

POS. 98: KREIS (SPB.)

Querschnittsbeschreibung (4H-BETON Version: 11/2007-5a)

Name: Voreinstellung KR , Straßenbrücke

Materialdaten

	f_{ck} N/mm ²	α -	ϵ_{c2} ‰	ϵ_{c2u} ‰	n -	E_c N/mm ²		f_{yk} N/mm ²	f_{tk} N/mm ²	ϵ_{su} ‰	E_s N/mm ²
C45/55	45.0	0.850	-2.0	-3.5	2.00	32846.2	BSt 500 S(B)	500.0	525.0	25.0	200000.0

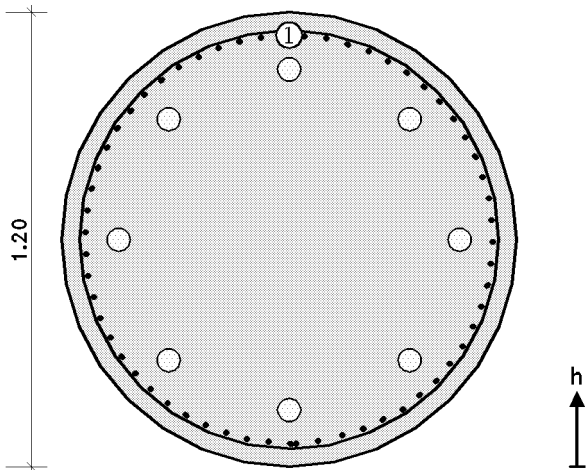
Spanngliedtypen

Hersteller	Typ	Spanndraht	Verbund	P _{zu1} KN	A _p cm ²	d _p mm	E-Mod N/mm ²	f _{p01} / f _{pk} N/mm ²	$\Delta\sigma_{Rs}$ N/mm ²
BBV Fb102/1045-1	BBV L 5/140/St17	Bündelspannglied	nachträgl.	893	7.00	5.0	195000	1500/1770	71.

Hüllrohre

schwache (starke) Achse

Spanngliedtyp	Hüllrohr	Form	\emptyset/b mm	(h) (mm)	A cm ²	β_o °/m	min R m	μ -	min R m	μ -
BBV L 5/140/St17	TYP II	Kreis	61	-	29.2	0.300	3.80	0.190	-	-



Bezeichnung der Eckpunkte des Querschnitts für die Spannungsberechnungen

σ_1 = oben; σ_2 = rechts; σ_3 = unten; σ_4 = links

Betonstahlbewehrung

Mindestbügelbewehrung gemäß FB 102, 5.4.2.2: $a_{sBü} = 13.93 \text{ cm}^2/\text{m}$

Pos.	\emptyset / s mm/ cm	c cm	vorh A _s cm ²	min A _s cm ²
1	20/15.0	6.0	71.03	≥ 13.32

Spanngliedlagen

Name	Anzahl	h cm	Exz. cm	Typ	ϵ_{vo} ‰	V _o KN	σ_{vo} N/mm ²
Lage 1	8.0	15.0	0	BBV L 5/140/St17	4.00	4368.0	780.0



Querschnittswerte

Quer- schnittsw.	Y _{sy} cm	I _y dm ⁴	Z _{sz} cm	I _z dm ⁴	A cm ²
Brutto	60.0	1004.87	60.0	1004.87	11237
Netto	61.3	918.93	61.0	956.53	11003
IdeeI _{lz}	58.6	1102.01	58.9	1059.51	11514
IdeeI _{ls}	58.1	1130.94	58.1	1130.94	11599
IdeeI _{lz+s}	56.8	1222.18	57.1	1181.17	11875

Werte gemäß DIN FB 102, II-4.3.3.1 Abb 4.15: $t = 8.0 \text{ cm}$, $A_k = 9110.6 \text{ cm}^2$, $u_k = 339.3 \text{ cm}^2$

Kriech- und Schwindparameter

Relative Luftfeuchte RH = 70 %, Zement N,R ⇒ normal, schnell erh., Schwindbeginn nach 3.0 Tagen

Aufbringen der Vorspannung nach 20.0 Tagen, $t = 365 \text{ Tage} \Rightarrow \varphi_t = 0.90$, $\epsilon_{cs} = -16.30 \cdot 10^{-5}$

Aufbringen der Vorspannung nach 20.0 Tagen, $t = 99999 \text{ Tage} \Rightarrow \varphi_t = 1.40$, $\epsilon_{cs} = -44.10 \cdot 10^{-5}$

Querschnittswerte für Spannungsberechnungen nach Zustand I

Querschnittswerte	Lastfall
ideeI _l A _p +A _s	G ₁
ideeI _l A _p +A _s	G ₂
ideeI _l A _p +A _s	G ₃
Brutto	Vorspannung mit sofortigem Verbund
Brutto	Vorspannung mit nachträglichem Verbund
ideeI _l A _p +A _s	Vorspannung mit ohne Verbund
ideeI _l A _p +A _s	Verkehr
ideeI _l A _p +A _s	Stützensenkung
ideeI _l A _p +A _s	Temperatur
ideeI _l A _p +A _s	Horizontaler Erddruck
ideeI _l A _p +A _s	Wind
ideeI _l A _p +A _s	Außergewöhnliche Einwirkung

	Normalkraft	Moment
Vollquerschnitt	o	
Mitwirkender Querschnitt		o

Abminderungsfaktor für Tragfähigkeitsnachweise infolge: Setzung = 0.600, Temperatur = 0.600
Berücksichtigung der Spannstahlrelaxation gemäß Fachbericht 102, 1. Auflage

Lastfallergebnisse

Nr	N kN	Q _η kN	Q _ξ kN	T kNm	M _η kNm	M _ξ kNm	Bezeichnung
Einwirkung 1: ständige Lasten							
1	600.0	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	Eg Hauptträger
Einwirkung 2: Vorspannung							
2	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	P [∞] : Vorsp.m.ntr.Verbund 1
7	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	P [∞] +K _{S∞} zu LF 2: Vorsp.m.ntr.Verbund 1
8	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	P [∞] +K _{S1} zu LF 2: Vorsp.m.ntr.Verbund 1
9	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	P zu LF 2: Vorsp.m.ntr.Verbund 1
10	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	P+K _{S∞} zu LF 2: Vorsp.m.ntr.Verbund 1
11	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	P+K _{S1} zu LF 2: Vorsp.m.ntr.Verbund 1
Einwirkung 3: Verkehrslasten							
3	500.0	100.00	0.00	0.00	300.00	0.00	p=2.5 HT1, Feld1, links
4	200.0	200.00	0.00	0.00	200.00	0.00	p=2.5 HT1, Feld1, rechts
5	100.0	100.00	0.00	0.00	100.00	0.00	Überlast HS1 (Feld 1)
6	150.0	80.00	0.00	0.00	180.00	0.00	HS1 (Tandem 1)

Betoneckspannungen der Lastfälle

Nr	σ ₁ MN/m ²	σ ₂ MN/m ²	σ ₃ MN/m ²	σ ₄ MN/m ²	Bezeichnung
Einwirkung 1: ständige Lasten					
1	1.04	1.03	0.99	0.94	Eg Hauptträger
Einwirkung 2: Vorspannung					
2	0.00	0.00	0.00	0.00	P [∞] : Vorsp.m.ntr.Verbund 1
7	0.00	0.00	0.00	0.00	P [∞] +K _{S∞} zu LF 2: Vorsp.m.ntr.Verbund 1
8	0.00	0.00	0.00	0.00	P [∞] +K _{S1} zu LF 2: Vorsp.m.ntr.Verbund 1



Betoneckspannungen der Lastfälle

Nr	σ_1 MN/m ²	σ_2 MN/m ²	σ_3 MN/m ²	σ_4 MN/m ²	Bezeichnung
9	0.00	0.00	0.00	0.00	P zu LF 2: Vorsp.m.ntr.Verbund 1
10	0.00	0.00	0.00	0.00	P+KS ∞ zu LF 2: Vorsp.m.ntr.Verbund 1
11	0.00	0.00	0.00	0.00	P+KS1 zu LF 2: Vorsp.m.ntr.Verbund 1
Einwirkung 3: Verkehrslasten					
3	2.03	1.98	1.88	1.72	p=2.5 HT1, Feld1, links
4	1.24	1.21	1.14	1.04	p=2.5 HT1, Feld1, rechts
5	0.62	0.60	0.57	0.52	Überlast HS1 (Feld 1)
6	1.09	1.06	1.00	0.91	HS1 (Tandem 1)

Nachweis 1: FB 102 Betonrandsp. seltene EK

Nach Fb102, 4.4.2.2 (3)*P und 4.4.1.1(5)

Ergebnisse der Lastkombinationen

Typ	N kN	Q _η kN	Q _ξ kN	T kNm	M _η kNm	M _ξ kNm	Faktorisierung
Extremierung 1: Standardkombination							
min N	600.0	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	Lf1+0.9*Lf10
max N	1550.0	480.00	0.00	0.00	880.00	0.00	Lf1+1.1*Lf10+Lf3+Lf4+Lf5+Lf6
min Q _η	600.0	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	Lf1+0.9*Lf10
max Q _η	1550.0	480.00	0.00	0.00	880.00	0.00	Lf1+1.1*Lf10+Lf3+Lf4+Lf5+Lf6
min Q _ξ	600.0	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	Lf1+0.9*Lf10
max Q _ξ	1550.0	480.00	0.00	0.00	880.00	0.00	Lf1+1.1*Lf10+Lf3+Lf4+Lf5+Lf6
min T	600.0	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	Lf1+0.9*Lf10
max T	1550.0	480.00	0.00	0.00	880.00	0.00	Lf1+1.1*Lf10+Lf3+Lf4+Lf5+Lf6
min M _η	600.0	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	Lf1+0.9*Lf10
max M _η	1550.0	480.00	0.00	0.00	880.00	0.00	Lf1+1.1*Lf10+Lf3+Lf4+Lf5+Lf6
min M _ξ	600.0	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	Lf1+0.9*Lf10
max M _ξ	1550.0	480.00	0.00	0.00	880.00	0.00	Lf1+1.1*Lf10+Lf3+Lf4+Lf5+Lf6

Betoneckspannungen der Lastkombinationen

Typ	σ_1 MN/m ²	σ_2 MN/m ²	σ_3 MN/m ²	σ_4 MN/m ²	Faktorisierung
Extremierung 1: Standardkombination					
min σ_1	1.04	1.03	0.99	0.94	Lf1+0.9*Lf10
max σ_1	6.02	5.88	5.58	5.12	Lf1+1.1*Lf10+Lf3+Lf4+Lf5+Lf6
min σ_2	1.04	1.03	0.99	0.94	Lf1+0.9*Lf10
max σ_2	6.02	5.88	5.58	5.12	Lf1+1.1*Lf10+Lf3+Lf4+Lf5+Lf6
min σ_3	1.04	1.03	0.99	0.94	Lf1+0.9*Lf10
max σ_3	6.02	5.88	5.58	5.12	Lf1+1.1*Lf10+Lf3+Lf4+Lf5+Lf6
min σ_4	1.04	1.03	0.99	0.94	Lf1+0.9*Lf10
max σ_4	6.02	5.88	5.58	5.12	Lf1+1.1*Lf10+Lf3+Lf4+Lf5+Lf6

Betonrandspannungen seltene Einwirkungskombination

Aus seltener Einwirkungskombination: $\sigma_{max} = 6.02 \text{ MN/m}^2 > f_{ctm} = 3.8 \text{ MN/m}^2 \Rightarrow$ Querschnitt ist in **Zustand II**

Typ	σ_1 MN/m ²	σ_2 MN/m ²	σ_3 MN/m ²	σ_4 MN/m ²	σ_{max} MN/m ²
Extremierung 1: Standardkombination					
min σ_1	1.04	1.03	0.99	0.94	1.04 ≤ 3.8
max σ_1	6.02	5.88	5.58	5.12	6.02 > 3.8
min σ_2	1.04	1.03	0.99	0.94	1.04 ≤ 3.8
max σ_2	6.02	5.88	5.58	5.12	6.02 > 3.8
min σ_3	1.04	1.03	0.99	0.94	1.04 ≤ 3.8
max σ_3	6.02	5.88	5.58	5.12	6.02 > 3.8
min σ_4	1.04	1.03	0.99	0.94	1.04 ≤ 3.8
max σ_4	6.02	5.88	5.58	5.12	6.02 > 3.8

Nachweis 2: FB 102 Tragfähigkeit Biegung S/V

Nach Fb102, 4.3.1, Ständige und vorübergehende Situation gemäß 2.3.2.2 (101)P a), mit $\gamma_c = 1.50$ und $\gamma_s = 1.15$

Ergebnisse der Lastkombinationen

Typ	N kN	Q _η kN	Q _ξ kN	T kNm	M _η kNm	M _ξ kNm	Faktorisierung
Extremierung 1: Standardkombination							
min N	600.0	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	Lf1+Lf7
max N	2235.0	720.00	0.00	0.00	1305.00	0.00	1.35*Lf1+Lf7+1.5*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)
min Q _η	600.0	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	Lf1+Lf7
max Q _η	2235.0	720.00	0.00	0.00	1305.00	0.00	1.35*Lf1+Lf7+1.5*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)
min Q _ξ	600.0	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	Lf1+Lf7
max Q _ξ	2235.0	720.00	0.00	0.00	1305.00	0.00	1.35*Lf1+Lf7+1.5*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)
min T	600.0	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	Lf1+Lf7
max T	2235.0	720.00	0.00	0.00	1305.00	0.00	1.35*Lf1+Lf7+1.5*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)
min M _η	600.0	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	Lf1+Lf7
max M _η	2235.0	720.00	0.00	0.00	1305.00	0.00	1.35*Lf1+Lf7+1.5*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)
min M _ξ	600.0	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	Lf1+Lf7
max M _ξ	2235.0	720.00	0.00	0.00	1305.00	0.00	1.35*Lf1+Lf7+1.5*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)

Betoneckspannungen der Lastkombinationen

Typ	σ ₁ MN/m ²	σ ₂ MN/m ²	σ ₃ MN/m ²	σ ₄ MN/m ²	Faktorisierung
Extremierung 1: Standardkombination					
min σ ₁	1.04	1.03	0.99	0.94	Lf1+Lf7
max σ ₁	8.87	8.67	8.22	7.55	1.35*Lf1+Lf7+1.5*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)
min σ ₂	1.04	1.03	0.99	0.94	Lf1+Lf7
max σ ₂	8.87	8.67	8.22	7.55	1.35*Lf1+Lf7+1.5*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)
min σ ₃	1.04	1.03	0.99	0.94	Lf1+Lf7
max σ ₃	8.87	8.67	8.22	7.55	1.35*Lf1+Lf7+1.5*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)
min σ ₄	1.04	1.03	0.99	0.94	Lf1+Lf7
max σ ₄	8.87	8.67	8.22	7.55	1.35*Lf1+Lf7+1.5*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)

Bruchsicherheitsnachweis

Typ	ε _b ‰	ε _s ‰	Dbu kN	h _{dbu} cm	Z _{vu} kN	z cm	N _{Ed} kN	M _{mEd} kNm	M _{nEd} kNm	M _{Ed} / M _{E_{ds}} -
Extremierung 1: Standardkombination										
min N	-3.23	25.00	-1224.1	13.1	10144.3	59.9	600.0	100.0	0.0	0.07
max N	-3.50	12.51	-3481.7	24.9	8523.7	59.6	2235.0	1305.0	0.0	0.47
min M _η	-3.23	25.00	-1224.1	13.1	10144.3	59.9	600.0	100.0	0.0	0.07
max M _η	-3.50	12.51	-3481.7	24.9	8523.7	59.6	2235.0	1305.0	0.0	0.47
min M _ξ	-3.23	25.00	-1224.1	13.1	10144.3	59.9	600.0	100.0	0.0	0.07
max M _ξ	-3.50	12.51	-3481.7	24.9	8523.7	59.6	2235.0	1305.0	0.0	0.47

max M_{Ed} / M_{E_{ds}} = 0.47 ≤ 1 ⇒ Nachweis der Tragfähigkeit Biegung ständige u. vorüberg. Situation erfüllt

Nachweis 3: FB 102 Rissbreite Klasse C/D

Nach Fb102, 4.4.2.2 und 4.4.2.4

Ergebnisse der Lastkombinationen

Typ	N kN	Q _η kN	Q _ξ kN	T kNm	M _η kNm	M _ξ kNm	Faktorisierung
Extremierung 1: Standardkombination							
min N	600.0	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	Lf1+0.9*Lf10
max N	1032.5	220.00	0.00	0.00	475.00	0.00	Lf1+1.1*Lf10+0.4*(Lf3+Lf4+Lf5)+0.75*Lf6
min Q _η	600.0	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	Lf1+0.9*Lf10
max Q _η	1032.5	220.00	0.00	0.00	475.00	0.00	Lf1+1.1*Lf10+0.4*(Lf3+Lf4+Lf5)+0.75*Lf6
min Q _ξ	600.0	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	Lf1+0.9*Lf10
max Q _ξ	1032.5	220.00	0.00	0.00	475.00	0.00	Lf1+1.1*Lf10+0.4*(Lf3+Lf4+Lf5)+0.75*Lf6
min T	600.0	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	Lf1+0.9*Lf10
max T	1032.5	220.00	0.00	0.00	475.00	0.00	Lf1+1.1*Lf10+0.4*(Lf3+Lf4+Lf5)+0.75*Lf6
min M _η	600.0	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	Lf1+0.9*Lf10
max M _η	1032.5	220.00	0.00	0.00	475.00	0.00	Lf1+1.1*Lf10+0.4*(Lf3+Lf4+Lf5)+0.75*Lf6
min M _ξ	600.0	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	Lf1+0.9*Lf10
max M _ξ	1032.5	220.00	0.00	0.00	475.00	0.00	Lf1+1.1*Lf10+0.4*(Lf3+Lf4+Lf5)+0.75*Lf6

Betoneckspannungen der Lastkombinationen

Typ	σ ₁ MN/m ²	σ ₂ MN/m ²	σ ₃ MN/m ²	σ ₄ MN/m ²	Faktorisierung
Extremierung 1: Standardkombination					
min σ ₁	1.04	1.03	0.99	0.94	Lf1+0.9*Lf10
max σ ₁	3.41	3.34	3.18	2.93	Lf1+1.1*Lf10+0.4*(Lf3+Lf4+Lf5)+0.75*Lf6
min σ ₂	1.04	1.03	0.99	0.94	Lf1+0.9*Lf10
max σ ₂	3.41	3.34	3.18	2.93	Lf1+1.1*Lf10+0.4*(Lf3+Lf4+Lf5)+0.75*Lf6
min σ ₃	1.04	1.03	0.99	0.94	Lf1+0.9*Lf10



Betoneckspannungen der Lastkombinationen

Typ	σ_1	σ_2	σ_3	σ_4	Faktorisierung
	MN/m ²	MN/m ²	MN/m ²	MN/m ²	
max σ_3	3.41	3.34	3.18	2.93	Lf1+1.1*Lf10+0.4*(Lf3+Lf4+Lf5)+0.75*Lf6
min σ_4	1.04	1.03	0.99	0.94	Lf1+0.9*Lf10
max σ_4	3.41	3.34	3.18	2.93	Lf1+1.1*Lf10+0.4*(Lf3+Lf4+Lf5)+0.75*Lf6

Nachweis der Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite

$k_{z,t} = 1.00 \Rightarrow f_{ct,eff} = 3.80$, Biegezwang

Ort	σ_{st}	h_{ct}	A_{ct}	σ_c	k_1	k_c	k	σ_s	ξ_1	A_p	erf A_s	vorh A_s
	MN/m ²	cm	cm ²	MN/m ²	-	-	-	MN/m ²	-	cm ²	cm ²	cm ²
Extremierung 1: Standardkombination												
Umfang	+0.0	79.1	3398.3	1.2	0.67	0.60	0.50	213.5	0.00	0.00	18.05 ≤	43.70

Nachweis der Mindestbewehrung zur Rissbreitenbeschränkung erfüllt

Berechnung der Rissbreite mit $k_{z,t} = 1.00 \Rightarrow f_{ct,eff} = 3.80$

Typ	Ort	h_w	σ_s	eff ρ	ρ_{tot}	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	S_r, max	W_k	zul W_k
		cm	MN/m ²	%	%	%	mm	mm	mm
Extremierung 1: Standardkombination									
min N	Umfang	15.0	+82.0	0.126	0.126	0.246	119.9	0.03 ≤	0.20
max N	Umfang	15.0	+221.6	0.126	0.126	0.665	323.9	0.22 >	0.20
min M_η	Umfang	15.0	+82.0	0.126	0.126	0.246	119.9	0.03 ≤	0.20
max M_η	Umfang	15.0	+221.6	0.126	0.126	0.665	323.9	0.22 >	0.20
min M_ξ	Umfang	15.0	+82.0	0.126	0.126	0.246	119.9	0.03 ≤	0.20
max M_ξ	Umfang	15.0	+221.6	0.126	0.126	0.665	323.9	0.22 >	0.20

Nachweis der Beschränkung der Rissbreite nicht erfüllt!

Nachweis 4: FB 102 Betondruck- u. Betonstahlspannungen

Nach Fb102, 4.4.1.1 (103)P unter nicht häufiger Einwirkungskombination mit 1,0 x P

Ergebnisse der Lastkombinationen

Typ	N	Q_η	Q_ξ	T	M_η	M_ξ	Faktorisierung
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	
Extremierung 1: Standardkombination							
min N	600.0	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	Lf1+Lf10
max N	1360.0	384.00	0.00	0.00	724.00	0.00	Lf1+Lf10+0.8*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)
min Q_η	600.0	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	Lf1+Lf10
max Q_η	1360.0	384.00	0.00	0.00	724.00	0.00	Lf1+Lf10+0.8*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)
min Q_ξ	600.0	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	Lf1+Lf10
max Q_ξ	1360.0	384.00	0.00	0.00	724.00	0.00	Lf1+Lf10+0.8*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)
min T	600.0	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	Lf1+Lf10
max T	1360.0	384.00	0.00	0.00	724.00	0.00	Lf1+Lf10+0.8*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)
min M_η	600.0	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	Lf1+Lf10
max M_η	1360.0	384.00	0.00	0.00	724.00	0.00	Lf1+Lf10+0.8*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)
min M_ξ	600.0	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	Lf1+Lf10
max M_ξ	1360.0	384.00	0.00	0.00	724.00	0.00	Lf1+Lf10+0.8*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)

Betoneckspannungen der Lastkombinationen

Typ	σ_1	σ_2	σ_3	σ_4	Faktorisierung
	MN/m ²	MN/m ²	MN/m ²	MN/m ²	
Extremierung 1: Standardkombination					
min σ_1	1.04	1.03	0.99	0.94	Lf1+Lf10
max σ_1	5.02	4.91	4.66	4.29	Lf1+Lf10+0.8*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)
min σ_2	1.04	1.03	0.99	0.94	Lf1+Lf10
max σ_2	5.02	4.91	4.66	4.29	Lf1+Lf10+0.8*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)
min σ_3	1.04	1.03	0.99	0.94	Lf1+Lf10
max σ_3	5.02	4.91	4.66	4.29	Lf1+Lf10+0.8*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)
min σ_4	1.04	1.03	0.99	0.94	Lf1+Lf10
max σ_4	5.02	4.91	4.66	4.29	Lf1+Lf10+0.8*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)



Betondruck- u. Betonstahlspannungen mit $0,6 \times f_{ck} = 27.0 \text{ MN/m}^2$, $0,8 \times f_{yk} = 400.0 \text{ MN/m}^2$
 Aus seltener Einwirkungskombination: $\sigma_{\max} = 6.02 \text{ MN/m}^2 > f_{ctm} = 3.8 \text{ MN/m}^2 \Rightarrow$ Querschnitt ist in **Zustand II**

Typ	σ_{c1} MN/m ²	σ_{c2} MN/m ²	σ_{c3} MN/m ²	σ_{c4} MN/m ²	$\sigma_{c,min}$ MN/m ²	min σ_s MN/m ²	Pos -	max σ_s MN/m ²	Pos -
Extremierung 1: Standardkombination									
min N	0.00	0.00	0.00	0.00	$0.00 \geq -27.0$	$13.63 \geq -400$	17	$81.98 \leq 400$	1
max N	-9.81	0.00	0.00	0.00	$-9.81 \geq -27.0$	$-35.60 \geq -400$	17	$315.72 \leq 400$	1
min M_{η}	0.00	0.00	0.00	0.00	$0.00 \geq -27.0$	$13.63 \geq -400$	17	$81.98 \leq 400$	1
max M_{η}	-9.81	0.00	0.00	0.00	$-9.81 \geq -27.0$	$-35.60 \geq -400$	17	$315.72 \leq 400$	1
min M_{ξ}	0.00	0.00	0.00	0.00	$0.00 \geq -27.0$	$13.63 \geq -400$	17	$81.98 \leq 400$	1
max M_{ξ}	-9.81	0.00	0.00	0.00	$-9.81 \geq -27.0$	$-35.60 \geq -400$	17	$315.72 \leq 400$	1

$\sigma_{c,min} = -9.81 \text{ MN/m}^2 \geq f_c = -27.0 \text{ MN/m}^2 \Rightarrow$ **Nachweis der zulässigen Betondruckspannungen erfüllt**

Nachweis 5: FB 102 Spannstahlspannungen

Nach Fb102, 4.4.1.4 (104)*P unter quasi-ständiger Einwirkungskombination mit $1,0 \times P$

Ergebnisse der Lastkombinationen

Typ	N kN	Q_{η} kN	Q_{ζ} kN	T kNm	M_{η} kNm	M_{ζ} kNm	Faktorisierung
Extremierung 1: Standardkombination							
min N	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
max N	190.0	96.00	0.00	0.00	156.00	0.00	$0.2*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)$
min Q_{η}	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
max Q_{η}	190.0	96.00	0.00	0.00	156.00	0.00	$0.2*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)$
min Q_{ζ}	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
max Q_{ζ}	190.0	96.00	0.00	0.00	156.00	0.00	$0.2*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)$
min T	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
max T	190.0	96.00	0.00	0.00	156.00	0.00	$0.2*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)$
min M_{η}	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
max M_{η}	190.0	96.00	0.00	0.00	156.00	0.00	$0.2*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)$
min M_{ζ}	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
max M_{ζ}	190.0	96.00	0.00	0.00	156.00	0.00	$0.2*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)$

Betoneckspannungen der Lastkombinationen

Typ	σ_1 MN/m ²	σ_2 MN/m ²	σ_3 MN/m ²	σ_4 MN/m ²	Faktorisierung	Typ	σ_1 MN/m ²	σ_2 MN/m ²	σ_3 MN/m ²	σ_4 MN/m ²	Faktorisierung
Extremierung 1: Standardkombination											
min σ_1	0.00	0.00	0.00	0.00		min σ_3	0.00	0.00	0.00	0.00	
max σ_1	1.00	0.97	0.92	0.84	$0.2*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)$	max σ_3	1.00	0.97	0.92	0.84	$0.2*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)$
min σ_2	0.00	0.00	0.00	0.00		min σ_4	0.00	0.00	0.00	0.00	
max σ_2	1.00	0.97	0.92	0.84	$0.2*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)$	max σ_4	1.00	0.97	0.92	0.84	$0.2*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)$

Nachweis der zulässigen Spannstahlspannungen

Aus seltener Einwirkungskombination: $\sigma_{\max} = 6.02 \text{ MN/m}^2 > f_{ctm} = 3.8 \text{ MN/m}^2 \Rightarrow$ Querschnitt ist in **Zustand II**

Typ	Lage -	σ_{po} MN/m ²	$\Delta\sigma_p$ MN/m ²	σ_p MN/m ²	Typ	Lage -	σ_{po} MN/m ²	$\Delta\sigma_p$ MN/m ²	σ_p MN/m ²
Extremierung 1: Standardkombination									
min N	1	705.4	0.0	$705.4 \leq 1150.5$	max M_{η}	1	705.4	23.5	$728.9 \leq 1150.5$
max N	1	705.4	23.5	$728.9 \leq 1150.5$	min M_{ξ}	1	705.4	0.0	$705.4 \leq 1150.5$
min M_{η}	1	705.4	0.0	$705.4 \leq 1150.5$	max M_{ξ}	1	705.4	23.5	$728.9 \leq 1150.5$

$\sigma_{p,max} = 728.88 \text{ MN/m}^2 \leq f_{pk} = 1150.5 \text{ MN/m}^2 \Rightarrow$ **Nachweis der zulässigen Spannstahlspannungen erfüllt**

Nachweis 6: FB 102 Tragfähigkeit Schub S/V

Nach Fb102, 4.3.2 u. 4.3.3, Ständige und vorüberg. Situation gemäß 2.3.2.2 (101)P, mit $\gamma_c = 1.50$ und $\gamma_s = 1.15$

Ergebnisse der Lastkombinationen

Typ	N kN	Q_{η} kN	Q_{ζ} kN	T kNm	M_{η} kNm	M_{ζ} kNm	Faktorisierung
Extremierung 1: Standardkombination							
min N	600.0	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	Lf1+Lf10
max N	2235.0	720.00	0.00	0.00	1305.00	0.00	$1.35*Lf1+Lf10+1.5*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)$
min Q_{η}	600.0	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	Lf1+Lf10
max Q_{η}	2235.0	720.00	0.00	0.00	1305.00	0.00	$1.35*Lf1+Lf10+1.5*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)$
min Q_{ζ}	600.0	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	Lf1+Lf10
max Q_{ζ}	2235.0	720.00	0.00	0.00	1305.00	0.00	$1.35*Lf1+Lf10+1.5*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)$



Ergebnisse der Lastkombinationen

Typ	N kN	Q _η kN	Q _ξ kN	T kNm	M _η kNm	M _ξ kNm	Faktorisierung
min T	600.0	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	Lf1+Lf10
max T	2235.0	720.00	0.00	0.00	1305.00	0.00	1.35*Lf1+Lf10+1.5*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)
min M _η	600.0	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	Lf1+Lf10
max M _η	2235.0	720.00	0.00	0.00	1305.00	0.00	1.35*Lf1+Lf10+1.5*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)
min M _ξ	600.0	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	Lf1+Lf10
max M _ξ	2235.0	720.00	0.00	0.00	1305.00	0.00	1.35*Lf1+Lf10+1.5*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)

Betoneckspannungen der Lastkombinationen

Typ	σ ₁ MN/m ²	σ ₂ MN/m ²	σ ₃ MN/m ²	σ ₄ MN/m ²	Faktorisierung
Extremierung 1: Standardkombination					
min σ ₁	1.04	1.03	0.99	0.94	Lf1+Lf10
max σ ₁	8.87	8.67	8.22	7.55	1.35*Lf1+Lf10+1.5*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)
min σ ₂	1.04	1.03	0.99	0.94	Lf1+Lf10
max σ ₂	8.87	8.67	8.22	7.55	1.35*Lf1+Lf10+1.5*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)
min σ ₃	1.04	1.03	0.99	0.94	Lf1+Lf10
max σ ₃	8.87	8.67	8.22	7.55	1.35*Lf1+Lf10+1.5*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)
min σ ₄	1.04	1.03	0.99	0.94	Lf1+Lf10
max σ ₄	8.87	8.67	8.22	7.55	1.35*Lf1+Lf10+1.5*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)

Nachweis der Tragsicherheit für Querkraft und Torsion

nom_c = 4.5 ⇒ z = 0.90 d = 0.0 cm, Mindestquerkraftbewehrung gemäß Fb 102, II-5.4.3.3 (2)*P

Typ	d cm	h _{bz} cm	b _w cm	ρ _l x 100	V _{red} kN	V _{Rd,ct} kN	erf a _{sbQ} cm ² /m	T _{Ed} kNm	erf a _{sbT} cm ² /m	erf A _{sT} cm ²	G1(4.47) -	Σ a _{sb} cm ² /m	θ
Extremierung 1: Standardkombination													
max N	73.7	103.8	81.9	2.0000	720.0 >	0.0	14.77	0.0	13.93			14.77	30.0
max Q _η	73.7	103.8	81.9	2.0000	720.0 >	0.0	14.77	0.0	13.93			14.77	30.0
max Q _ξ	73.7	103.8	81.9	2.0000	720.0 >	0.0	14.77	0.0	13.93			14.77	30.0
max T	73.7	103.8	81.9	2.0000	720.0 >	0.0	14.77	0.0	13.93			14.77	30.0
max M _η	73.7	103.8	81.9	2.0000	720.0 >	0.0	14.77	0.0	13.93			14.77	30.0
max M _ξ	73.7	103.8	81.9	2.0000	720.0 >	0.0	14.77	0.0	13.93			14.77	30.0

V_{red,max} = 720.0 kN ≤ V_{Rd,max} = 4392.1 kN ⇒ Querkrafttragf. ständige u. vorüberg. Situation erfüllt

T_{Ed,max} = 0.0 kN ≤ T_{Rd,max} = 1267.5 kN ⇒ Torsionstragf. ständige u. vorüberg. Situation erfüllt

max (G1.4.47) = 0.03 ≤ 1 ⇒ Nachweis nach Gleichung 4.47 ständige u. vorüberg. Situation erfüllt

Druckstrebenneigung θ = 30°, Schubügelneigung β = 90°, Mindestschubbewehrung min a_{sbQ} = 13.93 cm²/m
⇒ Bügelbew. erf a_{sb} = 14.77 cm²/m (7.38 cm²/m je Stegseite)

Zusammenfassung aller Nachweise

Schubbewehrung: a_{sbQ} = 14.77 cm²/m, a_{sbT} = 0.00 cm²/m, A_{sT} = 0.00 cm²
max. Ausnutzung: U = 1.076