

Windkraftanlage  
**ENO114 / ENO 126**

Bauteilberechnung nach GL Ri 2010 und DIBt Ri 2012:

**Fundament für  
Stahlrohrturm 142m HH / 137m HH**  
Grundwasserstand auf 0.0m unterGOK

Rev. 0

**IEC ed. 3 TC IIA / DIBt WZ 4 GK 2 (2012)**

**Lastberechnungen:**

Load Assessment for the Wind Energy Turbine eno 126 137mHH-  
-4.0 MW IEC ed. 3 TC IIA / DIBt WZ 4 GK 2 (2012)  
Loadsummary\_eno126-137\_IECIIA\_4MW\_Rev2.3\_tower\_only.xlsx

**Kunde:**  
eno energy systems GmbH  
Swienskühlenstraße 5  
18147 Rostock

**Datum:**  
30.05.2017  
**erstellt:**



Andreas Kiehn UG  
Rosenthaler Weg 13  
21398 Neetze



## Zugehörige Aktuelle Dokumente / RELATED DOCUMENTS

<b>Lastberechnung LOAD CALCULATION</b>	<b>Datum DATE</b>	<b>Titel TITLE</b>
	11.05.2017	Loadsummary_eno126-137_IECIIA_4MW_Rev2.3_tower_only.xlsx
2016-88_LA_eno126_137_40_rev2.1.pdf	19.05.2017	Load Assessment for the Wind Energy Turbine eno 126 137mHH 4.0 MW IEC ed. 3 TC IIA / DIBt WZ 4 GK 2 (2012)

### Bemerkung:

Das vorliegenden Design ist identisch mit der Fundamentbemessung: "160615 ENO 126 137m Fundament mit Auftrieb.pdf".

Es wurden ausschließlich die Lasten auf die neue Anlage ENO126 4MW aktualisiert und alle Nachweise geführt.

Alle Nachweise sind auch mit den neuen Lasten erfüllt.

Es wurden keine Änderungen an dem Fundament durchgeführt.

### Literatur

- [1] Eurocode 2; DIN EN 1992-1-1 2011 01 und DIN EN 1992-1-1/NA 2011-01
- [2] Betonkalender 2001, Teil 1, Verlag Ernst und Sohn
- [3] DASTb Heft 439, Ermüdungsfestigkeit... , CEB-FIP Model Code 1990
- [4] Dynamik der Baukonstruktion, C. Petersen, Vieweg
- [5] Vorlesungen über Massivbau II, Leonhardt, Springer Verlag 1975
- [6] Beton-Kalender 1978 Teil II, Verlag Ernst und Sohn
- [7] Beton-Kalender 1995 Teil II, Verlag Ernst und Sohn
- [8] Stahlbau, C.Petersen, Vieweg Verlag, 3. Auflage, 2. Nachdruck 1997
- [9] Germanischer Lloyd, Guideline for the Certification of Wind Turbines Edition 2010
- [10] Beispiele zur Bemessung nach Eurocode 2, Band 1 Hochbau, DBV 2011 1. korrigierter Nachdruck
- [11] Schneider Bautabellen, 11. Auflage
- [12] Dafstb Heft 600, Erläuterungen zur DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA, 1.Auflage 2012
- [13] DIN EN 1997-1:2009-09, DIN EN 1997-1/NA:2010-12, und DIN 1054:2010-12
- [15] Heft 220 Dafstb
- [16] DIBt Richtlinie für Windenergieanlagen, Fassung Oktober 2012, Schriften des Deutschen Instituts für Bautechnik, Reihe B, Heft 8
- [18] Beispiele zur Bemessung Eurocode 2, Band 1 Hochbau, DBV, Ernst und Sohn Verlag, 1.korrigierter Nachdruck 2011
- [19] Betonkalender 2011, Teil 1, Verlag Ernst und Sohn

Inhalt	Seite
0. Deckblatt	1
Revisionen	2
Zugehörige Dokumente, Literatur	3
Inhalt	4
1. Anforderungen an den Baugrund	5
2. Einwirkungen: Extremlasten, klaffende Fuge, Ermüdungslasten	6
2.1 Lastfallkombinationen	8
3. Geometrie	12
Nachweis "klaffende Fuge", Solspannungen	13
Gleiten in der Solfuge	14
3.1 Klaffenden Fuge und Pressungen bei GWL unter Sole	15
4. Modellierung, Elementierung, Einwirkungen	17
Kenndaten Baumaterial	18
5. Grafische Darstellung: Elementierung, Elementdicken	19
Elementdicken Berechnungsmodelle	20
Solspannung	21
Momente	21
Querkräfte	23
Normalkräfte	24
6. Schnittgrößen $M_y$ , Ermittlung der erf. Bewehrung	25
7. Schnittgrößen $M_x$ , Ermittlung der erf. Bewehrung	26
8. $A_{sxo}$ , Bewehrung radial oben	27
9. $A_{sxu}$ , Bewehrung radial unten	29
10. $A_{syo}$ , Bewehrung tangential oben	31
11. $A_{syu}$ , Bewehrung tangential unten	32
12. Mindest-, Robustheitsbewehrung und Rißbreitenberechnung	33
Berechnung der Mindest- und Robustheitsbewehrung	34
Berechnung der Rißbreiten	38
13. Schnittgrößen $Q_r$ , Ermittlung der erf. Schubbewehrung	42
13.1 Ermittlung von $\Delta A_s$ aus $Q_x \max$ , ( Versatzmaß )	44
13.2 Ermittlung von $\Delta A_s$ aus $Q_x \min$ , ( Versatzmaß )	45
14. Durchstanzen des Sockels nach unten	46
14.1 Durchstanzen der Ankerplatte nach oben	51
15. Schubbewehrung, Mindestbewehrung und Aufteilung der Bewehrung	56
16. Verankerungslängen $l_b$ , $l_s$	58
17. Spaltzugbewehrung	60
18. Rand- und Oberflächenbewehrung	62
19. Betriebsfestigkeit Beton, vereinfachter Nachweis	64
Betriebsfestigkeit Bewehrung, Nachweis mit Einstufenkollektiv	65
Spannungsermittlung Momente	66
Spannungsermittlung Schub	70
19.1 Genauer Betriebsfestigkeitsnachweis mit Einfluß der Mittellasten	71
20. Verankerungsbauteile Abmessungen	75
Nachweis Fußflansch, Ankerstangen	76
Nachweis Lastverteilblech	79
Nachweis Ankerplatte	79
Nachweis Betriebsfestigkeit Ankerstangen	80
Nachweis des Nichtklaffens der Flanschverbindung	80
Berechnung des erf. Dehnweges der Anker	82
21. Nachweis der Betonpressungen	84
Ermüdung, vereinfachtes Verfahren	87
21.1 Genauer Nachweis der Betonpressungen mit Mehrstufenkollektiven	90
21.2 Mehrstufenkollektive mit Mittellasten $F_x$ und $M_y$ ENO125	92
	95



## Anforderungen an den Baugrund

Die folgenden Angaben sind durch einen Bodengutachter zu bestätigen. Für den sicheren Betrieb und die Standfestigkeit der Anlage ist die Einhaltung der Bodenkennwerte erforderlich.

### Grundwasserstand

GWL =  $\begin{matrix} \text{max} \\ 0.000 \end{matrix}$   $\begin{matrix} \text{min} \\ 1.900 \end{matrix}$  m maximaler Grundwasserstand unter GOK

### Solpressungen ohne Sicherheitsfaktoren für den Nachweis der Grundbruchsicherheit

$\sigma_{\text{max}} = 244.7$   $232.6$  kN/m<sup>2</sup> maximale Kantenpressung im Extremlastfall  
 $\sigma_{\text{mittel}} = 177.8$   $168.2$  kN/m<sup>2</sup> mittlere Bodenpressung im Extremlastfall unter der Ersatzfläche nach [13]  
 $\sigma_{\text{max}} = 133.5$   $150.8$  kN/m<sup>2</sup> maximale Kantenpressung im Betrieb  
 $\sigma_{\text{mittel}} = 93.8$   $107.6$  kN/m<sup>2</sup> mittlere Bodenpressung im Betrieb unter der Ersatzfläche nach [13]

### Bodendichte

$\gamma = 16.0$  kN/m<sup>3</sup> minimale Dichte der Aufschüttung  
 $\gamma = 18.0$  kN/m<sup>3</sup> maximale Dichte der Aufschüttung

### Reibungswinkel

$\varphi = 5.9$  ° minimaler erforderlicher Reibungswinkel in Solfuge

### statischer Steifemodul $E_s$

$E_{s,\text{stat}} = 35$  MN/m<sup>2</sup> minimale statische Steifigkeit  
 $k_\varphi = 2.80E+10$  Nm/1 minimale statische Drehfedersteifigkeit  
 $\varphi = 5.37$  mm/m max zul. Verdrehung unter charakteristischen Lasten

	$\mu$ [-]	erf. $E_{s,\text{dyn}}$ MN/m <sup>2</sup>	erf. $G_{\text{dyn}}$ MN/m <sup>2</sup>
$r = 11.3$ m	0.15	15	6.2
$k_\varphi = 8/3 G r^3 / (1 - \mu)$ [6] Tabelle 7.5	0.20	16	5.8
$E = 2 G (1 + \mu)$ [6] (7.1)	0.25	16	5.5
$E_s = E (1 - \mu) / (1 - \mu - 2\mu^2)$ [6] (7.2)	0.30	18	5.1
$k_\varphi = 4/3 E_s r^3 (1 - \mu - 2\mu^2) / ((1 + \mu) (1 - \mu)^2)$	0.35	20	4.7
$G = E_s (1 - \mu - 2\mu^2) / (2(1 + \mu)(1 - \mu))$	0.40	26	4.4
	0.45	44	4.0

### dynamischer Steifemodul $E_s$

Laut Turmstatik sind die dynamischen Kippfedersteifigkeiten für das Fundament einzuhalten:

min  $k_\varphi = 1.40E+11$  Nm / 1

$\mu$ [-]	erf. $E_{s,\text{dyn}}$ MN/m <sup>2</sup>	erf. $G_{\text{dyn}}$ MN/m <sup>2</sup>
0.15	75	30.9
0.20	78	29.1
0.25	82	27.3
0.30	89	25.5
0.35	102	23.7
0.40	131	21.8
0.45	220	20.0

**Einwirkungen ( OK Fundament )****Fundamentlasten an Turmunterkante gemäß Lastberechnung:**

Load Assessment for the Wind Energy Turbine eno 126 137mHH-  
Loadsummary\_eno126-137\_IECIIA\_4MW\_Rev2.3\_tower\_only.xlsx

**Erhöhungsfaktor aus Turmschiefstellung und Bodenverformungen:**

f = 1.140

Der Erhöhungsfaktor wird auf alle Biegemomente der Extremlastfälle angewendet

**Extremlasten:** maximales resultierenden Biegemoment

Lastfall =	6.2	6.2
	ohne Sicherheitsfaktoren	incl. Sicherheitsfaktoren
V =	6554.3 kN	V = 7209.7 kN
H =	1162.7 kN	H = 1279.0 kN
M <sub>T</sub> =	2650.2 kNm	M <sub>T</sub> = 2915.2 kNm
M =	150248 kNm	M = 165272.7 kNm

**Extremlasten:** maximales Torsionsmoment

Lastfall =	0.0
	ohne Sicherheitsfaktoren
V =	6389.3 kN
H =	615.9 kN
M <sub>T</sub> =	7392.7 kNm
M =	72792.0 kNm

**Extremlasten:** maximaler Schub

Lastfall =	6.2
	ohne Sicherheitsfaktoren
V =	6533.4 kN
H =	1194.3 kN
M <sub>T</sub> =	3432.3 kNm
M =	152515.6 kNm

**Extremlasten: Durchstanznachweis,** maximale Vertikalkraft

Lastfall =	6.1
	incl. Sicherheitsfaktoren
V =	10095.0 kN
H =	546.0 kN
M <sub>T</sub> =	-214.7 kNm
M =	42305 kNm

**Extremlasten "klaffende Fuge" DLC group 1**

Lastfall =	DIBT D.3
	ohne Sicherheitsfaktoren
V =	6517.7 kN
H =	572.9 kN
M <sub>T</sub> =	-1787.3 kNm
M =	69795.6 kNm

**Extremlasten Nachweis "Kippen" DLC group 2**

Lastfall = 6.2  
 ohne Sicherheitsfaktoren  
 V = 6554.3 kN  
 H = 1162.733 kN  
 M<sub>T</sub> = 2650.2 kNm  
 M = 150247.9 kNm

**Extremlasten Nachweis der Rissbreiten DLC group 1**

Lastfall = Dibt D.3  
 ohne Sicherheitsfaktoren  
 V = 6517.7 kN  
 H = 572.9 kN  
 M<sub>T</sub> = -1787.3 kNm  
 M = 69795.6 kNm

**Ermüdungslasten: schädigungsäquivalente Einstufenkollektive**

Schwingweite		Mittellast
V =	-68.0 kN	V = 6550.7 kN
H =	201.9 kN	H = 266.6 kN
M =	10655.0 kNm	M = 33149.0 kNm
m =	4 Steigung der Wöhlerlinie	
n =	4.74E+08 Anzahl Lastspiele	

**Ermüdungslasten: max. Schwingweiten der Mehrstufenkollektive**

Schwingweite		Mittellast
V =	178.8 kN	V = 3476.3 kN
H =	535.9 kN	H = 110.1 kN
M =	51270.8 kNm	M = 8227.0 kNm

**Lastfallkombinationen für die Biege- und Schubmessung der Platte**

Die einwirkenden Lasten werde als Spannung auf die Platte aufgebracht.

Die Eigenlasten des Fundamentes und der Aufschüttung werden als Spannung auf der Oberseite des gesamten Fundamentes aufgebracht. Das EG des Sockels wird der Vertikalkraft zugerechnet.

**Lastfall 1: klaffende Fuge**

$\gamma_F =$	1.00 [-]	Teilsicherheitsbeiwert veränderliche Lasten
$\gamma_{EG} =$	1.00 [-]	Teilsicherheitsbeiwert auf Lasten aus Eigengewichten
Beton $\gamma =$	25 kN/m <sup>3</sup>	Eigengewicht des Betons
Boden $\gamma =$	16 kN/m <sup>3</sup>	min. Eigengewicht der gesamten Überschüttung der Fundamentplatte

$V_d =$	7843.1 kN	$M_{Sole} =$	$M + H h_3$
$H_d =$	572.9 kN	$I_y =$	113.46 m <sup>4</sup>
$M_d =$	69795.6 kNm	$A =$	31.68 m <sup>2</sup>
$M_{d,Sole} =$	71743.6 kNm	$A =$	396.6 m <sup>2</sup>
$\sigma_{M,d} =$	-2209.1 kN/m <sup>2</sup>	$V_{Beton} =$	539.6 m <sup>3</sup>
$\sigma_{N,d} =$	-247.6 kN/m <sup>2</sup>	$V_{Erde} =$	697.7 m <sup>3</sup>
$\sigma_{E,d} =$	-45.9 kN/m <sup>2</sup>	$V_{Sockel} =$	53.01 m <sup>3</sup>

**Lastfall 2: Kippen**

$\gamma_F =$	1.00 [-]	Teilsicherheitsbeiwert veränderliche Lasten
$\gamma_{EG} =$	1.00 [-]	Teilsicherheitsbeiwert auf Lasten aus Eigengewichten
Beton $\gamma =$	25 kN/m <sup>3</sup>	Eigengewicht des Betons
Boden $\gamma =$	16 kN/m <sup>3</sup>	min. Eigengewicht der gesamten Überschüttung der Fundamentplatte

$V_d =$	7879.7 kN	$M_{Sole} =$	$M + H h_3$
$H_d =$	1162.7 kN	$I_y =$	113.46 m <sup>4</sup>
$M_d =$	150247.9 kNm	$A =$	31.68 m <sup>2</sup>
$M_{d,Sole} =$	154201.2 kNm	$A =$	396.6 m <sup>2</sup>
$\sigma_{M,d} =$	-4748.1 kN/m <sup>2</sup>	$V_{Beton} =$	539.6 m <sup>3</sup>
$\sigma_{N,d} =$	-248.7 kN/m <sup>2</sup>	$V_{Erde} =$	697.7 m <sup>3</sup>
$\sigma_{E,d} =$	-45.9 kN/m <sup>2</sup>	$V_{Sockel} =$	53.01 m <sup>3</sup>

**Lastfall 3: Extremlasten**

$\gamma_F =$	1.35 [-]	Teilsicherheitsbeiwert veränderliche Lasten
$\gamma_{EG} =$	1.35 [-]	Teilsicherheitsbeiwert auf Lasten aus Eigengewichten
Beton $\gamma =$	25 kN/m <sup>3</sup>	Eigengewicht des Betons
Boden $\gamma =$	18 kN/m <sup>3</sup>	max. Eigengewicht der gesamten Überschüttung der Fundamentplatte

$V_d =$	8999.0 kN	$M_{Sole} =$	$M + H h_3$
$H_d =$	1279.0 kN	$I_y =$	113.46 m <sup>4</sup>
$M_d =$	165272.7 kNm	$A =$	31.68 m <sup>2</sup>
$M_{d,Sole} =$	169621.3 kNm	$A =$	396.6 m <sup>2</sup>
$\sigma_{M,d} =$	-5222.9 kN/m <sup>2</sup>	$V_{Beton} =$	539.6 m <sup>3</sup>
$\sigma_{N,d} =$	-284.0 kN/m <sup>2</sup>	$V_{Erde} =$	697.7 m <sup>3</sup>
$\sigma_{E,d} =$	-65.1 kN/m <sup>2</sup>	$V_{Sockel} =$	53.01 m <sup>3</sup>

## Lastfall 4: Extremlasten ( günstig wirkende Eigenlasten )

$\gamma_F =$	1.35 [-]	Teilsicherheitsbeiwert veränderliche Lasten
$\gamma_{EG} =$	1.00 [-]	Teilsicherheitsbeiwert auf Lasten aus Eigengewichten
Beton $\gamma =$	25 kN/m <sup>3</sup>	Eigengewicht des Betons
Boden $\gamma =$	16 kN/m <sup>3</sup>	min. Eigengewicht der gesamten Überschüttung der Fundamentplatte

$V_d =$	6665.9 kN	$M_{Sole} =$	$M + H h_3$
$H_d =$	1279.0 kN	$I_y =$	113.46 m <sup>4</sup>
$M_d =$	165272.7 kNm	$A =$	31.68 m <sup>2</sup>
$M_{d,Sole} =$	169621.3 kNm	$A =$	396.6 m <sup>2</sup>
$\sigma_{M,d} =$	-5222.9 kN/m <sup>2</sup>	$V_{Beton} =$	539.6 m <sup>3</sup>
$\sigma_{N,d} =$	-210.4 kN/m <sup>2</sup>	$V_{Erde} =$	697.7 m <sup>3</sup>
$\sigma_{E,d} =$	-45.9 kN/m <sup>2</sup>	$V_{Sockel} =$	53.01 m <sup>3</sup>

## Lastfall 5: Extremlasten ( Nachweis der Rissbreiten )

$\gamma_F =$	1.00 [-]	Teilsicherheitsbeiwert veränderliche Lasten
$\gamma_{EG} =$	1.00 [-]	Teilsicherheitsbeiwert auf Lasten aus Eigengewichten
Beton $\gamma =$	25 kN/m <sup>3</sup>	Eigengewicht des Betons
Boden $\gamma =$	18 kN/m <sup>3</sup>	max. Eigengewicht der gesamten Überschüttung der Fundamentplatte

$V_d =$	7843.1 kN	$M_{Sole} =$	$M + H h_3$
$H_d =$	572.9 kN	$I_y =$	113.46 m <sup>4</sup>
$M_d =$	69795.6 kNm	$A =$	31.68 m <sup>2</sup>
$M_{d,Sole} =$	71743.6 kNm	$A =$	396.6 m <sup>2</sup>
$\sigma_{M,d} =$	-2209.1 kN/m <sup>2</sup>	$V_{Beton} =$	539.6 m <sup>3</sup>
$\sigma_{N,d} =$	-247.6 kN/m <sup>2</sup>	$V_{Erde} =$	697.7 m <sup>3</sup>
$\sigma_{E,d} =$	-48.3 kN/m <sup>2</sup>	$V_{Sockel} =$	53.01 m <sup>3</sup>

## Lastfall 6: Extremlasten ( Durchstanzen )

$\gamma_F =$	1.35 [-]	Teilsicherheitsbeiwert veränderliche Lasten
$\gamma_{EG} =$	1.10 [-]	Teilsicherheitsbeiwert auf Lasten aus Eigengewichten
Beton $\gamma =$	25 kN/m <sup>3</sup>	Eigengewicht des Betons
Boden $\gamma =$	18 kN/m <sup>3</sup>	max. Eigengewicht der gesamten Überschüttung der Fundamentplatte

$V_d =$	11552.9 kN	$M_{Sole} =$	$M + H h_3$
$H_d =$	545.9814 kN	$I_y =$	113.46 m <sup>4</sup>
$M_d =$	42304.8 kNm	$A =$	31.68 m <sup>2</sup>
$M_{d,Sole} =$	44161.1 kNm	$A =$	396.6 m <sup>2</sup>
$\sigma_{M,d} =$	-1359.8 kN/m <sup>2</sup>	$V_{Beton} =$	539.6 m <sup>3</sup>
$\sigma_{N,d} =$	-364.7 kN/m <sup>2</sup>	$V_{Erde} =$	697.7 m <sup>3</sup>
$\sigma_{E,d} =$	-48.3 kN/m <sup>2</sup>	$V_{Sockel} =$	53.01 m <sup>3</sup>

<b>Lastfall 7:</b>	<b>Betriebsfestigkeit 1. Laststufe: Mittellast + 1/2 max. Schwingbreite</b>	
$\gamma_F =$	1.00 [-]	Teilsicherheitsbeiwert veränderliche Lasten
$\gamma_{EG} =$	1.00 [-]	Teilsicherheitsbeiwert auf Lasten aus Eigengewichten
Beton $\gamma =$	25 kN/m <sup>3</sup>	Eigengewicht des Betons
Boden $\gamma =$	18 kN/m <sup>3</sup>	max. Eigengewicht der gesamten Überschüttung der Fundamentplatte
$V_d =$	4891.1 kN	$M_{Sole} = M + H h_3$
$H_d =$	378.0 kN	$I_y = 113.46 \text{ m}^4$
$M_d =$	33862.3 kNm	$A = 31.68 \text{ m}^2$
$M_{d,Sole} =$	35147.6 kNm	$A = 396.6 \text{ m}^2$
$\sigma_{M,d} =$	-1082.3 kN/m <sup>2</sup>	$V_{Beton} = 539.6 \text{ m}^3$
$\sigma_{N,d} =$	-154.4 kN/m <sup>2</sup>	$V_{Erde} = 697.7 \text{ m}^3$
$\sigma_{E,d} =$	-48.3 kN/m <sup>2</sup>	$V_{Sockel} = 53.01 \text{ m}^3$
<b>Lastfall 8:</b>	<b>Betriebsfestigkeit 2. Laststufe: 3/4 resultierendes Moment</b>	
$M_{d,Sole} =$	26360.7 kNm	
$\sigma_{M,d} =$	-811.7 kN/m <sup>2</sup>	
$\sigma_{N,d} =$	-154.4 kN/m <sup>2</sup>	
$\sigma_{E,d} =$	-48.3 kN/m <sup>2</sup>	
<b>Lastfall 9:</b>	<b>Betriebsfestigkeit 3. Laststufe: 2/4 resultierendes Moment</b>	
$M_{d,Sole} =$	17573.8 kNm	
$\sigma_{M,d} =$	-541.1 kN/m <sup>2</sup>	
$\sigma_{N,d} =$	-154.4 kN/m <sup>2</sup>	
$\sigma_{E,d} =$	-48.3 kN/m <sup>2</sup>	
<b>Lastfall 10:</b>	<b>Betriebsfestigkeit 4. Laststufe: 1/4 resultierendes Moment</b>	
$M_{d,Sole} =$	8786.9 kNm	
$\sigma_{M,d} =$	-270.6 kN/m <sup>2</sup>	
$\sigma_{N,d} =$	-154.4 kN/m <sup>2</sup>	
$\sigma_{E,d} =$	-48.3 kN/m <sup>2</sup>	
<b>Lastfall 11:</b>	<b>Betriebsfestigkeit 5. Laststufe: 0/4 resultierendes Moment</b>	
$M_{d,Sole} =$	0.0 kNm	
$\sigma_{M,d} =$	0.0 kN/m <sup>2</sup>	
$\sigma_{N,d} =$	-154.4 kN/m <sup>2</sup>	
$\sigma_{E,d} =$	-48.3 kN/m <sup>2</sup>	
<b>Lastfall 12:</b>	<b>Betriebsfestigkeit 6. Laststufe: -1/4 resultierendes Moment</b>	
$M_{d,Sole} =$	-8786.9 kNm	
$\sigma_{M,d} =$	270.6 kN/m <sup>2</sup>	
$\sigma_{N,d} =$	-154.4 kN/m <sup>2</sup>	
$\sigma_{E,d} =$	-48.3 kN/m <sup>2</sup>	

Lastfall 13: Betriebsfestigkeit 7. Laststufe: -2/4 resultierendes Moment

$$\begin{aligned}M_{d,Sole} &= -17573.8 \text{ kNm} \\ \sigma_{M,d} &= 541.1 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_{N,d} &= -154.4 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_{E,d} &= -48.3 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Lastfall 14: Betriebsfestigkeit 8. Laststufe: -3/4 resultierendes Moment

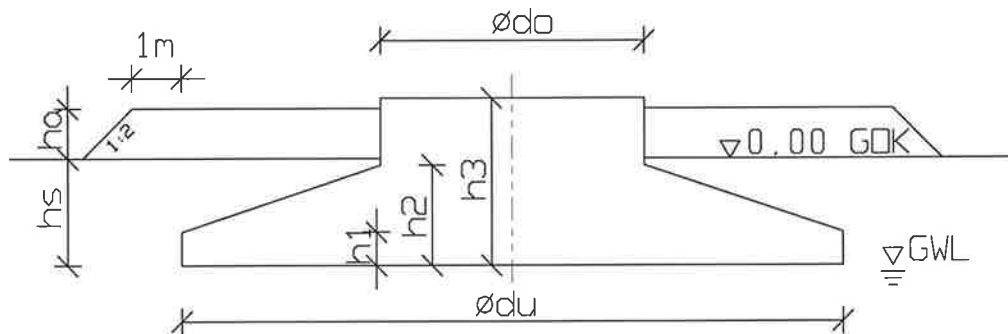
$$\begin{aligned}M_{d,Sole} &= -26360.7 \text{ kNm} \\ \sigma_{M,d} &= 812 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_{N,d} &= -154.4 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_{E,d} &= -48.3 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Lastfall 15: Betriebsfestigkeit 9. Laststufe: -4/4 resultierendes Moment

$$\begin{aligned}M_{d,Sole} &= -35147.6 \text{ kNm} \\ \sigma_{M,d} &= 1082 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_{N,d} &= -154.4 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_{E,d} &= -48.3 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

## Geometrie und Einwirkungen

Skizze:



### Geometrie

$h_1 =$	0.600 m	Sole
$h_2 =$	2.150 m	Sole-Kegel
$h_3 =$	3.350 m	Sole-Oberkante
$d_o =$	7.500 m	Durchm. Sockel
$d_u =$	22.600 m	Durchm. Sole
$d_w =$	5.998 m	Durchmesser der Vertiefung für Ankerplatte / druckweichen Unterlage
$h_a =$	1.300 m	über GOK
$h_s =$	1.900 m	unter GOK
GWL =	0.000 m	unter GOK
$H_{Last} =$	1.500 m	über GOK, Höhenkote der Lasten

### Baumaterial

Beton :

Betonfestigkeit =	35.0 N/mm <sup>2</sup>	Zylinderdruckfestigkeit
Beton Wichte $\gamma =$	25.0 kN/m <sup>3</sup>	Wichte
Fundamentvolumen =	592.6 m <sup>3</sup>	
Sauberkeitsschicht =	40.1 m <sup>3</sup>	bei 10 cm Dicke

Bewehrungsstahl :

Streckgrenze $f_{y,k} =$	500 N/mm <sup>2</sup>
Masse =	75466 kg

Erdreich :

Boden $\gamma =$	16.0 kN/m <sup>3</sup>	minimale Wichte
Boden $\gamma =$	18.0 kN/m <sup>3</sup>	maximale Wichte
Boden $\gamma' =$	11.0 kN/m <sup>3</sup>	spez. Eigengewicht unter Auftrieb

### Einwirkungen ( OK Fundament )

Extremlasten:

Betriebslasten "klaffende Fuge"		Extremlasten "Kippen"	
Lastfall =		Lastfall =	
V =	6517.7 kN	V =	6554.3 kN
H =	572.9 kN	H =	1162.7 kN
M =	69795.6 kNm	M =	150247.9 kNm



## Nachweis "klaffende Fuge" und Kippen

### Vertikalkraft aus Fundamenteigengewicht und Auflast

Fundament über GWL	Erdreich über GWL :
V1 = 68.0 m <sup>3</sup>	V4 = 460.1 m <sup>3</sup>
Beton $\gamma$ = 25.0 kN/m <sup>3</sup>	Boden $\gamma$ = 16.0 kN/m <sup>3</sup>
F1 = 1700.8 kN	F4 = 7361.4 kN
Fundament unter GWL	Erdreich unter GWL:
V2 = 524.5 m <sup>3</sup>	V5 = 237.6 m <sup>3</sup>
Beton $\gamma$ = 15.0 kN/m <sup>3</sup>	Boden $\gamma$ = 11.0 kN/m <sup>3</sup>
F2 = 7868.1 kN	F5 = 2614.1 kN

resultierende Kraft in Solfuge  
aus Eigengewicht

$$V_F = 19544.4 \text{ kN}$$

### vorhandene Ausmittigkeit e aus Lasten in Solfuge

Betriebslasten	Extremlasten
$M_{\text{Sole}} = 71743.6 \text{ kNm}$	$M_{\text{Sole}} = 154201.2 \text{ kNm}$
$V_{\text{sole}} = 26062.1 \text{ kN}$	$V_{\text{sole}} = 26098.7 \text{ kN}$

vorhandene Ausmittigkeit der Resultierenden

$$e = 2.753 \text{ m} \qquad e = 5.908 \text{ m}$$

zulässige Ausmittigkeit Kreisring

$$r' = r_i / r_a \qquad r' = 0.265$$

$$re1 = r_a / 4 (1 + r'^2) \qquad re2 = r_a \cdot 3/16 \pi (1 - r'^4) / (1 - r'^3)$$

$$re1 = 3.024 \text{ m} \qquad re2 = 6.749 \text{ m}$$

zulässige Ausmittigkeit Kreis

$$1. \text{ Kernfläche} = 0,25 r \qquad 2. \text{ Kernfläche} = 0,59 r$$

$$re1 = 2.825 \text{ m} \qquad re2 = 6.667 \text{ m}$$

Nachweis

$$e/re1 = \mathbf{0.974} \leq 1,00 \text{ erfüllt} \qquad e/re2 = \mathbf{0.89} \leq 1,00 \text{ erfüllt}$$

Die FEM-Berechnung ergibt an der ungünstigsten Stelle eine minimale Druckspannung von 31.644N/mm<sup>2</sup>. Ein Klaffen der Solfuge tritt somit nicht auf.

### Solspannung ( lineare Berechnung mit starrem Fundament )

Betriebslasten	Extremlasten
$\sigma = V / r a^2 / \pi / (1 - r'^2) (1 \pm e / re1)$	$\sigma = 2 e V / (r a^2 \pi (1 - r'^2) re1) *$
	$* [(1 - 0.7 (e / re1 - 1))(1 - e / re2)(1 + r')]$
Spannungen:	Spannungen:
$\sigma_{\text{max}} = 133.52 \text{ kN/m}^2$	$\sigma_{\text{max}} = 244.70 \text{ kN/m}^2$
$\sigma_{\text{min}} = 6.27 \text{ kN/m}^2$	
Pressung unter reduzierter Ersatzfläche nach DIN EN 1997-1 Bild D.1:	
$\sigma_{\text{mittel}} = 93.8 \text{ kN/m}^2$	$\sigma_{\text{mittel}} = 177.8 \text{ kN/m}^2$ ohne $\gamma$

**Kontrolle: max. Kantenpressung aus Fe-Berechnung**

Extremlastfälle :	$\sigma_{\max} =$	286.4 kN/m <sup>2</sup> incl. Sicherheitsfaktoren
Betriebslast "klaffende Fuge"	$\sigma_{\max} =$	122.0 kN/m <sup>2</sup> ohne Sicherheitsfaktoren
Betriebslast "klaffende Fuge"	$\sigma_{\min} =$	31.6 kN/m <sup>2</sup> ohne Sicherheitsfaktoren
Mittellast + 1/2 Schwingbreite	$\sigma_{\max} =$	88.6 kN/m <sup>2</sup> ohne Sicherheitsfaktoren

**Gleitsicherheit**

gegen Horizontalschub und Torsion

$\eta_g =$	$S / H$	erf. $\eta_g =$	1.5 erf. Sicherheit gegen Gleiten
$S =$	$V \tan \delta_s$	Sohlwiderstandskraft mit $\delta_s = \varphi$	
erf $\varphi =$	$\arctan (\eta_g H / V)$		
$\tau =$	$M / w_T$	Schubspannung aus Torsion	
$w_T =$	$\pi D^3 / 16$		
$\tau =$	$V / A \tan \delta_s$		
$M_{T,r} =$	$V / A \tan \delta_s \pi D^3 / 16 / \eta_g$		
erf $\varphi =$	$\arctan (\eta_g M_T A 16 / V / \pi / D^3)$		

Lastfall: 6.2

$H = 1194.3 \text{ kN}$

$V_{\text{sole}} = 26077.8 \text{ kN}$

erf  $\varphi = 3.93^\circ$

$M_T = 3432.3 \text{ kNm}$

erf  $\varphi = 2.00^\circ$

$\Sigma \text{ erf } \varphi = 5.93^\circ$

Lastfall: 0

$H = 615.9 \text{ kN}$

$V_{\text{sole}} = 25933.7 \text{ kN}$

erf  $\varphi = 2.04^\circ$

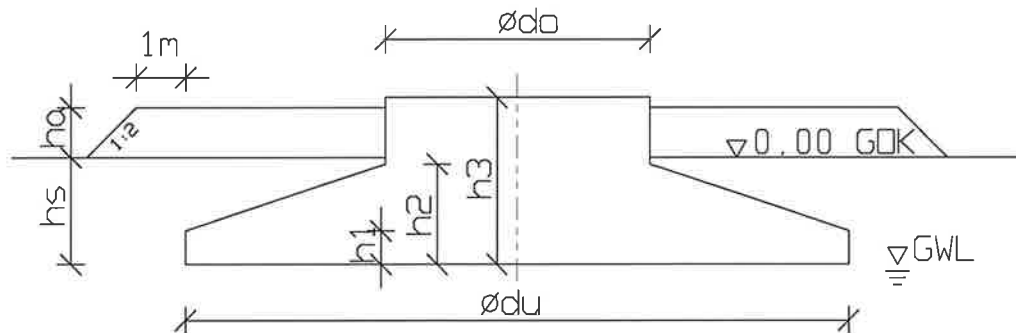
$M_T = 7392.7 \text{ kNm}$

erf  $\varphi = 4.33^\circ$

$\Sigma \text{ erf } \varphi = 6.37^\circ$

## Geometrie und Einwirkungen GWL unter Sole

Skizze:



### Geometrie

$h_1 =$	0.600 m Sole
$h_2 =$	2.150 m Sole-Kegel
$h_3 =$	3.350 m Sole-Oberkante
$d_o =$	7.500 m Durchm. Sockel
$d_u =$	22.600 m Durchm. Sole
$d_w =$	5.998 m Durchmesser der Vertiefung für Ankerplatte / druckweichen Unterlage
$h_a =$	1.300 m über GOK
$h_s =$	1.900 m unter GOK
$GWL =$	1.900 m unter GOK
$H_{Last} =$	1.500 m über GOK, Höhenkote der Lasten

### Baumaterial

Beton :

Betonfestigkeit =	35.0 N/mm <sup>2</sup> Zylinderdruckfestigkeit DIN 1045-1
Beton Wichte $\gamma =$	25.0 kN/m <sup>3</sup> Wichte
Fundamentvolumen =	592.6 m <sup>3</sup>
Sauberkeitsschicht =	40.1 m <sup>3</sup> bei 10 cm Dicke

Bewehrungsstahl :

Streckgrenze $f_{yk} =$	500 N/mm <sup>2</sup>
Masse =	75466 kg

Erdreich :

Boden $\gamma =$	16.0 kN/m <sup>3</sup> minimale Wichte
Boden $\gamma =$	18.0 kN/m <sup>3</sup> maximale Wichte
Boden $\gamma' =$	11.0 kN/m <sup>3</sup> spez. Eigengewicht unter Auftrieb

### Einwirkungen ( OK Fundament )

Extremlasten:

Betriebslasten "klaffende Fuge"		Extremlasten "Kippen"	
Lastfall =		Lastfall =	
V =	6517.7 kN	V =	6554.3 kN
H =	572.9 kN	H =	1162.7 kN
M =	69795.6 kNm	M =	150247.9 kNm

## Nachweis "klaffende Fuge" und Kippen

### Vertikalkraft aus Fundamenteigengewicht und Auflast

Fundament über GWL

$$\begin{aligned} V1 &= 592.6 \text{ m}^3 \\ \text{Beton } \gamma &= 25.0 \text{ kN/m}^3 \\ F1 &= 14814.3 \text{ kN} \end{aligned}$$

Fundament unter GWL

$$\begin{aligned} V2 &= 0.0 \text{ m}^3 \\ \text{Beton } \gamma' &= 15.0 \text{ kN/m}^3 \\ F2 &= 0.0 \text{ kN} \end{aligned}$$

Erdreich über GWL :

$$\begin{aligned} V4 &= 697.7 \text{ m}^3 \\ \text{Boden } \gamma &= 16.0 \text{ kN/m}^3 \\ F4 &= 11163.8 \text{ kN} \end{aligned}$$

Erdreich unter GWL:

$$\begin{aligned} V5 &= 0.0 \text{ m}^3 \\ \text{Boden } \gamma' &= 11.0 \text{ kN/m}^3 \\ F5 &= 0.0 \text{ kN} \end{aligned}$$

resultierende Kraft in Solfuge  
aus Eigengewicht

$$V_F = 25978.1 \text{ kN}$$

### vorhandene Ausmittigkeit e aus Lasten in Solfuge

Betriebslasten

$$\begin{aligned} M_{\text{Sole}} &= 71743.6 \text{ kNm} \\ V_{\text{sole}} &= 32495.8 \text{ kN} \end{aligned}$$

Extremlasten

$$\begin{aligned} M_{\text{Sole}} &= 154201.2 \text{ kNm} \\ V_{\text{sole}} &= 32532.4 \text{ kN} \end{aligned}$$

vorhandene Ausmittigkeit der Resultierenden

$$e = 2.208 \text{ m}$$

$$e = 4.740 \text{ m}$$

zulässige Ausmittigkeit Kreisring

$$r' = r_i / r_a$$

$$r' = 0.265$$

$$re1 = r_a / 4 (1 + r'^2)$$

$$re2 = r_a \cdot 3/16 \pi (1 - r'^4) / (1 - r'^3)$$

$$re1 = 3.024 \text{ m}$$

$$re2 = 6.749 \text{ m}$$

zulässige Ausmittigkeit Kreis

1. Kernfläche = 0,25 r

2. Kernfläche = 0,59 r

$$re1 = 2.825 \text{ m}$$

$$re2 = 6.667 \text{ m}$$

Nachweis

$$e/re1 = \mathbf{0.782} \leq 1,00 \text{ erfüllt}$$

$$e/re2 = \mathbf{0.71} \leq 1,00 \text{ erfüllt}$$

### Solspannung ( lineare Berechnung mit starrem Fundament )

Betriebslasten

$$\sigma = V / r_a^2 / \pi / (1 - r'^2) (1 \pm e / re1)$$

Extremlasten

$$\begin{aligned} \sigma &= 2 e V / ( r_a^2 \pi (1 - r'^2) re1 ) * \\ & * [(1 - 0.7 (e / re1 - 1)) (1 - e / re2) (1 + r')] \end{aligned}$$

Spannungen:

$$\sigma_{\text{max}} = 150.77 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{min}} = 23.52 \text{ kN/m}^2$$

Spannungen:

$$\sigma_{\text{max}} = 232.57 \text{ kN/m}^2$$

Pressung unter reduzierter Ersatzfläche nach DIN EN 1997-1 Bild D.1:

$$\sigma_{\text{mittel}} = 107.6 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{mittel}} = 168.2 \text{ kN/m}^2 \quad \text{ohne } \gamma$$

## Schnittgrößenermittlung Extremlasten

Die Schnittgrößen werden mit dem finite Elementprogramm Ansys berechnet. Die Fundamentplatte wird als Platte mit den Elementen Shell181 dargestellt. Die Elementdicke nimmt linear zur Mitte hin zu.

Die elastischen Bettung wird durch Volumenelemente Solid185 mit der entsprechenden Steifigkeit modelliert. Die Kontaktebene wird mit dem Kontaktelement contac52 dargestellt. Die Belastungen werden als Flächenlasten aufgebracht. Das Eigengewicht des Fundamentes und der Bodenauflast wird als konstante Spannung auf das gesamte Fundament angesetzt. Die Masse des Sockels wird den einwirkenden Lasten zugeschlagen. Die Spannung aus den Turmlasten wird auf einer Ringfläche auf der Platte als linear veränderliche Spannung aufgebracht. Die Fläche entspricht der Ausdehnung der Spaltzugbewehrung. Als Ringbreite wird die Breite des Fußflansches oder des Lastverteilbleches angesetzt. Das Fundament wird mit einem unbewehrten Bereich in der Mitte ausgeführt. Für die Ermittlung der Schnittgrößen wird dieser Bereich als Loch angesehen. Alle Lasten werden auf Höhe der Sole umgerechnet und angesetzt.

### Modellierung

$d_{\text{Loch}} =$	2.400	m Lochdurchmesser
$d_1 =$	2.912	m Innendurchmesser Lasteinleitungsfläche
$d_m =$	4.948	m mittlerer Turmdurchmesser
$d_2 =$	6.987	m Außendurchmesser Lasteinleitungsfläche
$d_o =$	7.500	m Sockeldurchmesser
$d_u =$	22.600	m Durchmesser Sole
$d_k =$	7.500	m Durchmesser mit konstanter Plattenhöhe
$h_k =$	2.150	m Höhe der Platte im Sockel
$d_w =$	5.998	m Durchmesser der Vertiefung für Ankerplatte / druckweichen Unterlage
$d_{wh} =$	0.20	m Tiefe der Vertiefung für Ankerplatte
		1 Druckweiche Unterlage 0 = nein, 1 = ja

### Elementierung

Anker =	80	Anzahl Elemente tangential, ( Ankerpaare )
Sockel =	4	Anzahl Elemente radial im Sockel innen neben Lasteinleitung
Sockel =	2	Anzahl Elemente radial Lasteinleitung
Sockel =	4	Anzahl Elemente radial im Sockel außen neben Lasteinleitung
Platte =	15	Anzahl Elemente radial in Platte

**Kenndaten Baumaterial****Beton Platte**

$f_{ck} =$	35 N/mm <sup>2</sup>	$E_c =$	34100 N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_c =$	1.50	$\epsilon_{c2} =$	-0.0020 ‰
$\alpha_{cc} =$	0.85	$\epsilon_{c2u} =$	-0.0035 ‰
$f_{cd} =$	19.8 N/mm <sup>2</sup>	$\mu =$	0.20

**Beton Sockel**

$f_{ck} =$	35 N/mm <sup>2</sup>	$E_c =$	34100 N/mm <sup>2</sup>
------------	----------------------	---------	-------------------------

**Beton 1. Schicht im Sockel unter Turmflansch**

$f_{ck} =$	35 N/mm <sup>2</sup>	Schichtdicke =	0.50 m
------------	----------------------	----------------	--------

**Beton auf Ankerplatte**

$f_{ck} =$	35 N/mm <sup>2</sup>	Schichtdicke =	0.50 m
------------	----------------------	----------------	--------

**Betonstahl**

$f_{yk} =$	500 N/mm <sup>2</sup>	$E_s =$	200000 N/mm <sup>2</sup>
$f_{tk,cal} =$	525 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{su} =$	0.0250 ‰
$f_{yd} =$	434.8 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{sd} =$	0.00217 ‰
$f_{td,cal} =$	456.5 N/mm <sup>2</sup>		
$\gamma_s =$	1.15		

**Betondeckung**

$c_{nom} =$	55 mm
-------------	-------

**Kenndaten Boden**

$E_{s,stat} =$	35 MN/m <sup>2</sup>	minimale angenommene statische Steifigkeit
----------------	----------------------	--

**Bettungsmodul für Kippen**

$C =$	$1,6 E_d / (0,45 A^{0,5} / 1,1415)$	[4] 17.6.4.2
-------	-------------------------------------	--------------

$C =$	7.133 MN/m <sup>3</sup>	angenommener Bettungsmodul für Berechnung
-------	-------------------------	---

## Grafische Darstellung des FE-Modell und der Ergebnisse

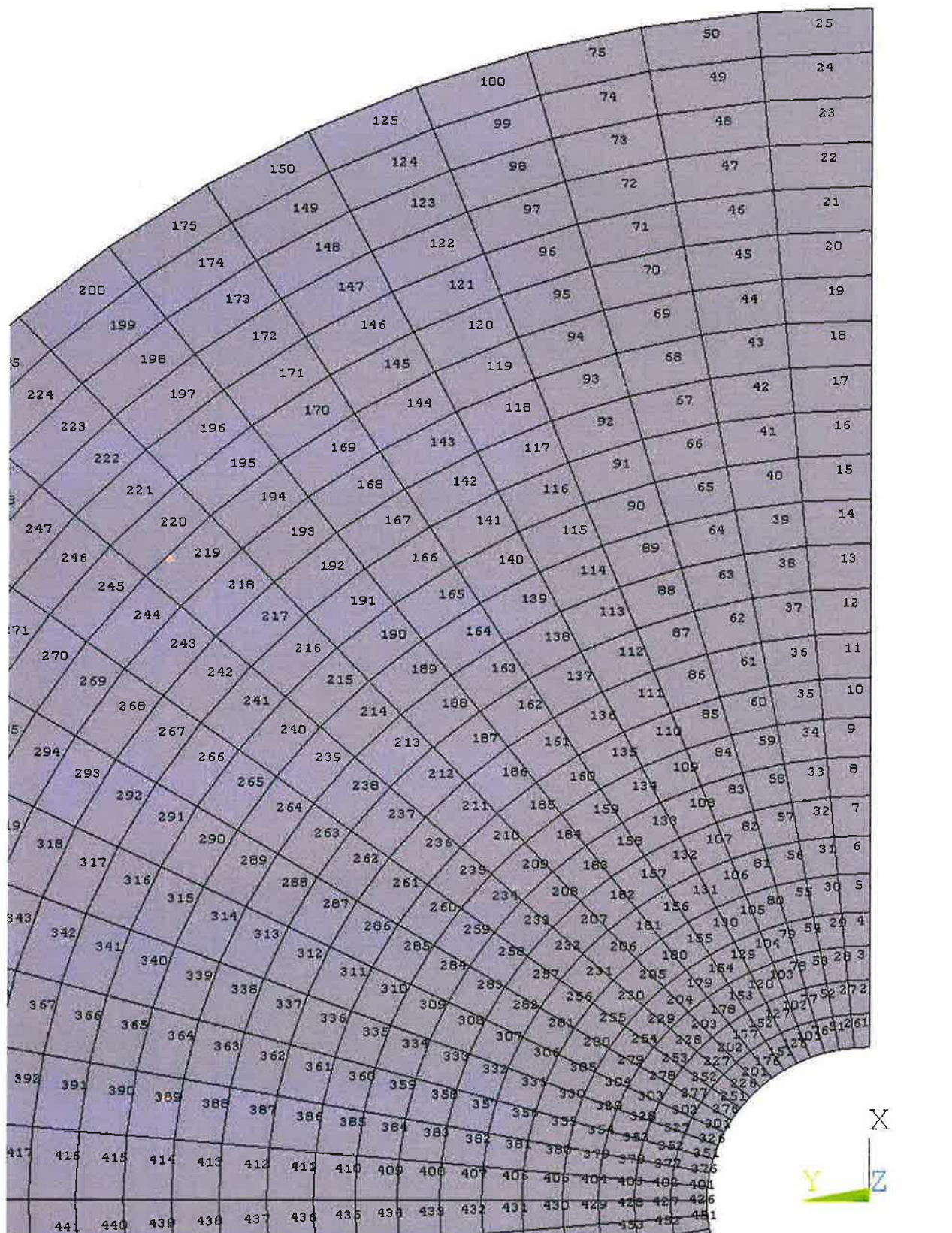


Bild 1, Nummerierung der Elemente



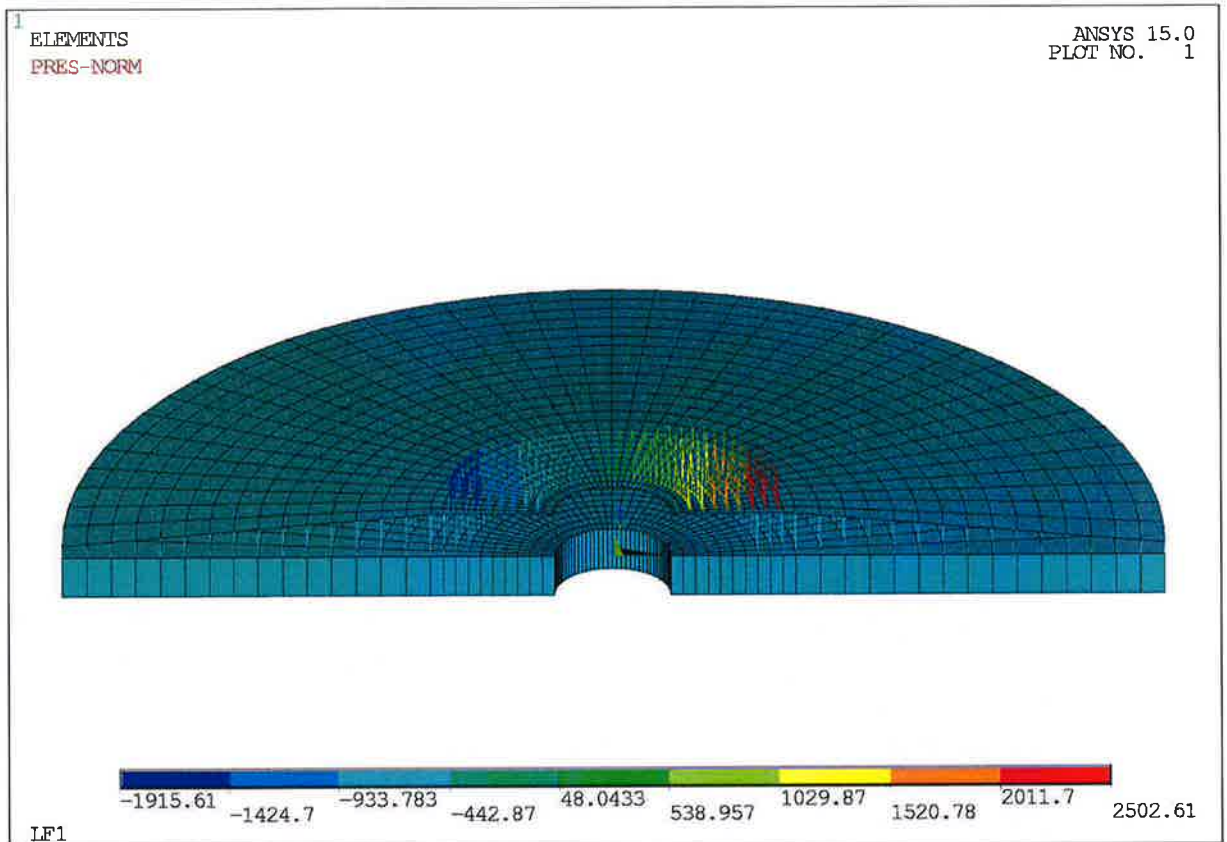


Bild 2, Modellaufbau

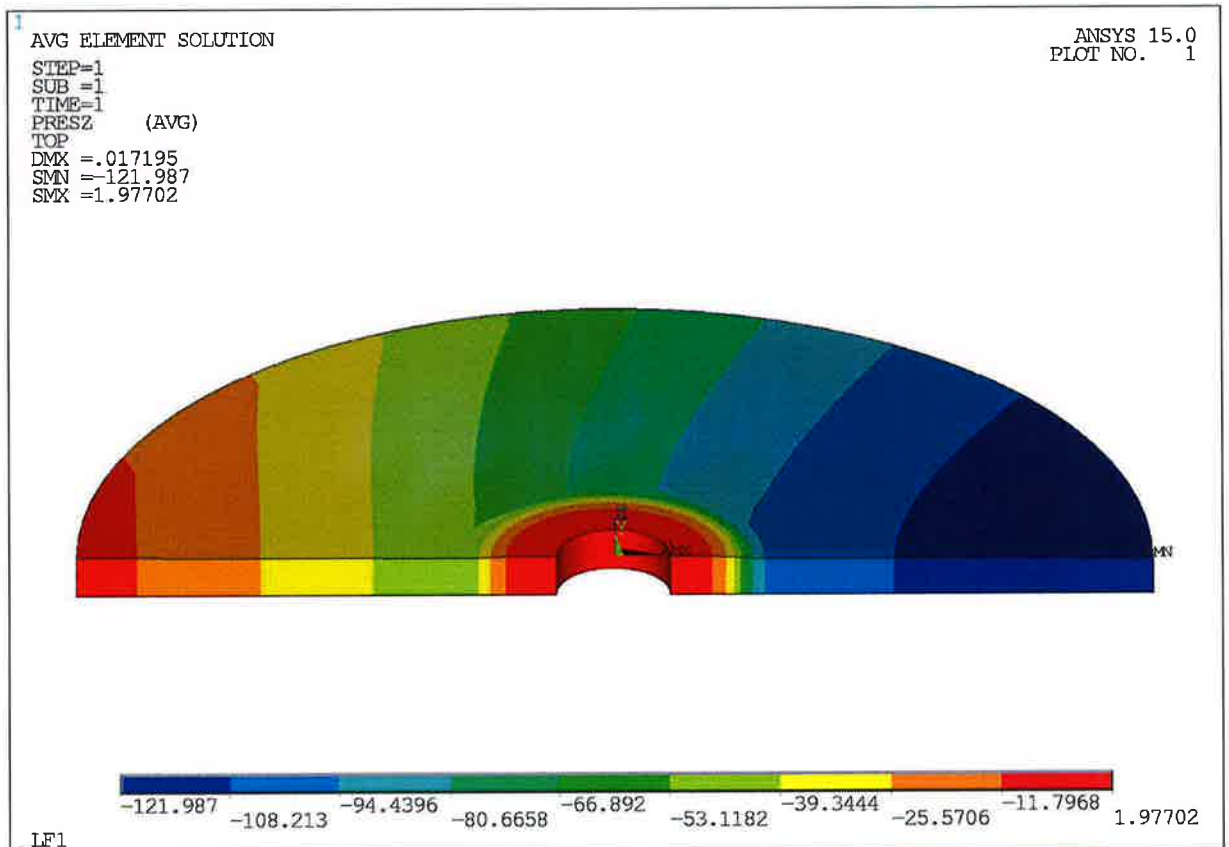


Bild 3, Solpression unter klaffender Fugelasten



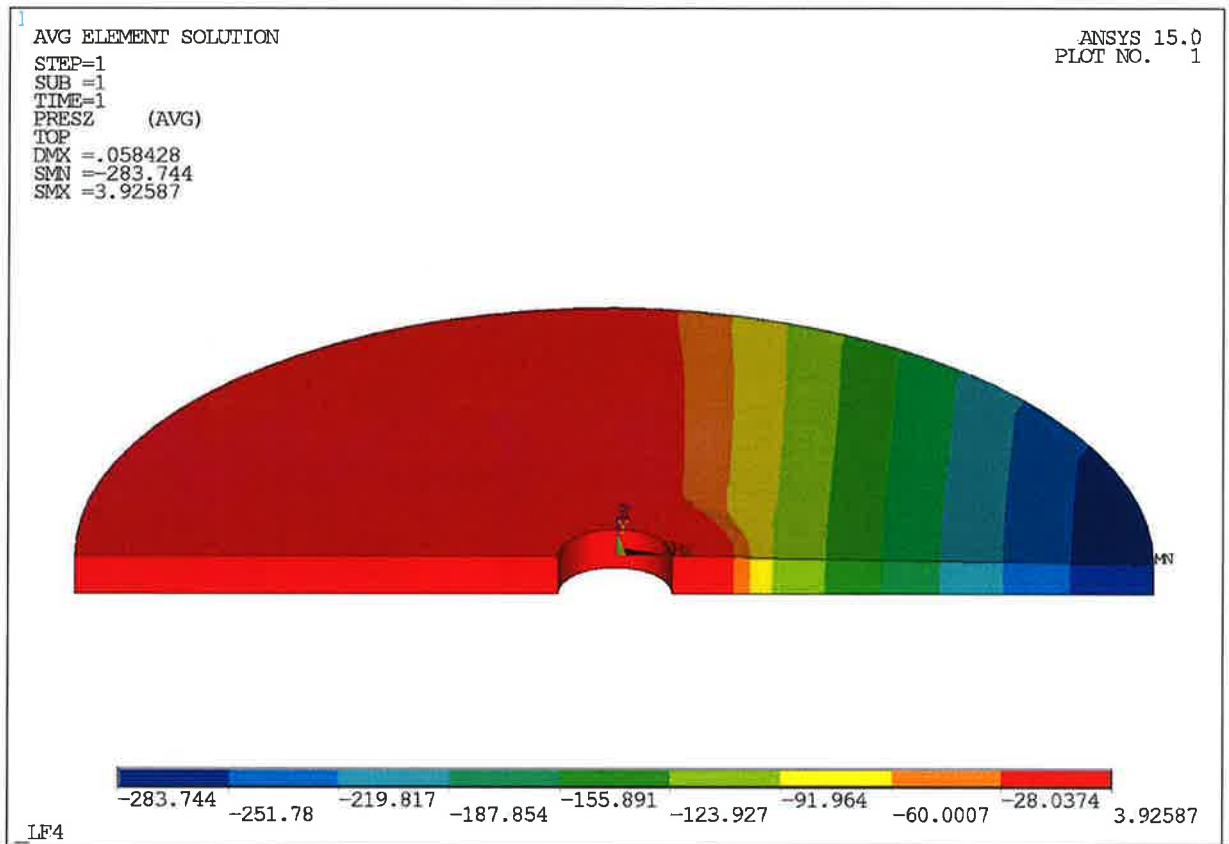


Bild 4, Solspannungen im Lastfall 4

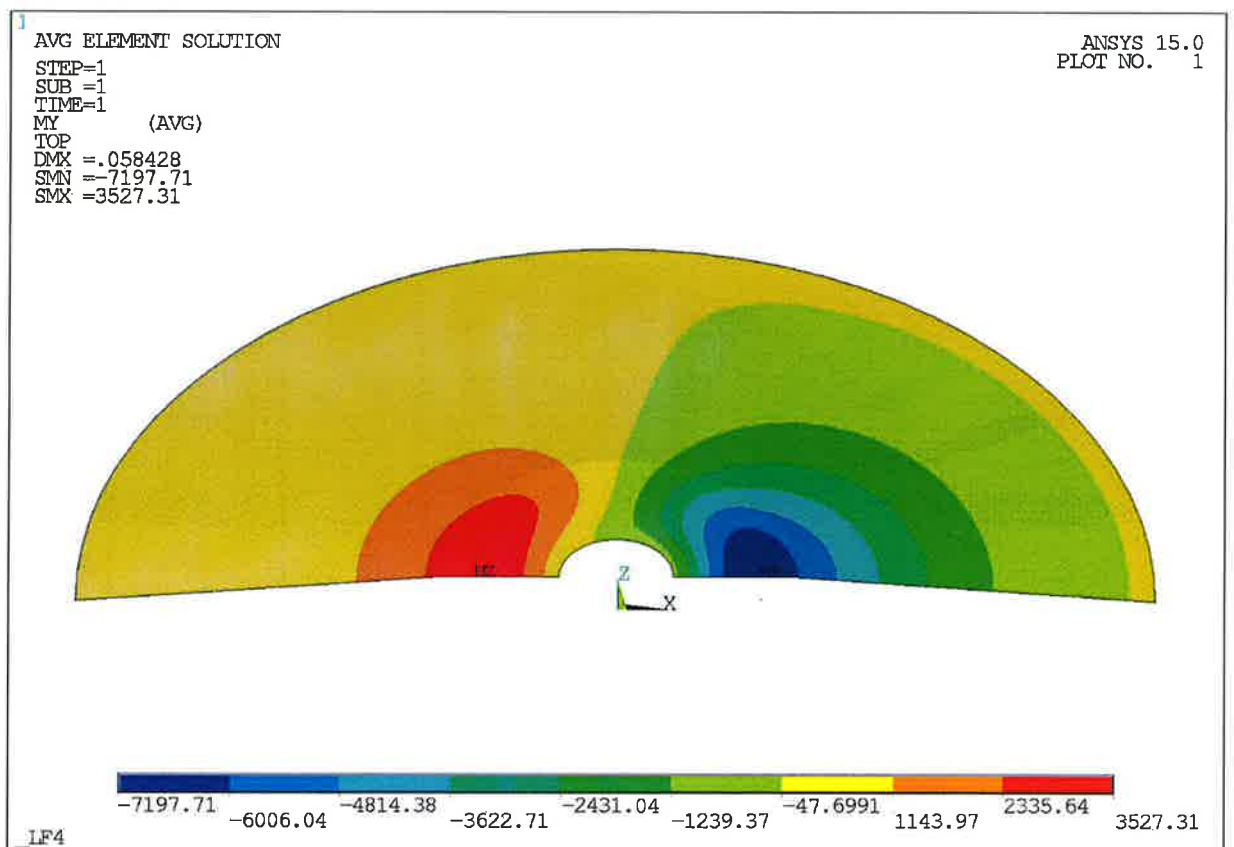


Bild 5, Biegemomente My im Lastfall 4

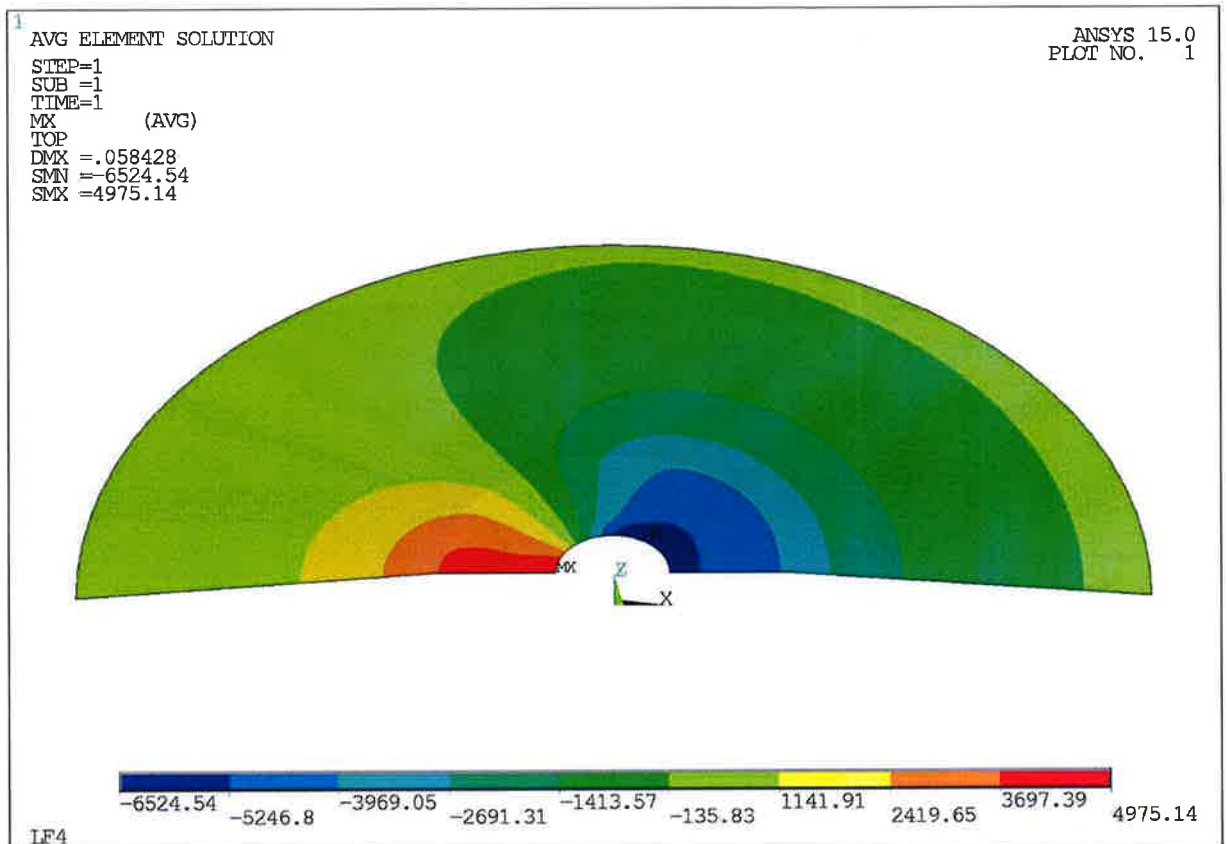


Bild 6, Biegemomente Mx im Lastfall 4

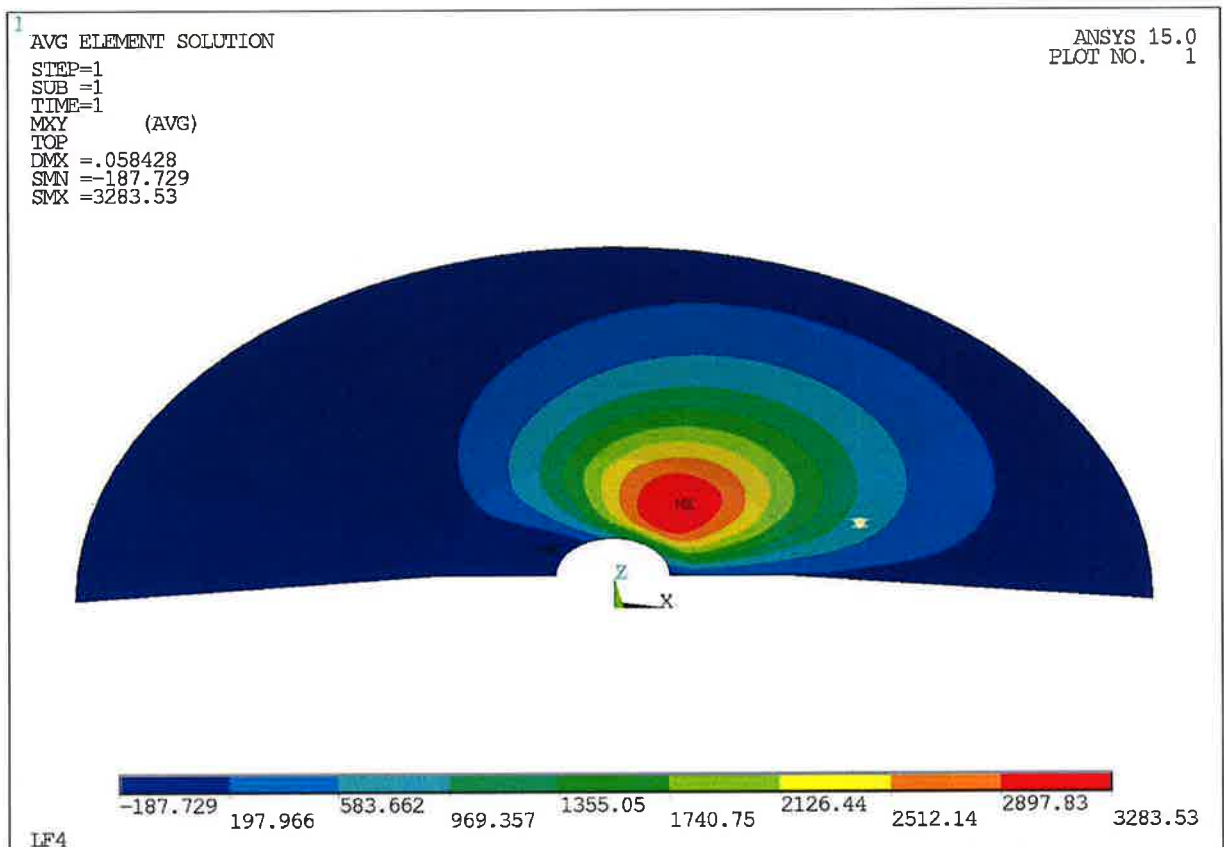


Bild 7, Biegemomente Mxy im Lastfall 4

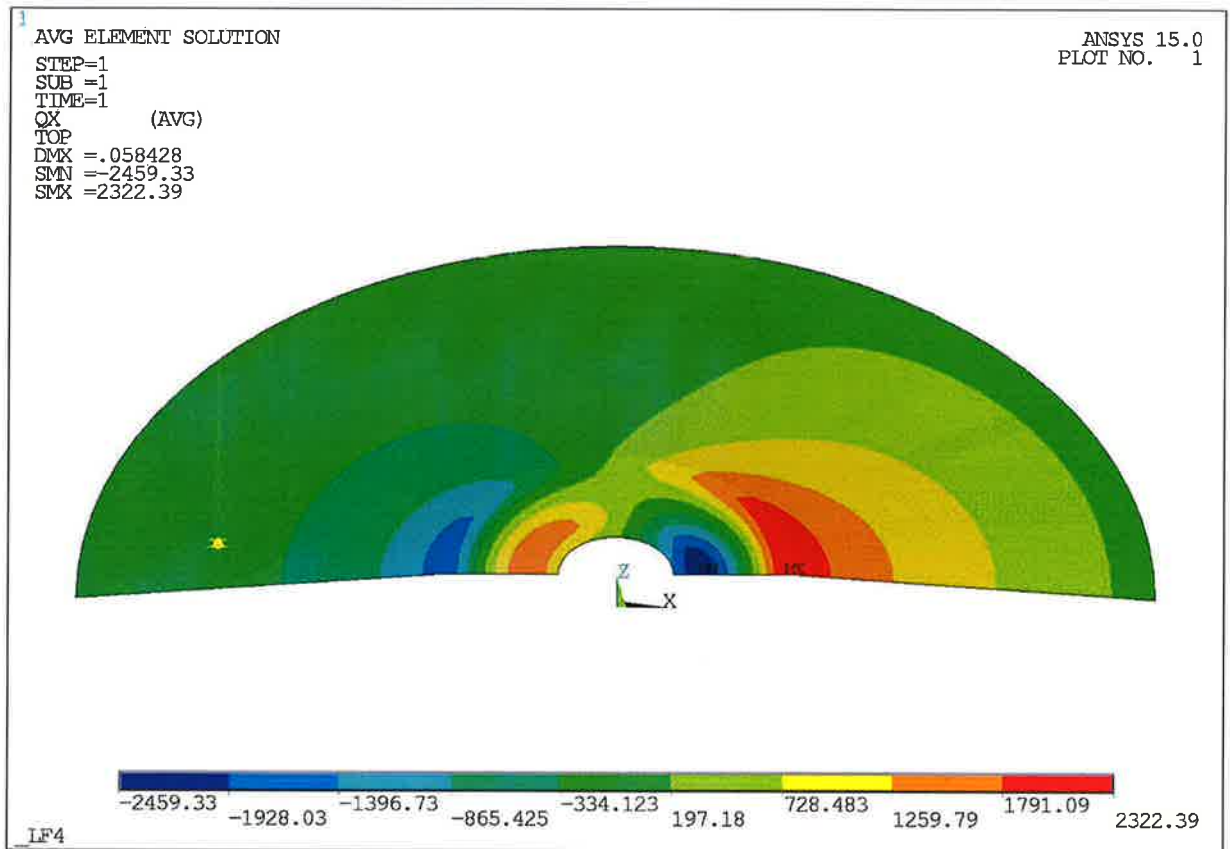


Bild 8, Schubkraft Qx im Lastfall 4

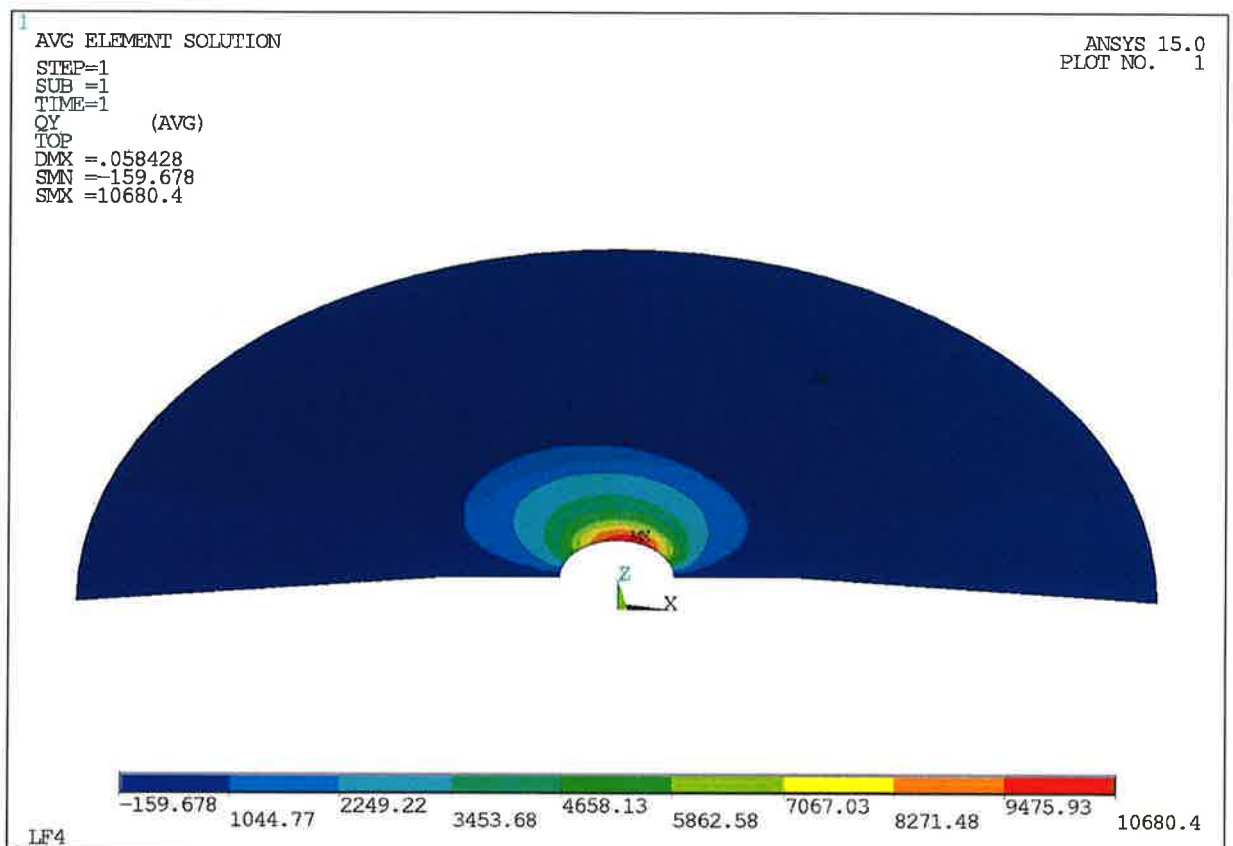


Bild 9, Schubkraft Qy im Lastfall 4

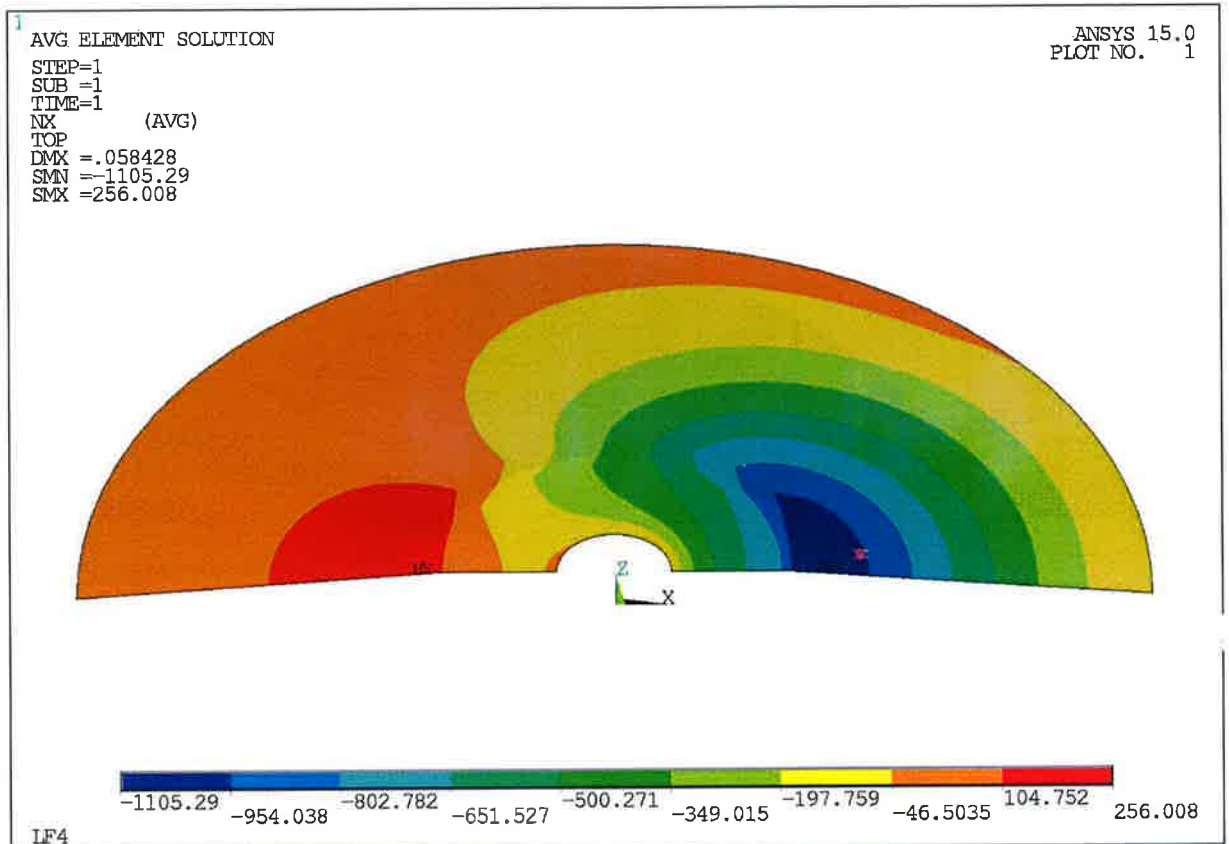


Bild 10, Normalkraft Nx im Lastfall 4

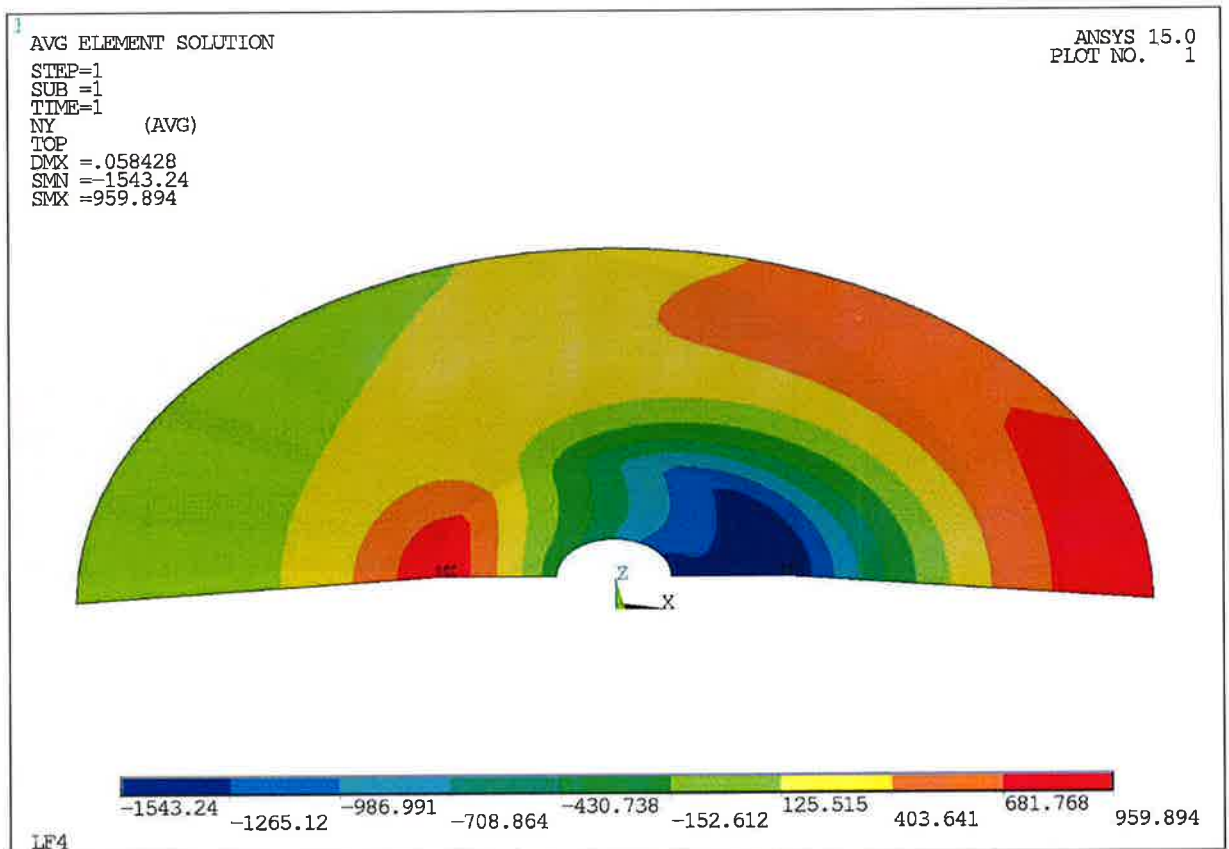


Bild 11, Normalkraft Ny im Lastfall 4

## Schnittgrößen und Bemessung My

Die Ergebnisse werden im Elementenkoordinatensystem wiedergegeben.  $M_x$  = Biegemoment an der tangentialen Kante,  $M_y$  = Biegemomente an der radialen Kante. Es sind die maximalen bzw. minimalen Werte einer Elementdicke aufgelistet. Die Ergebnisse sind im Mittelpunkt des Elementes berechnet. Für die Bemessung wird das Parabelrechteckdiagramm für die Betondruckverteilung nach DIN EN 1992-1-1 3.1.7 Bild 3.3 und der Verlauf der Stahlspannung nach DIN EN 1992-1-1 3.2.7 Bild 3.8 Linie B zu Grunde gelegt. Die Berechnung der erforderlichen Bewehrung erfolgt nach der in [2] Teil1 beschriebenen Methode in einem Makro. Die Bemessungsschnittgrößen werden nach dem Verfahren des EC2 um die Biegedrillmomente erhöht.

maximale Schnittgrößen aus Lastfällen: 1; 2; 3; 4; 5; 6

maximale Stabdurchmesser:

$d_{syo}$ =	20 [mm]	Stab Ø oben tangential	$c_{nom}$ =	55 mm
$d_{sxo}$ =	25 [mm]	Stab Ø oben radial		
$d_{syu}$ =	25 [mm]	Stab Ø unten tangential		
$d_{sxu}$ =	28 [mm]	Stab Ø unten radial		

obere Bewehrung radial						untere Bewehrung radial				
Ring Nr.	LF. Nr.	h [m]	d [m]	$M_y$ min [kNm/m]	As erf. [cm <sup>2</sup> /m]	Radius [m]	LF. Nr.	d [m]	$M_y$ max [kNm/m]	As erf. [cm <sup>2</sup> /m]
1	4	2.150	2.063	620.0	6.30	1.33	4	2.081	1948.2	19.69
2	3	2.150	2.063	1633.0	16.77	1.58	4	2.081	4485.3	45.76
3	3	2.150	2.063	2530.8	26.46	1.84	4	2.081	6032.0	62.05
4	3	2.150	2.063	3250.8	34.43	2.10	4	2.081	7097.4	73.46
5	3	2.150	2.063	3788.8	40.46	2.35	4	2.081	7820.7	81.44
6	3	2.150	2.063	4132.9	44.51	2.60	4	2.081	8266.7	86.59
7	3	2.150	2.063	4304.1	46.59	2.85	4	2.081	8447.3	88.48
8	3	2.150	2.063	4277.6	46.40	3.11	4	2.081	8381.6	87.17
9	3	2.150	2.063	4055.5	43.99	3.37	4	2.081	8053.7	82.73
10	3	2.150	2.063	3680.4	40.08	3.62	4	2.081	7535.8	75.85
11	3	2.098	2.011	3129.0	36.89	4.00	4	2.029	6746.6	65.99
12	3	1.995	1.908	2548.8	31.65	4.51	4	1.926	5806.6	58.95
13	3	1.892	1.804	2073.9	27.03	5.01	4	1.823	4934.6	52.46
14	3	1.788	1.701	1662.4	23.01	5.51	4	1.719	4142.5	46.29
15	3	1.685	1.598	1334.7	19.51	6.02	4	1.616	3431.3	40.47
16	3	1.582	1.494	1060.6	16.40	6.52	4	1.513	2797.4	35.00
17	3	1.478	1.391	819.0	13.60	7.02	4	1.409	2236.5	29.82
18	3	1.375	1.288	617.6	11.09	7.53	4	1.306	1744.9	24.90
19	3	1.272	1.184	451.3	8.81	8.03	4	1.203	1319.4	20.26
20	3	1.168	1.081	315.9	6.76	8.53	4	1.099	951.9	15.93
21	3	1.065	0.978	208.4	4.94	9.04	4	0.996	656.3	11.95
22	3	0.962	0.874	126.2	3.35	9.54	4	0.893	413.6	8.47
23	3	0.858	0.771	66.9	2.02	10.04	4	0.789	236.9	5.67
24	3	0.755	0.668	25.7	0.92	10.55	4	0.686	126.5	3.63
25	3	0.652	0.564	6.5	0.27	11.05	4	0.583	49.4	1.79

## Schnittgrößen und Bemessung Mx

Die Ergebnisse werden im Elementenkoordinatensystem wiedergegeben.  $M_x$  = Biegemoment an der tangentialen Kante,  $M_y$  = Biegemomente an der radialen Kante. Es sind die maximalen bzw. minimalen Werte einer Elementdicke aufgelistet. Die Ergebnisse sind im Mittelpunkt des Elementes berechnet. Für die Bemessung wird das Parabelrechteckdiagramm für die Betondruckverteilung nach DIN EN 1992-1-1 3.1.7 Bild 3.3 und der Verlauf der Stahlspannung nach DIN EN 1992-1-1 3.2.7 Bild 3.8 Linie B zu Grunde gelegt. Die Berechnung der erforderlichen Bewehrung erfolgt nach der in [2] Teil1 beschriebenen Methode in einem Makro. Die Bemessungsschnittgrößen werden nach dem Verfahren des EC2 um die Biegedrillmomente erhöht.

interen tangentialen Bewehrung wird im Bereich des Sockels die gesamte Höhe incl. Sockel als  $h_a$  maximale Schnittgrößen aus Lastfällen: 1; 2; 3; 4; 5; 6

maximale Stabdurchmesser:

$d_{syo}$ =	20 [mm]	Stab Ø oben tangential	$c_{nom}$ =	55 mm
$d_{sxo}$ =	25 [mm]	Stab Ø oben radial		
$d_{syu}$ =	25 [mm]	Stab Ø unten tangential		
$d_{sxu}$ =	28 [mm]	Stab Ø unten radial		

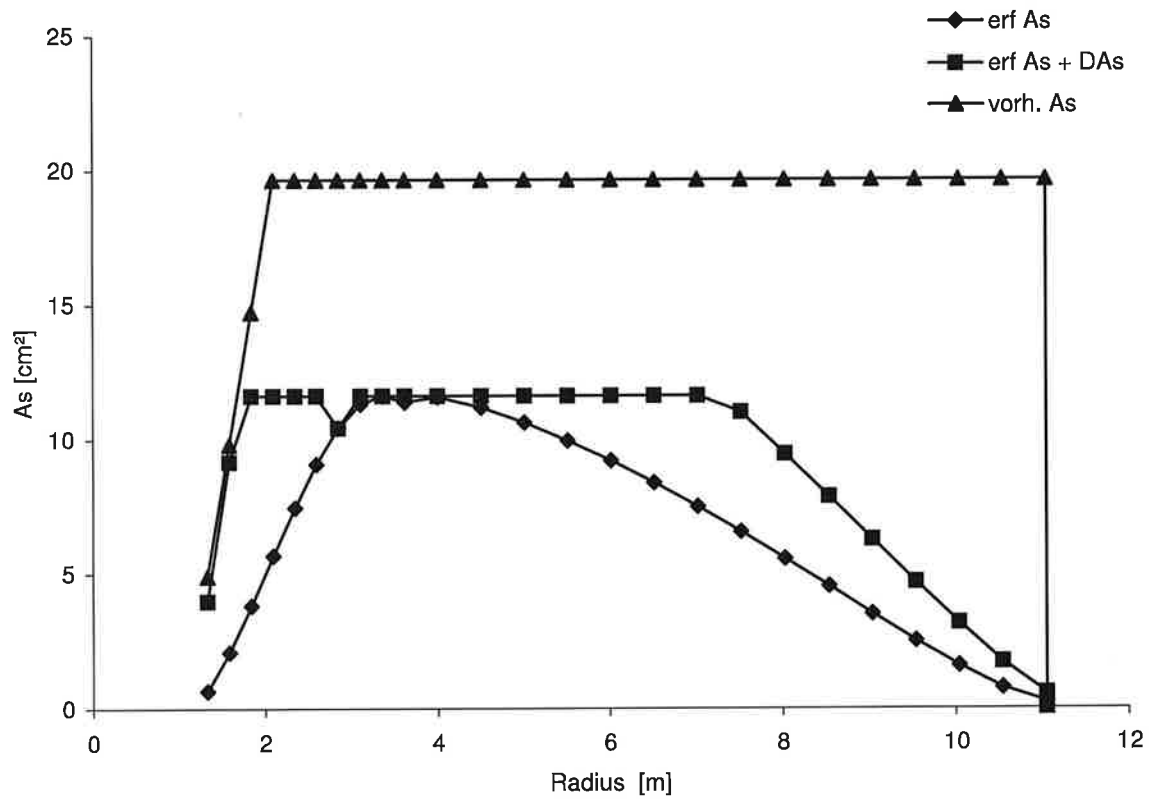
obere Bewehrung tangential						untere Bewehrung tangential				
Ring	LF.	h	d	Mx min	As erf.	Radius	LF.	d	Mx max	As erf.
Nr.	Nr.	[m]	[m]	[kNm/m]	[cm <sup>2</sup> /m]	[m]	Nr.	[m]	[kNm/m]	[cm <sup>2</sup> /m]
1	4	2.150	2.085	-4992.5	51.20	1.33	4	2.055	7743.5	77.78
2	4	2.150	2.085	-4450.6	47.28	1.58	4	2.055	8327.9	85.41
3	4	2.150	2.085	-4244.4	46.74	1.84	4	2.055	8389.3	86.33
4	4	2.150	2.085	-4171.0	47.48	2.10	4	2.055	8303.7	85.14
5	4	2.150	2.085	-4152.2	48.71	2.35	4	2.055	8178.1	83.30
6	4	2.150	2.085	-4147.1	50.04	2.60	4	2.055	8036.1	81.18
7	4	2.150	2.085	-4129.8	51.22	2.85	4	2.055	7870.7	78.70
8	4	2.150	2.085	-4080.6	52.06	3.11	4	2.055	7668.9	75.70
9	4	2.150	2.085	-3983.4	52.38	3.37	4	2.055	7416.3	72.03
10	4	2.150	2.085	-3843.8	52.23	3.62	4	2.055	7074.5	67.72
11	4	2.098	2.033	-3409.2	47.81	4.00	4	2.003	6367.3	62.70
12	4	1.995	1.930	-2781.9	39.88	4.51	4	1.900	5351.5	57.74
13	4	1.892	1.827	-2265.4	33.48	5.01	4	1.796	4446.3	52.45
14	4	1.788	1.723	-1836.8	28.14	5.51	4	1.693	3638.4	47.42
15	4	1.685	1.620	-1479.6	23.55	6.02	4	1.590	2932.1	43.13
16	4	1.582	1.517	-1181.5	19.54	6.52	4	1.486	2422.6	40.58
17	4	1.478	1.413	-932.7	16.04	7.02	4	1.383	1945.1	37.96
18	4	1.375	1.310	-726.0	12.95	7.53	4	1.280	1538.9	35.32
19	4	1.272	1.207	-554.4	10.24	8.03	4	1.176	1195.1	32.65
20	4	1.168	1.103	-415.2	7.89	8.53	4	1.073	896.9	29.99
21	4	1.065	1.000	-302.6	5.85	9.04	4	0.970	641.2	27.38
22	4	0.962	0.897	187.3	5.66	9.54	4	0.866	414.8	24.90
23	4	0.858	0.793	112.1	5.96	10.04	4	0.763	242.6	22.60
24	4	0.755	0.690	59.3	6.04	10.55	4	0.660	102.0	20.71
25	4	0.652	0.587	28.0	5.88	11.05	4	0.556	37.6	18.86

**Bewehrung radial oben**As erf. = Bewehrung aus Biegebemessung +  $\Delta F_{sd}$  aus Querkraft Qx min ( Versatzmaß )

Bemessung je Sektor mit =		4.50 [°]			
Pos.	2a	1. Stab Ø =	25 mm	as =	4.909 cm <sup>2</sup>
Pos.	2b	2. Stab Ø =	25 mm	as =	4.909 cm <sup>2</sup>
Pos.	2c	3. Stab Ø =	25 mm	as =	4.909 cm <sup>2</sup>
Pos.	2d	4. Stab Ø =	25 mm	as =	4.909 cm <sup>2</sup>
Pos.		5. Stab Ø =	0 mm	as =	0.000 cm <sup>2</sup>

Ring Nr.	Bogenlä. [m]	As erf. [cm <sup>2</sup> ]	1.Stab [cm <sup>2</sup> ]	2.Stab [cm <sup>2</sup> ]	3.Stab [cm <sup>2</sup> ]	4.Stab [cm <sup>2</sup> ]	5.Stab [cm <sup>2</sup> ]	Σ As vorh. [cm <sup>2</sup> ]	erf. As / vorh. As
1	0.104	3.98	4.91	0.00	0.00	0.00	0.00	4.909	0.81
2	0.124	9.17	4.91	4.91	0.00	0.00	0.00	9.817	0.93
3	0.145	11.63	4.91	4.91	4.91	0.00	0.00	14.726	0.79
4	0.165	11.63	4.91	4.91	4.91	4.91	0.00	19.635	0.59
5	0.184	11.63	4.91	4.91	4.91	4.91	0.00	19.635	0.59
6	0.204	11.63	4.91	4.91	4.91	4.91	0.00	19.635	0.59
7	0.224	10.44	4.91	4.91	4.91	4.91	0.00	19.635	0.53
8	0.244	11.63	4.91	4.91	4.91	4.91	0.00	19.635	0.59
9	0.264	11.63	4.91	4.91	4.91	4.91	0.00	19.635	0.59
10	0.284	11.63	4.91	4.91	4.91	4.91	0.00	19.635	0.59
11	0.314	11.63	4.91	4.91	4.91	4.91	0.00	19.635	0.59
12	0.354	11.63	4.91	4.91	4.91	4.91	0.00	19.635	0.59
13	0.393	11.63	4.91	4.91	4.91	4.91	0.00	19.635	0.59
14	0.433	11.63	4.91	4.91	4.91	4.91	0.00	19.635	0.59
15	0.472	11.63	4.91	4.91	4.91	4.91	0.00	19.635	0.59
16	0.512	11.63	4.91	4.91	4.91	4.91	0.00	19.635	0.59
17	0.551	11.63	4.91	4.91	4.91	4.91	0.00	19.635	0.59
18	0.591	11.02	4.91	4.91	4.91	4.91	0.00	19.635	0.56
19	0.631	9.46	4.91	4.91	4.91	4.91	0.00	19.635	0.48
20	0.670	7.87	4.91	4.91	4.91	4.91	0.00	19.635	0.40
21	0.710	6.27	4.91	4.91	4.91	4.91	0.00	19.635	0.32
22	0.749	4.69	4.91	4.91	4.91	4.91	0.00	19.635	0.24
23	0.789	3.17	4.91	4.91	4.91	4.91	0.00	19.635	0.16
24	0.828	1.73	4.91	4.91	4.91	4.91	0.00	19.635	0.09
25	0.868	0.57	4.91	4.91	4.91	4.91	0.00	19.635	0.03
26									
27									
28									
29									
30									

## Zugkraftdeckungslinie je Sektor



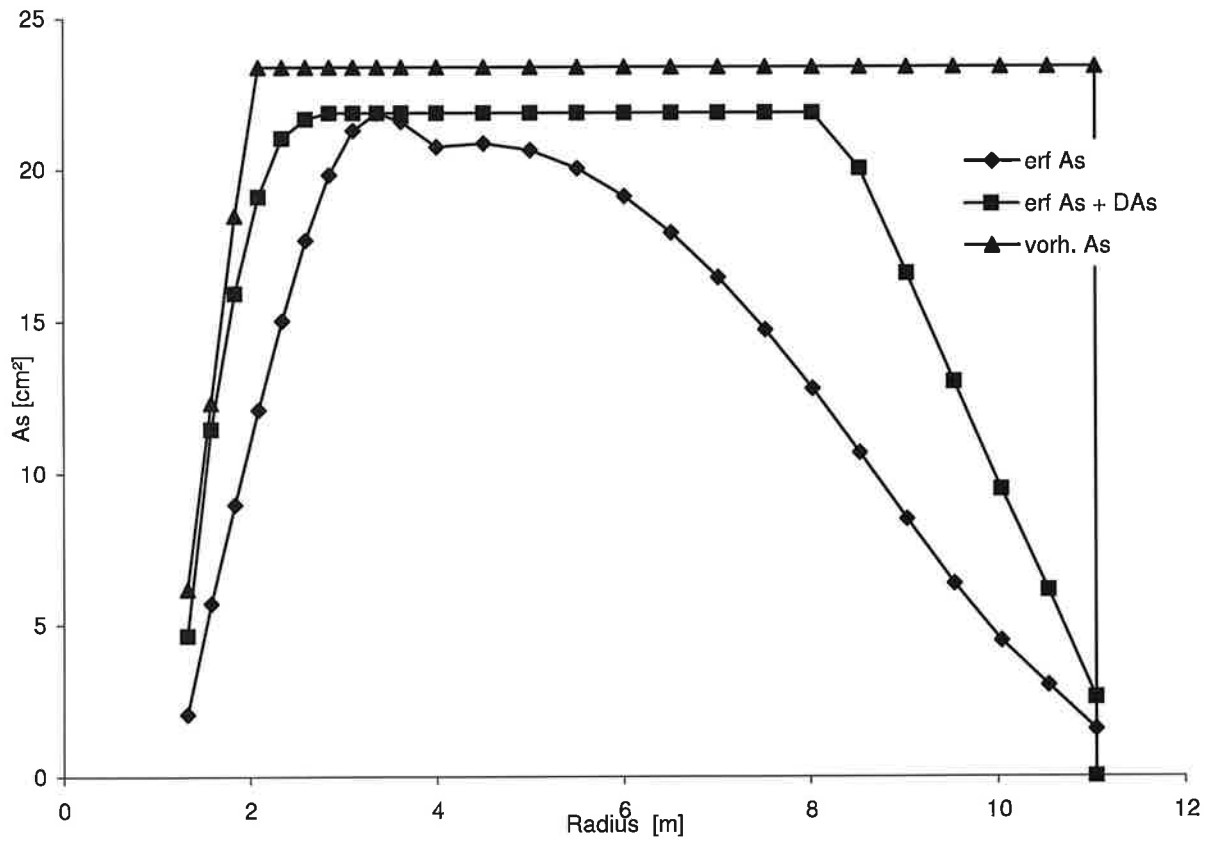


**Bewehrung radial unten**As erf. = Bewehrung aus Biegebemessung +  $\Delta F_{sd}$  aus Querkraft Qx max ( Versatzmaß )

Bemessung je Sektor mit =	4.50 [°]
Pos. 1a	1. Stab Ø = 28 mm as = 6.158 cm <sup>2</sup>
Pos. 1b	2. Stab Ø = 28 mm as = 6.158 cm <sup>2</sup>
Pos. 1c	3. Stab Ø = 28 mm as = 6.158 cm <sup>2</sup>
Pos. 1d	4. Stab Ø = 25 mm as = 4.909 cm <sup>2</sup>
Pos.	5. Stab Ø = 0 mm as = 0.000 cm <sup>2</sup>

Ring Nr.	Bogenlä. [m]	As erf. [cm <sup>2</sup> ]	1.Stab [cm <sup>2</sup> ]	2.Stab [cm <sup>2</sup> ]	3.Stab [cm <sup>2</sup> ]	4.Stab [cm <sup>2</sup> ]	5.Stab [cm <sup>2</sup> ]	Σ As vorh. [cm <sup>2</sup> ]	erf. As / vorh. As
1	0.104	4.64	6.16	0.00	0.00	0.00	0.00	6.158	0.75
2	0.124	11.45	6.16	6.16	0.00	0.00	0.00	12.315	0.93
3	0.145	15.93	6.16	6.16	6.16	0.00	0.00	18.473	0.86
4	0.165	19.10	6.16	6.16	6.16	4.91	0.00	23.381	0.82
5	0.184	21.03	6.16	6.16	6.16	4.91	0.00	23.381	0.90
6	0.204	21.66	6.16	6.16	6.16	4.91	0.00	23.381	0.93
7	0.224	21.87	6.16	6.16	6.16	4.91	0.00	23.381	0.94
8	0.244	21.87	6.16	6.16	6.16	4.91	0.00	23.381	0.94
9	0.264	21.87	6.16	6.16	6.16	4.91	0.00	23.381	0.94
10	0.284	21.87	6.16	6.16	6.16	4.91	0.00	23.381	0.94
11	0.314	21.87	6.16	6.16	6.16	4.91	0.00	23.381	0.94
12	0.354	21.87	6.16	6.16	6.16	4.91	0.00	23.381	0.94
13	0.393	21.87	6.16	6.16	6.16	4.91	0.00	23.381	0.94
14	0.433	21.87	6.16	6.16	6.16	4.91	0.00	23.381	0.94
15	0.472	21.87	6.16	6.16	6.16	4.91	0.00	23.381	0.94
16	0.512	21.87	6.16	6.16	6.16	4.91	0.00	23.381	0.94
17	0.551	21.87	6.16	6.16	6.16	4.91	0.00	23.381	0.94
18	0.591	21.87	6.16	6.16	6.16	4.91	0.00	23.381	0.94
19	0.631	21.87	6.16	6.16	6.16	4.91	0.00	23.381	0.94
20	0.670	20.02	6.16	6.16	6.16	4.91	0.00	23.381	0.86
21	0.710	16.58	6.16	6.16	6.16	4.91	0.00	23.381	0.71
22	0.749	13.00	6.16	6.16	6.16	4.91	0.00	23.381	0.56
23	0.789	9.47	6.16	6.16	6.16	4.91	0.00	23.381	0.40
24	0.828	6.13	6.16	6.16	6.16	4.91	0.00	23.381	0.26
25	0.868	2.61	6.16	6.16	6.16	4.91	0.00	23.381	0.11
26									
27									
28									
29									
30									

### Zugkraftdeckungslinie je Sektor



## Bewehrung tangential oben

Aufteilung der oberen Bewehrung:

Ring Nr.	Elembr. [m]	As erf. [cm <sup>2</sup> ]	ΣAs erf. / Absch. schn.	Ab- schn.	Stab Ø [mm]	Stäbe [Stk.]	Stababst. [cm]	As vorh. [cm <sup>2</sup> ]	ΣAs vorh erf. [cm <sup>2</sup> ]	As / vorh. As
1	0.256	13.11		1	20	4.42	5.8	13.9		0.94
2	0.256	12.10		1	20	4.42	5.8	13.9		0.87
3	0.256	11.96		1	20	4.42	5.8	13.9		0.86
4	0.256	12.15		1	20	4.42	5.8	13.9		0.88
5	0.250	12.18	<b>61.51</b>	1	20	4.32	5.8	13.6	<b>69.12</b>	0.90
6	0.250	12.51		2	20	4.31	5.8	13.5		0.92
7	0.257	13.14		2	20	4.42	5.8	13.9		0.95
8	0.257	13.35		2	20	4.42	5.8	13.9		0.96
9	0.257	13.44		2	20	4.42	5.8	13.9		0.97
10	0.257	13.40	<b>65.83</b>	2	20	4.42	5.8	13.9	<b>69.12</b>	0.96
11	0.503	24.06		3	20	7.33	6.9	23.0		1.04
12	0.503	20.07		3	20	7.33	6.9	23.0		0.87
13	0.503	16.85	<b>60.99</b>	3	20	7.33	6.9	23.0	<b>69.12</b>	0.73
14	0.503	14.17		4	20	4.25	11.8	13.4		1.06
15	0.503	11.85		4	20	4.25	11.8	13.4		0.89
16	0.503	9.84		4	20	4.25	11.8	13.4		0.74
17	0.503	8.07	<b>43.93</b>	4	20	4.25	11.8	13.4	<b>53.41</b>	0.60
18	0.503	6.52		5	16	3.00	16.8	6.0		1.08
19	0.503	5.16		5	16	3.00	16.8	6.0		0.85
20	0.503	3.97		5	16	3.00	16.8	6.0		0.66
21	0.503	2.94	<b>18.59</b>	5	16	3.00	16.8	6.0	<b>24.13</b>	0.49
22	0.503	2.85		6	16	2.50	20.1	5.0		0.57
23	0.503	3.00		6	16	2.50	20.1	5.0		0.60
24	0.503	3.04		6	16	2.50	20.1	5.0		0.60
25	0.503	2.96	<b>11.85</b>	6	16	2.50	20.1	5.0	<b>20.11</b>	0.59
26										
27										
28										
29										
30										

Pos.	Abschnitt [-]	Ø [cm]	Anzahl [-]	Abstand [cm]
4.1	1	20	22	5.8
4.2	2	20	22	5.8
4.3	3	20	22	6.9
4.4	4	20	17	11.8
4.5	5	16	12	16.8

## Bewehrung tangential unten

Aufteilung der unteren Bewehrung:

Ring Nr.	Elembr. [m]	As erf. [cm <sup>2</sup> ]	ΣAs erf. / Absch.	Ab-schn. schn.	Stab Ø [mm]	Stäbe [Stk.]	Stababst. [cm]	As vorh. [cm <sup>2</sup> ]	ΣAs vorh erf. [cm <sup>2</sup> ]	As / vorh. As
1	0.256	19.91		1	25	5.22	4.9	25.6		0.78
2	0.256	21.86		1	25	5.22	4.9	25.6		0.85
3	0.256	22.10		1	25	5.22	4.9	25.6		0.86
4	0.256	21.80		1	25	5.22	4.9	25.6		0.85
5	0.250	20.83	<b>106.50</b>	1	25	5.10	4.9	25.0	<b>127.63</b>	0.83
6	0.250	20.29		2	25	4.31	5.8	21.2		0.96
7	0.257	20.19		2	25	4.42	5.8	21.7		0.93
8	0.257	19.42		2	25	4.42	5.8	21.7		0.89
9	0.257	18.47		2	25	4.42	5.8	21.7		0.85
10	0.257	17.37	<b>95.74</b>	2	25	4.42	5.8	21.7	<b>107.99</b>	0.80
11	0.503	31.56		3	25	6.67	7.6	32.7		0.96
12	0.503	29.06		3	25	6.67	7.6	32.7		0.89
13	0.503	26.40	<b>87.02</b>	3	25	6.67	7.6	32.7	<b>98.17</b>	0.81
14	0.503	23.87		4	25	4.75	10.6	23.3		1.02
15	0.503	21.71		4	25	4.75	10.6	23.3		0.93
16	0.503	20.43		4	25	4.75	10.6	23.3		0.88
17	0.503	19.11	<b>85.11</b>	4	25	4.75	10.6	23.3	<b>93.27</b>	0.82
18	0.503	17.78		5	20	5.75	8.8	18.1		0.98
19	0.503	16.43		5	20	5.75	8.8	18.1		0.91
20	0.503	15.09		5	20	5.75	8.8	18.1		0.84
21	0.503	13.78	<b>63.09</b>	5	20	5.75	8.8	18.1	<b>72.26</b>	0.76
22	0.503	12.53		6	20	3.75	13.4	11.8		1.06
23	0.503	11.38		6	20	3.75	13.4	11.8		0.97
24	0.503	10.42		6	20	3.75	13.4	11.8		0.88
25	0.503	9.49	<b>43.82</b>	6	20	3.75	13.4	11.8	<b>47.12</b>	0.81
26										
27										
28										
29										
30										

Pos.	Abschnitt [-]	Ø [cm]	Anzahl [-]	Abstand [cm]
3.1	1	25	26	4.9
3.2	2	25	22	5.8
3.3	3	25	20	7.6
3.4	4	25	19	10.6
3.5	5	20	23	8.8

**Mindestbewehrung nach DIN EN 1992-1-1****Robustheitsbewehrung nach DIN EN 1992-1-1 9.2.1.1**

$$M_{cr} = f_{ctm} W_c \quad \text{nicht erforderlich siehe:}$$

$$f_{ctm} = 0.00 \text{ N/mm}^2 \quad [1] 9.2.1.1(1)$$

Die Rißmomente und die erforderliche Bewehrung werden tabellarisch berechnet.

**Mindestbewehrung nach [10] 3-17 3-18**

Der Zwang aus Abfließen der Hydratationswärme wird durch die maximal mögliche Reibung in der Sole begrenzt. Die Schubspannung in der Sohlfuge wird als konstant angenommen. Die Schubspannung bewirkt Zugspannung in der Sole und Druckspannungen auf der Oberseite. Auf der sicheren Seite wird für die Oberseite des Fundamentes ebenfalls die Zugspannung der Unterseite angesetzt.

$$A_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct} / \sigma_s$$

$$k_c = 0,4 ( 1 + \sigma_c / ( k_1 f_{ct,eff} ) ) \leq 1$$

$$F_{ty} = 7/8 \max \tau b l_y / 2 \quad \text{nach [10] 3-17 3-18}$$

$$\min a_s = F_{ty} / f_{yk}$$

$$\text{cal } \varphi' = 35^\circ$$

$$\max. \tau = \sigma_0 \tan(\text{cal } \varphi')$$

$$\sigma_0 = 36.9 \text{ kN/m}^2 \quad \text{mittlere Solspannung aus Fundamenteigengewicht}$$

$$\max. \tau = 0.026 \text{ N/mm}^2$$

$$\max. T = 292.2 \text{ N/mm} \quad \text{Schubkraft in Fundamentmitte}$$

$$\max. \sigma_c = 0.136 \text{ N/mm}^2 \quad \text{in Elementmitte Fundamentmitte, Außenkante} = 0$$

$$k_1 = 0.667$$

$$k_c = 0.427 \quad \text{in Fundamentmitte, Wert nimmt zur Außenkante hin ab} \quad k_c = 0.4$$

$$k = 0,8 \text{ für } h \leq 300\text{mm}, 0,5 \text{ für } h \geq 800\text{mm} \quad \text{Zwischenwerte werden interpoliert}$$

$$f_{ct,eff} = 0,5 f_{ctm} \quad \geq 3,0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ct,eff} = 3.00 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{ct} = b h / 2 \quad \text{Querschnittfläche der Zugzone im Zustand 1}$$

$$\sigma_s = \text{nach Tab.20 für den vorh. Stabdurchmesser interpoliert}$$

**Berechnung der Rißbreiten nach DIN EN 1992-1-1 7.3**

$$w_{k,zul} = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_k = s_{r,max} ( \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} ) \quad [1] (7.8)$$

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = ( \sigma_s - 0,4 f_{ct,eff} / \rho_{p,eff} ( 1 + \alpha_e \rho_{p,eff} ) ) / E_s \geq 0,6 \sigma_s / E_s \quad [1] (7.9)$$

$$\sigma_s = \text{Stahlspannung im Lastfall DLC 1.1}$$

$$\text{Lastfall} = 5 \text{ gewählter Lastfall}$$

$$\alpha_e = 7$$

$$E_s = 200000 \text{ N/mm}^2 \quad E_{cm} = 34100 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha_e = 5.865$$

$$\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff} \quad \text{mit eff. Betonquerschnitt} = 2,5 d_1$$

$$c_{nom} = 55.0 \text{ mm}$$

$$d_{1xu} = 69.0 \text{ mm} \quad \text{radiale untere Bewehrung Asxu}$$

$$d_{1xo} = 87.5 \text{ mm} \quad \text{radiale obere Bewehrung Asxo}$$

$$d_{1yu} = 95.5 \text{ mm} \quad \text{tangential untere Bewehrung Asyu}$$

$$d_{1yo} = 65.0 \text{ mm} \quad \text{tangential obere Bewehrung Asyo}$$

$$s_{r,max} = d_s / ( 3,6 \text{ eff} \rho ) \leq \sigma_s d_s / ( 3,6 f_{ct,eff} ) \quad [1] (7.11)$$

$$d_s = d_{sm} = \sum d_{s,i}^2 / \sum d_{s,i}$$

$$w_{k,max} = 1 / ( \cos \theta / w_{k,x} + \sin \theta / w_{k,y} ) \quad [1] (7.15)$$

Die Berechnung für die Platte erfolgt tabellarisch auf den folgenden Seiten.

**Tabellarischer Nachweis der Mindestbewehrung unten radial Asxu**

Ring Nr.	Zwang			Tab. 7.2 erf. min					Rißmoment		vorh. Asxu cm <sup>2</sup> /m
	k	A <sub>ct</sub> m <sup>2</sup> /m	σ <sub>s xu</sub> N/mm <sup>2</sup>	Asxu cm <sup>2</sup> /m	as cm <sup>2</sup> /m	w <sub>c</sub> m <sup>3</sup> /m	M <sub>as,min</sub> kNm/m	As <sub>min</sub> cm <sup>2</sup> /m			
1	0.50	1.075	193	33.4	23.5	0.770	0.0	0.0	<=	59.0	
2	0.50	1.075	193	33.4	19.7	0.770	0.0	0.0	<=	99.0	
3	0.50	1.075	193	33.4	16.9	0.770	0.0	0.0	<=	127.8	
4	0.50	1.075	196	33.0	14.9	0.770	0.0	0.0	<=	142.0	
5	0.50	1.075	196	33.0	13.3	0.770	0.0	0.0	<=	126.7	
6	0.50	1.075	196	33.0	12.0	0.770	0.0	0.0	<=	114.5	
7	0.50	1.075	196	33.0	10.9	0.770	0.0	0.0	<=	104.4	
8	0.50	1.075	196	33.0	9.9	0.770	0.0	0.0	<=	95.8	
9	0.50	1.075	196	33.0	9.0	0.770	0.0	0.0	<=	88.5	
10	0.50	1.075	196	33.0	8.2	0.770	0.0	0.0	<=	82.2	
11	0.50	1.049	196	32.2	7.3	0.734	0.0	0.0	<=	74.4	
12	0.50	0.998	196	30.6	6.3	0.663	0.0	0.0	<=	66.1	
13	0.50	0.946	196	29.0	5.4	0.596	0.0	0.0	<=	59.4	
14	0.50	0.894	196	27.4	4.7	0.533	0.0	0.0	<=	54.0	
15	0.50	0.843	196	25.9	4.1	0.473	0.0	0.0	<=	49.5	
16	0.50	0.791	196	24.3	3.5	0.417	0.0	0.0	<=	45.7	
17	0.50	0.739	196	22.7	3.0	0.364	0.0	0.0	<=	42.4	
18	0.50	0.688	196	21.1	2.6	0.315	0.0	0.0	<=	39.6	
19	0.50	0.636	196	19.5	2.2	0.270	0.0	0.0	<=	37.1	
20	0.50	0.584	196	17.9	1.8	0.228	0.0	0.0	<=	34.9	
21	0.50	0.533	196	16.3	1.4	0.189	0.0	0.0	<=	32.9	
22	0.50	0.481	196	14.8	1.1	0.154	0.0	0.0	<=	31.2	
23	0.50	0.429	196	13.2	0.8	0.123	0.0	0.0	<=	29.6	
24	0.53	0.378	196	12.2	0.5	0.095	0.0	0.0	<=	28.2	
25	0.59	0.326	196	11.8	0.3	0.071	0.0	0.0	<=	26.9	
26											
27											
28											
29											
30											

Die Mindestbewehrung ist vorhanden

**Tabellarischer Nachweis der Mindestbewehrung unten tangential As<sub>yu</sub>**

Ring Nr.	k	Tab. 7.2		erf. As <sub>yu</sub> cm <sup>2</sup> /m	min as cm <sup>2</sup> /m	w <sub>c</sub> m <sup>3</sup> /m	M <sub>as,min</sub> kNm/m	As <sub>min</sub> cm <sup>2</sup> /m	<=	vorh. As <sub>yu</sub> cm <sup>2</sup> /m
		A <sub>ct</sub> m <sup>2</sup> /m	σ <sub>syu</sub> N/mm <sup>2</sup>							
1	0.50	1.08	204	31.6	23.472	0.770	0.0	0.0	<=	100.2
2	0.50	1.08	204	31.6	19.675	0.770	0.0	0.0	<=	100.2
3	0.50	1.08	204	31.6	16.934	0.770	0.0	0.0	<=	100.2
4	0.50	1.08	204	31.6	14.861	0.770	0.0	0.0	<=	100.2
5	0.50	1.08	204	31.6	13.255	0.770	0.0	0.0	<=	100.2
6	0.50	1.08	204	31.6	11.974	0.770	0.0	0.0	<=	84.6
7	0.50	1.08	204	31.6	10.904	0.770	0.0	0.0	<=	84.6
8	0.50	1.08	204	31.6	9.8823	0.770	0.0	0.0	<=	84.6
9	0.50	1.08	204	31.6	9.0065	0.770	0.0	0.0	<=	84.6
10	0.50	1.08	204	31.6	8.2454	0.770	0.0	0.0	<=	84.6
11	0.50	1.05	204	30.8	7.3425	0.734	0.0	0.0	<=	65.0
12	0.50	1.00	204	29.3	6.2909	0.663	0.0	0.0	<=	65.0
13	0.50	0.95	204	27.8	5.4245	0.596	0.0	0.0	<=	65.0
14	0.50	0.89	204	26.3	4.6926	0.533	0.0	0.0	<=	46.3
15	0.50	0.84	204	24.7	4.0614	0.473	0.0	0.0	<=	46.3
16	0.50	0.79	204	23.2	3.5076	0.417	0.0	0.0	<=	46.3
17	0.50	0.74	204	21.7	3.0145	0.364	0.0	0.0	<=	46.3
18	0.50	0.69	228	18.1	2.57	0.315	0.0	0.0	<=	35.9
19	0.50	0.64	228	16.7	2.1649	0.270	0.0	0.0	<=	35.9
20	0.50	0.58	228	15.3	1.7922	0.228	0.0	0.0	<=	35.9
21	0.50	0.53	228	14.0	1.4466	0.189	0.0	0.0	<=	35.9
22	0.50	0.48	228	12.6	1.1236	0.154	0.0	0.0	<=	23.4
23	0.50	0.43	228	11.3	0.8201	0.123	0.0	0.0	<=	23.4
24	0.53	0.38	228	10.4	0.533	0.095	0.0	0.0	<=	23.4
25	0.59	0.33	228	10.1	0.2603	0.071	0.0	0.0	<=	23.4
26										
27										
28										
29										
30										

Die Mindestbewehrung ist vorhanden

## Tabellarischer Nachweis der Mindestbewehrung oben radial Asxo

Ring Nr.	k	Tab. 7.2		erf. min		w <sub>c</sub>	M <sub>as,min</sub>	A <sub>s,min</sub>		vorh. Asxo
		A <sub>ct</sub>	σ <sub>s,xu</sub>	Asxo	as					
	-	m <sup>2</sup> /m	N/mm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup> /m	cm <sup>2</sup> /m	m <sup>3</sup> /m	kNm/m	cm <sup>2</sup> /m		cm <sup>2</sup> /m
1	0.50	1.08	204	31.6	23.472	0.770	0.0	0.0	<=	47.1
2	0.50	1.08	204	31.6	19.675	0.770	0.0	0.0	<=	78.9
3	0.50	1.08	204	31.6	16.934	0.770	0.0	0.0	<=	101.9
4	0.50	1.08	204	31.6	14.861	0.770	0.0	0.0	<=	119.3
5	0.50	1.08	204	31.6	13.255	0.770	0.0	0.0	<=	106.4
6	0.50	1.08	204	31.6	11.974	0.770	0.0	0.0	<=	96.2
7	0.50	1.08	204	31.6	10.904	0.770	0.0	0.0	<=	87.7
8	0.50	1.08	204	31.6	9.8823	0.770	0.0	0.0	<=	80.4
9	0.50	1.08	204	31.6	9.0065	0.770	0.0	0.0	<=	74.3
10	0.50	1.08	204	31.6	8.2454	0.770	0.0	0.0	<=	69.0
11	0.50	1.05	204	30.8	7.3425	0.734	0.0	0.0	<=	62.5
12	0.50	1.00	204	29.3	6.2909	0.663	0.0	0.0	<=	55.5
13	0.50	0.95	204	27.8	5.4245	0.596	0.0	0.0	<=	49.9
14	0.50	0.89	204	26.3	4.6926	0.533	0.0	0.0	<=	45.4
15	0.50	0.84	204	24.7	4.0614	0.473	0.0	0.0	<=	41.6
16	0.50	0.79	204	23.2	3.5076	0.417	0.0	0.0	<=	38.4
17	0.50	0.74	204	21.7	3.0145	0.364	0.0	0.0	<=	35.6
18	0.50	0.69	204	20.2	2.57	0.315	0.0	0.0	<=	33.2
19	0.50	0.64	204	18.7	2.1649	0.270	0.0	0.0	<=	31.1
20	0.50	0.58	204	17.2	1.7922	0.228	0.0	0.0	<=	29.3
21	0.50	0.53	204	15.6	1.4466	0.189	0.0	0.0	<=	27.7
22	0.50	0.48	204	14.1	1.1236	0.154	0.0	0.0	<=	26.2
23	0.50	0.43	204	12.6	0.8201	0.123	0.0	0.0	<=	24.9
24	0.53	0.38	204	11.7	0.533	0.095	0.0	0.0	<=	23.7
25	0.59	0.33	204	11.3	0.2603	0.071	0.0	0.0	<=	22.6
26										
27										
28										
29										
30										

Die Mindestbewehrung ist vorhanden



**Tabellarischer Nachweis der Mindestbewehrung oben tangential Asyo**

Ring Nr.	k	Tab. 7.2		erf. Asyo	min as	w <sub>c</sub>	M <sub>as,min</sub>	As <sub>min</sub>		vorh. Asyo
		A <sub>ct</sub>	σ <sub>syu</sub>							
1	0.50	1.08	228	28.2	23.472	0.770	0.0	0.0	<=	54.3
2	0.50	1.08	228	28.2	19.675	0.770	0.0	0.0	<=	54.3
3	0.50	1.08	228	28.2	16.934	0.770	0.0	0.0	<=	54.3
4	0.50	1.08	228	28.2	14.861	0.770	0.0	0.0	<=	54.3
5	0.50	1.08	228	28.2	13.255	0.770	0.0	0.0	<=	54.3
6	0.50	1.08	228	28.2	11.974	0.770	0.0	0.0	<=	54.2
7	0.50	1.08	228	28.2	10.904	0.770	0.0	0.0	<=	54.2
8	0.50	1.08	228	28.2	9.8823	0.770	0.0	0.0	<=	54.2
9	0.50	1.08	228	28.2	9.0065	0.770	0.0	0.0	<=	54.2
10	0.50	1.08	228	28.2	8.2454	0.770	0.0	0.0	<=	54.2
11	0.50	1.05	228	27.6	7.3425	0.734	0.0	0.0	<=	45.8
12	0.50	1.00	228	26.2	6.2909	0.663	0.0	0.0	<=	45.8
13	0.50	0.95	228	24.8	5.4245	0.596	0.0	0.0	<=	45.8
14	0.50	0.89	228	23.5	4.6926	0.533	0.0	0.0	<=	26.5
15	0.50	0.84	228	22.1	4.0614	0.473	0.0	0.0	<=	26.5
16	0.50	0.79	228	20.8	3.5076	0.417	0.0	0.0	<=	26.5
17	0.50	0.74	228	19.4	3.0145	0.364	0.0	0.0	<=	26.5
18	0.50	0.69	255	16.1	2.57	0.315	0.0	0.0	<=	12.0
19	0.50	0.64	255	14.9	2.1649	0.270	0.0	0.0	<=	12.0
20	0.50	0.58	255	13.7	1.7922	0.228	0.0	0.0	<=	12.0
21	0.50	0.53	255	12.5	1.4466	0.189	0.0	0.0	<=	12.0
22	0.50	0.48	255	11.3	1.1236	0.154	0.0	0.0	<=	10.0
23	0.50	0.43	255	10.1	0.8201	0.123	0.0	0.0	<=	10.0
24	0.53	0.38	255	9.3	0.533	0.095	0.0	0.0	<=	10.0
25	0.59	0.33	255	9.0	0.2603	0.071	0.0	0.0	<=	10.0
26										
27										
28										
29										
30										

Die Mindestbewehrung ist vorhanden

## Tabellarischer Nachweis der Rißbreite untere Bewehrung

Ring Nr.	untere Längsbewehrung As <sub>xu</sub>					untere Querbewehrung As <sub>yu</sub>					Winkel °
	effp ‰	M <sub>ymax</sub> kNm/m	$\sigma_{sx}$ N/mm <sup>2</sup>	d <sub>smax,u</sub> mm	s <sub>r,max,xu</sub> mm	effp ‰	M <sub>xmax</sub> kNm/m	$\sigma_{sy}$ N/mm <sup>2</sup>	d <sub>sy</sub> mm	s <sub>r,max,yu</sub> mm	
1	34.2	656.2	61.2	28.0	227.3	42.0	4342.1	231.6	25.0	165.50	81.4
2	57.4	1598.8	101.4	28.0	135.5	42.0	4060.9	216.6	25.0	165.50	68.5
3	74.1	2250.7	126.0	28.0	105.0	42.0	3858.8	205.8	25.0	165.50	59.7
4	82.3	2704.6	150.2	27.3	92.1	42.0	3707.1	197.7	25.0	165.50	53.9
5	73.5	3002.3	180.7	27.3	103.3	42.0	3589.1	191.4	25.0	165.50	50.1
6	66.4	3173.2	205.7	27.3	114.3	35.4	3487.6	218.7	25.0	195.90	47.7
7	60.5	3226.5	224.2	27.3	125.4	35.4	3385.7	212.3	25.0	195.90	46.4
8	55.5	3170.7	235.4	27.3	136.7	35.4	3274.0	205.3	25.0	195.90	45.9
9	51.3	3006.6	237.4	27.3	147.9	35.4	3144.6	197.2	25.0	195.90	46.3
10	47.7	2767.2	231.5	27.3	159.2	35.4	2997.9	188.0	25.0	195.90	47.3
11	43.1	2423.1	227.5	27.3	175.9	27.2	2627.7	218.1	25.0	255.01	47.3
12	38.3	2033.8	226.0	27.3	198.0	27.2	2143.4	187.9	25.0	255.01	46.5
13	34.5	1693.1	221.4	27.3	220.2	27.2	1739.9	161.7	25.0	255.01	45.8
14	31.3	1395.1	213.9	27.3	242.3	19.4	1405.7	192.6	25.0	357.91	45.2
15	28.7	1135.2	203.9	27.3	264.4	19.4	1128.5	165.0	25.0	357.91	44.8
16	26.5	909.3	191.3	27.3	286.5	19.4	898.1	140.8	25.0	357.91	44.6
17	24.6	714.0	176.5	27.3	308.7	19.4	706.2	119.3	25.0	357.91	44.7
18	22.9	546.6	159.6	27.3	330.8	15.0	546.8	128.1	20.0	369.58	45.0
19	21.5	404.8	140.7	27.3	352.9	15.0	415.1	106.1	20.0	369.58	45.7
20	20.2	287.0	120.1	27.3	375.1	15.0	307.2	86.3	20.0	319.78	47.0
21	19.1	191.7	98.1	27.3	397.2	15.0	220.2	68.7	20.0	254.53	49.0
22	18.1	117.7	75.4	27.3	381.1	9.8	151.5	80.3	20.0	297.25	52.2
23	17.2	64.1	53.2	27.3	268.9	9.8	98.9	59.8	20.0	221.38	57.1
24	16.4	30.3	34.4	27.3	174.0	9.8	60.7	42.7	20.0	158.05	63.5
25	15.6	11.0	18.7	27.3	94.6	9.8	33.3	27.9	20.0	103.33	71.8
26											
27											
28											
29											
30											

Ring Nr.	$s_{r,max,u}$ mm	$w_{k,max,xu}$ mm	$w_{k,max,yu}$ mm
1	150.8	0.04	0.16
2	120.1	0.04	0.11
3	99.8	0.05	0.08
4	88.7	0.06	0.07
5	92.2	0.07	0.07
6	103.5	0.09	0.09
7	108.7	0.11	0.09
8	114.2	0.12	0.09
9	119.6	0.12	0.09
10	124.8	0.12	0.09
11	148.4	0.14	0.12
12	158.2	0.15	0.11
13	167.3	0.15	0.09
14	204.5	0.17	0.13
15	215.0	0.17	0.11
16	224.9	0.16	0.09
17	234.3	0.14	0.08
18	246.9	0.12	0.09
19	255.4	0.11	0.08
20	243.6	0.09	0.06
21	216.6	0.06	0.04
22	234.4	0.05	0.06
23	172.0	0.03	0.03
24	121.5	0.01	0.02
25	80.0	0.00	0.01
26			
27			
28			
29			
30			

Die zulässige Rißbreite von 0.3 mm wird nicht überschritten.

## Tabellarischer Nachweis der Rißbreite obere Bewehrung

Ring Nr.	obere Längsbewehrung Asxo					obere Querbewehrung Asyo					Winkel °
	effp ‰	Mymin kNm/m	$\sigma_{sx}$ N/mm <sup>2</sup>	d <sub>smxo</sub> mm	s <sub>r,max,xo</sub> mm	effp ‰	Mxmin kNm/m	$\sigma_{sy}$ N/mm <sup>2</sup>	d <sub>sy</sub> mm	s <sub>r,max,yo</sub> mm	
1	21.5	-96	-10.5	25.0	-48.8	33.4	-9	-0.9	20.0	-3.4	5.1
2	36.1	-479	-32.0	25.0	-148.2	33.4	-310	-33.7	20.0	-125.0	32.9
3	46.6	-832	-43.5	25.0	-201.4	33.4	-439	-47.7	20.0	-176.6	27.8
4	54.5	-1182	-53.1	25.0	-246.0	33.4	-557	-60.5	20.0	-224.2	25.2
5	48.7	-1422	-71.3	25.0	-330.1	33.4	-619	-67.1	20.0	-248.7	23.5
6	44.0	-1613	-89.1	25.0	-412.4	33.3	-698	-75.7	20.0	-280.5	23.4
7	40.1	-1709	-103.2	25.0	-477.8	33.3	-732	-79.7	20.0	-295.1	23.2
8	36.8	-1725	-113.2	25.0	-523.9	33.3	-747	-81.3	20.0	-301.1	23.4
9	34.0	-1654	-117.1	25.0	-542.1	33.3	-738	-80.4	20.0	-297.6	24.1
10	31.6	-1521	-115.6	25.0	-535.3	33.3	-709	-77.1	20.0	-285.7	25.0
11	28.6	-1321	-113.5	25.0	-525.3	28.2	-629	-87.7	20.0	-325.0	25.5
12	25.4	-1098	-111.7	25.0	-517.1	28.2	-527	-78.6	20.0	-291.3	25.6
13	22.8	-912	-108.8	25.0	-503.8	28.2	-433	-69.5	20.0	-257.3	25.4
14	20.7	-753	-104.8	25.0	-485.3	16.3	-352	-91.4	20.0	-338.6	25.1
15	19.0	-617	-99.7	25.0	-461.4	16.3	-285	-79.7	20.0	-295.1	24.8
16	17.5	-499	-93.3	25.0	-432.0	16.3	-229	-69.3	20.0	-256.5	24.7
17	16.3	-396	-85.8	25.0	-397.3	16.3	-182	-59.9	20.0	-221.8	24.6
18	15.2	-308	-77.2	25.0	-357.4	7.4	-142	-99.5	16.0	-294.7	24.7
19	14.2	-232	-67.5	25.0	-312.6	7.4	-108	-82.9	16.0	-245.6	24.9
20	13.4	-168	-56.9	25.0	-263.5	7.4	-79	-67.5	16.0	-200.0	25.3
21	12.6	-115	-45.6	25.0	-211.2	7.4	-56	-53.2	16.0	-157.7	26.0
22	12.0	-70	-33.0	25.0	-153.0	6.1	-35	-44.2	16.0	-131.0	26.6
23	11.4	-39	-21.7	25.0	-100.7	6.1	-21	-30.8	16.0	-91.3	28.9
24	10.8	-16	-10.8	25.0	-50.0	6.1	-10	-17.5	16.0	-51.8	33.1
25	10.3	-4	-3.6	25.0	-16.7	6.1	-4	-8.7	16.0	-25.7	44.9
26											
27											
28											
29											
30											

Ring Nr.	$s_{r,max,o}$ mm	$w_{k,max,xo}$ mm	$w_{k,max,yo}$ mm
1	-21.6	0.00	0.00
2	-99.9	0.01	0.01
3	-142.2	0.02	0.02
4	-179.3	0.03	0.03
5	-228.2	0.05	0.05
6	-274.7	0.07	0.06
7	-306.9	0.10	0.07
8	-325.6	0.11	0.08
9	-327.4	0.12	0.08
10	-315.3	0.11	0.07
11	-328.7	0.11	0.09
12	-309.7	0.10	0.07
13	-289.1	0.09	0.06
14	-320.7	0.10	0.09
15	-295.0	0.09	0.07
16	-268.0	0.08	0.06
17	-240.0	0.06	0.04
18	-252.5	0.06	0.08
19	-216.6	0.04	0.05
20	-179.6	0.03	0.04
21	-142.1	0.02	0.02
22	-108.0	0.01	0.01
23	-71.5	0.00	0.01
24	-36.6	0.00	0.00
25	-14.3	0.00	0.00
26			
27			
28			
29			
30			

Die zulässige Rißbreite von 0.3 mm wird nicht überschritten.

**Querkraft Nachweis ohne Querkraftbewehrung**

Der Nachweis wird jeweils in Elementmitte geführt. Der Nachweis wird mit den in der FEM Berechnung ermittelten maximalem resultierenden Qr aus Qx und Qy geführt.

maximale Schnittgrößen aus Lastfällen: 1, 2, 3, 4, 5, 6

$$f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_c = 1.50 \text{ [-]}$$

Elem. Nr.	LF. Nr.	max Qr [kN/m]	V <sub>ed</sub> [kN/m]	d [m]	b <sub>w</sub> [m]	A <sub>sxu</sub> [cm <sup>2</sup> ]	ρ <sub>l</sub> [-]	k [-]	V <sub>Rd,c</sub> [kN/m]	V <sub>Rd,c,min</sub> [kN/m]	V <sub>Ed</sub> /V <sub>Rd,c</sub> [-]
426	4	10692	10692	2.081	0.104	6.16	2.84E-03	1.31	585.9	461.5	18.25
452	4	7614	7614	2.081	0.124	12.32	4.76E-03	1.31	696.1	461.5	10.94
503	4	5958	5958	2.081	0.145	18.47	6.14E-03	1.31	758.0	461.5	7.86
529	4	4936	4936	2.081	0.165	23.38	6.83E-03	1.31	785.1	461.5	6.29
530	4	4224	4224	2.081	0.184	23.38	6.09E-03	1.31	755.9	461.5	5.59
556	4	3672	3672	2.081	0.204	23.38	5.50E-03	1.31	730.8	461.5	5.02
557	4	3189	3189	2.081	0.224	23.38	5.02E-03	1.31	708.5	461.5	4.50
558	4	2736	2736	2.081	0.244	23.38	4.60E-03	1.31	688.5	461.5	3.97
209	3	2310	2310	2.081	0.264	23.38	4.25E-03	1.31	670.5	461.5	3.44
10	3	2622	2622	2.081	0.284	23.38	3.95E-03	1.31	654.3	461.5	4.01
11	3	2113	2113	2.029	0.314	23.38	3.67E-03	1.31	624.2	452.1	3.38
12	4	1763	1763	1.926	0.354	23.38	3.43E-03	1.32	583.2	433.1	3.02
13	4	1538	1538	1.823	0.393	23.38	3.26E-03	1.33	546.3	414.1	2.81
14	4	1359	1359	1.719	0.433	23.38	3.14E-03	1.34	512.7	394.9	2.65
15	4	1207	1207	1.616	0.472	23.38	3.06E-03	1.35	481.7	375.7	2.51
16	4	1073	1073	1.513	0.512	23.38	3.02E-03	1.36	452.6	356.3	2.37
17	4	949	949	1.409	0.551	23.38	3.01E-03	1.38	425.3	336.7	2.23
18	4	831	831	1.306	0.591	23.38	3.03E-03	1.39	399.2	317.0	2.08
19	4	718	718	1.203	0.631	23.38	3.08E-03	1.41	374.1	297.1	1.92
20	4	606	606	1.099	0.670	23.38	3.17E-03	1.43	349.9	277.0	1.73
21	4	496	496	0.996	0.710	23.38	3.31E-03	1.45	326.3	256.7	1.52
22	4	386	386	0.893	0.749	23.38	3.50E-03	1.47	303.1	236.1	1.27
23	4	276	276	0.789	0.789	23.38	3.76E-03	1.50	280.1	219.8	0.98
24	4	164	164	0.686	0.828	23.38	4.12E-03	1.54	257.0	238.1	0.64
375	4	152	152	0.583	0.868	23.38	4.62E-03	1.59	233.7	240.9	0.63

**Ermittlung der erforderlichen Querkraftbewehrung**

$$\max \cot \theta = (1,2 - 1,4 \sigma_{cd} / f_{cd}) / (1 - V_{Rd,c} / V_{ed}) \leq 3,0$$

$$\min \cot \theta = 0,58$$

$$\cot \theta = 2 \quad \text{gewählt (GL} \leq 2,0)$$

$$\alpha = 0 \quad \circ$$

$$f_{ck} = 35,0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = 19,8 \text{ N/mm}^2$$

$$v_1 = 0,75$$

$$f_{ywd} = 434,8 \text{ N/mm}^2$$

Nr	z [m]	s <sub>w</sub> [m]	(6.7b)DE	(6.7a)DE	(6.9)	V <sub>Ed</sub> / V <sub>Rd,max</sub>	[1](6.8)	erf. ρ <sub>w</sub> [%o]
			V <sub>Rd,cc</sub> kN/m	cot θ [-]	V <sub>Rd,max</sub> kN/m		erf. A <sub>sw</sub> [cm <sup>2</sup> /m]	
1	2.05	0.256	1606	1.41	14349	0.75	21.799	8.515
2	2.02	0.256	1585	1.52	13805	0.55	14.652	5.723
3	2.00	0.256	1571	1.63	13268	0.45	10.757	4.202
4	1.99	0.256	1561	1.75	12721	0.39	8.329	3.254
5	1.98	0.250	1555	1.90	12145	0.35	6.458	2.583
6	1.98	0.250	1552	2.00	11761	0.31	5.341	2.136
7	1.98	0.257	1551	2.00	11755	0.27	4.762	1.856
8	1.98	0.257	1553	2.00	11767	0.23	4.081	1.591
9	1.98	0.257	1557	2.00	11798	0.20	3.436	1.340
10	1.99	0.257	1562	2.00	11841	0.22	3.886	1.515
11	1.95	0.503	1528	2.00	11582	0.18	6.282	1.248
12	1.85	0.503	1453	2.00	11016	0.16	5.512	1.095
13	1.76	0.503	1378	2.00	10447	0.15	5.069	1.007
14	1.66	0.503	1303	2.00	9876	0.14	4.740	0.942
15	1.56	0.503	1227	2.00	9303	0.13	4.469	0.888
16	1.47	0.503	1151	2.00	8727	0.12	4.236	0.842
17	1.37	0.503	1075	2.00	8148	0.12	4.011	0.797
18	1.27	0.503	998	2.00	7568	0.11	3.780	0.751
19	1.17	0.503	922	2.00	6985	0.10	3.538	0.703
20	1.08	0.503	844	2.00	6400	0.09	3.263	0.648
21	0.98	0.503	767	2.00	5813	0.09	2.938	0.584
22	0.88	0.503	689	2.00	5224	0.07	2.546	0.506
23	0.78	0.503	611	2.00	4632	0.06	0.000	0.000
24	0.68	0.503	533	2.00	4037	0.04	0.000	0.000
25	0.58	0.503	454	2.00	3440	0.04	0.000	0.000
26	0.00	0.000						
27	0.00	0.000						
28	0.00	0.000						
29	0.00	0.000						
30	0.00	0.000						

**Δ Asxu aus Qx max ( Versatzmaß )**

maximale Schnittgrößen aus Lastfällen: 1, 2, 3, 4, 5, 6

cot θ = 2.00 gewählt

min cot θ = 0.58

max cot θ =  $(1,2 - 1,4 \sigma_{cd} / f_{cd}) / (1 - V_{Rd,c} / V_{ed}) \leq 3,0$ für die Biege-  
bemessung

Nr	Qx max [kN/m]	b <sub>w</sub> [m]	V <sub>ed</sub> [kN]	z [m]	V <sub>Rd,c</sub> kN	cot θ [-]	ΔF <sub>sd</sub> kN	ΔA <sub>s</sub> cm <sup>2</sup>
1	1077	0.104	112	2.05	167	2.00	112.3	2.58
2	2013	0.124	250	2.02	197	2.00	250.4	5.76
3	2094	0.145	303	2.00	227	2.00	302.6	6.96
4	1851	0.165	305	1.99	257	2.00	304.7	7.01
5	1414	0.184	261	1.98	287	2.00	260.9	6.00
6	849	0.204	173	1.98	317	2.00	173.3	3.99
7	480	0.224	108	1.98	347	2.00	107.6	2.48
8	1304	0.244	318	1.98	379	2.00	318.5	7.33
9	2273	0.264	601	1.98	411	2.00	600.8	13.82
10	2620	0.284	745	1.99	444	2.00	745.1	17.14
11	2111	0.314	663	1.95	480	2.00	663.3	15.26
12	1763	0.354	624	1.85	514	2.00	623.6	14.34
13	1537	0.393	605	1.76	542	2.00	604.8	13.91
14	1359	0.433	588	1.66	564	2.00	588.3	13.53
15	1207	0.472	570	1.56	580	2.00	570.2	13.12
16	1073	0.512	549	1.47	589	2.00	549.4	12.64
17	949	0.551	523	1.37	593	2.00	523.3	12.03
18	831	0.591	491	1.27	590	2.00	490.9	11.29
19	718	0.631	452	1.17	581	2.00	452.5	10.41
20	606	0.670	406	1.08	566	2.00	406.3	9.35
21	496	0.710	352	0.98	544	2.00	351.9	8.09
22	386	0.749	289	0.88	516	2.00	289.3	6.65
23	276	0.789	217	0.78	482	2.00	217.4	5.00
24	164	0.828	136	0.68	441	2.00	135.7	3.12
25	53	0.868	46	0.58	394	2.00	45.8	1.05
26				0.00				
27				0.00				
28				0.00				
29				0.00				
30				0.00				



**Δ Asxo aus Qx min ( Versatzmaß )**

maximale Schnittgrößen aus Lastfällen: 1, 2, 3, 4, 5, 6

cot θ = 2.00 gewählt

min cot θ = 0.58

max cot θ =  $(1,2 - 1,4 \sigma_{cd} / f_{cd}) / (1 - V_{Rd,c} / V_{ed}) \leq 3,0$ für die Biege-  
bemessung

Nr	Qx min [kN/m]	b <sub>w</sub> [m]	V <sub>ed</sub> [kN]	z [m]	V <sub>Rd,c</sub> kN	cot θ [-]	ΔF <sub>sd</sub> kN	ΔA <sub>s</sub> cm <sup>2</sup>
1	1387	0.104	145	2.05	167	2.00	144.7	3.33
2	2476	0.124	308	2.02	197	2.00	308.0	7.08
3	2443	0.145	353	2.00	227	2.00	353.1	8.12
4	2021	0.165	333	1.99	257	2.00	332.7	7.65
5	1398	0.184	258	1.98	287	2.00	258.0	5.93
6	655	0.204	134	1.98	317	2.00	133.6	3.07
7	1	0.224	0	1.98	347	2.00	0.2	0.00
8	754	0.244	184	1.98	379	2.00	184.1	4.23
9	1594	0.264	421	1.98	411	2.00	421.4	9.69
10	1866	0.284	531	1.99	444	2.00	530.9	12.21
11	1441	0.314	453	1.95	480	2.00	453.0	10.42
12	1102	0.354	390	1.85	514	2.00	390.0	8.97
13	874	0.393	344	1.76	542	2.00	343.8	7.91
14	708	0.433	307	1.66	564	2.00	306.6	7.05
15	582	0.472	275	1.56	580	2.00	274.7	6.32
16	481	0.512	246	1.47	589	2.00	246.3	5.66
17	398	0.551	220	1.37	593	2.00	219.7	5.05
18	329	0.591	194	1.27	590	2.00	194.4	4.47
19	269	0.631	170	1.17	581	2.00	169.6	3.90
20	216	0.670	145	1.08	566	2.00	145.0	3.34
21	169	0.710	120	0.98	544	2.00	120.1	2.76
22	127	0.749	95	0.88	516	2.00	94.9	2.18
23	87	0.789	69	0.78	482	2.00	68.9	1.58
24	51	0.828	42	0.68	441	2.00	42.1	0.97
25	16	0.868	14	0.58	394	2.00	14.3	0.33
26				0.00				
27				0.00				
28				0.00				
29				0.00				
30				0.00				

**Durchstanzen nach unten im Viertelschnitt nach [7] 2.6.4 S.575**

Die Schubspannung in den zu bemessenden Schnitten wird mit den in der FEM-Berechnung berechneten resultierenden Schubspannungen ermittelt. Die resultierenden Kräfte werden ringweise (Ring = Zeile; Spalte = Sektor) aufaddiert. Der Nachweis wird am ungünstigsten Sektorschnitt erbracht.

**Nummern der Elemente im Rundschnitt**

Ring	Elem.	Elem.	Elem.	Elem.	Elem.	Elem.	Elem.	Elem.	Elem.	Elem.	Elem.	Elem.
			Nr.	Nr.	Nr.	Nr.	Nr.	Nr.	Nr.	Nr.	Nr.	Nr.
1	1	26	51	76	101	126	151	176	201	226		
2	2	27	52	77	102	127	152	177	202	227		
3	3	28	53	78	103	128	153	178	203	228		
4	4	29	54	79	104	129	154	179	204	229		
5	5	30	55	80	105	130	155	180	205	230		
6	6	31	56	81	106	131	156	181	206	231		
7	7	32	57	82	107	132	157	182	207	232		
8	8	33	58	83	108	133	158	183	208	233		
9	9	34	59	84	109	134	159	184	209	234		
10	10	35	60	85	110	135	160	185	210	235		
11	11	36	61	86	111	136	161	186	211	236		
12	12	37	62	87	112	137	162	187	212	237		
13	13	38	63	88	113	138	163	188	213	238		
14	14	39	64	89	114	139	164	189	214	239		
15	15	40	65	90	115	140	165	190	215	240		
16	16	41	66	91	116	141	166	191	216	241		
17	17	42	67	92	117	142	167	192	217	242		
18	18	43	68	93	118	143	168	193	218	243		
19	19	44	69	94	119	144	169	194	219	244		
20	20	45	70	95	120	145	170	195	220	245		
21	21	46	71	96	121	146	171	196	221	246		
22	22	47	72	97	122	147	172	197	222	247		
23	23	48	73	98	123	148	173	198	223	248		
24	24	49	74	99	124	149	174	199	224	249		
25	25	50	75	100	125	150	175	200	225	250		

**Schubkraft aus Soldruckkraft je Element [kN]**

ungünstigster Lastfall: 4

Die Solspannung aus Eigengewicht = 45.94 kN/m<sup>2</sup> wird abgezogen.

aufaddiert

Ring Nr	A / El. m <sup>2</sup>	Σ kN	Σ kN	Elem. kN	Elem. kN	Elem. kN	Elem. kN	Elem. kN	Elem. kN	Elem. kN	Elem. kN	Elem. kN
1	0.027	0.0	6767	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.032	0.0	6767	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.037	0.0	6767	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.042	0.0	6767	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.046	0.0	6767	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	0.051	0.0	6767	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.057	5.5	6767	0.96	0.93	0.88	0.80	0.69	0.56	0.41	0.22	0.02
8	0.063	17.9	6761	2.43	2.39	2.31	2.19	2.04	1.85	1.62	1.35	1.05
9	0.068	25.1	6743	3.26	3.21	3.12	2.98	2.80	2.57	2.30	1.99	1.63
10	0.073	32.1	6718	4.07	4.01	3.91	3.75	3.54	3.28	2.97	2.61	2.21
11	0.158	85.0	6686	10.51	10.39	10.14	9.77	9.28	8.67	7.94	7.10	6.15
12	0.178	118.2	6601	14.30	14.15	13.84	13.38	12.78	12.02	11.13	10.09	8.92
13	0.198	156.6	6483	18.66	18.48	18.11	17.55	16.82	15.91	14.82	13.57	12.15
14	0.218	199.5	6326	23.50	23.28	22.85	22.19	21.32	20.24	18.95	17.47	15.78
15	0.238	246.6	6127	28.80	28.55	28.04	27.27	26.26	25.00	23.50	21.77	19.80
16	0.258	297.8	5880	34.54	34.25	33.66	32.78	31.62	30.17	28.45	26.45	24.19
17	0.278	352.9	5582	40.70	40.37	39.70	38.70	37.38	35.74	33.77	31.50	28.93
18	0.297	411.7	5229	47.26	46.88	46.14	45.01	43.53	41.68	39.47	36.91	34.02
19	0.317	474.1	4818	54.21	53.79	52.95	51.70	50.04	47.98	45.52	42.67	39.43
20	0.337	540.0	4344	61.52	61.06	60.13	58.75	56.92	54.63	51.91	48.75	45.17
21	0.357	609.4	3804	69.20	68.69	67.68	66.16	64.14	61.63	58.64	55.17	51.23
22	0.377	682.1	3194	77.24	76.69	75.58	73.92	71.72	68.97	65.70	61.91	57.60
23	0.397	758.3	2512	85.65	85.05	83.84	82.04	79.65	76.67	73.11	68.98	64.29
24	0.417	837.6	1754	94.37	93.72	92.42	90.47	87.88	84.66	80.81	76.35	71.28
25	0.437	916.2	916	103.00	102.30	100.90	98.82	96.05	92.60	88.47	83.68	78.24
		0.0	0									
		0.0	0									
		0.0	0									
		0.0	0									
		0.0	0									

**Schubkraft in Elementmitte Qr [kN] direkt aus Fe Berechnung**

ungünstigster Lastfall: 4

aufaddiert

Ring Nr	Bogenl. m	$\Sigma$ kN	Elem. kN	Elem. kN	Elem. kN	Elem. kN	Elem. kN	Elem. kN	Elem. kN	Elem. kN	Elem. kN	Elem. kN
1	0.104	5098	151.9	209.3	291.3	380.8	471.4	560.0	644.8	724.6	798.4	865.4
2	0.124	4894	309.9	328.3	360.7	403.0	451.6	503.6	556.9	609.7	660.8	709.4
3	0.145	4657	354.1	363.4	381.1	405.7	435.5	469.2	505.4	543.0	581.1	618.8
4	0.165	4232	333.5	340.1	353.3	372.4	396.1	423.7	454.0	486.2	519.6	553.5
5	0.184	3567	258.9	266.0	280.8	302.1	328.4	358.4	390.9	425.2	460.5	496.2
6	0.204	2740	135.5	149.2	175.0	208.1	245.2	284.5	324.9	365.5	406.0	445.9
7	0.224	2314	50.3	83.8	124.6	167.0	209.9	252.6	294.9	336.6	377.4	417.0
8	0.244	3440	272.4	280.9	292.5	307.3	325.2	345.5	367.7	391.4	416.1	441.3
9	0.264	5594	562.6	564.7	565.0	564.1	562.4	560.2	557.6	555.0	552.5	550.4
10	0.284	6764	717.0	715.1	710.4	702.7	692.3	679.2	664.0	646.8	628.1	608.5
11	0.314	6070	654.4	651.5	645.7	636.8	624.8	610.0	592.7	573.1	551.6	528.8
12	0.354	5656	623.8	620.3	613.0	602.2	587.8	569.9	548.8	524.6	497.6	468.3
13	0.393	5432	604.9	601.2	593.5	582.1	566.9	548.0	525.6	499.8	470.8	438.9
14	0.433	5260	588.4	584.6	576.9	565.3	550.0	531.0	508.3	482.2	452.7	420.1
15	0.472	5087	570.3	566.5	558.9	547.5	532.3	513.6	491.3	465.5	436.5	404.3
16	0.512	4898	549.4	545.8	538.3	527.2	512.6	494.5	472.9	448.0	420.0	388.9
17	0.551	4666	523.3	519.8	512.7	502.1	488.2	471.0	450.6	427.1	400.6	371.2
18	0.591	4383	490.9	487.6	480.9	471.1	458.2	442.3	423.3	401.6	377.0	349.9
19	0.631	4047	452.5	449.4	443.3	434.4	422.7	408.2	391.1	371.4	349.2	324.7
20	0.670	3642	406.3	403.5	398.2	390.3	380.0	367.3	352.2	335.0	315.5	294.1
21	0.710	3164	351.9	349.4	344.9	338.3	329.6	318.9	306.3	291.8	275.5	257.6
22	0.749	2613	289.3	287.3	283.7	278.5	271.6	263.2	253.2	241.8	229.0	215.1
23	0.789	1977	217.4	215.9	213.3	209.7	204.9	199.0	192.0	184.2	175.4	165.8
24	0.828	1258	135.7	134.8	133.5	131.6	129.2	126.3	122.8	119.0	114.7	110.2
25	0.868	756	46.1	48.8	54.2	61.4	69.6	78.3	87.1	95.7	103.8	111.2
		0										
		0										
		0										
		0										
		0										

**Berechnung der Querkraft**

Ring Nr	$\Sigma V_d$ kN	d m	a m	vorh. $\rho_1$ [-]
11	6686	2.01	0.00	3.31E-03
12	6601	1.91	0.50	3.30E-03
13	6483	1.81	1.01	3.32E-03
14	6326	1.70	1.51	2.84E-03
15	6127	1.60	2.01	2.89E-03
16	5880	1.50	2.52	2.97E-03
17	5582	1.39	3.02	3.08E-03
18	5229	1.29	3.52	2.83E-03
19	4818	1.19	4.03	2.97E-03
20	4344	1.08	4.53	3.16E-03
21	3804	0.98	5.03	3.39E-03
22	3194	0.88	5.54	2.97E-03
23	2512	0.77	6.04	3.27E-03
24	1754	0.67	6.54	3.67E-03
25	916	0.57	7.05	4.22E-03

Werte aus

- 0 Sohlpressung Handrechnung
- 1 Sohlpressungen FEM
- 0 FEM Querkräfte

Die Elementgrenzen liegen nicht in den geforderten Abständen für die Nachweisschnitte. Die Schnittgrößen werden für diese Abstände mit den ermittelten Werten linear interpoliert.

- 1  $\rho_1$  Mittelwert radial + tangential
- 0  $\rho_1$  radialer Bewehrungsgrad
- 1 Anker
- 0 Topf FET

**Durchstanznachweis ohne Bewehrung**

Da = 7.500 m maßgebender Außendurchmesser

Maßgebender Nachweisschnitt (kritischer Rundschnitt) a = 1.7 d , wird weiter unten ermittelt

a = Abstand von Kante	$\alpha/2 = 45.0$ [°] betrachteter halber Sektorschnitt
$a_{crit} / d = 1.70$ [-]	$\alpha/2 = 45.0$ [°] gerundet auf ganze Elemente
d = 2.095 m	u = 5.74 m
$a_{crit} = 3.562$ m	$\rho_1 = 0.0028$ [-]
$V_d = 5198$ kN	k = 1.3090
$v_d = 905.2$ N/mm	

Bauteilwiderstand nach DIN EN 1992-1-1 (6.50)

$$V_{Rd,c} = [0.15 / \gamma_c k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} 2 d / a]$$

$$V_{Rd,c} = 3982 \text{ kN}$$

$$f_{ck} = 35.0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = 19.8 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yd} = 434.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_c = 1.50$$

$$V_d / V_{Rd,c} = 1.306 > 1.0 \text{ Durchstanzbewehrung erforderlich !}$$

**Tabellarische Ermittlung des maßgebenden kritischen Schnittes**

$a_{crit} / d$	a	u	$\rho_l$	$V_{Rd,c}$	$V_{Rd,c}$	$V_d$	$V_d / V_{Rd,c}$
[-]	[m]	[m]	[-]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN]	[kN]	[-]
1.80	3.771	5.907	0.0029	315	3896	5027	1.290
1.75	3.666	5.825	0.0029	323	3937	5113	1.298
1.70	3.562	5.742	0.0028	331	3982	5198	1.306
1.65	3.457	5.66	0.0029	342	4054	5276	1.301
1.60	3.352	5.578	0.0029	355	4145	5350	1.291
1.55	3.247	5.496	0.0030	368	4241	5423	1.279
1.50	3.143	5.413	0.0030	383	4342	5496	1.266
1.45	3.038	5.331	0.0031	398	4449	5570	1.252
1.40	2.933	5.249	0.0031	412	4532	5634	1.243
1.35	2.828	5.167	0.0030	426	4615	5696	1.234
1.30	2.724	5.084	0.0030	442	4705	5758	1.224
1.25	2.619	5.002	0.0030	458	4802	5820	1.212
1.20	2.514	4.92	0.0030	476	4908	5881	1.198
1.15	2.409	4.837	0.0030	496	5027	5933	1.180
1.10	2.305	4.755	0.0029	518	5156	5984	1.161
1.05	2.200	4.673	0.0029	541	5298	6035	1.139
1.00	2.095	4.591	0.0029	567	5455	6087	1.116
0.95	1.990	4.508	0.0029	596	5629	6136	1.090
0.90	1.886	4.426	0.0029	628	5825	6177	1.060
0.85	1.781	4.344	0.0029	664	6045	6219	1.029
0.80	1.676	4.262	0.0029	705	6292	6260	0.995

**Durchstanznachweis mit Bewehrung**

Bedingung:  $V_{Rd,max} \leq 1,4 V_{Rd,c}$  [1](NA.6.53.1)

$V_d / V_{Rd,c} = 1.306$  siehe Durchstanznachweis ohne Bewehrung

$(V_d / 1.4 V_{Rd,c}) = 0.933 \leq 1,00$  erfüllt

d = statische Höhe im Schnitt

Die Elementgrenzen liegen nicht in den geforderten Abständen für die Nachweisschnitte. Die Schnittgrößen werden für diese Abstände mit den ermittelten Werten linear interpoliert.

erf.  $a_w = \kappa_{swj} (V_{Ed} - 0.75 V_{Rd,c}) s_r u / (1.5 f_{ywd,ef})$  [1] (6.52)

mit  $\kappa_{swj} = 2.5$  für die erste und 1.4 für die zweite Reihe

mit  $f_{ywd,ef} = 250 + 0.25d \leq f_{ywd}$

$s_w / d$	a	d	$s_w$	u	$V_d$	$\rho_l$	k	$V_{Rd,c}$	$\kappa_{sw}$	erf. $a_w$	$\rho_w$ ‰
	m	m	m	m	N/mm	[-]		N/mm		cm <sup>2</sup>	
0	0.00	2.06	0.00	2.95							
0.30	0.62	2.06	0.62	3.43	1915.9	3.305E-03	1.311	612	2.500	34.56	1.63
0.50	1.59	1.94	0.97	4.19	1502.1	2.844E-03	1.321	550	1.400	22.63	0.56
0.70	2.80	1.74	1.22	5.15	1109.8	3.031E-03	1.339	511	1.000	13.54	0.22
0.70	3.84	1.49	1.04	5.96	833.0	2.919E-03	1.367	441	1.000	8.02	0.13
0.70	4.73	1.27	0.89	6.66	618.9	3.249E-03	1.396	400	1.000	4.36	0.07
0.70	5.50	1.09	0.76	7.26	446.2	3.001E-03	1.428	341	1.000	2.23	0.04
0.70	6.15	0.93	0.65	7.78	301.4	3.362E-03	1.463	311	1.000	0.69	0.01
0.70	6.71	0.80	0.56	8.22	179.4	3.857E-03	1.5	286	1.000	0.00	0.00
0.70	7.19	0.68	0.48	8.59	106.6	4.223E-03	1.54	259	1.000	0.00	0.00
0.70	7.60	0.59	0.41	8.92	102.8	4.223E-03	1.584	228	1.000	0.00	0.00

**Durchstanzen nach oben im Viertelschnitt nach [7] 2.6.4 S.575**

Die Schubspannung in den zu bemessenden Schnitten wird mit den in der FEM-Berechnung berechneten resultierenden Schubspannungen ermittelt. Die resultierenden Kräfte werden ringweise (Ring = Zeile; Spalte = Sektor) aufaddiert. Der Nachweis wird am ungünstigsten Sektorschnitt erbracht.

**Nummern der Elemente im Rundschnitt**

Ring	Elem. Nr.	Elem. Nr.	Elem. Nr.	Elem. Nr.	Elem. Nr.	Elem. Nr.	Elem. Nr.	Elem. Nr.	Elem. Nr.	Elem. Nr.	Elem. Nr.
1	976	951	926	901	876	851	826	801	776	751	
2	977	952	927	902	877	852	827	802	777	752	
3	978	953	928	903	878	853	828	803	778	753	
4	979	954	929	904	879	854	829	804	779	754	
5	980	955	930	905	880	855	830	805	780	755	
6	981	956	931	906	881	856	831	806	781	756	
7	982	957	932	907	882	857	832	807	782	757	
8	983	958	933	908	883	858	833	808	783	758	
9	984	959	934	909	884	859	834	809	784	759	
10	985	960	935	910	885	860	835	810	785	760	
11	986	961	936	911	886	861	836	811	786	761	
12	987	962	937	912	887	862	837	812	787	762	
13	988	963	938	913	888	863	838	813	788	763	
14	989	964	939	914	889	864	839	814	789	764	
15	990	965	940	915	890	865	840	815	790	765	
16	991	966	941	916	891	866	841	816	791	766	
17	992	967	942	917	892	867	842	817	792	767	
18	993	968	943	918	893	868	843	818	793	768	
19	994	969	944	919	894	869	844	819	794	769	
20	995	970	945	920	895	870	845	820	795	770	
21	996	971	946	921	896	871	846	821	796	771	
22	997	972	947	922	897	872	847	822	797	772	
23	998	973	948	923	898	873	848	823	798	773	
24	999	974	949	924	899	874	849	824	799	774	
25	1000	975	950	925	900	875	850	825	800	775	

**Schubkraft aus Soldruckkraft je Element [kN]**

ungünstigster Lastfall: 3

Solspannung wird vom Eigengewicht = 65.14 kN/m<sup>2</sup> wird abgezogen.

Ring Nr	A / El. m <sup>2</sup>	aufaddiert										
		$\Sigma$ kN	$\Sigma$ kN	Elem. kN	Elem. kN	Elem. kN	Elem. kN	Elem. kN	Elem. kN	Elem. kN	Elem. kN	Elem. kN
1	0.027	17.1	3062	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.03	0.03	0.03	0.03
2	0.032	20.1	3045	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06
3	0.037	22.9	3025	0.11	0.11	0.11	0.11	0.11	0.12	0.12	0.13	0.14
4	0.042	25.1	3002	0.20	0.20	0.21	0.21	0.22	0.23	0.24	0.26	0.27
5	0.046	25.8	2977	0.36	0.36	0.37	0.38	0.40	0.42	0.45	0.47	0.51
6	0.051	25.4	2951	0.65	0.65	0.67	0.70	0.73	0.77	0.82	0.87	0.94
7	0.057	22.7	2926	1.21	1.23	1.26	1.31	1.38	1.45	1.55	1.66	1.78
8	0.063	20.8	2903	1.62	1.64	1.69	1.76	1.86	1.97	2.11	2.27	2.45
9	0.068	24.1	2882	1.55	1.58	1.64	1.72	1.83	1.97	2.14	2.32	2.54
10	0.073	28.9	2858	1.34	1.37	1.44	1.53	1.66	1.82	2.01	2.23	2.47
11	0.158	71.8	2829	1.90	1.98	2.13	2.36	2.66	3.04	3.48	3.99	4.56
12	0.178	93.6	2758	0.78	0.87	1.05	1.28	1.62	2.09	2.64	3.28	3.99
13	0.198	116.0	2664	0.08	0.14	0.24	0.25	0.41	0.88	1.50	2.27	3.14
14	0.218	135.3	2548	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.29	1.09	2.05
15	0.238	151.8	2413	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.16	0.85
16	0.258	166.9	2261	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.03
17	0.278	180.7	2094	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	0.297	193.8	1913	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	0.317	206.8	1719	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	0.337	219.7	1513	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21	0.357	232.7	1293	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
22	0.377	245.6	1060	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
23	0.397	258.6	815	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
24	0.417	271.6	556	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
25	0.437	284.5	285	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
			0									
			0									
			0									
			0									
			0									



**Schubkraft in Elementmitte Qr [kN] direkt aus Fe Berechnung**

ungünstigster Lastfall: 3

aufaddiert

Ring Nr	Bogenl. m	$\Sigma$ kN	Elem. kN	Elem. kN	Elem. kN	Elem. kN	Elem. kN	Elem. kN	Elem. kN	Elem. kN	Elem. kN	Elem. kN
1	0.104	4059	120.3	165.2	228.9	298.6	369.7	440.6	510.1	577.7	642.8	704.9
2	0.124	4323	253.7	271.2	303.9	346.6	395.2	446.9	499.5	551.7	602.7	651.5
3	0.145	4440	305.2	317.6	341.3	373.4	411.3	452.7	495.8	539.0	581.5	622.3
4	0.165	4338	307.0	318.6	340.0	369.2	403.7	441.5	480.9	520.6	559.5	596.8
5	0.184	3978	263.3	276.6	300.3	331.8	368.3	407.6	448.1	488.5	527.8	565.3
6	0.204	3385	176.2	195.3	227.1	266.5	309.9	354.9	399.9	443.8	485.9	525.6
7	0.224	2702	47.1	92.4	144.7	197.7	250.0	300.9	350.0	396.7	440.7	481.9
8	0.244	2913	155.4	168.1	194.1	227.8	265.4	304.5	343.7	382.0	418.7	453.5
9	0.264	4282	396.3	396.8	401.0	407.9	416.9	427.7	439.6	452.3	465.4	478.4
10	0.284	5048	513.0	512.1	510.7	509.2	507.4	505.2	502.6	499.5	495.9	492.1
11	0.314	4401	449.7	449.3	448.2	446.5	444.3	441.3	437.7	433.2	428.0	422.2
12	0.354	3735	390.0	389.4	387.7	385.1	381.3	376.2	369.7	361.8	352.3	341.3
13	0.393	3262	343.8	343.1	341.5	339.2	335.4	330.0	322.9	313.9	302.8	289.8
14	0.433	2898	306.6	306.0	304.3	301.6	297.8	293.6	287.3	278.7	267.8	254.5
15	0.472	2597	274.7	274.1	272.6	270.3	267.2	262.6	256.7	250.1	240.7	228.4
16	0.512	2336	246.3	245.7	244.5	242.6	239.9	236.2	231.4	225.0	217.2	207.1
17	0.551	2094	219.8	219.3	218.4	216.8	214.7	211.7	207.7	202.5	195.6	187.3
18	0.591	1862	194.4	194.0	193.3	192.1	190.4	188.1	184.9	180.8	175.4	168.4
19	0.631	1634	169.6	169.4	168.9	168.0	166.7	164.9	162.5	159.3	155.1	149.7
20	0.670	1404	145.0	144.9	144.4	143.8	142.9	141.6	139.8	137.4	134.3	130.2
21	0.710	1169	120.1	120.1	119.8	119.3	118.6	117.7	116.4	114.7	112.5	109.5
22	0.749	926	94.9	94.8	94.6	94.3	93.9	93.2	92.3	91.1	89.6	87.5
23	0.789	674	68.9	68.9	68.8	68.5	68.2	67.8	67.2	66.4	65.3	64.0
24	0.828	411	42.1	42.1	42.0	41.9	41.7	41.4	41.0	40.5	39.8	38.9
25	0.868	141	14.3	14.3	14.3	14.3	14.2	14.0	13.7	13.5	13.5	14.4
		0										
		0										
		0										
		0										
		0										

**Berechnung der Querkraft**

Ring Nr	$\Sigma V_d$ kN	d m	a m	vorh. $\rho_l$ [-]	Werte aus
8	2903	2.01	0.00	4.28E-03	1 Sohlpressungen FEM 0 FEM Querkräfte
9	2882	2.01	0.26	4.12E-03	
10	2858	2.01	0.51	3.98E-03	
11	2829	2.01	0.77	3.31E-03	
12	2758	1.91	1.27	3.30E-03	
13	2664	1.81	1.78	3.32E-03	
14	2548	1.70	2.28	2.84E-03	
15	2413	1.60	2.78	2.89E-03	
16	2261	1.50	3.29	2.97E-03	
17	2094	1.39	3.79	3.08E-03	
18	1913	1.29	4.29	2.83E-03	
19	1719	1.19	4.80	2.97E-03	1 $\rho_l$ Mittelwert radial + tangential
20	1513	1.08	5.30	3.16E-03	0 $\rho_l$ radialer Bewehrungsgrad
21	1293	0.98	5.80	3.39E-03	
22	1060	0.88	6.31	2.97E-03	1 Anker
23	815	0.77	6.81	3.27E-03	0 Topf FET
24	556	0.67	7.31	3.67E-03	
25	285	0.57	7.82	4.22E-03	

**Durchstanznachweis ohne Bewehrung**

Da = 5.298 m maßgebender Außendurchmesser

Maßgebender Nachweisschnitt (kritischer Rundschnitt) a = 2 d ,wird weiter unten ermittelt

a = Abstand von Kante

$\alpha/2 = 45.0$  [°] betrachteter halber Sektorschnitt

$a_{crit} / d = 2.00$  [-]

$\alpha/2 = 45.0$  [°] gerundet auf ganze Elemente

d = 1.622 m

u = 4.63 m

$a_{crit} = 3.245$  m

$\rho_l = 0.0030$  [-]

$V_d = 2273$  kN

k = 1.351

$v_d = 491.1$  N/mm

Bauteilwiderstand nach DIN EN 1992-1-1 (6.50)

$f_{ck} = 35.0$  N/mm<sup>2</sup>

$v_{Rd,c} = [0.15 / \gamma_c k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} 2 d / a$

$f_{cd} = 19.8$  N/mm<sup>2</sup>

$V_{Rd,c} = 2213$  kN

$f_{yd} = 434.8$  N/mm<sup>2</sup>

$\gamma_c = 1.50$

$V_d / V_{Rd,c} = 1.027 > 1.0$  Durchstanzbewehrung erforderlich !

**Tabellarische Ermittlung des maßgebenden kritischen Schnittes**

$a_{crit} / d$	a	d	u	$\rho_l$	k	$V_{Rd,c}$	$V_{Rd,c}$	$V_d$	$V_d/V_{Rd,c}$
[-]	[m]	[m]	[m]	[-]	[-]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN]	[kN]	[-]
2.00	3.245	1.622	4.629	0.0030	1.351	295	2213	2273	1.027
1.95	3.187	1.634	4.583	0.0030	1.35	302	2260	2291	1.014
1.90	3.128	1.646	4.537	0.0029	1.349	309	2308	2309	1.000
1.85	3.068	1.659	4.49	0.0029	1.347	317	2359	2327	0.986
1.80	3.008	1.671	4.443	0.0029	1.346	325	2412	2345	0.972
1.75	2.946	1.684	4.395	0.0029	1.345	333	2467	2363	0.958
1.70	2.884	1.696	4.346	0.0029	1.343	343	2525	2382	0.943
1.65	2.821	1.709	4.296	0.0029	1.342	352	2586	2401	0.929
1.60	2.756	1.723	4.245	0.0029	1.341	362	2650	2420	0.913
1.55	2.691	1.736	4.194	0.0029	1.339	373	2719	2437	0.896
1.50	2.625	1.750	4.142	0.0029	1.338	385	2791	2455	0.880
1.45	2.557	1.764	4.089	0.0029	1.337	398	2868	2473	0.863
1.40	2.489	1.778	4.035	0.0029	1.335	411	2949	2492	0.845
1.35	2.419	1.792	3.98	0.0029	1.334	426	3035	2510	0.827
1.30	2.348	1.806	3.925	0.0028	1.333	441	3127	2530	0.809
1.25	2.276	1.821	3.868	0.0028	1.331	458	3226	2549	0.790
1.20	2.203	1.836	3.811	0.0029	1.33	480	3362	2566	0.763
1.15	2.129	1.851	3.753	0.0030	1.329	505	3507	2583	0.736
1.10	2.054	1.867	3.693	0.0031	1.327	531	3665	2600	0.710
1.05	1.977	1.883	3.633	0.0031	1.326	561	3835	2618	0.683
1.00	1.899	1.899	3.572	0.0032	1.325	593	4020	2636	0.656

**Durchstanznachweis mit Bewehrung**

Bedingung:  $V_{Rd,max} \leq 1,4 V_{Rd,c}$  [1](NA.6.53.1)

$V_d / V_{Rd,c} = 1.027$  siehe Durchstanznachweis ohne Bewehrung

$(V_d / 1.4 V_{Rd,c}) = 0.734 \leq 1,00$  erfüllt

d = statische Höhe im Schnitt

Die Elementgrenzen liegen nicht in den geforderten Abständen für die Nachweisschnitte. Die Schnittgrößen werden für diese Abstände mit den ermittelten Werten linear interpoliert.

erf.  $a_w = \kappa_{swj} (v_{Ed} - 0.75 v_{Rd,c}) s_r u / (1.5 f_{ywd,ef})$  [1] (6.52)

mit  $\kappa_{swj} = 2.5$  für die erste und 1.4 für die zweite Reihe

mit  $f_{ywd,ef} = 250 + 0.25d \leq f_{ywd}$

$s_w / d$	a	d	$s_w$	u	$V_d$	$\rho_l$	k	$V_{Rd,c}$	$\kappa_{sw}$	erf. $a_w$	$\rho_w$ ‰
	m	m	m	m	N/mm	[-]		N/mm		cm <sup>2</sup>	
0	0.00	2.063	0.00	2.08							
0.30	0.62	2.063	0.62	2.57	1109.1	3.703E-03	1.311	635	2.500	15.00	0.945
0.50	1.60	1.970	0.98	3.34	807.2	3.312E-03	1.319	588	1.400	7.75	0.236
0.50	2.50	1.786	0.89	4.04	616.1	2.860E-03	1.335	514	1.000	3.16	0.088
0.75	3.66	1.548	1.16	4.95	431.6	3.049E-03	1.359	463	1.000	1.50	0.026
1.50	5.43	1.183	1.78	6.35	229.2	3.217E-03	1.411	374	1.000	0.00	0.000
									1.000		
									1.000		
									1.000		
									1.000		

## Schubbewehrung

Ermittlung der max. Schubbewehrung aus Querkraft, Durchstanzen und Mindestbewehrung.

### Mindestbewehrungsgrad für Schubbewehrung

für  $V_{ed} > V_{Rd,c}$

$$\min \rho_w = 0.6 * 0.16 f_{ctm} / f_{yk} \quad [1] (9.5aDE), [1] (9.3.2(2) \text{ für Platten mit } b/h > 5.0$$

$$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3} \quad [1] \text{ Tabelle 3.1 bis C50/60}$$

$$\min \rho_w = 0.62 \text{ ‰}$$

für  $V_{ed} < V_{Rd,c}$

$$\min \rho_w = 0.00 \text{ ‰} \quad [1] (9.5aDE), [1] (9.3.2(2) \text{ für Platten mit } b/h > 5.0$$

### erf. Bewehrungsgrade in ‰ in Elementmitte

Ring Nr	aus Querkraft:		Durchstanzen nach		Durchstanzen nach		Zulage $\rho_w \text{ ‰}$	erf. $\rho_w \text{ ‰}$
	Radius m	Qr max $\rho_w \text{ ‰}$	unten $\rho_w \text{ ‰}$	Radius m	oben $\rho_w \text{ ‰}$	Radius m		
1	1.328	8.515	0.000		0.000		0.000	8.515
2	1.584	5.723	0.000		0.000		0.000	5.723
3	1.840	4.202	0.000		0.000		0.000	4.202
4	2.096	3.254	0.000		0.000		0.000	3.254
5	2.349	2.583	0.000		0.000		0.000	2.583
6	2.599	2.136	0.000		0.000		0.000	2.136
7	2.852	1.856	0.000		0.945	3.09	0.000	1.856
8	3.109	1.591	0.000		0.945		0.000	1.591
9	3.365	1.340	0.000		0.945		0.000	1.340
10	3.622	1.515	0.000		0.945		0.000	1.515
11	4.002	1.248	1.628	4.37	0.236	4.08	0.000	1.628
12	4.505	1.095	0.558	5.34	0.088	4.97	0.000	1.095
13	5.008	1.007	0.558		0.088		0.000	1.007
14	5.512	0.942	0.216	6.55	0.088		0.000	0.942
15	6.015	0.888	0.216		0.026	6.13	0.000	0.888
16	6.518	0.842	0.216		0.026		0.000	0.842
17	7.022	0.797	0.129	7.59	0.026		0.000	0.797
18	7.525	0.751	0.129		0.000	7.91	0.000	0.751
19	8.028	0.703	0.073	8.48	0.000		0.000	0.703
20	8.532	0.648	0.040	9.25	0.000		0.000	0.648
21	9.035	0.584	0.040		0.000		0.000	0.616
22	9.538	0.506	0.013	9.90	0.000		0.000	0.616
23	10.042	0.000	0.000	10.46	0.000		0.000	0.616
24	10.545	0.000	0.000	10.94	0.000		0.000	0.616
25	11.048	0.000	0.000	11.35	0.000		0.000	0.616
26				0.00	0.000			0.000
27			0.000		0.000			0.000
28			0.000		0.000			0.000
29			0.000		0.000			0.000
30			0.000		0.000			0.000

### Aufteilung der Schubbewehrung

Die erforderliche Bewehrung wird auf die gewählten Abstände umgerechnet. Die Schubbewehrung wird mit zweiseitigen senkrechten Bügeln ausgeführt. Als Abstand zwischen den Bügeln wird  $s_w < \sim 0,75d$  gewählt. Die genaue Verteilung ist den Bewehrungszeichnungen zu entnehmen. Die vorhandenen senkrechten Haken der oberen Hauptbewehrung werden auf die erforderliche Schubbewehrung angerechnet. Die zusätzlich erforderliche Schubbewehrung wird durch den Winkel der oberen Hauptbewehrung mit der erforderlichen Verankerungslänge dargestellt.

#### Pos. 5

$s_w$ m	$s_w / d$ m	d m	$r + s'_w$ m	$r + s_w$ m	erf. $a_w$ cm <sup>2</sup>	vorh. $a_w$ cm <sup>2</sup>	$d_s$ mm	min.erf. Bügel- anzahl	konstr. Zulage
0.000	0	2.063	1.200	1.200			28		
1.274	0.618	2.063	2.474	2.474	657.09	1570.80	28	0	
1.276	0.619	2.063	3.750	3.750	413.36	217.15	25	20	60
0.619	0.300	2.063	4.369	4.369	240.26	0.00	20	39	14
0.968	0.500	1.935	6.552	5.336	711.16	0.00	20	114	3
1.216	0.700	1.737	7.593	6.552	365.87	0.00	20	59	32
1.041	0.700	1.487	8.485	7.593	314.90	0.00	20	51	22
0.891	0.700	1.273	9.248	8.485	267.27	0.00	16	67	26
0.763	0.700	1.090	9.902	9.248	242.35	0.00	16	61	27
0.654	0.700	0.934	10.461	9.902	220.67	0.00	12	98	0
0.560	0.700	0.800	10.941	10.461	198.60	0.00	10	127	0
0.479	0.700	0.685	11.351	10.941	154.74	0.00	8	154	0
0.410	0.700	0.586				0.00			0
						0.00			

## Verankerungslängen und Übergreifungslängen

Verbundspannung nach DIN EN 1992-1-1 8.4.2 (2) (8.2)

$f_{ck} =$	35 N/mm <sup>2</sup>			
$\gamma_c =$	1.50 [-]			
$\eta_2 =$	1.0 $\emptyset$	$\leq$	30 mm	
$f_{bd} =$	2.36 N/mm <sup>2</sup>	mäßige Verbundbedingungen	$\eta_1 =$	0.7
$f_{bd} =$	3.37 N/mm <sup>2</sup>	gute Verbundbedingungen	$\eta_1 =$	1.0

### Verankerungslängen nach [1] 8.4.4

Form = gerade  
Zug, Druck = Zug  
Verbund = mäßig  
Ausnutzung = 1.0

$d_s$ [mm]	$l_b$ [cm]
10	46
12	55
14	64
16	74
20	92
25	115

Form = gerade  
Zug, Druck = Zug  
Verbund = gut  
Ausnutzung = 1.0

$d_s$ [mm]	$l_b$ [cm]
10	32
12	39
14	45
16	52
20	64
25	80

Form = Haken  
Zug, Druck = Zug  
Verbund = mäßig  
Ausnutzung = 1.0

$d_s$ [mm]	$l_b$ [cm]
10	32
12	39
14	45
16	52
20	64
25	80

Form = Haken  
Zug, Druck = Zug  
Verbund = gut  
Ausnutzung = 1.0

$d_s$ [mm]	$l_b$ [cm]
10	23
12	27
14	32
16	36
20	45
25	56

### Übergreifungslängen nach [1] 8.7.3 mit Längsversatz

Form = gerade  
Zug, Druck = Zug  
Verbund = mäßig  
Ausnutzung = 1.0

$d_s$ [mm]	$l_s$ [cm]
10	55
12	66
14	77
16	103
20	128
25	160

Form = gerade  
Zug, Druck = Zug  
Verbund = gut  
Ausnutzung = 1.0

$d_s$ [mm]	$l_s$ [cm]
10	39
12	47
14	54
16	72
20	90
25	112

**Übergreifungslängen nach [1] 8.7.3 ohne Längsversatz**

Form = gerade  
Zug, Druck = Zug  
Verbund = mäßig  
Ausnutzung = 1.0

$d_s$ [mm]	$l_s$ [cm]
10	64
12	77
14	90
16	147
20	183
25	229

Form = gerade  
Zug, Druck = Zug  
Verbund = gut  
Ausnutzung = 1.0

$d_s$ [mm]	$l_s$ [cm]
10	45
12	54
14	63
16	103
20	128
25	160

Form = Haken  
Zug, Druck = Zug  
Verbund = gut  
Ausnutzung = 1.0

$d_s$ [mm]	$l_s$ [cm]
10	32
12	38
14	44
16	72
20	90
25	112

**Min. Übergreifungslänge der Schubbewehrung aus den radialen Hauptbewehrungen Pos.1 und Pos.2**

Form = gerade  
Zug, Druck = Zug  
Verbund = gut  
Ausnutzung = 0.500 der Schubbewehrung

$d_s$ [mm]	$l_s$ [cm]	Ausnutzung der Biegebewehrung [-]
25	121	0.753
25	149	0.930
25	138	0.862
25	131	0.817
0	0	0.753

Die maximale Ausnutzung ist maßgebend.

**Min Hakenlänge der oberen radialen Hauptbewehrung**

Form = Haken  
Zug, Druck = Zug  
Verbund = gut

$d_s$ [mm]	$l_b$ [cm]	Ausnutzung [-]
25	46.0	0.812
25	53.0	0.934
25	45.0	0.790
25	34.0	0.592
0	0.0	0.812

**Min Hakenlänge der unteren radialen Hauptbewehrung**

Form = Haken  
Zug, Druck = Zug  
Verbund = gut

$d_s$ [mm]	$l_b$ [cm]	Ausnutzung [-]
28	48.0	0.753
28	59.0	0.930
28	55.0	0.862
25	46.0	0.817
0	0.0	0.753

**Pos.12 Spaltzugbewehrung für Krafteinleitung unter Fußflansch**

$M_d = 165272.7$ kNm	$n =$	80 Stk.	Ankerpaare
$N_d = 7209.73$ kN	$d =$	4948.0 mm	mittlerer Durchmesser
$F_V = 340$ kN	$\gamma_c =$	1.50	
$p = 0.062$	$f_{yd} =$	434.8 N/mm <sup>2</sup>	
	$\gamma_s =$	1.15	
	$\gamma_v =$	1.00	

Druckkraft je Ankerpaar

$$F_D = 2F_V \gamma_v (1 - p) + (4 M_d / n / d + N_d / n) \quad \text{Berechnung von } p \text{ siehe 19. Verankerung,}$$

$$F_D = 2397.8 \text{ kN} \quad \text{Betriebsfestigkeitsnachweis der Anker}$$

Spaltzugbewehrung unter Fußflansch

$T = 0,25 (b - a) / b F$	begrenzte Ausdehnung, [1] (6.58)
$T = 0.25 (1 - 0.7 a / H) F$	unbegrenzte Ausdehnung, [1] (6.59)
$a = 0.50$ m	Ankerplattenbreite mit Vergußmörtel
$b = 2.34$ m	Breite des lastabtragenden Querschnittes
$H = 3.35$ m	Abstand Lasteinleitung zu Ankerplatte
$\min T = 471.3$ kN	
erf. $A_s = 10.84$ cm <sup>2</sup>	
gew. $\emptyset = 16$ mm	
Anzahl = 3 Stk.	Anzahl zweischnittige Bügel je Ankerpaar/Elementbreite
$\Sigma$ Anzahl = 240 Stk.	Gesamtanzahl
vorh. $A_s = 12.06$ cm <sup>2</sup>	$\geq$ erf. $A_s$
erf. $A_s = -1.22$ cm <sup>2</sup>	zusätzlich zur Spaltzugbewehrung erforderliche Bewehrung

Die vorhandene obere Hauptbewehrung ist auf der Druckseite entlastet.

Da sie sich genau in der Lage der anzusetzenden Spaltzugbewehrung befindet wird sie auf die erforderliche Spaltzugbewehrungsmenge angerechnet.

$$\text{vorh. } A_{sx} = 19.63 \text{ cm}^2 \quad \geq \text{ erf. } A_s$$

**Pos.13 Spaltzugbewehrung für Druckkrafteinleitung der Ankerplatte**

Zugkraft je Ankerpaar

$$F_Z = 4 M_d / n / d + N_d / n$$

$$F_Z = 2F_V \gamma_v + p (4 M_d / n / d - N_d / n)$$

$$\max F_Z = 1580.0 \text{ kN}$$

Spaltzugbewehrung über Ankerplatte

$a = 0.35$ m	Ankerplattenbreite
$d = 1.5$ m	Breite des lastabtragenden Querschnittes
$T = 302.8$ kN	
erf. $A_s = 6.97$ cm <sup>2</sup>	
gew. $\emptyset = 16$ mm	
Anzahl = 2 Stk.	Anzahl zweischnittige Bügel je Ankerpaar/Elementbreite
$\Sigma$ Anzahl = 160 Stk.	Gesamtanzahl
vorh. $A_s = 8.04$ cm <sup>2</sup>	$\geq$ erf. $A_s$



## Spaltzugbewehrung für Druckkrafteinleitung des Plattenobergurtes Steckbügel Pos. 5.1

Druckkraft im Obergurt an Sockelkante:

$F_{cd} =$	986.5 kN/Element	$F_{cd}$ aus der Ermittlung der unteren Längsbewehrung
$h =$	1.200 m	Sockelhöhe
$b =$	1.276 m	Abstand Flanschmitte zu Sockelaußenkante

Ermittlung von Spaltzugkraft  $Z$  mit Krafteck:

$$Z = F_{cd} / 4 / h (h^2 + b^2)^{0,5}$$

$$Z = 360.0 \text{ kN} \quad \text{Spaltzugkraft}$$

$$Z_H = 262.2 \text{ kN} \quad \text{Horizontalkomponente ist in der Bemessung oben enthalten}$$

$$Z_V = 246.6 \text{ kN} \quad \text{Vertikalkomponente}$$

Bemessung:

$$Z_V = 246.6 \text{ kN}$$

$$\text{erf } A_s = 5.67 \text{ cm}^2$$

$$\text{gew. } \varnothing = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Anzahl} = 1 \text{ Stk.}$$

Anzahl zweischnittige Bügel je Ankerpaar/Elementbreite

$$\Sigma \text{ Anzahl} = 80 \text{ Stk.}$$

Gesamtanzahl

$$\text{vorh. } A_s = 9.82 \text{ cm}^2$$

$\geq$  erf.  $A_s$

Die fehlende Bewehrung wird durch die Oberflächenbewehrung Pos.8 erbracht.

$$\text{Pos.8 vorh. } A_s = 2.71 \text{ cm}^2/\text{Elem.}$$

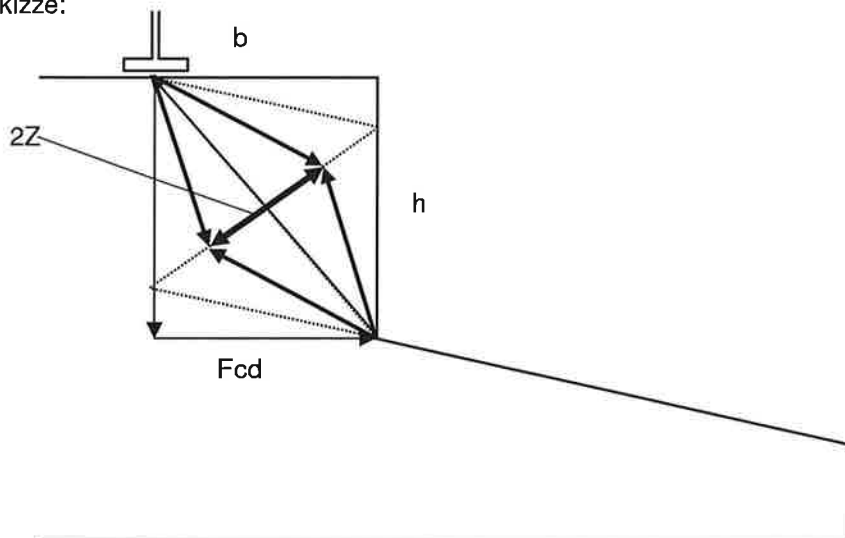
$$\Sigma A_s = 12.53 \text{ cm}^2 \quad \geq \text{ erf. } A_s$$

Konstruktive Schubbewehrung innerhalb es Ankerkorbes

Innerhalb des Ankerkorbes wird die Schubbewehrung mit verminderter Stückzahl eingebaut.

$$\text{Anzahl} = 40 \text{ Stk.}$$

Skizze:



## Rand- und Oberflächenbewehrung

### Pos. 6 Randbewehrung nach [1] 9.3.1.4

erforderliche Bügelänge  $\geq 2 h$

$$2 h = 2 h_1 = 1.200 \text{ m}$$

Ausnutzung der oberen Bewehrungslage  $As_{xo}$  im Abstand  $2h + c_{mon}$  von der Kante

$$d = 20.145 \text{ m}$$

$$\text{Ring} = 23$$

$$\text{erf. As} = 3.17 \text{ cm}^2 / \text{Element} \quad \text{aus Biegebemessung}$$

gewählte Bewehrung:

$$d_s = 16 \text{ mm}$$

$$n = 4 \text{ Stk. / Element, Summe} = 320 \text{ Stk.}$$

$$\text{vorh. As} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad \geq \quad 3.17 = \text{erf. As}$$

$$a = 22.2 \text{ cm}$$

$$\text{erf. } l_b = 51.2 \text{ cm}$$

Form = gerade

Zug, Druck = Zug

Verbund = mäßig

$$\text{Ausnutzung} = 0.500$$

### Pos. 8 Randbewehrung des Sockels, vertikale Stäbe

gewählt:

$$n = 108 \text{ Anzahl Stäbe über Umfang}$$

$$d = 16 \text{ mm Stabdurchmesser}$$

$$\text{Stababstand } a = 21.5 \text{ cm} \quad \leq 25 \text{ cm} \quad \text{bei } D = 7.50 \text{ m Sockeldurchmesser}$$

$$\text{vorh. As} = 217.1469 \text{ cm}^2$$

Kontrolle nach Dafstb Heft 600

$$a_s = 0,8 \cdot 2,5 (h - d) \cdot 0,8 f_{ctm} / f_{yk} \quad (\text{H.J-8})$$

$$f_{ctm} = 3.21 \text{ N/mm}^2$$

$$c_{nom} = 55 \text{ mm}$$

$$h - d = 75 \text{ mm}$$

$$\text{erf. } a_s = 7.70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{max. } a = 26.1 \text{ cm} \quad \geq 21.5 \text{ cm}$$

**Mindestoberflächenbewehrung bei vorgespannten Bauwerken Dafstb Heft 600**

Der Sockel wird nach Dafstb Heft 600 als Bauteil mit großer Bauteildicke angesehen. Die erforderliche Oberflächenbewehrung wird nach Formel (H.J-8) ermittelt.

**Pos. 7**

$$a_s = 0,8 \cdot 2,5 \cdot (h - d) \cdot 0,8 \cdot f_{ctm} / f_{yk} \quad (\text{H.J-8})$$

$$f_{ctm} = 3.21 \text{ N/mm}^2$$

$$c_{nom} = 55 \text{ mm}$$

$$d_s = 12 \text{ mm} \quad \text{gewählter Stabdurchmesser}$$

$$h - d = 61 \text{ mm}$$

$$\text{erf. } a_s = 6.27 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{max. } a = 18.0 \text{ cm}$$

$$n = 5 \text{ Stk.} \quad \text{gewählte Anzahl}$$

$$a = 8.8 \text{ cm} \quad \text{gewählter Abstand}$$

**Pos. 9**

$$a_s = 0,8 \cdot 2,5 \cdot (h - d) \cdot 0,8 \cdot f_{ctm} / f_{yk} \quad (\text{H.J-8})$$

$$f_{ctm} = 3.21 \text{ N/mm}^2$$

$$c_{nom} = 55 \text{ mm}$$

$$d_s = 12 \text{ mm} \quad \text{gewählter Stabdurchmesser}$$

$$h - d = 61 \text{ mm}$$

$$\text{erf. } a_s = 6.27 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{max. } a = 18.0 \text{ cm}$$

$$n = 10 \text{ Stk.} \quad \text{gewählte Anzahl}$$

$$a = 11.4 \text{ cm} \quad \text{gewählter Abstand}$$

## Betriebsfestigkeit, vereinfachtes Nachweisverfahren

### Beton

Der Nachweise wird nach CEB-FIP Model Code 1990 mit dem vereinfachten Verfahren geführt. Die Werte für die maximale Stahlspannung und die maximale Betonspannung werden aus der FEM Berechnung mit den maximalen Schnittgrößen der ständigen Lasten ermittelt. ( Berechnung siehe nachfolgende Seiten ). Für den Nachweis auf Ermüdung werden die Schnittgrößen proportional zu dem resultierenden Moment in der Solfuge auf die Ermüdungslastfälle umgerechnet. Der Nachweis wird für das jeweilig höchstbelastete Element mit der höchsten auftretenden Spannung geführt.

### Gültigkeitsbereich des vereinfachten Verfahrens

$$N_{\text{mon}} = r n_R T \leq 2 \cdot 10^9$$

$$r = 16.19 \text{ 1/min Rotordrehzahl}$$

$$n_R = 3 \text{ Anzahl Rotorblätter}$$

$$T = 20 \text{ Jahre}$$

$$N_{\text{mon}} = 5.11\text{E}+08 < 2,00\text{E}9 \Rightarrow \text{Das vereinfachte Verfahren ist anwendbar.}$$

### Vereinfachter Nachweis für den Beton

Einwirkungen

$$M_{\text{sole}} = 34311 \text{ kNm} \quad \text{Mittellast + halbe max. Schwingweite}$$

$$M_{\text{sole}} = 71744 \text{ kNm} \quad \text{ständige Lasten ( klaffende Fuge )}$$

maximale Betonspannungen im Lastfall : 7

Biegebewehrung:

$$\sigma_{c,\text{max}} = -3.03 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,\text{min}} = 0 \text{ N/mm}^2$$

Schubbewehrung:

$$\sigma_{cw,\text{max}} = -3.45 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{cw,\text{min}} = 0 \text{ N/mm}^2$$

vereinfachter Nachweis

$$f_{cd,\text{fat}} = 0,85 \beta_{cc}(t) f_{ck} ( 1 - f_{ck} / 250 ) / \gamma_c$$

$$S_{cd,\text{max}} = \gamma_{Sd} \sigma_{c,\text{max}} \eta_c / f_{cd,\text{fat}}$$

$$\gamma_{Sd} = 1.10 \quad f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta_{cc}(t) = 1.00 \quad \gamma_c = 1.50$$

$$\eta_c = 1.00$$

$$f_{cd,\text{fat}} = 17.06 \text{ N/mm}^2$$

$$S_{cd,\text{max}} = 0.1956$$

$$S_{cd,\text{min}} = 0.0000$$

$$S_{cwd,\text{max}} = 0.2223$$

$$S_{cwd,\text{min}} = 0.0000$$

$$S_{cd,\text{max}} \leq 0,40 + 0,46 S_{cd,\text{min}}$$

$$0.1956 \leq 0.4$$

$$0.2223 \leq 0.4$$

Nachweis erbracht

Nachweis erbracht

Nachweis erbracht

**Stahl**

Der Nachweis wird nach CEB-FIP Model Code 1990 mit dem schädigungsäquivalenten Einstufenkollektiv geführt. Die Werte für die maximale Stahlspannung und die maximale Betonspannung werden aus der FEM Berechnung mit den maximalen Schnittgrößen der ständigen Lasten ermittelt. ( Berechnung siehe nachfolgende Seiten ). Für den Nachweis auf Ermüdung werden die Schnittgrößen proportional zu dem resultierenden Moment in der Solfuge auf die Ermüdungslastfälle umgerechnet. Der Nachweis wird für das jeweilig höchstbelastete Element mit der höchsten auftretenden Spannung geführt.

**Nachweis auf Grundlage der Maximalbeanspruchung**

Einwirkungen

$M_{\text{sole}} =$	53066 kNm	max Schwingweite
$M_{\text{sole}} =$	71744 kNm	ständige Lasten ( klaffende Fuge )

Bauteilwiderstand bei  $N^* = 1E+06$  Lastspielen

$\Delta\sigma_{\text{Rsk}} =$	175 N/mm <sup>2</sup>	bei $d_s \leq 28\text{mm}$
$\Delta\sigma_{\text{Rsk}} =$	175 N/mm <sup>2</sup>	bei $d_s \geq 28\text{mm}$

Neigungsexponenten

$k_1 =$	5	für $\sigma \geq \Delta\sigma_{\text{Rsk}}$
$k_2 =$	9	für $\sigma \leq \Delta\sigma_{\text{Rsk}}$

Sicherheitsfaktoren

$\gamma_s =$	1.15
$\gamma_{\text{sd}} =$	1.10

Spannungen und Widerstand im Lastfall : 7

	$\sigma_s$ N/mm <sup>2</sup>	Ring Nr.	$d_s$ mm	$\Delta\sigma_{\text{Rsk}}(N^*; d_s)$
Asyo	34.7	1	20	175
Asyu	132.5	1	25	175
Asxo	43.0	9	25	175
Asxu	87.7	9	28	175
Asw	174.9	9	25	175

Nachweis für  $n = N_{\text{nom}} = 5.1E+08$  Lastspiele und der maßgebenden Schwingweite

	$\sigma_s$ N/mm <sup>2</sup>	$\Delta\sigma_{\text{Rsk}}(n)$	$\gamma_{\text{sd}} \sigma_s / ( \Delta\sigma_{\text{Rsk}}(n) / \gamma_s )$	
Asyo	34.7	88	0.501	$\leq 1,00$ Nachweis erbracht
Asyu	132.5	88	1.915	$> 1,00$ kein Nachweis
Asxo	43.0	88	0.621	$\leq 1,00$ Nachweis erbracht
Asxu	87.7	88	1.267	$> 1,00$ kein Nachweis
Asw	174.9	88	2.527	$> 1,00$ kein Nachweis

Der Nachweis wird nach dem CEB-FIP Model Code 1990 auf Grundlage des Beanspruchungsspektrums geführt. Siehe Abschnitt 19.1.

**Spannungsermittlung nach Heft 220 Dafstb 1.9.2.1**

$$x = n A_s / b [-1 + (1 + 2 b d / (n A_s))^{0,5}]$$

$$z = d - x / 3$$

$$\sigma_c = 2 M / (b x z)$$

$$\sigma_s = M / (z A_s)$$

mit

$$n = 10 \quad E_s/E_c$$

**Berechnung der Spannungen mit den maximalen Schnittgrößen  
aus den Lastfällen: 7; 0; 0****Mx min**

Ring Nr.	Mx min kNm/m	vorh.A <sub>syo</sub> cm <sup>2</sup>	b m	d m	x m	z m	σ <sub>cyu</sub> N/mm <sup>2</sup>	σ <sub>syu</sub> N/mm <sup>2</sup>
1	365.3	13.89	0.26	2.085	0.424	1.94	0.89	34.7
2	216.7	13.89	0.26	2.085	0.424	1.94	0.53	20.5
3	139.4	13.89	0.26	2.085	0.424	1.94	0.34	13.2
4	86.5	13.89	0.26	2.085	0.424	1.94	0.21	8.2
5	44.1	13.56	0.25	2.085	0.424	1.94	0.11	4.2
6	8.5	13.54	0.25	2.085	0.424	1.94	0.02	0.8
7	-21.2	13.89	0.26	2.085	0.424	1.94	-0.05	-2.0
8	-42.6	13.89	0.26	2.085	0.424	1.94	-0.10	-4.0
9	-52.8	13.89	0.26	2.085	0.424	1.94	-0.13	-5.0
10	-54.0	13.89	0.26	2.085	0.424	1.94	-0.13	-5.1
11	-47.5	23.04	0.50	2.033	0.388	1.90	-0.13	-5.5
12	-42.6	23.04	0.50	1.930	0.377	1.80	-0.13	-5.2
13	-36.3	23.04	0.50	1.827	0.366	1.70	-0.12	-4.7
14	-30.9	13.35	0.50	1.723	0.277	1.63	-0.14	-7.1
15	-26.3	13.35	0.50	1.620	0.268	1.53	-0.13	-6.5
16	-22.2	13.35	0.50	1.517	0.258	1.43	-0.12	-5.8
17	-18.3	13.35	0.50	1.413	0.249	1.33	-0.11	-5.2
18	-14.7	6.03	0.50	1.310	0.166	1.25	-0.14	-9.8
19	-11.2	6.03	0.50	1.207	0.158	1.15	-0.12	-8.1
20	-7.9	6.03	0.50	1.103	0.151	1.05	-0.10	-6.3
21	-5.0	6.03	0.50	1.000	0.143	0.95	-0.07	-4.4
22	-2.5	5.03	0.50	0.897	0.124	0.86	-0.05	-2.9
23	-0.6	5.03	0.50	0.793	0.116	0.75	-0.01	-0.8
24	0.6	5.03	0.50	0.690	0.108	0.65	0.02	1.0
25	1.0	5.03	0.50	0.587	0.099	0.55	0.04	1.8
26			0.00					
27			0.00					
28			0.00					
29			0.00					
30			0.00					

max. = -0.141 34.650

**Mx max**

Ring Nr.	Mx max kNm/m	vorh.Asyu cm <sup>2</sup>	b m	d m	x m	z m	$\sigma_{cyo}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{syu}$ N/mm <sup>2</sup>
1	2484.1	25.65	0.26	2.05	0.549	1.87	-4.83	132.5
2	2250.9	25.65	0.26	2.05	0.549	1.87	-4.38	120.1
3	2087.3	25.65	0.26	2.05	0.549	1.87	-4.06	111.3
4	1971.4	25.65	0.26	2.05	0.549	1.87	-3.84	105.2
5	1885.6	25.04	0.25	2.05	0.549	1.87	-3.67	100.6
6	1815.8	21.16	0.25	2.05	0.511	1.88	-3.77	113.9
7	1750.7	21.71	0.26	2.05	0.511	1.88	-3.64	109.8
8	1684.7	21.71	0.26	2.05	0.511	1.88	-3.50	105.7
9	1614.3	21.71	0.26	2.05	0.511	1.88	-3.35	101.2
10	1540.0	21.71	0.26	2.05	0.511	1.88	-3.20	96.6
11	1342.3	32.72	0.50	2.00	0.449	1.85	-3.22	111.4
12	1087.0	32.72	0.50	1.90	0.436	1.75	-2.84	95.3
13	879.4	32.72	0.50	1.80	0.423	1.66	-2.51	81.7
14	709.2	23.32	0.50	1.69	0.352	1.58	-2.55	97.2
15	568.7	23.32	0.50	1.59	0.340	1.48	-2.26	83.2
16	452.1	23.32	0.50	1.49	0.328	1.38	-2.00	70.9
17	355.1	23.32	0.50	1.38	0.315	1.28	-1.77	60.0
18	274.5	18.06	0.50	1.28	0.269	1.19	-1.71	64.3
19	207.9	18.06	0.50	1.18	0.257	1.09	-1.48	53.1
20	153.5	18.06	0.50	1.07	0.244	0.99	-1.27	43.1
21	109.6	18.06	0.50	0.97	0.230	0.89	-1.07	34.2
22	75.1	11.78	0.50	0.87	0.179	0.81	-1.04	39.8
23	48.8	11.78	0.50	0.76	0.167	0.71	-0.83	29.5
24	29.8	11.78	0.50	0.66	0.154	0.61	-0.64	20.9
25	17.2	11.78	0.50	0.56	0.140	0.51	-0.48	14.4
26			0.00					
27			0.00					
28			0.00					
29			0.00					
30			0.00					

max. = -4.834 132.501

**My min**

Ring Nr.	My min kNm/m	vorh.Asxo cm <sup>2</sup>	b m	d m	x m	z m	$\sigma_{cxu}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{sxo}$ N/mm <sup>2</sup>
1	-11.3	4.91	0.10	2.06	0.396	1.93	-0.03	1.2
2	-91.2	9.82	0.12	2.06	0.497	1.90	-0.19	6.1
3	-226.7	14.73	0.14	2.06	0.554	1.88	-0.44	11.8
4	-361.1	19.63	0.16	2.06	0.592	1.87	-0.65	16.2
5	-474.7	19.63	0.18	2.06	0.565	1.87	-0.90	23.8
6	-560.4	19.63	0.20	2.06	0.541	1.88	-1.10	31.0
7	-615.7	19.63	0.22	2.06	0.520	1.89	-1.25	37.2
8	-632.8	19.63	0.24	2.06	0.501	1.90	-1.33	41.5
9	-606.8	19.63	0.26	2.06	0.484	1.90	-1.32	43.0
10	-552.7	19.63	0.28	2.06	0.469	1.91	-1.24	42.0
11	-472.1	19.63	0.31	2.01	0.443	1.86	-1.14	40.6
12	-388.9	19.63	0.35	1.91	0.408	1.77	-1.08	39.6
13	-323.6	19.63	0.39	1.80	0.377	1.68	-1.02	38.6
14	-269.1	19.63	0.43	1.70	0.350	1.58	-0.97	37.5
15	-222.1	19.63	0.47	1.60	0.325	1.49	-0.92	35.9
16	-180.9	19.63	0.51	1.49	0.302	1.39	-0.86	33.9
17	-144.7	19.63	0.55	1.39	0.281	1.30	-0.79	31.3
18	-112.9	19.63	0.59	1.29	0.261	1.20	-0.72	28.3
19	-85.2	19.63	0.63	1.18	0.242	1.10	-0.64	24.8
20	-61.5	19.63	0.67	1.08	0.224	1.01	-0.55	20.9
21	-41.6	19.63	0.71	0.98	0.207	0.91	-0.44	16.5
22	-25.6	19.63	0.75	0.87	0.189	0.81	-0.33	12.0
23	-13.4	19.63	0.79	0.77	0.173	0.71	-0.22	7.6
24	-5.3	19.63	0.83	0.67	0.156	0.62	-0.11	3.6
25	-1.1	19.63	0.87	0.56	0.139	0.52	-0.03	0.9
26								
27								
28								
29								
30								
							max. =	-1.332 42.966



**My max**

Ring Nr.	My max kNm/m	vorh.Asxu cm <sup>2</sup>	b m	d m	x m	z m	$\sigma_{cx0}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{sxu}$ N/mm <sup>2</sup>
1	286.0	6.16	0.10	2.08	0.440	1.93	-0.67	25.0
2	737.3	12.32	0.12	2.08	0.550	1.90	-1.41	39.3
3	1078.5	18.47	0.14	2.08	0.613	1.88	-1.88	45.0
4	1321.0	23.38	0.16	2.08	0.640	1.87	-2.21	49.8
5	1480.2	23.38	0.18	2.08	0.611	1.88	-2.58	62.2
6	1568.8	23.38	0.20	2.08	0.585	1.89	-2.84	72.6
7	1594.6	23.38	0.22	2.08	0.563	1.89	-2.99	80.7
8	1564.0	23.38	0.24	2.08	0.543	1.90	-3.03	86.0
9	1478.5	23.38	0.26	2.08	0.525	1.91	-2.96	87.7
10	1355.3	23.38	0.28	2.08	0.508	1.91	-2.79	86.3
11	1181.2	23.38	0.31	2.03	0.480	1.87	-2.63	84.9
12	990.2	23.38	0.35	1.93	0.443	1.78	-2.51	84.3
13	825.3	23.38	0.39	1.82	0.410	1.69	-2.39	82.3
14	681.1	23.38	0.43	1.72	0.380	1.59	-2.25	79.2
15	554.7	23.38	0.47	1.62	0.354	1.50	-2.09	74.8
16	444.3	23.38	0.51	1.51	0.329	1.40	-1.93	69.3
17	348.2	23.38	0.55	1.41	0.306	1.31	-1.74	62.8
18	265.5	23.38	0.59	1.31	0.284	1.21	-1.54	55.4
19	195.3	23.38	0.63	1.20	0.264	1.11	-1.33	47.2
20	136.8	23.38	0.67	1.10	0.244	1.02	-1.10	38.5
21	89.4	23.38	0.71	1.00	0.225	0.92	-0.86	29.5
22	52.6	23.38	0.75	0.89	0.207	0.82	-0.62	20.5
23	26.0	23.38	0.79	0.79	0.189	0.73	-0.38	12.1
24	9.1	23.38	0.83	0.69	0.171	0.63	-0.17	5.1
25	1.5	23.38	0.87	0.58	0.152	0.53	-0.04	1.1
26								
27								
28								
29								
30								
							max. =	-3.033 87.681

**Berechnung der Druckstrebenspannung und der Schubbewehrungsspannung**

$$\sigma_s = Q_r / (\rho_w z (\cot \theta)^{0,5}) \quad \text{nach DIN1045-1 (75) und CEB-FIP Model C}$$

$$\sigma_c = Q_r (\cot \theta + \tan \theta) / (b z \alpha_c) \quad \text{nach DIN1045-1 (76)}$$

z = Minimalwert aus Biegespannungsermittlung siehe oben

Ring Nr.	Qr max kN/m	vorh. $\rho_w$ ‰	z m	$(\cot \theta)^{0,5}$ [-]	$\sigma_{cw}$ N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{sw}$ N/mm <sup>2</sup>
1	2146.6	8.52	1.87	1.19	-3.447	113.4
2	1560.3	5.72	1.87	1.23	-2.588	118.3
3	1223.9	4.20	1.87	1.28	-2.104	121.9
4	1012.5	3.25	1.87	1.32	-1.817	125.9
5	869.5	2.58	1.87	1.38	-1.626	130.5
6	764.1	2.14	1.88	1.41	-1.465	134.4
7	677.7	1.86	1.88	1.41	-1.298	137.0
8	596.9	1.59	1.88	1.41	-1.144	140.8
9	624.3	1.34	1.88	1.41	-1.196	174.9
10	689.6	1.52	1.88	1.41	-1.321	170.8
11	549.6	1.63	1.85	1.41	-1.070	128.8
12	446.2	1.10	1.75	1.41	-0.918	164.3
13	371.5	1.01	1.66	1.41	-0.810	157.6
14	313.7	0.94	1.58	1.41	-0.719	149.5
15	266.7	0.89	1.48	1.41	-0.652	143.9
16	227.9	0.84	1.38	1.41	-0.597	139.0
17	194.1	0.80	1.28	1.41	-0.548	134.8
18	164.1	0.75	1.19	1.41	-0.498	129.9
19	137.4	0.70	1.09	1.41	-0.455	126.7
20	112.7	0.65	0.99	1.41	-0.410	124.0
21	89.5	0.62	0.89	1.41	-0.362	115.1
22	67.9	0.62	0.81	1.41	-0.304	96.6
23	47.1	0.62	0.71	1.41	-0.241	76.4
24	27.1	0.62	0.61	1.41	-0.161	51.1
25	15.3	0.62	0.51	1.41	-0.108	34.4
26						
27						
28						
29						
30						
				max. =	-3.447	174.877

## Betriebsfestigkeit

Der Nachweis der Betriebsfestigkeit von Beton und Betonstahl wird unter Berücksichtigung des nichtlinearen Zusammenhangs zwischen äußerer Last und inneren Spannungen mit Mehrstufenkollektiven geführt. Grundlage der Nachweisführung ist der CEB-FIP Model Code 1990. Für die Ermittlung des nichtlinearen Verlaufes werden die Schnittgrößen für mehrere Laststufen berechnet. Zwischen diesen Ergebnissen werden die Spannungen linear interpoliert. Der Nachweis wird getrennt für obere und untere tangentielle und radiale Bewehrung und die Schubbewehrung für jedes Element der Fundamentplatte geführt. Dies ist notwendig da die Verwendung der maximalen Elemente den Verlauf der Spannung nicht richtig wiedergeben und somit die Schädigung unterschätzt werden kann. Die Berechnung der Schädigung wird analog zum vereinfachten Verfahren durchgeführt, der vollständige Berechnungsablauf kann hier aufgrund der Datenmenge nicht wiedergegeben werden.

### Laststufen

Anzahl = 9

LF nr. = 15      14      13      12      11      10      9      8      7

### Spannungsermittlung nach Heft 220 Dafstb 1.9.2.1

$$x = n A_s / b [-1 + (1 + 2 b d / (n A_s))^{0,5}]$$

$$z = d - x / 3 \quad \text{mit } d \text{ aus der statischen Bewehrungs Bemessung}$$

$$\sigma_c = 2 M / (b x z)$$

$$\sigma_s = M / (z A_s)$$

mit

$$n = 10 \quad E_s / E_c$$

### Schubspannungsermittlung

$$\sigma_s = Q_r / (\rho_w z (\cot \theta)^{0,5}) \quad \text{nach [1] (6.8) und CEB-FIP Model Code 1990 4.6.2}$$

$$\sigma_c = Q_r (\cot \theta + \tan \theta) / (b z \alpha_c) \quad \text{nach [1] (6.9)}$$

$$z = \text{Minimalwert aus Biegespannungsermittlung siehe oben}$$

$$\alpha_c = 0.75 \quad \cot \theta = 2.00 \quad \text{siehe statische Bemessung}$$

### Betriebsfestigkeitsnachweis des Beton nach CEB-FIB Model Code 1990

$$f_{cd,fat} = 0,85 \beta_{cc}(t) f_{ck} (1 - f_{ck} / 250) / \gamma_c$$

$f_{cd,fat}$  wird für Schubbeanspruchung um den Faktor 0,7 abgemindert.

$$S_{cd,max} = \gamma_{Sd} \sigma_{c,max} \eta_c / f_{cd,fat}$$

$$S_{cd,min} = \gamma_{Sd} \sigma_{c,min} \eta_c / f_{cd,fat}$$

$\sigma_{c,min} \geq 0.00 \text{ N/mm}^2$  Drucksp. positiv

$$f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$$

$$\gamma_c = 1.50$$

$$\beta_{cc}(t) = 1.00$$

$$\gamma_{Sd} = 1.10$$

$$\eta_c = 1 / (1,5 - 0,5 (\sigma_{c1} / \sigma_{c2}))$$

für auf Biegung beanspr. Querschnitte ( Model Code (78) )

$$\eta_c = 1.00$$

für auf Schub beanspruchte Querschnitte

$$\log N_1 = (12 + 16 S_{cd,min} + 8 S_{cd,min}^2) (1 - S_{cd,max})$$

$$\log N_2 = 0,2 \log N_1 (\log N_1 - 1)$$

$$\log N_3 = \log N_2 (0,3 - 3 S_{cd,min} / 8) / \Delta S_{cd}$$

gaastra

dann  $\log N = \log N_1$ 

$$\log N_1 > 6 \text{ und } \Delta S_{cd} \geq 0,3 - 3 S_{cd,min} / 8$$

dann  $\log N = \log N_2$ 

$$\log N_1 > 6 \text{ und } \Delta S_{cd} < 0,3 - 3 S_{cd,min} / 8$$

dann  $\log N = \log N_3$ 

$$N_{Ri} = 10^{Ni}$$

$$D = \sum (n_{Si} / N_{Ri})$$

**Betriebsfestigkeitsnachweis des Betonstahl nach CEB-FIB Model Code 1990**

Kerbfall

$$\Delta\sigma_{Rsk} = 175 \text{ N/mm}^2 \quad \text{bei } d_s \leq 28 \text{ mm} \quad [1] \text{ Anhang C Tab. C.2DE}$$

$$\Delta\sigma_{Rsk} = 145 \text{ N/mm}^2 \quad \text{bei } d_s > 28 \text{ mm}$$

bei  $N^* = 1E+06$  Lastspielen

Neigungsexponenten

$$k_1 = 5 \quad \text{für } \sigma \geq \Delta\sigma_{Rsk}$$

$$k_2 = 9 \quad \text{für } \sigma \leq \Delta\sigma_{Rsk}$$

Sicherheitsfaktoren

$$\gamma_s = 1.15$$

$$\gamma_{Sd} = 1.10$$

Bruchschwingspielzahl

$$N = N^* (\Delta\sigma_{Rsk}(d_s) / (\gamma_s \Delta\sigma_s \gamma_{Sd}))^{k_1} \quad \text{für } \sigma_{s,max} \geq \Delta\sigma_{Rsk}(d_s)$$

$$N = N^* (\Delta\sigma_{Rsk}(d_s) / (\gamma_s \Delta\sigma_s \gamma_{Sd}))^{k_2} \quad \text{für } \sigma_{s,max} < \Delta\sigma_{Rsk}(d_s)$$

Berechnung der Schädigung

$$D = \Sigma (n_i / N_i)$$

vorhandene Bewehrung

Ring	Asxo cm <sup>2</sup> /m	max Ø mm	Asxu cm <sup>2</sup> /m	max Ø mm	Asyo cm <sup>2</sup> /m	max Ø mm	Asyu cm <sup>2</sup> /m	max Ø mm	Aw cm <sup>2</sup> /m <sup>2</sup>	max Ø mm
1	25.0	25	31.4	28	54.3	20	100.2	25	147.8	28
2	42.0	25	50.7	28	54.3	20	100.2	25	123.9	28
3	54.2	25	65.5	28	54.3	20	100.2	25	106.6	28
4	63.5	25	72.8	28	54.3	20	100.2	25	93.6	28
5	106.4	25	126.7	28	54.3	20	100.2	25	83.5	28
6	96.2	25	114.5	28	54.2	20	84.6	25	38.7	25
7	87.7	25	104.4	28	54.2	20	84.6	25	35.3	25
8	80.4	25	95.8	28	54.2	20	84.6	25	32.3	25
9	74.3	25	88.5	28	54.2	20	84.6	25	29.9	25
10	67.2	25	82.2	28	54.2	20	84.6	25	27.8	25
11	60.8	25	74.4	28	45.8	20	65.0	25	21.4	20
12	55.5	25	66.1	28	45.8	20	65.0	25	25.0	20
13	49.9	25	59.4	28	45.8	20	65.0	25	24.1	20
14	45.4	25	54.0	28	26.5	20	46.3	25	21.9	20
15	41.6	25	49.5	28	26.5	20	46.3	25	20.1	20
16	38.4	25	45.7	28	26.5	20	46.3	25	15.5	20
17	35.6	25	42.4	28	26.5	20	46.3	25	10.7	20
18	33.2	25	39.6	28	12.0	16	35.9	20	9.7	20
19	31.1	25	37.1	28	12.0	16	35.9	20	8.7	20
20	29.3	25	34.9	28	12.0	16	35.9	20	8.0	20
21	27.7	25	32.9	28	12.0	16	35.9	20	7.4	16
22	26.2	25	31.2	28	10.0	16	23.4	20	7.7	16
23	24.9	25	29.6	28	10.0	16	23.4	20	5.8	16
24	23.7	25	28.2	28	10.0	16	23.4	20	5.3	12
25	22.6	25	26.9	28	10.0	16	23.4	20	4.8	10
26										
27										
28										
29										
30										

**Schädigung**

Die Schwingweite und die Mittelwerte der Momente am Turmfuß werden erhöht um sie auf die Fundamentsohle umzurechnen. Der Faktor wird aus (Turmhöhe + Fundamenthöhe) / Turmhöhe berechnet. In der folgenden Tabelle sind nur die maximalen Ergebnisse je Ring ausgedruckt.

$l_{\text{Turm}} =$	135.50	m	Abstand Nabenmitte - Turmunterkante							
$h_3 =$	3.40	m	Abstand Fundamentsohle - Turmunterkante							
Faktor =	1.025	[-]								
Schädigungen:										
	Cxo	Asxo	Cxu	Asxu	Cyo	Asyo	Cyu	Asyu	Cw	Asw
1	0.0	0.000	0.0	0.000	0.0	0.007	0.0	0.000	0.1	0.016
2	0.0	0.001	0.0	0.000	0.0	0.014	0.0	0.000	0.0	0.004
3	0.0	0.004	0.0	0.000	0.0	0.016	0.0	0.000	0.0	0.001
4	0.0	0.011	0.0	0.000	0.0	0.016	0.0	0.000	0.0	0.001
5	0.0	0.000	0.0	0.000	0.0	0.017	0.0	0.000	0.0	0.000
6	0.0	0.003	0.0	0.000	0.0	0.018	0.0	0.000	0.0	0.064
7	0.0	0.008	0.0	0.000	0.0	0.019	0.0	0.000	0.0	0.000
8	0.0	0.016	0.0	0.000	0.0	0.017	0.0	0.000	0.0	0.000
9	0.0	0.020	0.0	0.000	0.0	0.013	0.0	0.000	0.0	0.002
10	0.0	0.022	0.0	0.000	0.0	0.009	0.0	0.000	0.0	0.017
11	0.0	0.018	0.0	0.000	0.0	0.015	0.0	0.000	0.0	0.028
12	0.0	0.013	0.0	0.000	0.0	0.004	0.0	0.000	0.0	0.002
13	0.0	0.010	0.0	0.000	0.0	0.001	0.0	0.000	0.0	0.001
14	0.0	0.008	0.0	0.000	0.0	0.029	0.0	0.000	0.0	0.001
15	0.0	0.005	0.0	0.000	0.0	0.007	0.0	0.000	0.0	0.001
16	0.0	0.003	0.0	0.000	0.0	0.002	0.0	0.000	0.0	0.003
17	0.0	0.001	0.0	0.000	0.0	0.000	0.0	0.000	0.0	0.038
18	0.0	0.000	0.0	0.000	0.0	0.090	0.0	0.000	0.0	0.041
19	0.0	0.000	0.0	0.000	0.0	0.016	0.0	0.000	0.0	0.052
20	0.0	0.000	0.0	0.000	0.0	0.002	0.0	0.000	0.0	0.052
21	0.0	0.000	0.0	0.000	0.0	0.000	0.0	0.000	0.0	0.036
22	0.0	0.000	0.0	0.000	0.0	0.000	0.0	0.000	0.0	0.006
23	0.0	0.000	0.0	0.000	0.0	0.000	0.0	0.000	0.0	0.012
24	0.0	0.000	0.0	0.000	0.0	0.000	0.0	0.000	0.0	0.001
25	0.0	0.000	0.0	0.000	0.0	0.000	0.0	0.000	0.0	0.001
26										
27										
28										
29										
30										

### Abminderung der gebogenen Stäbe

Die verminderte Ermüdungsfestigkeit der Stäbe in Abhängigkeit von dem Biegeradius wird über die Abminderung der Querschnittsfläche in Rechnung gestellt.

Abminderung nach CEB Model Code, [1] Tabelle 6.3DE

$$\psi = 0.35 + 0.026 D/\emptyset \leq 1.0$$

Ring	Pos.2		Pos.1	
	psi	D [mm]	psi	D [mm]
1	0.532	175	0.532	196
2	0.532	175	0.513	175
3	0.532	175	0.513	175
4	0.532	175	0.513	175
5	1		1	
6	1		1	
7	1		1	
8	1		1	
9	1		1	
10	0.974	600	1	
11	0.974	600	1	
12	1		1	
13	1		1	
14	1		1	
15	1		1	
16	1		1	
17	1		1	
18	1		1	
19	1		1	
20	1		1	
21	1		1	
22	1		1	
23	1		1	
24	1		1	
25	1		1	
26	1		1	
27	1		1	
28	1		1	
29	1		1	
30	1		1	

min. Biegerollendurchmesser nach EC2 Tab 8.1

Pos. d [mm] Haken

1.1	28	196
1.2	28	196
1.3	28	196
1.4	25	175
1.5	0	0

min. Biegerollendurchmesser nach EC Betondec

Pos. d [mm] Haken geb.Stab c [mm]

2.1	25	175	500	55
2.2	25	175	500	55
2.3	25	175	500	55
2.4	25	175	500	55
2.5	0	0	0	55

gewählter Biegerollendurchmesser

Pos. d [mm] Haken

1.1	28	196
1.2	28	196
1.3	28	196
1.4	25	175
1.5	0	0

gewählter Biegerollendurchmesser

Pos. d [mm] Haken geb.Stab

2.1	25	175	600
2.2	25	175	600
2.3	25	175	600
2.4	25	175	600
2.5	0	0	0

## Verankerungsbauteile

### Abmessungen Verankerung

#### Abmessungen Fußflansch (T-Flansch) :

$d_m =$	4948.0 mm	mittlerer Durchmesser Turm
$d_{la} =$	5166.0 mm	äußerer Lochkreisdurchm.
$d_{li} =$	4730.0 mm	innerer Lochkreisdurchm.
$t_{bl} =$	52 mm	Blechdicke
$b =$	400 mm	T-Flanschbreite
$a =$	83.0 mm	Maß Blech-Bohungsachse
$a_z =$	10 mm	Naht $a_z$ oder Radius
$t =$	90 mm	Flanschdicke
$t_{Nase} =$	35 mm	Höhe Schweißnase
$d_l =$	45 mm	Bohrungsdurchmesser
$D =$	78 mm	U-Scheibendurchmesser HV
$f_{y,k} =$	355 N/mm <sup>2</sup>	Flanschmaterial
$f_{y,k} =$	295 N/mm <sup>2</sup>	Streckgrenze nach DIN EN 10025
$f_{y,k} =$	355 N/mm <sup>2</sup>	Blechmaterial
$f_{y,k} =$	335 N/mm <sup>2</sup>	Streckgrenze nach DIN EN 10025

#### Abmessungen Lastverteilblech und Mörtelschicht :

$b_v =$	0 mm	Breite
$t_v =$	0 mm	Dicke
$d_{b,lvb} =$	50 mm	Bohrungsdurchmesser
$t_{mörtel} =$	50 mm	Mörtelschichtdicke
$f_{ck} =$	80 N/mm <sup>2</sup>	Vergußmörtelfestigkeit
$f_{y,k} =$	355 N/mm <sup>2</sup>	Flanschmaterial
$f_{y,k} =$	355 N/mm <sup>2</sup>	Streckgrenze nach DIN EN 10025

#### Abmessungen Anker :

$d =$	42 mm	Bolzenenddurchmesser
$f_{y,b,k} =$	900 N	Streckgrenze
$f_{u,b,k} =$	1000 N	Zugfestigkeit
$2 \times n =$	160 Stk.	Gesamtanzahl Anker
$l_b =$	3490 mm	Bolzenlänge unter Spannung
$F_v =$	340 kN	Vorspannung des Ankers
$\gamma_{M2} =$	1.25	DIN EN 1993-1-8 Tab3.4
$k_2 =$	0.9	

#### Abmessungen Ankerplatte :

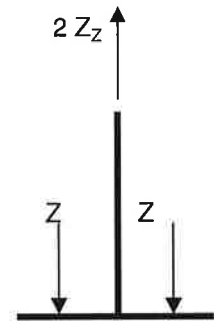
$b_{ank} =$	350 mm	Ankerplattenbreite
$t_{ank} =$	75 mm	Ankerplattendicke
$d_{b,ank} =$	45 mm	Bohrungsdurchmesser
$f_{y,k} =$	355 N/mm <sup>2</sup>	Flanschmaterial
$f_{y,k} =$	325 N/mm <sup>2</sup>	Streckgrenze nach DIN EN 10025

Die Verbindung wird unter Extremlasten als klaffend angenommen. FE-Berechnungen haben gezeigt, dass die maximalen Ankerkräfte unter  $F_S = Z = 4 M d / n / d + N d / n$  liegen.

Die Ankerkraft auf der Druckseite ist sehr genau mit  $F_{S,Druck} = F_v / \gamma_v - p ( 4 M d / n / d - N d / n )$  zu ermitteln. Die resultierende Betondruckkraft resultiert damit aus der Ankerkraft plus der einwirkenden Schnittgrößen:  $F_c = F_{S,Druck} + Z_{Druck}$  mit  $Z_{Druck} = ( 1 - p ) ( 4 M d / N / d + V d / n )$ .

**Nachweis Extremlasten Fußflansch****Einwirkungen :**

$M^{\parallel} =$	165272.7 kNm	Result. Moment incl. Sicherheit
$N =$	-7209.7 kN	Normalkraft incl. Sicherheit
$\gamma_m =$	1.1 [-]	
$f_{y,k} =$	295 N/mm <sup>2</sup>	Streckgrenze nach DIN EN 10025
$F_{t,Rd} =$	807054 N	max. Zugkraft in Schraube
$F_V =$	340 kN	
$\gamma_V =$	1.00 [-]	
$p =$	0.0623	Ermittlung siehe weiter unten

**Nachweis Fußflansch und Anker :****Zugseite:**

Nachweis nach [11] Schneider Bautabellen 8.79

$2 Z_z =$	1579974 N	$2 Z_z = 4 M_d / n / d + N_d / n$
$2 Z_z =$	778469 N	$2 Z_z = 2 F_V \gamma_V + p ( 4 M_d / n / d + N_d / n )$
max $2 Z_z =$	1579974 N	

**Tragsicherheitsnachweis nach Seidel - Versagensmodus A,B,D und E****Geometriedaten**

$a =$	91.0 mm	
$b = b' = b'_B =$	109.0 mm	Abstand von Schraubenachse bis Mitte Blech
$b'_E =$	78.3 mm	$= b - ( D + d_B ) / 4$
$c_M =$	194.3 mm	Flanschbreite auf Blechmittellachse
$c_{LK} =$	194.3 mm	Flanschbreite auf Bohrungsdurchmesser
$c' =$	149.3 mm	$= c_{LK} - d_B$

**Widerstände**

$M'_{pl,2} =$	81084156 Nmm	pl. Biegem. des Flansches mit Lochabzug
$M_{pl,2} =$	105522224 Nmm	pl. Biegemoment des Flansches
$M_{pl,3} =$	105522224 Nmm	pl. Momentenwiderstand des Flansches
$\Delta M_{pl,2} =$	12408455 Nmm	Differenzmoment aus Schraubenkraft
$N_{pl,3} =$	1538562 N	pl. Normalkraft im Blech, halbe Blechdicke
$V_{pl,3} =$	2362738 N	pl. Schubwiderstand im Flansch mit Lochabzug

**Versagensmodi nach Seidel**

A	$F_{t,Rd} =$	807054 N	Grenzzugkraft in Schraube
B	$F_U =$	894821 N	Fließgelenk im Flansch
	$F_U =$	960918 N	Fließgelenk im Flansch und Schraubenversagen
	min $F_U =$	894821 N	
D	$F_U =$	1825824 N	Fließgelenk in Blech und Flansch nach Seidel
E	$F_U =$	2697054 N	Fließgelenk in Blech und Flansch nach Seidel

**maßgebender Fall:**A **min  $F_U = 807054$  N****Nachweis:** $Z_z / \min F_U = 0.98 \leq 1,00$  Nachweis erbracht



**Druckseite:**

$$2 Z_D = 2397837 \text{ N} \quad \text{Druckkraft pro Ankerpaar } 2 Z = 2 F_V (1 - p) + (4 M / n / d - N /$$

$$k = 5995 \text{ N/mm} \quad \text{Linienlast } k = 2 Z_D / b$$

$$M_1 = 24820614 \text{ Nmm} \quad \text{Moment } M_1 = k c_3^2 / 2$$

$$w_{pl1} = 285012 \text{ mm}^3 \quad w_{pl} = (d_i \pi / n - d_i) t^2 / 4$$

$$M_{pl1,rd} = 76435035.8 \text{ Nmm}$$

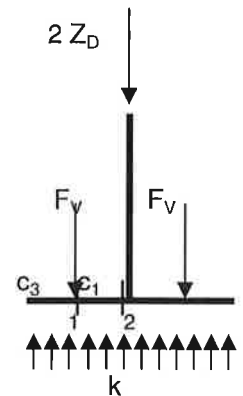
$$M_1 / M_{pl1,rd} = 0.325 \leq 1,00 \text{ Nachweis erbracht}$$

$$M_2 = 48549008 \text{ Nmm} \quad \text{Moment } M_2 = k (c_1 + c_3)^2 / 2 - F_V c_1$$

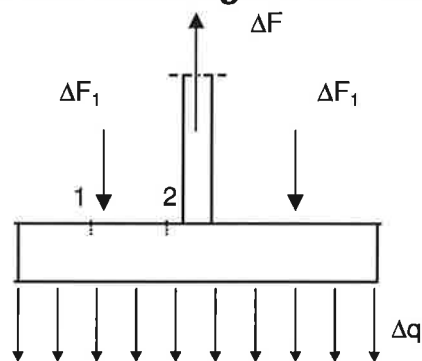
$$w_{pl2} = 393473 \text{ mm}^3 \quad w_{pl} = d_m \pi / n t^2 / 4$$

$$M_{pl2,rd} = 105522224 \text{ Nmm}$$

$$\max \sigma_d / f_{yRd} = 0.46 \leq 1,00 \text{ Nachweis erbracht}$$

**Nachweis der Betriebsfestigkeit des Fußflansches**

System :



Wenn angenommen wird, daß die Verformungen des Flansches zu vernachlässigen sind im Vergleich zu Verformungen des Betondruckkörpers und der Anker ( $\Delta l$ ), dann sind die Kräfte der Anker unabhängig von den Verformungen des Flansches. Das System kann als statisch bestimmt mit konstanter Pressung zwischen Fußflansch und Lastverteilblech berechnet werden.

Belastung :

$m =$	4 [-]	Steigung der Wöhlerkurve
$n =$	474000000 [-]	Anzahl Spannungsspiele
$\Delta V =$	-68.0 kN	Spannungsspiel
$\Delta M =$	10655 kNm	Spannungsspiel
$\Delta F =$	106.82 kN	$\Delta F = (4 \Delta M / d_m / n - \Delta V / n)$
$p =$	0.06232	siehe Betriebsfestigkeitsnachweis Anker
$2 \Delta F_1 =$	6.7 kN	$2 \Delta F_1 = p \Delta F$
$\Delta F_1 =$	3.33 kN	

$$\Delta q = (\Delta F - 2\Delta F_1) / b$$

$$\Delta M_1 = \Delta q c_3^2 / 2 \qquad \Delta M_2 = \Delta q (b/2 - t_b/2 - a_z * 2^{0.5/3} - (D+t)/4)^2 / 2 - \Delta F_1 c_1$$

$$\Delta \sigma_1 = \Delta M_1 / w_{el1} \qquad \Delta \sigma_2 = \Delta M_2 / w_{el2}$$

$\Delta q =$	0.2504 kN/mm	
$\Delta M_1 =$	1037 kNm	$\Delta M_2 =$ 2149 kNm
$w_{el1} =$	190008 mm <sup>3</sup>	$w_{el2} =$ 258498 mm <sup>3</sup>
$\Delta \sigma_1 =$	5.5 N/mm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma_2 =$ 8.3 N/mm <sup>2</sup>

Kerbfall :

$\Delta \sigma_{C 1-1} =$	140 N/mm <sup>2</sup> bei $N = 2 \times 10^6$ Lastwechseln, $m = 4$ , Schnitt 1-1
$\Delta \sigma_{D 1-1} =$	36 N/mm <sup>2</sup> bei $N = 474000000$ Lastwechseln, $m = 4$ , Schnitt 1-1
$\gamma_m =$	1.25 [-]
$(d_{II} \pi / n) / d_I =$	4.1 Abmessungsverhältniss Gesamtbreite zu Bohrung
$\alpha_k =$	2.59 Kerbfaktor für Bohrung, siehe [8] 2.6.5.5.5
Abmind.faktor =	1.00 Abminderung für $t > 25$ mm
$\Delta \sigma_{R,t,d 1-1} =$	11.01 N/mm <sup>2</sup>

Nachweis :

$$\Delta \sigma_{1-1} / \Delta \sigma_{R,t,d} = \mathbf{0.50} \leq 1,00 \text{ Nachweis erbracht}$$

Kerbfall :

$\Delta \sigma_{C 2-2} =$	71 N/mm <sup>2</sup> bei $N = 2 \times 10^6$ Lastwechseln, $m = 4$ , Schnitt 2-2
$\Delta \sigma_{D 2-2} =$	18 N/mm <sup>2</sup> bei $N = 474000000$ Lastwechseln, $m = 4$ , Schnitt 2-2
Abmind.faktor =	1.00 Abminderung für $t > 25$ mm
$\Delta \sigma_{R,t,d 2-2} =$	14.48 N/mm <sup>2</sup>

Nachweis :

$$\Delta \sigma_{2-2} / \Delta \sigma_{R,t,d} = \mathbf{0.57} \leq 1,00 \text{ Nachweis erbracht}$$

**Nachweis Lastverteilblech:**

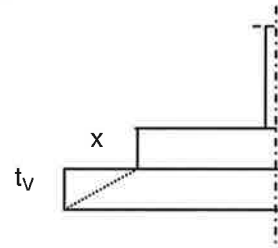
Es wird eine Ausbreitung der Last unter dem Winkel 2,5 : 1 angenommen

$x = 0.00 \text{ mm}$   
 Dicke  $t_v = 0.00 \text{ mm}$   
 $a / t_v / 2,5 = 0.00 \leq 1,00$  Nachweis erbracht

**Spannungsnachweis**

$q = 0.00 \text{ N/mm}^2$  mittlere Pressung unter LV  
 $M_0 = 0 \text{ Nmm/mm}$  Moment an Fußflanschseite  
 $w_{el0} = 0 \text{ mm}^3/\text{mm}$   
 $M_{pl0,rd} = 0 \text{ Nmm/mm}$

$M_0 / M_{pl0,rd} = 0.00 \leq 1,00$  Nachweis erbracht



**Betriebsfestigkeitsnachweis Lastverteilblech**

Belastung:

$\Delta F_1 = 3.33 \text{ kN}$  siehe Nachweis Fußflansch

Moment an T-Flanschseite

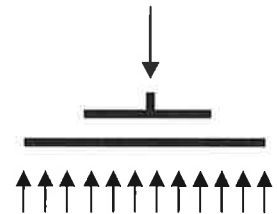
$q = 0.000 \text{ N/mm}^2$  mittlere Pressung unter LV  
 $M = 0 \text{ Nmm}$

Spannung im maßgebenden Schnitt

$\Delta \sigma = 0.00 \text{ N/mm}^2$

Widerstand

$\Delta \sigma_A = 160 \text{ N/mm}^2$  bei  $N = 2 \times 10^6$  Lastwechseln,  $m = 4$   
 $\Delta \sigma_R = 40.8 \text{ N/mm}^2$  bei  $N = 474000000$  Lastwechseln,  $m = 4$   
 $\gamma_m = 1.25 [-]$   
 $\Delta \sigma_d / \Delta \sigma_R = 0.00 \leq 1,00$  Nachweis erbracht



**Extremlasten Nachweis Ankerplatte:**

$2 Z_Z = 1579974 \text{ N}$  siehe Extremnachweis Fußflansch  
 $f_{y,k} = 325 \text{ N/mm}^2$  Material  
 $\gamma_m = 1.1 [-]$

Schnitt 1 - 1

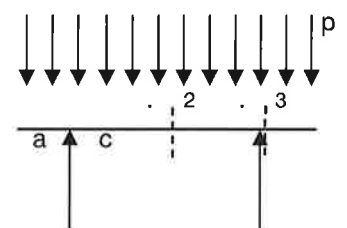
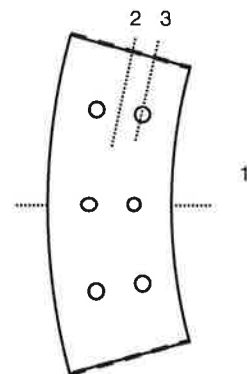
$q = 23.232 \text{ N/mm}^2$   
 $M_1 = 25583398 \text{ Nmm}$   $M_1 = q b_{ank} l^2 / 12$   
 $w_{pl1} = 365625 \text{ mm}^3$   $w_{pl1} = (b_{ank} - 2 d_{b,ank}) t_{ank}^2 / 4$   
 $\sigma_{d1} = 70.0 \text{ N/mm}^2$   
 $\sigma_{d1} / f_{yRd} = 0.24 \leq 1,00$  Nachweis erbracht

Schnitt 2 - 2

$p = 4514.211 \text{ N/mm}$   
 $M_2 = 16984719 \text{ Nmm}$   $M_2 = p c^2 / 8 - M_3$   
 $w_{pl2} = 273245 \text{ mm}^3$   $w_{el2} = l t_{ank}^2 / 4$   
 $\sigma_{d2} = 62.2 \text{ N/mm}^2$   
 $\sigma_{d2} / f_{yRd} = 0.21 \leq 1,00$  Nachweis erbracht

Schnitt 3 - 3

$M_3 = 9831952 \text{ Nmm}$   $M_3 = p a^2 / 2$   
 $w_{pl3} = 197925 \text{ mm}^3$   $w_{el3} = (l - d_{b,ank}) t_{ank}^2 / 4$   
 $\sigma_{d3} = 49.7 \text{ N/mm}^2$   
 $\sigma_{d3} / f_{yRd} = 0.17 \leq 1,00$  Nachweis erbracht



Schnitt 4 - 4	Wie Schnitt 1-1 an Teilringende ( Kragarm )		Z		Z	
$M_4 =$	38375098 Nmm	$M_4 = q l^2 / 2$				
$w_{pl4} =$	365625 mm <sup>3</sup>	$w_{pl3} = ( b_{ank} - 2 d_{b ank} ) t_{ank}^2 / 4$				
$\sigma_{d3} =$	105.0 N/mm <sup>2</sup>					
$\sigma_{d3} / f_{yRd} =$	<b>0.36</b> <=1,00 Nachweis erbracht					

**Betriebsfestigkeitsnachweis Ankerplatte:**

Belastung:

$$\Delta F_1 = 3.33 \text{ kN} \quad \text{siehe Nachweis Fußflansch}$$

Spannung im maßgebenden Schnitt: 4 - 4

$$\Delta \sigma = 0.44 \text{ N/mm}^2$$

Widerstand

$$\Delta \sigma_A = 112 \text{ N/mm}^2 \text{ bei } N = 2 \times 10^6 \text{ Lastwechseln, } m = 4$$

$$\Delta \sigma_R = 28.5 \text{ N/mm}^2 \text{ bei } N = 474000000 \text{ Lastwechseln, } m = 4$$

$$\alpha_k = 3.0 \text{ Kerbfaktor für Bohrung, ungünstigste Annahme siehe [8] 2.6.5.5.5}$$

$$\gamma_m = 1.25 \text{ [-]}$$

$$\Delta \sigma_d / \Delta \sigma_R = 0.06 <=1,00 \text{ Nachweis erbracht}$$

**Nachweis der Betriebsfestigkeit der Anker****Einwirkung schädigungsäquivalentes Einstufenkollektiv :**

$FV =$	340 kN	
$\Delta M =$	10655 kNm	Spannungsspiel
$\Delta N =$	-68.0 kN	Spannungsspiel
$N =$	4.74E+08	Anzahl Spannungsspiele
$m =$	4	Steigung der Wöhlerkurve

**Teilsicherheitsbeiwerte:**

$\gamma_{Ff} =$	1.00 [-]	Ermüdungslasten
$\gamma_{Mf} =$	1.25 [-]	Ermüdungsfestigkeit

**Kerbfall:**

$\Delta \sigma_A =$	36 * N/mm <sup>2</sup>	GL RI 2003 6.6.7.1(6) und EC3 Bild 9.7.1
$k_s =$	0.919	Abminderungsfaktor nach GLRI 2004 5.3.3.4.1(11)
$\Delta \sigma_R =$	8.4 N/mm <sup>2</sup>	Umrechnung auf $N = 474000000$ und $m = 4$

**Berechnung der Federsteifigkeit der Anker und des Fundamentdruckkörpers nach C.Petersen Stahlbau [8] 23.2.10.4**

$C_1 = 2 E_{St} A_{sp} / l_b$	Federsteifigkeit eines Ankerbolzenpaares
$C_1 = 134894 \text{ N/mm}$	
$C_2 = 2029541 \text{ N/mm}$	Federsteifigkeit des Druckkörpers nach [8]23.2.10.4(76)
mit $B = b + \tan 55^\circ l_b$	
$B = 2415.0 \text{ mm}$	
$E_b = 34100 \text{ N/mm}^2$	E-Modul des Betons
$p = C_1 / ( C_1 + C_2 )$	
$p = 0.06232$	

**Zugkraft Schwingbreite Z :**

$$2 \Delta Z = 106820 \text{ [N]} \quad 2 \Delta Z = 4 \Delta M / n / d + \Delta N / n \quad \text{Zugkraftspiel pro Schraubenpaar}$$

**Schraubenkraft nach Petersen [8] 9.6.2 :**

$$\begin{aligned} \Delta F &= p \Delta Z \\ \Delta F &= 3328.7 \text{ N je Anker} \\ \Delta \sigma &= 2.97 \text{ N/mm}^2 \quad \Delta \sigma = \Delta F / A_{d3} \end{aligned}$$

Die Vorspannung der Fundamentanker ist 3 Monate nach Errichtung der Anlage nachzuspannen. Dann in Abständen von 12 Monaten kontrollieren.

**Nachweis :**

$$\begin{aligned} (\gamma_{Ff} \Delta \sigma) / (\Delta \sigma_R / \gamma_{Mf}) &\leq 1,0 \\ (\gamma_{Ff} \Delta \sigma) / (\Delta \sigma_R / \gamma_{Mf}) &= 0.440 \leq 1,00 \text{ Nachweis erbracht} \end{aligned}$$

**Nachweis des Nichtklaffens der Flanschverbindung ( erf. Vorspannung )****Einwirkungen :**

$$\begin{aligned} M &= 69796 \text{ kNm} \quad (\text{"klaffende Fuge"}) \\ N &= 6518 \text{ kN} \end{aligned}$$

**Schnittgrößen:**

$$Z = 311.91 \text{ kN} \quad \text{max. Zugkraft pro Anker } Z = 4 M / d_m / n - N / n$$

**erf Fv ohne Einfluß von Kriechen und Schwinden**

$$\begin{aligned} F_{V \text{ erf.}} &= 292.47 \text{ kN} \quad F_{V \text{ erf.}} = C_2 / (C_1 + C_2) Z \quad \text{Petersen Stb. [8] 23.2.10.4.2 (75)} \\ F_{Vd \text{ erf.}} &= 292.47 \text{ kN} \quad \gamma_V = 1.00 \quad \text{Sicherheitsfaktor auf die Vorspannung} \\ F_V &= 340 \text{ kN} \\ F_{V \text{ erf.}} / F_V &= 0.86 \leq 1,00 \text{ Nachweis erbracht} \end{aligned}$$

**Kriechen, Schrumpfen und Schwinden nach DIN 1045-1 9.1.4****Spannzeitpunkte :**

$$\begin{aligned} t_{(01)} &= 28 \text{ Tage} \quad \text{Fundamentalter bei Erstbelastung} \\ t_{(02)} &= 118 \text{ Tage} \quad \text{Fundamentalter bei erster Wartung} \\ t_{(03)} &= 478 \text{ Tage} \quad \text{Fundamentalter bei zweiter Wartung} \\ t_{(04)} &= 7228 \text{ Tage} \quad \text{Lebensdauer 20 Jahre} \end{aligned}$$

**Berechnung der Verformungen mit den Formeln aus Heft 600 DafStb für konstante Spannung Kriechen**

$$\begin{aligned} RH &= 80 \% \quad \text{relative Umgebungsfeuchtigkeit} \\ f_{cm} &= 43 \text{ N/mm}^2 \\ \text{Zementtyp} &= \text{SL} \quad \text{langsam erhärtend, 32,5 N} \\ \alpha &= -1 \quad (\text{Tabelle H9.2}) \\ \alpha_1 &= 0.866 \quad (\text{H9.-14}) \\ \alpha_2 &= 0.960 \\ \alpha_3 &= 0.902 \\ h_0 &= 1276 \text{ mm} \quad \text{wirksame Bauteildicke ~ Abstand Anker zu Sockelkante} \\ \varphi_{RH} &= 1.1129 \quad (\text{H.9-8}) \quad \text{mit } h_1 = 100 \text{ mm} \\ \beta(f_{cm}) &= 2.562 \quad (\text{H.9-9}) \\ t_{(01), \text{eff}} &= 24.2 \text{ Tage} \quad (\text{H9-11}) \quad \text{mit } t_1 = 1 \text{ Tag} \\ \beta(t_{01}) &= 0.5024 \quad (\text{H.9-12}) \\ \varphi_0 &= 1.432 \quad (\text{H.9-7}) \\ \beta_H &= 1353.3 \quad (\text{H.9-13}) \\ \beta_c(t_{02}, t_{01}) &= 0.435 \quad (\text{H.9-12}) \quad \varphi(t_{02}, t_{01}) = 0.623 \quad (\text{H.9-6}) \\ \beta_c(t_{03}, t_{01}) &= 0.659 \quad \varphi(t_{03}, t_{01}) = 0.944 \\ \beta_c(t_{04}, t_{01}) &= 0.950 \quad \varphi(t_{04}, t_{01}) = 1.360 \end{aligned}$$

**Schrumpfen**

$\alpha_{as} =$	800	(Tabelle H9.2)		
$\epsilon_{caso} (f_{cm}) =$	-9.0E-05	(H.9-23)		
$\beta_{as} (t_{01}) =$	0.65	(H.9-24)	$\epsilon_{cas} (t_{01}) =$	-5.9E-05 (H.9-21)
$\beta_{as} (t_{02}) =$	0.89		$\epsilon_{cas} (t_{02}) =$	-8.0E-05
$\beta_{as} (t_{03}) =$	0.99		$\epsilon_{cas} (t_{03}) =$	-8.9E-05
$\beta_{as} (t_{04}) =$	1.00		$\epsilon_{cas} (t_{04}) =$	-9.0E-05

**Schwinden**

$\alpha_{ds1} =$	3	(Tabelle H9.2)		
$\alpha_{ds2} =$	0.13	(Tabelle H9.2)		
$\epsilon_{cdso} (f_{cm}) =$	3.1E-04	(H.9-25)		
$\beta_{s1} =$	0.980	(H.9-28)		
$\beta_{RH} (RH) =$	-0.756	(H.9-26)		
$t_s =$	28 Tage = $t_{(01)}$	Betonalter zu Beginn der Austrocknung		
$\beta_{ds} (t_{02}, t_s) =$	0.0397	(H.9-27)	$\epsilon_{cds} (t_{02}, t_s) =$	-9.4E-06 (H.9-22)
$\beta_{ds} (t_{03}, t_s) =$	0.0885		$\epsilon_{cds} (t_{03}, t_s) =$	-2.1E-05
$\beta_{ds} (t_{04}, t_s) =$	0.3349		$\epsilon_{cds} (t_{03}, t_s) =$	-8.0E-05

**Berechnung der Spannkraftverluste**

mittlere Betonspannung:

mit  $b_m = b + \tan 30^\circ l_b / 4$  mittlere Breite des Druckkörpers bei Ausbreitung unter  $30^\circ$ 

$b_m =$	1407.5 mm			
$A =$	273483 mm <sup>2</sup> je Ankerpaar			
$V =$	6550.7 kN	Mittellasten der Einstufenkollektive als ständige mittlere Last		
$M =$	33149 kNm			
$F_V =$	340 kN / Anker			
$\gamma_V =$	1.00	Sicherheitsfaktor auf die Vorspannung		
$2 Z =$	705980 N			
$\sigma_c(t_0) =$	2.58 N/mm <sup>2</sup>			
$E_{c0} =$	34100 N/mm <sup>2</sup>			
$\epsilon_{cds} (t_{02}, t_{01}) =$	-4.7E-05	(H.9-5)	$\epsilon_c (t_{01}) =$	-5.9E-05 (H.9-4)
$\epsilon_{cds} (t_{03}, t_{01}) =$	-7.1E-05		$\epsilon_c (t_{02}) =$	-1.4E-04
$\epsilon_{cds} (t_{04}, t_{01}) =$	-1.0E-04		$\epsilon_c (t_{03}) =$	-1.8E-04
			$\epsilon_c (t_{04}) =$	-2.7E-04

wirksame Dehnungsverluste

$$\begin{aligned}\epsilon_c(t_{02}) - \epsilon_c(t_{01}) &= -7.8E-05 \\ \epsilon_c(t_{03}) - \epsilon_c(t_{02}) &= -4.5E-05 \\ \epsilon_c(t_{04}) - \epsilon_c(t_{03}) &= -9.1E-05\end{aligned}$$

Spannkraftverlust in Anker:

$$\begin{aligned}\Delta F_V &= (1-p) \epsilon E A_{sp} \\ E &= 210000 \text{ N/m}^2 \\ A_{sp} &= 1120.91 \text{ mm}^2 \\ \Delta F_V (t_{02}) &= -17.1 \text{ kN} \\ \Delta F_V (t_{03}) &= -9.9 \text{ kN} \\ \Delta F_V (t_{04}) &= -20.1 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\text{erf. } F_v = (C_2 / (C_1 + C_2) Z - \Delta F_v) \gamma_{F_v}$$

$$\text{erf. } F_v (t_{02}) = 309.60 \text{ kN}$$

$$\text{erf. } F_v (t_{03}) = 302.42 \text{ kN}$$

$$\text{erf. } F_v (t_{04}) = 312.61 \text{ kN}$$

$$\text{erf. } F_v / \text{vorh. } F_v = 0.92 \leq 1,00 \text{ Nachweis erbracht}$$

### Dehnweg der Anker zur Erreichung der Vorspannung

$$C = 1 / (1 / C_1 + 1 / C_2) \quad \text{Federsteifigkeit Ankerpaar + Druckkörper}$$

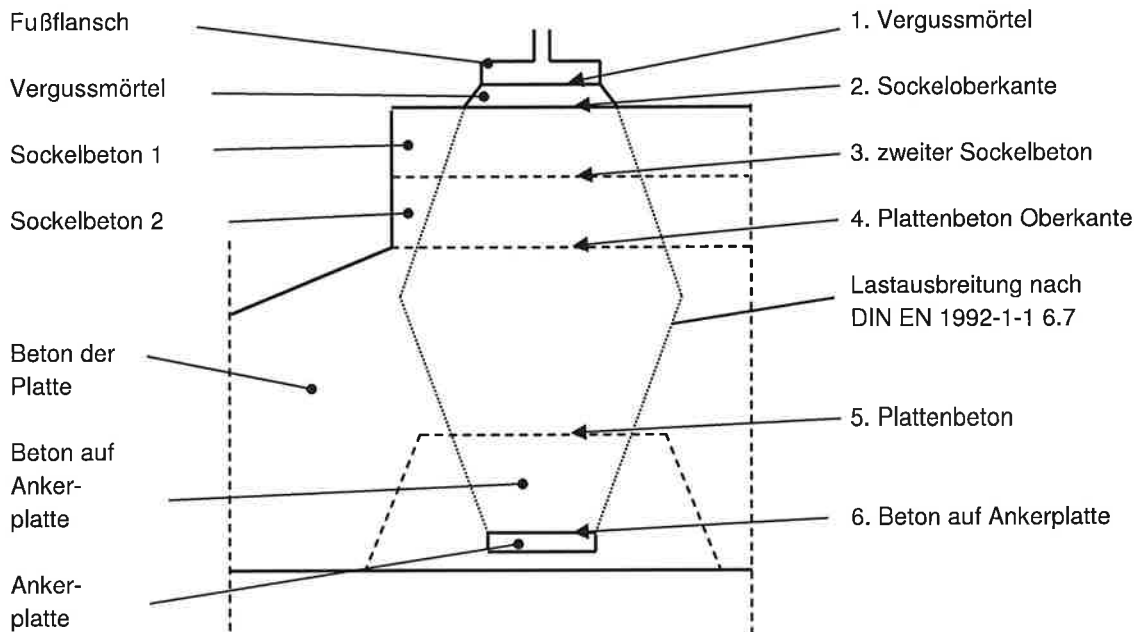
$$C = 126487 \text{ N/mm}$$

$$l = 2 F_v / C$$

$$l = 5.38 \text{ mm}$$

## Nachweis der Betonpressung

### Skizze: Nachweispunkte der Betonpressung



### Extremlasten Unterkante Turm:

$M_d =$	165272.7 kNm	Result. Moment incl. Sicherheit
$N_d =$	-7209.7 kN	Normalkraft incl. Sicherheit
$F_V =$	340.0 kN	Vorspannung / Anker
$\gamma_{P,unfav} =$	1.20 [-]	Sicherheitsfaktor auf Vorspannung der Anker

### Schnittgrößen Zug- und Druckkraft Z :

$2 Z_{M-N} =$	1760.2 kN	Druckkraft je Ankerpaar $2 Z_{M+N} = 4 M / n / d_m - N / n$
$2 Z_{M+N} =$	1580.0 kN	Zugkraft je Ankerpaar $2 Z_{M+N} = 4 M / n / d_m + N / n$
$F_V =$	340.0 kN	Vorspannkraft pro Anker

### Druckkraft für Pressung unter Fußflansch/Lastverteiblech

$2 Z_D =$	2576.2 kN	Druckkraft an 2 Anker $2 Z_D = 2 F_V \gamma_{FV} + 2 Z_{M-N}$
-----------	-----------	---

### Druckkraft für Pressung auf Ankerplatte

$2 Z_Z =$	1580.0 kN	Zugkraft an 2 Anker $2 Z_Z = 2 Z_{M+N}$
-----------	-----------	---

### 1. Nachweis Betondruckspannung des Vergussmörtels unter Fußflansch/Lastverteiblech:

$b_1 =$	400 mm	
$A_1 =$	74952 mm <sup>2</sup>	Flanschfläche pro Ankerpaar $A = (d_a^2 - d_f^2) \pi/4 / n - 2 d^2 \pi/4$
Druck $\sigma_d =$	34.4 N/mm <sup>2</sup>	Betonspannung unter Fußflansch/Lastverteiblech
Erhöhung der aufnehmbaren Teilflächenlast nach [1] 6.7		
$t_{mörtel} =$	50 mm	Mörtelschichtdicke
$b_2 =$	450 mm	$b_2 < 3 b_1$ ; $b_2 \leq h + b_1$ ; $h \leq h_3 / 2$
$A_2 =$	84667 mm <sup>2</sup>	Fläche pro Ankerpaar $A = (d_a^2 - d_f^2) \pi/4 / n - 2 d^2 \pi/4$
$f_{ck} =$	80 N/mm <sup>2</sup>	gewählte Vergussmörtelfestigkeit
$f_{cd} =$	42.61 N/mm <sup>2</sup>	
$\sigma_{Rdu} =$	45.29 N/mm <sup>2</sup>	$\sigma_{Rdu} = f_{cd} (A_2 / A_1)^{0.5} \leq 3 f_{cd} = f_{cd} \cdot 1.06$
$\sigma_d / \sigma_{Rdu} =$	0.76	$\leq 1,00$ Nachweis erbracht



**2. Nachweis Betondruckspannung des Sockelbetons unter dem Vergussmörtel**

$$b_1 = 500 \text{ mm}$$

$$A_1 = 94383 \text{ mm}^2 \quad \text{Fläche pro Ankerpaar } A = (d_a^2 - d_i^2) \pi/4 / n - 2 d^2 \pi/4$$

$$\sigma_d = 27.3 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Betondruckspannung}$$

Erhöhung der aufnehmbaren Teilflächenlast nach [1] 6.7

$$t_{\text{sockel}} = 500 \text{ mm} \quad \text{Schichtdicke}$$

$$b_2 = 1000 \text{ mm} \quad \text{max. vorh. Breite bei Lastausbreitung unter dem Winkel 2:1}$$

$$A_2 = 191537 \text{ mm}^2 \quad \text{Fläche pro Ankerpaar } A = (d_a^2 - d_i^2) \pi/4 / n - 2 d^2 \pi/4$$

$$f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = 19.83 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{Rdu} = 28.25 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{Rdu} = f_{cd} (A_2 / A_1)^{0.5} \leq 3 f_{cd} = f_{cd}^* \quad 1.42$$

$$\sigma_d / \sigma_{Rdu} = 0.97 \leq 1,00 \text{ Nachweis erbracht}$$

**3. Nachweis Betondruckspannung der 2. Sockelbetonschicht unter dem Vergussmörtel**

$$b_1 = 1000 \text{ mm}$$

$$A_1 = 191537 \text{ mm}^2 \quad \text{Fläche pro Ankerpaar } A = (d_a^2 - d_i^2) \pi/4 / n - 2 d^2 \pi/4$$

$$\sigma_d = 13.5 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Betondruckspannung}$$

Erhöhung der aufnehmbaren Teilflächenlast nach [1] 6.7

$$t_{\text{sockel}} = 700 \text{ mm} \quad \text{Schichtdicke}$$

$$b_2 = 1274 \text{ mm} \quad \text{max. vorh. Breite bei Lastausbreitung unter dem Winkel 2:1}$$

$$A_2 = 244777 \text{ mm}^2 \quad \text{Fläche pro Ankerpaar } A = (d_a^2 - d_i^2) \pi/4 / n - 2 d^2 \pi/4$$

$$f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = 19.83 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{Rdu} = 22.42 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{Rdu} = f_{cd} (A_2 / A_1)^{0.5} \leq 3 f_{cd} = f_{cd}^* \quad 1.13$$

$$\sigma_d / \sigma_{Rdu} = 0.60 \leq 1,00 \text{ Nachweis erbracht}$$

**4. Nachweis Betondruckspannung Oberseite Platte unter Sockel:**

$$b_1 = 1274 \text{ mm}$$

$$A_1 = 244777 \text{ mm}^2 \quad \text{Fläche pro Ankerpaar } A = (d_a^2 - d_i^2) \pi/4 / n - 2 d^2 \pi/4$$

$$\sigma_d = 10.5 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Betondruckspannung}$$

Erhöhung der aufnehmbaren Teilflächenlast nach [1] 6.7

$$t_{\text{platte}} = 0 \text{ mm} \quad \text{angerechnete Plattendicke}$$

$$b_2 = 1274 \text{ mm} \quad \text{vorh. Breite bei Lastausbreitung unter dem Winkel 2:1}$$

$$A_2 = 244777 \text{ mm}^2 \quad \text{Fläche pro Ankerpaar } A = (d_a^2 - d_i^2) \pi/4 / n - 2 d^2 \pi/4$$

$$f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = 19.83 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{Rdu} = 19.83 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{Rdu} = f_{cd} (A_2 / A_1)^{0.5} \leq 3 f_{cd} = f_{cd}^* \quad 1.00$$

$$\sigma_d / \sigma_{Rdu} = 0.53 \leq 1,00 \text{ Nachweis erbracht}$$

**5. Nachweis Druckspannung Plattenbeton über Ankerplatte**

$$b_1 = 850 \text{ mm}$$

$$A_1 = 162390 \text{ mm}^2 \quad \text{Fläche pro Ankerpaar } A = (d_a^2 - d_i^2) \pi/4 / n - 2 d^2 \pi/4$$

$$\sigma_d = 9.7 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Betondruckspannung}$$

Erhöhung der aufnehmbaren Teilflächenlast nach [1] 6.7

$$t_{\text{platte}} = 1250 \text{ mm} \quad \text{angerechnete Plattendicke}$$

$$b_2 = 1274 \text{ mm} \quad \text{vorh. max. Breite bei Lastausbreitung unter dem Winkel 2:1}$$

$$A_2 = 244777 \text{ mm}^2 \quad \text{Fläche pro Ankerpaar } A = (d_a^2 - d_i^2) \pi/4 / n - 2 d^2 \pi/4$$

$$f_{ck} = 35.0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = 19.83 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{Rdu} = 24.35 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{Rdu} = f_{cd} (A_2 / A_1)^{0.5} \leq 3 f_{cd} = f_{cd} \quad * \quad 1.23$$

$$\sigma_d / \sigma_{Rdu} = 0.40 \leq 1,00 \text{ Nachweis erbracht}$$

**6. Nachweis Druckspannung auf Ankerplatte:**

$$b_1 = 350 \text{ mm}$$

$$A_1 = 65237 \text{ mm}^2 \quad \text{Fläche pro Ankerpaar } A = (d_a^2 - d_i^2) \pi/4 / n - 2 d^2 \pi/4$$

$$\sigma_d = 24.2 \text{ N/mm}^2 \quad \text{Betondruckspannung}$$

Erhöhung der aufnehmbaren Teilflächenlast nach [1] 6.7

$$t_{\text{platte}} = 500 \text{ mm} \quad \text{Schichtdicke}$$

$$b_2 = 850 \text{ mm} \quad \text{vorh. max. Breite bei Lastausbreitung unter dem Winkel 2:1}$$

$$A_2 = 162390 \text{ mm}^2 \quad \text{Fläche pro Ankerpaar } A = (d_a^2 - d_i^2) \pi/4 / n - 2 d^2 \pi/4$$

$$f_{ck} = 35.0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{cd} = 19.83 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{Rdu} = 31.29 \text{ N/mm}^2 \quad \sigma_{Rdu} = f_{cd} (A_2 / A_1)^{0.5} \leq 3 f_{cd} = f_{cd} \quad * \quad 1.58$$

$$\sigma_d / \sigma_{Rdu} = 0.77 \leq 1,00 \text{ Nachweis erbracht}$$

## Betriebsfestigkeit Beton

Einwirkungen:

ständige Lasten

$$V = 6517.7 \text{ kN}$$

$$M = 69795.6416 \text{ kNm}$$

größte Schwingbreite

$$V = 178.8 \text{ kN}$$

$$M = 51270.8 \text{ kNm}$$

Mittellast

$$V = 3476.31 \text{ kN}$$

$$M = 8226.968 \text{ kNm}$$

Mittellast + 1/2 Schwingbreite

$$V = 3566 \text{ kN}$$

$$M = 33862 \text{ kNm}$$

Vorspannung

$$F_V = 340.0 \text{ kN}$$

Vorspannung / Anker

Zug- und Druckkraft:

$$\max 2 Z_D = 1417.7 \text{ kN}$$

$$\text{Druckkraft } 2 Z_D = 2 F_V + (1 - p)(4 M / d / n + V / n)$$

$$\max 2 Z_Z = 718.9 \text{ kN}$$

$$\text{Druckkraft } 2 Z_D = 2 F_V + p(4 M / d / n - V / n)$$

### 1. Vereinfachter Nachweis für den Vergußmörtel

$$\sigma_d = 18.9 \text{ N/mm}^2 \quad A = 74952 \text{ mm}^2 \text{ siehe oben}$$

$$f_{cd,fat} = 0,85 \beta_{cc}(t) f_{ck} (1 - f_{ck} / 250) / \gamma_c$$

$$S_{cd,max} = \gamma_{Sd} \sigma_{c,max} \eta_c / f_{cd,fat}$$

$$\gamma_{Sd} = 1.10$$

$$f_{ck} = 80 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta_{cc}(t) = 1.00$$

$$\gamma_c = 1.50$$

$$\eta_c = 1.00$$

$$f_{cd,fat} = 30.83 \text{ N/mm}^2$$

$$S_{cd,max} = 0.6750$$

$$S_{cd,min} = 0$$

$$S_{cd,max} \leq 0,40 + 0,46 S_{cd,min}$$

$$0.6750 > 0.4$$

Der Nachweis wird nach dem CEB-FIP Model Code 1990 auf Grundlage des Beanspruchungsspektrums geführt. Siehe folgende Seiten.

### 2. Vereinfachter Nachweis für den Sockelbeton unter der Lasteinleitung 1. Schicht

$$\sigma_d = 15.0 \text{ N/mm}^2 \quad A = 94383 \text{ mm}^2$$

$$f_{cd,fat} = 0,85 \beta_{cc}(t) f_{ck} (1 - f_{ck} / 250) / \gamma_c$$

$$S_{cd,max} = \gamma_{Sd} \sigma_{c,max} \eta_c / f_{cd,fat}$$

$$\gamma_{Sd} = 1.10$$

$$f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta_{cc}(t) = 1.00$$

$$\gamma_c = 1.50$$

$$\eta_c = 1.00$$

$$f_{cd,fat} = 17.06 \text{ N/mm}^2$$

$$S_{cd,max} = 0.9687$$

$$S_{cd,min} = 0$$

$$S_{cd,max} \leq 0,40 + 0,46 S_{cd,min}$$

$$0.9687 > 0.4$$

Der Nachweis wird nach dem CEB-FIP Model Code 1990 auf Grundlage des Beanspruchungsspektrums geführt. Siehe folgende Seiten.

**3. Vereinfachter Nachweis für den Sockelbeton unter der Lasteinleitung**

$$\sigma_d = 7.4 \text{ N/mm}^2 \quad A = 191537 \text{ mm}^2$$

$$f_{cd,fat} = 0,85 \beta_{cc}(t) f_{ck} (1 - f_{ck} / 250) / \gamma_c$$

$$S_{cd,max} = \gamma_{Sd} \sigma_{c,max} \eta_c / f_{cd,fat}$$

$$\gamma_{Sd} = 1.10 \quad f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta_{cc}(t) = 1.00 \quad \gamma_c = 1.50$$

$$\eta_c = 1.00$$

$$f_{cd,fat} = 17.06 \text{ N/mm}^2$$

$$S_{cd,max} = 0.4774$$

$$S_{cd,min} = 0$$

$$S_{cd,max} \leq 0,40 + 0,46 S_{cd,min}$$

$$0.4774 > 0.4$$

Der Nachweis wird nach dem CEB-FIP Model Code 1990 auf Grundlage des Beanspruchungsspektrums geführt. Siehe folgende Seiten.

**4. Vereinfachter Nachweis für den Plattenbeton unter dem Sockel**

$$\sigma_d = 5.8 \text{ N/mm}^2 \quad A = 244777 \text{ mm}^2$$

$$f_{cd,fat} = 0,85 \beta_{cc}(t) f_{ck} (1 - f_{ck} / 250) / \gamma_c$$

$$S_{cd,max} = \gamma_{Sd} \sigma_{c,max} \eta_c / f_{cd,fat}$$

$$\gamma_{Sd} = 1.10 \quad f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta_{cc}(t) = 1.00 \quad \gamma_c = 1.50$$

$$\eta_c = 1.00$$

$$f_{cd,fat} = 17.06 \text{ N/mm}^2$$

$$S_{cd,max} = 0.3735$$

$$S_{cd,min} = 0$$

$$S_{cd,max} \leq 0,40 + 0,46 S_{cd,min}$$

$$0.3735 \leq 0.4$$

Nachweis erbracht

**5. Vereinfachter Nachweis für den Plattenbeton über der Ankerplatte**

$$\sigma_d = 4.4 \text{ N/mm}^2 \quad A = 162390 \text{ mm}^2$$

$$f_{cd,fat} = 0,85 \beta_{cc}(t) f_{ck} (1 - f_{ck} / 250) / \gamma_c$$

$$S_{cd,max} = \gamma_{Sd} \sigma_{c,max} \eta_c / f_{cd,fat}$$

$$\gamma_{Sd} = 1.10 \quad f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta_{cc}(t) = 1.00 \quad \gamma_c = 1.50$$

$$\eta_c = 1.00$$

$$f_{cd,fat} = 17.06 \text{ N/mm}^2$$

$$S_{cd,max} = 0.2855$$

$$S_{cd,min} = 0$$

$$S_{cd,max} \leq 0,40 + 0,46 S_{cd,min}$$

$$0.2855 \leq 0.4$$

Nachweis erbracht

**6. Vereinfachter Nachweis für den Beton über der Ankerplatte**

$$\sigma_d = 11.0 \text{ N/mm}^2 \quad A = 65237 \text{ mm}^2$$

$$f_{cd,fat} = 0,85 \beta_{cc}(t) f_{ck} (1 - f_{ck} / 250) / \gamma_c$$

$$S_{cd,max} = \gamma_{Sd} \sigma_{c,max} \eta_c / f_{cd,fat}$$

$$\gamma_{Sd} = 1.10 \quad f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$$

$$\beta_{cc}(t) = 1.00 \quad \gamma_c = 1.50$$

$$\eta_c = 1.00$$

$$f_{cd,fat} = 17.06 \text{ N/mm}^2$$

$$S_{cd,max} = 0.7107$$

$$S_{cd,min} = 0$$

$$S_{cd,max} \leq 0,40 + 0,46 S_{cd,min}$$

$$0.7107 > 0.4$$

Der Nachweis wird nach dem CEB-FIP Model Code 1990 auf Grundlage des Beanspruchungsspektrums geführt. Siehe folgende Seiten.

## Betriebsfestigkeit

Der Nachweis der Betriebsfestigkeit von Beton und Betonstahl wird unter Berücksichtigung des nichtlinearen Zusammenhangs zwischen äußerer Last und inneren Spannungen mit Mehrstufenkollektiven geführt. Grundlage der Nachweisführung ist der CEB-FIP Model Code 1990. Es wird eine Erhöhung der zulässigen Teilflächenlast nach [1] 6.9 angenommen. ( Siehe Nachweis der Betonpressungen unter Extremlasten Kapitel 21.0

### Betriebsfestigkeitsnachweis des Beton nach CEB-FIB Model Code 1990

$$f_{cd,fat} = 0,85 \beta_{cc}(t) f_{ck} ( 1 - f_{ck} / 250 ) / \gamma_c$$

$$S_{cd,max} = \gamma_{Sd} \sigma_{c,max} \eta_c / f_{cd,fat}$$

$$S_{cd,min} = \gamma_{Sd} \sigma_{c,min} \eta_c / f_{cd,fat}$$

$$\beta_{cc}(t) = 1.00$$

$$\gamma_c = 1.50$$

$$\eta_c = 1.00$$

$$\gamma_{Sd} = 1.10$$

				$( A_2/A_1 ) ^{0.5}$
1	$f_{ck} =$	80 N/mm <sup>2</sup>	Vergußmörtelfestigkeit	1.06
2	$f_{ck} =$	35 N/mm <sup>2</sup>	Sockelbetonfestigkeit	1.42
3	$f_{ck} =$	35 N/mm <sup>2</sup>	Sockelbetonfestigkeit 2. Schicht	1.13
4	$f_{ck} =$	35 N/mm <sup>2</sup>	Festigkeit des Plattenbeton unter Sockel	1.00
5	$f_{ck} =$	35 N/mm <sup>2</sup>	Festigkeit des Plattenbeton Über Ankerplatte	1.23
6	$f_{ck} =$	35 N/mm <sup>2</sup>	Festigkeit des Beton auf der Ankerplatte	1.58

$$\log N_1 = ( 12 + 16 S_{cd,min} + 8 S_{cd,min}^2 ) ( 1 - S_{cd,max} )$$

$$\log N_2 = 0,2 \log N_1 ( \log N_1 - 1 )$$

$$\log N_3 = \log N_2 ( 0,3 - 3 S_{cd,min} / 8 ) / \Delta S_{cd}$$

$$\log N_1 \leq 6 \quad \text{dann} \quad \log N = \log N_1$$

$$\log N_1 > 6 \text{ und } \Delta S_{cd} \geq 0,3 - 3 S_{cd,min} / 8 \quad \text{dann} \quad \log N = \log N_2$$

$$\log N_1 > 6 \text{ und } \Delta S_{cd} < 0,3 - 3 S_{cd,min} / 8 \quad \text{dann} \quad \log N = \log N_3$$

$$N_{Ri} = 10^{Ni}$$

$$D = \Sigma ( n_{Si} / N_{Ri} )$$

### Berechnung der Spannungen

	$F_V =$	357 kN	Vorspannung des Ankers mit	$r_{sup} =$	1.05
	$n =$	160 Stk.	Gesamtanzahl Anker		
	$p =$	0.06232 [-]	Federsteifigkeitsverhältniss Anker - Druckkörper		
	$d_m =$	4948 mm	mittlerer Turmdurchmesser		
1	$b =$	400 mm	T-Flanschbreite oder Lastverteilblechbreite		
2	$b =$	500 mm	angerechnete Breite des Sockelbetons unter dem Vergußmörtel		
3	$b =$	1000 mm	angerechnete Breite des Sockelbetons 2. Schicht		
4	$b =$	1274 mm	angerechnete Breite des Plattenbetons unter dem Sockel		
5	$b =$	850 mm	angerechnete Breite des Plattenbetons über der Ankerplatte		
6	$b_{ank} =$	350 mm	Ankerplattenbreite		

$$\sigma_c = ( N * ( 1 - p ) + F_V * n ) / d_m / \pi / b + M * ( 1 - p ) / r^2 / \pi / b^{(4)} \quad \text{Verguß und Sockel}$$

$$\sigma_c = ( - N * p + F_V * n ) / d_m / \pi / b_{ank} + M * p / r^2 / \pi / b_{ank} \quad \text{Ankerplatte}$$

Die Spannungen werden aus den Markovmatrizen mit Einfluß der Mittellasten in einem Makro berechnet. Die Spannungen der Schwingbreiten der Vertikalkomponente und der Momente werden vor der Ermüdungsberechnung überlagert. Hierzu werden 1. von den höchsten Schwingbreiten und 2. von der Mittellasten her sortierte Strings nach den Lastspielzahlen aufgeteilt und überlagert.

**Berechnung der Schädigungen**

1	D =	0.0003	[-]	Schädigung	Vergußmörtel
2	D =	0.01097	[-]	Schädigung	Sockelbeton
3	D =	2.6E-10	[-]	Schädigung	Sockelbeton 2. Schicht
4	D =	5.2E-12	[-]	Schädigung	Platte unter Sockel
5	D =	1E-267	[-]	Schädigung	Platte überAnkerplatte
6	D =	1.1E-75	[-]	Schädigung	Beton auf Ankerplatte

**Mehrstufigenkollektive mit Mittellasten**

Nr.	Fx kN	Fx kN	[-] Anzahl	My kNm	My kNm	Anzahl
	Schwingweite	Mittellast		Schwingweite	Mittellast	
1	272	6561	138	108560	17609	23
2	272	6549	69	108560	19988	23
3	261	6566	69	101840	24745	23
4	261	6555	864	99606	15230	34
5	255	6543	356	95129	8095	19
6	249	6566	501	92891	15230	27
7	249	6561	69	90653	8095	37
8	249	6555	678	88414	22366	10
9	249	6549	69	86176	15230	7
10	249	6543	207	86176	22366	10
11	244	6566	69	86176	24745	10
12	244	6561	432	83938	15230	1
13	244	6555	432	81699	10473	2
14	244	6543	69	79461	10473	4
15	238	6572	69	79461	15230	12
16	238	6566	639	79461	24745	500
17	238	6561	138	63793	959	1
18	238	6555	962	63793	3337	34
19	238	6543	69	63793	34259	500
20	233	6584	69	59316	959	2
21	233	6566	356	57078	3337	1
22	233	6549	287	57078	41395	5662
23	233	6537	678	54839	-1420	3
24	227	6590	69	54839	39017	2851
25	227	6566	563	52601	-13313	19
26	227	6561	570	52601	3337	2
27	227	6555	781	52601	8095	1
28	227	6549	432	52601	29502	432
29	227	6543	98	52601	31881	216
30	227	6537	216	52601	34259	816
31	221	6572	69	50363	-1420	1
32	221	6561	914	50363	15230	500
33	221	6555	643	50363	29502	1
34	221	6537	678	50363	31881	69
35	216	6572	138	50363	36638	1455
36	216	6566	287	50363	39017	1465
37	216	6561	1563	50363	46153	14098
38	216	6555	599	48124	29502	216
39	216	6549	678	48124	31881	492
40	216	6543	3482	48124	34259	425
41	210	6572	678	48124	36638	69
42	210	6566	2154	48124	39017	1475
43	210	6561	2969	48124	43774	14098
44	210	6555	1523	48124	50910	42294
45	210	6549	3196	45886	-13313	37
46	210	6543	1742	45886	-3799	13
47	210	6531	98	45886	959	2
48	210	6526	69	45886	3337	3
49	205	6578	138	45886	29502	69
50	205	6572	425	45886	31881	15612
51	205	6566	1493	45886	34259	1740
52	205	6561	4217	45886	36638	287



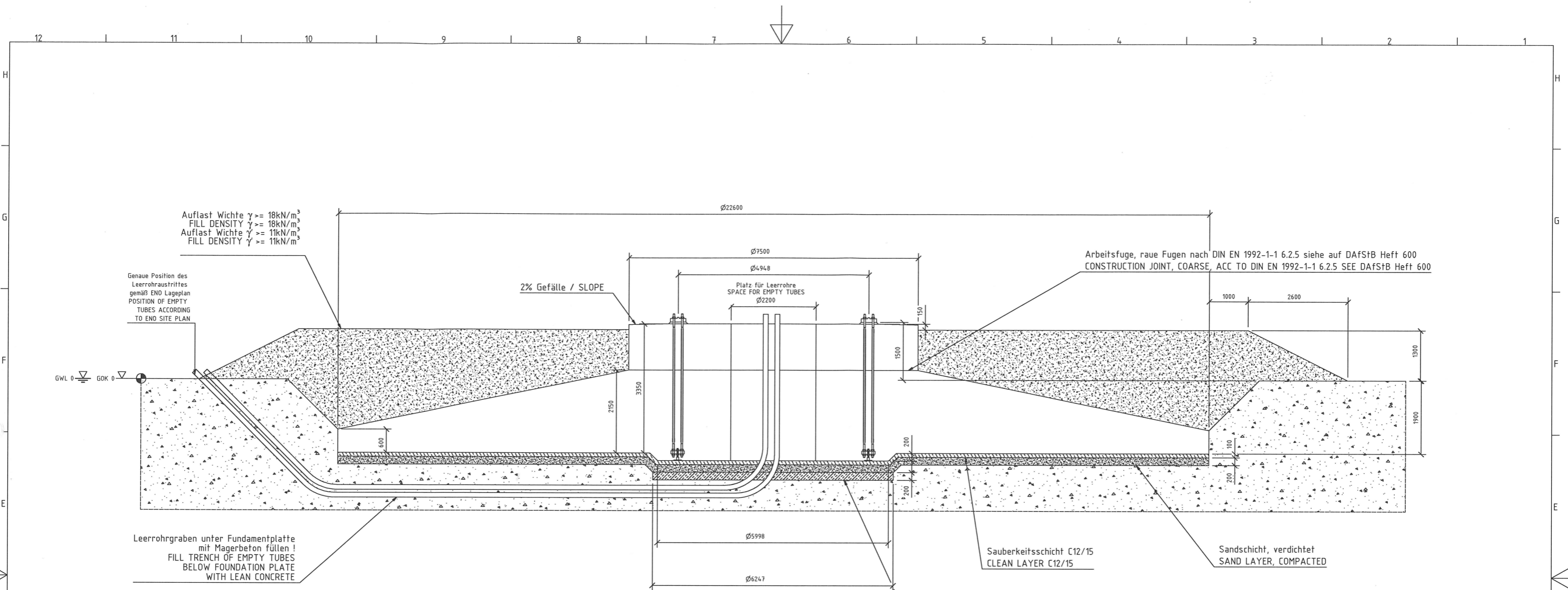
53	205	6555	1718	45886	43774	4985
54	205	6549	4461	45886	48531	28196
55	205	6537	216	45886	50910	28196
56	205	6531	69	45886	55667	11080
57	205	6526	216	43648	-15692	34
58	205	6520	287	43648	3337	6
59	199	6584	1563	43648	8095	500
60	199	6572	570	43648	12852	500
61	199	6566	999	43648	29502	748
62	199	6561	1770	43648	31881	3038
63	199	6555	2546	43648	34259	216
64	199	6549	12446	43648	36638	5892
65	199	6543	2166	43648	39017	2998
66	199	6537	1455	43648	41395	3587
67	193	6578	678	43648	48531	14098
68	193	6572	207	43648	50910	21904
69	193	6566	11174	43648	53288	7806
70	193	6561	3414	41409	-10934	27
71	193	6555	11529	41409	-6177	12
72	193	6549	4676	41409	-1420	10
73	193	6543	3661	41409	959	1
74	193	6526	287	41409	3337	2
75	188	6584	69	41409	27124	432
76	188	6578	425	41409	29502	285
77	188	6572	885	41409	31881	226
78	188	6566	2460	41409	34259	3676
79	188	6561	21088	41409	36638	356
80	188	6555	22910	41409	39017	3196
81	188	6549	1364	41409	41395	10646
82	188	6543	3313	41409	46153	12800
83	188	6537	195	41409	48531	14098
84	188	6531	1593	41409	50910	7806
85	188	6526	1455	41409	58046	480
86	182	6578	15749	39171	-10934	74
87	182	6572	8082	39171	-1420	17
88	182	6566	5720	39171	3337	1
89	182	6561	14396	39171	10473	500
90	182	6555	29396	39171	29502	432
91	182	6549	4032	39171	31881	2083
92	182	6543	1674	39171	34259	1058
93	182	6537	432	39171	36638	12099
94	182	6531	1455	39171	39017	19808
95	177	6590	1006	39171	41395	7816
96	177	6584	1148	39171	43774	5662
97	177	6572	1649	39171	46153	5662
98	177	6566	8931	39171	48531	19082
99	177	6561	11867	39171	50910	25580
100	177	6555	17874	39171	53288	22159
101	177	6549	5999	39171	58046	29156
102	177	6543	6312	36933	-10934	34
103	177	6537	3510	36933	-8556	139
104	177	6531	276	36933	-1420	10
105	177	6520	678	36933	959	1
106	171	6596	138	36933	8095	98
107	171	6590	138	36933	29502	15819
108	171	6578	16897	36933	31881	17825

**Verkämmte Mehrstufenkollektive mit Mittellasten**

Nr.	Fx kN	Fx kN	[-] Anzahl	My kNm	My kNm
	Schwingweite	Mittellast		Schwingweite	Mittellast
1	272	6561	23	108560	17609
2	272	6561	115	0	17609
3	272	6549	23	108560	19988
4	272	6549	46	0	19988
5	261	6566	23	101840	24745
6	261	6566	46	0	24745
7	261	6555	34	99606	15230
8	261	6555	831	0	15230
9	255	6543	19	95129	8095
10	255	6543	338	0	8095
11	249	6566	27	92891	15230
12	249	6566	475	0	15230
13	249	6561	37	90653	8095
14	249	6561	32	0	8095
15	249	6555	10	88414	22366
16	249	6555	668	0	22366
17	249	6549	7	86176	15230
18	249	6549	63	0	15230
19	249	6543	10	86176	22366
20	249	6543	197	0	22366
21	244	6566	10	86176	24745
22	244	6566	59	0	24745
23	244	6561	1	83938	15230
24	244	6561	432	0	15230
25	244	6555	2	81699	10473
26	244	6555	431	0	10473
27	244	6543	4	79461	10473
28	244	6543	66	0	10473
29	238	6572	12	79461	15230
30	238	6572	58	0	15230
31	238	6566	500	79461	24745
32	238	6566	139	0	24745
33	238	6561	1	63793	959
34	238	6561	138	0	959
35	238	6555	34	63793	3337
36	238	6555	928	0	3337
37	238	6543	69	63793	34259
38	0	6543	431	63793	34259
39	233	6584	2	59316	959
40	233	6584	68	0	959
41	233	6566	1	57078	3337
42	233	6566	355	0	3337
43	233	6549	287	57078	41395
44	0	6549	5375	57078	41395
45	233	6537	3	54839	-1420
46	233	6537	675	0	-1420
47	227	6590	69	54839	39017
48	0	6590	2782	54839	39017
49	227	6566	19	52601	-13313
50	227	6566	545	0	-13313
51	227	6561	2	52601	3337
52	227	6561	569	0	3337

53	227	6555	1	52601	8095
54	227	6555	781	0	8095
55	227	6549	432	52601	29502
56	227	6543	98	52601	31881
57	0	6543	119	52601	31881
58	227	6537	216	52601	34259
59	0	6537	600	52601	34259
60	221	6572	1	50363	-1420
61	221	6572	69	0	-1420
62	221	6561	500	50363	15230
63	221	6561	414	0	15230
64	221	6555	1	50363	29502
65	221	6555	643	0	29502
66	221	6537	69	50363	31881
67	221	6537	609	0	31881
68	216	6572	138	50363	36638
69	0	6572	1317	50363	36638
70	216	6566	287	50363	39017
71	0	6566	1178	50363	39017
72	216	6561	1563	50363	46153
73	0	6561	12535	50363	46153
74	216	6555	216	48124	29502
75	216	6555	383	0	29502
76	216	6549	492	48124	31881
77	216	6549	186	0	31881
78	216	6543	425	48124	34259
79	216	6543	3057	0	34259
80	210	6572	69	48124	36638
81	210	6572	609	0	36638
82	210	6566	1475	48124	39017
83	210	6566	680	0	39017
84	210	6561	2969	48124	43774
85	0	6561	11129	48124	43774
86	210	6555	1523	48124	50910
87	0	6555	40772	48124	50910
88	210	6549	37	45886	-13313
89	210	6549	3159	0	-13313
90	210	6543	13	45886	-3799
91	210	6543	1729	0	-3799
92	210	6531	2	45886	959
93	210	6531	96	0	959
94	210	6526	3	45886	3337
95	210	6526	66	0	3337
96	205	6578	69	45886	29502
97	205	6578	69	0	29502
98	205	6572	425	45886	31881
99	0	6572	15187	45886	31881
100	205	6566	1493	45886	34259
101	0	6566	247	45886	34259
102	205	6561	287	45886	36638
103	205	6561	3930	0	36638
104	205	6555	1718	45886	43774
105	0	6555	3267	45886	43774
106	205	6549	4461	45886	48531
107	0	6549	23735	45886	48531
108	205	6537	216	45886	50910





Auflast Wichte  $\gamma \geq 18 \text{ kN/m}^3$   
 FILL DENSITY  $\gamma \geq 18 \text{ kN/m}^3$   
 Auflast Wichte  $\gamma \geq 11 \text{ kN/m}^3$   
 FILL DENSITY  $\gamma \geq 11 \text{ kN/m}^3$

Genaue Position des  
 Leerrohraustrittes  
 gemäß ENO Lageplan  
 POSITION OF EMPTY  
 TUBES ACCORDING  
 TO ENO SITE PLAN

2% Gefälle / SLOPE

Platz für Leerrohre  
 SPACE FOR EMPTY TUBES  
 $\varnothing 2200$

Arbeitsfuge, raue Fugen nach DIN EN 1992-1-1 6.2.5 siehe auf DAfStB Heft 600  
 CONSTRUCTION JOINT, COARSE, ACC TO DIN EN 1992-1-1 6.2.5 SEE DAfStB Heft 600

Leerrohrgraben unter Fundamentplatte  
 mit Magerbeton füllen!  
 FILL TRENCH OF EMPTY TUBES  
 BELOW FOUNDATION PLATE  
 WITH LEAN CONCRETE

Sauberkeitsschicht C12/15  
 CLEAN LAYER C12/15

Sandschicht, verdichtet  
 SAND LAYER, COMPACTED

Weichschicht / SOFT LAYER  
 200mm (-0,01 N/mm³)

Bitte Details zur Leerrohrverlegung  
 gemäß ENO Vorgabe beachten!  
 PLEASE FOLLOW DETAILS OF  
 ENO INSTRUCTIONS FOR  
 EMPTY TUBES

Lasten an Fundamentoberkante ohne Sicherheitsfaktoren  
 LOADS AT TOP OF FOUNDATION WITHOUT SAFETY FACTORS

A	B	
156147	63201	kNm Biegemoment / OVERTURNING MOMENT
7392.7	1505.9	kNm Torsionsmoment / TORSIONAL MOMENT
1212.16	528.15	kN Schub / HORIZONTAL THRUST
6567.9	6500.8	kN Vertikalkraft / VERTICAL THRUST

A Extremlasten an Fundamentoberkante GWL unter Sole  
 B Klaffende Fuge Lasten an Fundamentoberkante GWL unter Sole

Lasten an Fundamentunterkante ohne Sicherheitsfaktoren  
 LOADS AT FOUNDATION BASE WITHOUT SAFETY FACTORS

A	B	C	D	
160268	160268	64996	64996	kNm Biegemoment / OVERTURNING MOMENT
7392.7	7392.7	1505.9	1505.9	kNm Torsionsmoment / TORSIONAL MOMENT
1212.16	1212.16	528.15	528.15	kN Schub / HORIZONTAL THRUST
26112	32546	26045	32479	kN Vertikalkraft / VERTICAL THRUST

A Extremlasten an Fundamentsole GWL unter Sole  
 B Extremlasten an Fundamentsole GWL auf GOK  
 C Klaffende Fuge Lasten an Fundamentsole GWL unter Sole  
 D Klaffende Fuge Lasten an Fundamentsole GWL auf GOK

Baugrundeigenschaften / SOIL SPECIFICATION

mittlere Bodenpressung nach DIN 1054, DIN 4017  
 AVERAGE SOIL BEARING PRESSURE UNDER  
 REDUCED BASE AREA ACC. TO DIN 1054, DIN 4017

A	B	
extrem	189.2175.1	kN/m² EXTREME
ständig	90.0	104.4 kN/m² WORKING LOAD

Kantenpressung / EDGE PRESSURE

A	B	
extrem	260.8241.5	kN/m² EXTREME
ständig	127.5144.7	kN/m² WORKING LOAD

A GWL unter Sole  
 B GWL auf GOK

max. Grundwasserhöhe / HIGHEST GROUNDWATER LEVEL  
 GWL  $\geq 0.00 \text{ m}$

minimaler Reibungswinkel der Sohle auf den Grund  
 MINIMAL ANGLE OF FRICTION BETWEEN GROUND SLAP AND SOIL  
 6.0 °

minimale statische Kippfedersteifigkeit  
 MINIMAL STATIC SPRING MODULUS OVERTURNING  
 $k_j = 2.80 \text{ E}+10 \text{ Nm} / 1$

Zulässige Fundamentverdrehung unter charakteristischen Lasten  
 MAXIMUM TILTING OF FOUNDATION AT CHARACTERISTIC LOADS  
 $\varphi = 3.4 \text{ mm/m}$

erforderliche statische Bodensteifigkeit  
 REQUIRED STATIC CONSTRAIN MODULUS

$\mu$	Es,stat	G,stat
[-]	MN/m²	MN/m²
0.15	15.0	6.19
0.20	15.5	5.82
0.25	16.4	5.46
0.30	17.8	5.09
0.35	20.5	4.73
0.40	26.2	4.37
0.45	44.0	4.00

minimale dynamische Kippfedersteifigkeit  
 MINIMAL DYNAMIC SPRING MODULUS OVERTURNING  
 $k_j = 1.40 \text{ E}+11 \text{ Nm} / 1$

erforderliche dynamische Bodensteifigkeit  
 REQUIRED DYNAMIC CONSTRAIN MODULUS

$\mu$	Es,dyn	G,dyn
[-]	MN/m²	MN/m²
0.15	75.1	30.9
0.20	77.6	29.1
0.25	81.9	27.3
0.30	89.1	25.5
0.35	102.5	23.7
0.40	131.0	21.8
0.45	220.1	20.0

Die Bodenanforderungen sind durch einen Bodengutachter zu bestätigen. Ein Grundbruchnachweis nach DIN 1045 oder DIN EN 1997-1 ist zu erbringen. THE SOIL CONDITIONS HAVE TO BE CONFIRMED BY A LOCAL SOIL ENGINEERING EXPERT. A VERIFICATION AGAINST GROUND FAILURE HAS TO BE CARRIED OUT ACC TO VALID STANDARD.

Die Erdaufkast auf der Fundamentplatte verhindert das Kippen des gesamten Bauwerkes. Sie darf unter keinen Umständen entfernt werden. Die Auflast ist gegen Abtragen durch Wind, Regen oder sonstige Einflüsse zu sichern. THE EARTH FILL ON TOP OF FOUNDATION PREVENTS OVERTURNING OF THE WHOLE CONSTRUCTION. THERE IS NO PERMISSION TO REMOVE IT IN ANY CASE. TAKE CARE THAT WIND OR RAIN CAN'T REMOVE IT.

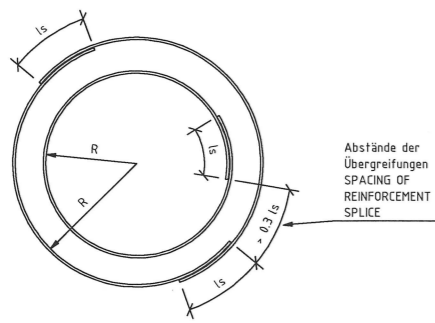
Betondeckung / CONCRETE COVER:	55	mm
Betonvolumen / BUILDING MATERIAL NEED:		
Sauberkeitsschicht / BLINDING =	C12/15	40.1 m³
Sockel / PEDESTAL =	C35/45	53.0 m³
Platte / GROUND SLAP =	C35/45	544.8 m³
Summe / SUM =		638.0 m³

Im Zweifelsfall ist der deutsche Text maßgebend.  
 THE GERMAN TEXT SHALL BE DECISIVE  
 IN CASE OF DOUBT.

Andreas Kiehn UG (haftungsbeschränkt) Bosendorfer Weg 19 / 23194 Neuzelle Tel. 0551972136 / andreas@kiehn.eu		Scale:	
Drawn	15.06.2016	Name	Kiehn
Checked			
Released			
		ENO Energy Systems GmbH	
		Flachgründung mit Auftrieb	
		Übersicht Schalplan	
		160615 ENO126 137m	ENO114 142m
		Fundament mit GW.idw	1
			A1

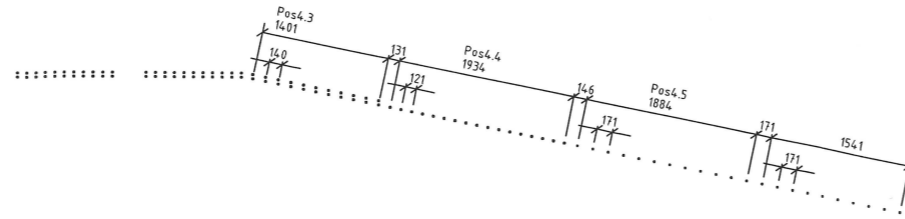


Tangentiale Bewehrung ( schematisch )  
CIRCULAR REINFORCEMENT ( SCHEMATIC )  
Pos.3, Pos.4, Pos.7, Pos.9, Pos.14, Pos.15

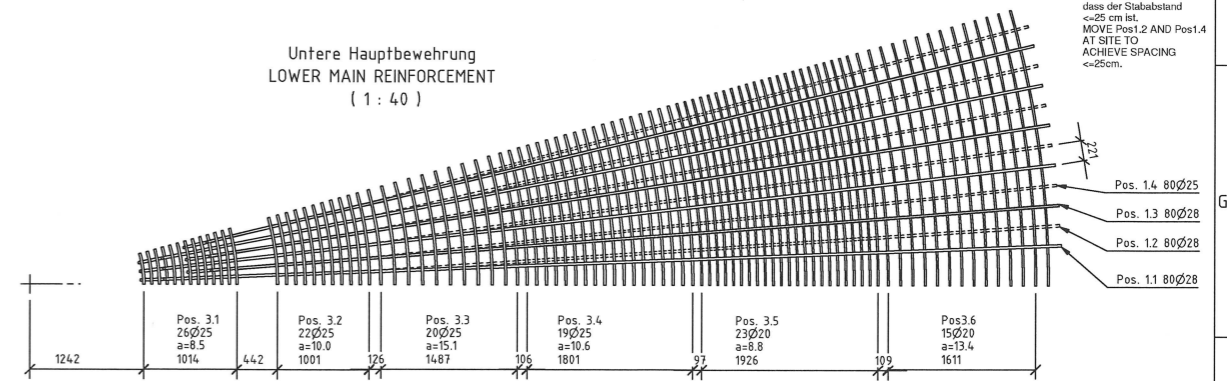


Pos.	R [cm]	Ø [mm]	ls[cm]	Div.	length	Pcs.	sum [m]
7	1123.9	12	50	6	12.27	5	368.08
9	368.9	12	50	3	8.23	10	246.79

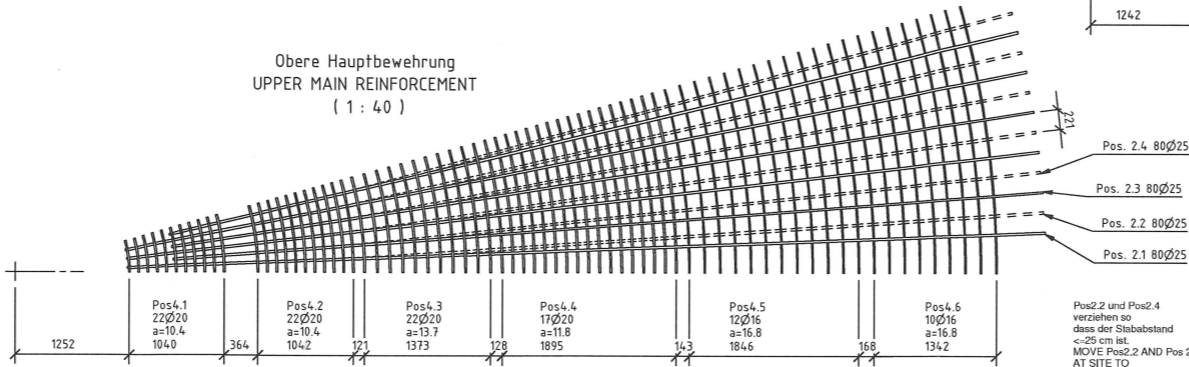
Wahre Abstände der Pos4  
TRUE SPACING OF POS4  
( 1 : 40 )



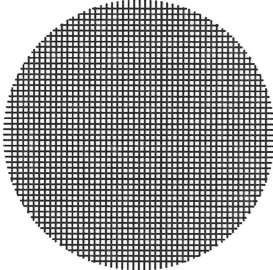
Untere Hauptbewehrung  
LOWER MAIN REINFORCEMENT  
( 1 : 40 )



Obere Hauptbewehrung  
UPPER MAIN REINFORCEMENT  
( 1 : 40 )



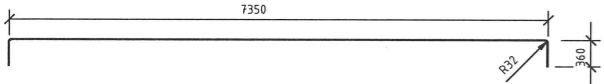
Pos. 10 ( 1 : 100 )  
Oberflächenbewehrung  
SURFACE REINFORCEMENT



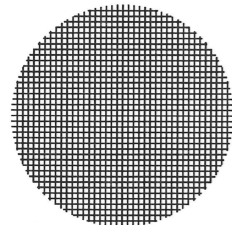
Pos 10 Ø16 mm a [cm]=15  
Haken HOOK [cm]=36

Index	Länge [m]	SUM [m]	SIK/PCS	sum [m]
1	7.350	2	16.14	
2	7.344	4	32.28	
3	7.325	4	32.18	
4	7.295	4	32.08	
5	7.251	4	31.89	
6	7.195	4	31.66	
7	7.126	4	31.38	
8	7.044	4	31.05	
9	6.947	4	30.67	
10	6.836	4	30.22	
11	6.710	4	29.72	
12	6.568	4	29.15	
13	6.408	4	28.51	
14	6.230	4	27.80	
15	6.032	4	27.01	
16	5.811	4	26.13	
17	5.566	4	25.14	
18	5.293	4	24.05	
19	4.986	4	22.82	
20	4.640	4	21.44	
21	4.245	4	19.86	
22	3.786	4	18.02	
23	3.235	4	15.82	
24	2.532	4	13.01	

Pos. 10 Stab 1 / BAR 1 ( 1 : 50 )



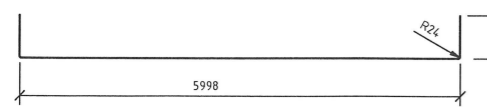
Pos. 11 ( 1 : 100 )  
Oberflächenbewehrung  
SURFACE REINFORCEMENT



Pos 11 Ø12 mm a [cm]=15  
Haken HOOK [m]=0.590

Index	Länge [m]	SUM [m]	SIK/PCS	sum [m]
1	5.998	2	14.36	
2	5.990	4	28.68	
3	5.968	4	28.59	
4	5.930	4	28.44	
5	5.877	4	28.23	
6	5.807	4	27.95	
7	5.722	4	27.51	
8	5.618	4	27.19	
9	5.497	4	26.71	
10	5.356	4	26.14	
11	5.194	4	25.50	
12	5.009	4	24.75	
13	4.797	4	23.91	
14	4.557	4	22.95	
15	4.282	4	21.85	
16	3.966	4	20.58	
17	3.597	4	19.11	
18	3.157	4	17.35	
19	2.611	4	15.16	
20	1.867	4	12.19	

Pos. 11 Stab 1 / BAR 1 ( 1 : 50 )



Pos. 3.1	a [cm]=8.5	Ø [mm]=25	ls[cm]=120	SUM [m]
Index	R [cm]	Pcs.	Div.	length sum [m]
a	124.2	2	1	9.01 18.01
b	132.7	2	2	5.37 21.47
c	141.1	2	2	5.63 22.54
d	149.6	2	2	5.90 23.60
e	158.0	2	2	6.17 24.66
f	166.5	2	2	6.43 25.72
g	175.0	2	2	6.70 26.78
h	183.4	2	2	6.96 27.85
i	191.9	2	2	7.22 28.91
j	200.3	2	3	5.40 32.37
k	208.8	2	3	5.57 33.43
l	217.2	2	3	5.75 34.50
m	225.7	2	3	5.93 35.56

Pos. 3.2	a [cm]=10.0	Ø [mm]=25	ls[cm]=120	SUM [m]
Index	R [cm]	Pcs.	Div.	length sum [m]
a	269.9	2	3	6.85 41.12
b	279.9	2	3	7.06 42.37
c	289.9	2	3	7.27 43.63
d	299.9	2	3	7.48 44.89
e	309.9	2	3	7.69 46.15
f	320.0	2	3	7.90 47.41
g	330.0	2	3	8.11 48.66
h	340.0	2	3	8.32 49.92
i	350.0	2	3	8.53 51.18
j	360.0	2	3	8.74 52.44
k	370.0	2	3	8.95 53.70

Pos. 3.3	a [cm]=15.1	Ø [mm]=25	ls[cm]=120	SUM [m]
Index	R [cm]	Pcs.	Div.	length sum [m]
a	382.6	2	3	9.21 55.27
b	397.7	2	4	7.45 59.57
c	412.8	2	4	7.68 61.47
d	427.9	2	4	7.92 63.37
e	443.0	2	4	8.16 65.26
f	458.1	2	4	8.40 67.16
g	473.2	2	4	8.63 69.06
h	488.3	2	4	8.87 70.96
i	503.4	2	4	9.11 72.85
j	518.5	2	4	9.34 74.75

Pos. 3.4	a [cm]=10.6	Ø [mm]=25	ls[cm]=120	SUM [m]
Index	R [cm]	Pcs.	Div.	length sum [m]
a	531.3	1	4	9.55 38.18
b	541.9	1	4	9.71 38.85
c	552.5	1	4	9.88 39.51
d	563.1	1	4	10.04 40.18
e	573.7	1	4	10.21 40.85
f	584.3	1	4	10.38 41.51
g	594.9	1	4	10.54 42.18
h	605.5	1	4	10.71 42.84
i	616.1	1	4	10.88 43.51
j	626.7	1	4	11.04 44.17
k	637.3	1	4	11.21 44.84
l	647.9	1	4	11.38 45.51
m	658.5	1	4	11.54 46.17
n	669.1	1	4	11.71 46.84
o	679.7	1	4	11.88 47.50
p	690.2	1	4	12.04 48.17
q	700.8	1	4	12.21 48.84
r	711.4	1	5	10.14 60.70
s	722.0	1	5	10.27 51.37

Pos. 4.1	a [cm]=10.4	Ø [mm]=20	ls[cm]=130	SUM [m]
Index	R [cm]	Pcs.	Div.	length sum [m]
a	125.2	2	2	5.23 20.93
b	135.6	2	2	5.56 22.24
c	146.0	2	2	5.89 23.55
d	156.4	2	2	6.21 24.85
e	166.8	2	2	6.54 26.16
f	177.2	2	2	6.87 27.47
g	187.6	2	3	5.23 31.37
h	198.0	2	3	5.45 32.68
i	208.4	2	3	5.66 33.99
j	218.8	2	3	5.88 35.30
k	229.2	2	3	6.10 36.60

Pos. 4.4	a [cm]=11.8	Ø [mm]=20	ls[cm]=130	SUM [m]
Index	R [cm]	Pcs.	Div.	length sum [m]
a	531.9	1	4	9.66 38.62
b	543.8	1	4	9.84 39.37
c	555.6	1	4	10.03 40.11
d	567.5	1	4	10.21 40.85
e	579.3	1	4	10.40 41.60
f	591.1	1	4	10.59 42.34
g	603.0	1	4	10.77 43.09
h	614.8	1	4	10.96 43.83
i	626.7	1	4	11.14 44.57
j	638.5	1	4	11.33 45.32
k	650.4	1	4	11.52 46.06
l	662.2	1	4	11.70 46.81
m	674.0	1	4	11.89 47.55
n	685.9	1	4	12.07 48.30
o	697.7	1	5	10.07 50.34
p	709.6	1	5	10.22 51.08
q	721.4	1	5	10.37 51.83

Pos. 4.2	a [cm]=10.4	Ø [mm]=20	ls[cm]=130	SUM [m]
Index	R [cm]	Pcs.	Div.	length sum [m]
a	265.6	2	3	6.86 41.18
b	276.0	2	3	7.08 42.49
c	286.4	2	3	7.30 43.80
d	296.9	2	3	7.52 45.10
e	307.3	2	3	7.74 46.41
f	317.7	2	3	7.95 47.72
g	328.1	2	3	8.17 49.03
h	338.5	2	3	8.39 50.34
i	349.0	2	3	8.61 51.65
j	359.4	2	3	8.83 52.96
k	369.8	2	3	9.04 54.27

Pos. 4.5	a [cm]=16.8	Ø [mm]=16	ls[cm]=110	SUM [m]
Index	R [cm]	Pcs.	Div.	length sum [m]
a	735.7	1	5	10.35 51.73
b	752.5	1	5	10.56 52.78
c	769.3	1	5	10.77 53.84
d	786.1	1	5	10.98 54.89
e	802.8	1	5	11.19 55.94
f	819.6	1	5	11.40 57.00
g	836.4	1	5	11.61 58.05
h	853.2	1	5	11.82 59.11
i	869.9	1	5	12.03 60.16
j	886.7	1	5	12.24 61.21
k	903.5	1	5	12.45 62.27
l	920.3	1	5	12.66 63.32

Pos. 4.3	a [cm]=13.7	Ø [mm]=20	ls[cm]=130	SUM [m]
Index	R [cm]	Pcs.	Div.	length sum [m]
a	381.9	2	3	9.30 55.79
b	395.6	2	4	7.51 60.11
c	409.3	2	4	7.73 61.84
d	423.0	2	4	7.95 63.56
e	436.8	2	4	8.16 65.29
f	450.5	2	4	8.38 67.01
g	464.2	2	4	8.59 68.74
h	478.0	2	4	8.81 70.46
i	491.7	2	4	9.02 72.19
j	505.4	2	4	9.24 73.91
k	519.1	2	4	9.45 75.64

Pos. 4.6	a [cm]=16.8	Ø [mm]=16	ls[cm]=110	SUM [m]
Index	R [cm]	Pcs.	Div.	length sum [m]
a	937.1	1	5	12.88 64.38
b	953.8	1	5	13.09 65.43
c	970.6	1	5	13.30 66.49
d	987.4	1	5	13.51 67.54
e	1004.2	1	5	13.72 68.59
f	1020.9	1	5	13.93 69.65
g	1037.7	1	5	14.14 70.70
h	1054.5	1	6	12.14 72.86
i	1071.3	1	6	12.32 73.91
j	1088.1	1	6	12.49 74.96

Pos.1.2 und Pos.1.4  
verziehen so  
dass der Stababstand  
≤25 cm ist.  
MOVE Pos.1.2 AND Pos.1.4  
AT SITE TO  
ACHIEVE SPACING  
≤25cm.

Pos.2.2 und Pos.2.4  
verziehen so  
dass der Stababstand  
≤25 cm ist.  
MOVE Pos.2.2 AND Pos.2.4  
AT SITE TO  
ACHIEVE SPACING  
≤25cm.

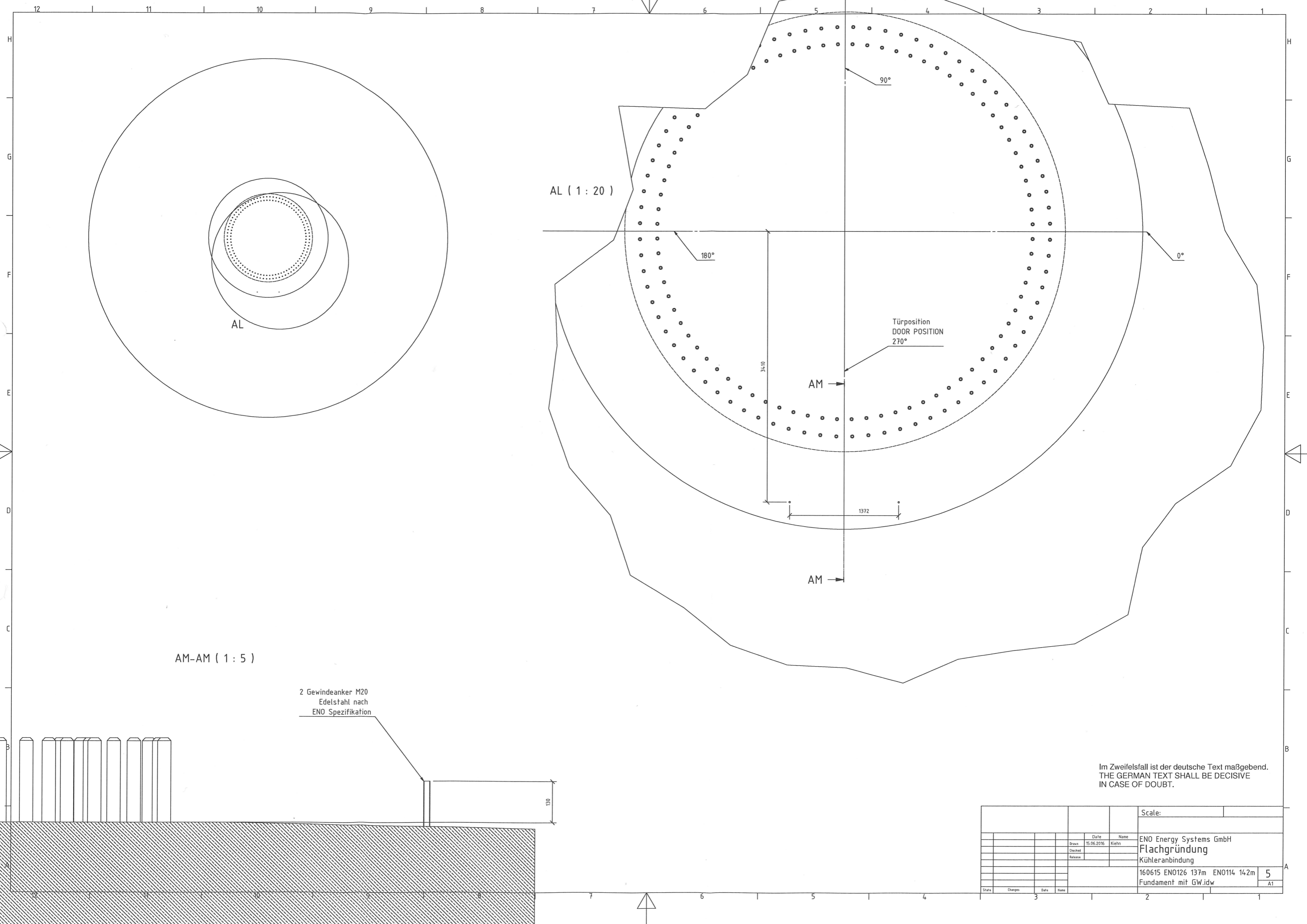
Im Zweifelsfall ist der deutsche Text maßgebend.  
THE GERMAN TEXT SHALL BE DECISIVE  
IN CASE OF DOUBT.

Andreas Kiehn UG Hilfingsstraße 13 Bausenfelder Weg 13 / 2388 Neatze Tel. +49 45912139 / andreas@kiehn.eu		Scale:
Drawn: 15.06.2016	Date: 15.06.2016	Name: Kiehn
Checked:		
Release:		
ENO Energy Systems GmbH Flachgründung Übersicht Bewehrung 2 160615 EN0126 137m EN0114 142m		3
Fundament mit GW.idw		A1
State:	Changes:	Date: Name:









AM-AM ( 1 : 5 )

AL ( 1 : 20 )

2 Gewindeanker M20  
Edelstahl nach  
ENO Spezifikation

Türposition  
DOOR POSITION  
270°

Im Zweifelsfall ist der deutsche Text maßgebend.  
THE GERMAN TEXT SHALL BE DECISIVE  
IN CASE OF DOUBT.

Scale:			
Drawn	Date	Name	
Checked	15.06.2016	Kiehn	
Released			
ENO Energy Systems GmbH <b>Flachgründung</b> Kühleranbindung			
160615 EN0126 137m EN0114 142m Fundament mit GW.idw			5 A1
State	Changes	Date	Name