc,d,t=0}$	$(E \cdot A)_{conc,d,t=0}$	z_{conc}	z_{glt}	$z_{conc}+z_{glt}$	$(E \cdot I)^*$
	[mm]	[Nmm²]	[N]	[mm]	[mm]	[mm]	[Nmm²]
0	120,0	4,41E+12	3,68E+09	77,5	123	201	3,72E+11
1	89,6	1,84E+12	2,75E+09	92,7		216	4,25E+11
2	82,4	1,43E+12	2,53E+09	96,3		219	4,41E+11
3	81,4	1,37E+12	2,49E+09	96,8		220	4,43E+11

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

Iteration #	Zustand Beton	N_{conc}	M_{conc}	N_{glt}	M_{glt}	Kerve 1	Kerve 2	Kerve 3	$h_{conc,red}$
		[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]	[mm]
0	ZI	-273	11,0	273	20,1	108	86,4	77,3	89,6
1	ZII	-275	4,90	275	21,5	110	85,9	78,6	82,4
2		-274	3,86	274	21,9	110	85,4	78,5	81,3
3		-274	3,70	274	21,9	110	85,2	78,4	81,4

Kontrolle Dekompression

Aus dem 3. Iterationsschritt ergibt sich eine reduzierte überdrückte Betonhöhe von $h_{conc,red}$ = 81,4 mm. Die Kontrolle der Dekompression wird über die Berechnung der Normalspannungen in der Faser z_i = $h_{conc,red}$ / 2 = 81,4 / 2 mm = 40,7 mm geführt.

$$\sigma = \left[{{{{N_{conc}}} \over {{{\left({E \cdot A} \right)}_{conc,d,t = 0}}}} + {{{M_{conc}}} \over {{{\left({E \cdot {\rm I}} \right)}_{conc,d,t = 0}}}} \cdot z} \right] \cdot {E_{conc,d,t = 0}}= \left[{{{ - 274 \cdot {{10}^3}} \over {2,49 \cdot {{10}^9}}} + {{3,70 \cdot {{10}^6}} \over {1,37 \cdot {{10}^{12}}}}} \cdot {{81,4} \over 2}} \right] \cdot 22.700 = - 2,50 + 2,50 \approx 0\;N/m{m^2}$$

Als Vereinfachung im Berechnungsbeispiel wird die iterierte reduzierte Betonhöhe $h_{conc,red}$ 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 a und t = ∞ 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 $q_{d,t=0}$ = 17,2 kN/m (Nachweis ULS t = 0)

Hinweis: Ermittlung der Schnittkräfte aus der Iteration 3 vom charakteristischen ($q_{Ed,rare}$) Lastniveau auf jenes der Grundkombination ($q_{d,t=0}$):

$N_{glt,d} = - N_{conc,d} = N_{glt} \cdot q_d / q_{Ed,rare} = 274 \cdot 17,2 / 12,2 = 386$ kN

$M_{conc,d} = M_{conc} \cdot q_d / q_{Ed,rare} = 3,70 \cdot 17,2 / 12,2 = 5,22$ kNm

$M_{glt,d} = M_{glt} \cdot q_d / q_{Ed,rare} = 21,9 \cdot 17,2 / 12,2 = 30,9$ kNm

$N_{Kerve1,d} = N_{Kerve1} \cdot q_d / q_{Ed,rare} = 110 \cdot 17,2 / 12,2 = 155$ kN

$N_{Kerve2,d} = N_{Kerve2} \cdot q_d / q_{Ed,rare} = 85,2 \cdot 17,2 / 12,2 = 120$ kN

$N_{Kerve3,d} = N_{Kerve3} \cdot q_d / q_{Ed,rare} = 78,4 \cdot 17,2 / 12,2 = 111$ kN

	Grundkombination mit $q_{d,t=0}$ = 17,2 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/mm²]**	**[kN]**	**[N]**	**[N/mm²]**	**[kNm]**	**[Nmm²]**	**[mm]**	**[N/mm²]**	**[N/mm²]**
0	22.700	-386	2,49E+09	-3,52	5,22	1,37E+12	-40,7	-3,52	-7,04
81,4	22.700						40,7	3,52	0,0
120	9.200	386	1,24E+09	2,86	30,9	8,08E+12	-140	-4,93	-2,06
400	9.200						140	4,93	7,79

Schnittkräfte und Spannungen für die quasi-ständige Kombination $q_{qu-st,d}$ = 12,3 kN/m und kurzzeitigen Lastanteil $q_{short,d}$ = 4,97 kN/m

Ermittlung der Spannungen von der Grundkombination auf die quasi-ständige Kombination $q_{perm,d}$ = 12,3 kN/m und kurzzeitigen Lastanteil $q_{short,d}$ = 4,97 kN/m mit den Querschnittswerten zum Zeitpunkt t = 0:

	quasi-ständige Komination $q_{perm,d}$ = 12,3 kN/m (Nachweis ULS t = 3-7 a)			**kurzzeitigen Lastanteil $q_{short,d}$ = 4,97 kN/m (Nachweis ULS t = ∞)**		
Faser	**σ_N**	**σ_M**	**$\sigma_N+\sigma_M$**	**σ_N**	**σ_M**	**$\sigma_N+\sigma_M$**
[mm]	**[N/mm²]**	**[N/mm²]**	**[N/mm²]**	**[N/mm²]**	**[N/mm²]**	**[N/mm²]**
0	-2,52	-2,52	-5,04	-1,02	-1,02	-2,04
81,4		2,52	0,0		1,02	0,0
120	2,05	-3,52	-1,47	0,831	-1,42	-0,589
400		3,52	5,57		1,42	2,25

Ermittlung der Kervenkräfte für den kurzzeitigen Lastanteil $q_{short,d}$ = 4,97 kN/m (Nachweis Kerve ULS t = ∞)

$N_{Kerve1,d} = N_{Kerve1} \cdot q_{short,d} / q_{Ed,rare} = 155 \cdot 4,97 / 17,2 = 44,8$ kN

$N_{Kerve2,d} = N_{Kerve2} \cdot q_{short,d} / q_{Ed,rare} = 120 \cdot 4,97 / 17,2 = 34,7$ kN

$N_{Kerve3,d} = N_{Kerve3} \cdot q_{short,d} / q_{Ed,rare} = 111 \cdot 4,97 / 17,2 = 32,1$ kN

Schnittkräfte mit Querschnittswerten zum Zeitpunkt t = ∞

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

$${\gamma _1} = {{{{\left({E \cdot A} \right)}_{glt,d,t = 0}} \cdot {{\left({E \cdot {\rm I}} \right)}_{glt,d,t = 0}} \cdot {N_{glt}}} \over {{{\left({E \cdot A} \right)}_{conc,d,t = 0}} \cdot \left[{{{\left({E \cdot A} \right)}_{glt,d,t = 0}} \cdot {M_{glt}} \cdot \left({{z_{conc}} + {z_{glt}}} \right) - {{\left({E \cdot {\rm I}} \right)}_{glt,d,t = 0}} \cdot {N_{glt}}} \right]}}$$

$$ = {{1,24 \cdot {{10}^9} \cdot 8,08 \cdot {{10}^{12}} \cdot 274 \cdot {{10}^3}} \over {2,49 \cdot {{10}^9} \cdot \left[{1,24 \cdot {{10}^9} \cdot 21,9 \cdot {{10}^6} \cdot \left({96,8 + 123} \right) - 8,08 \cdot {{10}^{12}} \cdot 274 \cdot {{10}^3}} \right]}} = 0,294$$

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 $k_{def} = 0,60$

$${\psi _{conc}} = 2,0 - 0,5 \cdot {\gamma _1}^{1,9} = 2,0 - 0,5 \cdot {0,294^{1,9}} = 1,95$$

Tab. 3: Steifigkeiten und Verschiebungsmodul zum Zeitpunkt t = ∞

	BSH	**Beton**	**Kerve**
t=0	$E_{glt,0,mean,d,t=0} = 9.200$ N/mm²	$E_{cm,d,t=0} = 22.700$ N/mm²	$K_{u,d,t=0} = K_{ser,d,t=0} = 480$ kN/mm/m
Beiwerte	$\psi_{clt} = 1,00$	$\psi_{conc} = 1,95$	$\psi_{conn} = 1,00$
Langzeit	$k_{def} = 0,60$	$\varphi_0 = 2,50$	$k_{def}' = 2 \cdot k_{def} = 2 \cdot 0,60 = 1,20$
t=∞	${E_{glt,0,mean,d,t = \infty }} = {{{E_{glt,0,mean,d,t = 0}}} \over {1 + {\psi _{clt}} \cdot {k_{{\mathop{\rm de}\nolimits} f}}}}$ $ = {{9.200} \over {\underbrace {1 + 1,00 \cdot 0,60}_{1,60}}} = 5.750\;N/m{m^2}$	${E_{conc,d,t = \infty }} = {{{E_{conc,d,t = 0}}} \over {1 + {\psi _{conc}} \cdot {\varphi _0}}} = $ $ = {{22.700} \over {\underbrace {1 + 1,95 \cdot 2,50}_{ = 5,88}}} = 3.860\;N/m{m^2}$	${K_{u,d,t = \infty }} = {K_{ser,d,t = \infty }} = {{{K_{ser,d,t = 0}}} \over {1 + {\psi _{conn}} \cdot {k_{def}'}}} = $ $ = {{480} \over {\underbrace {1 + 1,00 \cdot 1,20}_{2,20}}} = 218\;kN/mm/m$

Ermittlung der Schnittkräfte mit den Querschnittswerten zum Zeitpunkt t = ∞

Querschnittswerte der Brettschichtholzrippe

$${\left({E \cdot A} \right)_{glt,d,t = \infty }} = {E_{0,g,mean,d,t = \infty }} \cdot A = 5.750 \cdot 2 \cdot 240 \cdot 280 = 7,73 \cdot {10^8}\;N$$

$${\left({E \cdot {\rm I}} \right)_{glt,d,t = \infty }} = {E_{0,g,mean,d,t = \infty }} \cdot

$${{b_{glt}} \cdot h_{glt}^3} \over {12}} = 5.750 \cdot 2 \cdot 240 \cdot 280 = 5,05 \cdot {10^{12}}\;Nmm^2$$

Querschnittswerte des Betonquerschnitts (im Zustand II) zum Zeitpunkt t = ∞ mit $h_{conc,red,t=0}$ = 81,4 mm unter Vernachlässigung der Bewehrung

$${\left({E \cdot A} \right)_{conc,d,t = \infty }} = {E_{conc,d,t = \infty }} \cdot {b_{eff}} \cdot {h_{conc,red,t = 0}} = 3.860 \cdot 1.350 \cdot 81,4 = 4,24 \cdot {10^8}\;N$$

$${\left({E \cdot {\rm I}} \right)_{conc,d,t = \infty }} = {E_{conc,d,t = \infty }} \cdot {b_{eff}} \cdot {{h_{conc,red,t = 0}^3} \over {12}} = 3.860 \cdot 1.350 \cdot {{{{81,4}^3}} \over {12}} = 2,34 \cdot {10^{11}}\;Nm{m^2}$$

Ermittlung der ideellen Biegesteifigkeit einer Schubkonsole

$$\left({E \cdot {\rm I}} \right)_{d,t = \infty }^ * = {{{K_{u,d,t = \infty }}} \over 3} \cdot \left({{z_{conc}}^3 + {z_{glt}}^3} \right) = {{218 \cdot {{10}^3}} \over 3} \cdot \left({{{96,8}^3} + {{123}^3}} \right) = 2,01 \cdot {10^{11}}\;Nm{m^2}$$

$${z_{conc}} + {z_{glt}} = 123 + 96,8 = 220\;mm$$

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

Schnittkräfte berechnet mit Hilfe eines Stabwerksprogrammes ($q_{perm,d}$ = 12,2 kN/m)

$N_{glt,d}$ = - $N_{conc,d}$ = 240 kN

$M_{conc,d}$ = 1,25 kNm

$M_{glt,d}$ = 31,8 kNm

$N_{Kerve1,d}$ = 95,7 kN

$N_{Kerve2,d}$ = 75,5 kN

$N_{Kerve3,d}$ = 68,3 kN

Faser	E_i	N_d	E·A	σ_N	M_d	E·I	z_i	σ_M	$\sigma_N+\sigma_M$
[mm]	[N/mm²]	[kN]	[N]	[N/mm²]	[kNm]	[Nmm²]	[mm]	[N/mm²]	[N/mm²]
0	3.860	-240	4,24E+08	-2,18	1,25	2,34E+11	-40,7	-0,839	-3,02
81,4	3.860						40,7	0,839	-1,34
120	6.000	240	7,73E+08	1,79	31,8	5,05E+12	-140	-5,07	-3,28
400	6.000						140	5,07	6,86

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

Bemessungswert der effektiven Schwinddehnung

$${\varepsilon _{ef,conc,d}}\left({t = \infty } \right) = {\gamma _{SH}} \cdot 0,9 \cdot {\varepsilon _{cs,t = \infty }} = 1,35 \cdot 0,9 \cdot \left({ - 0,350} \right) = - 0,425\;‰$$

Schnittkräfte berechnet mit Hilfe eines Stabwerkprogrammes

$N_{glt,d}$ = - $N_{conc,d}$ = -32,5 kN

$M_{conc,d}$ = 0,270 kNm

$M_{glt,d}$ = 6,88 kNm

$N_{Kerve1,d}$ = -22,9 kN

$N_{Kerve2,d}$ = -7,11 kN

$N_{Kerve3,d}$ = -2,45 kN

Faser	**E_i**	**N_d**	**E·A**	**σ_N**	**M_d**	**E·I**	**z_i**	**σ_M**	**$\sigma_N+\sigma_M$**
[mm]	**[N/mm²]**	**[kN]**	**[N]**	**[N/mm²]**	**[kNm]**	**[Nmm²]**	**[mm]**	**[N/mm²]**	**[N/mm²]**
0	3.860	32,5	4,24E+08	0,296	0,270	2,34E+11	-40,7	-0,181	0,115
81,4	3.860						40,7	0,181	0,477
120	5.750	-32,5	7,73E+08	-0,242	6,88	5,05E+12	-140	-1,10	-1,34
400	5.750						140	1,10	0,858

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 = ∞, 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 = ∞ 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

$${\eta _{glt,perm,d,t = 0}} = {{{\sigma _{glt,t,d;\,t = 0}}} \over {{f_{\,glt,t,0,d}}}} + {{{\sigma _{glt,m,d;\,t = 0}}} \over {{f_{\,glt,m,d}}}} = {{2,05} \over {12,3}} + {{3,52} \over {15,4}} = 0,167 + 0,229 = 0,396$$

- für den kurzzeitig wirkenden Anteil der Einwirkungskombination

$${\eta _{glt,short,d,t = 0}} = {{{\sigma _{glt,t,d;\,t = 0}}} \over {{f_{\,glt,t,0,d}}}} + {{{\sigma _{glt,m,d;\,t = 0}}} \over {{f_{\,glt,m,d}}}} = {{0,831} \over {12,3}} + {{1,42} \over {15,4}} = 0,0676 + 0,0922 = 0,160$$

zum Zeitpunkt t = ∞

- für die quasi-ständige Einwirkungskombination

$${\eta _{glt,perm,d,t = \infty }} = {{{\sigma _{glt,t,d,\,t = \infty }}} \over {{f_{\,glt,t,0,d}}}} + {{{\sigma _{glt,m,d,t = \infty }}} \over {{f_{\,glt,m,d}}}} = {{1,79} \over {12,3}} + {{5,07} \over {15,4}} = 0,146 + 0,329 = 0,475$$

→ ist der Spannungsnachweis für das BSH 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

$$1,25 \cdot {\eta _{glt,perm,d;t = 0}} + {\eta _{glt,short,d;t = 0}} = 1,25 \cdot 0,396 + 0,160 = 0,66 < 1$$

t=∞

$$1,25 \cdot {\eta _{glt,perm,d;t = \infty }} + {\eta _{glt,short,d;t = 0}} = 1,25 \cdot 0,475 + 0,160 = 0,75 < 1$$

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

Zusammenfassung der Spannungen und Kervenkräfte

Tab. 4: Zusammenfassung der Spannungen zu den Zeitpunkten t = 0 und t = ∞

Spg.	Faser	zum Zeitpunkt t = 0			Endwert der Spannungsverteilung gemäß TS/CEN 19103, Absch. 4.2 [1]								
		aus $q_{d,t=0}$		Summe	aus $q_{short,d,t=0}$		aus $q_{perm,d,t=\infty}$		aus $\varepsilon_{ef,conc,d,t=\infty}$		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/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]
$\sigma_{conc,o,d}$	0	-3,52	-3,52	**-7,04**	-1,02	-1,02	-2,18	-0,839	0,296	-0,181	-2,90	-2,04	**-4,94**
$\sigma_{conc,u,d}$	81,4		3,52	**0,00**		1,02		0,839		0,181		2,04	**-0,864**
$\sigma_{glt,o,d}$	120	2,86	-4,93	**-2,06**	0,831	-1,42	1,79	-5,07	-0,242	-1,10	**2,38**	-7,59	**-5,21**
$\sigma_{glt,u,d}$	400		4,93	**7,79**		1,42		5,07		1,10		**7,59**	**9,97**

Tab. 5: Kräfte in den Kerven

Kerve	zum Zeitpunkt t = 0	Endwert der Kervenkräfte nach TS/CEN 19103, Absch. 4.2 [1]			
	aus $q_{d,t=0}$	aus $q_{short,d,t=0}$	aus $q_{perm,d,t=\infty}$	aus $\varepsilon_{ef,conc,d,t=\infty}$	Summe
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
$N_{Kerve,1}$	**155**	44,8	95,7	-22,9	**118**
$N_{Kerve,2}$	**120**	34,7	75,5	-7,11	**103**
$N_{Kerve,3}$	**111**	32,1	68,3	-2,45	**98,0**

Nachweisführungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS)

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

Nachweise Brettschichtholz

Normalspannungsnachweis

maßgebender Nachweis: Zeitpunkt t = ∞

$${{{\sigma _{t,g,0,d}}} \over {{f_{\,t,g,0,d}}}} + {{{\sigma _{m,g,d}}} \over {{f_{\,m,g,d}}}} = {{2,38} \over {12,3}} + {{7,59} \over {15,4}} = 0,193 + 0,493 = 0,69 < 1$$

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 BSH-Rippe abgetragen wird.

Bemessungswert der Einwirkung

$${V_{clt,d}} = {q_d} \cdot {l \over 2} = 17,2 \cdot {{7,50} \over 2} = 64,5\;kN$$

Schubspannungen

$${\tau _{glt,d}} = 1,5 \cdot {{{V_{A,d}}} \over {{A_{glt}}}} = 1,5 \cdot {{64,5 \cdot {{10}^3}} \over {2 \cdot 240 \cdot 280}} = 0,720\;N/m{m^2}$$

Nachweis

$${{{\tau _{glt,d}}} \over {{f_{\,v,g,d}}}} = {{0,720} \over {1,60}} = 0,45 < 1$$

Nachweis Beton

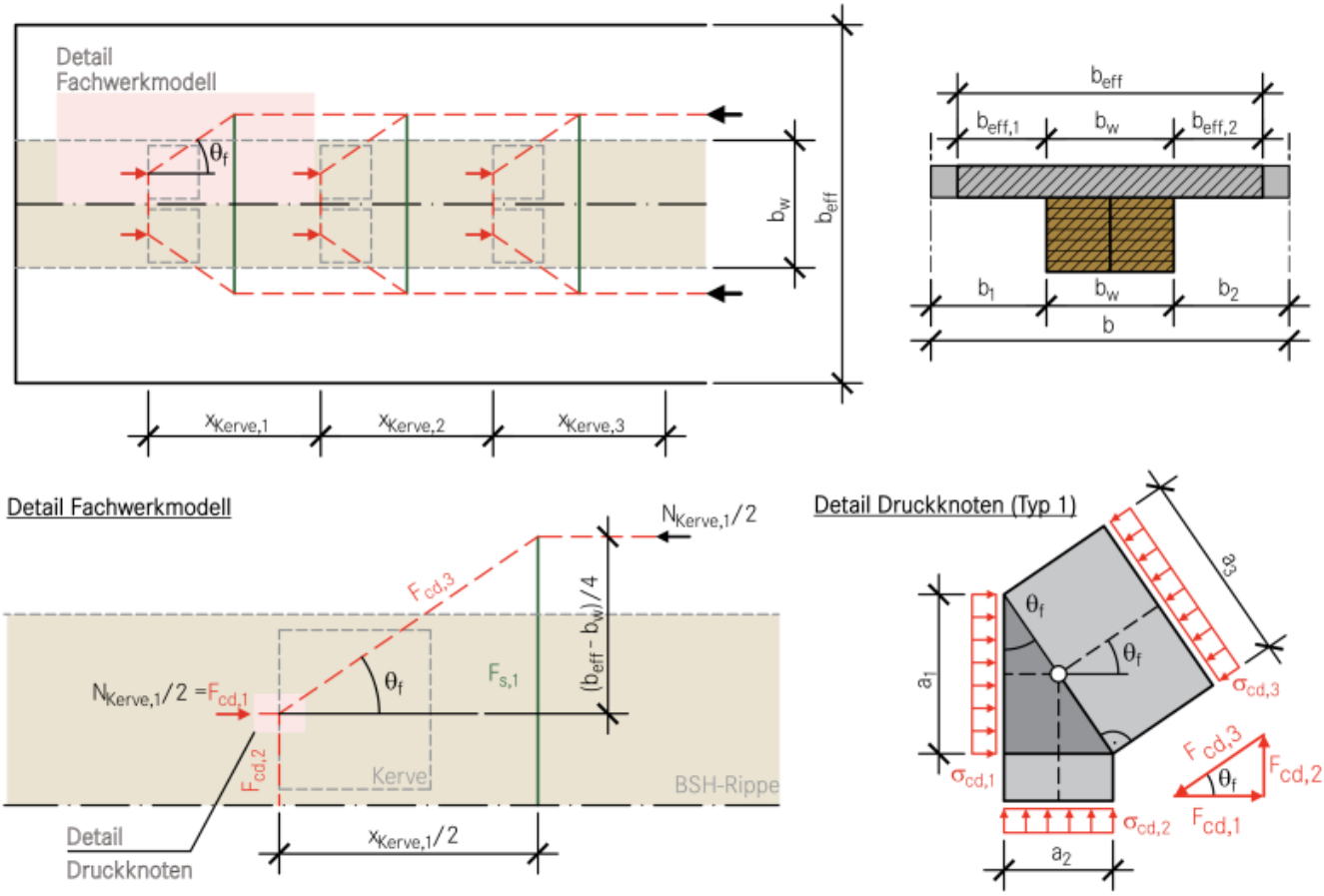
Nachweis der Betondruckspannung in Feldmitte

maßgebender Nachweis: Zeitpunkt t = 0

$${{{\sigma _{conc,o,d,t = 0}}} \over {{f_{\,cd}}}} = {{\left| { - 7,04} \right|} \over {23,3}} = 0,30 < 1$$

Nachweis Druckgurtanschluss (Typ 1) nach ÖNORM EN 1992-1-1:2015 [3]

maßgebender Nachweis: Kerve 1 zum Zeitpunkt t = 0



Berechnung Druckstrebenwinkel Kerve 1

$$\tan \left({{\theta _f}} \right) = \left({{{{{{b_{eff}}} \over 4} - {{{b_w}} \over 4}} \over {{{{x_{Kerve}}} \over 2}}}} \right) = \left({{{{b_{eff}} - {b_w}} \over {2 \cdot {x_{Kerve}}}}} \right) = \left({{{1.350 - 480} \over {2 \cdot 650}}} \right) = 0,669\; \to \;{\theta _f} = 33,8^\circ$$

Grenzen Druckstrebenwinkel

$$26,5°<\theta_f = 33,8 < 45,0^\circ $$

Versagen der Druckstreben

Hydrostatischer Spannungszustand (Druckknoten Typ 1)

$${\sigma _{cd}} = {\sigma _{cd,1}} = {\sigma _{cd,2}} = {\sigma _{cd,3}}$$

Annahme: Höhe der Druckstrebe bleibt ungerissen und entspicht der Höhe des Betonquerschnittes h_{conc} = 120 mm

$${F_{cd,1}} = {{{N_{Kerve,1}}} \over 2}$$

$${\sigma _{cd}} = {\sigma _{cd,1}} = {{{F_{cd,1}}} \over {{a_1} \cdot b}} = {{{N_{Kerve,1}}} \over {2 \cdot {a_1} \cdot {h_{conc}}}} = {{155 \cdot {{10}^3}} \over {2 \cdot 200 \cdot 120}} = 3,23\;N/m{m^2}$$

Bemessungswert der Festigkeit von Betonstreben mit Querzug (vgl. ÖNORM EN 1992-1-1:2015 Gl. (6.56) [3] & ÖNORM 8 1992-1-1 :2011 Abschnitt 9.5.2 [9] 🔧 Fix Me!)

$${\sigma _{Rd}} = \nu ' \cdot {f_{cd}} = {k_1} \cdot \left({1 - {{{f_{ck}}} \over {250}}} \right) \cdot {f_{cd}} = 0,60 \cdot \left({1 - {{35,0} \over {250}}} \right) \cdot 23,3 = 12,0\;N/m{m^2}$$

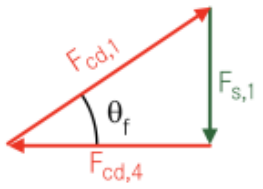
Nachweis

$${{{\sigma _{cd}}} \over {{\sigma _{Rd}}}} = {{3,23} \over {12,0}} = 0,27 < 1$$

Versagen der Zugstrebe (Querbewehrung)

$${F_{s,1}} = {{{N_{Kerve,1}}} \over 2} \cdot \tan \left({{\theta _f}} \right) = {{155} \over 2} \cdot 0,669 = 51,8\;kN$$

$${a_{sf,1}} = {{{F_{s,1}}} \over {{x_{Kerve,1}} \cdot {f_{yd}}}} = {{51,8 \cdot {{10}^3}} \over {0,650 \cdot 478}} \cdot {10^{ - 2}} = 1,67\;c{m^2}/m < {a_{sf,prov}} = 1,96\;c{m^2}/m\;\left({AQ\;50} \right)$$



Nachweis Verbindung (Kerve)

Bemessungswert der Einwirkung

$${F_{v,Ed}} = \max \;{N_{Kerve1,d;t = 0}} = 155\;kN$$

Berechnung der minimalen und maximalen Druckstrebenneigung

$$\min \;\Theta = \max \left\{ {\matrix{ {\arctan \left({{{0,5 \cdot \left({{h_{conc}} + {h_n}} \right)} \over {{l_n} + {l_s}}}} \right)} \hfill \cr {\arctan \left({{{{h_n}} \over {{l_n}}}} \right)} \hfill \cr } } \right. = \max \left\{ {\matrix{ {\arctan \left({{{0,5 \cdot \left({120 + 35,0} \right)} \over {200 + 250}}} \right) = 6,80^\circ } \hfill \cr {\arctan \left({{{35,0} \over {200}}} \right) = 9,93^\circ } \hfill \cr } } \right. = 9,93^\circ $$

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

Bestimmung der Druckstrebenneigung bis zur Abhebesicherung (mit x_{screw} = 240 mm)

$$\Theta = \arctan \left({{{0,5 \cdot \left({{h_{conc}} + {h_n}} \right)} \over {{l_n} + {x_{screw}}}}} \right) = \arctan \left({{{0,5 \cdot \left({120 + 35,0} \right)} \over {200 + 240}}} \right) = 9,99^\circ $$

gewählt: Θ = 10,0°

Versagensmodi der Kerve

a) Schubversagen Beton

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

$${f_{\,vcd}} = {{\nu \cdot {f_{\,cd}}} \over {\cot \theta + \tan \theta }} = {{0,516 \cdot 23,3} \over {\cot \left({10,0} \right) + \tan \left({10,0} \right)}} = 2,06\;N/m{m^2}$$

$${F_{Rd;\,a}} = {f_{\,vcd}} \cdot {b_n} \cdot {l_n} = 2,06 \cdot 2 \cdot 200 \cdot 200 = 165.000\;N = 165\;kN$$

b) Druckversagen Beton

$${F_{Rd;\,b}} = {f_{\,cd}} \cdot {b_n} \cdot {h_n} = 23,3 \cdot 2 \cdot 200 \cdot 35,0 = 326.000\;N = 326\;kN$$

c) Schubversagen BSH

$${l_{v,a,calc}} \le 8 \cdot {h_n} = 8 \cdot 35,0 = \underline {280\;mm} < \min \;{l_{v,a}} = 600\;mm$$

$${F_{Rd;\,c}} = {k_{cr}} \cdot {f_{v,g,d}} \cdot {b_n} \cdot {l_{v,a,calc}} = 1,00 \cdot 1,60 \cdot 2 \cdot 200 \cdot 280 = 179.200\;N = 179\;kN$$

d) Druckversagen BSH

$${F_{Rd;\,d}} = {f_{c,0,g,d}} \cdot {b_n} \cdot {h_n} = 15,4 \cdot 2 \cdot 200 \cdot 35,0 = 215.600\;N = 216\;kN$$

Zusammenfassung der Tragfähigkeiten für die jeweiligen Versagensmodi

$${F_{Rd}} = \min \left\{ {\matrix{ {{F_{Rd;\,a}}} \cr {{F_{Rd;\,b}}} \cr {{F_{Rd;\,c}}} \cr {{F_{Rd;\,d}}} \cr } } \right. = \min \left\{ {\matrix{ {165\;kN} \cr {326\;kN} \cr {179\;kN} \cr {216\;kN} \cr } } \right. = 165\;kN$$

Nachweis der Tragfähigkeit der Kerve

$${{{F_{v,Ed}}} \over {{F_{Rd}}}} = {{155} \over {165}} = 0,94 < 1$$

Nachweis der Abhebesicherung

$${F_{t,Ed}} = \max \left\{ {\matrix{ {{F_{v,Ed}} \cdot \tan \theta } \hfill \cr {0,1 \cdot {F_{v,Ed}}} \hfill \cr } } \right. = \max \left\{ {\matrix{ {155 \cdot \tan \left({10,0} \right) = 27,3\;kN} \hfill \cr {0,1 \cdot 155 = 15,5\;kN} \hfill \cr } = 27,3\;kN} \right.$$

gewählt: Tellerkopfschraube Ø 8 | 260 mm, $l_g = l_{ef}$ = 100 mm

Tragfähigkeit einer Schraube auf Herausziehen

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

$${k_d} = \min \left\{ {{d \over \matrix{ 8 \hfill \cr 1 \hfill \cr} }} \right. = \min \left\{ {{{8,00} \over \matrix{ 8 \hfill \cr 1 \hfill \cr} } = 1,00} \right. = 1,00$$

$${F_{ax,Rd}} = \min \left\{ {\matrix{ {{{{f_{ax,k}} \cdot d \cdot {l_{ef}} \cdot {k_d}} \over {1,2 \cdot {{\cos }^2}\alpha + {{\sin }^2}\alpha }} \cdot {{{k_{\bmod }}} \over {{\gamma _{M,Verb}}}}} \hfill \cr {{A_s} \cdot {{0,9 \cdot {f_{u,k}}} \over {{\gamma _{M\;2}}}}} \hfill \cr } } \right. = \min \left\{ {\matrix{ {{{13,6 \cdot 8,00 \cdot 100 \cdot 1,00} \over {1,2 \cdot {{\cos }^2}90,0 + {{\sin }^2}90}} \cdot {{0,80} \over {1,30}}} \hfill \cr {{{{{\left({0,65 \cdot 8,00} \right)}^2} \cdot \pi } \over 4} \cdot {{0,9 \cdot 950} \over {1,25}}} \hfill \cr } } \right. = \min \left\{ {\matrix{ {6.695\;N} \hfill \cr {14.526\;N} \hfill \cr } } \right. = 6,70\;kN$$

Berechnung der Schraubenanzahl

$${F_{t,Ed}} \le {R_{ax,d}} = {n^{0,9}} \cdot {F_{ax,d}}$$

$$ \to n = {\left({{{{F_{t,Ed}}} \over {{F_{ax,d}}}}} \right)^{\,{1 \over {0,9}}}} = {\left({{{27,3} \over {6,70}}} \right)^{1,11}} = 4,8\;Stk$$

gewählt: 6 x Tellerkopfschraube Ø 8 | 260, l_g = 100 mm

Festlegung und Überprüfung der Randabstände:

Mindest-Schraubenabstand rechtwinklig zu einer parallel zur Faserrichtung und Schraubenachse liegenden Ebene:

$a_{2,req} = 5 \cdot d = 5 \cdot 8 = 40,0$ mm < $a_{2,prov} = 50,0$ mm

Mindestrandabstand des Schwerpunkts des Schraubengewindes im Bauteil:

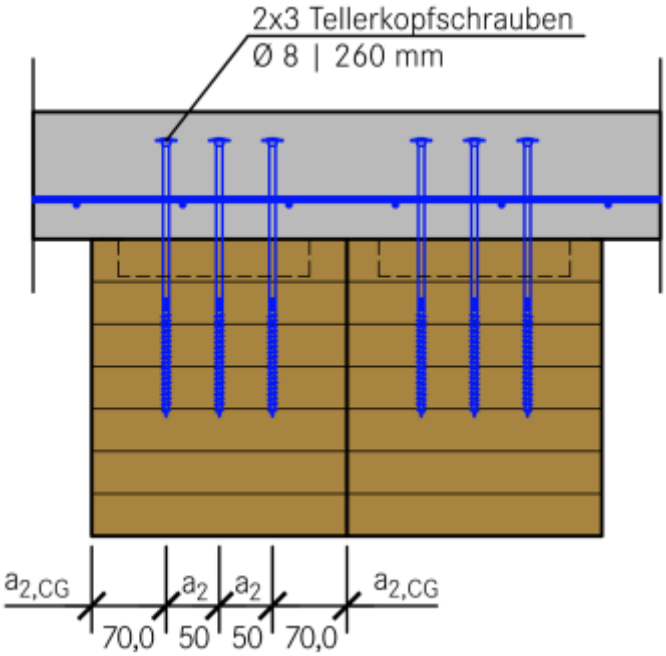
$a_{2,CG,req} = 4 \cdot d = 4 \cdot 8 = 32,0$ mm < $a_{2,CG,prov} = 70,0$ mm

Überprüfung der erforderlichen Rippenbreite

$b_{Rippe,req} = 2 \cdot a_{2,CG} + (n - 1) \cdot a_2 = 2 \cdot 4 \cdot d + (n - 1) \cdot 5 \cdot d = 2 \cdot 4 \cdot 8,00 + (3 - 1) \cdot 5 \cdot 8,00 = 144$ mm

$b_{Rippe,prov} = 2 \cdot a_{2,CG,prov} + (n - 1) \cdot a_{2,prov} = 2 \cdot 70,0 + (3 - 1) \cdot 50,0 = 240$ mm

$b_{Rippe,req}$ = 144 mm < $b_{Rippe,prov}$ = 240 mm



Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS)

Nachweis der Begrenzung der Anfangsdurchbiegung (t = 0)

Querschnittswerte – SLS zum Zeitpunkt t = 0

Querschnittswerte der Brettschichtholzrippe

$${\left({E \cdot A} \right)_{glt,inst}} = {E_{0,mean}} \cdot A = 11.500 \cdot 2 \cdot 240 \cdot 280 = 1,55 \cdot {10^9}\;N$$

$${\left({E \cdot {\rm I}} \right)_{glt,y,inst}} = {E_{0,mean}} \cdot {{b \cdot {h^3}} \over {12}} = 11.500 \cdot 2 \cdot {{240 \cdot {{280}^3}} \over {12}} = 1,01 \cdot {10^{13}}\;Nm{m^2}$$

Querschnittswerte des gerissenen Betonquerschnittes

$${\left({E \cdot A} \right)_{conc,inst}} = {E_{cm}} \cdot {b_{eff}} \cdot {h_{conc,red}} = 34.000 \cdot 1.350 \cdot 81,4 = 3,74 \cdot {10^9}\;N$$

$${\left({E \cdot {\rm I}} \right)_{conc,inst}} = {E_{cm}} \cdot {b_{eff}} \cdot {{h_{conc,red}^3} \over {12}} = 34.000 \cdot 1.350 \cdot {{{{81,4}^3}} \over {12}} = 2,06 \cdot {10^{12}}\;Nm{m^2}\;$$

ideelle Biegesteifigkeit einer Schubkonsole

$${z_{conc}} = {h_{conc}} + {{{h_n} - {h_{conc,red}}} \over 2} = 120 + {{35,0 - 81,4} \over 2} = 96,8\;mm$$

$${z_{glt}} = {{{h_{glt}} - {h_n}} \over 2} = {{280 - 35,0} \over 2} = 123\;mm$$

$${K_{u,inst}} = {K_{ser,inst}} = {K_{ser}} \cdot {b_n} = 1.500 \cdot 0,400 = 600\;kN/mm$$

$$\left({E \cdot {\rm I}} \right)_{inst}^ * = {{{K_{ser}}} \over 3} \cdot \left({{z_{conc}}^3 + {z_{glt}}^3} \right) = {{600 \cdot {{10}^3}} \over 3} \cdot \left({{{96,8}^3} + {{123}^3}} \right) = 5,54 \cdot {10^{11}}\;Nm{m^2}$$

Berechnung und Nachweis der vertikalen Anfangsdurchbiegung

Anfangsdurchbiegung für die seltene (charakteristische) Einwirkungskombination $q_{Ed,rare}$ = 12,2 kN/m

Durchbiegung berechnet mit Hilfe eines Stabwerksprogrammes

w_{inst} = 10,0 mm

Grenzwert der Anfangsdurchbiegung

$${w_{inst,grenz}} = {l \over {300}} = {{7.500} \over {300}} = 25,0\;mm$$

Nachweis

$${{{w_{inst}}} \over {{w_{inst,grenz}}}} = {{10,0} \over {25,0}} = 0,40 < 1$$

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

$N_{glt,Ed,rare,inst}$ = 275 kN
$M_{glt,Ed,rare,inst}$ = 21,1 kNm

Nachweis der Begrenzung des Maximalbetrags der Enddurchbiegung (t = ∞)

Ermittlung des Beiwertes zur Berücksichtigung des Systemkriechbeiwertes

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

$q_{Ed,perm}$ = 8,92 kN/m

$N_{glt,Ed,perm,inst} = N_{glt,Ed,rare,inst} \cdot q_{Ed,perm} / q_{Ed,rare}$ = 275 · 8,92 / 12,2 = 201 kN

$M_{glt,Ed,perm,inst} = M_{glt,Ed,rare,inst} \cdot q_{Ed,perm} / q_{Ed,rare}$ = 21,1 · 8,92 / 12,2 = 15,4 kNm

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

$${\gamma _1} = {{{{\left({E \cdot A} \right)}_{glt,inst}} \cdot {{\left({E \cdot {\rm I}} \right)}_{glt,y,inst}} \cdot {N_{glt,Ed,perm,inst}}} \over {{{{\left({E \cdot A} \right)}_{conc,inst}} \cdot \left[{{{{\left({E \cdot A} \right)}_{glt,inst}} \cdot {M_{glt,Ed,perm,inst}} \cdot \left({{z_{conc}} + {z_{glt}}} \right) - {{\left({E \cdot {\rm I}} \right)}_{glt,y,inst}} \cdot

{N_{glt,Ed,perm,inst}}} \right]}} = $$

$$ = {{1,55 \cdot {{10}^9} \cdot 1,01 \cdot {{10}^{13}} \cdot 201 \cdot {{10}^3}} \over {3,74 \cdot {{10}^9} \cdot \left[{1,55 \cdot {{10}^9} \cdot 15,4 \cdot {{10}^6} \cdot \left({96,8 + 123} \right) - 1,01 \cdot {{10}^{13}} \cdot 201 \cdot {{10}^3}} \right]}} = 0,262$$

$${\psi _{conc}} = 2,0 - 0,5 \cdot {\gamma _1}^{1,9} = 2,0 - 0,5 \cdot {0,262^{1,9}} = 1,96$$

Tab. 6: Steifigkeiten und Verschiebungsmodul zum Zeitpunkt t = ∞

	BSH	**Beton**	**Kerve**
t=0	$E_{clt,0,mean,t=0}$ = 11.500 N/mm²	$E_{conc,t=0}$ = 34.000 N/mm²	$K_{u,t=0}$ = $K_{ser,t=0}$ = 600 kN/mm/m
Beiwerte	ψ_{glt} = 1,00	ψ_{conc} = 1,96	ψ_{conn} = 1,00
Langzeit	k_{def} = 0,60	φ_0 = 2,50	k_{def}' = 2 · k_{def} = 2 · 0,60 = 1,20
t=∞	${E_{clt,0,mean,d,t = \infty }} = {{{E_{clt,0,mean,d,t = 0}}} \over {1 + {\psi _{clt}} \cdot {k_{{\mathop{\rm de}\nolimits} f}}}}$ $ = {{11.500} \over {\underbrace {1 + 1,00 \cdot 0,60}_{1,60}}} = 7.190\;N/m{m^2}$	${E_{conc,d,t = \infty }} = {{{E_{conc,d,t = 0}}} \over {1 + {\psi _{conc}} \cdot {\varphi _0}}} = $ $ = {{34.000} \over {\underbrace {1 + 1,96 \cdot 2,50}_{ = 5,90}}} = 5.760\;N/m{m^2}$	${K_{u,d,t = \infty }} = {K_{ser,d,t = \infty }} = {{{K_{ser,d,t = 0}}} \over {1 + {\psi _{conn}} \cdot {k_{def}'}}} = $ $ = {{600} \over {\underbrace {1 + 1,00 \cdot 1,20}_{2,20}}} = 273\;kN/mm/m$

Querschnittswerte – SLS zum Zeitpunkt t =∞

Querschnittswerte der Brettsperrholzplatte

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

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

Querschnittswerte des gerissenen Betonquerschnittes

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

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

Ermittlung der ideellen Biegesteifigkeit einer Schubkonsole

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

Berechnung und Nachweis der gesamten Enddurchbiegung

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

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

Durchbiegung aufgrund des Betonschwindens (zum Zeitpunkt t = ∞)

$${\varepsilon _{conc,fin}} = 0,9 \cdot {\varepsilon _{cs,t = \infty }} = 0,9 \cdot \left({ - 0,350} \right) = - 0,315\;‰$$

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

Berechnung der gesamten Enddurchbiegung

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

Grenzwert der Enddurchbiegung

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

Nachweis

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

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 $w = {5 \over {384}} \cdot {{q \cdot {l^4}} \over {{{\left({E \cdot I} \right)}_x}}}$

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

$$ \to {\left({E \cdot I} \right)_{TCC,x}} = {5 \over {384}} \cdot {{q \cdot {l^4}} \over w} = {5 \over {384}} \cdot {{7,50 \cdot {{6.400}^4}} \over {8,87}} = 1,85 \cdot {10^{13}}\;Nm{m^2}$$

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

$${\left({E \cdot I} \right)_{screed}} = {E_{screed}} \cdot {{b \cdot h_{screed}^3} \over {12}} =

$$25.000 \cdot {{1.000 \cdot {{65,0}^3}} \over {12}} = 5,72 \cdot {10^{11}}\;Nm{m^2}$$

Summe der Steifigkeiten in Längsrichtung

$${\left({E \cdot I} \right)_{TCC,x,ef}} = {\left({E \cdot I} \right)_{TCC,x}} + {\left({E \cdot I} \right)_{screed}} = 1,85 \cdot {10^{13}} + 5,72 \cdot {10^{11}} = 1,91 \cdot {10^{13}}\;Nm{m^2}$$

- in Querrichtung (b_y = 1,00 m)

Biegesteifigkeit der Brettsperrholzplatte

$${\left({E \cdot I} \right)_{clt,y}} = {E_{clt,0,mean,inst}} \cdot {b_y} \cdot \left[{2 \cdot {{{h_y}^3} \over {12}} + 2 \cdot {h_y} \cdot {e_{z,i}}^2} \right] = 12.000 \cdot 1.000 \cdot \left[{2 \cdot {{{{30,0}^3}} \over {12}} + 2 \cdot 30,0 \cdot {{35,0}^2}} \right] = 9,36 \cdot {10^{11}}\;Nm{m^2}$$

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

$${\left({E \cdot I} \right)_{conc,inst,y}} = {E_{cm}} \cdot {{{b_y} \cdot h_{conc}^3} \over {12}} = 34.000 \cdot {{1.000 \cdot {{80,0}^3}} \over {12}} = 1,45 \cdot {10^{12}}\;Nm{m^2}$$

$${\left({E \cdot I} \right)_{TCC,y,ef}} = {\left({E \cdot I} \right)_{clt,y}} + {\left({E \cdot I} \right)_{conc,inst,y}} = 9,36 \cdot {10^{11}} + 1,45 \cdot {10^{12}} = 2,39 \cdot {10^{12}}\;Nm{m^2}$$

Berechnung der 1. Eigenfrequenz

angenommene Breite des Deckenfeldes: b = 8,00 m

Überprüfung, ob eine Querverteilungswirkung gegeben ist:

$${{{{\left({E \cdot I} \right)}_{TCC,y,ef}}} \over {{{\left({E \cdot I} \right)}_{TCC,x,ef}}}} = {{2,39 \cdot {{10}^{12}}} \over {1,91 \cdot {{10}^{13}}}} = 0,125 > 0,05$$

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

$${f_1} = {\pi \over {2 \cdot {l^2}}} \cdot \sqrt {{{{{\left({E \cdot I} \right)}_{TCC,x,ef}}} \over m}} \cdot \sqrt {1 + {{\left({{l \over b}} \right)}^4} \cdot {{{{\left({E \cdot I} \right)}_{TCC,y,ef}}} \over {{{\left({E \cdot I} \right)}_{TCC,x,ef}}}}} = {\pi \over {2 \cdot {{6,40}^2}}} \cdot \sqrt {{{1,91 \cdot {{10}^{13}} \cdot {{10}^{ - 6}}} \over {500}}} \cdot \sqrt {1 + {{\left({{{6,40} \over {8,00}}} \right)}^4} \cdot {{2,39 \cdot {{10}^{12}}} \over {1,91 \cdot {{10}^{13}}}}} = 7,50 \cdot 1,03 = 7,73\;Hz$$

$${f_{1,\min }} \le {f_1} < {f_{gr}} \to 4,50 < 7,73 < 8,00\;Hz$$

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

Nachweis des Steifigkeitskriteriums

$${b_F} = \min \left\{ \matrix{ Deckenbreite\;b \hfill \cr {l \over {1,1}} \cdot \root 4 \of {{{{{\left({E \cdot I} \right)}_{TCC,y,ef}}} \over {{{\left({E \cdot I} \right)}_{TCC,x,ef}}}}} \hfill \cr} \right. =

$$\min \left\{ \matrix{ 8,00 \hfill \cr {{6,40} \over {1,1}} \cdot \root 4 \of {{{2,39 \cdot {{10}^{12}}} \over {1,91 \cdot {{10}^{13}}}}} \hfill \cr} \right. = 3,46\;m$$

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

→ das Steifigkeitskriterium ist erfüllt

Nachweis der Schwingbeschleunigung

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

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

mit dem angenommenen Dämpfungsgrad ξ = 0,035

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

→ das Beschleunigungkriterium ist erfüllt.

Zusammenfassung

Die HBV-Decke erfüllt hinsichtlich des Schwingungsverhaltens die Anforderungen an die Deckenklasse I gemäß ÖNORM B 1995-1-1:2019 [6]

---

[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

From:
https://bspwiki.at/ - **bspwiki.at**

Permanent link:
https://bspwiki.at/doku.php?id=hbv:examples:tcc_ribbed_slab&rev=1743175228

Last update: **2026/08/24 15:11**