

# POS. 94: KREISRING (SPB.)

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

Name: Voreinstellung KR , Straßenbrücke

### Materialdaten

	$f_{ck}$ N/mm <sup>2</sup>	$\alpha$ -	$\epsilon_{c2}$ ‰	$\epsilon_{c2u}$ ‰	$n$ -	$E_c$ N/mm <sup>2</sup>		$f_{yk}$ N/mm <sup>2</sup>	$f_{tk}$ N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{su}$ ‰	$E_s$ N/mm <sup>2</sup>
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

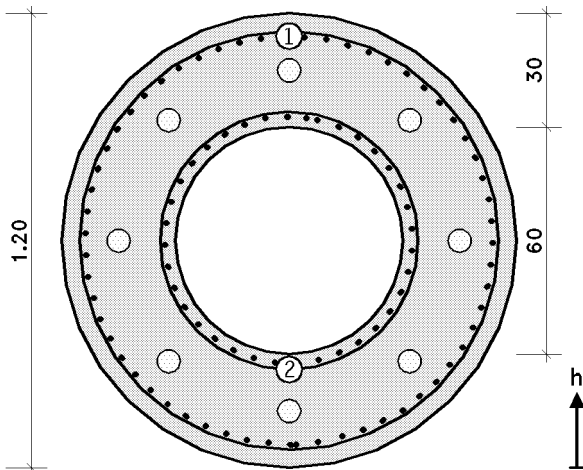
### Spanngliedtypen

Hersteller	Typ	Spanndraht	Verbund	$P_{zu1}$ KN	$A_p$ cm <sup>2</sup>	$d_p$ mm	E-Mod N/mm <sup>2</sup>	$f_{p01} / f_{pk}$ N/mm <sup>2</sup>	$\Delta\sigma_{Rs}$ N/mm <sup>2</sup>
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
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 <sup>2</sup>	$\beta_0$ °/m	min R m	$\mu$ -	min R m	$\mu$ -
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
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

$\sigma_1$  = oben;  $\sigma_2$  = rechts;  $\sigma_3$  = unten;  $\sigma_4$  = links

### Betonstahlbewehrung

Mindestbügelbewehrung gemäß FB 102, 5.4.2.2:  $a_{sbü} = 6.97 \text{ cm}^2/\text{m}$

Pos.	$\emptyset / s$ mm/ cm	c cm	vorh $A_s$ cm <sup>2</sup>	min $A_s$ cm <sup>2</sup>
-	-	-	-	-
1	20/15.0	6.0	71.03	≥ 13.32
2	16/15.0	4.0	28.63	≥ 8.38

### Spanngliedlagen

Name	Anzahl	h cm	Exz. cm	Typ	$\epsilon_{vo}$ ‰	$V_o$ KN	$\sigma_{vo}$ N/mm <sup>2</sup>
-	-	-	-	-	-	-	-
Lage 1	8.0	15.0	0	BBV L 5/140/St17	4.00	4368.0	780.0



## Querschnittswerte

Quer- schnittsw.	Y <sub>sy</sub> cm	I <sub>y</sub> dm <sup>4</sup>	Z <sub>sz</sub> cm	I <sub>z</sub> dm <sup>4</sup>	A cm <sup>2</sup>
Brutto	60.0	1004.87	60.0	1004.87	11237
Netto	61.3	918.93	61.0	956.53	11003
IdeeI <sub>lz</sub>	58.6	1102.01	58.9	1059.51	11514
IdeeI <sub>ls</sub>	57.4	1179.55	57.4	1179.55	11744
IdeeI <sub>lz+s</sub>	56.1	1268.57	56.4	1228.13	12021

Werte gemäß DIN FB 102, II-4.3.3.1 Abb 4.15:  $t = 8.0 \text{ cm}$ ,  $A_k = 5529.2 \text{ cm}^2$ ,  $u_k = 339.3 \text{ cm}^2$

## 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 <sub>l</sub> A <sub>p</sub> +A <sub>s</sub>	G <sub>1</sub>
ideeI <sub>l</sub> A <sub>p</sub> +A <sub>s</sub>	G <sub>2</sub>
ideeI <sub>l</sub> A <sub>p</sub> +A <sub>s</sub>	G <sub>3</sub>
Brutto	Vorspannung mit sofortigem Verbund
Brutto	Vorspannung mit nachträglichem Verbund
ideeI <sub>l</sub> A <sub>p</sub> +A <sub>s</sub>	Vorspannung mit ohne Verbund
ideeI <sub>l</sub> A <sub>p</sub> +A <sub>s</sub>	Verkehr
ideeI <sub>l</sub> A <sub>p</sub> +A <sub>s</sub>	Stützensenkung
ideeI <sub>l</sub> A <sub>p</sub> +A <sub>s</sub>	Temperatur
ideeI <sub>l</sub> A <sub>p</sub> +A <sub>s</sub>	Horizontaler Erddruck
ideeI <sub>l</sub> A <sub>p</sub> +A <sub>s</sub>	Wind
ideeI <sub>l</sub> A <sub>p</sub> +A <sub>s</sub>	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 <sub>η</sub> kN	Q <sub>ξ</sub> kN	T kNm	M <sub>η</sub> kNm	M <sub>ξ</sub> kNm	Bezeichnung
<b>Einwirkung 1: ständige Lasten</b>							
1	600.0	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	Eg Hauptträger
<b>Einwirkung 2: Vorspannung</b>							
2	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	P <sup>∞</sup> : Vorsp.m.ntr.Verbund 1
7	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	P <sup>∞</sup> +K <sub>S∞</sub> zu LF 2: Vorsp.m.ntr.Verbund 1
8	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	P <sup>∞</sup> +K <sub>S1</sub> 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 <sub>S∞</sub> zu LF 2: Vorsp.m.ntr.Verbund 1
11	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	P+K <sub>S1</sub> zu LF 2: Vorsp.m.ntr.Verbund 1
<b>Einwirkung 3: Verkehrslasten</b>							
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 <sub>1</sub> MN/m <sup>2</sup>	σ <sub>2</sub> MN/m <sup>2</sup>	σ <sub>3</sub> MN/m <sup>2</sup>	σ <sub>4</sub> MN/m <sup>2</sup>	Bezeichnung
<b>Einwirkung 1: ständige Lasten</b>					
1	1.02	1.01	0.97	0.92	Eg Hauptträger
<b>Einwirkung 2: Vorspannung</b>					
2	0.00	0.00	0.00	0.00	P <sup>∞</sup> : Vorsp.m.ntr.Verbund 1
7	0.00	0.00	0.00	0.00	P <sup>∞</sup> +K <sub>S∞</sub> zu LF 2: Vorsp.m.ntr.Verbund 1
8	0.00	0.00	0.00	0.00	P <sup>∞</sup> +K <sub>S1</sub> zu LF 2: Vorsp.m.ntr.Verbund 1



### Betoneckspannungen der Lastfälle

Nr	$\sigma_1$ MN/m <sup>2</sup>	$\sigma_2$ MN/m <sup>2</sup>	$\sigma_3$ MN/m <sup>2</sup>	$\sigma_4$ MN/m <sup>2</sup>	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 $\infty$ 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
<b>Einwirkung 3: Verkehrslasten</b>					
3	1.98	1.93	1.84	1.69	p=2.5 HT1, Feld1, links
4	1.21	1.18	1.11	1.01	p=2.5 HT1, Feld1, rechts
5	0.60	0.59	0.56	0.51	Überlast HS1 (Feld 1)
6	1.06	1.04	0.98	0.89	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 <sub>η</sub> kN	Q <sub>ξ</sub> kN	T kNm	M <sub>η</sub> kNm	M <sub>ξ</sub> kNm	Faktorisierung
<b>Extremierung 1: Standardkombination</b>							
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 <sub>η</sub>	600.0	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	Lf1+0.9*Lf10
max Q <sub>η</sub>	1550.0	480.00	0.00	0.00	880.00	0.00	Lf1+1.1*Lf10+Lf3+Lf4+Lf5+Lf6
min Q <sub>ξ</sub>	600.0	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	Lf1+0.9*Lf10
max Q <sub>ξ</sub>	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 <sub>η</sub>	600.0	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	Lf1+0.9*Lf10
max M <sub>η</sub>	1550.0	480.00	0.00	0.00	880.00	0.00	Lf1+1.1*Lf10+Lf3+Lf4+Lf5+Lf6
min M <sub>ξ</sub>	600.0	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	Lf1+0.9*Lf10
max M <sub>ξ</sub>	1550.0	480.00	0.00	0.00	880.00	0.00	Lf1+1.1*Lf10+Lf3+Lf4+Lf5+Lf6

### Betoneckspannungen der Lastkombinationen

Typ	$\sigma_1$ MN/m <sup>2</sup>	$\sigma_2$ MN/m <sup>2</sup>	$\sigma_3$ MN/m <sup>2</sup>	$\sigma_4$ MN/m <sup>2</sup>	Faktorisierung
<b>Extremierung 1: Standardkombination</b>					
min $\sigma_1$	1.02	1.01	0.97	0.92	Lf1+0.9*Lf10
max $\sigma_1$	5.87	5.74	5.46	5.02	Lf1+1.1*Lf10+Lf3+Lf4+Lf5+Lf6
min $\sigma_2$	1.02	1.01	0.97	0.92	Lf1+0.9*Lf10
max $\sigma_2$	5.87	5.74	5.46	5.02	Lf1+1.1*Lf10+Lf3+Lf4+Lf5+Lf6
min $\sigma_3$	1.02	1.01	0.97	0.92	Lf1+0.9*Lf10
max $\sigma_3$	5.87	5.74	5.46	5.02	Lf1+1.1*Lf10+Lf3+Lf4+Lf5+Lf6
min $\sigma_4$	1.02	1.01	0.97	0.92	Lf1+0.9*Lf10
max $\sigma_4$	5.87	5.74	5.46	5.02	Lf1+1.1*Lf10+Lf3+Lf4+Lf5+Lf6

### Betonrandspannungen seltene Einwirkungskombination

Aus seltener Einwirkungskombination:  $\sigma_{max} = 5.87 \text{ MN/m}^2 > f_{ctm} = 3.8 \text{ MN/m}^2 \Rightarrow$  Querschnitt ist in **Zustand II**

Typ	$\sigma_1$ MN/m <sup>2</sup>	$\sigma_2$ MN/m <sup>2</sup>	$\sigma_3$ MN/m <sup>2</sup>	$\sigma_4$ MN/m <sup>2</sup>	$\sigma_{max}$ MN/m <sup>2</sup>
<b>Extremierung 1: Standardkombination</b>					
min $\sigma_1$	1.02	1.01	0.97	0.92	1.02 ≤ 3.8
max $\sigma_1$	5.87	5.74	5.46	5.02	5.87 > 3.8
min $\sigma_2$	1.02	1.01	0.97	0.92	1.02 ≤ 3.8
max $\sigma_2$	5.87	5.74	5.46	5.02	5.87 > 3.8
min $\sigma_3$	1.02	1.01	0.97	0.92	1.02 ≤ 3.8
max $\sigma_3$	5.87	5.74	5.46	5.02	5.87 > 3.8
min $\sigma_4$	1.02	1.01	0.97	0.92	1.02 ≤ 3.8
max $\sigma_4$	5.87	5.74	5.46	5.02	5.87 > 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 <sub>η</sub> kN	Q <sub>ξ</sub> kN	T kNm	M <sub>η</sub> kNm	M <sub>ξ</sub> kNm	Faktorisierung
<b>Extremierung 1: Standardkombination</b>							
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 <sub>η</sub>	600.0	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	Lf1+Lf7
max Q <sub>η</sub>	2235.0	720.00	0.00	0.00	1305.00	0.00	1.35*Lf1+Lf7+1.5*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)
min Q <sub>ξ</sub>	600.0	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	Lf1+Lf7
max Q <sub>ξ</sub>	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 <sub>η</sub>	600.0	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	Lf1+Lf7
max M <sub>η</sub>	2235.0	720.00	0.00	0.00	1305.00	0.00	1.35*Lf1+Lf7+1.5*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)
min M <sub>ξ</sub>	600.0	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	Lf1+Lf7
max M <sub>ξ</sub>	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 <sub>1</sub> MN/m <sup>2</sup>	σ <sub>2</sub> MN/m <sup>2</sup>	σ <sub>3</sub> MN/m <sup>2</sup>	σ <sub>4</sub> MN/m <sup>2</sup>	Faktorisierung
<b>Extremierung 1: Standardkombination</b>					
min σ <sub>1</sub>	1.02	1.01	0.97	0.92	Lf1+Lf7
max σ <sub>1</sub>	8.65	8.47	8.04	7.39	1.35*Lf1+Lf7+1.5*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)
min σ <sub>2</sub>	1.02	1.01	0.97	0.92	Lf1+Lf7
max σ <sub>2</sub>	8.65	8.47	8.04	7.39	1.35*Lf1+Lf7+1.5*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)
min σ <sub>3</sub>	1.02	1.01	0.97	0.92	Lf1+Lf7
max σ <sub>3</sub>	8.65	8.47	8.04	7.39	1.35*Lf1+Lf7+1.5*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)
min σ <sub>4</sub>	1.02	1.01	0.97	0.92	Lf1+Lf7
max σ <sub>4</sub>	8.65	8.47	8.04	7.39	1.35*Lf1+Lf7+1.5*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)

## Bruchsicherheitsnachweis

Typ	ε <sub>b</sub> ‰	ε <sub>s</sub> ‰	Dbu kN	h <sub>dbu</sub> cm	Z <sub>vu</sub> kN	z cm	N <sub>Ed</sub> kN	M <sub>mEd</sub> kNm	M <sub>nEd</sub> kNm	M <sub>Ed</sub> / M <sub>Eds</sub> -
<b>Extremierung 1: Standardkombination</b>										
min N	-3.50	24.92	-1399.0	14.0	11322.3	59.1	600.0	100.0	0.0	0.06
max N	-3.50	11.49	-3834.0	26.6	9308.2	59.1	2235.0	1305.0	0.0	0.43
min M <sub>η</sub>	-3.50	24.92	-1399.0	14.0	11322.3	59.1	600.0	100.0	0.0	0.06
max M <sub>η</sub>	-3.50	11.49	-3834.0	26.6	9308.2	59.1	2235.0	1305.0	0.0	0.43
min M <sub>ξ</sub>	-3.50	24.92	-1399.0	14.0	11322.3	59.1	600.0	100.0	0.0	0.06
max M <sub>ξ</sub>	-3.50	11.49	-3834.0	26.6	9308.2	59.1	2235.0	1305.0	0.0	0.43

max M<sub>Ed</sub> / M<sub>Eds</sub> = 0.43 ≤ 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 <sub>η</sub> kN	Q <sub>ξ</sub> kN	T kNm	M <sub>η</sub> kNm	M <sub>ξ</sub> kNm	Faktorisierung
<b>Extremierung 1: Standardkombination</b>							
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 <sub>η</sub>	600.0	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	Lf1+0.9*Lf10
max Q <sub>η</sub>	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 <sub>ξ</sub>	600.0	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	Lf1+0.9*Lf10
max Q <sub>ξ</sub>	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 <sub>η</sub>	600.0	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	Lf1+0.9*Lf10
max M <sub>η</sub>	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 <sub>ξ</sub>	600.0	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	Lf1+0.9*Lf10
max M <sub>ξ</sub>	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 <sub>1</sub> MN/m <sup>2</sup>	σ <sub>2</sub> MN/m <sup>2</sup>	σ <sub>3</sub> MN/m <sup>2</sup>	σ <sub>4</sub> MN/m <sup>2</sup>	Faktorisierung
<b>Extremierung 1: Standardkombination</b>					
min σ <sub>1</sub>	1.02	1.01	0.97	0.92	Lf1+0.9*Lf10
max σ <sub>1</sub>	3.33	3.26	3.11	2.87	Lf1+1.1*Lf10+0.4*(Lf3+Lf4+Lf5)+0.75*Lf6
min σ <sub>2</sub>	1.02	1.01	0.97	0.92	Lf1+0.9*Lf10
max σ <sub>2</sub>	3.33	3.26	3.11	2.87	Lf1+1.1*Lf10+0.4*(Lf3+Lf4+Lf5)+0.75*Lf6
min σ <sub>3</sub>	1.02	1.01	0.97	0.92	Lf1+0.9*Lf10

### Betoneckspannungen der Lastkombinationen

Typ	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	Faktorisierung
	MN/m <sup>2</sup>	MN/m <sup>2</sup>	MN/m <sup>2</sup>	MN/m <sup>2</sup>	
max $\sigma_3$	3.33	3.26	3.11	2.87	Lf1+1.1*Lf10+0.4*(Lf3+Lf4+Lf5)+0.75*Lf6
min $\sigma_4$	1.02	1.01	0.97	0.92	Lf1+0.9*Lf10
max $\sigma_4$	3.33	3.26	3.11	2.87	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	$\sigma_{s1t}$	$h_{ct}$	$A_{ct}$	$\sigma_c$	$k_1$	$k_c$	$k$	$\sigma_s$	$\xi_1$	$A_p$	erf $A_s$	vorh $A_s$
	MN/m <sup>2</sup>	cm	cm <sup>2</sup>	MN/m <sup>2</sup>	-	-	-	MN/m <sup>2</sup>	-	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>
<b>Extremierung 1: Standardkombination</b>												
Umfang	+0.0	79.1	3049.2	2.5	0.67	0.80	0.66	223.7	0.00	0.00	27.33 ≤	61.05

Nachweis der Mindestbewehrung zur Rissbreitenbeschränkung erfüllt

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

Typ	Ort	$h_w$	$\sigma_s$	eff $\rho$	$\rho_{tot}$	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	$S_r, max$	$W_k$	zul $W_k$
		cm	MN/m <sup>2</sup>	%	%	‰	mm	mm	mm
<b>Extremierung 1: Standardkombination</b>									
min N	Umfang	15.0	+69.9	0.126	0.126	0.210	102.2	0.02 ≤	0.20
max N	Umfang	15.0	+189.1	0.126	0.126	0.567	276.4	0.16 ≤	0.20
min $M_\eta$	Umfang	15.0	+69.9	0.126	0.126	0.210	102.2	0.02 ≤	0.20
max $M_\eta$	Umfang	15.0	+189.1	0.126	0.126	0.567	276.4	0.16 ≤	0.20
min $M_\xi$	Umfang	15.0	+69.9	0.126	0.126	0.210	102.2	0.02 ≤	0.20
max $M_\xi$	Umfang	15.0	+189.1	0.126	0.126	0.567	276.4	0.16 ≤	0.20

Nachweis der Beschränkung der Rissbreite 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	$Q_\eta$	$Q_\zeta$	T	$M_\eta$	$M_\zeta$	Faktorisierung
	kN	kN	kN	kNm	kNm	kNm	
<b>Extremierung 1: Standardkombination</b>							
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 $Q_\eta$	600.0	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	Lf1+Lf10
max $Q_\eta$	1360.0	384.00	0.00	0.00	724.00	0.00	Lf1+Lf10+0.8*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)
min $Q_\zeta$	600.0	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	Lf1+Lf10
max $Q_\zeta$	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 $M_\eta$	600.0	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	Lf1+Lf10
max $M_\eta$	1360.0	384.00	0.00	0.00	724.00	0.00	Lf1+Lf10+0.8*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)
min $M_\zeta$	600.0	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	Lf1+Lf10
max $M_\zeta$	1360.0	384.00	0.00	0.00	724.00	0.00	Lf1+Lf10+0.8*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)

### Betoneckspannungen der Lastkombinationen

Typ	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_4$	Faktorisierung
	MN/m <sup>2</sup>	MN/m <sup>2</sup>	MN/m <sup>2</sup>	MN/m <sup>2</sup>	
<b>Extremierung 1: Standardkombination</b>					
min $\sigma_1$	1.02	1.01	0.97	0.92	Lf1+Lf10
max $\sigma_1$	4.90	4.80	4.56	4.20	Lf1+Lf10+0.8*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)
min $\sigma_2$	1.02	1.01	0.97	0.92	Lf1+Lf10
max $\sigma_2$	4.90	4.80	4.56	4.20	Lf1+Lf10+0.8*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)
min $\sigma_3$	1.02	1.01	0.97	0.92	Lf1+Lf10
max $\sigma_3$	4.90	4.80	4.56	4.20	Lf1+Lf10+0.8*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)
min $\sigma_4$	1.02	1.01	0.97	0.92	Lf1+Lf10
max $\sigma_4$	4.90	4.80	4.56	4.20	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:  $\sigma_{\max} = 5.87 \text{ MN/m}^2 > f_{ctm} = 3.8 \text{ MN/m}^2 \Rightarrow$  Querschnitt ist in **Zustand II**

Typ	$\sigma_{c1}$ MN/m <sup>2</sup>	$\sigma_{c2}$ MN/m <sup>2</sup>	$\sigma_{c3}$ MN/m <sup>2</sup>	$\sigma_{c4}$ MN/m <sup>2</sup>	$\sigma_{c,min}$ MN/m <sup>2</sup>	min $\sigma_s$ MN/m <sup>2</sup>	Pos -	max $\sigma_s$ MN/m <sup>2</sup>	Pos -
<b>Extremierung 1: Standardkombination</b>									
min N	0.00	0.00	0.00	0.00	$0.00 \geq -27.0$	$7.98 \geq -400$	17	$69.90 \leq 400$	1
max N	-9.47	0.00	0.00	0.00	$-9.47 \geq -27.0$	$-36.02 \geq -400$	17	$269.87 \leq 400$	1
min $M_\eta$	0.00	0.00	0.00	0.00	$0.00 \geq -27.0$	$7.98 \geq -400$	17	$69.90 \leq 400$	1
max $M_\eta$	-9.47	0.00	0.00	0.00	$-9.47 \geq -27.0$	$-36.02 \geq -400$	17	$269.87 \leq 400$	1
min $M_\xi$	0.00	0.00	0.00	0.00	$0.00 \geq -27.0$	$7.98 \geq -400$	17	$69.90 \leq 400$	1
max $M_\xi$	-9.47	0.00	0.00	0.00	$-9.47 \geq -27.0$	$-36.02 \geq -400$	17	$269.87 \leq 400$	1

$\sigma_{c,min} = -9.47 \text{ MN/m}^2 \geq f_c = -27.0 \text{ MN/m}^2 \Rightarrow$  **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	$Q_\eta$ kN	$Q_\zeta$ kN	T kNm	$M_\eta$ kNm	$M_\zeta$ kNm	Faktorisierung
<b>Extremierung 1: Standardkombination</b>							
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 $Q_\eta$	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
max $Q_\eta$	190.0	96.00	0.00	0.00	156.00	0.00	$0.2*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)$
min $Q_\zeta$	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
max $Q_\zeta$	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 $M_\eta$	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
max $M_\eta$	190.0	96.00	0.00	0.00	156.00	0.00	$0.2*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)$
min $M_\zeta$	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
max $M_\zeta$	190.0	96.00	0.00	0.00	156.00	0.00	$0.2*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)$

### Betoneckspannungen der Lastkombinationen

Typ	$\sigma_1$ MN/m <sup>2</sup>	$\sigma_2$ MN/m <sup>2</sup>	$\sigma_3$ MN/m <sup>2</sup>	$\sigma_4$ MN/m <sup>2</sup>	Faktorisierung	Typ	$\sigma_1$ MN/m <sup>2</sup>	$\sigma_2$ MN/m <sup>2</sup>	$\sigma_3$ MN/m <sup>2</sup>	$\sigma_4$ MN/m <sup>2</sup>	Faktorisierung
<b>Extremierung 1: Standardkombination</b>											
min $\sigma_1$	0.00	0.00	0.00	0.00		min $\sigma_3$	0.00	0.00	0.00	0.00	
max $\sigma_1$	0.97	0.95	0.90	0.82	$0.2*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)$	max $\sigma_3$	0.97	0.95	0.90	0.82	$0.2*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)$
min $\sigma_2$	0.00	0.00	0.00	0.00		min $\sigma_4$	0.00	0.00	0.00	0.00	
max $\sigma_2$	0.97	0.95	0.90	0.82	$0.2*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)$	max $\sigma_4$	0.97	0.95	0.90	0.82	$0.2*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)$

### Nachweis der zulässigen Spannstahlspannungen

Aus seltener Einwirkungskombination:  $\sigma_{\max} = 5.87 \text{ MN/m}^2 > f_{ctm} = 3.8 \text{ MN/m}^2 \Rightarrow$  Querschnitt ist in **Zustand II**

Typ	Lage -	$\sigma_{po}$ MN/m <sup>2</sup>	$\Delta\sigma_p$ MN/m <sup>2</sup>	$\sigma_p$ MN/m <sup>2</sup>	Typ	Lage -	$\sigma_{po}$ MN/m <sup>2</sup>	$\Delta\sigma_p$ MN/m <sup>2</sup>	$\sigma_p$ MN/m <sup>2</sup>
<b>Extremierung 1: Standardkombination</b>									
min N	1	705.4	0.0	$705.4 \leq 1150.5$	max $M_\eta$	1	705.4	19.7	$725.0 \leq 1150.5$
max N	1	705.4	19.7	$725.0 \leq 1150.5$	min $M_\xi$	1	705.4	0.0	$705.4 \leq 1150.5$
min $M_\eta$	1	705.4	0.0	$705.4 \leq 1150.5$	max $M_\xi$	1	705.4	19.7	$725.0 \leq 1150.5$

$\sigma_{p,max} = 725.02 \text{ MN/m}^2 \leq f_{pk} = 1150.5 \text{ MN/m}^2 \Rightarrow$  **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	$Q_\eta$ kN	$Q_\zeta$ kN	T kNm	$M_\eta$ kNm	$M_\zeta$ kNm	Faktorisierung
<b>Extremierung 1: Standardkombination</b>							
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 $Q_\eta$	600.0	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	Lf1+Lf10
max $Q_\eta$	2235.0	720.00	0.00	0.00	1305.00	0.00	$1.35*Lf1+Lf10+1.5*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)$
min $Q_\zeta$	600.0	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	Lf1+Lf10
max $Q_\zeta$	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 <sub>η</sub> kN	Q <sub>ξ</sub> kN	T kNm	M <sub>η</sub> kNm	M <sub>ξ</sub> 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 <sub>η</sub>	600.0	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	Lf1+Lf10
max M <sub>η</sub>	2235.0	720.00	0.00	0.00	1305.00	0.00	1.35*Lf1+Lf10+1.5*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)
min M <sub>ξ</sub>	600.0	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00	Lf1+Lf10
max M <sub>ξ</sub>	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 <sub>1</sub> MN/m <sup>2</sup>	σ <sub>2</sub> MN/m <sup>2</sup>	σ <sub>3</sub> MN/m <sup>2</sup>	σ <sub>4</sub> MN/m <sup>2</sup>	Faktorisierung
<b>Extremierung 1: Standardkombination</b>					
min σ <sub>1</sub>	1.02	1.01	0.97	0.92	Lf1+Lf10
max σ <sub>1</sub>	8.65	8.47	8.04	7.39	1.35*Lf1+Lf10+1.5*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)
min σ <sub>2</sub>	1.02	1.01	0.97	0.92	Lf1+Lf10
max σ <sub>2</sub>	8.65	8.47	8.04	7.39	1.35*Lf1+Lf10+1.5*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)
min σ <sub>3</sub>	1.02	1.01	0.97	0.92	Lf1+Lf10
max σ <sub>3</sub>	8.65	8.47	8.04	7.39	1.35*Lf1+Lf10+1.5*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)
min σ <sub>4</sub>	1.02	1.01	0.97	0.92	Lf1+Lf10
max σ <sub>4</sub>	8.65	8.47	8.04	7.39	1.35*Lf1+Lf10+1.5*(Lf3+Lf4+Lf5+Lf6)

## Nachweis der Tragsicherheit für Querkraft und Torsion

nom<sub>c</sub> = 4.5 ⇒ z = 0.90 d = 0.0 cm, Mindestquerkraftbewehrung gemäß Fb 102, II-5.4.3.3 (2)\*P

Typ	d cm	hbz cm	bw cm	ρ <sub>I</sub> x 100	V <sub>red</sub>   kN	V <sub>Rd,ct</sub> kN	erf a <sub>sbQ</sub> cm <sup>2</sup> /m	T <sub>Ed</sub> kNm	erf a <sub>sbT</sub> cm <sup>2</sup> /m	erf A <sub>sT</sub> cm <sup>2</sup>	G1(4.47) -	Σ a <sub>sb</sub> cm <sup>2</sup> /m	θ
<b>Extremierung 1: Standardkombination</b>													
max N	72.8	101.6	86.5	2.0000	720.0 >	0.0	14.99	0.0	6.97			14.99	30.0
max Q <sub>η</sub>	72.8	101.6	86.5	2.0000	720.0 >	0.0	14.99	0.0	6.97			14.99	30.0
max Q <sub>ξ</sub>	72.8	101.6	86.5	2.0000	720.0 >	0.0	14.99	0.0	6.97			14.99	30.0
max T	72.8	101.6	86.5	2.0000	720.0 >	0.0	14.99	0.0	6.97			14.99	30.0
max M <sub>η</sub>	72.8	101.6	86.5	2.0000	720.0 >	0.0	14.99	0.0	6.97			14.99	30.0
max M <sub>ξ</sub>	72.8	101.6	86.5	2.0000	720.0 >	0.0	14.99	0.0	6.97			14.99	30.0

V<sub>red,max</sub> = 720.0 kN ≤ V<sub>Rd,max</sub> = 4567.8 kN ⇒ Querkrafttragf. ständige u. vorüberg. Situation erfüllt

T<sub>Ed,max</sub> = 0.0 kN ≤ T<sub>Rd,max</sub> = 769.3 kN ⇒ Torsionstragf. ständige u. vorüberg. Situation erfüllt

max (G1.4.47) = 0.02 ≤ 1 ⇒ Nachweis nach Gleichung 4.47 ständige u. vorüberg. Situation erfüllt

Druckstrebenneigung θ = 30°, Schubfügelneigung β = 90°, Mindestschubbewehrung min a<sub>sbQ</sub> = 6.97 cm<sup>2</sup>/m  
⇒ Bügelbew. erf a<sub>sb</sub> = 14.99 cm<sup>2</sup>/m (7.50 cm<sup>2</sup>/m je Stegseite)

## Zusammenfassung aller Nachweise

Schubbewehrung: a<sub>sbQ</sub> = 14.99 cm<sup>2</sup>/m, a<sub>sbT</sub> = 0.00 cm<sup>2</sup>/m, A<sub>sT</sub> = 0.00 cm<sup>2</sup>  
max. Ausnutzung: U = 0.784