

Vestas Wind Systems A/S

Flachgründung der Windkraftanlage (WKA)

V126 3.3MW 137m DIBt2 HGWL

Vorbemerkung.

In den nachfolgenden Kapiteln wird der statische Nachweis des Flachgründungsfundamentes erbracht (geotechnische (Stand sicherheits-)Nachweise sowie Bemessung der Stahlbetonplatte).

Die geotechnischen Nachweise basieren auf Annahmen hinsichtlich des Baugrundes und des maximalen Grundwasserspiegels (GWS). Als Baugrund wird entweder nichtbindiger Boden (drainiert; im Folgenden exemplarisch mit "Sand" abgekürzt) oder bindiger Boden (undrainiert; im Folgenden exemplarisch mit "Clay" abgekürzt) angenommen. Der maximale Grundwasserspiegel wird entweder in Unterkante (UK) Fundament (z. T. auch mit "Low" bzw. "Low GWL" (GWL=ground water level) abgekürzt) oder in Oberkante (OK) Gelände (z. T. auch mit "High" bzw. "High GWL" abgekürzt).

Für den Nachweis der Betriebsfestigkeit des Betons und der Bewehrung des Fundamentes müssen die entsprechenden maximalen und minimalen elastischen Sohldruckverteilungen infolge der maßgebenden Einwirkungskombinationen der überlagerten Betriebslasten ermittelt werden. Für den Nachweis des Betons wird der Lastfall "Mittelwert" ("Mean load") mit den Schwingweiten der letzten bzw. maßgebenden Stufe des Lastkollektives ("Load spectrum") überlagert (Mittelwert $\pm 0.5 \cdot$ Schwingweite). Für den Nachweis der Bewehrung wird der Lastfall "Mittelwert" mit den Schwingweiten des schädigungsäquivalenten Einstufenkollektives ("Equivalent loads") überlagert.

Berechnung	Seiten	Baugrund	Grundwasserspiegel	Lastfall
1	1.1 - 1.22	Sand	GWS in OK Gelände	Extrem
	1.23 - 1.44	Clay	GWS in OK Gelände	Extrem

Bei der Bemessung der Stahlbetonplatte werden die unter Design-Lasten auftretenden mit Hilfe des Gleichgewichtes errechneten Bodenpressungen als Belastung auf die Fundamentplatte angesetzt. Bei der Gleichgewichtsbildung heben sich die Bodenpressungen aus Flächenlasten, wie z. B. Fundamenteigengewicht und Bodenaufast, mit der Belastung aus diesen Lasten auf.

U. a. erfolgen zudem Bemessungen des Fundamentes gegen Durchstanzen und gegen die Einwirkung von (lokalen) konzentrierten Lasten.

Berechnung	Seiten	Baugrund	Grundwasserspiegel	Lastfall
2	2.1 - 2.58	Sand/Clay	GWS in OK Gelände	Alle
	2.59 - 2.116	Sand/Clay	GWS in UK Fundament	Alle

Vestas Wind Systems A/S

Flachgründung der WKA - Standsicherheit

V126 3.3MW 137m DIBt2 HGWL

Grundlagen:

DIN EN 1997-1:2009	EC7: Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln
DIN 1054:2010	Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau
DNV/Risø:	Guidelines for Design of Wind Turbines
DIBt RiLi 2012	Richtlinie für Windenergieanlagen, Reihe B, Heft 8

Inhalt:

- 1.2 Skizze, Geometry
- 1.3 Grundlegende Annahmen für Baugrund und Geometrie
- 1.4 Lasten, Teilsicherheitsbeiwerte
- 1.8 Tragfähigkeit, normale Exzentrizität
- 1.9 Tragfähigkeit, extreme Exzentrizität
- 1.10 Ergebnis
- 1.12 Bemessungsschnittgrößen der Fundamentplatte, Extremlasten
- 1.14 Drehfedersteifigkeit
- 1.16 Elastische Berechnung, Grundsätze
- 1.18 Elastische Berechnung, Betriebslasten
- 1.21 Elastische Berechnung, Extremlasten
- 1.22 Zusammenstellung der Lasten in UK Fundament

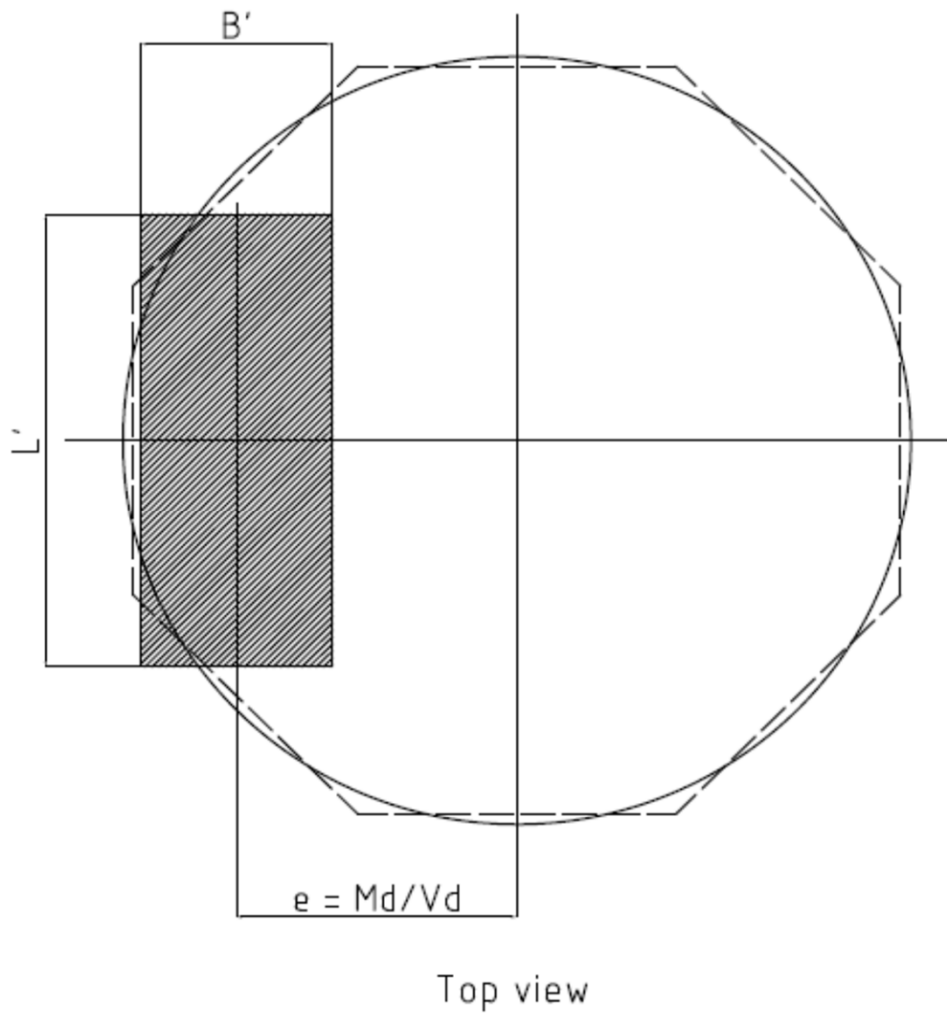
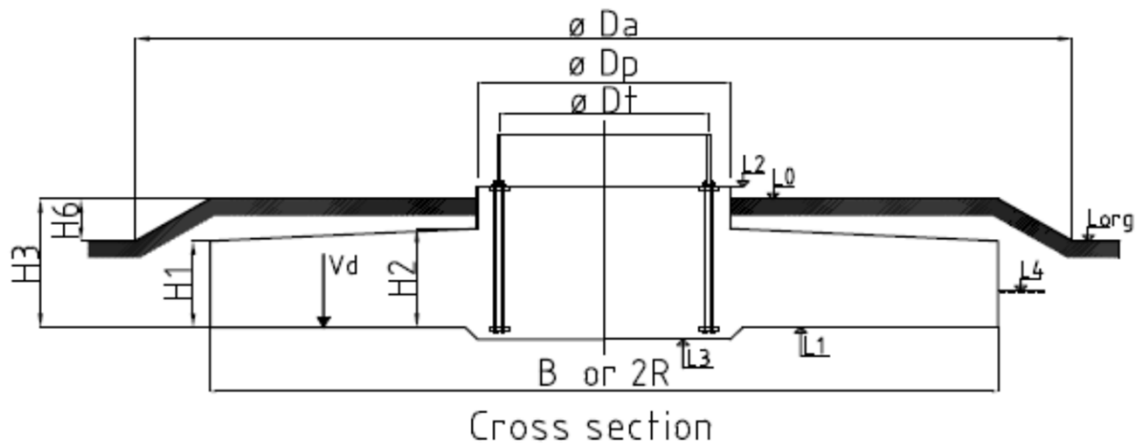
Hinweis:

Die vorliegende statische Berechnung gilt für ein kreisförmiges oder octogonales Flachgründungsfundament mit einem (vorgespannten) Ankerkorb sowie radialer / tangentialer Hauptbewehrung, vertikale Schub- und Kantenbewehrung.

Der Oberkante der Sauberkeitsschicht ist im Zentrumsbereich gegenüber dem angrenzenden Bereich abzusenken. Entweder ist eine konstante Tiefe auszuheben und anschließend eine Sauberkeitsschicht herzustellen, die im Zentrumsbereich eine geringere Dicke als im umliegenden Bereich aufweist, oder der Zentrumsbereich ist tiefer als der umliegende Bereich auszuheben.

(Ultra-)Hochfester Vergussmörtel bzw. Vergussbeton ist zwischen Turmfußflansch und Stahlbetonfundament einzubringen. Zum Zeitpunkt der Ankervorspannung muß der (Ultra-)Hochfestverguss eine min. Druckfestigkeit von 45 N/mm² erreicht haben. Weitere Angaben hinsichtlich des Vorspannens sind der Genehmigungszeichnung des Ankerkorbes 0043-1632.V02 zu entnehmen. Das Fundamentdesign basiert auf den Vorgaben der DIBt-Richtlinie für Windenergieanlagen 2012, der DIN EN 1997-1:2009 in Verbindung mit der DIN 1054:2010.

Skizze



Grundlegende Annahmen für Baugrund und Geometrie:

Geotechnische Kategorie mindestens GK 3 gemäß DIN EN 1997-1 / DIN 1054:

Baugrund

'Sand' (nichtbindiger Boden), drainiert

Wichte des Bodens		$\gamma_s =$	18.00 KN/m ³
Wichte der Bodenaufplast	min.	$\gamma_b =$	16.20 KN/m ³
	max.	$\gamma_b =$	20.70 KN/m ³
Wichte des Betons		$\gamma_c =$	22.50 KN/m ³
Wirksamer Reibungswinkel		$\varphi' =$	30.00 deg.
Undrainierte Kohäsion		$C_u =$	0.00 KN/m ²
Erforderliche dyn. Drehfedersteifigkeit		$k_{\varphi, dyn, min} =$	80.00 GNm/rad
Geländeoberkante außerhalb den Turm		$L_0 =$	0.000 m
Ursprüngliche Geländeoberkante		$L_{org} =$	0.000 m
Unterkante Fundament, außerhalb v. Zentrumsbereich		$L_1 =$	-2.855 m
Oberkante Fundamente (bzw. Sockel)		$L_2 =$	0.300 m
Unterkante Fundament, im Zentrumsbereich		$L_3 =$	-3.100 m
Grundwasserspiegel		$L_4 =$	0.000 m
Radius des Fundamentes		$R =$	13.800 m
Oktogonale Breite		$B =$	27.600 m
Fundamenthöhe am Außenrand		$H_1 =$	0.700 m
Fundamenthöhe am Übergang zum Sockel		$H_2 =$	2.350 m
Einbindetiefe in den gewachsenen Baugrund *)		$H_3 =$	2.855 m
Gesamthöhe des Fundamentes		$H_4 =$	3.400 m
Durchmesser der Sockels		$D_p =$	7.704 m
Radius des Sockels		$r =$	3.852 m
Mittlerer Durchmesser des Turmfußflansches		$D_t =$	6.000 m

*) Für die geotechnischen Nachweise wird die Einbindetiefe H3 als maßg. Fundamentunterkante festgelegt.

Lasten:

Lastbericht

0047-2702

Charakteristische Lasten in UK Turmfußflansch (Ebene bzw. Level L2):

Lastfall	Normal	Abnormal	Production	Mean	Range	Max	Min
Lasttyp	Extrem	Extrem	Extrem	Betrieb	Betrieb	Betrieb	Betrieb
Anm.					10^7	10^7	10^7
Anm.					m=7	m=7	m=7
Fx	0	0	0	0	0	0	0
Fy	791	1032	542	258	456	486	30
Fz *)	5575	5575	5575	5575	0	5575	5575
	KN	KN		KN	KN	KN	KN
Mx	110400	145800	78746	36366	40694	56713	16019
My	0	0	0	0	0	0	0
Mz	6463	7592	2514	0	0	0	0
	KNm	KNm	KNm	KNm	KNm	KNm	KNm

*) min. Wert für Fz wird für alle Lastfälle mit Ausnahme von DLC D.2. angesetzt.

Extremlasten dürfen als Zahlenwerte eingegeben werden, da jeweils die Resultierenden der Kräfte und Momente gebildet werden. Fz wirkt nach unten.

Die "Max"- und "Min"-Werte im Betrieb werden wie folgt berechnet: $M = M_{\text{mean}} \pm 1/2 \cdot \Delta M_{\text{range}}$

Mittelwertlasten ("Mean loads") gemäß Lastbericht und die Schwingweiten ("Ranges") gemäß dem schädigungsäquivalenten Einstufenkollektiv ("Equivalent loads") für m=7 und der Lastspielzahl ("number of cycles") $N = 10^7$

Lastfall "Klaffende Fuge" (DLC D.2 gem. DIBt-RiLi 2012):

Lastfall	Production
Lasttyp	Normal
Anm.	DLC
zug. Y _f	D.2
Fx	0
Fy	542
Fz	5664
	KN
Mx	78746
My	0
Mz	2514
	KNm

Lastkollektiv:

Nr.	F_m	ΔF	M_m	ΔM	n	Σn
1	258	1161	36366	149380	8.75E+00	8.75E+00
2	258	1115	36366	143410	1.46E+01	2.33E+01
3	258	1068	36366	137430	1.69E+01	4.02E+01
4	258	1022	36366	131460	1.51E+01	5.53E+01
5	258	975	36366	125480	4.07E+01	9.60E+01
6	258	929	36366	119510	6.22E+01	1.58E+02
7	258	883	36366	113530	2.27E+02	3.85E+02
8	258	836	36366	107550	2.22E+02	6.08E+02
9	258	790	36366	101580	4.91E+02	1.10E+03
10	258	743	36366	95604	6.61E+02	1.76E+03
11	258	697	36366	89629	6.77E+02	2.44E+03
12	258	650	36366	83654	1.23E+03	3.67E+03
13	258	604	36366	77678	4.83E+03	8.50E+03
14	258	557	36366	71703	1.27E+04	2.12E+04
15	258	511	36366	65728	3.70E+04	5.82E+04
16	258	464	36366	59753	1.22E+05	1.80E+05
17	258	418	36366	53777	3.16E+05	4.96E+05
18	258	372	36366	47802	6.40E+05	1.14E+06
19	258	325	36366	41827	1.01E+06	2.15E+06
20	258	279	36366	35852	1.78E+06	3.93E+06
21	258	232	36366	29876	3.31E+06	7.24E+06
22	258	186	36366	23901	5.68E+06	1.29E+07
23	258	139	36366	17926	1.17E+07	2.46E+07
24	258	93	36366	11951	5.90E+07	8.36E+07
25	258	46	36366	5975	3.49E+08	4.33E+08
Last	258	1161	36366	149380	Sum	4.33E+08
	KN	KN	KNm	KNm		

F_m , M_m Einwirkungen F und M des Lastfalles "Mittelwert" ("Mean Load")

ΔF_y , ΔM_x Schwingweiten ("Ranges") der Komponenten F und M des Lastkollektives

n Lastspielzahl ("number of load cycles") für ΔM_x

Teilsicherheitsbeiwerte:

			GZT	GZT	GZG	GZT
			BEM&GEO	BEM&GEO		STAB
Teilsicherheitsbeiwerte für:	Norm	Zeichen	Normal	Abnormal	Production	Abnormal
Ständige Lasten "günstig"	DIBt-RiLi	γ_g	0.90	0.90	1.00	0.90
Ständige Lasten "ungünstig"		γ_g	1.10	1.10	1.00	1.10
Fundamenteigenlast "günstig"		γ_g	1.00	1.00	1.00	0.90
Fundamenteigenlast "ungünstig"		γ_g	1.00	1.00	1.00	1.10
Statische Windlast	DIBt-RiLi	γ_f	1.35	1.10	1.00	1.35/1.10
Dynamische Windlast		γ_f	1.00	1.00	1.00	
Reibungsbeiwert $\tan \varphi'$, drainiert		γ_φ	1.25	1.10	1.00	
Undrainierte Kohäsion c_u		γ_c	1.25	1.10	1.00	

Teilsicherheitsbeiwerte für ständige Einwirkungen - ungünstigster Fall gem. DIBt-RiLi und DIN 1054

Teilsicherheitsbeiwert für Fundamenteigenlast - aufgrund der konservativ angenommen Wichte des Betons mit 1.0 angesetzt, mit Ausnahme von STAB

Teilsicherheitsbeiwerte für Windlasten gem. DIBt-RiLi

Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände gem. DIN EN 1997-1 in Verbindung mit DIN 1054

BEM&GEO stehen für geotechnische Nachweise bzw. Tragfähigkeit des Baugrunds (GEO) und Bemessung der Stahlbetonplatte (BEM)

STAB steht für die Gesamtstabilität des Bauwerkes (u. a. Kippsicherheit)

GZT = Grenzzustand der Tragfähigkeit ("ULS = Ultimate Limit State")

GZG = Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ("SLS = Serviceability Limit State ")

Lasten in Unterkante Fundament:

Fundamenteigenlast:

Zylindrischer Teil	$Fz1 = \gamma_c \cdot \pi \cdot R^2 \cdot H1 =$	9423 KN
Kreiskegelstumpf	$Fz2 = \gamma_c \cdot \pi/3 \cdot (R^2 + R \cdot r + r^2) \cdot (H2-H1) =$	10047 KN
Sockel	$Fz3 = \gamma_c \cdot \pi \cdot r^2 \cdot (L2-L1-H2) =$	844 KN
Ausklüftung im Zentrum (unten)	$Fz4 = \gamma_c \cdot \pi \cdot r^2 \cdot (L1-L3) =$	257 KN
Gesamtlast infolge der Betonteile	$Fzc =$	20572 KN

Bodenaufplast bzw. Auffüllung

min.	$Fzb = \gamma_b \cdot (\pi \cdot R^2 \cdot (L0-L1-H1) - Fz2 / \rho_c - \pi \cdot r^2 \cdot (L0-L1-H2)) =$	13271 KN
max.	$Fzb = \gamma_b \cdot (\pi \cdot R^2 \cdot (L0-L1-H1) - Fz2 / \rho_c - \pi \cdot r^2 \cdot (L0-L1-H2)) =$	16958 KN

Auftrieb

$$Fzw = 10 \cdot \pi \cdot [(R^2 - Rc^2) \cdot \text{Max}(L4-L1, 0) + Rc^2 \cdot \text{Max}(L4-L3, 0)] = -17195 \text{ KN}$$

Eigenlast des Tumes

$$Fzt = 5575 \text{ KN}$$

	Normal	Abnormal	Production	
Res. Horizontallast $H = (Fx^2 + Fy^2)^{0.5}$	791	1032	542	KN
Hebelarm der Horizontallast $e_q = L2 - L1$	3.16	3.16	3.16	m
Res. Biegemoment $M = (Mx^2 + My^2)^{0.5}$	110400	145800	78746	KNm
Biegemoment in UK Fund. $\Sigma M = H \cdot e_q + M$	112896	149056	80456	KNm
Torsionsmoment Mz	6463	7592	2514	KNm

	Normal	Abnormal	Production	
Eigenlast (Designwert), Min. Bodenaufplast Vd	20338	20338	22223	KN
Biegemoment (Designwert) Md	152409	163962	80456	KN
Exzentrizität der Vertikal- bzw. Eigenlast $e = Md/Vd$	7.49	8.06	3.62	m
Effektive Fläche (Ersatzfläche) $A' = 2 \cdot [R^2 \cdot \text{Arccos}(e/R) - e \cdot (R^2 - e^2)^{0.5}]$	205.97	180.07	400.75	m²
Hauptachse $b_e = 2 \cdot (R - e)$	12.61	11.48	20.36	m
Hauptachse $l_e = 2 \cdot R \cdot (1 - (1 - b_e/(2 \cdot R))^2)^{0.5}$	23.18	22.40	26.63	m
Länge der (rechteckigen) Ersatzfläche $L' = (A' \cdot l_e / b_e)^{0.5}$	19.45	18.75	22.90	m
Breite der (rechteckigen) Ersatzfläche $B' = L' \cdot b_e / l_e$	10.59	9.60	17.50	m
Bodenpressung $\sigma = Vd / A'$	99	113	55	KN/m²
Horizontallast (Designwert) Hd	1068	1135	542	KN
Ersatzhorizontallast infolge Torsion $Hd' = 2 \cdot Mz / L' + (Hd^2 + (2 \cdot Mz / L')^2)^{0.5}$	2292	2334	804	KN

Gemäß DNV/Risø Richtlinie ("Guideline")...

Tragfähigkeit, normale Exzentrizität:

$$e < 0.6 \cdot R = 8.28 \text{ m}$$

	Normal	Abnormal	Production	
Reibungswinkel $\varphi_d = \arctan(\tan(\varphi)/\gamma_\varphi)$	24.79	27.69	30.00	deg.
Undrainierte Kohäsion $C_{ud} = C_u / \gamma_c$	0.00	0.00	0.00	KN/m ²
Effektive Dichte des Bodens $\gamma' (= \gamma \text{ falls } L1-L4 > B', \text{ falls } L1-L4 < B' \text{ interpolieren})$	8.00	8.00	8.00	KN/m ²
Effektive Bodenpressung in UK Fundament q'	22.84	22.84	22.84	KN/m ²
Gesamtbodenpressung in UK Fundament q	51.39	51.39	51.39	KN/m ²
Tragfähigkeitsbeiwert N_q $N_q = e^{\pi \cdot \tan(\varphi_d)} \cdot \tan^2(45 + \varphi_d/2)$	10.43	14.23	18.40	
Tragfähigkeitsbeiwert N_γ $N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\varphi_d)$	8.71	13.89	20.09	
Tragfähigkeitsbeiwert N_{co} $N_{co} = 2 + \pi$				
Formbeiwert s_q $s_q = 1 + B' / L' \cdot \sin(\varphi_d)$	1.2282	1.2381	1.3822	
Formbeiwert s_γ $s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot B' / L'$	0.8367	0.8463	0.7707	
Formbeiwert s_{co} $s_{co} = 1 + 0.2 \cdot B' / L'$				
Exponent $m = (2 + B'/L') / (1 + B'/L')$	1.648	1.661	1.567	
Neigungsbeiwert i_q $i_q = [1 - Hd / Vd]^m$	0.9150	0.9090	0.9621	
Neigungsbeiwert i_γ $i_\gamma = (1 - Hd / Vd)^{(m+1)}$	0.8669	0.8583	0.9386	
Neigungsbeiwert i_{co} $i_{co} = 0.5 \cdot \{1 + \sqrt{[1 - Hd / (A' \cdot C_{ud})]}\}$				
Tragfähigkeit, drainiert (Sand) $R/A' = q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$	535	754	1576	KN/m ²
Tragfähigkeit, undrainiert (Clay) $R/A' = N_{co} \cdot C_{ud} \cdot s_{co} \cdot i_{co} + q'$	0	0	0	KN/m ²

Gemäß DIN EN 1997-1:1994, Anhang D

Tragfähigkeit, extreme Exzentrizität:

$$e > 0.6 \cdot R = 8.28 \text{ m}$$

	Normal	Abnormal	Production	
Reibungswinkel $\varphi_d = \text{Arctan}(\tan(\varphi)/\gamma_\varphi)$	24.79	27.69	30.00	deg.
Undrainierte Kohäsion $C_{ud} = C_u / \gamma_c$	0.00	0.00	0.00	KN/m ²
Effektive Dichte des Bodens γ' , equal to ρ if $L1-L4 > B'$, $L1-L4 < B'$ interpol.	8.00	8.00	8.00	KN/m ²
Effektive Bodenpressung in UK Fundament q'	22.84	22.84	22.84	KN/m ²
Gesamtbodenpressung in UK Fundament q	51.39	51.39	51.39	KN/m ²
Tragfähigkeitsbeiwert N_q $N_q = e^{\pi \cdot \tan(\varphi_d)} \cdot (1 + \sin(\varphi_d)) / (1 - \sin(\varphi_d))$	10.43	14.23	18.40	
Tragfähigkeitsbeiwert N_γ $N_\gamma = 0.25 \cdot [(N_q - 1) \cdot \cos(\varphi_d)]^{3/2}$	6.26	10.03	14.63	
Tragfähigkeitsbeiwert N_{co} $N_{co} = 2 + \pi$				
Formbeiwert s_q $s_q = 1 + B' / L' \cdot \sin(\varphi_d)$	1.2282	1.2381	1.3822	
Formbeiwert s_γ $s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot B' / L'$	0.8367	0.8463	0.7707	
Formbeiwert s_{co} $s_{co} = 1 + 0.2 \cdot B' / L'$				
Neigungsbeiwert i_q $i_q = 1 + H_d/V_d$	1.0525	1.0558	1.0244	
Neigungsbeiwert i_γ $i_\gamma = i_q^2$	1.1078	1.1147	1.0494	
Neigungsbeiwert i_{co} $i_{co} = \sqrt{0.5 + 0.5 \cdot \sqrt{1 + H_d / (A' \cdot C_{ud})}}$				
Tragfähigkeit, drainiert (Sand) $R/A' = \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$	492	727	1656	KN/m ²
Tragfähigkeit, undrainiert (Clay) $R/A' = N_{co} \cdot C_{ud} \cdot s_{co} \cdot i_{co} \cdot 1.05$	0	0	0	KN/m ²

Gemäß DIN EN 1997-1:1994, Anhang D und DNV/Risø Richtlinie ("Guideline")...

Gleiten:

	Normal	Abnormal	Production	
Gleitwiderstand, drainiert $R_d = V_d \cdot \tan(\varphi_d)$	9394	10675	12830	KN
Gleitwiderstand, undrainiert $R_d = A' \cdot C_{ud}$				KN
Gleitwiderstand, undrainiert $R_d = 0.4 \cdot V_d$				KN

Ergebnis:

	Normal	Abnormal	Production	
Bodenpressung	99	113	55	KN/m ²
Tragfähigkeit, normale Exzentrizität	535	754	1576	KN/m ²
Tragfähigkeit, normale Exzentrizität	492	727		KN/m ²
Tragfähigkeit erfüllt	OK	OK	OK	

	Normal	Abnormal	Production	
Ersatzhorizontallast infolge Torsion	2292	2334	804	KN
Gleitwiderstand	9394	10675	12830	KN
Gleitsicherheit erfüllt	OK	OK	OK	

Gesamtstabilität

		Vd	e	M=Vd*e
Stabilisierende Kräfte	Turm	5018	13.800	69242
	Fundament	18514	13.800	255498
	Min. Bodenauflast	11944	13.800	164830
	Auftrieb	-17195	13.800	-237294
Stabilisierendes Moment				252275

Lastfall "Normal":

		Hd	e	M
Einwirkendes Moment	Turmfuß			149040
	Horizontallast	1068	3.16	3369
Einwirkendes Gesamtmoment				152409

Sicherheit gegen Kippen

$$\gamma = 1.66$$

Lastfall "Abnormal":

		Hd	e	M
Einwirkendes Moment	Turmfuß			160380
	Horizontallast	1135	3.16	3582
Einwirkendes Gesamtmoment				163962

Sicherheit gegen Kippen

$$\gamma = 1.54$$

ergänzende Nachweise in Anlehnung an DIBt-RiLi 2012 und DIN EN 1997-1 (GZT und GZG)

GZT:

Infolge der aus den Einwirkungen des maßg. Extremlastfalls resultierenden charakteristischen Beanspruchung in der Sohlfläche darf ein Klaffen der Sohlfuge höchstens bis zum Schwerpunkt der Sohlfläche auftreten.

Eigenlast Turm, Fundament, Min. Bodenauflast und Auftrieb	$V =$	22223	KN
Biegemoment in Unterkante Fundament	$M =$	149056	KNm
Max. Exzentrizität	$e = M/V =$	6.707	m
	$< 0.59 \cdot R =$	8.142	m
		OK	

GZG:

Infolge der aus der Einwirkungskombination DLC D.2 resultierenden charakteristischen Beanspruchung darf in der Sohlfläche keine klaffende Fuge auftreten:

Eigenlast Turm	$V_t =$	5664	KN
Eigenlast Fundament, Betonwicht 24 KN/m ³	$V_c = F_{zc} \cdot 24 / 22.5 =$	21943	KN
Eigenlast Min. Bodenauflast	$V_b =$	13271	KN
Auftrieb	$V_a =$	-17195	KN
Eigenlast Turm, Fundament, Min. Bodenauflast und Auftrieb	$V =$	23683	KN
Biegemoment in Unterkante Fundament	$M =$	80456	KNm
Max. Exzentrizität	$e = M/V =$	3.397	m
	$< 0.25 \cdot R =$	3.450	m
		OK	

Tragfähigkeit des Baugrundes:

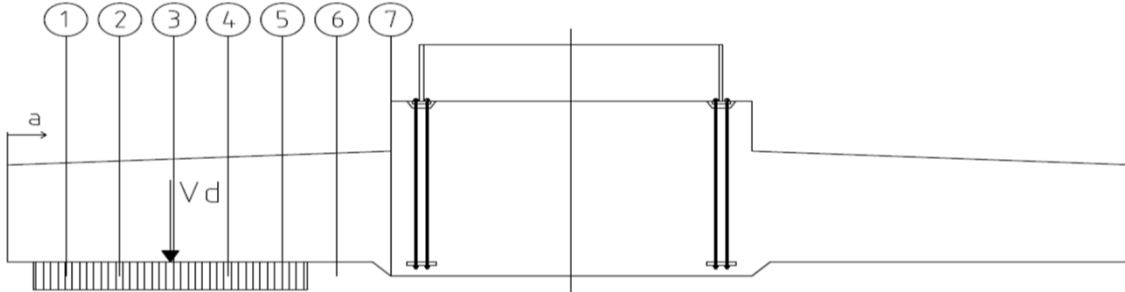
Max. (Bemessungs-)Bodenpressung, plastisch Verformung	$\sigma_{allow} > \sigma_{work} =$	113	KN/m ²
		Seite 1.10	

Max. charakteristische Bodenpressung, elastische Verf.	$\sigma_{allow} > \sigma_{work} =$	127	KN/m ²
		Seite 1.15	

Die ausreichende Tragfähigkeit ist im Geotechnischen Gutachten bzw. durch den zuständigen Baugrundsachverständigen zu bestätigen.

Querschnittswerte zur Bemessung der Stahlbetonplatte:

Der Querkraft- und Momentenverlauf wird für einen 1m breiten Ersatzbalken (mit fester Einspannung) ermittelt (entlang der Hauptachse der Fundamentplatte):



Wichte für Eigengewicht, Auftrieb und Bodenpressung	Min	Max	
Beton	22.50	24.00	KN/m ³
Bodenauflast	16.20	20.70	KN/m ³
Auftrieb, per m ² am Fundamentebene	28.55	28.55	KN/m ²
Bodenpressung, auf Ersatzfläche	113	113	KN/m ²

Bodenpressung für Lastfall Abnormal	$\sigma =$	113 KN/m ²
Fundamentplatte, Min. Bodenauflast und Auftrieb	$\sigma =$	26 KN/m ²
Fundamentplatte, Max. Bodenauflast und Auftrieb	$\sigma =$	32 KN/m ²

Die Querschnittswerte werden jeweils für 7 Schnitte berechnet (ausgehend von Außenkante Fundament bis Turmwand):

Aus Bodenpressung:

	1	2	3	4	5	6	7	
a	0.936	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	m
To	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
Qi	0	55	215	376	536	697	857	KN
Qi+1	55	215	376	536	697	857	1018	KN
Mi	0	13	205	625	1274	2150	3254	KNm
Mi+1	13	205	625	1274	2150	3254	4587	KNm

Fundamentplatte, Min. Bodenauflast und Auftrieb:

	1	2	3	4	5	6	7	
a	0.000	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	m
To	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
gi	22.11	23.60	25.08	26.57	28.05	29.54	31.02	KN/m ²
gi+1	23.60	25.08	26.57	28.05	29.54	31.02	32.51	KN/m ²
Qi	0	32	67	104	143	183	227	KN
Qi+1	32	67	104	143	183	227	272	KN
Mi	0	23	94	215	390	622	913	KNm
Mi+1	23	94	215	390	622	913	1267	KNm

Fundamentplatte, Max. Bodenauflast und Auftrieb:

	1	2	3	4	5	6	7	
a	0.000	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	m
To	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
g _i	32.86	33.64	34.41	35.19	35.97	36.75	37.53	KN/m ²
g _{i+1}	33.64	34.41	35.19	35.97	36.75	37.53	38.30	KN/m ²
Q _i	0	40	80	122	165	209	254	KN
Q _{i+1}	40	80	122	165	209	254	301	KN
M _i	0	28	113	257	461	727	1057	KNm
M _{i+1}	28	113	257	461	727	1057	1451	KNm

Werte für Querkraft u. Moment sind für den Fall "Fundamentplatte, Min. Bodenauflast und Auftrieb" zu kombinieren.

Resultierende Schnittgrößen (Superposition), Min. Bodenauflast:

	1	2	3	4	5	6	7	
Q _{i+1}	22	148	272	394	513	631	746	KN
M _{i+1}	-10	111	410	883	1528	2341	3319	KNm

Drehfedersteifigkeit des Fundamentes, keine klaffende Sohlfuge

(gemäß Betonkalender 1978, Teil II)

Dyn. Drehfedersteifigkeit für Kreisfundamente (gem. Tab. 7.5): $k_{\phi} = 8/3 \cdot G \cdot R^3 / (1 - \nu)$

Schubmodul des Bodens: $G = E / [2 \cdot (1 + \nu)]$

Elastizitätsmodul des Bodens: $E = E_{s,dyn} \cdot (1 - \nu - 2\nu^2) / (1 - \nu)$

mit: $E_{s,dyn}$: Dyn. Steifemodul des Bodens

ausgedrückt durch $E_{s,dyn}$: $k_{\phi} = f(\nu) \cdot E_{s,dyn} \cdot R^3$

mit: $f(\nu) = 4/3 \cdot (1 - \nu - 2\nu^2) / [(1 - \nu)^2 \cdot (1 + \nu)]$

Min. erf. dyn. Drehfedersteifigkeit: $k_{\phi,dyn,min} = 8.00E+10 \text{ Nm/rad}$

Nominale dyn. Drehfedersteifigkeit: $k_{\phi,dyn,nom} = 1.82E+11 \text{ Nm/rad}$
(gemäß Fundamentlastenheft 0047-2702)

Zugrunde gelegte Schiefstellung zur Berücksichtigung zus. Effekte aus Theorie II. Ordnung aus der im Gegensatz zur gesamtdynamischen Berechnung geringeren Drehfedersteifigkeit bei Nachweisen gegen Festigkeits- und Stabilitätsversagen = $\tan(M_x/k_{\phi,stat} - M_x/k_{\phi,dyn,nom}) = 0.0057 \text{ m/m}$
(gemäß Turmlastenheft 0047-2698)

mit M_x aus Lastfall Normal

$$k_{\phi,stat} = \max [M_x / (\text{ATAN}(0.0057) + M_x / K_{\phi,dyn,nom}), K_{\phi,dyn,min} / 5]$$

Min. erf. stat. Drehfedersteifigkeit: $k_{\phi,stat} = 1.75E+10 \text{ Nm/rad}$
17.51

Tabelle:

					Sand	Clay		
ν	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	
$f(\nu)$	1.29	1.25	1.19	1.09	0.95	0.74	0.44	
$E_{s,dyn}$	23564	24352	25684	27967	32153	41095	69062	KN/m²
$E_{s,stat}$	5156	5329	5620	6120	7036	8992	15112	KN/m²

Zu Grunde gelegte Verhältnis zwischen stat. und dyn. Steifemodul gem. Tab. 7.2, Betonkalender.
Vorhande Werte sind durch den zuständigen Baugrundsachverständigen zu bestätigen.

Drehfedersteifigkeit des Fundamentes, klaffende Sohlfuge

Biegemoment aus Lastfall "Production"	$M =$	80456	KNm
Max. Bodenpressung (Außenkante Fundament): (Seite 1.15)	$\sigma_{max} =$	76	KN/m²
Min. Bodenpressung: (Seite 1.15)	$\sigma_{min} =$	0	KN/m²
Bereichsbreite unter Pressung (keine klaffende Sohlfuge)	$W_{eff} =$	26.943	m
Poissonzahl (Querdehnzahl)	$\nu =$	0.35	
Dyn. Steifemodul des Bodens	'Sand' $E_{s,dyn} =$	32153	KN/m²
E-Modul des Bodens	$E = E_{s,dyn} \cdot (1 - \nu - 2\nu^2) / (1 - \nu) =$	20034	KN/m²
G-Modul des Bodens	$G = E / [2 \cdot (1 + \nu)] =$	7420	KN/m²
Federsteifigkeit des Bodens	$C_M = 32 \cdot G / (3 \cdot \pi \cdot (1 - \nu) \cdot R) =$	2809	KN/m
Vertikale Deformation an der Außenkante	$\delta_V = (\sigma_{max} - \sigma_{min}) / C_M =$	0.02711	m
Verdrehung	$\phi =$	0.00101	rad
Dyn. Drehfedersteifigkeit	$k_{\phi} =$	8.00E+10	Nm/rad
Abminderung der Drehfedersteifigkeit infolge Klaffen der Sohlfuge	$r =$	1.000	

NUR ZUR INFORMATION:**Verformungen, Max. charakteristische Beanspr. aus Lastfall "Production":**

	Dyn.	Mittel	Stat.	
Steifemodul des Bodens nach Drehfederst.	32153	20553	7036	KN/m ²
Steifemodul des Bodens nach DNV Ri.	86980	55601	19033	KN/m ²
Steifemodul des Bodens, Mittelwert	59566	38077	13034	KN/m ²
Poisonzahl	0.35	0.35	0.35	
G-Modul des Bodens	13746	8787	3008	KN/m ²
Biegemoment aus Lastfall Normal	112896	112896	112896	KNm
Max. Bodenpressung	95	95	95	KN/m ²
Min. Bodenpressung	0	0	0	KN/m ²
Effektive Fundamentbreite	19.23	19.23	19.23	m
Federsteifigkeit des Bodens C_M	5203	3326	1139	KN/m
Vertikale Deformation an der Außenkante	0.018	0.029	0.083	m
Fundamentverdrehung	0.9	1.5	4.3	mm/m
Fundamentverdrehung	0.054	0.085	0.248	deg.
Vertikallast aus Lastfall Normal	22223	22223	22223	KN
Vertikallast aus Originalboden	13665	13665	13665	KN
Federsteifigk. d. Bodens (vertikal) $4GR/(1-\nu)$	1167361	746224	255443	KN/m
Vertikale Verformung	0.007	0.011	0.034	m

Der "mittlere" Steifemodul des Bodens setzt sich wie folgt aus dem dynamischen und statischen Steifemodul zusammen:

$$E_{s,mittel} = E_{s,dyn} \cdot (1 - M_m/M_p) + E_{s,stat} \cdot M_m/M_p$$

Biegemoment aus LF Mittelwert ("Mean load"):

$$M_m = 36366 \text{ KNm}$$

Biegemoment aus LF "Production":

$$M_p = 78746 \text{ KNm}$$

Statischer Anteil:

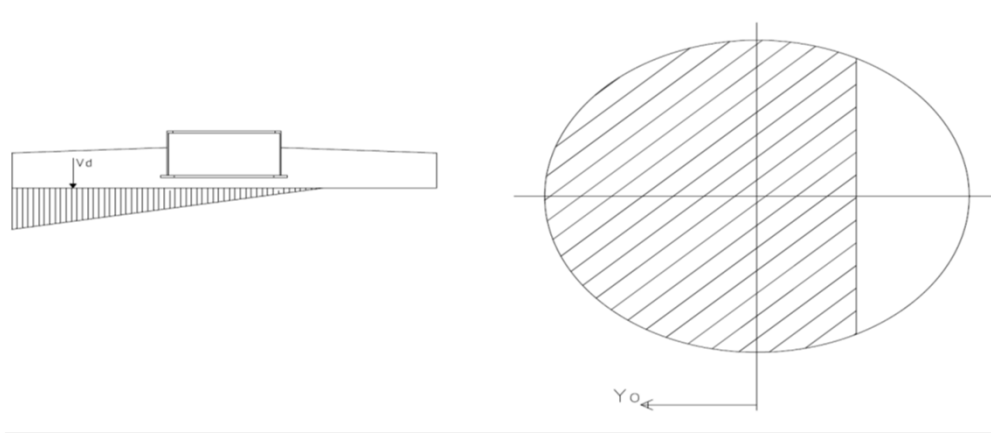
$$M_m/M_p = 0.4618$$

Dynamischer Anteil:

$$1 - M_m/M_p = 0.5382$$

Elastische Berechnung, charakteristische Lasten

	Normal	Abnormal	Production	
Vertikallast bzw. Normalkraft	22223	22223	22223	KN
Biegemoment	112896	149056	80456	KNm
e/R	0.3681	0.4860	0.2624	



	Normal	Abnormal	Production	
Keine klaffende Sohlfuge	e/R < 1/4	$\sigma = N/A + M/W$		KN/m ²
		$\sigma = N/A - M/W$		KN/m ²

Klaffende Sohlfuge e/R > 1/4

$$M - N \cdot y_o = \int \sigma(y) \cdot y \cdot dA = E \cdot \int \varepsilon(y) \cdot y \cdot dA$$

$$N = \int \sigma(y) \cdot dA = E \cdot \int \varepsilon(y) \cdot dA$$

mit $\varepsilon(y) = k \cdot y$:

$$M - N \cdot y_o = E \cdot k \cdot \int y^2 \cdot dA = E \cdot k \cdot I(y_o)$$

(I(yo) and S(yo) at 0-line)

$$N = E \cdot k \cdot \int y \cdot dA = E \cdot k \cdot S(y_o)$$

$$M/(N \cdot R) = e/R = I(y_o) / (R \cdot S(y_o)) - y_o/R = f_1$$

$$s = N \cdot R \cdot (1 - y_o/R) / S(y_o) = f_2 \cdot N$$

$$f_1 = I(y_o) / (R \cdot S(y_o)) + y_o/R$$

$$f_2 = R \cdot (1 - y_o/R) / S(y_o)$$

	Normal	Abnormal	Production	
Relative Exzentrizität	e/R = f1	0.3681	0.4860	0.2624
Faktor	f2	0.0043	0.0057	0.0034
Max. Bodenpressung	$\sigma = f_2 \cdot N$	95	127	76
Abstand zw. Mittelachse und Nulllinie	y _o =	-8.367	-3.755	-13.143
Klaffen		19.7	36.4	2.4

Tabelle:

i	yo	yo/R	Ao	So	lo	f1=e/R	f2
1	-13.800	-1.000	598	8256	142422	0.2500	0.003343
2	-13.757	-0.997	598	8231	141720	0.2508	0.003348
3	-13.630	-0.988	598	8155	139633	0.2531	0.003364
4	-13.419	-0.972	597	8028	136212	0.2571	0.003390
5	-13.125	-0.951	594	7853	131541	0.2627	0.003428
6	-12.750	-0.924	591	7631	125734	0.2701	0.003479
7	-12.296	-0.891	586	7364	118932	0.2793	0.003544
8	-11.766	-0.853	578	7056	111297	0.2904	0.003623
9	-11.164	-0.809	569	6710	103011	0.3034	0.003720
10	-10.494	-0.760	558	6332	94262	0.3183	0.003836
11	-9.758	-0.707	544	5927	85246	0.3351	0.003975
12	-8.962	-0.649	528	5501	76154	0.3538	0.004138
13	-8.111	-0.588	509	5059	67171	0.3743	0.004331
14	-7.210	-0.522	489	4610	58462	0.3965	0.004558
15	-6.265	-0.454	466	4158	50176	0.4204	0.004825
16	-5.281	-0.383	441	3712	42435	0.4457	0.005140
17	-4.264	-0.309	415	3277	35335	0.4724	0.005513
18	-3.222	-0.233	387	2858	28942	0.5003	0.005955
19	-2.159	-0.156	358	2462	23293	0.5292	0.006482
20	-1.083	-0.078	329	2092	18399	0.5588	0.007114
21	0.000	0.000	299	1752	14242	0.5890	0.007876
22	1.083	0.078	269	1444	10787	0.6197	0.008805
23	2.159	0.156	240	1170	7979	0.6504	0.009946
24	3.222	0.233	211	931	5751	0.6811	0.011364
25	4.264	0.309	183	725	4029	0.7116	0.013147
26	5.281	0.383	157	552	2735	0.7415	0.015423
27	6.265	0.454	132	410	1792	0.7706	0.018375
28	7.210	0.522	110	296	1128	0.7988	0.022280
29	8.111	0.588	89	206	678	0.8259	0.027560
30	8.962	0.649	70	139	387	0.8516	0.034887
31	9.758	0.707	54	89	207	0.8757	0.045375
32	10.494	0.760	41	54	103	0.8981	0.060955
33	11.164	0.809	29	31	47	0.9187	0.085180
34	11.766	0.853	20	16	19	0.9372	0.125067
35	12.296	0.891	13	8	7	0.9535	0.195780
36	12.750	0.924	7	3	2	0.9675	0.334235
37	13.125	0.951	4	1	0	0.9791	0.64636
38	13.419	0.972	2	0	0	0.9882	1.5204
39	13.630	0.988	0	0	0	0.9947	5.103
40	13.757	0.997	0	0	0	0.9987	40.69
	m		m ²	m ³	m ⁴		

Elastische Berechnung, Betriebslasten

"Mean +/- 1/2 Range Eq." - berechnet gem. den "Equivalent loads" (siehe Tabelle auf Seite 1.4).

"Mean +/- 1/2 Range Last step" - berechnet gem. letzter Stufe ("last step") des Lastkollektives (siehe Tabelle auf Seite 1.5).

Belastung	Last	Vd	Md	e/R = f1	f2	Bem.
Mean + 1/2 Range	Eq.	22223	58246	0.1899	n.v.	
Mean - 1/2 Range	Eq.	22223	16114	0.0525	n.v.	
Mean + 1/2 Range	Last step	22223	113702	0.3708	0.00430	
Mean - 1/2 Range	Last step	22223	-39342	-0.1283	n.v.	
		KN	KNm			

		(rechts)	(links)			
Belastung	Last	Sr	Sl	B'	Ms	Mg
Mean + 1/2 Range	Eq.	9	65	27.600		
Mean - 1/2 Range	Eq.	29	45	27.600		
Mean + 1/2 Range	Last step	0	96	22.057		
Mean - 1/2 Range	Last step	56	18	27.600		
		KN/m ²	KN/m ²	m		

Mit der bekannten Bodenpressung und dessen Verteilung (z. B. klaffende Sohlfuge) lassen sich jeweils die Querschnittswerte für die 7 Schnitte berechnen (ausgehend von Außenkante Fundament bis Turmwand). (nächste Seite)

Auf der Leeseite (dem Wind abgewandte Seite) können die Querschnittswerte für den Betriebsfestigkeitsnachweis des Betons an der Oberseite (des Querschnitts) und für den Ermüdungsfestigkeitsnachweis der unteren Bewehrung verwendet werden.

Auf der Windseite können die Querschnittswerte für den Betriebsfestigkeitsnachweis des Betons an der Unterseite (des Querschnitts) und für den Ermüdungsfestigkeitsnachweis der oberen Bewehrung verwendet werden.

Variationen des Biegemomentes auf der Leeseite:

Biegemomente, Leeseite, "Mean + 1/2 Range", "Equivalent loads" (schädigungsäquivalentes Einstufenkollektiv):

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
$\sigma(a)$	62	60	57	54	51	48	45	KN/m ²
Q(a)	91	178	260	339	413	483	549	KN
M(a)	65	256	568	993	1528	2165	2899	KNm

Biegemomente, Leeseite, "Mean - 1/2 Range", "Equivalent loads":

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
$\sigma(a)$	44	43	43	42	41	40	39	KN/m ²
Q(a)	63	125	187	246	305	363	419	KN
M(a)	45	179	401	709	1101	1576	2131	KNm

Biegemomente, Leeseite, "Mean + 1/2 Range", "Last step" (letzten bzw. maßgebenden Stufe des Lastkollektives):

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
$\sigma(a)$	89	83	77	71	65	59	52	KN/m ²
Q(a)	131	254	368	473	569	657	736	KN
M(a)	94	369	812	1411	2152	3025	4015	KNm

Biegemomente, Leeseite, "Mean - 1/2 Range", "Last step":

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
$\sigma(a)$	20	22	24	26	28	30	32	KN/m ²
Q(a)	27	57	90	125	163	204	248	KN
M(a)	19	78	182	334	539	800	1121	KNm

Eigenlast:

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
$\sigma(a)$	26	26	26	26	26	26	26	KN/m ²
Qg(a)	37	74	111	148	185	222	258	KN
Mg(a)	26	105	236	420	656	945	1286	KNm

Hinweis: $\sigma(a)$ ist die Bodenpressung im Abstand a von der Fundamentaußenkante.

Variationen des Biegemomentes auf der Windseite:

Biegemomente, Windseite, "Mean + 1/2 Range", "Equivalent loads":

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
$\sigma(a)$	12	15	18	21	23	26	29	KN/m ²
Q(a)	15	34	57	84	115	150	190	KN
M(a)	10	44	108	207	348	536	777	KNm

Biegemomente, Windseite, "Mean - 1/2 Range", "Equivalent loads":

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
$\sigma(a)$	30	31	32	33	33	34	35	KN/m ²
Q(a)	42	86	130	176	223	271	320	KN
M(a)	30	121	274	491	774	1125	1544	KNm

Biegemomente, Windseite, "Mean + 1/2 Range", "Last step":

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
$\sigma(a)$	0	0	0	1	7	13	19	KN/m ²
Q(a)	0	0	0	0	5	19	42	KN
M(a)	0	0	0	0	3	19	62	KNm

Biegemomente, Windseite, "Mean - 1/2 Range", "Last step":

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
$\sigma(a)$	54	52	50	48	46	44	42	KN/m ²
Q(a)	78	154	227	297	365	429	491	KN
M(a)	56	222	493	866	1336	1901	2554	KNm

Eigenlast:

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
$\sigma(a)$	26	26	26	26	26	26	26	KN/m ²
Q(a)	37	74	111	148	185	222	258	KN
M(a)	26	105	236	420	656	945	1286	KNm

Elastische Berechnung, charakteristische Produktionslasten

Last	Last	Vd	Md	e/R = f1	f2	Bem.
Charakteristisch	Extrem	22223	80456	0.262	0.0034	
		KN	KNm			

Leeseite	Last	Sl	Sr	B'	Ms	Mg
Charakteristisch	Extrem	0	76	26.943		
		KN/m ²	KN/m ²	m		

Variationen des Biegemomentes auf der Leeseite:

Biegemomente, charakteristische Extremlasten:

	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
$\sigma(a)$	72	68	64	60	56	52	48	KN/m ²
Q(a)	105	205	299	387	470	546	618	KN
M(a)	76	297	655	1144	1753	2476	3304	KNm

Eigenlast:

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
$\sigma(a)$	26	26	26	26	26	26	26	KN/m ²
Qg(a)	37	74	111	148	185	222	258	KN
Mg(a)	26	105	236	420	656	945	1286	KNm

Zusammenstellung der Lasten in UK Fundament:

Gesamtlast infolge der Betonteile

Wichte des Betons $\gamma_c = 22.50 \text{ KN/m}^3$
 $F_{zc} = 20572 \text{ KN}$

Bodenauflast bzw. Auffüllung

Wichte der Bodenauflast $\gamma_b = 16.20 \text{ KN/m}^3$ (min)
 $\gamma_b = 20.70 \text{ KN/m}^3$ (max)
 $F_{zb} = 13271 \text{ KN}$ (min)
 $F_{zb} = 16958 \text{ KN}$ (max)

Auftrieb

$F_{zw} = -17195 \text{ KN}$

Charakteristische Lasten in UK Turmfußflansch (Ebene bzw. Level L2)

Betrachtete Lastfälle: Lastbericht 0047-2702

Lastfall	Normal	Abnormal	"Klaffende Fuge"
Lasttyp	Extrem	Extrem	(DLC D.2 gem. DIBt-RiLi 2012)
zug. γ_r	1.35	1.10	1.00
F_x	0	0	0
F_y	791	1032	542
F_z *)	5575	5575	5664
	KN	KN	KN
M_x	110400	145800	78746
M_y	0	0	0
M_z	6463	7592	2514
	KNm	KNm	KNm

*) min. Wert für F_z wird für alle Lastfälle mit Ausnahme von DLC D.2 angesetzt.

Charakteristische Fundamentschnittgrößen in UK Fundament (Ebene bzw. Level L1)

Hebelarm der Horizontallast $e_q = L2 - L1 = 3.155 \text{ m}$

Lastfall	Normal	Abnormal	"Klaffende Fuge"
Lasttyp	Extrem	Extrem	(DLC D.2 gem. DIBt-RiLi 2012)
Anm.			
min V_k	22223	22223 *)	22312 *)
max V_k	43104	43104	43193
max H_k	791	1032	542
	KN	KN	KN
max $M_{res,k}$	112896	149056 *)	80456 *)
max $M_{z,k}$	6463	7592	2514
	KNm	KNm	KNm

Turm, Fundam., min. Bodenauflast, Auftrieb
Turm, Fundam., max. Bodenauflast
Horizontallast

Resultierendes Biegemoment
Torsionsmoment

*) diese Werte sind auch auf Seite 1.11 der statischen Berechnung 0046-8936 ersichtlich.

Vestas Wind Systems A/S

Flachgründung der WKA - Standsicherheit

V126 3.3MW 137m DIBt2 HGWL

Grundlagen:

DIN EN 1997-1:2009	EC7: Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln
DIN 1054:2010	Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau
DNV/Risø:	Guidelines for Design of Wind Turbines
DIBt RiLi 2012	Richtlinie für Windenergieanlagen, Reihe B, Heft 8

Inhalt:

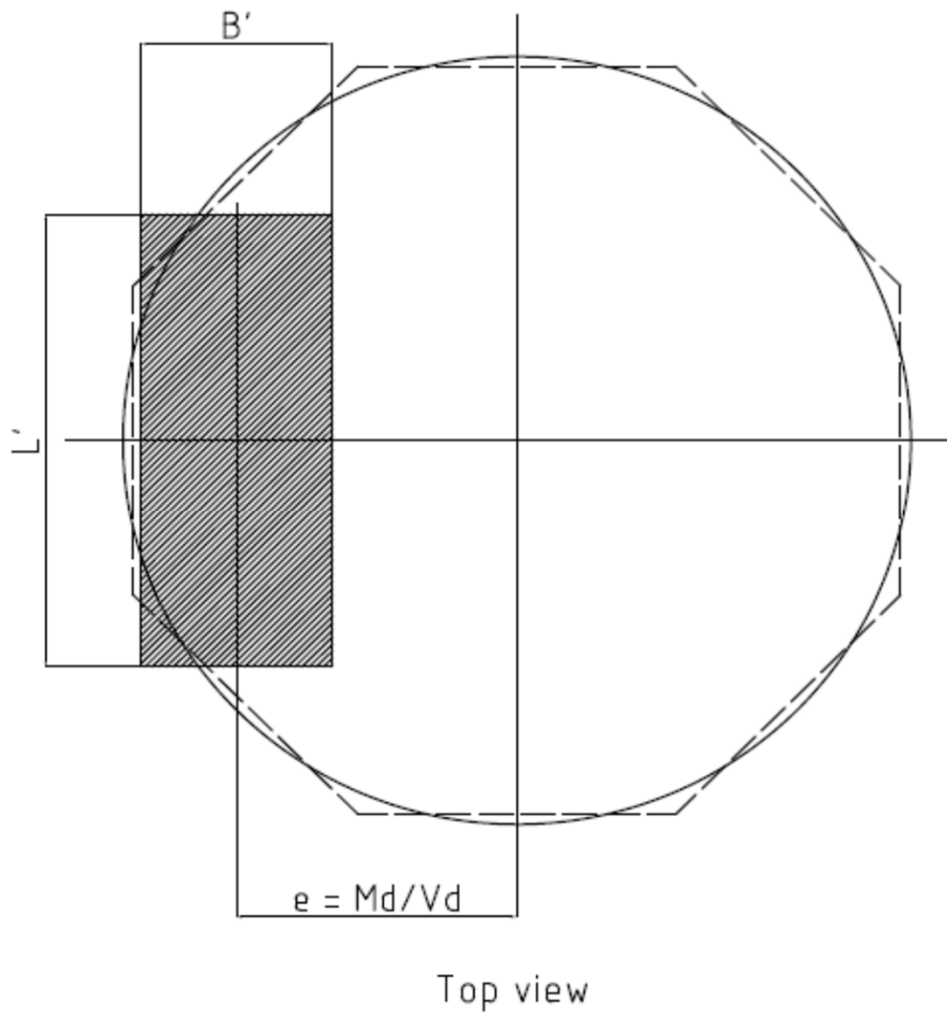
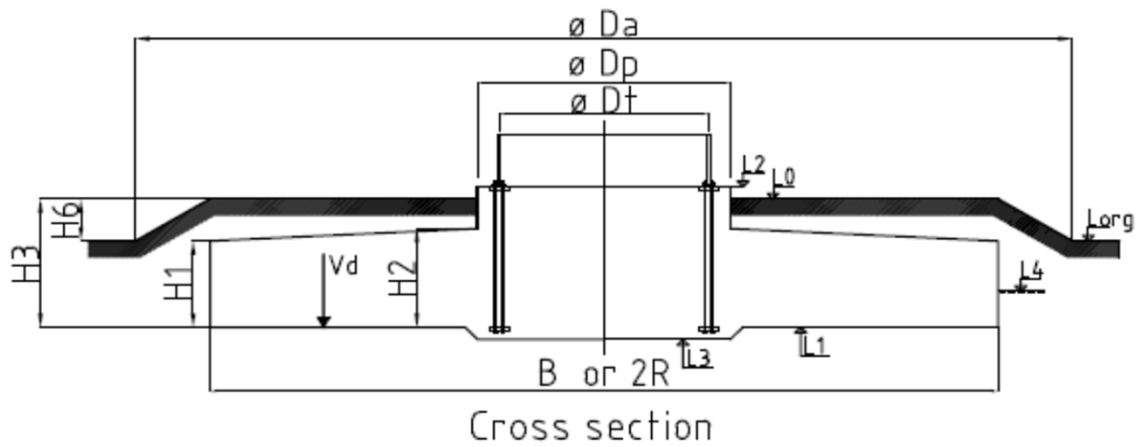
- 1.24 Skizze, Geometry
- 1.25 Grundlegende Annahmen für Baugrund und Geometrie
- 1.26 Lasten, Teilsicherheitsbeiwerte
- 1.30 Tragfähigkeit, normale Exzentrizität
- 1.31 Tragfähigkeit, extreme Exzentrizität
- 1.32 Ergebnis
- 1.34 Bemessungsschnittgrößen der Fundamentplatte, Extremlasten
- 1.36 Drehfedersteifigkeit
- 1.38 Elastische Berechnung, Grundsätze
- 1.40 Elastische Berechnung, Betriebslasten
- 1.43 Elastische Berechnung, Extremlasten
- 1.44 Zusammenstellung der Lasten in UK Fundament

Hinweis:

Die vorliegende statische Berechnung gilt für ein kreisförmiges oder octogonales Flachgründungsfundament mit einem (vorgespannten) Ankerkorb sowie radialer / tangentialer Hauptbewehrung, vertikale Schub- und Kantenbewehrung.

Der Oberkante der Sauberkeitsschicht ist im Zentrumsbereich gegenüber dem angrenzenden Bereich abzusenken. Entweder ist eine konstante Tiefe auszuheben und anschließend eine Sauberkeitsschicht herzustellen, die im Zentrumsbereich eine geringere Dicke als im umliegenden Bereich aufweist, oder der Zentrumsbereich ist tiefer als der umliegende Bereich auszuheben. (Ultra-)Hochfester Vergussmörtel bzw. Vergussbeton ist zwischen Turmfußflansch und Stahlbetonfundament einzubringen. Zum Zeitpunkt der Ankervorspannung muß der (Ultra-)Hochfestverguss eine min. Druckfestigkeit von 45 N/mm² erreicht haben. Weitere Angaben hinsichtlich des Vorspannens sind der Genehmigungszeichnung des Ankerkorbes 0043-1632.V02 zu entnehmen. Das Fundamentdesign basiert auf den Vorgaben der DIBt-Richtlinie für Windenergieanlagen 2012, der DIN EN 1997-1:2009 in Verbindung mit der DIN 1054:2010.

Skizze



Grundlegende Annahmen für Baugrund und Geometrie:

Geotechnische Kategorie mindestens GK 3 gemäß DIN EN 1997-1 / DIN 1054:

Baugrund	'Clay', (bindiger Boden, undrainiert)		
Wichte des Bodens		$\gamma_s =$	18.00 KN/m ³
Wichte der Bodenaufplast	min.	$\gamma_b =$	16.20 KN/m ³
	max.	$\gamma_b =$	20.70 KN/m ³
Wichte des Betons		$\gamma_c =$	22.50 KN/m ³
Wirksamer Reibungswinkel		$\varphi' =$	0.00 deg.
Undrainierte Kohäsion		$C_u =$	50.00 KN/m ²
Erforderliche dyn. Drehfedersteifigkeit		$k_{\varphi, dyn, min} =$	80.00 GNm/rad
Geländeoberkante außerhalb den Turm		$L_0 =$	0.000 m
Ursprüngliche Geländeoberkante		$L_{org} =$	0.000 m
Unterkante Fundament, außerhalb v. Zentrumsbereich		$L_1 =$	-2.855 m
Oberkante Fundamente (bzw. Sockel)		$L_2 =$	0.300 m
Unterkante Fundament, im Zentrumsbereich		$L_3 =$	-3.100 m
Grundwasserspiegel		$L_4 =$	0.000 m
Radius des Fundamentes		$R =$	13.800 m
Oktogonale Breite		$B =$	27.600 m
Fundamenthöhe am Außenrand		$H_1 =$	0.700 m
Fundamenthöhe am Übergang zum Sockel		$H_2 =$	2.350 m
Einbindetiefe in den gewachsenen Baugrund *)		$H_3 =$	2.855 m
Gesamthöhe des Fundamentes		$H_4 =$	3.400 m
Durchmesser der Sockels		$D_p =$	7.704 m
Radius des Sockels		$r =$	3.852 m
Mittlerer Durchmesser des Turmfußflansches		$D_t =$	6.000 m

*) Für die geotechnischen Nachweise wird die Einbindetiefe H3 als maßg. Fundamentunterkante festgelegt.

Lasten:

Lastbericht

0047-2702

Charakteristische Lasten in UK Turmfußflansch (Ebene bzw. Level L2):

Lastfall	Normal	Abnormal	Production	Mean	Range	Max	Min
Lasttyp	Extrem	Extrem	Extrem	Betrieb	Betrieb	Betrieb	Betrieb
Anm.					10^7	10^7	10^7
Anm.					m=7	m=7	m=7
Fx	0	0	0	0	0	0	0
Fy	791	1032	542	258	456	486	30
Fz *)	5575	5575	5575	5575	0	5575	5575
	KN	KN		KN	KN	KN	KN
Mx	110400	145800	78746	36366	40694	56713	16019
My	0	0	0	0	0	0	0
Mz	6463	7592	2514	0	0	0	0
	KNm	KNm	KNm	KNm	KNm	KNm	KNm

*) min. Wert für Fz wird für alle Lastfälle mit Ausnahme von DLC D.2. angesetzt.

Extremlasten dürfen als Zahlenwerte eingegeben werden, da jeweils die Resultierenden der Kräfte und Momente gebildet werden. Fz wirkt nach unten.

Die "Max"- und "Min"-Werte im Betrieb werden wie folgt berechnet: $M = M_{\text{mean}} \pm 1/2 \cdot \Delta M_{\text{range}}$

Mittelwertlasten ("Mean loads") gemäß Lastbericht und die Schwingweiten ("Ranges") gemäß dem schädigungsäquivalenten Einstufenkollektiv ("Equivalent loads") für m=7 und der Lastspielzahl ("number of cycles") $N = 10^7$

Lastfall "Klaffende Fuge" (DLC D.2 gem. DIBt-RiLi 2012):

Lastfall	Production
Lasttyp	Normal
Anm.	DLC
zug. Yr	D.2
Fx	0
Fy	542
Fz	5664
	KN
Mx	78746
My	0
Mz	2514
	KNm

Lastkollektiv:

Nr.	F_m	ΔF	M_m	ΔM	n	Σn
1	258	1161	36366	149380	8.75E+00	8.75E+00
2	258	1115	36366	143410	1.46E+01	2.33E+01
3	258	1068	36366	137430	1.69E+01	4.02E+01
4	258	1022	36366	131460	1.51E+01	5.53E+01
5	258	975	36366	125480	4.07E+01	9.60E+01
6	258	929	36366	119510	6.22E+01	1.58E+02
7	258	883	36366	113530	2.27E+02	3.85E+02
8	258	836	36366	107550	2.22E+02	6.08E+02
9	258	790	36366	101580	4.91E+02	1.10E+03
10	258	743	36366	95604	6.61E+02	1.76E+03
11	258	697	36366	89629	6.77E+02	2.44E+03
12	258	650	36366	83654	1.23E+03	3.67E+03
13	258	604	36366	77678	4.83E+03	8.50E+03
14	258	557	36366	71703	1.27E+04	2.12E+04
15	258	511	36366	65728	3.70E+04	5.82E+04
16	258	464	36366	59753	1.22E+05	1.80E+05
17	258	418	36366	53777	3.16E+05	4.96E+05
18	258	372	36366	47802	6.40E+05	1.14E+06
19	258	325	36366	41827	1.01E+06	2.15E+06
20	258	279	36366	35852	1.78E+06	3.93E+06
21	258	232	36366	29876	3.31E+06	7.24E+06
22	258	186	36366	23901	5.68E+06	1.29E+07
23	258	139	36366	17926	1.17E+07	2.46E+07
24	258	93	36366	11951	5.90E+07	8.36E+07
25	258	46	36366	5975	3.49E+08	4.33E+08
Last	258	1161	36366	149380	Sum	4.33E+08
	KN	KN	KNm	KNm		

F_m , M_m Einwirkungen F und M des Lastfalles "Mittelwert" ("Mean Load")

ΔF_y , ΔM_x Schwingweiten ("Ranges") der Komponenten F und M des Lastkollektives

n Lastspielzahl ("number of load cycles") für ΔM_x

Teilsicherheitsbeiwerte:

			GZT	GZT	GZG	GZT
			BEM&GEO	BEM&GEO		STAB
Teilsicherheitsbeiwerte für:	Norm	Zeichen	Normal	Abnormal	Production	Abnormal
Ständige Lasten "günstig"	DIBt-RiLi	γ_g	0.90	0.90	1.00	0.90
Ständige Lasten "ungünstig"		γ_g	1.10	1.10	1.00	1.10
Fundamenteigenlast "günstig"		γ_g	1.00	1.00	1.00	0.90
Fundamenteigenlast "ungünstig"		γ_g	1.00	1.00	1.00	1.10
Statische Windlast	DIBt-RiLi	γ_f	1.35	1.10	1.00	1.35/1.10
Dynamische Windlast		γ_f	1.00	1.00	1.00	
Reibungsbeiwert $\tan \varphi'$, drainiert		γ_φ	1.25	1.10	1.00	
Undrainierte Kohäsion c_u		γ_c	1.25	1.10	1.00	

Teilsicherheitsbeiwerte für ständige Einwirkungen - ungünstigster Fall gem. DIBt-RiLi und DIN 1054

Teilsicherheitsbeiwert für Fundamenteigenlast - aufgrund der konservativ angenommen Wichte des Betons mit 1.0 angesetzt, mit Ausnahme von STAB

Teilsicherheitsbeiwerte für Windlasten gem. DIBt-RiLi

Teilsicherheitsbeiwerte für Widerstände gem. DIN EN 1997-1 in Verbindung mit DIN 1054

BEM&GEO stehen für geotechnische Nachweise bzw. Tragfähigkeit des Baugrunds (GEO) und Bemessung der Stahlbetonplatte (BEM)

STAB steht für die Gesamtstabilität des Bauwerkes (u. a. Kippsicherheit)

GZT = Grenzzustand der Tragfähigkeit ("ULS = Ultimate Limit State")

GZG = Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ("SLS = Serviceability Limit State ")

Lasten in Unterkante Fundament:

Fundamenteigenlast:

Zylindrischer Teil	$Fz1 = \gamma_c \cdot \pi \cdot R^2 \cdot H1 =$	9423 KN
Kreiskegelstumpf	$Fz2 = \gamma_c \cdot \pi/3 \cdot (R^2 + R \cdot r + r^2) \cdot (H2-H1) =$	10047 KN
Sockel	$Fz3 = \gamma_c \cdot \pi \cdot r^2 \cdot (L2-L1-H2) =$	844 KN
Ausklüftung im Zentrum (unten)	$Fz4 = \gamma_c \cdot \pi \cdot r^2 \cdot (L1-L3) =$	257 KN
Gesamtlast infolge der Betonteile	$Fzc =$	20572 KN

Bodenaufplast bzw. Auffüllung

min.	$Fzb = \gamma_b \cdot (\pi \cdot R^2 \cdot (L0-L1-H1) - Fz2 / \rho_c - \pi \cdot r^2 \cdot (L0-L1-H2)) =$	13271 KN
max.	$Fzb = \gamma_b \cdot (\pi \cdot R^2 \cdot (L0-L1-H1) - Fz2 / \rho_c - \pi \cdot r^2 \cdot (L0-L1-H2)) =$	16958 KN

Auftrieb

$$Fzw = 10 \cdot \pi \cdot [(R^2 - Rc^2) \cdot \text{Max}(L4-L1, 0) + Rc^2 \cdot \text{Max}(L4-L3, 0)] = -17195 \text{ KN}$$

Eigenlast des Tumes

$$Fzt = 5575 \text{ KN}$$

	Normal	Abnormal	Production	
Res. Horizontallast $H = (Fx^2 + Fy^2)^{0.5}$	791	1032	542	KN
Hebelarm der Horizontallast $e_q = L2 - L1$	3.16	3.16	3.16	m
Res. Biegemoment $M = (Mx^2 + My^2)^{0.5}$	110400	145800	78746	KNm
Biegemoment in UK Fund. $\Sigma M = H \cdot e_q + M$	112896	149056	80456	KNm
Torsionsmoment Mz	6463	7592	2514	KNm

	Normal	Abnormal	Production	
Eigenlast (Designwert), Min. Bodenaufplast Vd	20338	20338	22223	KN
Biegemoment (Designwert) Md	152409	163962	80456	KN
Exzentrizität der Vertikal- bzw. Eigenlast $e = Md/Vd$	7.49	8.06	3.62	m
Effektive Fläche (Ersatzfläche) $A' = 2 \cdot [R^2 \cdot \text{Arccos}(e/R) - e \cdot (R^2 - e^2)^{0.5}]$	205.97	180.07	400.75	m²
Hauptachse $b_e = 2 \cdot (R - e)$	12.61	11.48	20.36	m
Hauptachse $l_e = 2 \cdot R \cdot (1 - (1 - b_e/(2 \cdot R))^2)^{0.5}$	23.18	22.40	26.63	m
Länge der (rechteckigen) Ersatzfläche $L' = (A' \cdot l_e / b_e)^{0.5}$	19.45	18.75	22.90	m
Breite der (rechteckigen) Ersatzfläche $B' = L' \cdot b_e / l_e$	10.59	9.60	17.50	m
Bodenpressung $\sigma = Vd / A'$	99	113	55	KN/m²
Horizontallast (Designwert) Hd	1068	1135	542	KN
Ersatzhorizontallast infolge Torsion $Hd' = 2 \cdot Mz / L' + (Hd^2 + (2 \cdot Mz / L')^2)^{0.5}$	2292	2334	804	KN

Gemäß DNV/Risø Richtlinie ("Guideline")...

Tragfähigkeit, normale Exzentrizität:

$$e < 0.6 \cdot R = 8.28 \text{ m}$$

	Normal	Abnormal	Production	
Reibungswinkel $\varphi_d = \text{Arctan}(\tan(\varphi)/\gamma_\varphi)$	0.00	0.00	0.00	deg.
Undrainierte Kohäsion $C_{ud} = C_u / \gamma_c$	40.00	45.45	50.00	KN/m ²
Effektive Dichte des Bodens $\gamma' (= \gamma \text{ falls } L1-L4 > B', \text{ falls } L1-L4 < B' \text{ interpolieren})$	8.00	8.00	8.00	KN/m ²
Effektive Bodenpressung in UK Fundament q'	22.84	22.84	22.84	KN/m ²
Gesamtbodenpressung in UK Fundament q	51.39	51.39	51.39	KN/m ²
Tragfähigkeitsbeiwert N_q $N_q = e^{\pi \cdot \tan(\varphi_d)} \cdot \tan^2(45 + \varphi_d/2)$	1.00	1.00	1.00	
Tragfähigkeitsbeiwert N_γ $N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\varphi_d)$	0.00	0.00	0.00	
Tragfähigkeitsbeiwert N_{co} $N_{co} = 2 + \pi$	5.14	5.14	5.14	
Formbeiwert s_q $s_q = 1 + B' / L' \cdot \sin(\varphi_d)$	1.0000	1.0000	1.0000	
Formbeiwert s_γ $s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot B' / L'$	0.8367	0.8463	0.7707	
Formbeiwert s_{co} $s_{co} = 1 + 0.2 \cdot B' / L'$	1.1088	1.1025	1.1529	
Exponent $m = (2 + B'/L') / (1 + B'/L')$	1.648	1.661	1.567	
Neigungsbeiwert i_q $i_q = [1 - Hd / Vd]^m$	0.9150	0.9090	0.9621	
Neigungsbeiwert i_γ $i_\gamma = (1 - Hd / Vd)^{(m+1)}$	0.8669	0.8583	0.9386	
Neigungsbeiwert i_{co} $i_{co} = 0.5 \cdot \{1 + \sqrt{[1 - Hd / (A' \cdot C_{ud})]}\}$	0.9248	0.9227	0.9899	
Tragfähigkeit, drainiert (Sand) $R/A' = q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$	0	0	0	KN/m ²
Tragfähigkeit, undrainiert (Clay) $R/A' = N_{co} \cdot C_{ud} \cdot s_{co} \cdot i_{co} + q'$	234	261	316	KN/m ²

Gemäß DIN EN 1997-1:1994, Anhang D

Tragfähigkeit, extreme Exzentrizität:

$e > 0.6 \cdot R = 8.28 \text{ m}$

	Normal	Abnormal	Production	
Reibungswinkel $\varphi_d = \text{Arctan}(\tan(\varphi)/\gamma_\varphi)$	0.00	0.00	0.00	deg.
Undrainierte Kohäsion $C_{ud} = C_u / \gamma_c$	40.00	45.45	50.00	KN/m ²
Effektive Dichte des Bodens γ' , equal to ρ if $L1-L4 > B'$, $L1-L4 < B'$ interpol.	8.00	8.00	8.00	KN/m ²
Effektive Bodenpressung in UK Fundament q'	22.84	22.84	22.84	KN/m ²
Gesamtbodenpressung in UK Fundament q	51.39	51.39	51.39	KN/m ²
Tragfähigkeitsbeiwert N_q $N_q = e^{\pi \cdot \tan(\varphi_d)} \cdot (1 + \sin(\varphi_d)) / (1 - \sin(\varphi_d))$	1.00	1.00	1.00	
Tragfähigkeitsbeiwert N_γ $N_\gamma = 0.25 \cdot [(N_q - 1) \cdot \cos(\varphi_d)]^{3/2}$	0.00	0.00	0.00	
Tragfähigkeitsbeiwert N_{co} $N_{co} = 2 + \pi$	5.14	5.14	5.14	
Formbeiwert s_q $s_q = 1 + B' / L' \cdot \sin(\varphi_d)$	1.0000	1.0000	1.0000	
Formbeiwert s_γ $s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot B' / L'$	0.8367	0.8463	0.7707	
Formbeiwert s_{co} $s_{co} = 1 + 0.2 \cdot B' / L'$	1.1088	1.1025	1.1529	
Neigungsbeiwert i_q $i_q = 1 + H_d/V_d$	1.0525	1.0558	1.0244	
Neigungsbeiwert i_γ $i_\gamma = i_q^2$	1.1078	1.1147	1.0494	
Neigungsbeiwert i_{co} $i_{co} = \sqrt{0.5 + 0.5 \cdot \sqrt{1 + H_d / (A' \cdot C_{ud})}}$	1.0321	1.0329	1.0050	
Tragfähigkeit, drainiert (Sand) $R/A' = \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$	0	0	0	KN/m ²
Tragfähigkeit, undrainiert (Clay) $R/A' = N_{co} \cdot C_{ud} \cdot s_{co} \cdot i_{co} \cdot 1.05$	247	279	313	KN/m ²

Gemäß DIN EN 1997-1:1994, Anhang D und DNV/Risø Richtlinie ("Guideline")...

Gleiten:

	Normal	Abnormal	Production	
Gleitwiderstand, drainiert $R_d = V_d \cdot \tan(\varphi_d)$	0	0	0	KN
Gleitwiderstand, undrainiert $R_d = A' \cdot C_{ud}$	8239	8185	20038	KN
Gleitwiderstand, undrainiert $R_d = 0.4 \cdot V_d$	8135	8135	8889	KN

Ergebnis:

	Normal	Abnormal	Production	
Bodenpressung	99	113	55	KN/m ²
Tragfähigkeit, normale Exzentrizität	234	261	316	KN/m ²
Tragfähigkeit, normale Exzentrizität	247	279		KN/m ²
Tragfähigkeit erfüllt	OK	OK	OK	

	Normal	Abnormal	Production	
Ersatzhorizontallast infolge Torsion	2292	2334	804	KN
Gleitwiderstand	8135	8135	8889	KN
Gleitsicherheit erfüllt	OK	OK	OK	

Gesamtstabilität

		Vd	e	M=Vd*e
Stabilisierende Kräfte	Turm	5018	13.800	69242
	Fundament	18514	13.800	255498
	Min. Bodenauflast	11944	13.800	164830
	Auftrieb	-17195	13.800	-237294
Stabilisierendes Moment				252275

Lastfall "Normal":

		Hd	e	M
Einwirkendes Moment	Turmfuß			149040
	Horizontallast	1068	3.16	3369
Einwirkendes Gesamtmoment				152409

Sicherheit gegen Kippen

$$\gamma = 1.66$$

Lastfall "Abnormal":

		Hd	e	M
Einwirkendes Moment	Turmfuß			160380
	Horizontallast	1135	3.16	3582
Einwirkendes Gesamtmoment				163962

Sicherheit gegen Kippen

$$\gamma = 1.54$$

ergänzende Nachweise in Anlehnung an DIBt-RiLi 2012 und DIN EN 1997-1 (GZT und GZG)**GZT:**

Infolge der aus den Einwirkungen des maßg. Extremlastfalls resultierenden charakteristischen Beanspruchung in der Sohlfläche darf ein Klaffen der Sohlfuge höchstens bis zum Schwerpunkt der Sohlfläche auftreten.

Eigenlast Turm, Fundament, Min. Bodenauflast und Auftrieb	V =	22223	KN
Biegemoment in Unterkante Fundament	M =	149056	KNm
Max. Exzentrizität	$e = M/V =$	6.707	m
	$< 0.59 * R =$	8.142	m
		OK	

GZG:

Infolge der aus der Einwirkungskombination DLC D.2 resultierenden charakteristischen Beanspruchung darf in der Sohlfläche keine klaffende Fuge auftreten:

Eigenlast Turm	Vt =	5664	KN
Eigenlast Fundament, Betonwicht 24 KN/m3	$V_c = F_{zc} * 24 / 22.5 =$	21943	KN
Eigenlast Min. Bodenauflast	Vb =	13271	KN
Auftrieb	Va =	-17195	KN
Eigenlast Turm, Fundament, Min. Bodenauflast und Auftrieb	V =	23683	KN
Biegemoment in Unterkante Fundament	M =	80456	KNm
Max. Exzentrizität	$e = M/V =$	3.397	m
	$< 0.25 * R =$	3.450	m
		OK	

Tragfähigkeit des Baugrundes:

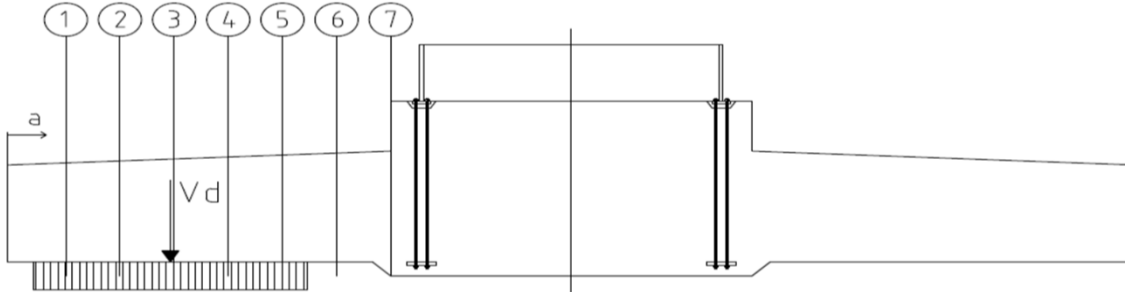
Max. (Bemessungs-)Bodenpressung, plastisch Verformung	$\sigma_{allow} > \sigma_{work} =$	113	KN/m ²
		Seite 1.10	

Max. charakteristische Bodenpressung, elastische Verf.	$\sigma_{allow} > \sigma_{work} =$	127	KN/m ²
		Seite 1.15	

Die ausreichende Tragfähigkeit ist im Geotechnischen Gutachten bzw. durch den zuständigen Baugrundsachverständigen zu bestätigen.

Querschnittswerte zur Bemessung der Stahlbetonplatte:

Der Querkraft- und Momentenverlauf wird für einen 1m breiten Ersatzbalken (mit fester Einspannung) ermittelt (entlang der Hauptachse der Fundamentplatte):



Wichte für Eigengewicht, Auftrieb und Bodenpressung	Min	Max	
Beton	22.50	24.00	KN/m ³
Bodenauflast	16.20	20.70	KN/m ³
Auftrieb, per m ² am Fundamentebene	28.55	28.55	KN/m ²
Bodenpressung, auf Ersatzfläche	113	113	KN/m ²

Bodenpressung für Lastfall Abnormal	$\sigma =$	113 KN/m ²
Fundamentplatte, Min. Bodenauflast und Auftrieb	$\sigma =$	26 KN/m ²
Fundamentplatte, Max. Bodenauflast und Auftrieb	$\sigma =$	32 KN/m ²

Die Querschnittswerte werden jeweils für 7 Schnitte berechnet (ausgehend von Außenkante Fundament bis Turmwand):

Aus Bodenpressung:

	1	2	3	4	5	6	7	
a	0.936	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	m
To	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
Qi	0	55	215	376	536	697	857	KN
Qi+1	55	215	376	536	697	857	1018	KN
Mi	0	13	205	625	1274	2150	3254	KNm
Mi+1	13	205	625	1274	2150	3254	4587	KNm

Fundamentplatte, Min. Bodenauflast und Auftrieb:

	1	2	3	4	5	6	7	
a	0.000	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	m
To	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
gi	22.11	23.60	25.08	26.57	28.05	29.54	31.02	KN/m ²
gi+1	23.60	25.08	26.57	28.05	29.54	31.02	32.51	KN/m ²
Qi	0	32	67	104	143	183	227	KN
Qi+1	32	67	104	143	183	227	272	KN
Mi	0	23	94	215	390	622	913	KNm
Mi+1	23	94	215	390	622	913	1267	KNm

Fundamentplatte, Max. Bodenauflast und Auftrieb:

	1	2	3	4	5	6	7	
a	0.000	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	m
To	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
g _i	32.86	33.64	34.41	35.19	35.97	36.75	37.53	KN/m ²
g _{i+1}	33.64	34.41	35.19	35.97	36.75	37.53	38.30	KN/m ²
Q _i	0	40	80	122	165	209	254	KN
Q _{i+1}	40	80	122	165	209	254	301	KN
M _i	0	28	113	257	461	727	1057	KNm
M _{i+1}	28	113	257	461	727	1057	1451	KNm

Werte für Querkraft u. Moment sind für den Fall "Fundamentplatte, Min. Bodenauflast und Auftrieb" zu kombinieren.

Resultierende Schnittgrößen (Superposition), Min. Bodenauflast:

	1	2	3	4	5	6	7	
Q _{i+1}	22	148	272	394	513	631	746	KN
M _{i+1}	-10	111	410	883	1528	2341	3319	KNm

Drehfedersteifigkeit des Fundamentes, keine klaffende Sohlfuge

(gemäß Betonkalender 1978, Teil II)

Dyn. Drehfedersteifigkeit für Kreisfundamente (gem. Tab. 7.5): $k_{\phi} = 8/3 \cdot G \cdot R^3 / (1 - \nu)$

Schubmodul des Bodens: $G = E / [2 \cdot (1 + \nu)]$

Elastizitätsmodul des Bodens: $E = E_{s,dyn} \cdot (1 - \nu - 2\nu^2) / (1 - \nu)$

mit: $E_{s,dyn}$: Dyn. Steifemodul des Bodens

ausgedrückt durch $E_{s,dyn}$: $k_{\phi} = f(\nu) \cdot E_{s,dyn} \cdot R^3$

mit: $f(\nu) = 4/3 \cdot (1 - \nu - 2\nu^2) / [(1 - \nu)^2 \cdot (1 + \nu)]$

Min. erf. dyn. Drehfedersteifigkeit: $k_{\phi,dyn,min} = 8.00E+10 \text{ Nm/rad}$

Nominale dyn. Drehfedersteifigkeit: $k_{\phi,dyn,nom} = 1.82E+11 \text{ Nm/rad}$
(gemäß Fundamentlastenheft 0047-2702)

Zugrunde gelegte Schiefstellung zur Berücksichtigung zus. Effekte aus Theorie II. Ordnung aus der im Gegensatz zur gesamtdynamischen Berechnung geringeren Drehfedersteifigkeit bei Nachweisen gegen Festigkeits- und Stabilitätsversagen = $\tan(M_x/k_{\phi,stat} - M_x/k_{\phi,dyn,nom}) = 0.0057 \text{ m/m}$
(gemäß Turmlastenheft 0047-2698)

mit M_x aus Lastfall Normal

$$k_{\phi,stat} = \max [M_x / (\text{ATAN}(0.0057) + M_x / K_{\phi,dyn,nom}), K_{\phi,dyn,min} / 5]$$

Min. erf. stat. Drehfedersteifigkeit: $k_{\phi,stat} = 1.75E+10 \text{ Nm/rad}$
17.51

Tabelle:

					Sand	Clay		
ν	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	
$f(\nu)$	1.29	1.25	1.19	1.09	0.95	0.74	0.44	
$E_{s,dyn}$	23564	24352	25684	27967	32153	41095	69062	KN/m ²
$E_{s,stat}$	5156	5329	5620	6120	7036	8992	15112	KN/m ²

Zu Grunde gelegte Verhältnis zwischen stat. und dyn. Steifemodul gem. Tab. 7.2, Betonkalender.
Vorhande Werte sind durch den zuständigen Baugrundsachverständigen zu bestätigen.

Drehfedersteifigkeit des Fundamentes, klaffende Sohlfuge

Biegemoment aus Lastfall "Production"	M =	80456	KNm
Max. Bodenpressung (Außenkante Fundament): (Seite 1.15)	σ_{max} =	76	KN/m ²
Min. Bodenpressung: (Seite 1.15)	σ_{min} =	0	KN/m ²
Bereichsbreite unter Pressung (keine klaffende Sohlfuge)	Weff =	26.943	m
Poissonzahl (Querdehnzahl)	ν =	0.4	
Dyn. Steifemodul des Bodens	'Clay' $E_{s,dyn}$ =	41095	KN/m ²
E-Modul des Bodens	$E = E_{s,dyn} \cdot (1 - \nu - 2\nu^2) / (1 - \nu)$ =	19178	KN/m ²
G-Modul des Bodens	$G = E / [2 \cdot (1 + \nu)]$ =	6849	KN/m ²
Federsteifigkeit des Bodens	$C_M = 32 \cdot G / (3 \cdot \pi \cdot (1 - \nu) \cdot R)$ =	2809	KN/m
Vertikale Deformation an der Außenkante	$\delta_V = (\sigma_{max} - \sigma_{min}) / C_M$ =	0.02711	m
Verdrehung	ϕ =	0.00101	rad
Dyn. Drehfedersteifigkeit	k_{ϕ} =	8.00E+10	Nm/rad
Abminderung der Drehfedersteifigkeit infolge Klaffen der Sohlfuge	r =	1.000	

NUR ZUR INFORMATION:**Verformungen, Max. charakteristische Beanspr. aus Lastfall "Production":**

	Dyn.	Mittel	Stat.	
Steifemodul des Bodens nach Drehfederst.	41095	26269	8992	KN/m ²
Steifemodul des Bodens nach DNV Ri.	97500	62326	21335	KN/m ²
Steifemodul des Bodens, Mittelwert	69297	44298	15164	KN/m ²
Poisonzahl	0.40	0.40	0.40	
G-Modul des Bodens	11550	7383	2527	KN/m ²
Biegemoment aus Lastfall Normal	112896	112896	112896	KNm
Max. Bodenpressung	95	95	95	KN/m ²
Min. Bodenpressung	0	0	0	KN/m ²
Effektive Fundamentbreite	19.23	19.23	19.23	m
Federsteifigkeit des Bodens C_M	4736	3027	1036	KN/m
Vertikale Deformation an der Außenkante	0.020	0.031	0.092	m
Fundamentverdrehung	1.0	1.6	4.8	mm/m
Fundamentverdrehung	0.060	0.093	0.273	deg.
Vertikallast aus Lastfall Normal	22223	22223	22223	KN
Vertikallast aus Originalboden	13665	13665	13665	KN
Federsteifigk. d. Bodens (vertikal) $4GR/(1-\nu)$	1062560	679231	232510	KN/m
Vertikale Verformung	0.008	0.013	0.037	m

Der "mittlere" Steifemodul des Bodens setzt sich wie folgt aus dem dynamischen und statischen Steifemodul zusammen:

$$E_{s,mittel} = E_{s,dyn} \cdot (1 - M_m/M_p) + E_{s,stat} \cdot M_m/M_p$$

Biegemoment aus LF Mittelwert ("Mean load"):

$$M_m = 36366 \text{ KNm}$$

Biegemoment aus LF "Production":

$$M_p = 78746 \text{ KNm}$$

Statischer Anteil:

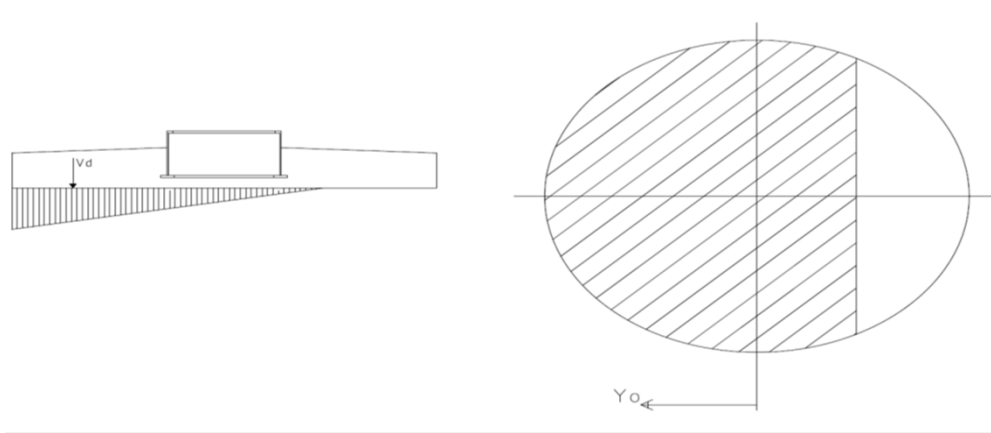
$$M_m/M_p = 0.4618$$

Dynamischer Anteil:

$$1 - M_m/M_p = 0.5382$$

Elastische Berechnung, charakteristische Lasten

	Normal	Abnormal	Production	
Vertikallast bzw. Normalkraft	22223	22223	22223	KN
Biegemoment	112896	149056	80456	KNm
e/R	0.3681	0.4860	0.2624	



	Normal	Abnormal	Production	
Keine klaffende Sohlfuge	e/R < 1/4	$\sigma = N/A + M/W$		KN/m ²
		$\sigma = N/A - M/W$		KN/m ²

Klaffende Sohlfuge e/R > 1/4

$$M - N \cdot y_o = \int \sigma(y) \cdot y \cdot dA = E \cdot \int \varepsilon(y) \cdot y \cdot dA$$

$$N = \int \sigma(y) \cdot dA = E \cdot \int \varepsilon(y) \cdot dA$$

mit $\varepsilon(y) = k \cdot y$:

$$M - N \cdot y_o = E \cdot k \cdot \int y^2 \cdot dA = E \cdot k \cdot I(y_o)$$

(I(yo) and S(yo) at 0-line)

$$N = E \cdot k \cdot \int y \cdot dA = E \cdot k \cdot S(y_o)$$

$$M/(N \cdot R) = e/R = I(y_o) / (R \cdot S(y_o)) - y_o/R = f_1$$

$$s = N \cdot R \cdot (1 - y_o/R) / S(y_o) = f_2 \cdot N$$

$$f_1 = I(y_o) / (R \cdot S(y_o)) + y_o/R$$

$$f_2 = R \cdot (1 - y_o/R) / S(y_o)$$

	Normal	Abnormal	Production	
Relative Exzentrizität	e/R = f1	0.3681	0.4860	0.2624
Faktor	f2	0.0043	0.0057	0.0034
Max. Bodenpressung	$\sigma = f_2 \cdot N$	95	127	76
Abstand zw. Mittelachse und Nulllinie	y _o =	-8.367	-3.755	-13.143
Klaffen		19.7	36.4	2.4
				%

Tabelle:

i	yo	yo/R	Ao	So	lo	f1=e/R	f2
1	-13.800	-1.000	598	8256	142422	0.2500	0.003343
2	-13.757	-0.997	598	8231	141720	0.2508	0.003348
3	-13.630	-0.988	598	8155	139633	0.2531	0.003364
4	-13.419	-0.972	597	8028	136212	0.2571	0.003390
5	-13.125	-0.951	594	7853	131541	0.2627	0.003428
6	-12.750	-0.924	591	7631	125734	0.2701	0.003479
7	-12.296	-0.891	586	7364	118932	0.2793	0.003544
8	-11.766	-0.853	578	7056	111297	0.2904	0.003623
9	-11.164	-0.809	569	6710	103011	0.3034	0.003720
10	-10.494	-0.760	558	6332	94262	0.3183	0.003836
11	-9.758	-0.707	544	5927	85246	0.3351	0.003975
12	-8.962	-0.649	528	5501	76154	0.3538	0.004138
13	-8.111	-0.588	509	5059	67171	0.3743	0.004331
14	-7.210	-0.522	489	4610	58462	0.3965	0.004558
15	-6.265	-0.454	466	4158	50176	0.4204	0.004825
16	-5.281	-0.383	441	3712	42435	0.4457	0.005140
17	-4.264	-0.309	415	3277	35335	0.4724	0.005513
18	-3.222	-0.233	387	2858	28942	0.5003	0.005955
19	-2.159	-0.156	358	2462	23293	0.5292	0.006482
20	-1.083	-0.078	329	2092	18399	0.5588	0.007114
21	0.000	0.000	299	1752	14242	0.5890	0.007876
22	1.083	0.078	269	1444	10787	0.6197	0.008805
23	2.159	0.156	240	1170	7979	0.6504	0.009946
24	3.222	0.233	211	931	5751	0.6811	0.011364
25	4.264	0.309	183	725	4029	0.7116	0.013147
26	5.281	0.383	157	552	2735	0.7415	0.015423
27	6.265	0.454	132	410	1792	0.7706	0.018375
28	7.210	0.522	110	296	1128	0.7988	0.022280
29	8.111	0.588	89	206	678	0.8259	0.027560
30	8.962	0.649	70	139	387	0.8516	0.034887
31	9.758	0.707	54	89	207	0.8757	0.045375
32	10.494	0.760	41	54	103	0.8981	0.060955
33	11.164	0.809	29	31	47	0.9187	0.085180
34	11.766	0.853	20	16	19	0.9372	0.125067
35	12.296	0.891	13	8	7	0.9535	0.195780
36	12.750	0.924	7	3	2	0.9675	0.334235
37	13.125	0.951	4	1	0	0.9791	0.64636
38	13.419	0.972	2	0	0	0.9882	1.5204
39	13.630	0.988	0	0	0	0.9947	5.103
40	13.757	0.997	0	0	0	0.9987	40.69
	m		m ²	m ³	m ⁴		

Elastische Berechnung, Betriebslasten

"Mean +/- 1/2 Range Eq." - berechnet gem. den "Equivalent loads" (siehe Tabelle auf Seite 1.4).

"Mean +/- 1/2 Range Last step" - berechnet gem. letzter Stufe ("last step") des Lastkollektives (siehe Tabelle auf Seite 1.5).

Belastung	Last	Vd	Md	e/R = f1	f2	Bem.
Mean + 1/2 Range	Eq.	22223	58246	0.1899	n.v.	
Mean - 1/2 Range	Eq.	22223	16114	0.0525	n.v.	
Mean + 1/2 Range	Last step	22223	113702	0.3708	0.00430	
Mean - 1/2 Range	Last step	22223	-39342	-0.1283	n.v.	
		KN	KNm			

		(rechts)	(links)			
Belastung	Last	Sr	Sl	B'	Ms	Mg
Mean + 1/2 Range	Eq.	9	65	27.600		
Mean - 1/2 Range	Eq.	29	45	27.600		
Mean + 1/2 Range	Last step	0	96	22.057		
Mean - 1/2 Range	Last step	56	18	27.600		
		KN/m ²	KN/m ²	m		

Mit der bekannten Bodenpressung und dessen Verteilung (z. B. klaffende Sohlfuge) lassen sich jeweils die Querschnittswerte für die 7 Schnitte berechnen (ausgehend von Außenkante Fundament bis Turmwand). (nächste Seite)

Auf der Leeseite (dem Wind abgewandte Seite) können die Querschnittswerte für den Betriebsfestigkeitsnachweis des Betons an der Oberseite (des Querschnitts) und für den Ermüdungsfestigkeitsnachweis der unteren Bewehrung verwendet werden.

Auf der Windseite können die Querschnittswerte für den Betriebsfestigkeitsnachweis des Betons an der Unterseite (des Querschnitts) und für den Ermüdungsfestigkeitsnachweis der oberen Bewehrung verwendet werden.

Variationen des Biegemomentes auf der Leeseite:

Biegemomente, Leeseite, "Mean + 1/2 Range", "Equivalent loads" (schädigungsäquivalentes Einstufenkollektiv):

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
$\sigma(a)$	62	60	57	54	51	48	45	KN/m ²
Q(a)	91	178	260	339	413	483	549	KN
M(a)	65	256	568	993	1528	2165	2899	KNm

Biegemomente, Leeseite, "Mean - 1/2 Range", "Equivalent loads":

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
$\sigma(a)$	44	43	43	42	41	40	39	KN/m ²
Q(a)	63	125	187	246	305	363	419	KN
M(a)	45	179	401	709	1101	1576	2131	KNm

Biegemomente, Leeseite, "Mean + 1/2 Range", "Last step" (letzten bzw. maßgebenden Stufe des Lastkollektives):

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
$\sigma(a)$	89	83	77	71	65	59	52	KN/m ²
Q(a)	131	254	368	473	569	657	736	KN
M(a)	94	369	812	1411	2152	3025	4015	KNm

Biegemomente, Leeseite, "Mean - 1/2 Range", "Last step":

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
$\sigma(a)$	20	22	24	26	28	30	32	KN/m ²
Q(a)	27	57	90	125	163	204	248	KN
M(a)	19	78	182	334	539	800	1121	KNm

Eigenlast:

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
$\sigma(a)$	26	26	26	26	26	26	26	KN/m ²
Qg(a)	37	74	111	148	185	222	258	KN
Mg(a)	26	105	236	420	656	945	1286	KNm

Hinweis: $\sigma(a)$ ist die Bodenpressung im Abstand a von der Fundamentaußenkante.

Variationen des Biegemomentes auf der Windseite:

Biegemomente, Windseite, "Mean + 1/2 Range", "Equivalent loads":

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
$\sigma(a)$	12	15	18	21	23	26	29	KN/m ²
Q(a)	15	34	57	84	115	150	190	KN
M(a)	10	44	108	207	348	536	777	KNm

Biegemomente, Windseite, "Mean - 1/2 Range", "Equivalent loads":

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
$\sigma(a)$	30	31	32	33	33	34	35	KN/m ²
Q(a)	42	86	130	176	223	271	320	KN
M(a)	30	121	274	491	774	1125	1544	KNm

Biegemomente, Windseite, "Mean + 1/2 Range", "Last step":

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
$\sigma(a)$	0	0	0	1	7	13	19	KN/m ²
Q(a)	0	0	0	0	5	19	42	KN
M(a)	0	0	0	0	3	19	62	KNm

Biegemomente, Windseite, "Mean - 1/2 Range", "Last step":

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
$\sigma(a)$	54	52	50	48	46	44	42	KN/m ²
Q(a)	78	154	227	297	365	429	491	KN
M(a)	56	222	493	866	1336	1901	2554	KNm

Eigenlast:

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
$\sigma(a)$	26	26	26	26	26	26	26	KN/m ²
Q(a)	37	74	111	148	185	222	258	KN
M(a)	26	105	236	420	656	945	1286	KNm

Elastische Berechnung, charakteristische Produktionslasten

Last	Last	Vd	Md	e/R = f1	f2	Bem.
Charakteristisch	Extrem	22223	80456	0.262	0.0034	
		KN	KNm			

Leeseite	Last	Sl	Sr	B'	Ms	Mg
Charakteristisch	Extrem	0	76	26.943		
		KN/m ²	KN/m ²	m		

Variationen des Biegemomentes auf der Leeseite:

Biegemomente, charakteristische Extremlasten:

	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
$\sigma(a)$	72	68	64	60	56	52	48	KN/m ²
Q(a)	105	205	299	387	470	546	618	KN
M(a)	76	297	655	1144	1753	2476	3304	KNm

Eigenlast:

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
$\sigma(a)$	26	26	26	26	26	26	26	KN/m ²
Qg(a)	37	74	111	148	185	222	258	KN
Mg(a)	26	105	236	420	656	945	1286	KNm

Zusammenstellung der Lasten in UK Fundament:

Gesamtlast infolge der Betonteile

Wichte des Betons $\gamma_c = 22.50 \text{ KN/m}^3$
 $F_{zc} = 20572 \text{ KN}$

Bodenauflast bzw. Auffüllung

Wichte der Bodenauflast $\gamma_b = 16.20 \text{ KN/m}^3$ (min)
 $\gamma_b = 20.70 \text{ KN/m}^3$ (max)
 $F_{zb} = 13271 \text{ KN}$ (min)
 $F_{zb} = 16958 \text{ KN}$ (max)

Auftrieb

$F_{zw} = -17195 \text{ KN}$

Charakteristische Lasten in UK Turmfußflansch (Ebene bzw. Level L2)

Betrachtete Lastfälle: Lastbericht 0047-2702

Lastfall	Normal	Abnormal	"Klaffende Fuge"
Lasttyp	Extrem	Extrem	(DLC D.2 gem. DIBt-RiLi 2012)
zug. γ_f	1.35	1.10	1.00
F_x	0	0	0
F_y	791	1032	542
F_z *)	5575	5575	5664
	KN	KN	KN
M_x	110400	145800	78746
M_y	0	0	0
M_z	6463	7592	2514
	KNm	KNm	KNm

*) min. Wert für F_z wird für alle Lastfälle mit Ausnahme von DLC D.2 angesetzt.

Charakteristische Fundamentschnittgrößen in UK Fundament (Ebene bzw. Level L1)

Hebelarm der Horizontallast $e_q = L2 - L1 = 3.155 \text{ m}$

Lastfall	Normal	Abnormal	"Klaffende Fuge"
Lasttyp	Extrem	Extrem	(DLC D.2 gem. DIBt-RiLi 2012)
Anm.			
min V_k	22223	22223 *)	22312 *)
max V_k	43104	43104	43193
max H_k	791	1032	542
	KN	KN	KN
max $M_{res,k}$	112896	149056 *)	80456 *)
max $M_{z,k}$	6463	7592	2514
	KNm	KNm	KNm

Turm, Fundam., min. Bodenauflast, Auftrieb
Turm, Fundam., max. Bodenauflast
Horizontallast

Resultierendes Biegemoment
Torsionsmoment

*) diese Werte sind auch auf Seite 1.11 der statischen Berechnung 0046-8936 ersichtlich.

Vestas Wind Systems A/S

Flachgründung der WKA - Bemessung

V126 3.3MW 137m DIBt2 HGWL

Bemessungsgrundlagen:

DIBt-RiLi 2012	Richtlinie für Windenergieanlagen, Reihe B, Heft 8
DIN EN 1992-1-1:2011	EC2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken
DIN EN 1993-1-1:2010	EC3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-1
DAfStb Heft 439	Ermüdungsfestigkeit von Stahlbeton..... gemäß CEB-FIP Model Code 1990

Content:

- 2.2 Materialien bzw. Baustoffe, Teilsicherheitsbeiwerte
- 2.3 Sicherheitsbeiwerte
- 2.4 Lasten
- 2.5 Hauptabmessungen
- 2.7 Vorspannung der Ankerbolzen
- 2.12 Ultrahochfestverguss unterhalb des Turmfußflansches
- 2.14 Beton unterhalb des Ultrahochfestvergusses
- 2.21 Ankerplatte
- 2.26 Lastkonzentrationsfaktor
- 2.28 Untere Radialbewehrung entlang der Hauptachse
- 2.30 Obere Radialbewehrung entlang der Hauptachse
- 2.32 Schubbewehrung
- 2.34 Untere Radialbewehrung parallel der Hauptachse
- 2.36 Obere Radialbewehrung parallel der Hauptachse
- 2.39 Ermüdungsfestigkeit des Betons
- 2.44 Ermüdungsfestigkeit der Bewehrung
- 2.45 Ring- bzw. Querbewehrung innerhalb des Ankerkorbes
- 2.47 Durchstanzen nach Stabwerksmodell
- 2.49 Durchstanzen nach β -Verfahren
- 2.51 Druckstrebe innerhalb des Ankerkorbes
- 2.54 Bemessung der Knoten
- 2.55 Verankerungs- und Übergreifungslänge, Biegerollendurchmesser
- 2.56 Sockel
- 2.58 Rissbreitenbeschränkung

Hinweis:

Die vorliegende statische Berechnung gilt für ein kreisförmiges oder octogonales Flachgründungsfundament mit einem (vorgespannten) Ankerkorb sowie radialer / tangentialer Hauptbewehrung, vertikale Schub- und Kantenbewehrung.

Das Fundamentdesign basiert auf den Vorgaben der DIBt-Richtlinie für Windenergieanlagen 2012, der DIN EN 1992-1-1 bzw. DIN EN 1992-1-1/NA.

Materialien bzw. Baustoffe - Annahmen:C45/55
(Sockel)C35/45
(Platte)

Material	Güte	Begriff	Symbol	Festigkeit	Festigkeit	Einheit
Beton	C35 & C45	Druckfestigkeit	f_{ck}	45	35	N/mm ²
		mittlere Zugfestigkeit	f_{ctm}	3.80	3.21	N/mm ²
		"Untere" Zugfestigkeit	$f_{ctk,0.05}$	2.66	2.25	N/mm ²
		"Obere" Zugfestigkeit	$f_{ctk,0.95}$	4.93	4.17	N/mm ²
		Schubfestigkeit	$C_{Rd,k}$	0.21	0.21	N/mm ²
		Ermüdungsfestigkeit *)	$f_{ck,fat}$	31.37	25.59	N/mm ²
		Mittlerer E-Modul	E_{cm}	36283	34077	N/mm ²
Mörtel	C80/95	Druckfestigkeit	f_{gk}		80	N/mm ²
		Ermüdungsfestigkeit *)	$f_{gk,fat}$		46.24	N/mm ²
		E-Modul	E_g		55000	N/mm ²
Stahl	S500	Streckgrenze	f_{yk}		500	N/mm ²
(Stab)		E-Modul	E_s		200000	N/mm ²
Stahl	S355	Streckgrenze	f_{yk}		355	N/mm ²
(Platte)		E-Modul	E_s		210000	N/mm ²
Anchor	10.9	Zugfestigkeit	f_{uk}		1000	N/mm ²
		Streckgrenze	f_{yk}		900	N/mm ²
		Ermüdungsfestigkeit	E_{sa}		210000	N/mm ²

*) Charakteristische Ermüdungsfestigkeit gem. DIBt-Rili 2012: $f_{ck,fat} = 0.85 * f_{ck} * (1 - f_{ck}/250)$

Druckfestigkeiten (Beton u. Mörtel) angegeben als Zylinder- (ø150*300mm) / Würfelfestigkeit (150mm).

Teilsicherheitsbeiwerte:

C45/55

C35/45

Material	Norm	Begriff	Symbol	Wert	Wert	
Beton	EC2-1	Druckfestigkeit	$\gamma_c * \gamma'_c$	1.50	1.50	
	EC2-1	mittlere Zugfestigkeit	$\gamma_c * \gamma'_c$	1.50	1.50	
	EC2-1	Ermüdungsfestigkeit	$\gamma_c * \gamma'_c$	1.50	1.50	
	Heft 439	Modellungenauigkeiten		γ_{sd}	1.10	
Mörtel	Heft 439	Druckfestigkeit		γ_c	1.50	
	Heft 439	Ermüdungsfestigkeit		γ_c	1.50	
Stahl &	EC3-1	Zugfestigkeit		γ_s	1.25	
Anker	EC3-1	Streckgrenze		γ_s	1.10	
	DIBt-RiLi	Ermüdungsfestigkeit		γ_s	1.265	
Bewehrung	EC2-1	Streckgrenze		γ_a	1.15	
	Heft 439	Ermüdungsfestigkeit		γ_a	1.15	
Lasten						
Eigenlast	DIBt-RiLi	"günstig"		γ_g	0.90	
Eigenlast	DIBt-RiLi	"ungünstig"		γ_g	1.10	
Versp.kraft	DIBt-RiLi	Vorspannkraft "günstig"		γ_p	0.90	
Versp.kraft	DIBt-RiLi	Vorspannkraft "ungünstig"		γ_p	1.10	
Windlast	DIBt-RiLi	Inklusive Beschleunigungskräften		γ_f	1.10	
Betrieb	DIBt-RiLi			γ_f	1.00	

*) Für Betondruckfestigkeiten größer als C55: $\gamma'_c = 1/(1.1 - f_{ck}/500)$

Zusätzliche Annahmen:

Gewählte Betondeckung

 $c_{nom} = 60 \text{ mm}$

Mindestbetondeckung gem. DIN EN 1992-1/NA

 $c_{min} = 40 \text{ mm}$ Betondeckung im Sockel für Zusatzbewehrung $\varnothing 16$ $c_{min} = 44 \text{ mm}$

Mindestschubbewehrungsgrad für Platten

 $\rho_s = 0.0008500$

Mindestbewehrungsgrad gem. DIN EN 1992-1/NA

 $\rho_{w,min} = 0.6 * 0.16 * f_{ctm} / f_y = 0.0006163$

Expositionsklassen

XC4 / XD1 / XS1 / XF3 / XA1

Lasten:

Lastdokument:

0047-2702

Lastfall	Abnormal	Mean	Range	Max	Min
Lasttyp	Extrem	Betrieb	Betrieb	Betrieb	Betrieb
Anm.			10 ⁷	10 ⁷	10 ⁷
Anm.	(Zahlenwert)	(Zahlenwert)	m=7	m=7	m=7
F _x	0	0	0	0	0
F _y	1032	258	456	486	30
F _z	5575	5575	0	5575	5575
	KN	KN	KN	KN	KN
M _x	145800	36366	40694	56713	16019
M _y	0	0	0	0	0
M _z	7592	0	0	0	0
	KNm	KNm	KNm	KNm	KNm

Lastkollektiv:

Stufe	F _m	ΔF	M _m	ΔM	n	Σn
1	258	1161	36366	149380	8.75E+00	8.75E+00
2	258	1115	36366	143410	1.46E+01	2.33E+01
3	258	1068	36366	137430	1.69E+01	4.02E+01
4	258	1022	36366	131460	1.51E+01	5.53E+01
5	258	975	36366	125480	4.07E+01	9.60E+01
6	258	929	36366	119510	6.22E+01	1.58E+02
7	258	883	36366	113530	2.27E+02	3.85E+02
8	258	836	36366	107550	2.22E+02	6.08E+02
9	258	790	36366	101580	4.91E+02	1.10E+03
10	258	743	36366	95604	6.61E+02	1.76E+03
11	258	697	36366	89629	6.77E+02	2.44E+03
12	258	650	36366	83654	1.23E+03	3.67E+03
13	258	604	36366	77678	4.83E+03	8.50E+03
14	258	557	36366	71703	1.27E+04	2.12E+04
15	258	511	36366	65728	3.70E+04	5.82E+04
16	258	464	36366	59753	1.22E+05	1.80E+05
17	258	418	36366	53777	3.16E+05	4.96E+05
18	258	372	36366	47802	6.40E+05	1.14E+06
19	258	325	36366	41827	1.01E+06	2.15E+06
20	258	279	36366	35852	1.78E+06	3.93E+06
21	258	232	36366	29876	3.31E+06	7.24E+06
22	258	186	36366	23901	5.68E+06	1.29E+07
23	258	139	36366	17926	1.17E+07	2.46E+07
24	258	93	36366	11951	5.90E+07	8.36E+07
25	258	46	36366	5975	3.49E+08	4.33E+08
Last	258	1161	36366	149380	Sum	4.33E+08
	KN	KN	KNm	KNm		

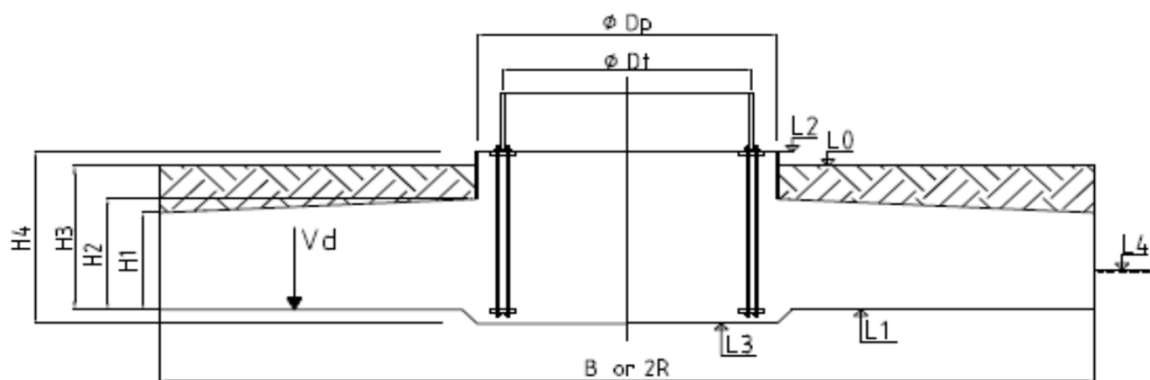
F_m, M_m Einwirkungen F und M des Lastfalles "Mittelwert" ("Mean Load")

ΔF_y, ΔM_x Schwingweiten ("Ranges") der Komponenten F und M des Lastkollektives

n Lastspielzahl ("number of load cycles") für ΔM_x

Hauptabmessungen:

Durchmesser der Fundamentplatte	D =	27.600 m
Ersatzbreite für Orthogonalfundament	B =	27.600 m
Durchmesser des Sockels	Dp =	7.704 m
Mittlerer Durchmesser des Turmfußflansches	Dt =	6.000 m
Höhe am Außenrand	H1 =	0.700 m
Höhe am Sockel	H2 =	2.350 m
Einbindetiefe in den gewachsenen Baugrund	H3 =	2.855 m
Gesamthöhe des Fundamentes	H4 =	3.400 m
Geländeoberkante	L0 =	0.000 m
Unterkante Fundament, außerhalb v. Zentrumsbereich	L1 =	-2.855 m
Oberkante Fundamente (bzw. Sockel)	L2 =	0.300 m
Unterkante Fundament, im Zentrumsbereich	L3 =	-3.100 m
Grundwasserspiegel	L4 =	0.000 m



Die Darstellung zeigt einen Ausschnitt der unteren Turmsektion mit T-förmigen Fußflansch, der als Schnittstelle zwischen Turm und Fundamentoberkante fungiert. Der T-Flansch wird in eine Rinne aus (ultra-)hochfesten Vergussmörtel eingebettet, um die Druckbeanspruchung des umliegenden Sockelbetons infolge eines vergrößerten Lasteinleitungsbereiches zu reduzieren und/oder um etwaige Ebenheitstoleranzen zu kompensieren.

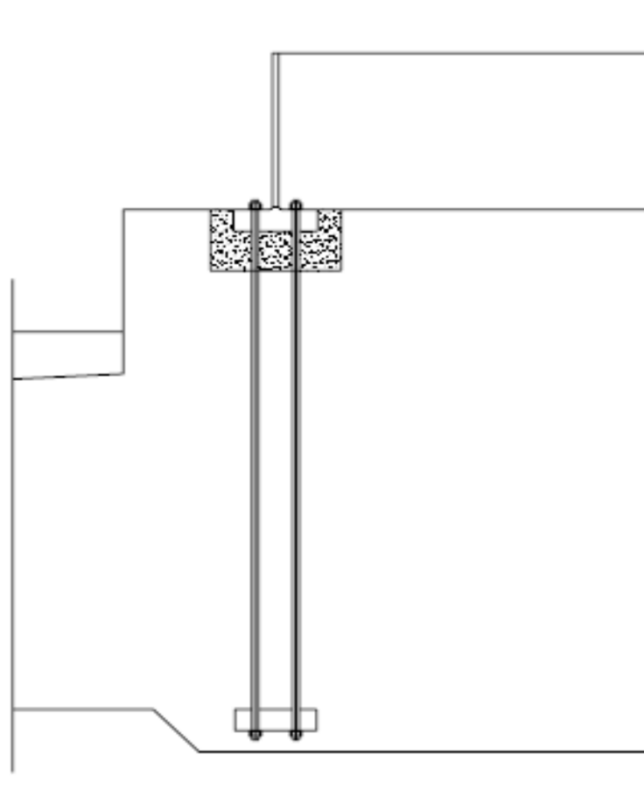
Am Fundamentfuß werden die Ankerkräfte über einen Stahlflansch bzw. Ankerring eingeleitet, der unterhalb der unteren Hauptbewehrung (Radial- und Ringbewehrung) angeordnet ist.

Alle Anker sind mit einem Schrumpfschlauch versehen.

Alle angegebenen Bewehrungsabmessungen basieren auf einem kreisförmigen Fundamentdesign.

Verankerung:

Als Verbindungselement zw. Turm und Fundament dient ein vorgespannter Ankerkorb, dessen Ankerpaare doppelreihig angeordnet sind. Das Vorspannen erfolgt gegen den erhärteten Beton (ohne Verbund).

Skizze:

Anzahl der Anker pro Reihe (2 Reihen)

$N_a = 108$

Ankerformat

$M = 36$

Lochdurchmesser im Turmfußflansch

$d_{ht} = 42 \text{ mm}$

Lochdurchmesser in der Ankerplatte

$d_{ha} = 42 \text{ mm}$

Effektive bzw. freie Länge der Anker

$L_a = 3257 \text{ mm}$

Gesamtlänge der Anker

$L_o = 3495 \text{ mm}$

Mittlerer Durchmesser des Turmfußflansches

$D_t = 6000 \text{ mm}$

Aussendurchmesser des Turmfußflansches

$D_{fo} = 6300 \text{ mm}$

Innendurchmesser des Turmfußflansches

$D_{fi} = 5700 \text{ mm}$

Äußerer Lochkreisdurchmesser

$D_{co} = 6195 \text{ mm}$

Innerer Lochkreisdurchmesser

$D_{ci} = 5805 \text{ mm}$

Breite des Turmfußflansches

$W_f = 300 \text{ mm}$

Dicke des Turmfußflansches

$t_f = 110 \text{ mm}$

Breite der Ankerplatte

$W_{fi} = 320 \text{ mm}$

Dicke der Ankerplatte

$t_{fi} = 80 \text{ mm}$

Sockeldurchmesser

$D_p = 7704 \text{ mm}$

Einwirkungen aus den Turm bezogen auf die Anker:

Bemessungslastfall: Abnormal

Bemessungswert der Turmeigenlast ("günstig")

$$N_d = Y_g \cdot F_z = 5018 \text{ KN}$$

Bemessungswert der Turmeigenlast ("ungünstig")

$$N_d = Y_g \cdot F_z = 6133 \text{ KN}$$

Bemessungswert des Biegemomentes in UK Turm

$$M_d = Y_f \cdot (M_x^2 + M_y^2)^{1/2} = 160380 \text{ KNm}$$

Zugkraft pro Ankerpaar aus Turmwand

$$P_{tu} = -N_d/N_a + 4 \cdot M_d/(N_a \cdot D_t) = 944 \text{ KN}$$

Druckkraft pro Ankerpaar aus Turmwand

$$P_{td} = +N_d/N_a + 4 \cdot M_d/(N_a \cdot D_t) = 1047 \text{ KN}$$

Vorspannung der Anker, Querschnitt bleibt überdrückt infolge P_{tu} : *)

Nennspannungsquerschnitt des Gewindes

$$A_s = 817 \text{ mm}^2$$

Vorspannung

$$\eta = 50 \%$$

$$P_p = \eta \cdot f_{uk} \cdot A_s = 409 \text{ KN}$$

$$> (1-p) \cdot P_{tu} / 2 = 444 \text{ KN}$$

(p: siehe Berechnung unten) Klaffung

Zugfeder bzw. Federkonstante der Anker:

Schaftquerschnitt

$$d = 33.40 \text{ mm}$$

$$A_a = \pi/4 \cdot d^2 = 876 \text{ mm}^2$$

Federkonstante der Anker

$$C_s = 2 \cdot A_a \cdot E / L_a = 112997 \text{ N/mm}$$

Druckfeder bzw. Federkonstante des Betons:

Mittlerer Abstand zwischen den Ankern

$$a = \pi \cdot D_c / N_a = 175 \text{ mm}$$

Ausbreitungswinkel des sich ausbildenden Betondruckkörpers

$$\alpha = 30 \text{ deg.}$$

Höhe des gedrücktes Betonkörper

$$L_c = 3055 \text{ mm}$$

Mittlere Flanschbreite (obere, untere Flansch)

$$W_m = 310 \text{ mm}$$

Federkonstante des Betons

$$C_c = \tan(\alpha) \cdot E_{cm} \cdot a / \ln(1 + \tan(\alpha) \cdot L_c / W_m) = 1806744 \text{ N/mm}$$

mitwirkender Ankeranteil:

$$p = 1 / (1 + C_c / C_s) = 0.05886$$

mitwirkender Betonanteil:

$$q = 1 - p = 0.9411$$

Kräfte in den Ankern:

Ankerkraft:

$$P_t \leq Z_l$$

$$P_a = P_p + p \cdot P_t / 2$$

$$P_t > Z_l$$

$$P_a = P_t / 2$$

Grenzwert

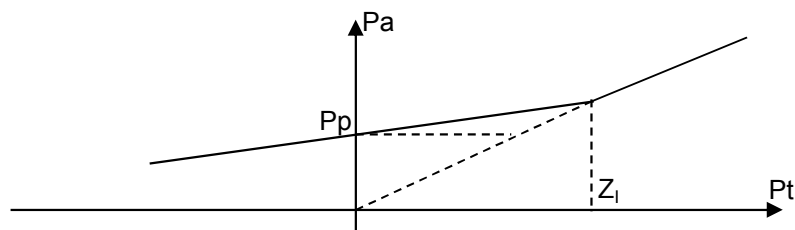
$$Z_l = 2 \cdot P_p / (1 - p) = 868 \text{ KN}$$

Infolge Zugkraft aus Turmwand

$$P_a = 472 \text{ KN}$$

Infolge Druckkraft aus Turmwand

$$P_a = 378 \text{ KN}$$



*) siehe Petersen Stahlbau 23.2.10.4 (Friedr. Vieweg & Sohn, 1988)

Ankerspannung, Extremlast:

Ankerspannung im Schaftbereich (DIN EN 1993-1-1:2010)	$Y_m = 1.1$	$\sigma_a = P_a / A_a =$ $< f_{yk} / (1.1 * Y_m) =$	538 N/mm ² 744 N/mm ²
Ankerspannung im Gewindebereich (DIN EN 1993-1-1:2010)	$Y_m = 1.1$	$\sigma_a = P_a / A_s =$ $< f_{uk} / (1.25 * Y_m) =$	577 N/mm ² 727 N/mm ² OK

Längung der Anker (unter Einfluß der Vorspannkraft):

Elastische Längung, Vollschaft	d= 36.00	$\Delta L = L * P_p / AE + P_p / C_c =$	6.45 mm
Elastische Längung, Rolloptimiert	d= 33.40	$\Delta L = L * P_p / AE + P_p / C_c =$	7.46 mm

Ankerspannung, Betrieb bzw. Ermüdung:

Max. Biegemoment (Range m = 7 (auf d. sicheren Seite))		$\max M = M_m + \Delta M / 2 =$	56713 KNm
Min. Biegemoment (Range m = 7 (auf d. sicheren Seite))		$\min M = M_m - \Delta M / 2 =$	16019 KNm
Max. Kraft aus Turmwand		$\max P_t = 4 * \max M / (N_a * D_t) =$	350 KN
Min. Kraft aus Turmwand		$\min P_t = 4 * \min M / (N_a * D_t) =$	99 KN
Deltakraft im Anker:	$P_t \leq Z_l$	$\Delta P_a = p * (\max P_t - \min P_t) / 2 =$	7.39 KN
Deltaspannung		$\Delta \sigma = \Delta P_a / A_s =$ $< 36 * (2 * 10^6 / 10^7)^{0.25} / Y_m * (30/d)^{0.25} =$	9.0 N/mm ² 18.2 N/mm ² OK

Kriechen, Schwinden und Relaxation.

Basierend auf DIN EN 1992-1-1, 3.1.4 i. V. m. DAfStb Heft 525.

Kriechen für $t=\infty$ für Beton unter konst. Druckbeanspruchung: $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) * \sigma_c / (1.1 * E_{cm})$

Kriechkoeffizient $\varphi(\infty, t_0) = \varphi_0 * \beta_c(\infty, t_0)$

mit: $\varphi_0 = \varphi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0)$

Relative Luftfeuchtigkeit	RH =	80 %
wirksame Bauteildicke, "u" äquiv. zu halber Breite	$h_o = 2 * A_c / u = H1 + H2 =$	3050 mm
Bezugsgröße	$h_1 =$	100 mm
Beiwerte	$\alpha_1 = (35/f_{cm})^{0.7} =$	0.8658
	$\alpha_2 = (35/f_{cm})^{0.2} =$	0.9597
	$\alpha_3 = (35/f_{cm})^{0.5} =$	0.9022
Tabelle H9.2	$\alpha =$	0.0000
Druckfestigkeit des Betons	$f_{cm} =$	43 N/mm ²
	$\varphi_{RH} = [1 + \alpha_1 * (1 - RH/100) / (0.1 * h_o / h_1)^{1/3}] * \alpha_2 =$	1.074
	$\beta(f_{cm}) = 16.8 / \sqrt{f_{cm}} =$	2.562
tatsächliches Betonalter bei Belastungsbeginn	$t_0 =$	28 days
	$t_{0,eff} = t_0 * [9 / (2 + t_0^{1.2}) + 1]^{\alpha} =$	28 days
	$\beta(t_0) = 1 / (0.1 + t_{0,eff}^{0.2}) =$	0.488
	$\varphi_0 = \varphi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0) =$	1.344
Betonalter zum betrachteten Zeitpunkt	(20 years) $t =$	7300 days
	$\beta_H = \text{Min}(150 * [1 + (1.2 * RH/100)^{18}] * h_o / h_1 + 250 * \alpha_3, 1500 * \alpha_3) =$	1353
	$\beta(t, t_0) = [(t - t_0) / (\beta_H + t - t_0)]^{0.3} =$	0.9501
	$\varphi(\infty, t_0) = \varphi_0 * \beta_c(\infty, t_0) =$	1.277

Abstand zwischen UK Turmfußflansch und OK Ankerplatte
Flanschbreite

$d = 3045 \text{ mm}$
 $W_f = 300 \text{ mm}$

Vorspannkraft als Linienlast

$p_p = 2 * P_p * N_a / (\pi * D_t) = 4681 \text{ N/mm}$

Berechnungsansatz: Die halbe Fundamenthöhe wurde in 6 Bereiche mit derselben Höhe unterteilt;
für jeden Bereich wurde die Verformung ermittelt (unter Zugrundelegung einer Lastausbreitung von 45°)

i	d_i	z_i	σ_i	ε_i	Δ_i	$\Sigma \Delta_i$
1	254	127	8.45	0.2880	0.0731	0.0731
2	254	381	4.41	0.1503	0.0381	0.1112
3	254	634	2.98	0.1017	0.0258	0.1370
4	254	888	2.25	0.0768	0.0195	0.1565
5	254	1142	1.81	0.0617	0.0157	0.1722
6	254	1396	1.51	0.0516	0.0131	0.1853
	mm	mm	N/mm ²	o/o	mm	mm

Kriechen der Fundamentplatte:

$\varepsilon_{cc}(\infty, t_o) = 2 * \Sigma \Delta_i / d = 0.1217 \text{ o/o}$

Schwinden

$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{cas}(t) + \varepsilon_{cds}(t, t_s)$

mit:

$\varepsilon_{cas}(t) = \varepsilon_{cas0}(f_{cm}) * \beta_{as}(t)$

Tabelle H9.2

$\alpha_{as} = 700$

$\alpha_{ds1} = 4$

$\alpha_{ds2} = 0.12$

$\varepsilon_{cas0}(f_{cm}) = \alpha_{as} * (f_{cm}/(60+f_{cm}))^{2.5} * 10^{-3} = 0.0788 \text{ o/o}$

$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0.2*\sqrt{t}) = 1.0000$

Autogenes Schwinden:

$\varepsilon_{cas}(t) = \varepsilon_{cas0}(f_{cm}) * \beta_{as}(t) = 0.0788 \text{ o/o}$

$\varepsilon_{cds}(t) = \varepsilon_{cds0}(f_{cm}) * \beta_{RH}(RH) * \beta_{ds}(t-t_s)$

$\varepsilon_{cds0}(f_{cm}) = 0.85 * [(220 + 110*\alpha_{ds1}) * \exp(-\alpha_{ds2}*f_{cm}/10)] * 10^{-3} = 0.3349 \text{ o/o}$

$\beta_{RH}(RH) = 1.55 * [1 - (RH/100)^3] = 0.7564$

$t_s = 14 \text{ days}$

$\beta_{ds}(t-t_s) = [(t - t_s) / (350*(h_o/100)^2 + t - t_s)]^{0.5} = 0.1479$

Trocknungsschwinden:

$\varepsilon_{cds}(t) = \varepsilon_{cds0}(f_{cm}) * \beta_{RH}(RH) * \beta_{ds}(t-t_s) = 0.0375 \text{ o/o}$

Gesamtdehnung infolge Kriechen und Schwinden:

$\varepsilon_c = 0.2380 \text{ o/o}$

Relaxation:

Gemäß DIN EN 1992-1-1, 3.3, Anker als Stab berücksichtigt, (3.30):

$$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 1.98 * \rho_{1000} * \exp(8*\mu) * (24*t/1000)^{0.75*(1-\mu)}$$

mit

$$\begin{aligned} \rho_{1000} &= 4.00 \% \\ (\text{bezogen auf Stabdurchmesser}) \quad \mu &= 0.47 \\ t &= 7300 \text{ days} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} &= 1.98 * \rho_{1000} * \exp(8*\mu) * (24*t/1000)^{0.75*(1-\mu)} = 26.10 \text{ N/mm}^2 \\ \epsilon_r &= 0.1243 \text{ o/oo} \end{aligned}$$

Kurzzeiteffekte wie Vorspannkraftverluste infolge Gewindegsetzungen, Setzungen in Kontaktflächen, etc. werden vernachlässigt, da die Anker beim Vorspannen um ein bestimmtes Maß überspannt werden, um die unmittelbar eintretenden Spannkraftverluste zu kompensieren und zu vergleichmäßigen. Für weitere Auskünfte siehe Montageanleitung.

Überprüfung des Vorspanngrades:

Ohne Kriechen, Schwinden und Relaxation:

$$\begin{aligned} P_p &= 409 \text{ KN} \\ Z_I = 2 * P_p / (1 - \mu) &= 868 \text{ KN} \end{aligned}$$

Inklusive Kriechen, Schwinden und Relaxation:

$$\begin{aligned} \min P_p &= P_p - (\epsilon_c + \epsilon_r) * AE_{sa} = 342 \text{ KN} \\ \min Z_I &= 2 * \min P_p / (1 - \mu) = 726 \text{ KN} \end{aligned}$$

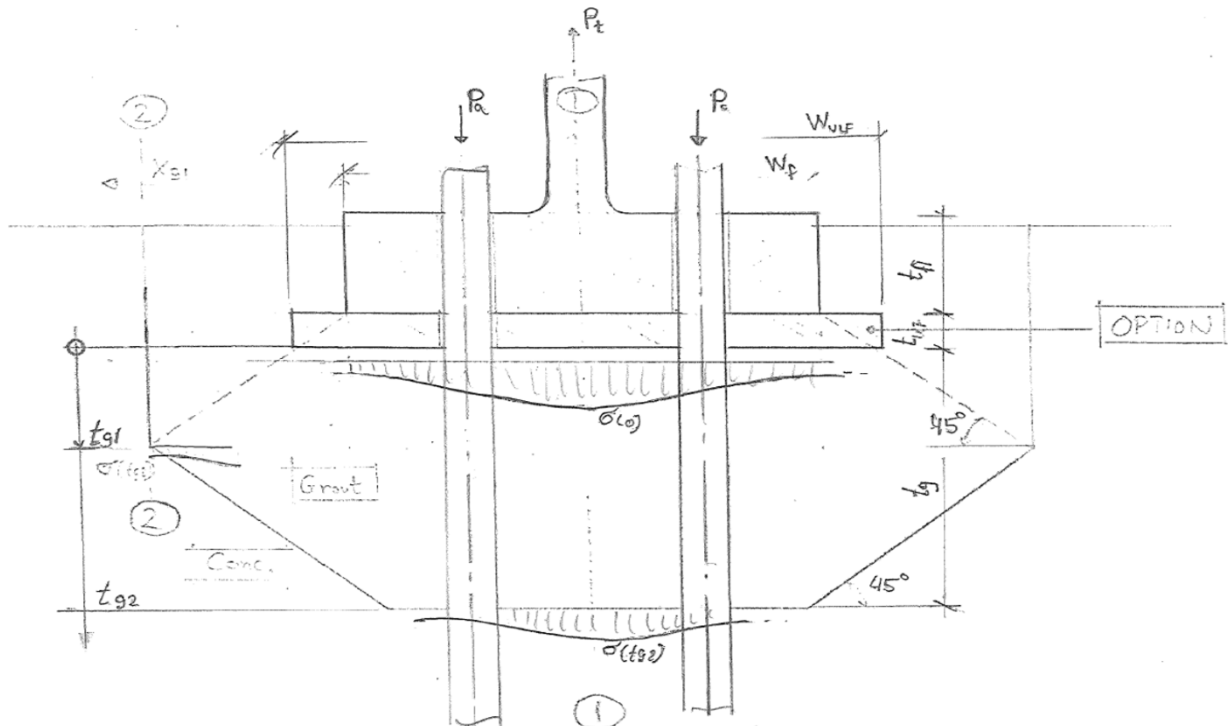
Überprüfung ob Verbindung zw. Turmfußflansch und Ultrahochfestverguss klafft:

Last:	N	M	P _t	< Z _I ?	< minZ _I ?
Bemessungswert der Extremlast	5018	160380	944	Klaffung	Klaffung
Charakteristische Extremlast	5575	110400	630	OK	OK
"Max"-Wert im Betrieb (Mi. +50%)	5575	111056	634	OK	OK
Lastfall "production" (charakter.)	5575	78746	434	OK	OK
	KN	KNm	KN		

Ein Klaffen sollte mind. unter charakter. Einwirkungskombination des Lastfalles "Normal" über 20 Jahre **ausgeschlossen** und unter den Bemessungswerten der Lastfälle "Normal" und "Abnormal" zum Zeitpunkt der Errichtung **beschränkt** werden.

Spannungsnachweise unterhalb des T-Flansches:

Unter Berücksichtigung der Einwirkungskombination aus Vorspannung und der max. Druckkraft aus der Turmwand kennzeichnet sich bei Spannungsverteilung unterhalb des T-Flansches eine signifikante Spannungsspitze direkt unterhalb der Turmwandung ab. Dieser Spannungsbereich ist maßgebend für die min. erf. Druckfestigkeit des Mörtels und die min. erf. Dicke bzw. Tiefe der Vergussrinne. Die Breite der Vergussmörtelrinne wird dadurch festgelegt, indem die Spannung in einem bestimmten Abstand (sowohl horizontal als auch vertikal) bezogen auf die Außenkante des Turmfußflansch ermittelt wird. Mit diesen Eingangswerten lässt sich der Umriss der Vergussmörtelrinne definieren:



Die Spannungen werden unter Verwendung von Einflüßzahlen brechechnet, die einer mit Hilfe der Software ANSYS durchgeführten Parameterstudie entstammen. Die Einwirkungen aus Vorspannung und Druckkraft aus Turmwand werden beim ANSYS-Modell so angenommen, dass sie jeweils mit einer (gleichmässig verteilten) Spannung von 1 N/mm² direkt unterhalb des Turmfußflansches korrespondieren. Das ANSYS-Modell beruht auf einem linear-elastisch Materialverhalten und der Annahme, dass die Einflüsse aus Vorspannung und Turmwand nach dem Superpositionsprinzip kombiniert werden können. Zudem werden vereinfachte Vergleichsberechnungen durchgeführt (Annahme: beidseitige (lineare) Lastausbreitung unter 45° ausgehend von AK Turmfußflansch und gleichmässige Spannungsverteilung). Zum Vergleich werden die nach den beiden Ansätzen berechneten Spannungen σ und σ_{ref} durch die Ermittlung von sogenannten Spannungskonzentrationsfaktoren ("SCF = Stress Concentration Factor") zueinander ins Verhältnis gesetzt.

Grundlegende Geometrie:

Breite des Turmfußflansches

$W_f = 300 \text{ mm}$

Dicke des Turmfußflansches

$t_f = 110 \text{ mm}$

Verhältnis Dicke zu Breite (bezogen auf Turmfußflansch)

$t_f / W_f = 0.3667$

Mittlerer Abstand zwischen den Ankern

$a = 175 \text{ mm}$

Lochdurchmesser im Turmfußflansch

$d_o = 42 \text{ mm}$

Durchmesser der Ankerbolzen bzw. Ankerformat

$d = 36 \text{ mm}$

OPTION:

(Nachweis Seite 20)

Breite des Unterlegsflansches

$W_{ULF} = 300 \text{ mm}$

Dicke des Unterlegsflansches

$t_{ULF} = 0 \text{ mm}$

(Ultra-)Hochfester Vergussmörtel, Querschnittsebene Unterkante (UK) Turmfußflansch:

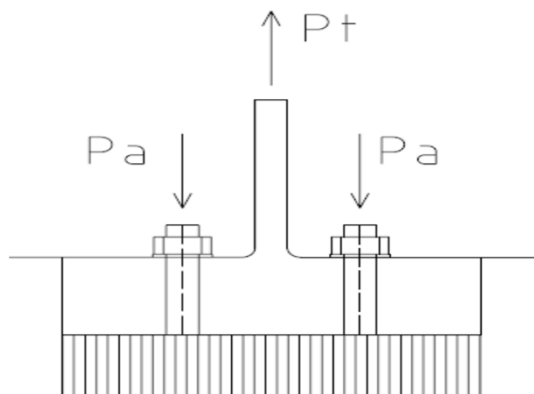
Korrektionsfaktor für Unterlegsflansch	$\eta_{ULF} = W_{ULF} / W_f =$	1.000
Nettofläche unterhalb des T-Flansches pro Ankerpaar	$A_n = \eta_{ULF} * W_f * a - \pi/2 * d_o^2 =$	49589 mm ²
Dicke der Vergussmörtelrinne unterhalb der Turmwand	$t_{g2} =$	120 mm
Breite der Vergussmörtelrinne am T-Flanschrand	$x_{g1} =$	70 mm
Teilsicherheitsbeiwert für Vorspannung	$\gamma_P =$	1.10
Umschnürungsfaktor	$C_f = 0.75 * \sqrt{3} =$	1.30
Druckfestigkeit des (Ultra-)Hochfestvergusses		C80/95
Bemessungswert der Druckfestigkeit	$f_{gd} = 0.85 * f_{gk} / \gamma_c =$	45.33 N/mm ²

Einflußzahlen korrespondierend zu 1 N/mm² (bezogen auf Bruttofläche unterhalb des T-Flansches)

Entlang Linie 1:

	(fix)	(fix)	(fix)	(interpoliert)	(fix)	(fix)	(fix)	(interpoliert)
$t_f/W_f =$	0.1579	0.3158	0.5000	0.3667	0.1579	0.3158	0.5000	0.3667
t	i_a	i_a	i_a	i_a	i_t	i_t	i_t	i_t
0	0.9020	0.8660	0.7350	0.8298	2.4170	1.2930	0.8610	1.1737
50	0.9723	0.8240	0.7037	0.7908	1.8627	1.0845	0.7827	1.0011
100	0.9240	0.7573	0.6650	0.7318	1.3627	0.8933	0.7043	0.8411
150	0.8150	0.6831	0.6170	0.6648	1.0299	0.7486	0.6311	0.7161
200	0.7170	0.6183	0.5699	0.6049	0.8350	0.6507	0.5710	0.6287
300	0.5760	0.5189	0.4903	0.5110	0.6142	0.5214	0.4786	0.5096
400	0.4823	0.4459	0.4256	0.4403	0.4920	0.4357	0.4086	0.4282
500	0.4157	0.3913	0.3779	0.3876	0.4110	0.3742	0.3564	0.3693
152				0.6624				0.7126
mm				Ankerkraft				Turmwand

(Ultra-)Hochfester Vergussmörtel, Spannungen unterhalb des T-Flansches, Extremelast:



Spannungsberechnung basierend auf Einflußzahlen

$$\sigma = (i_t * -P_t + i_a * \gamma_P * 2 * P_a) / A_n$$

Zum Vergleich: Vereinfachte Spannungsberechnung (basierend auf gleichmäßiger Spannungsverteilung)

$$\sigma_{ref} = (-P_t + \gamma_P * 2 * P_a) / A_n$$

P_t	P_a	i_t	i_a	$\sigma(o)$	$\sigma_{ref}(o)$	$C_f * f_{gd}$	"SCF"
944	472	1.1737	0.8298	0.0	1.9	58.9	
0	409	1.1737	0.8298	15.0	18.1	58.9	
-1047	378	1.1737	0.8298	38.7	37.9	58.9	1.02
KN	KN			N/mm²	N/mm ²	N/mm²	

OK

Beton, tg2 unterhalb der Unterseite des T-Flansches, Extremlast:

$$t_{g1} = 120 \text{ mm}$$

Skalierte t-Koordinate, Referenzflanschbreite 380 mm

$$t = 380/W_{ULF} * t_{g1} = 152 \text{ mm}$$

Spannungsberechnung basierend auf Einflußzahlen

$$\sigma = (i_t * -P_t + i_a * \gamma_P * 2 * P_a) / A_n$$

Zum Vergleich: Vereinfachte Spannungsberechnung (basierend auf gleichmässiger Spannungsverteilung)

$$\sigma_{ref} = (-P_t + \gamma_P * 2 * P_a) / A_n(t)$$

Nettofläche in t [mm] unterhalb des T-Flansches

$$A_n(t) = a * (\eta_{ULF} * W_f + 2 * \tan(\alpha) * t_{g1} - \pi/2 * d^2)$$

$$\alpha = 45 \text{ Grad}$$

Bemessungswert der Druckfestigkeit

$$f_{cd} = 0.85 * f_{ck} / \gamma_c = 25.50 \text{ N/mm}^2$$

Umschnürungsfaktor

$$C_f = \sqrt{3} = 1.73$$

P _t	P _a	i _t	i _a	σ(t)	σ _{ref} (t)	C _f * f _{gd}	"SCF"
944	472	0.7126	0.6624	0.3	1.0	44.2	
0	409	0.7126	0.6624	12.0	9.7	44.2	
-1047	378	0.7126	0.6624	26.1	20.4	44.2	1.28
KN	KN			N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	

OK

Seitliche Grenzlinien des Vergussmörtels:**Entlang Linie 2 - X_{g1} [mm] von AK T-Flansch:**

x =	39	79	152	39	79	152
t	i _a	i _a	i _a	i _t	i _t	i _t
0	0.3698	0.2229	-0.0490	0.4215	0.2796	0.0170
50	0.3049	0.2499	0.1481	0.4795	0.3387	0.0781
100	0.3444	0.2746	0.1454	0.4887	0.3703	0.1512
150	0.3859	0.3037	0.1516	0.4677	0.3770	0.2091
200	0.4158	0.3272	0.1632	0.4588	0.3754	0.2211
300	0.3730	0.3250	0.2362	0.3910	0.3500	0.2741
152			0.1520			0.2096
mm			Ankerkraft			Turmwand

Beton, tg1 unterhalb der Unterseite des T-Flansches, Extremlast:

$$t_{g2} = 120 \text{ mm}$$

Skalierte t-Koordinate, Referenzflanschbreite 380 mm

$$t = 380/W_f * t_{g2} = 152 \text{ mm}$$

Spannungsberechnung basierend auf Einflußzahlen

$$\sigma = (i_t * -P_t + i_a * \gamma_P * 2 * P_a) / A_n$$

Zum Vergleich: Vereinfachte Spannungsberechnung (basierend auf gleichmässiger Spannungsverteilung)

$$\sigma_{ref} = (-P_t + \gamma_P * 2 * P_a) / A_n(t)$$

Nettofläche in t [mm] unterhalb des T-Flansches

$$A_n(t) = a * (\eta_{ULF} * W_f + 2 * \tan(\alpha) * t_{g2})$$

$$\alpha = 45 \text{ Grad}$$

Bemessungswert der Druckfestigkeit

$$f_{cd} = 0.85 * f_{ck} / \gamma_c = 25.50 \text{ N/mm}^2$$

Umschnürungsfaktor (bzw. Teilflächenbelastung)

$$C_f = \sqrt{3} = 1.73$$

P _t	P _a	i _t	i _a	σ(t)	σ _{ref} (t)	C _f * f _{gd}	"SCF"
944	472	0.2096	0.1520	0.0	1.0	44.2	
0	409	0.2096	0.1520	2.8	9.7	44.2	
-1047	378	0.2096	0.1520	7.0	20.4	44.2	0.34
KN	KN			N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	

OK

(Ultra-)Hochfester Vergussmörtel, Spannungen unterhalb des T-Flansches, Betriebslast:

"Max"- und "Min"-Werte des Biegemomentes im Betrieb in UK T-Flansch $M_i = M_m + / - \Delta M$

Druckkraft pro Ankerpaar aus Turmwand $P_{ti} = F_z / N_a + 4 * M_i / (N_a * D_i)$

Ankerkraft $P_{ai} = \max(P_p - p * P_{ti} / 2, P_{ti} / 2)$

Breite des Turmfußflansches $W_f = 300 \text{ mm}$
 Mittlerer Abstand zwischen den Ankern $a = 175 \text{ mm}$
 Nettofläche pro Ankerpaar $A_n = \eta_{ULF} * W_f * a - \pi / 2 * d_o^2 = 49589 \text{ mm}^2$

Ermüdungsfestigkeit für Vergussmörtel (und Beton): $\log(N1) < 6$:

Heft 439, CEB-FIB Model Code 1990 $\log(N1) = (12 + 16 * S_{min} + 8 * S_{min}^2) * (1 - S_{max})$

$\log(N1) > 6$ and $S_{max} - S_{min} > 0.3 - 3 * S_{min} / 8$:

$\log(N2) = 0.2 * \log(N1) * (\log(N1) - 1)$

$\log(N1) > 6$ and $S_{max} - S_{min} < 0.3 - 3 * S_{min} / 8$:

$\log(N3) = \log(N2) * (0.3 - 3 * S_{min} / 8) / (S_{max} - S_{min})$

Spannungsberechnung basierend auf Einflußzahlen $\sigma = (i_t * P_{ti} + i_a * 2 * P_{ai}) / A_n$

Bezogene Spannung $S = \sigma / (C_f * f_{gd,fat})$

Umschnürungsfaktor für niedrige Lastspielzahlen, $n < n1 = 100$ $C_{f1} = 1.30$

Umschnürungsfaktor für hohe Lastspielzahlen, $n > n2 = 500000$ $C_{f2} = 1.15$

$\log(n1) < \log(n) < \log(n2)$ $C_f(n) = C_{f1} - (C_{f1} - C_{f2}) * (\log(\Sigma n) - \log(n1)) / (\log(n2) - \log(n1))$

$f_{gd,fat} = f_{gk,fat} / \gamma_c = 30.83 \text{ N/mm}^2$

Tabelle: Mörtel, Max.-Werte:

Stufe	max M_i	max P_{ti}	max P_{ai}	i_t	i_a	max σ_i	C_f	max S
1	111056	737	387	1.1737	0.8298	30.39	1.30	0.7590
2	108071	719	387	1.1737	0.8298	29.97	1.30	0.7485
3	105081	700	388	1.1737	0.8298	29.56	1.30	0.7381
4	102096	682	388	1.1737	0.8298	29.14	1.30	0.7276
5	99106	663	389	1.1737	0.8298	28.72	1.30	0.7172
6	96121	645	390	1.1737	0.8298	28.30	1.29	0.7111
7	93131	627	390	1.1737	0.8298	27.88	1.28	0.7092
8	90141	608	391	1.1737	0.8298	27.46	1.27	0.7029
9	87156	590	391	1.1737	0.8298	27.05	1.26	0.6979
10	84168	571	392	1.1737	0.8298	26.63	1.25	0.6917
11	81181	553	392	1.1737	0.8298	26.21	1.24	0.6839
12	78193	534	393	1.1737	0.8298	25.79	1.24	0.6769
13	75205	516	393	1.1737	0.8298	25.37	1.22	0.6739
14	72218	497	394	1.1737	0.8298	24.95	1.21	0.6716
15	69230	479	394	1.1737	0.8298	24.54	1.19	0.6702
16	66243	461	395	1.1737	0.8298	24.12	1.17	0.6699
17	63255	442	395	1.1737	0.8298	23.70	1.15	0.6684
18	60267	424	396	1.1737	0.8298	23.28	1.15	0.6567
19	57280	405	397	1.1737	0.8298	22.86	1.15	0.6449
20	54292	387	397	1.1737	0.8298	22.44	1.15	0.6331
21	51304	368	398	1.1737	0.8298	22.03	1.15	0.6213
22	48317	350	398	1.1737	0.8298	21.61	1.15	0.6095
23	45329	331	399	1.1737	0.8298	21.19	1.15	0.5977
24	42342	313	399	1.1737	0.8298	20.77	1.15	0.5859
25	39354	295	400	1.1737	0.8298	20.35	1.15	0.5741
	KNm	KN	KN			N/mm ²		

Tabelle: Mörtel, Min.-Werte:

Stufe	min Mi	min Pti	min Pai	i_t	i_a	min σ_i	C_f	max S
1	-38324	-185	414	1.1737	0.8298	9.48	1.30	0.2366
2	-35339	-167	413	1.1737	0.8298	9.89	1.30	0.2471
3	-32349	-148	413	1.1737	0.8298	10.31	1.30	0.2575
4	-29364	-130	412	1.1737	0.8298	10.73	1.30	0.2680
5	-26374	-111	412	1.1737	0.8298	11.15	1.30	0.2784
6	-23389	-93	411	1.1737	0.8298	11.57	1.29	0.2907
7	-20399	-74	411	1.1737	0.8298	11.99	1.28	0.3049
8	-17409	-56	410	1.1737	0.8298	12.40	1.27	0.3175
9	-14424	-37	410	1.1737	0.8298	12.82	1.26	0.3309
10	-11436	-19	409	1.1737	0.8298	13.24	1.25	0.3439
11	-8449	-1	409	1.1737	0.8298	13.66	1.24	0.3564
12	-5461	18	408	1.1737	0.8298	14.08	1.24	0.3695
13	-2473	36	407	1.1737	0.8298	14.50	1.22	0.3850
14	515	55	407	1.1737	0.8298	14.91	1.21	0.4014
15	3502	73	406	1.1737	0.8298	15.33	1.19	0.4188
16	6490	92	406	1.1737	0.8298	15.75	1.17	0.4375
17	9478	110	405	1.1737	0.8298	16.17	1.15	0.4561
18	12465	129	405	1.1737	0.8298	16.59	1.15	0.4679
19	15453	147	404	1.1737	0.8298	17.01	1.15	0.4797
20	18440	165	404	1.1737	0.8298	17.42	1.15	0.4915
21	21428	184	403	1.1737	0.8298	17.84	1.15	0.5033
22	24416	202	403	1.1737	0.8298	18.26	1.15	0.5151
23	27403	221	402	1.1737	0.8298	18.68	1.15	0.5269
24	30391	239	401	1.1737	0.8298	19.10	1.15	0.5387
25	33378	258	401	1.1737	0.8298	19.52	1.15	0.5505
	KNm	KN	KN			N/mm ²		N/mm ²

Tabell: Mörtel, PM Summe:

Smax	Smin	log(N1)	log(N2)	log(n3)	log(N)	n	n/N
0.7590	0.2366	3.91	2.28	0.92	3.91	8.75E+00	0.0011
0.7485	0.2471	4.13	2.59	1.07	4.13	1.46E+01	0.0011
0.7381	0.2575	4.36	2.93	1.24	4.36	1.69E+01	0.0007
0.7276	0.2680	4.59	3.30	1.43	4.59	1.51E+01	0.0004
0.7172	0.2784	4.83	3.70	1.65	4.83	4.07E+01	0.0006
0.7111	0.2907	5.01	4.01	1.82	5.01	6.22E+01	0.0006
0.7092	0.3049	5.12	4.23	1.94	5.12	2.27E+02	0.0017
0.7029	0.3175	5.31	4.58	2.15	5.31	2.22E+02	0.0011
0.6979	0.3309	5.49	4.93	2.36	5.49	4.91E+02	0.0016
0.6917	0.3439	5.69	5.33	2.62	5.69	6.61E+02	0.0014
0.6839	0.3564	5.92	5.82	2.96	5.92	6.77E+02	0.0008
0.6769	0.3695	6.14	6.31	3.31	6.31	1.23E+03	0.0006
0.6739	0.3850	6.31	6.70	3.61	6.70	4.83E+03	0.0010
0.6716	0.4014	6.47	7.09	3.92	7.09	1.27E+04	0.0010
0.6702	0.4188	6.63	7.47	4.25	7.47	3.70E+04	0.0013
0.6699	0.4375	6.78	7.83	4.58	7.83	1.22E+05	0.0018
0.6684	0.4561	6.95	8.27	5.02	8.27	3.16E+05	0.0017
0.6567	0.4679	7.29	9.17	6.05	9.17	6.40E+05	0.0004
0.6449	0.4797	7.64	10.15	7.38	10.15	1.01E+06	0.0001
0.6331	0.4915	8.00	11.19	9.14	11.19	1.78E+06	0.0000
0.6213	0.5033	8.36	12.31	11.61	12.31	3.31E+06	0.0000
0.6095	0.5151	8.73	13.51	15.28	15.28	5.68E+06	0.0000
0.5977	0.5269	9.11	14.78	21.38	21.38	1.17E+07	0.0000
0.5859	0.5387	9.50	16.15	33.52	33.52	5.90E+07	0.0000
0.5741	0.5505	9.89	17.60	69.77	69.77	3.49E+08	0.0000

< 0.80

OK

PM Summe: 0.0189

< 1

OK

Beton, Spannungen unterhalb des T-Flansches, Betriebslast:

Die Spannungsermittlung in OK Beton erfolgt entsprechend der bereits zuvor beschr. Berechnungsmethode für Extremlasten (unter Berücksichtigung der Einwirkungen aus Vorspannung und max. Druckkraft aus Turmwand).

Breite des Turmfußflansches

 $W_f = 300 \text{ mm}$

Mittlerer Abstand zwischen den Ankern

 $a = 175 \text{ mm}$

Nettofläche pro Ankerpaar

 $A_n = \eta_{ULF} \cdot W_f \cdot a - \pi/2 \cdot d^2 = 50324 \text{ mm}^2$

Ermüdungsfestigkeit für Beton

 $\log(N1) < 6:$

Heft 439, CEB-FIB Model Code 1990

 $\log(N1) = (12 + 16 \cdot S_{min} + 8 \cdot S_{min}^2) \cdot (1 - S_{max})$ $\log(N1) > 6 \text{ and } S_{max} - S_{min} > 0.3 - 3 \cdot S_{min}/8:$ $\log(N2) = 0.2 \cdot \log(N1) \cdot (\log(N1) - 1)$ $\log(N1) > 6 \text{ and } S_{max} - S_{min} < 0.3 - 3 \cdot S_{min}/8:$ $\log(N3) = \log(N2) \cdot (0.3 - 3 \cdot S_{min}/8) / (S_{max} - S_{min})$

Spannungsberechnung basierend auf Einflußzahlen

 $\sigma(o) = (i_t \cdot P_{ti} + i_a \cdot 2 \cdot P_a) \cdot / A_n$

Bezogene Spannung

 $S = \sigma / (C_f \cdot f_{cd,fat})$ Umschnürungsfaktor für niedrige Lastspielzahlen, $n < n1 = 100$ $C_{f1} = 1.30$ Umschnürungsfaktor für hohe Lastspielzahlen, $n > n2 = 500000$ $C_{f2} = 1.15$ $\log(n1) < \log(n) < \log(n2)$ $C_f(n) = C_{f1} - (C_{f1} - C_{f2}) \cdot (\log(\Sigma n) - \log(n1)) / (\log(n2) - \log(n1))$ $f_{cd,fat} = 20.91 \text{ N/mm}^2$ **Tabelle: Beton, Max.-Werte:**

Stufe	max Mi	max Pti	max Pai	i_t	i_a	max σ_i	C_f	max S
1	111056	737	387	0.7126	0.6624	20.62	1.30	0.7587
2	108071	719	387	0.7126	0.6624	20.38	1.30	0.7496
3	105081	700	388	0.7126	0.6624	20.13	1.30	0.7405
4	102096	682	388	0.7126	0.6624	19.88	1.30	0.7314
5	99106	663	389	0.7126	0.6624	19.63	1.30	0.7223
6	96121	645	390	0.7126	0.6624	19.39	1.29	0.7177
7	93131	627	390	0.7126	0.6624	19.14	1.28	0.7173
8	90141	608	391	0.7126	0.6624	18.89	1.27	0.7125
9	87156	590	391	0.7126	0.6624	18.65	1.26	0.7090
10	84168	571	392	0.7126	0.6624	18.40	1.25	0.7043
11	81181	553	392	0.7126	0.6624	18.15	1.24	0.6980
12	78193	534	393	0.7126	0.6624	17.91	1.24	0.6926
13	75205	516	393	0.7126	0.6624	17.66	1.22	0.6913
14	72218	497	394	0.7126	0.6624	17.41	1.21	0.6907
15	69230	479	394	0.7126	0.6624	17.17	1.19	0.6911
16	66243	461	395	0.7126	0.6624	16.92	1.17	0.6928
17	63255	442	395	0.7126	0.6624	16.67	1.15	0.6933
18	60267	424	396	0.7126	0.6624	16.43	1.15	0.6831
19	57280	405	397	0.7126	0.6624	16.18	1.15	0.6728
20	54292	387	397	0.7126	0.6624	15.93	1.15	0.6625
21	51304	368	398	0.7126	0.6624	15.69	1.15	0.6523
22	48317	350	398	0.7126	0.6624	15.44	1.15	0.6420
23	45329	331	399	0.7126	0.6624	15.19	1.15	0.6317
24	42342	313	399	0.7126	0.6624	14.94	1.15	0.6215
25	39354	295	400	0.7126	0.6624	14.70	1.15	0.6112
	KNm	KN	KN			N/mm ²		

Tabelle: Beton, Min.-Werte:

Stufe	min Mi	min Pti	min Pai	i_t	i_a	max σ_i	C_f	max S
1	-38324	-185	414	0.7126	0.6624	8.28	1.30	0.3046
2	-35339	-167	413	0.7126	0.6624	8.53	1.30	0.3136
3	-32349	-148	413	0.7126	0.6624	8.77	1.30	0.3227
4	-29364	-130	412	0.7126	0.6624	9.02	1.30	0.3318
5	-26374	-111	412	0.7126	0.6624	9.27	1.30	0.3409
6	-23389	-93	411	0.7126	0.6624	9.51	1.29	0.3521
7	-20399	-74	411	0.7126	0.6624	9.76	1.28	0.3657
8	-17409	-56	410	0.7126	0.6624	10.01	1.27	0.3774
9	-14424	-37	410	0.7126	0.6624	10.25	1.26	0.3899
10	-11436	-19	409	0.7126	0.6624	10.50	1.25	0.4019
11	-8449	-1	409	0.7126	0.6624	10.75	1.24	0.4133
12	-5461	18	408	0.7126	0.6624	10.99	1.24	0.4252
13	-2473	36	407	0.7126	0.6624	11.24	1.22	0.4400
14	515	55	407	0.7126	0.6624	11.49	1.21	0.4557
15	3502	73	406	0.7126	0.6624	11.74	1.19	0.4725
16	6490	92	406	0.7126	0.6624	11.98	1.17	0.4906
17	9478	110	405	0.7126	0.6624	12.23	1.15	0.5085
18	12465	129	405	0.7126	0.6624	12.48	1.15	0.5188
19	15453	147	404	0.7126	0.6624	12.72	1.15	0.5291
20	18440	165	404	0.7126	0.6624	12.97	1.15	0.5393
21	21428	184	403	0.7126	0.6624	13.22	1.15	0.5496
22	24416	202	403	0.7126	0.6624	13.46	1.15	0.5599
23	27403	221	402	0.7126	0.6624	13.71	1.15	0.5701
24	30391	239	401	0.7126	0.6624	13.96	1.15	0.5804
25	33378	258	401	0.7126	0.6624	14.20	1.15	0.5907
	KNm	KN	KN			N/mm ²		

Tabelle: Beton, PM Summe:

Betongüte: C45/55

Smax	Smin	log(N1)	log(N2)	log(n3)	log(N)	n	n/N
0.7587	0.3046	4.25	2.76	1.13	4.25	8.75E+00	0.0005
0.7496	0.3136	4.46	3.08	1.29	4.46	1.46E+01	0.0005
0.7405	0.3227	4.67	3.43	1.47	4.67	1.69E+01	0.0004
0.7314	0.3318	4.89	3.80	1.67	4.89	1.51E+01	0.0002
0.7223	0.3409	5.10	4.19	1.89	5.10	4.07E+01	0.0003
0.7177	0.3521	5.26	4.48	2.06	5.26	6.22E+01	0.0003
0.7173	0.3657	5.35	4.65	2.16	5.35	2.27E+02	0.0010
0.7125	0.3774	5.51	4.98	2.35	5.51	2.22E+02	0.0007
0.7090	0.3899	5.66	5.28	2.54	5.66	4.91E+02	0.0011
0.7043	0.4019	5.83	5.64	2.78	5.83	6.61E+02	0.0010
0.6980	0.4133	6.03	6.07	3.09	6.07	6.77E+02	0.0006
0.6926	0.4252	6.23	6.51	3.42	6.51	1.23E+03	0.0004
0.6913	0.4400	6.36	6.81	3.66	6.81	4.83E+03	0.0007
0.6907	0.4557	6.48	7.10	3.90	7.10	1.27E+04	0.0010
0.6911	0.4725	6.59	7.38	4.14	7.38	3.70E+04	0.0016
0.6928	0.4906	6.69	7.61	4.37	7.61	1.22E+05	0.0030
0.6933	0.5085	6.81	7.92	4.68	7.92	3.16E+05	0.0038
0.6831	0.5188	7.12	8.71	5.59	8.71	6.40E+05	0.0013
0.6728	0.5291	7.43	9.55	6.75	9.55	1.01E+06	0.0003
0.6625	0.5393	7.75	10.45	8.29	10.45	1.78E+06	0.0001
0.6523	0.5496	8.07	11.41	10.44	11.41	3.31E+06	0.0000
0.6420	0.5599	8.40	12.43	13.63	13.63	5.68E+06	0.0000
0.6317	0.5701	8.74	13.52	18.91	18.91	1.17E+07	0.0000
0.6215	0.5804	9.08	14.66	29.40	29.40	5.90E+07	0.0000
0.6112	0.5907	9.43	15.88	60.71	60.71	3.49E+08	0.0000

< 0.80

OK

PM Summe: 0.0187

< 1

OK

Unterlegsflansch, Extremlast

Achtung: keine Unterlegsflansch für dieser Ankerkorb

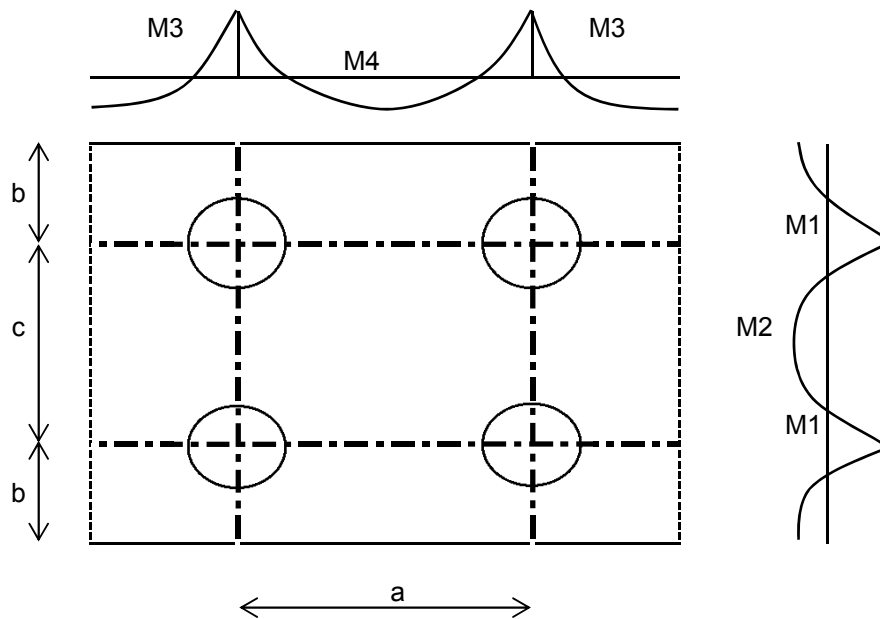
Gleichmässiger Vergussdruckspannung	(Seite 13)	$\sigma_{\text{ref}}(o) =$	37.9	N/mm ²
Dicke des Unterlegsflansches		$t_{\text{ULF}} =$	0	mm
Ausragender Flanscbreite		$a = (W_{\text{ULF}} - W_f) / 2 =$	0	mm
Biegemoment je [mm]		$M = 1/2 * \sigma_{\text{ref}}(o) * a^2 =$	0	Nmm
Biegespannung		$\sigma = 6 * M / t_{\text{ULF}}^2 =$	0	N/mm ²
S355 J2	$f_{yk} = 355$	$< f_{yd} =$	323	N/mm ²
			OK	

Unterlegsflansch, Ermüdungslast

Kraftwechsel je Flanschsegment	(Seite 8)	$\Delta P = (1 - p) * (\max P_t - \min P_t) =$	236.4	KN
Gleichmässiger Vergussdruckspannungswechsel		$\Delta \sigma_{\text{ref}}(o) = \Delta P / A_n =$	4.8	N/mm ²
Biegemomentwechsel je [mm]		$\Delta M = 1/2 * \Delta \sigma_{\text{ref}}(o) * a^2 =$	0	Nmm
Biegespannungswechsel		$\Delta \sigma = 6 * \Delta M / t_{\text{ULF}}^2 =$	0.0	N/mm ²
(Detail 5, Tafel 8.1, DIN EN 1993-1-9)		$< 125 * (2 * 10^6 / 10^7)^{0.25} / Y_m =$	66.1	N/mm ²
			OK	

Ankerplatte im Beton, unterhalb der unteren Hauptbewehrung:

Der Rückverankerung erfolgt durch die Ankerplatte, welche unterhalb der unteren Hauptbewehrung angeordnet ist:



Flansch- bzw. Ankerplattenbreite

$W_{fl} = 320 \text{ mm}$

Dicke der Ankerplatte

$t_{fl} = 80 \text{ mm}$

Abstand von AK Platte zu Achse Ankerbolzen

$b = 62.5 \text{ mm}$

Abstand zw. den Ankerreihen (Achismaß)

$c = 195.0 \text{ mm}$

Lochdurchmesser in der Ankerplatte

$d_{ha} = 42 \text{ mm}$

Außendurchmesser der Unterlegscheibe

$d_w = 66 \text{ mm}$

Mittlerer Abstand zwischen den Ankern

$a = \pi * D_t / n = 174.5 \text{ mm}$

Spannungskonzentrationsfaktoren ("SCF = Stress Concentration Factor"):

t_{fl} / W_{fl}	0.1500	0.2000	0.2500	0.3000	0.2500
"SCF"	1.53	1.34	1.18	1.06	1.18

Extremelast:

Max. Ankerkraft

$Pa = 472 \text{ KN}$

Betrachtete Kontaktfläche pro Ankerpaarsegment

$Aa = a * W_{fl} - 2 * \pi/4 * d_{ha}^2 = 53080 \text{ mm}^2$

Vorhandene Betonpressung, ohne "SCF"

$\sigma = 2 * \gamma_P * Pa / Aa = 19.55 \text{ N/mm}^2$
 $< f_{cd} = 19.83 \text{ N/mm}^2$
 OK

Vorhandene Betonpressung, inklusive "SCF"

$\sigma_{SCF} = SCF * 2 * \gamma_P * Pa / Aa = 23.07 \text{ N/mm}^2$
 $< \sqrt{3} * f_{cd} = 34.35 \text{ N/mm}^2$
 OK

Biegung in der Ankerplatte:

Stützmoment am Ankerloch (tangential)	$M_1 = 1/2 * \sigma * a * b^2 =$	-6.67 KNm
Feldmoment zwischen den Ankerbolzen (tangential)	$M_2 = M_1 - 1/8 * \sigma * a * c^2 =$	9.56 KNm
Stützmoment am Ankerloch (radial)	$M_3 = 1/12 * \sigma * W_{fl} * a^2 =$	-15.88 KNm
Feldmoment zwischen den Ankerbolzen (radial)	$M_4 = M_3 - 1/8 * \sigma * W_{fl} * a^2 =$	7.94 KNm
Entlastung durch Kraft auf halber Unterlegscheibe	$ M_5 = Pa * (d_w + d_{ha}) / (4 * \pi) =$	4.05 KNm
Widerstandsmoment im Lochquerschnitt (tangential)	$W_1 = 1/6 * (a - d_o) * t_{fl}^2 =$	141368 mm ³
Widerstandsmoment zwischen die Ankern (tangential)	$W_2 = 1/6 * a * t_{fl}^2 =$	186168 mm ³
Widerstandsmoment im Lochquerschnitt (radial)	$W_3 = 1/6 * (W_{fl} - 2*d_o) * t_{fl}^2 =$	251733 mm ³
Widerstandsmoment zwischen die Ankern (radial)	$W_4 = 1/6 * W_{fl} * t_{fl}^2 =$	341333 mm ³
Biegespannung am Ankerloch (radial)	$\sigma_1 = [M_1 + M_5] / W_1 =$	-18 N/mm ²
Biegespannung zwischen den Ankerbolzen (radial)	$\sigma_2 = M_2 / W_2 =$	51 N/mm ²
Biegespannung am Ankerloch (tangential)	$\sigma_3 = [M_3 - 2 * M_5] / W_3 =$	-31 N/mm ²
Biegespannung zwischen den Ankerbolzen (tangential)	$\sigma_4 = M_4 / W_4 =$	23 N/mm ²
Vergleichsspannung am Ankerloch	$\sqrt{(\sigma_1^2 + \sigma_3^2 - \sigma_1 * \sigma_3)} =$	27 N/mm ²
Vergleichsspannung zwischen den Ankern (radial)	$\sqrt{(\sigma_2^2 + \sigma_4^2 - \sigma_2 * \sigma_4)} =$	72 N/mm ²
Vergleichsspannung zwischen 2 Ankerpaaren, am Lochkreis	$\sqrt{(\sigma_1^2 + \sigma_4^2 - \sigma_1 * \sigma_4)} =$	36 N/mm ²
Vergleichsspannung zwischen 2 Ankerpaaren, Mitte Flansch	$\sqrt{(\sigma_2^2 + \sigma_3^2 - \sigma_2 * \sigma_3)} =$	45 N/mm ²
Maßgebende (vorhandene) Spannung in der Ankerplatte	$\sigma =$	72 N/mm ²
	$f_{yk} = 325$	< 295 N/mm ²
		OK

Ankerspannung, Betrieb bzw. Ermüdung:

Deltakraft aus Turmwand pro Ankerpaar	$\Delta P_t = 4 * \Delta M / (n * D_t) =$	251.2 KN
Deltakraft pro Anker	$\Delta P_a = p * \Delta P_t / 2 =$	7.39 KN
Deltaspannung der Kontaktfläche pro Ankerpaarsegment	$\Delta \sigma =$	0.28 N/mm ²
Deltaspannung Platte (proportional zur Spannung unter Extremlast)	$\Delta \sigma =$	1.02 N/mm ²
Zul. Spannung für 10'	Kat. 90 $f_{fat,d} = cat * (2*10^6/10^7)^{1/m} / Y_m =$	48 N/mm ²
	$Y_m = 1.265$	OK

Betonpressung OK Ankerplatte, gem. letzter Stufe ("last step") des Lastkollektives, Betriebslast:

Biegemomente in UK Turm	$maxM = M_m + \Delta M =$ $minM = M_m - \Delta M =$	111056 KNm -38324 KNm
Kraft aus Turmwand	$maxP_t = -F_z / N_a + 4 * maxM / (N_a * D_t) =$ $minP_t = -F_z / N_a + 4 * minM / (N_a * D_t) =$	634 KN -288 KN
Ankerkraft	$maxP_a = P_p + p * maxP_t / 2 =$ $minP_a = P_p - p * minP_t / 2 =$	427 KN 400 KN
Betonpressungen	$max \sigma = SCF * 2 * maxP_a / A_a =$ $min \sigma = SCF * 2 * minP_a / A_a =$	18.99 N/mm ² 17.79 N/mm ²
Ermüdungssicherheitsnachweis gem. DIBt-Rili, Gl. (8)	$S_{max} =$ $< 0.40 + 0.46 * S_{min} =$	0.71 0.70
Siehe genaueren Nachweis basierend auf Lastspektrum		
	$S = Y_{sd} * \sigma / f_{cd,fat}$	
Heft 439:	$Y_{sd} =$	1.10

Betonpressung OK Ankerplatte, gem. Lastkollektiv, Betriebslast:

Die Betonpressungen oberhalb der Ankerplatte werden für die Ankerkräfte infolge "Zugkraft aus Turmwand" ermittelt.

Flansch- bzw. Ankerplattenbreite	$W_g =$	320 mm
Mittlerer Abstand zwischen den Ankern	$a =$	174.5 mm
Betrachtete Fläche pro Ankerpaarsegment	$A_a = a * W_{fl} - 2 * \pi/4 * d_{ha}^2 =$	53080 mm ²

Ermittlung der zulässigen Lastspielzahl	$\log(N_1) < 6:$
Heft 439, CEB-FIB Model Code 1990	$\log(N_1) = (12 + 16 * S_{min} + 8 * S_{min}^2) * (1 - S_{max})$
	$\log(N_1) > 6 \text{ and } S_{max} - S_{min} > 0.3 - 3 * (S_{max} - S_{min})/8:$
	$\log(N_2) = 0.2 * \log(N_1) * (\log(N_1) - 1)$
	$\log(N_1) > 6 \text{ and } S_{max} - S_{min} < 0.3 - 3 * (S_{max} - S_{min})/8:$
	$\log(N_3) = \log(N_2) * (0.3 - 3 * S_{min}/8) / (S_{max} - S_{min})$

Bezogene Spannung	$S = Y_{sd} * \sigma / (\sqrt{3} * f_{cd,fat})$
	$\sigma = 2 * P_a / A_a = N / A_a$
	$SCF =$
	$f_{cd,fat} =$
	1.18 17.06 N/mm ²

Tabelle: Beton, Max.-Werte:

Step	max Mi	max Pti	max Pai	< Z _l ?	max N	max σ	max S
1	111056	634	427	Yes	854	16.09	0.6429
2	108071	615	427	Yes	853	16.07	0.6420
3	105081	597	426	Yes	852	16.05	0.6412
4	102096	579	426	Yes	851	16.03	0.6404
5	99106	560	425	Yes	850	16.01	0.6396
6	96121	542	424	Yes	849	15.99	0.6388
7	93131	523	424	Yes	848	15.97	0.6380
8	90141	505	423	Yes	847	15.95	0.6371
9	87156	486	423	Yes	846	15.93	0.6363
10	84168	468	422	Yes	845	15.91	0.6355
11	81181	449	422	Yes	843	15.89	0.6347
12	78193	431	421	Yes	842	15.87	0.6339
13	75205	413	421	Yes	841	15.85	0.6331
14	72218	394	420	Yes	840	15.83	0.6322
15	69230	376	420	Yes	839	15.81	0.6314
16	66243	357	419	Yes	838	15.79	0.6306
17	63255	339	418	Yes	837	15.77	0.6298
18	60267	320	418	Yes	836	15.75	0.6290
19	57280	302	417	Yes	835	15.73	0.6282
20	54292	284	417	Yes	834	15.71	0.6273
21	51304	265	416	Yes	833	15.69	0.6265
22	48317	247	416	Yes	832	15.67	0.6257
23	45329	228	415	Yes	830	15.65	0.6249
24	42342	210	415	Yes	829	15.62	0.6241
25	39354	191	414	Yes	828	15.60	0.6233
	KNm	KN	KN	OK	mm	mm	N/mm ²

Tabelle: Beton, Min.-Werte:

Step	min Mi	min Pti	min Pai	< Z _l ?	min N	min σ	min S
1	-38324	-288	400	Yes	800	15.07	0.6020
2	-35339	-270	401	Yes	801	15.09	0.6028
3	-32349	-251	401	Yes	802	15.11	0.6037
4	-29364	-233	402	Yes	803	15.13	0.6045
5	-26374	-214	402	Yes	804	15.15	0.6053
6	-23389	-196	403	Yes	805	15.17	0.6061
7	-20399	-178	403	Yes	807	15.20	0.6069
8	-17409	-159	404	Yes	808	15.22	0.6077
9	-14424	-141	404	Yes	809	15.24	0.6086
10	-11436	-122	405	Yes	810	15.26	0.6094
11	-8449	-104	405	Yes	811	15.28	0.6102
12	-5461	-85	406	Yes	812	15.30	0.6110
13	-2473	-67	407	Yes	813	15.32	0.6118
14	515	-48	407	Yes	814	15.34	0.6126
15	3502	-30	408	Yes	815	15.36	0.6135
16	6490	-12	408	Yes	816	15.38	0.6143
17	9478	7	409	Yes	817	15.40	0.6151
18	12465	25	409	Yes	818	15.42	0.6159
19	15453	44	410	Yes	820	15.44	0.6167
20	18440	62	410	Yes	821	15.46	0.6175
21	21428	81	411	Yes	822	15.48	0.6184
22	24416	99	411	Yes	823	15.50	0.6192
23	27403	118	412	Yes	824	15.52	0.6200
24	30391	136	413	Yes	825	15.54	0.6208
25	33378	154	413	Yes	826	15.56	0.6216
	KNm	KN	KN	OK	mm	mm	N/mm ²

Tabelle: Beton, PM Summe:

Betongüte: C35

Smax	Smin	log(N1)	log(N2)	log(n3)	log(N)	n	n/N
0.6429	0.6020	8.76	13.60	24.72	24.72	8.75E+00	0.0000
0.6420	0.6028	8.79	13.69	25.82	25.82	1.46E+01	0.0000
0.6412	0.6037	8.82	13.78	27.01	27.01	1.69E+01	0.0000
0.6404	0.6045	8.84	13.87	28.30	28.30	1.51E+01	0.0000
0.6396	0.6053	8.87	13.97	29.73	29.73	4.07E+01	0.0000
0.6388	0.6061	8.90	14.06	31.29	31.29	6.22E+01	0.0000
0.6380	0.6069	8.93	14.15	33.01	33.01	2.27E+02	0.0000
0.6371	0.6077	8.95	14.25	34.93	34.93	2.22E+02	0.0000
0.6363	0.6086	8.98	14.34	37.07	37.07	4.91E+02	0.0000
0.6355	0.6094	9.01	14.44	39.48	39.48	6.61E+02	0.0000
0.6347	0.6102	9.04	14.53	42.21	42.21	6.77E+02	0.0000
0.6339	0.6110	9.07	14.63	45.32	45.32	1.23E+03	0.0000
0.6331	0.6118	9.09	14.72	48.92	48.92	4.83E+03	0.0000
0.6322	0.6126	9.12	14.82	53.11	53.11	1.27E+04	0.0000
0.6314	0.6135	9.15	14.92	58.06	58.06	3.70E+04	0.0000
0.6306	0.6143	9.18	15.01	64.00	64.00	1.22E+05	0.0000
0.6298	0.6151	9.21	15.11	71.26	71.26	3.16E+05	0.0000
0.6290	0.6159	9.23	15.21	80.34	80.34	6.40E+05	0.0000
0.6282	0.6167	9.26	15.31	92.00	92.00	1.01E+06	0.0000
0.6273	0.6175	9.29	15.41	107.54	107.54	1.78E+06	0.0000
0.6265	0.6184	9.32	15.51	129.31	129.31	3.31E+06	0.0000
0.6257	0.6192	9.35	15.61	161.94	161.94	5.68E+06	0.0000
0.6249	0.6200	9.38	15.71	216.33	216.33	1.17E+07	0.0000
0.6241	0.6208	9.40	15.81	325.09	325.09	5.90E+07	0.0000
0.6233	0.6216	9.43	15.91	651.38	651.38	3.49E+08	0.0000

< 0.80

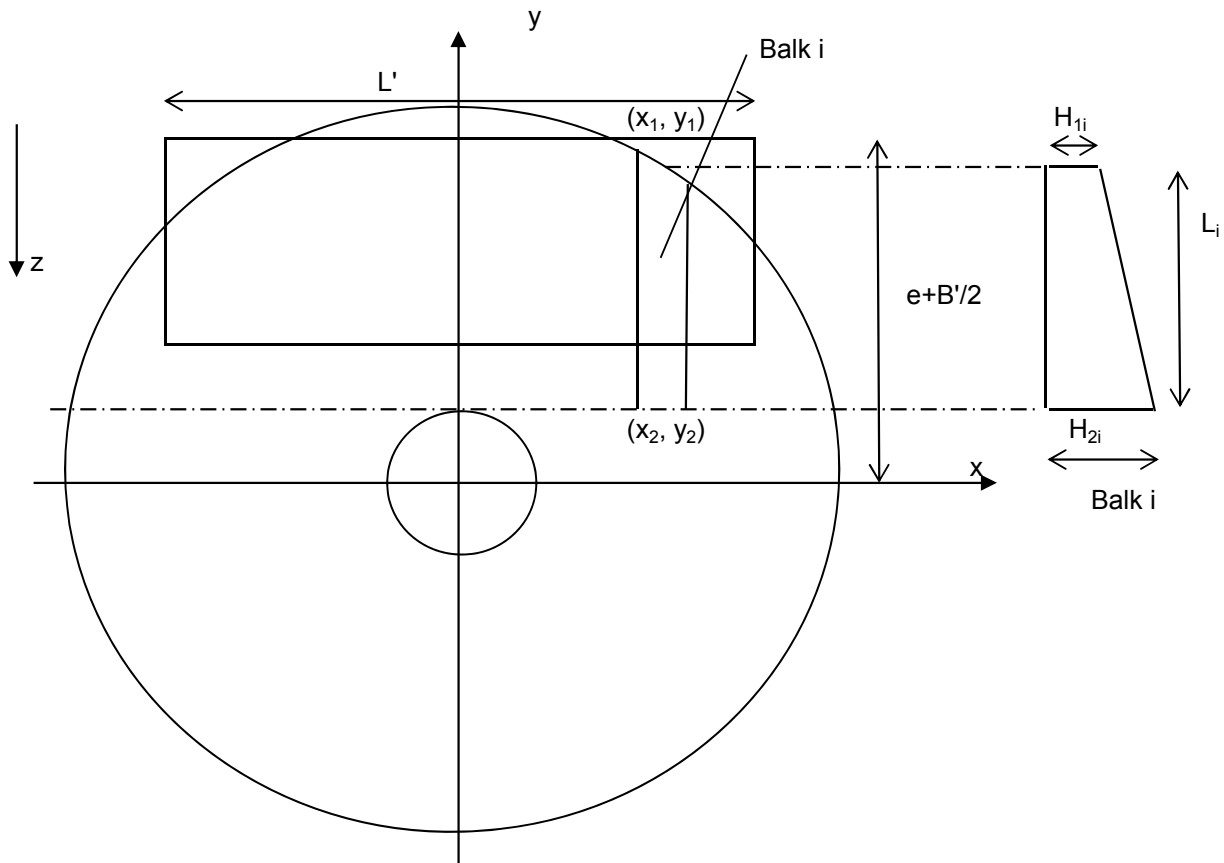
OK

PM Summe: 0.0000

< 1.0

OK

Lastkonzentrationsfaktor



Der Fundament ist im Streifen geteilt, alle parallel zur y-Achse und entlang der Sockeltangent eingespannt. Höhe- und Spannweitevariation sind genützt der Lastvariation über halbe Nutzfläche zu berechnen.

Außere Radius

$R = 13800 \text{ mm}$

Sockelradius

$r = 3852 \text{ mm}$

Höhe am Fundamentskannt

$H_1 = 700 \text{ mm}$

Höhe am Sockel

$H_2 = 2350 \text{ mm}$

Abstand zur äußere Rand des Nutzfläches

$e + B'/2 = 12864 \text{ mm}$

$< \sqrt{(R^2 - x^2)}$

Halber Nutzflächenbreite

$L' / 2 = 9374 \text{ mm}$

Balkhöhe

$H(z) = H_1 + k \cdot z$

Ausbiegung der Balk

$$u = c_1 \cdot \int dz / H(z)^3 \Rightarrow u = c_2 \cdot [1/H_1^2 - 1/(H_1 + k \cdot L)^2] / k \Rightarrow$$

Steifigkeit die Streifenbalken entlang eine Linie $e + B'/2$ von x ist proportional mit $1/u$:

Beam:	1	2	3	4	5	6	7	
x_2	670	2009	3348	4687	6026	7365	8704	mm
y_2	3852	3852	3852	3852	3852	3852	3852	mm
r_2	3910	4344	5104	6067	7152	8312	9519	mm
H_2	2340	2268	2142	1983	1803	1610	1410	mm
x_1	670	2009	3348	4687	6026	7365	8704	mm
y_1	12864	12864	12864	12864	12415	11670	10709	mm
r_1	12882	13020	13293	13692	13800	13800	13800	mm
H_1	852	829	784	718	700	700	700	mm
L	9012	9012	9012	9012	8563	7818	6857	mm
k	0.165	0.160	0.151	0.140	0.129	0.116	0.104	
u	7.231E-06	7.888E-06	9.346E-06	1.201E-05	1.346E-05	1.422E-05	1.485E-05	mm/N
$c = 1/u$	138289	126770	107003	83260	74303	70345	67343	95330
LCF	1.45	1.33	1.12	0.87	0.78	0.74	0.71	(average)

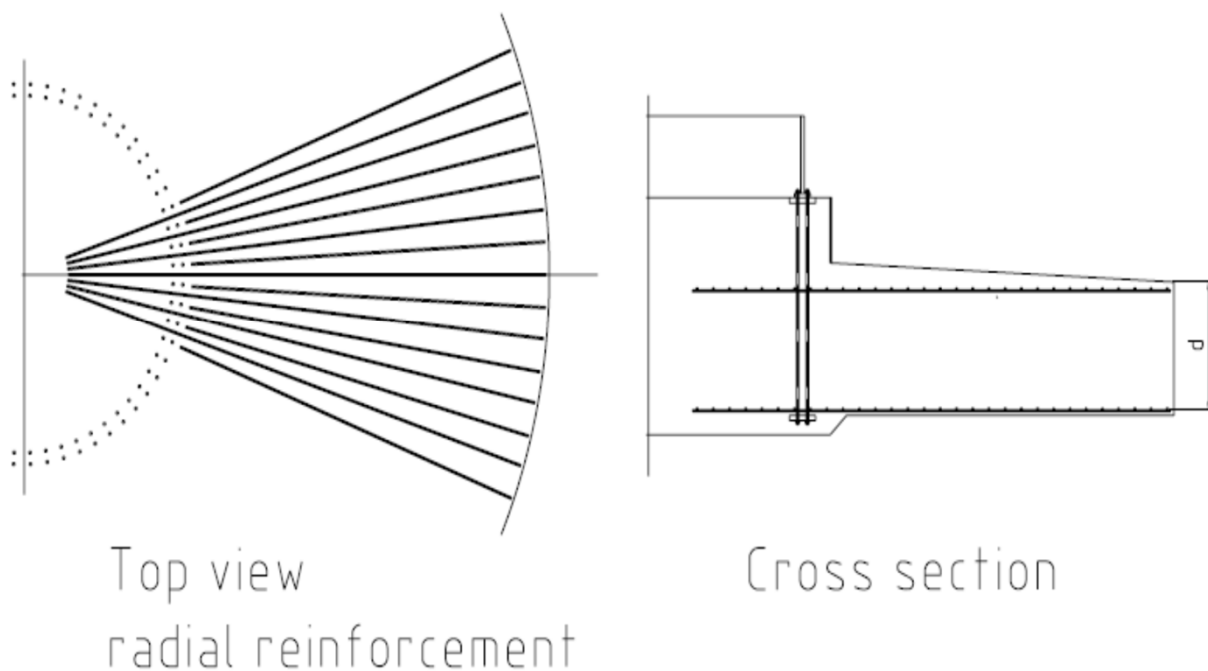
Radiale (Haupt-)Bewehrung, unten:

Ein Teil der unteren Radialbewehrung erstreckt sich von der Außenkante bis hin zum (unbewehrten) Kernbereich des Fundamentes und orientiert sich dabei an den Zwischenräumen des Ankerkorbes (Bewehrungsseile sind jeweils mittig zw. den Ankerbolzen angeordnet). Ein anderer Teil der Bewehrung endet außerhalb des Ankerkorbes und ist radial auf einer Linie mit den Ankerbolzen angeordnet, da die Mindeststababstände (lichter Stababstand $\geq$ max. Stabdurchmesser bzw. Größtkorn + 5mm) einzuhalten sind. Zudem sind die maximalen Stababstände gem. Norm einzuhalten, wodurch bei größeren Fundamentdurchmessern Zulagen in den verbleibenden Zwischenräumen der Radialbewehrung einzubauen sind.

Die Radialbewehrung ist zur Fundamentmitte hin über ihre Verankerungslänge verankert.

Zur Ausbildung eines Bewehrungsnetzes wird eine ein- oder zweilagige Ringbewehrung vorgesehen, die jeweils in Querrichtung zu den radialen Bewehrungsseilen verläuft.

Skizze:



Min. lichter Stababstand
 Max. Stabdurchmesser Radialbewehrung, pos 1.1 - 1.4
 Max. Stabdurchmesser Radialbewehrung, pos 1.5
 Max. Stabdurchmesser Ring- bzw. Querbewehrung
 Fundamenthöhe am Außenrand
 Fundamenthöhe am Sockel
 Sockeldurchmesser
 Durchmesser der Fundamentplatte
 Ersatzbreite für Orthogonalfundament

min a =	37 mm
$\varnothing_r =$	32 mm
$\varnothing_r =$	20 mm
$\varnothing_c =$	25 mm
$H_1 =$	700 mm
$H_2 =$	2350 mm
$D_p =$	7704 mm
$D =$	27600 mm
$B =$	27600 mm

Querschnittswerte für Querkraft und Biegemoment:

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
Q(a)	22	148	272	394	513	631	746	KNm
M(a)	-10	111	410	883	1528	2341	3319	KNm
θ	39.81	39.81	39.81	39.81	33.69	33.69	33.69	deg.
e	0.770	0.994	1.215	1.430	1.624	1.811	2.067	m
LCF	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	
$M_q(a)$	1	290	883	1772	3123	4639	6493	KNm

Grenztragfähigkeit:

*) n=2: Zulagebewehrung (2. Lage)

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7 *)	
a	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
N_a	108	108	108	108	108	108	108	
n	4	4	4	4	3	3	2	
α	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	deg.
a_r	720	637	555	472	389	307	224	mm
$\varnothing r$	32	32	32	32	32	32	32	mm
$\varnothing r (1.5)$	20	20	20	20	0	0	0	mm
A_s	3106	3509	4032	4738	6196	7866	7179	mm ² /m
$k \cdot x$	71.68	80.98	93.05	109.34	142.98	181.51	165.65	mm
d	860	1095	1331	1567	1803	2038	2274	mm
M_u	1113	1610	2252	3115	4663	6660	6839	KNm
	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
τ	0.04	0.20	0.31	0.38	0.43	0.47	0.49	N/mm ²
ρ_s	0.000850	0.000850	0.000850	0.000850	0.001330	0.001330	0.001330	
$f_{Rd,s}$	0.44	0.44	0.44	0.44	0.87	0.87	0.87	N/mm ²
	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
Min A_s	1435	1828	2222	2615	3009	3402	3796	mm ² /m
Min A_s	1118	1424	1730	2037	2343	2650	2956	mm ² /m
Min A_t	0	0	0	0	3218	3862	4505	mm ² /m

- a Abstand zwischen Außenkante Fundament bis zum betrachteten Querschnitt
Q(a) Querkraft im Abstand 'a' von der Fundamentaußenkante
M(a) Biegemoment im Abstand 'a' von der Fundamentaußenkante
 N_a Anzahl der Ankerpaare
n Anzahl der Bewehrungsseile pro Kreissegment (Winkel 3.33 Grad)
e Abstand der Druckzone bis Radialbewehrung (bezogen auf Stabachse), $e = d - \lambda x / 0.8$.
LCF Lastkonzentrationsfaktor ("Load Concentration Factor")
 $M_q(a)$ Erhöhtes Biegemoment (inkl. Anteil aus Längskraft) $M_q(a) = LCF \cdot [M(a) + 0.5 \cdot e \cdot Q(a) / \tan(\theta)]$
 α Winkel des Kreissegments
 a_r Breite eines 3.33 Grad Kreissegments im Abstand 'a' von der Fundamentaußenkante
 $\varnothing r$ Max. Stabdurchmesser der unteren Radialbewehrung
 A_s Bewehrungsfläche pro Meter
 $k \cdot x$ Rechnerische Druckzonenhöhe $k \cdot x = A_s \cdot f_{yd} / (1000 \cdot 0.95 \cdot f_{cd})$
d Statische Nutzhöhe d = Abstand zw. Betondruckrand u. Schwerachse Bew. (H - 76 mm)
 M_u Aufnehmbares Biegemoment $M_u = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - k \cdot x / 2)$.
 τ Schubspannung infolge Querkraft $\tau = LCF \cdot Q / (1000 \cdot (d - k \cdot x / 2))$
 ρ_s Schubbewehrungsgrad
 $f_{Rd,s}$ Zulässige Schubspannung: $f_{Rd,s} = \rho_s \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta)$
Min A_s Mindestlängsbewehrung $0.26 \cdot d \cdot f_{ctm} / f_{yk}$ and $0.0013 \cdot d$
Min A_t Mindestlängsbewehrung gemäß Seite 2.41: $A_t = (p_M / 2 - p_N) \cdot (D_t / D_u) / (f_{yd} \cdot \tan(\theta)) \cdot a_i / a_7$
Reduktionsfaktor a_i / a_7 entspricht Lastausbreitung von a_7 gerechnet.

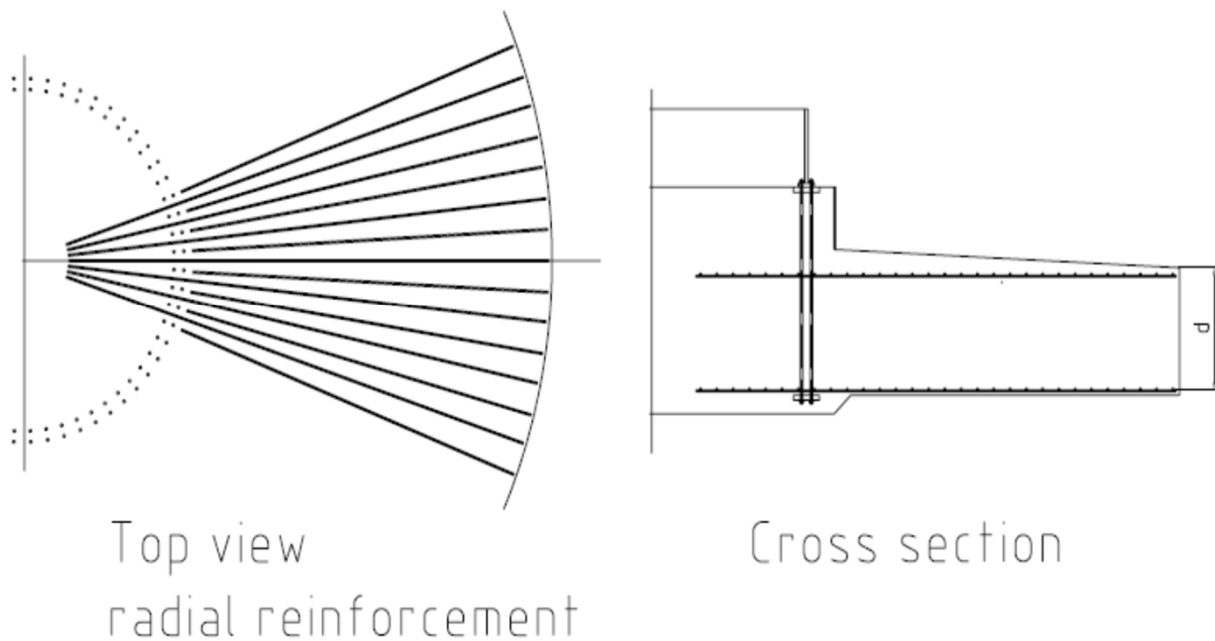
Radiale (Haupt-)Bewehrung, oben:

Ein Teil der oberen Radialbewehrung erstreckt sich von der Außenkante bis hin zum (unbewehrten) Kernbereich des Fundamentes und orientiert sich dabei an den Zwischenräumen des Ankerkorbes (Bewehrungsseile sind jeweils mittig zw. den Ankerbolzen angeordnet). Ein anderer Teil der Bewehrung endet außerhalb des Ankerkorbes und ist radial auf einer Linie mit den Ankerbolzen angeordnet, da die Mindeststababstände (lichter Stababstand $\geq$ max. Stabdurchmesser bzw. Größtkorn + 5mm) einzuhalten sind. Zudem sind die maximalen Stababstände gem. Norm einzuhalten, wodurch bei größeren Fundamentdurchmessern Zulagen in den verbleibenden Zwischenräumen der Radialbewehrung einzubauen sind.

Die Radialbewehrung ist zur Fundamentmitte hin über ihre Verankerungslänge verankert.

Zur Ausbildung eines Bewehrungsnetzes wird eine ein- oder zweilagige Ringbewehrung vorgesehen, die jeweils in Querrichtung zu den radialen Bewehrungsseilen verläuft.

Skizze:



Max. Stababstand
 Min. lichter Stababstand
 Max. Stabdurchmesser Radialbewehrung, pos 2.1 - 2.4
 Max. Stabdurchmesser Radialbewehrung, pos 2.5
 Max. Stabdurchmesser Ring- bzw. Querbewehrung
 Fundamenthöhe am Außenrand
 Fundamenthöhe am Sockel
 Sockeldurchmesser
 Durchmesser der Fundamentplatte

max a =	250 mm
min a =	37 mm
$\varnothing_r$ =	32 mm
$\varnothing_r$ =	16 mm
$\varnothing_c$ =	25 mm
H_1 =	700 mm
H_2 =	2350 mm
D_p =	7704 mm
D =	27600 mm

Querschnittswerte für Querkraft und Biegemoment:

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
Q(a)	40	80	122	165	209	254	301	KNm
M(a)	28	113	257	461	727	1057	1451	KNm
θ	39.81	39.81	39.81	39.81	33.69	33.69	33.69	deg.
e	0.754	0.979	1.202	1.444	1.599	1.786	2.042	m
LCF	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	
$M_q(a)$	67	233	501	877	1419	2027	2772	KNm

Grenztragfähigkeit:

*) n=2: Zulagebewehrung (2. Lage)

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7 *)	
a	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
N_a	108	108	108	108	108	108	108	
n	4	4	4	2	3	3	2	
α	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	deg.
a_r	720	637	555	472	389	307	224	mm
$\varnothing r$	32	32	32	32	32	32	32	mm
$\varnothing r (2.5)$	16	16	16	0	0	0	0	mm
A_s	2792	3154	3624	3407	6196	7866	7179	mm ² /m
$k \cdot x$	64.43	72.79	83.64	78.63	142.98	181.51	165.65	mm
d	835	1070	1306	1542	1778	2013	2249	mm
M_u	974	1418	1992	2226	4596	6575	6761	KNm
	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
τ	0.07	0.11	0.14	0.16	0.18	0.19	0.20	N/mm ²
ρ_s	0.000850	0.000850	0.000850	0.000850	0.001330	0.001330	0.001330	
$f_{Rd,s}$	0.44	0.44	0.44	0.44	0.87	0.87	0.87	N/mm ²
	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
Min A_s	1393	1787	2180	2574	2967	3361	3754	mm ² /m
Min A_s	1085	1392	1698	2004	2311	2617	2924	mm ² /m
Min A_{sc}	0	0	0	0	0	3769	4398	mm ² /m

- a Abstand zwischen Außenkante Fundament bis zum betrachteten Querschnitt
Q(a) Querkraft im Abstand 'a' von der Fundamentaußenkante
M(a) Biegemoment im Abstand 'a' von der Fundamentaußenkante
 N_a Anzahl der Ankerpaare
n Anzahl der Bewehrungseisen pro Kreissegment (Winkel 3.33 Grad)
e Abstand der Druckzone bis Radialbewehrung (bezogen auf Stabachse), $e = d - \lambda x / 0.8$.
LCF Lastkonzentrationsfaktor ("Load Concentration Factor")
 $M_q(a)$ Erhöhtes Biegemoment (inkl. Anteil aus Längskraft) $M_q(a) = LCF \cdot [M(a) + 0.5 \cdot e \cdot Q(a) / \tan(\theta)]$
 α Winkel des Kreissegments
 a_r Breite eines 3.33 Grad Kreissegments im Abstand 'a' von der Fundamentaußenkante
 $\varnothing r$ Max. Stabdurchmesser der unteren Radialbewehrung
 A_s Bewehrungsfläche pro Meter
 $k \cdot x$ Rechnerische Druckzonenhöhe $k \cdot x = A_s \cdot f_{yd} / (1000 \cdot 0.95 \cdot f_{cd})$
d Statische Nutzhöhe d = Abstand zw. Betondruckrand u. Schwerachse Bew. (H - 101 mm)
 M_u Aufnehmbares Biegemoment $M_u = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - k \cdot x / 2)$.
 τ Schubspannung infolge Querkraft $\tau = LCF \cdot Q / (1000 \cdot (d - k \cdot x / 2))$
 ρ_s Schubbewehrungsgrad
 $f_{Rd,s}$ Zulässige Schubspannung: $f_{Rd,s} = \rho_s \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta)$
Min A_s Mindestlängsbewehrung $0.26 \cdot d \cdot f_{ctm} / f_{yk}$ and $0.0013 \cdot d$
Min A_t Mindestlängsbewehrung gemäß Seite 2.41: $A_t = (p_M / 2 - p_N) \cdot (D_t / D_u) / (f_{yd} \cdot \tan(\theta)) \cdot a_i / a_7$
Reduktionsfaktor a_i / a_7 entspricht Lastausbreitung von a_7 gerechnet.

Schubbewehrung - Anordnung und Überprüfung der Übergreifungslänge

Hinsichtlich der Anordnung der Schubbewehrung wird zw. 3 Zonen gem. folgender Tab. unterschieden:

Zone	von Ø	bis Ø	p	N	Bemerkung
1	0	5805	0.001330		C-Eisen innerhalb des Ankerkorbes
2	6195	16093	0.001330	10	"Durchstanzzone" außerh. Ankerk.
3	16093	27600	0.000850	12	"Schubzone" außerh. Ankerkorb
	mm	mm			

p ist der gew. Bewehrungsgrad und N ist die Anzahl der konzent. Kreise bzw. Unterteilungen pro Zone

Die Schubbewehrung wird auf unterschiedlichen konzent. Kreisen installiert (Ø siehe Tabelle). Dadurch ist der Abstand zur Außenkante bekannt und die vorhandene Schubtragfähigkeit lässt sich bestimmen. Die erforderliche Übergreifungslänge wird über das Verhältnis zw. erforderlicher und vorhandener Bewehrung entsprechend abgemindert (unter Einhaltung des Mindestmaßes).

(Seite 2.22)

Zone	Ring / Kreis	Ø	Nummer	a	τ	f _{Rd,s}	l _{lap}
1	1	< 5805	54	9.948	0.49	0.87	entfällt
2	1	6690	22	10.455	0.49	0.87	514
	2	7680	25	9.960	0.49	0.87	514
	3	8669	29	9.465	0.49	0.87	506
	4	9659	32	8.970	0.48	0.87	497
	5	10649	35	8.475	0.47	0.87	488
	6	11639	38	7.981	0.45	0.87	473
	7	12629	42	7.486	0.44	0.87	459
	8	13618	45	6.991	0.43	0.87	443
	9	14608	48	6.496	0.41	0.87	424
	10	15598	51	6.001	0.39	0.87	405
3	1	16572	53	5.514	0.31	0.44	501
	2	17531	56	5.034	0.31	0.44	501
	3	18490	59	4.555	0.31	0.44	500
	4	19449	62	4.075	0.29	0.44	478
	5	20408	65	3.596	0.26	0.44	421
	6	21367	68	3.117	0.22	0.44	365
	7	22326	71	2.637	0.18	0.44	293
	8	23285	74	2.158	0.12	0.44	271
	9	24244	77	1.678	0.07	0.44	271
	10	25203	80	1.199	0.04	0.44	271
		mm	mm	m	N/mm ²	N/mm ²	mm

Min. Übergreifungslänge $l_{lap} = 1.4 \cdot \tau / f_{Rd,s} \cdot L_{b,req}$, aber nicht kleiner als $\text{Max}(1.4 \cdot 0.3 \cdot L_{b,req}, 15 \cdot \phi, 200)$

Min. erf. Verankerungslänge	L _{b,req}	645	516	mm
Durchmesser der Schubbewehrung	Ø	20	16	mm
Zonen-Nummer	Zone	2	3	
Zone		Durchstanz	Schub	

Die Füße der 2-schenkigen Schubbügel werden in der unteren Bewehrung verankert und enden unterhalb der oberen Radialbewehrung (wodurch sie zugleich als Montagbewehrung fungieren). Die vertikalen Schenkel der nachträglich eingebauten Haarnadeln, dessen vertikale Schenkel sich mit den vertikalen Schenkeln der Schubeisen übergreifen, komplettieren die Schubbew. Die min. Übergreifungslänge l_{lap} gemäß obiger Tabelle muss eingehalten werden.

Zone	Ring / Kreis	Ø	Höhe	$l_{lap,act}$		l_{lap}	?
1	1	< 5805	2350	entfällt	>	entfällt	OK
2	1	6690	2350	2187	>	514	OK
	2	7680	2350	2187	>	514	OK
	3	8669	2270	2107	>	506	OK
	4	9659	2188	2025	>	497	OK
	5	10649	2106	1943	>	488	OK
	6	11639	2024	1861	>	473	OK
	7	12629	1942	1779	>	459	OK
	8	13618	1860	1697	>	443	OK
	9	14608	1777	1614	>	424	OK
	10	15598	1695	1532	>	405	OK
3	1	16572	1615	1452	>	501	OK
	2	17531	1535	1372	>	501	OK
	3	18490	1455	1292	>	500	OK
	4	19449	1376	1213	>	478	OK
	5	20408	1296	1133	>	421	OK
	6	21367	1217	1054	>	365	OK
	7	22326	1137	974	>	293	OK
	8	23285	1058	895	>	271	OK
	9	24244	978	815	>	271	OK
	10	25203	899	736	>	271	OK
		mm	mm				OK

Überprüfung der Schubbewehrungsabstände:

Es wird überprüft, ob die vorhandenen Abstände der Schubbewehrung "a" kleiner sind als $0.7 \cdot h$ in Längsrichtung bzw. kleiner sind als $1.0 \cdot h$ in Querrichtung (mit h = Bauteildicke):

Längsrichtung:

Zone	Bemerkung	von Ø	bis Ø	a	min h	a/d	?
2	Durchstanz	0	16093	495	1695	0.29	OK
3	Schub	16093	27600	479	740	0.65	OK
		mm	mm	mm	mm		

Querrichtung:

Zone	Bemerkung	von Ø	bis Ø	a	min d	a/d	?
2	Durchstanz	0	16093	499	1695	0.29	OK
3	Schub	16093	27600	499	740	0.67	OK
		mm	mm	mm	mm		

Radiale u. tangentielle Hauptbewehrung entlang der AK des gedrückten Bereiches, unten.

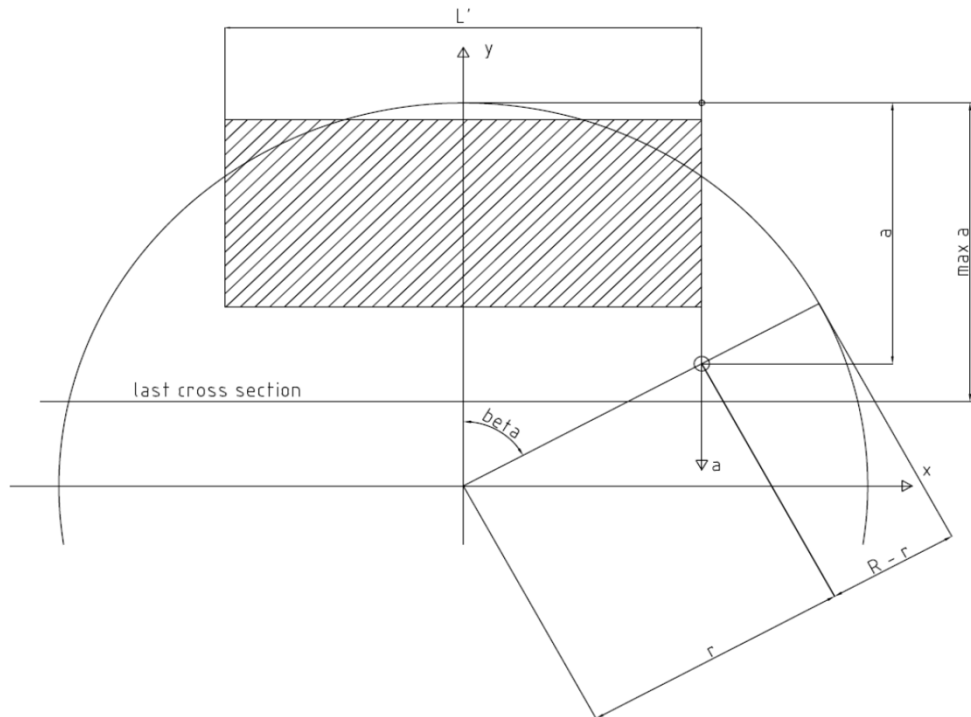
Die radiale Hauptbewehrung wurde entlang der Hauptachse berechnet, wo die Bewehrung achsenparallel verläuft. Entlang einer Achse, die parallel zur y-Achse im Abstand x_0 verläuft, ermittelt sich die Bewehrungssumme anteilig aus Radial- und Tangentialbewehrung: $A = A_r \cdot \cos(\beta)^2 + A_c \cdot \sin(\beta)^2$

Der Winkel β ist:

$$\beta = \text{Arctan}[x_0 / (R - a)]$$

Die Variation des Biegemomentes ist identisch mit der auf Seite 2.19 berechneten Variation.

Skizze:



Länge der (rechteckigen) Ersatzfläche

$$L' = 18.748 \text{ m}$$

Fundamentradius

$$R = 13.800 \text{ m}$$

Effektive Abstand zum betrachteten Streifen:

$$x_0 = 8.874 \text{ m}$$

Querschnittswerte für Querkraft und Biegemoment:

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
Q(a)	22	148	272	394	513	631	746	KN
M(a)	-10	111	410	883	1528	2341	3319	KNm
θ	39.81	39.81	39.81	39.81	33.69	33.69	33.69	deg.
e	0.541	0.538	0.664	0.830	0.981	1.109	1.220	m
LCF	0.44	0.44	0.44	0.41	0.35	0.28	0.22	
$M_q(a)$	-1	70	228	440	658	809	879	KNm

LCF Lastkonzentrationsfaktor ("Load Concentration Factor"), siehe "Foundation Design Guideline"

Grenztragfähigkeit:

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
β	35.64	39.00	42.94	47.56	52.97	59.28	66.54	deg.
r	15.231	14.100	13.027	12.025	11.116	10.322	9.674	m
R - r	-1.431	-0.300	0.773	1.775	2.684	3.478	4.126	m
N_a	108	108	108	108	108	108	108	
n	4	4	4	4	4	4	4	
α	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	deg.
a_r	886	820	758	700	647	600	563	mm
$\varnothing_r$	32	32	32	32	32	32	32	mm
$\varnothing_r (1.5)$	20	20	20	20	20	20	20	mm
A_r	2525	2727	2952	3198	3459	3725	3975	mm ² /m
a_c	250	250	250	250	250	220	220	mm
$\varnothing_c$	25	25	25	25	25	25	25	mm
A_c	1963	1963	1963	1963	1963	2231	2231	mm ² /m
ΣA	2334	2425	2493	2526	2506	2621	2508	mm ² /m
$k \cdot x$	53.86	55.95	57.53	58.28	57.83	60.48	57.87	mm
d	608	608	736	902	1053	1185	1292	mm
M_u	590	611	767	959	1116	1316	1378	KNm
	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
Min A_s	1015	1015	1229	1506	1758	1978	2157	mm ² /m
Min A_s	790	790	957	1173	1369	1540	1680	mm ² /m

- a Abstand zw. AK Fundament bis zum betrachteten Querschnitt entlang der Hauptachse
 β Winkel zw. Hauptachse u. der betrachteten Stelle entlang der AK des gedrückten Bereiches
r Abstand zw. Mittelpunkt u. der betrachteten Stelle entlang der AK des gedrückten Bereiches
R - a Abstand zw. AK Fundament u. der betrachteten Stelle entl. der AK d. gedrückten Bereiches
n Anzahl der Bewehrungseisen pro Kreissegment (Winkel 3.33 Grad)
 a_r , a_c Breite des Kreissegments und Abstand der Ring- bzw. Querbewehrung zueinander in mm
 $\varnothing_r$, $\varnothing_c$ Max. Stabdurchmesser der unteren Radialbewehrung und der unteren Querbewehrung
 A_r , A_c Bewehrungsfläche der unteren Radialbewehrung und der unteren Querbewehrung pro Meter
Übrige Parameter wie zuvor.

Radiale u. tangentielle Hauptbewehrung entlang der AK des gedrückten Bereiches, oben.

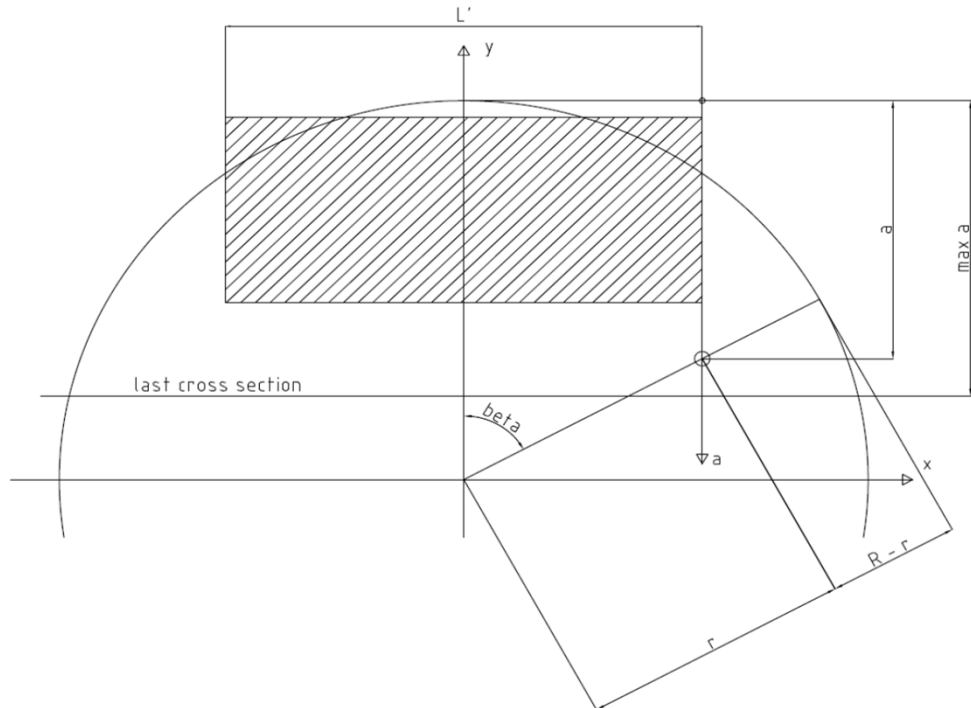
Die radiale Hauptbewehrung wurde entlang der Hauptachse berechnet, wo die Bewehrung achsenparallel verläuft. Entlang einer Achse, die parallel zur y-Achse im Abstand x_0 verläuft, ermittelt sich die Bewehrungssumme anteilig aus Radial- und Tangentialbewehrung: $A = A_r \cdot \cos(\beta)^2 + A_c \cdot \sin(\beta)^2$

Der Winkel β ist:

$$\beta = \text{Arctan}[x_0 / (R - a)]$$

Die Variation des Biegemomentes ist identisch mit der auf Seite 2.21 berechneten Variation.

Skizze:



Länge der (rechteckigen) Ersatzfläche

$$L' = 18.748 \text{ m}$$

Fundamentradius

$$R = 13.800 \text{ m}$$

Effektive Abstand zum betrachteten Streifen:

$$x_0 = 8.874 \text{ m}$$

Querschnittswerte für Querkraft und Biegemoment:

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
Q(a)	40	80	122	165	209	254	301	KN
M(a)	28	113	257	461	727	1057	1451	KNm
θ	39.81	39.81	39.81	39.81	33.69	33.69	33.69	deg.
e	0.553	0.550	0.676	0.841	0.992	1.119	1.229	m
LCF	0.44	0.44	0.44	0.41	0.35	0.28	0.22	
$M_q(a)$	18	61	135	222	305	359	379	KNm

LCF Lastkonzentrationsfaktor ("Load Concentration Factor"), siehe "Foundation Design Guideline"

Grenztragfähigkeit:

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
β	35.64	39.00	42.94	47.56	52.97	59.28	66.54	deg.
r	15.231	14.100	13.027	12.025	11.116	10.322	9.674	m
R - r	-1.431	-0.300	0.773	1.775	2.684	3.478	4.126	m
N_a	108	108	108	108	108	108	108	
n	4	4	4	4	4	4	4	
α	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	deg.
a_r	886	820	758	700	647	600	563	mm
$\varnothing_r$	32	32	32	32	32	32	32	mm
$\varnothing_r(2.5)$	16	16	16	16	16	16	16	mm
A_r	2269	2451	2653	2874	3110	3349	3573	mm ² /m
a_c	250	250	250	250	250	220	220	mm
$\varnothing_c$	25	25	25	25	25	25	25	mm
A_c	1963	1963	1963	1963	1963	2231	2231	mm ² /m
ΣA	2166	2258	2333	2378	2379	2523	2444	mm ² /m
$k \cdot x$	49.97	52.11	53.84	54.88	54.90	58.22	56.40	mm
d	615	615	743	909	1060	1192	1299	mm
M_u	556	578	727	912	1068	1275	1351	KNm
	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
Min A_s	1027	1027	1241	1518	1770	1989	2169	mm ² /m
Min A_s	800	800	966	1182	1378	1549	1689	mm ² /m

- a Abstand zw. AK Fundament bis zum betrachteten Querschnitt entlang der Hauptachse
 β Winkel zw. Hauptachse u. der betrachteten Stelle entlang der AK des gedrückten Bereiches
r Abstand zw. Mittelpunkt u. der betrachteten Stelle entlang der AK des gedrückten Bereiches
R - a Abstand zw. AK Fundament u. der betrachteten Stelle entl. der AK d. gedrückten Bereiches
n Anzahl der Bewehrungseisen pro Kreissegment (Winkel 3.33 Grad)
 a_r , a_c Breite des Kreissegments und Abstand der Ring- bzw. Querbewehrung zueinander in mm
 $\varnothing_r$, $\varnothing_c$ Max. Stabdurchmesser der unteren Radialbewehrung und der unteren Querbewehrung
 A_r , A_c Bewehrungsfläche der unteren Radialbewehrung und der unteren Querbewehrung pro Meter
Übrige Parameter wie zuvor.

Mindestbewehrung, Ring- bzw. Querbewehrung:

Unten:

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
β	90	90	90	90	90	90	90	deg.
a_c	250	250	220	180	160	140	120	mm
$\emptyset c$	25	25	25	25	25	25	25	mm
Ac	1963	1963	2231	2727	3068	3506	4091	mm ² /m
Min As	1435	1828	2222	2615	3009	3402	3796	mm ² /m
Min As	1118	1424	1730	2037	2343	2650	2956	mm ² /m
	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	

Oben:

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
β	90	90	90	90	90	90	90	deg.
a_c	250	250	220	190	160	140	130	mm
$\emptyset c$	25	25	25	25	25	25	25	mm
Ac	1963	1963	2231	2584	3068	3506	3776	mm ² /m
Min As	1393	1787	2180	2574	2967	3361	3754	mm ² /m
Min As	1085	1392	1698	2004	2311	2617	2924	mm ² /m
	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	

Ermüdungsfestigkeit des Betons in den betrachteten Querschnitten:

Querschnittswerte:

Verhältnis der Elastizitätsmoduln

$$\alpha = E_s/E_c = 5.869$$

Dehnungsnulllinie

$$1/2 * 1000 * x^2 = \alpha * A_s * (d - x)$$

Trägheitsmoment

$$I = 1/3 * 1000 * x^3 + \alpha * A_s * (d - x)^2$$

Leeseite, obere Seite des Betonquerschnitts:

Biegemomente, "Mean + 1/2 Range", "Last step":

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
LCF	1.46	1.46	1.46	1.46	1.46	1.46	1.46	
maxM	99	386	841	1446	2184	3036	3985	KNm/m
minM	-11	-39	-79	-125	-171	-211	-240	KNm/m
A _s	3106	3509	4032	4738	6196	7866	7179	mm ² /m
d	860	1095	1331	1567	1803	2038	2274	mm
x	160	193	228	269	328	390	398	mm
I	1.029E+10	1.917E+10	3.275E+10	5.333E+10	9.083E+10	1.452E+11	1.693E+11	mm ⁴ /mm
max σ	1.54	3.88	5.86	7.29	7.88	8.16	9.36	N/mm ²
min σ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	N/mm ²
max σ/f _{cd,fat}	0.09	0.23	0.34	0.43	0.46	0.48	0.55	
0.5+0.45*minσ/f _{cd,fat}	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	
	OK	OK	OK	OK	OK	OK	No	

See note

Windseite, untere Seite des Betonquerschnitts:

Biegemomente, "Mean + 1/2 Range", "Last step":

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
As	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
LCF	1.46	1.46	1.46	1.46	1.46	1.46	1.46	
maxM	38	153	345	613	958	1379	1877	KNm/m
minM	44	170	375	651	993	1395	1852	KNm/m
A _s	2792	3154	3624	3407	6196	7866	7179	mm ² /m
d	835	1070	1306	1542	1778	2013	2249	mm
x	150	181	215	229	325	387	395	mm
I	8.808E+09	1.662E+10	2.864E+10	3.847E+10	8.817E+10	1.414E+11	1.654E+11	mm ⁴ /mm
max σ	0.65	1.67	2.59	3.65	3.53	3.78	4.49	N/mm ²
min σ	0.74	1.86	2.82	3.88	3.66	3.82	4.43	N/mm ²
max σ/f _{cd}	0.03	0.07	0.11	0.16	0.15	0.16	0.19	
0.5+0.45*minσ/f _{cd}	0.51	0.54	0.55	0.57	0.57	0.57	0.59	
	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	

Note: see calculation based on load spectrum next page

Tabelle: Bodenpressung, Max. Situation:

a = 9.948 m

Step	N _{t,i}	max M _{t,i}	f1 = e/R	f2 *)	y _o	σ(edge)	σ(a)
1	20338	111056	0.3957	0.0045	-7.2440	93	49
2	20338	108071	0.3851	0.0044	-7.6749	90	48
3	20338	105081	0.3744	0.0043	-8.1065	88	48
4	20338	102096	0.3638	0.0042	-8.5477	86	48
5	20338	99106	0.3531	0.0041	-8.9904	84	47
6	20338	96121	0.3425	0.0040	-9.4432	82	47
7	20338	93131	0.3318	0.0039	-9.9004	80	47
8	20338	90141	0.3212	0.0039	-10.3664	79	46
9	20338	87156	0.3105	0.0038	-10.8414	77	46
10	20338	84168	0.2999	0.0037	-11.3252	75	45
11	20338	81181	0.2892	0.0036	-11.8203	74	45
12	20338	78193	0.2786	0.0035	-12.3301	72	45
13	20338	75205	0.2680	0.0035	-12.8579	70	44
14	20338	72218	0.2573	0.0034	-13.4059	69	44
15	20338	69230	0.2467	0.0000	-13.8000	68	43
16	20338	66243	0.2360	0.0000	-13.8000	66	42
17	20338	63255	0.2254	0.0000	-13.8000	65	41
18	20338	60267	0.2147	0.0000	-13.8000	63	40
19	20338	57280	0.2041	0.0000	-13.8000	62	39
20	20338	54292	0.1934	0.0000	-13.8000	60	39
21	20338	51304	0.1828	0.0000	-13.8000	59	38
22	20338	48317	0.1722	0.0000	-13.8000	57	37
23	20338	45329	0.1615	0.0000	-13.8000	56	36
24	20338	42342	0.1509	0.0000	-13.8000	55	35
25	20338	39354	0.1402	0.0000	-13.8000	53	34
	KN	KNm			m	KN/m ²	KN/m ²

*) f2 = 0 indiziert, daß die Sohlfuge nicht klappt (elastische Berechnung der Bodenpressung)

Tabelle: Bodenpressung, Min. Situation:

a = 9.948 m

Step	N _{t,i}	min M _{t,i}	f1 = e/R	f2 *)	yo *)	σ(edge)	σ(a)
1	20338	-38324	-0.1365	0.0000	-13.8000	15	10
2	20338	-35339	-0.1259	0.0000	-13.8000	17	11
3	20338	-32349	-0.1153	0.0000	-13.8000	18	12
4	20338	-29364	-0.1046	0.0000	-13.8000	20	13
5	20338	-26374	-0.0940	0.0000	-13.8000	21	14
6	20338	-23389	-0.0833	0.0000	-13.8000	23	14
7	20338	-20399	-0.0727	0.0000	-13.8000	24	15
8	20338	-17409	-0.0620	0.0000	-13.8000	26	16
9	20338	-14424	-0.0514	0.0000	-13.8000	27	17
10	20338	-11436	-0.0407	0.0000	-13.8000	28	18
11	20338	-8449	-0.0301	0.0000	-13.8000	30	19
12	20338	-5461	-0.0195	0.0000	-13.8000	31	20
13	20338	-2473	-0.0088	0.0000	-13.8000	33	21
14	20338	515	0.0018	0.0000	-13.8000	34	22
15	20338	3502	0.0125	0.0000	-13.8000	36	23
16	20338	6490	0.0231	0.0000	-13.8000	37	24
17	20338	9478	0.0338	0.0000	-13.8000	39	25
18	20338	12465	0.0444	0.0000	-13.8000	40	26
19	20338	15453	0.0551	0.0000	-13.8000	41	27
20	20338	18440	0.0657	0.0000	-13.8000	43	27
21	20338	21428	0.0763	0.0000	-13.8000	44	28
22	20338	24416	0.0870	0.0000	-13.8000	46	29
23	20338	27403	0.0976	0.0000	-13.8000	47	30
24	20338	30391	0.1083	0.0000	-13.8000	49	31
25	20338	33378	0.1189	0.0000	-13.8000	50	32
	KN	KNm			m	KN/m ²	KN/m ²

*) f2 = 0 indiziert, daß die Sohlfuge nicht klappt (elastische Berechnung der Bodenpressung)

Tabelle: Biegemomente:

Step	max m_i	min m_i	Mg	max σ_i	min σ_i	max S_i	Min S_i
1	3857	672	1286	8.82	0.00	0.5169	0.0000
2	3779	735	1286	8.55	0.00	0.5012	0.0000
3	3700	798	1286	8.28	0.00	0.4853	0.0000
4	3627	861	1286	8.03	0.00	0.4706	0.0000
5	3553	924	1286	7.78	0.00	0.4559	0.0000
6	3485	987	1286	7.54	0.00	0.4421	0.0000
7	3417	1050	1286	7.31	0.00	0.4284	0.0000
8	3352	1113	1286	7.08	0.00	0.4153	0.0000
9	3289	1176	1286	6.87	0.00	0.4026	0.0000
10	3227	1239	1286	6.66	0.00	0.3903	0.0000
11	3167	1302	1286	6.45	0.05	0.3782	0.0032
12	3109	1365	1286	6.25	0.27	0.3666	0.0159
13	3053	1428	1286	6.06	0.49	0.3552	0.0286
14	2997	1491	1286	5.87	0.70	0.3441	0.0412
15	2940	1554	1286	5.67	0.92	0.3326	0.0539
16	2877	1617	1286	5.46	1.14	0.3199	0.0666
17	2814	1680	1286	5.24	1.35	0.3072	0.0792
18	2751	1743	1286	5.02	1.57	0.2946	0.0919
19	2688	1806	1286	4.81	1.78	0.2819	0.1046
20	2625	1869	1286	4.59	2.00	0.2692	0.1172
21	2562	1932	1286	4.38	2.22	0.2566	0.1299
22	2499	1995	1286	4.16	2.43	0.2439	0.1426
23	2436	2058	1286	3.94	2.65	0.2312	0.1552
24	2373	2121	1286	3.73	2.86	0.2186	0.1679
25	2310	2184	1286	3.51	3.08	0.2059	0.1806
	KNm	KNm	KNm	N/mm ²	N/mm ²		

Abstand zw. AK Fundament bis zum betrachteten Querschnitt

Trägheitsmoment

Druckzonenhöhe

Druckspannung im Beton

Lastkonzentrationsfaktor ("Load Concentration Factor")

Bemessungswert der Ermüdungsfestigkeit des Betons

$a = 9.948 \text{ m}$

$I = 1.693E+11 \text{ mm}^4$

$x = 398 \text{ mm}$

$\sigma = LCF * M_i * x / I \text{ N/mm}^2$

$LCF = 1.46$

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

Tabelle: Beton, PM Summe:

Betongüte: C35

Smax	Smin	log(N1)	log(N2)	log(n3)	log(N)	n	n/N
0.5169	0.0000	5.80	5.56	3.23	5.80	8.75E+00	0.0000
0.5012	0.0000	5.99	5.97	3.57	5.99	1.46E+01	0.0000
0.4853	0.0000	6.18	6.40	3.95	6.40	1.69E+01	0.0000
0.4706	0.0000	6.35	6.80	4.33	6.80	1.51E+01	0.0000
0.4559	0.0000	6.53	7.22	4.75	7.22	4.07E+01	0.0000
0.4421	0.0000	6.69	7.63	5.17	7.63	6.22E+01	0.0000
0.4284	0.0000	6.86	8.04	5.63	8.04	2.27E+02	0.0000
0.4153	0.0000	7.02	8.44	6.10	8.44	2.22E+02	0.0000
0.4026	0.0000	7.17	8.84	6.59	8.84	4.91E+02	0.0000
0.3903	0.0000	7.32	9.24	7.11	9.24	6.61E+02	0.0000
0.3782	0.0032	7.49	9.73	7.75	9.73	6.77E+02	0.0000
0.3666	0.0159	7.76	10.50	8.81	10.50	1.23E+03	0.0000
0.3552	0.0286	8.04	11.31	10.02	11.31	4.83E+03	0.0000
0.3441	0.0412	8.31	12.16	11.42	12.16	1.27E+04	0.0000
0.3326	0.0539	8.60	13.07	13.12	13.12	3.70E+04	0.0000
0.3199	0.0666	8.91	14.09	15.30	15.30	1.22E+05	0.0000
0.3072	0.0792	9.23	15.18	17.99	17.99	3.16E+05	0.0000
0.2946	0.0919	9.55	16.33	21.40	21.40	6.40E+05	0.0000
0.2819	0.1046	9.88	17.55	25.81	25.81	1.01E+06	0.0000
0.2692	0.1172	10.22	18.85	31.74	31.74	1.78E+06	0.0000
0.2566	0.1299	10.57	20.22	40.11	40.11	3.31E+06	0.0000
0.2439	0.1426	10.92	21.67	52.71	52.71	5.68E+06	0.0000
0.2312	0.1552	11.28	23.20	73.81	73.81	1.17E+07	0.0000
0.2186	0.1679	11.65	24.83	116.13	116.13	5.90E+07	0.0000
0.2059	0.1806	12.03	26.54	243.34	243.34	3.49E+08	0.0000

< 0.80

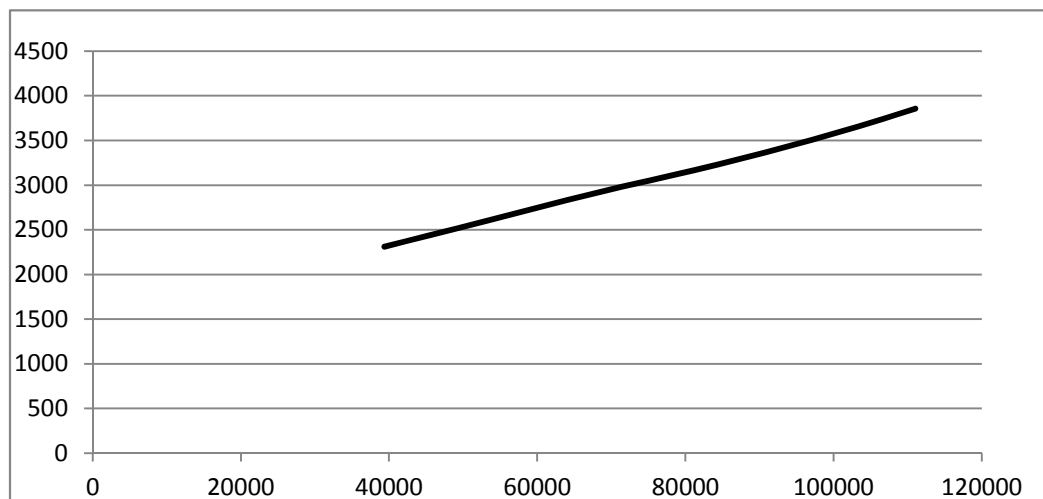
OK

PM Summe: 0.0000

< 1.0

OK

Linierität zw. einwirkendem Biegemoment in UK Turmfuß ($\max M_{t,i}$) und Biegemoment im Querschnitt:



Ermüdungsfestigkeit des Betonstahls in den betrachteten Querschnitten:

Steigung des Graphens (vorherige Seite, unterer linearer Abschnitt)	$i_1 =$	0.02109
Steigung d. Graphens (vorherige Seite, vom ersten bis letzten Punkt)	$i_2 =$	0.02157
Korrekturfaktor für nichtlineares Verhalten	$f_c = \max(i_2 / i_1, 1) =$	1.0228

Querschnittswerte gemäß zuvor

Ermüdungsfestigkeit des Betonstahls ($n=10^6$)	Kat. =	162.5
Mittlerer Wöhlerlinienexponent m des gesamten Spektrums	m =	7
Zul. Ermüdungsfestigkeit bei $n=10^7$	$f_{fatd} = \text{Kat.} \cdot (10^6/10^7)^{1/m} / Y_m =$	102 N/mm ²
Verhältnis Biegerollen- zu Stabdurchmesser (obere Radialbewehrung):	D/d =	21
Reduktionsfaktor für Stabaufliegungen	$\xi = \min(0.35 + 0.026 \cdot D/d, 1) =$	0.8960
Lastkonzentrationsfaktor ("Load Concentration Factor")	LCF =	1.45

Leeseite, untere Radialbewehrung:

Biegemomente, "Mean +/- 1/2 Range", "Equivalent loads":

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
Mmax	39	151	331	574	872	1220	1613	KNm
Mmin	19	74	165	289	445	631	846	KNm
A _s	3106	3509	4032	4738	6196	7866	7179	mm ²
d	860	1095	1331	1567	1803	2038	2274	mm
x	160	193	228	269	328	390	398	mm
I	1.029E+10	1.917E+10	3.275E+10	5.333E+10	9.083E+10	1.452E+11	1.693E+11	mm ⁴
max σ	22.5	60.6	95.0	118.9	120.5	117.9	152.2	N/mm ²
min σ	10.9	29.8	47.3	59.9	61.5	61.0	79.8	N/mm ²
$\Delta\sigma \cdot f_c$	11.8	31.5	48.8	60.3	60.4	58.2	74.1	N/mm ²
f_{fatd}	102	102	102	102	102	102	102	N/mm ²
	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	

Windseite, obere Radialbewehrung:

Biegemomente, "Mean +/- 1/2 Range", "Equivalent loads":

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
Mmax	4	16	38	71	118	180	259	KNm
Mmin	-16	-61	-129	-213	-308	-409	-509	KNm
A _s	2792	3154	3624	3407	6196	7866	7179	mm ²
H _i	835	1070	1306	1542	1778	2013	2249	mm
x	166	200	237	249	361	434	437	mm
I	8.854E+09	1.669E+10	2.875E+10	3.857E+10	8.866E+10	1.424E+11	1.662E+11	mm ⁴
max σ	2.4	7.0	12.0	20.4	16.1	17.0	24.0	N/mm ²
min σ	-10.4	-27.1	-40.7	-60.8	-41.9	-38.6	-47.2	N/mm ²
$\Delta\sigma \cdot f_c$	13.1	34.9	53.9	83.0	59.4	56.9	72.9	N/mm ²
f_{fatd}	91	91	91	91	91	91	91	N/mm ²
	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	

Verankerung der radialen (Haupt-)Bewehrung

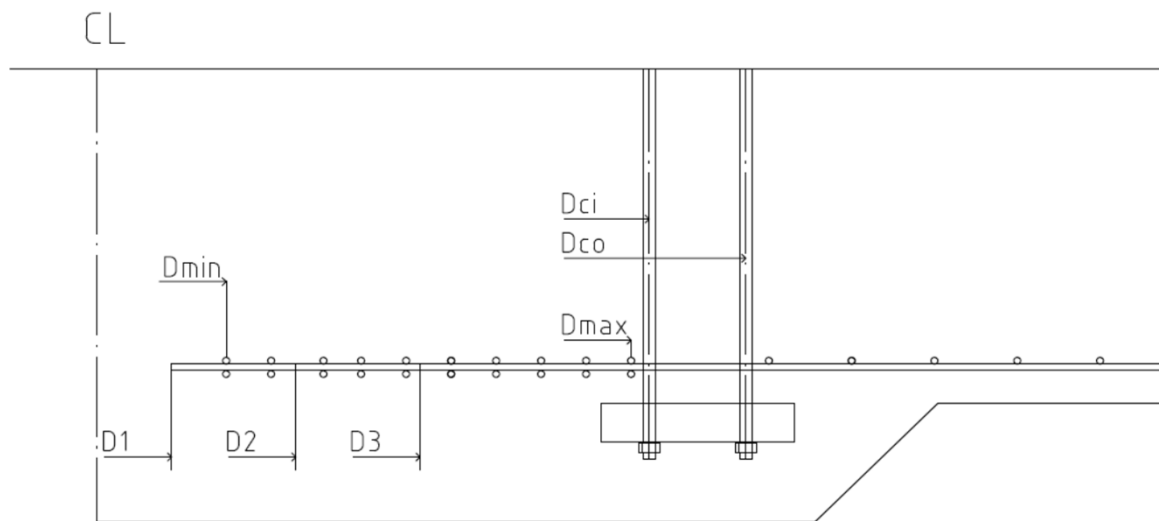
Die Radialbewehrung innerhalb des Ankerkorbes wird durch mehrere Querbewehrungsringe verankert. Die max. Kraft in einem Radialbewehrungsseisen ist $P_a = \pi/4 * d^2 * f_{yd}$. N ist die Anzahl an Eisen, welche die Ankerbolzen passieren und $L = D_t * \pi / N$ ist der Abstand zwischen den Bewehrungsstäben, wobei D_t der mittlere Durchm. des Fußflansches ist. Die max. Belastung ergibt sich durch $p = d^2 * f_{yd} * N / (4 * D_t)$ und die Variation wird angenommen mit $p(\alpha) = p * \cos(\alpha)$.

Die durch die kosinusförmige Last hervorgerufene Ringkraft ergibt sich zu $N_{res} = \pi/32 * d^2 * f_{yd} * N$.

Wenn der Stabdurchmesser der Querbewehrungsringe d_r bekannt ist, lässt sich die Anzahl der Ringe ermitteln durch $N_r = f_M * 1/(8*n) * N * (d/d_r)^2$. n ist die Anzahl der benötigten Lagen (1 oder 2) und f_M ist das Verhältnis zwischen dem vorhandenen und dem aufnehmbaren Biegemoment im Querschnitt:

Unten: $f_M = 0.4854$ Oben: $f_M = 0.2146$

Die Quer- bzw. Ringbewehrung wird teilw. 2-lagig ausgeführt (oberhalb u. unterhalb der Radialbewehrung).



Bereich	N	d	n * d _r	N _r	D _{max}	D _{min}	Δ
Unten	216	32	2 x 25	15	5670	1288	157
Oben	216	32	1 x 25	15	5670	1288	157
		mm	mm		mm	mm	mm

Δ ist der Stababstand zw. den Ringen. Bei Dmin sind die Mindeststababstände eingehalten.

N ist die Anzahl an Eisen, welche die Ankerbolzen passieren. $D3$ wurde bestimmt, um die Mindeststababstände von min. 37 mm für N Eisen einzuhalten, $D2$ wurde bestimmt, um die Abstände von min. 37 mm für $N/2$ Eisen einzuhalten und $D1$ wurde bestimmt, um die Abstände von min. 37 mm für $N/4$ Eisen einzuhalten:

Bereich	D1	D2	D3	Dci	Dco	vorh. As	Min As
Unten	1000	2286	3472	5805	6195	6273	1435
Oben	1000	2286	3472	5805	6195	3137	1085
	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm ²
							OK

Ermüdungsfestigk. d. Fachwerkanalogie f. Querkraft (Schubbew. u. Spannung i. d. Druckstrebe):

Spannungen in den Druckstreben:

$$\sigma_c = Q / (v \cdot b \cdot z \cdot \sin(\theta) \cdot \cos(\theta)) = 2 \cdot Q / (v \cdot b \cdot z)$$

Reduktionsfaktor der Betondruckfestigkeit

$$v = 0.6 \cdot (1 - f_{ck}/250) = 0.5160$$

Lastkonzentrationsfaktor ("Load Concentration Factor")

$$LCF = 1.45$$

Schub, "Mean +/- 1/2 Range", "Last step":

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
max Q	131	254	368	473	569	657	736	KN
min Q	27	57	90	125	163	204	248	KN
z=d-x/3	806	1031	1255	1477	1693	1908	2141	mm
max σ	0.86	1.30	1.55	1.70	1.78	1.81	1.82	N/mm ²
min σ	0.18	0.29	0.38	0.45	0.51	0.56	0.61	N/mm ²
max σ/f_{cd}	0.04	0.06	0.07	0.07	0.08	0.08	0.08	
0.5+0.45*min σ/f_{cd}	0.50	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	
	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	

Schub, "Mean +/- 1/2 Range", "Equivalent loads":

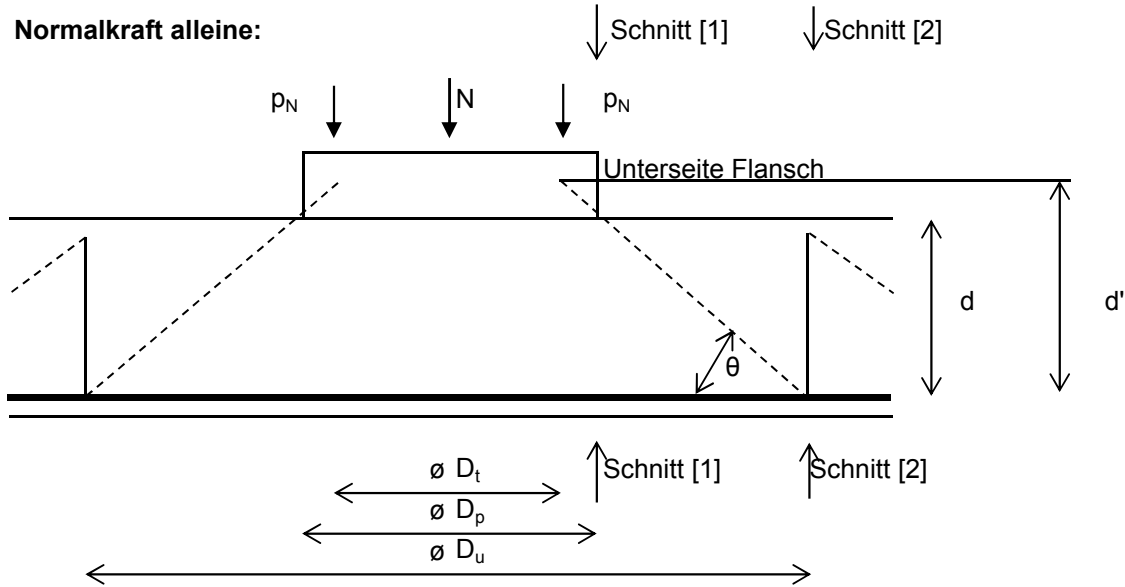
$$\sigma_s = Q \cdot \tan(\theta) / (b \cdot z \cdot \rho_s) = Q / (1.2 \cdot b \cdot z \cdot \rho_s)$$

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
max Q	91	178	260	339	413	483	549	
min Q	63	125	187	246	305	363	419	
z=d-x/3	806	1031	1255	1477	1693	1908	2141	
ρ_s	0.0009	0.0009	0.0009	0.0009	0.0013	0.0013	0.0013	
max σ	160	245	295	326	222	230	233	N/mm ²
min σ	112	173	211	237	164	173	178	N/mm ²
$\Delta\sigma$	49	72	83	89	58	57	55	N/mm ²
f_{fatd}	102	102	102	102	102	102	102	N/mm ²
	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	

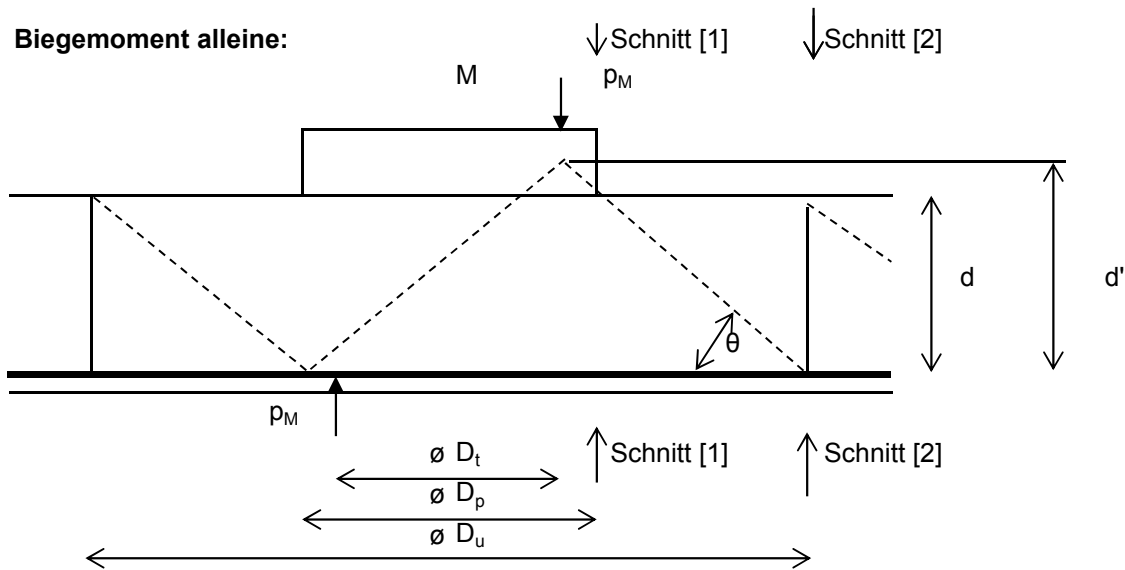
Durchstanzen - abwärts, nach der Fachwerkanalogie.

Durchstanzlast auf	Eigenlast (max)	$\max N_d = Y_f \cdot F_z =$	6133 KN
Oberkannte Fundament	Eigenlast (min)	$\min N_d = Y_f \cdot F_z =$	5018 KN
	Biegemoment	$M_d = Y_f \cdot M =$	160380 KN

Normalkraft alleine:



Biegemoment alleine:



Geometrie:		Up	Down	
Lastausbreitung	1 : 1.5	$\theta =$	33.69	33.69 deg.
Stat. Nutzhöhe der Platte ausgehend von UK T-Flansch		$d' =$	n.a.	2979 mm
Stat. Nutzhöhe der Platte ausgehend von UK Sockel		$d =$	2249	2274 mm
Innere Hebelarm am Sockelanschnitt		$z =$	2166	2191 mm
Statische Nutzhöhe der Platte bei Du		$d =$	1778	1567 mm
Innere Hebelarm bei Du		$z =$	1706	1512 mm
Mittlerer Durchmesser des Turmfußflansches		$D_t =$	6000	6000 mm
Aussendurchmesser Ankerplatte / T-Flansch		$D_p =$	6320	6300 mm
Durchmesser des kritischen Rundschnitts		$D_u =$	12097	14526 mm

Durchstanzen abwärts.**Linieelast am Turmdurchmesser:**

Eigenlast	$p_N = \max N_d / (\pi * D_t) =$	325 KN/m
Biegemoment	$p_M = 4 * M_d / (\pi * D_t^2) =$	5672 KN/m
Bemessungswert der Druckfestigkeit	$f_{cd} =$	20 N/mm ²
Reduktionsfaktor nach DIN EN 1992-1-1 (6.6N)	$v = 0.60 * [1 - f_{ck} / 250] =$	0.5160
Fließgrenze der Bewehrung	$f_{yd} =$	435 N/mm ²
Bewehrungsgrad im Durchstanzbereich	$\rho_p =$	0.001330

Schnitt 1-1 am Turm:

Gesamtreaktion:	$V_1 = p_N + p_M / 2 =$	3161 KN/m
Tragfähigkeit der Druckstrebe	$< v * z * b * f_{cd} * \sin(\theta) * \cos(\theta) =$	10350 KN/m
		OK (31%)

Schnitt 2-2 am kritischen Rundschnitt:

Gesamtreaktion:	$V_2 = (p_N + p_M / 2) * D_t / D_u =$	1306 KN/m
Tragfähigkeit der Zugstrebe	$< z * b * \rho_p * f_{yd} / \tan(\theta) =$	1312 KN/m
		OK (100%)

Durchstanzen aufwärts.**Linieelast am Turmdurchmesser:**

Eigenlast	$p_N = \min N_d / (\pi * D_t) =$	266 KN/m
Biegemoment	$p_M = 4 * M_d / (\pi * D_t^2) =$	5672 KN/m

Schnitt 1-1 am Turm:

Gesamtreaktion:	$V_1 = -p_N + p_M / 2 =$	2570 KN/m
Tragfähigkeit der Druckstrebe	$< v * z * b * f_{cd} * \sin(\theta) * \cos(\theta) =$	10350 KN/m
		OK (25%)

Schnitt 2-2 am Perimeter:

Gesamtreaktion:	$V_1 = (-p_N + p_M / 2) * D_t / D_u =$	1275 KN/m
Tragfähigkeit der Zugstrebe	$< z * b * \rho_p * f_{yd} / \tan(\theta) =$	1480 KN/m
		OK (86%)

Definition des Durchstanzkegels:

Bewehrungsgrad erfüllt innerhalb:	$D_{pu} = D_u + d =$	16093 mm
-----------------------------------	----------------------	----------

Minimalbewehrung innerhalb Durchstanzbereich:

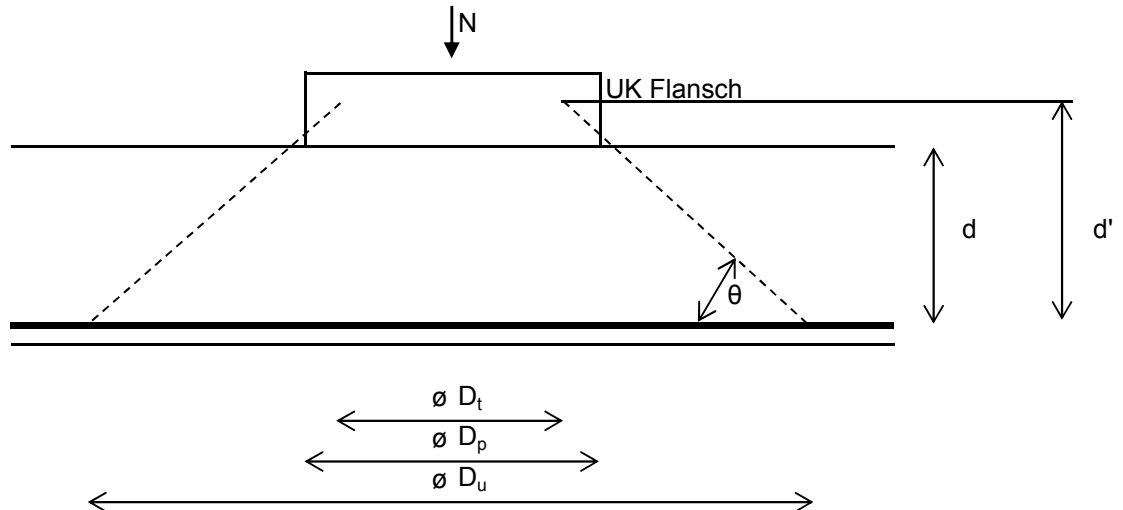
Kraft in horizontaler Zugstrebe (Hauptbewehrung unten)	$p_t = (p_M / 2 \pm p_N) * (D_t / D_u) / \tan(\theta)$
--	--

Min. Bewehrung innerhalb d. Durchstanzbereichs	$A_t = (p_M / 2 \pm p_N) * (D_t / D_u) / (f_{yd} * \tan(\theta))$
--	---

Min Bewehrung gültig am Sokkel, abmindernd linear mit dem Verhältniss a_i / a_7 - Siehe 2.27 and 2.29.

Durchstanzen nach β -Verfahren als Vergleich - abwärts

Beim folgenden Durchstanznachweis wird die einwirkende Querkraft mit dem Faktor β nach Nölting ("Durchstanzbemessung bei ausmittiger Stützenlast") erhöht, um den nicht rotationssymmetrischen Verlauf der Querkraft zu berücksichtigen (siehe hierzu auch Abschn. 10.05.3 (2) und (4), Stand der Auslegungen des NABau, 12.05.2009)

Normalkraft:

Geometrie:		abwärts	
Lastausbreitung	1 : 1.5	$\theta =$	33.69 Grad
Statische Nutzhöhe der Platte ausgehend von UK Turmfußflansch		$d' =$	2979 mm
Statische Nutzhöhe der Platte ausgehend von UK Sockel		$d =$	2274 mm
Innere Hebelarm am Sockelanschnitt		$z =$	2191 mm
Statische Nutzhöhe der Platte bei Du		$d =$	1567 mm
Innere Hebelarm bei Du		$z =$	1512 mm
Mittlerer Durchmesser des Turmfußflansches		$D_t =$	6000 mm
Aussendurchmesser des Turmfußflansches		$D_{fo} =$	6300 mm
Durchmesser des kritischen Rundschnitts		$D_u =$	14526 mm
Schubbewehrungsgrad in Durchstanzzone		$\rho_p =$	0.001330
Bewehrungsgrad der Hauptbewehrung	$\rho = \sqrt{(A_t^2 + A_r^2)} / (1000 * d)$		0.003489

Aufzunehmende Querkraft aus (Turm-)Eigenlast (max) $\max N_d = Y_f * F_z = 6133 \text{ KN}$

aus Biegemoment $M_d = Y_f * M = 160380 \text{ KN}$

Lastexzentrizität $e = M_d / \max N_d = 26.152 \text{ m}$

Beiwert zur Berücksichtigung nichtrotationssymmetrischer Beanspruchungen $\beta = 1 + e / D_{fo} = 5.151$

aufzunehmende Querkraft je Längeneinheit im

$v_{Ed} = \beta * \min N_d / (\pi * D_u) = 692 \text{ KN/m}$

kritischen Rundschnitt

(107) Betontragfähigk. $< V_{Rd,c} = 1.5 * 0.14 * [1 + \sqrt{(200/d)}] * (100 * \rho * f_{ck})^{1/3} * d = 1028 \text{ KN/m}$

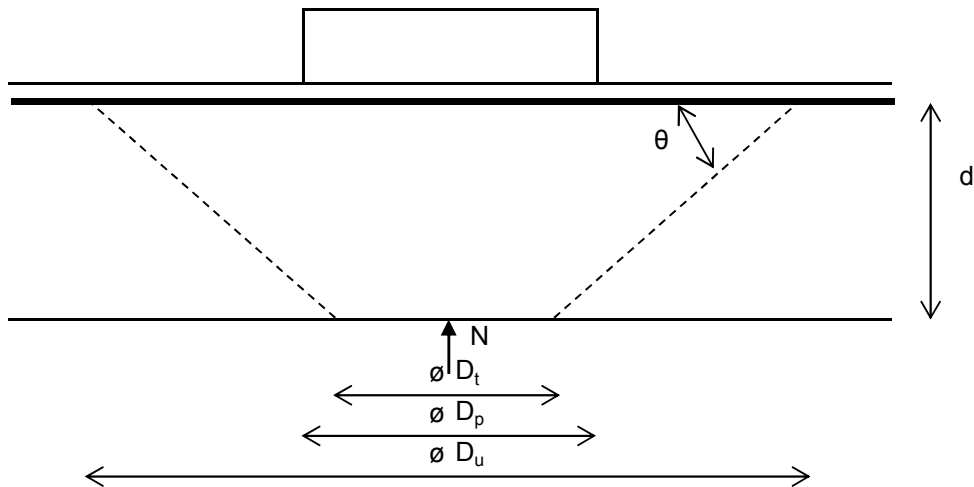
(109) mit Durchstanzbewehrung $< V_{Rd,sy} = V_{Rd,c} / 1.5 + \rho_p * f_{yd} * d = 1592 \text{ KN/m}$

OK 67%

Durchstanzen - aufwärts

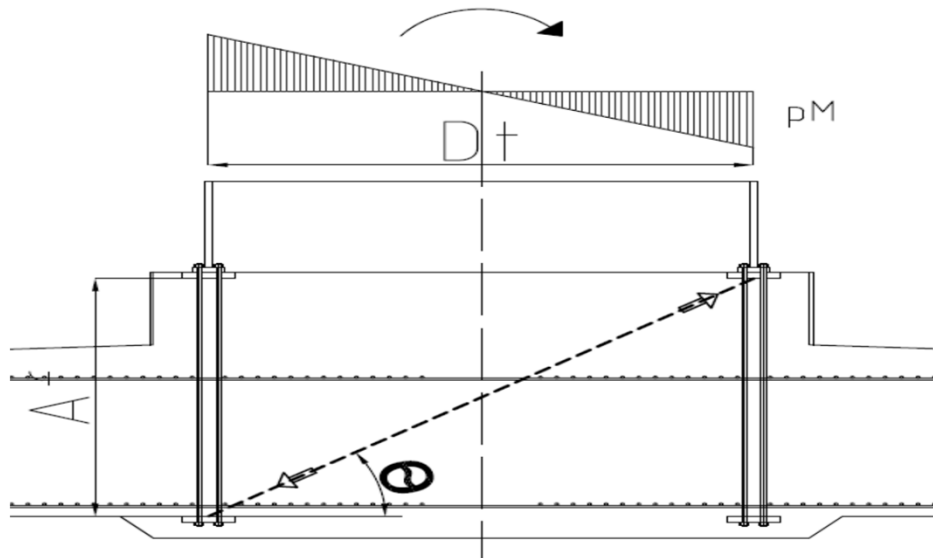
Beim folgenden Durchstanznachweis wird die einwirkende Querkraft mit dem Faktor β nach Nölting ("Durchstanzbemessung bei ausmittiger Stützenlast") erhöht (siehe zuvor)

Normalkraft:



Geometrie:		aufwärts	
Lastausbreitung	1 : 1.5	$\theta =$	34 Grad
Statische Nutzhöhe der Platte ausgehend von UK Turmfußflansch		$d' =$	n.a. mm
Statische Nutzhöhe der Platte ausgehend von UK Sockel		$d =$	2249 mm
Innere Hebelarm am Sockelanschnitt		$z =$	2166 mm
Statische Nutzhöhe der Platte bei D_u		$d =$	1778 mm
Innere Hebelarm bei D_u		$z =$	1706 mm
Mittlerer Durchmesser des Turmfußflansches		$D_t =$	6000 mm
Aussendurchmesser der Ankerplatte		$D_{fo} =$	6320 mm
Durchmesser des kritischen Rundschnitts		$D_u =$	12097 mm
Schubbewehrungsgrad in Durchstanzzone		$\rho_p =$	0.001330
Bewehrungsgrad der Hauptbewehrung	$\rho = \sqrt{(A_t^2 + A_r^2)} / (1000 * d)$		0.003890

Aufzunehmende Querkraft	aus (Turm-)Eigenlast (max)	$\min N_d = Y_f * F_z =$	5018 KN
	aus Biegemoment	$M_d = Y_f * M =$	160380 KN
Lastexzentrizität		$e = M_d / \max N_d =$	31.964 m
Beiwert zur Berücksichtigung nichtrotationsymmetrischer Beanspruchungen		$\beta = -1 + e / D_{fo} =$	4.058
aufzunehmende Querkraft je Längeneinheit im kritischen Rundschnitt		$v_{Ed} = \beta * \max N_d / (\pi * D_u) =$	536 KN/m
(107) Betontragfähigk.	$< V_{Rd,c} = 1.5 * 0.14 * [1 + \sqrt{(200/d)}] * (100 * \rho_{fck})^{1/3} * d =$		1190 KN/m
(109) mit Durchstanzbewehrung	$< V_{Rd,sy} = V_{Rd,c} / 1.5 + \rho_p * f_{yd} * d =$		1821 KN/m
			OK 45%

Druckstrebe innerhalb des Ankerkorbes

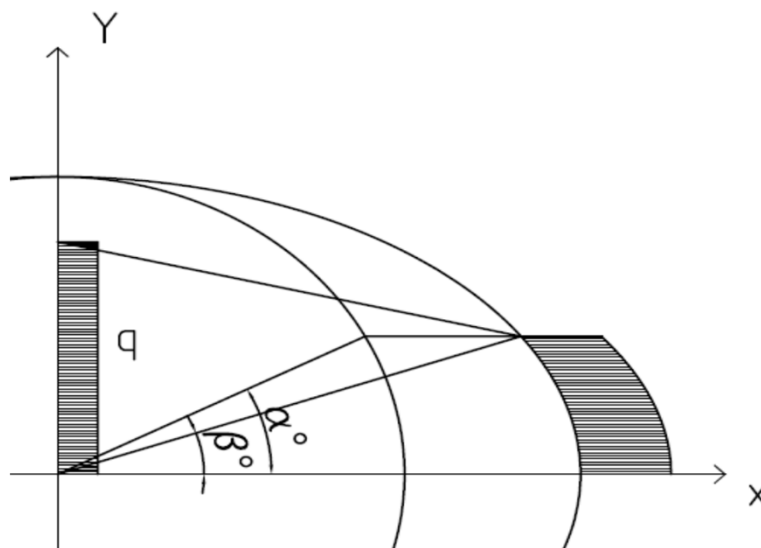
Max. Biegemoment in UK Turm (Linienlast)
 Vertikaler Abstand zwischen den Flanschen
 Mittlerer Durchmesser des Turmfußflansches

$$p_M = 4 * M_d / (\pi * D_t^2) = 5672 \text{ KN/m}$$

$$A_f = 3055 \text{ mm}$$

$$D_t = 6000 \text{ mm}$$

$$\theta = \text{Arctan}(A_f / D_t) = 26.98 \text{ deg.}$$

Annahme hinsichtlich Geometrie und Lastausbreitung:

Angenommene Spannungsverteilung

$$\beta_o = 30.00^\circ$$

Äquivalenter Winkel bezogen auf Kreis

$$\alpha_o = \text{Arcsin}(1 / \sqrt{1 + [\cos(\theta) / \tan(\beta_o)]^2}) = 32.94^\circ$$

Angenommene Lastvariation

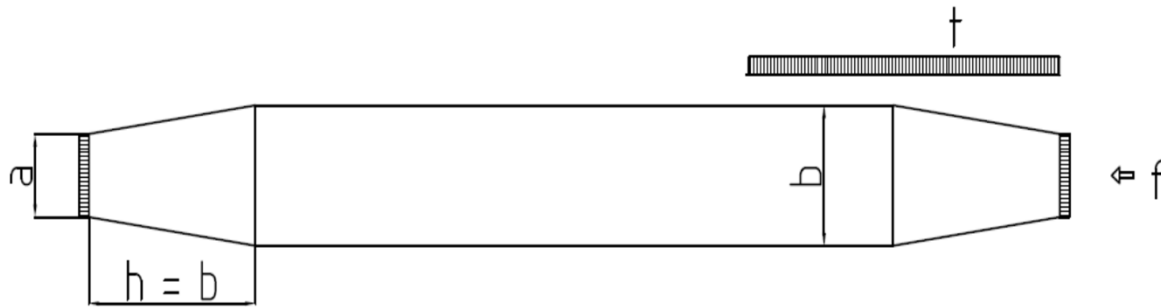
$$p_c(\alpha) = [\frac{1}{2} * p_M / \sin(\theta)] * \cos(\alpha)$$

Linienlast im Zentrum

$$q = 2 * \int [p_c(\alpha) * r * \cos(\theta)] / [2 * r * \cos(\alpha) * \tan(\beta_o)] * d\alpha$$

Integration von $\alpha = 0$ bis $\alpha = \alpha_o$

$$q = \alpha_o * p_M / [2 * \tan(\theta) * \tan(\beta_o)] = 5546 \text{ N/mm}$$

Annahme hinsichtlich der Geometrie der Druckstrebe:

Bemessungsdruckspannung im Knoten

$$\sigma_{Rd,max} = 1.1 \cdot f_{cd} = 21.8 \text{ N/mm}^2$$

(siehe nachfolgende Knotenbemessung)

Druckstreberbreite am Knoten

$$a = p_M / (2 \cdot \sin(\theta) \cdot \sigma_{Rd,max}) = 287 \text{ mm}$$

Bewehrungsgrad innerhalb des Ankerkorbes, vertikale Bew.

$$\rho_v = 0.001330$$

Bewehrungsgrad rechtwinkelig zur Druckstrebe

$$\rho_c = \rho_v \cdot \cos(\theta) = 0.001185$$

Max. Druckstrebenbreite (DIN EN 1992-1-1 (6.58)):

$$\frac{1}{4} \cdot (b - a) / b \cdot p_M / [2 \cdot \sin(\theta)] = \rho_c \cdot f_{yd} \cdot b$$

$$\chi \cdot b^2 - b + a = 0$$

Faktor

$$\chi = 8 \cdot \rho_c \cdot \sin(\theta) \cdot f_{yd} / p_M = 0.0003298$$

Max. Breite

$$b = [1 + \sqrt{1 - 4 \cdot \chi \cdot a}] / (2 \cdot \chi) = 2712 \text{ mm}$$

Obere Grenze für b:

$$v = 0.6 \cdot (1 - f_{ck}/250) = 0.5160$$

$$\max b = v \cdot A_f = 1576 \text{ mm}$$

Gewählte Druckstrebenbreite

$$b = 1576 \text{ mm}$$

Spannung in der Druckstrebe

$$\sigma = q / b = 3.52 \text{ N/mm}^2$$

$$< f_{cd} = 23 \text{ N/mm}^2$$

OK

Leerrohrführung durch Druckstrebe:

Umfangsbreite im Zentrum aus voriger Spannungsberechnung	$w = Dt \cdot \sin(\alpha_o) =$	3262 mm
Breite im Zentrum aus voriger Spannungsberechnung	$b =$	1576 mm
Volle Querschnittsfläche im Zentrum	$Ac = w \cdot b =$	5142824 mm ²

Max. Spannung im Querschnitt rechtwinkelig zur Strebe:

Die möglichen Varianten der Leerrohrführung lässt sich wie folgt gliedern:

Anzahl der installierten Leerrohrgruppen Ng und die jeweilige Anzahl der Rohre pro Gruppe Np.

Leerrohrdurchmesser in Druckstrebenrichtung ist Dx, Durchmesser rechtwinkelig zur Strebe Dy.

Die abgeminderte Querschnittsfläche pro Leerrohr ergibt sich aus $\pi/4 \cdot Dx \cdot Dy / \sin(\theta)$.

Max Spannung im Bereich der Leerrohre ergibt sich aus der bereits ermittelten Spannung multipliziert mit dem Verhältnis aus voller und abgeminderter Querschnittsfläche:

Anzahl der Gruppen	Anzahl der Rohre	D	Dx	Dy	Ar	Ac/(Ac-Ar)	A/Ar * σ
3	1	200	200	200	207715	1.042	3.67
3	2	160	160	320	265875	1.055	3.71
3	3	110	119	119	73536	1.015	3.57
6	1	160	160	160	265875	1.055	3.71
		mm	mm	mm	mm ²		N/mm ²

Max Spannung im senkrechten Querschnitt:

Ap ist der Achsabstand zw. den Leerrohren, die Querschnittsabminderung pro Leerrohr beträgt $D \cdot b$.

Max Spannung im betrachteten Querschnitt ergibt sich aus der bereits ermittelten Spannung multipliziert mit dem Verhältnis aus voller und abgeminderter Querschnittsfläche und dem Korrekturfaktor $\cos(\theta)$.

Anzahl der Gruppen	Anzahl der Rohre	D	Dx	Ap	Ar	A/Ar	A/Ar * $\sigma \cdot \cos(\theta)$
3	1	200	200	350	945828	1.225	3.84
3	2	160	160	350	1513325	1.417	4.44
3	3	110	119	350	1688303	1.489	4.67
6 *)	1	160	160	165	1513325	1.417	4.44
		mm	mm	mm	mm ²		N/mm ²

*) im Zick-Zack-Verlauf mit Achsabstand $2 \cdot Ap$.

Mögliche bzw. typische Varianten der Leerrohrführung:

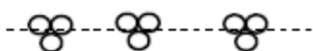
3 (large) single tubes in a row – primarily used for multi core HV-grid cables



3 (medium size) double tubes in a row – when using either multi or single core HV-grid cables



3 (small) tippel tubes in a row – primarily for single core HV-grid cables



Bemessung der Knoten

Sicherheitsbeiwert für Vorspannung

$$\gamma_P = 1.1$$

Druckspannung unterhalb des T-Flansches (Mörtel und Beton)

$$\sigma = (-P_t + 2 \cdot \gamma_P \cdot P_a) / A$$

Druckspannung oberhalb der Ankerplatte (Beton)

$$\sigma = \gamma_P \cdot 2 \cdot P_a / A$$

Zul. Bemessungsdruckspannung in Druckknoten

$$\sigma_{Rd,max} = 1.1 \cdot f_{cd}$$

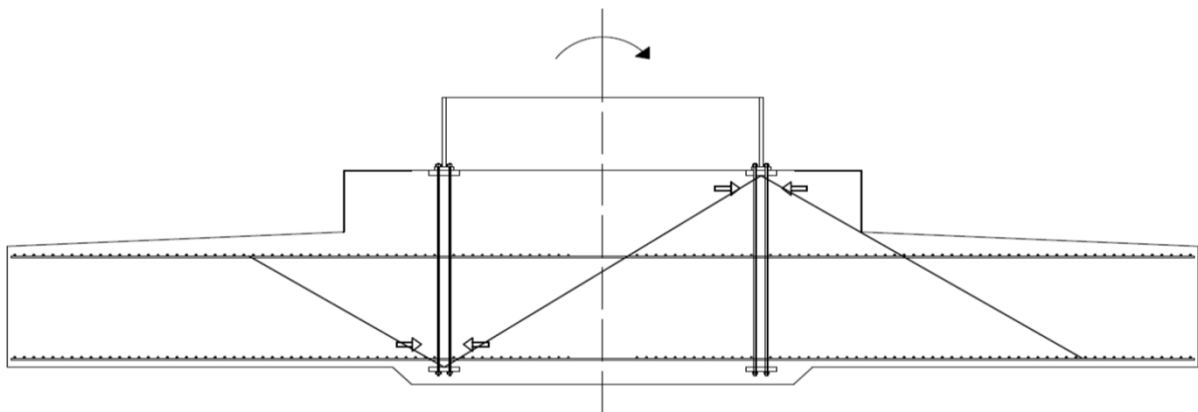
Faktor $\eta_1 = 1$ ist für Normalbeton.

		f_{ck}	f_{cd}	k	$\sigma_{Rd,max}$
Mörtel unterhalb des T-Flansches	Druck	80	45.33	1.10	49.9
Beton unterhalb T-Flansches	Druck	45	25.50	1.10	28.1
Beton oberhalb der Ankerplatte	Druck	35	19.83	1.10	21.8
		N/mm ²			N/mm ²

Item	P_t	P_a	A	σ	$\sigma_{Rd,max}$	
Mörtel, Druckseite	-1047	378	49589	37.9	49.9	OK
Beton, Druckseite	-1047	378	92212	20.4	28.1	OK
Beton, Zugseite	0	472	53080	19.6	21.8	OK
	KN	KN	mm ²	N/mm ²	N/mm ²	

Anm.: Druck Node in compression
 Druckseite Infolge Druckkraft aus Turmwand; "worst case" unterhalb des T-Flansches)
 Zugseite Infolge Zugkraft aus Turmwand, "worst case" oberhalb der Ankerplatte)
 k 1.1 für Druckknoten
 A Nettoquerschnittsfläche pro Ankerpaar

Skizze zur Veranschaulichung der betrachteten Druckknoten:



Verankerungslängen (d≤32) DIN EN 1992-1-1 8.4:

Verbundspannung, gute Bedingungen (8.2) $f_{bd} = 2.25 * 1.0 * 1.0 * f_{ctk,0.05} / \gamma_m = 3.37 \text{ N/mm}^2$

Verbundspannung, mäßige Bedingungen (8.2) $f_{bd} = 2.25 * 0.7 * 1.0 * f_{ctk,0.05} / \gamma_m = 2.36 \text{ N/mm}^2$

Grundmaß der Verankerungslänge (8.3) $l_{b,rqd} = (\sigma / 4) * (f_{yd} / f_{bd})$

Verankerung:

		unten	unten	oben	oben	
		Radialbew.	Querbew.	Radialbew.	Querbew.	
Stabdurchmesser		32	25	32	25	mm
Verbundsp., gute Bedingungen	(8.2)	3.37	3.37	3.37	3.37	N/mm ²
Verbundsp., mäßige Bedingungen	(8.2)	2.36	2.36	2.36	2.36	N/mm ²
Grundmaß $l_{b,rqd}$, gute Bedingungen	(8.3)	1032	806	1032	806	mm
Grundmaß $l_{b,rqd}$, mäßige Bed.	(8.3)	1474	1152	1474	1152	mm
Beiwert α_a für gerade Stabenden	Tabelle 26	1.00	1.00	1.00	1.00	
Erf. Verankerungslänge, "gut"	(8.4)	1032	806	1032	806	mm
Erf. Verankerungslänge, "mäßig"	(8.4)	1474	1152	1474	1152	mm

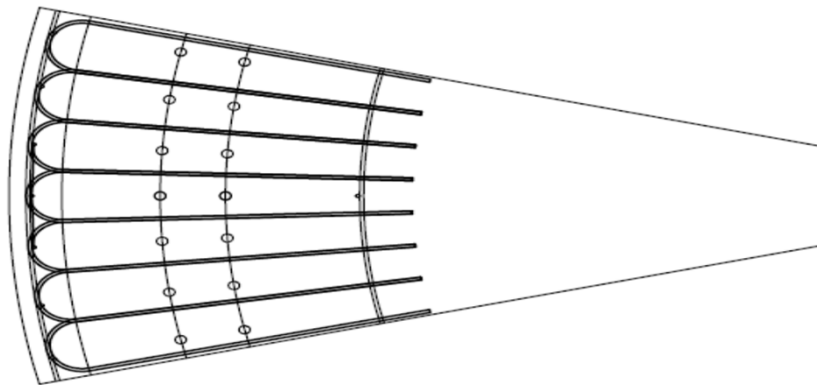
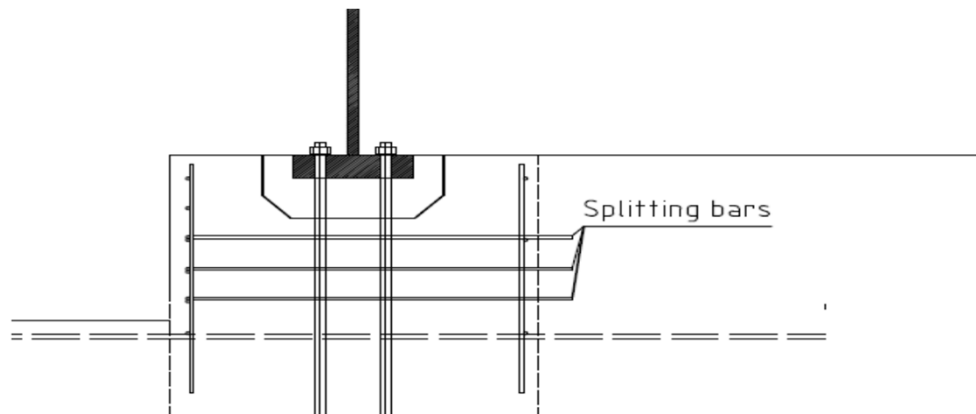
Mindestbiegerolldurchmesser:

		32	25	32	25	
Mindestbiegerolldurchmesser	Table 8.1N	224	175	224	175	

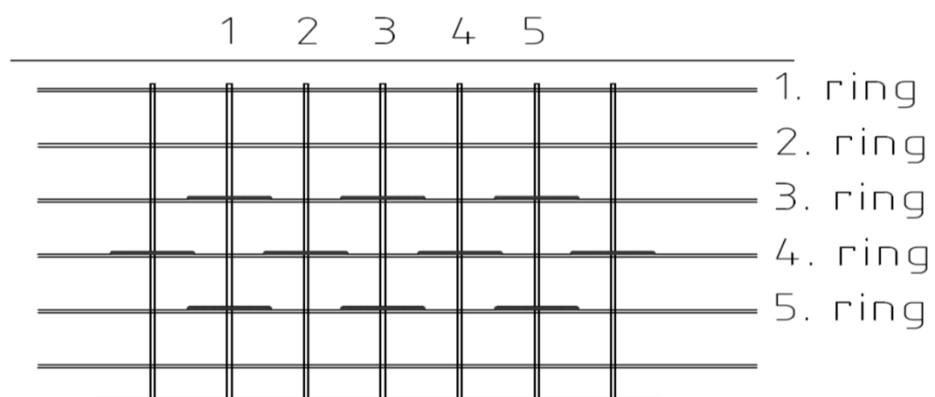
Sockel:

Die im Lasteinleitungsbereich bzw. die im oberen Sockelbereich angreifenden Längsdruckkräfte rufen Querkugkräfte hervor, die durch Bewehrung aufzunehmen sind:

Skizze:



Schnitt und Plan



Ansicht

Extremelast:

Dicke der Turmflansch bzw Unterlegsflansch	$t_f =$	110 mm
Durchmesser des Turms	$D_t =$	6000 mm
Durchmesser des Sockels	$D_p =$	7704 mm
Höhe des Sockels (d_s)	$H_p = d_s =$	805 mm
Breite des Sockels (d)	$d = D_p - D_t =$	1704 mm
Max. Dicke der Vergussmörtelrinne unterhalb des Flansches	$t_g =$	120 mm
Breite des Turmfußflansches	$W_f = d_1 =$	300 mm
Abstand zwischen den Ankern (äußere Ankerreihe)	$a =$	180 mm
Max. abwärts gerichtete Vertikalkraft	$P_{vert} = -P_t + 2 * P_a =$	1802 KN
Max. Horizontalkraft bzw. Spaltzugkraft	$P_{hor} = 0.25 * P_{vert} * [1 - d_1/\max(d, d_1 + d_s)] =$	371 KN

Spaltzugbewehrung:

Anzahl Bewehrungsstäbe bzw. Schenkel je Ankerpaar	$n =$	3 Stck
Stabdurchmesser	$d =$	25 mm
Gesambewehrungsfläche	$A_s = n * \pi/4 * d^2 =$	1473 mm ²
Spannung	$\sigma = P_{hor} / A_s =$	252
	$< f_{yd} =$	435
		OK

Horizontalbewehrung im Sockel:

Ring	Anmerkung	Höhenkote	Von OK	Abstand
	Höhenkote OK Fundamentsockel (OKF)	0.300		
	Höhenkote UK Turmfußflansch	0.200		
1	Oberste Ring	0.178	122	
2	Zwischenring	0.098	203	81
3	Obere Lage Spaltzugbewehrung	0.017	283	81
4	Mittlere Lage Spaltzugbewehrung	-0.181	481	198
5	Untere Lage Spaltzugbewehrung	-0.379	679	198
	Oberste Ringbewehrung Pos. 6	-0.578	878	198
		m	mm	mm

Die Spaltzugbewehrung wird oberhalb von Ring 3 und 4 montiert (siehe obige Tabelle).

Optimaler Biegewinkel	$\theta = 180 + 2 * \varphi =$	183.1 °
Lichter Abstand zwischen 2 Ankerpaare	$a_f = D_{co} * 2 * \sin(\pi/N) - d_a =$	324 mm
Mindestwert d. Biegerollendurchmessers gemäß DIN EN 1992	$d_{BR} = 7d =$	175 mm
Kreisdurchmesser Pos 9.1	$D_k =$	7527 mm
Abstand Zentrum Biegerolle-Dk	$dk = 25$	
Abweichung von der Parallelität pro Schenkel	$\varphi = \arcsin(4 * d / [(D_k + dk) / 2 - 3.5 * d]) =$	1.55 °
Erf. lichter Abstand	$a_{iv} = (d_{BR} + 2d) * \cos(\varphi) - 2 * [a - (d_{BR} + 2d) * \sin(\varphi)] * \tan(\varphi) =$	193 mm
Theoretischer max. Biegerollendurchmesser	$red\ d_{BR} =$	175 mm
Erf. Drehwinkel zur Waagerechten	$\omega =$	0.00 °
		OK

Begrenzung der Rissbreiten, untere Radialbewehrung, charakteristische Produktionslasten:

Rechenwert der Rissbreite:

$$w_k = S_{r,max} * (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

Differenz der mittleren

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = (\sigma_s - 0.4 * f_{ct,eff} * (1 + \alpha_e * \rho_{p,eff}) / \rho_{p,eff}) / E_s > 0.6 * \sigma_s / E_s$$

Dehnungen von Betonstahl und Beton

Betonstahlspannung im Riss

$$\sigma_s = \alpha_e * M * (d - x) / I$$

Verhältnis der Elastizitätsmoduln

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 5.87$$

Effektive Bewehrungsgrad

$$\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff} = A_s / (2.5 * (c + \phi/2)) / 1000 = A_s / 190000$$

Max. Rissabstand

$$S_{r,max} = \phi / (3.6 * \rho_{p,eff}) < \sigma_s * \phi / (3.6 * f_{ctm})$$

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
LCF * M(a)	72	278	608	1050	1592	2221	2927	KNm
d	860	1095	1331	1567	1803	2038	2274	
x	160	193	228	269	328	390	398	
I	1.029E+10	1.917E+10	3.275E+10	5.333E+10	9.083E+10	1.452E+11	1.693E+11	KN
σ_s	29	77	120	150	152	148	190	KNm
A_s	3106	3509	4032	4738	6196	7866	7179	mm ²
$\rho_{p,eff}$	16.35	18.47	21.22	24.94	32.61	41.40	37.78	o/oo
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0.000105	0.000346	0.000563	0.000712	0.000721	0.000702	0.000914	
$s_{r,max}$	79.0	212.9	332.8	356.4	272.6	214.7	235.3	mm
w_k	0.01	0.07	0.19	0.25	0.20	0.15	0.22	mm
	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	

Begrenzung der Rissbreiten, obere Radialbewehrung,, charakteristische Produktionslasten:

n.v.

Vestas Wind Systems A/S

Flachgründung der WKA - Bemessung

V126 3.3MW 137m DIBt2 HGWL

Bemessungsgrundlagen:

DIBt-RiLi 2012	Richtlinie für Windenergieanlagen, Reihe B, Heft 8
DIN EN 1992-1-1:2011	EC2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken
DIN EN 1993-1-1:2010	EC3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten - Teil 1-1
DAfStb Heft 439	Ermüdungsfestigkeit von Stahlbeton..... gemäß CEB-FIP Model Code 1990

Content:

2.60	Materialien bzw. Baustoffe, Teilsicherheitsbeiwerte
2.61	Sicherheitsbeiwerte
2.62	Lasten
2.63	Hauptabmessungen
2.65	Vorspannung der Ankerbolzen
2.70	Ultrahochfestverguss unterhalb des Turmfußflansches
2.72	Beton unterhalb des Ultrahochfestvergusses
2.79	Ankerplatte
2.84	Lastkonzentrationsfaktor
2.86	Untere Radialbewehrung entlang der Hauptachse
2.88	Obere Radialbewehrung entlang der Hauptachse
2.90	Schubbewehrung
2.92	Untere Radialbewehrung parallel der Hauptachse
2.94	Obere Radialbewehrung parallel der Hauptachse
2.97	Ermüdungsfestigkeit des Betons
2.102	Ermüdungsfestigkeit der Bewehrung
2.103	Ring- bzw. Querbewehrung innerhalb des Ankerkorbes
2.105	Durchstanzen nach Stabwerksmodell
2.107	Durchstanzen nach β -Verfahren
2.109	Druckstrebe innerhalb des Ankerkorbes
2.112	Bemessung der Knoten
2.113	Verankerungs- und Übergreifungslänge, Biegerollendurchmesser
2.114	Sockel
2.116	Rissbreitenbeschränkung

Hinweis:

Die vorliegende statische Berechnung gilt für ein kreisförmiges oder octogonales Flachgründungs-fundament mit einem (vorgespannten) Ankerkorb sowie radialer / tangentialer Hauptbewehrung, vertikale Schub- und Kantenbewehrung.

Das Fundamentdesign basiert auf den Vorgaben der DIBt-Richtlinie für Windenergieanlagen 2012, der DIN EN 1992-1-1 bzw. DIN EN 1992-1-1/NA.

Materialien bzw. Baustoffe - Annahmen:

C45/55
(Sockel)

C35/45
(Platte)

Material	Güte	Begriff	Symbol	Festigkeit	Festigkeit	Einheit
Beton	C35 & C45	Druckfestigkeit	f_{ck}	45	35	N/mm ²
		mittlere Zugfestigkeit	f_{ctm}	3.80	3.21	N/mm ²
		"Untere" Zugfestigkeit	$f_{ctk,0.05}$	2.66	2.25	N/mm ²
		"Obere" Zugfestigkeit	$f_{ctk,0.95}$	4.93	4.17	N/mm ²
		Schubfestigkeit	$C_{Rd,k}$	0.21	0.21	N/mm ²
		Ermüdungsfestigkeit *)	$f_{ck,fat}$	31.37	25.59	N/mm ²
		Mittlerer E-Modul	E_{cm}	36283	34077	N/mm ²
Mörtel	C80/95	Druckfestigkeit	f_{gk}		80	N/mm ²
		Ermüdungsfestigkeit *)	$f_{gk,fat}$		46.24	N/mm ²
		E-Modul	E_g		55000	N/mm ²
Stahl	S500	Streckgrenze	f_{yk}		500	N/mm ²
(Stab)		E-Modul	E_s		200000	N/mm ²
Stahl	S355	Streckgrenze	f_{yk}		355	N/mm ²
(Platte)		E-Modul	E_s		210000	N/mm ²
Anchor	10.9	Zugfestigkeit	f_{uk}		1000	N/mm ²
		Streckgrenze	f_{yk}		900	N/mm ²
		Ermüdungsfestigkeit	E_{sa}		210000	N/mm ²

*) Charakteristische Ermüdungsfestigkeit gem. DIBt-Rili 2012: $f_{ck,fat} = 0.85 * f_{ck} * (1 - f_{ck}/250)$

Druckfestigkeiten (Beton u. Mörtel) angegeben als Zylinder- (ø150*300mm) / Würfelfestigkeit (150mm).

Teilsicherheitsbeiwerte:

C45/55

C35/45

Material	Norm	Begriff	Symbol	Wert	Wert	
Beton	EC2-1	Druckfestigkeit	$\gamma_c * \gamma'_c$	1.50	1.50	
	EC2-1	mittlere Zugfestigkeit	$\gamma_c * \gamma'_c$	1.50	1.50	
	EC2-1	Ermüdungsfestigkeit	$\gamma_c * \gamma'_c$	1.50	1.50	
	Heft 439	Modellungenauigkeiten		γ_{sd}	1.10	
Mörtel	Heft 439	Druckfestigkeit		γ_c	1.50	
	Heft 439	Ermüdungsfestigkeit		γ_c	1.50	
Stahl &	EC3-1	Zugfestigkeit		γ_s	1.25	
Anker	EC3-1	Streckgrenze		γ_s	1.10	
	DIBt-RiLi	Ermüdungsfestigkeit		γ_s	1.265	
Bewehrung	EC2-1	Streckgrenze		γ_a	1.15	
	Heft 439	Ermüdungsfestigkeit		γ_a	1.15	
Lasten						
Eigenlast	DIBt-RiLi	"günstig"		γ_g	0.90	
Eigenlast	DIBt-RiLi	"ungünstig"		γ_g	1.10	
Vorsp.kraft	DIBt-RiLi	Vorspannkraft "günstig"		γ_p	0.90	
Vorsp.kraft	DIBt-RiLi	Vorspannkraft "ungünstig"		γ_p	1.10	
Windlast	DIBt-RiLi	Inklusive Beschleunigungskräften		γ_f	1.10	
Betrieb	DIBt-RiLi			γ_f	1.00	

*) Für Betondruckfestigkeiten größer als C55: $\gamma'_c = 1/(1.1 - f_{ck}/500)$

Zusätzliche Annahmen:

Gewählte Betondeckung

 $c_{nom} = 60 \text{ mm}$

Mindestbetondeckung gem. DIN EN 1992-1/NA

 $c_{min} = 40 \text{ mm}$ Betondeckung im Sockel für Zusatzbewehrung $\phi 16$ $c_{min} = 44 \text{ mm}$

Mindestschubbewehrungsgrad für Platten

 $\rho_s = 0.0008500$

Mindestbewehrungsgrad gem. DIN EN 1992-1/NA

 $\rho_{w,min} = 0.6 * 0.16 * f_{ctm} / f_y = 0.0006163$

Expositionsklassen

XC4 / XD1 / XS1 / XF3 / XA1

Lasten:

Lastdokument:

0047-2702

Lastfall	Abnormal	Mean	Range	Max	Min
Lasttyp	Extrem	Betrieb	Betrieb	Betrieb	Betrieb
Anm.			10^7	10^7	10^7
Anm.	(Zahlenwert)	(Zahlenwert)	m=7	m=7	m=7
F _x	0	0	0	0	0
F _y	1032	258	456	486	30
F _z	5575	5575	0	5575	5575
	KN	KN	KN	KN	KN
M _x	145800	36366	40694	56713	16019
M _y	0	0	0	0	0
M _z	7592	0	0	0	0
	KNm	KNm	KNm	KNm	KNm

Lastkollektiv:

Stufe	F _m	ΔF	M _m	ΔM	n	Σn
1	258	1161	36366	149380	8.75E+00	8.75E+00
2	258	1115	36366	143410	1.46E+01	2.33E+01
3	258	1068	36366	137430	1.69E+01	4.02E+01
4	258	1022	36366	131460	1.51E+01	5.53E+01
5	258	975	36366	125480	4.07E+01	9.60E+01
6	258	929	36366	119510	6.22E+01	1.58E+02
7	258	883	36366	113530	2.27E+02	3.85E+02
8	258	836	36366	107550	2.22E+02	6.08E+02
9	258	790	36366	101580	4.91E+02	1.10E+03
10	258	743	36366	95604	6.61E+02	1.76E+03
11	258	697	36366	89629	6.77E+02	2.44E+03
12	258	650	36366	83654	1.23E+03	3.67E+03
13	258	604	36366	77678	4.83E+03	8.50E+03
14	258	557	36366	71703	1.27E+04	2.12E+04
15	258	511	36366	65728	3.70E+04	5.82E+04
16	258	464	36366	59753	1.22E+05	1.80E+05
17	258	418	36366	53777	3.16E+05	4.96E+05
18	258	372	36366	47802	6.40E+05	1.14E+06
19	258	325	36366	41827	1.01E+06	2.15E+06
20	258	279	36366	35852	1.78E+06	3.93E+06
21	258	232	36366	29876	3.31E+06	7.24E+06
22	258	186	36366	23901	5.68E+06	1.29E+07
23	258	139	36366	17926	1.17E+07	2.46E+07
24	258	93	36366	11951	5.90E+07	8.36E+07
25	258	46	36366	5975	3.49E+08	4.33E+08
Last	258	1161	36366	149380	Sum	4.33E+08
	KN	KN	KNm	KNm		

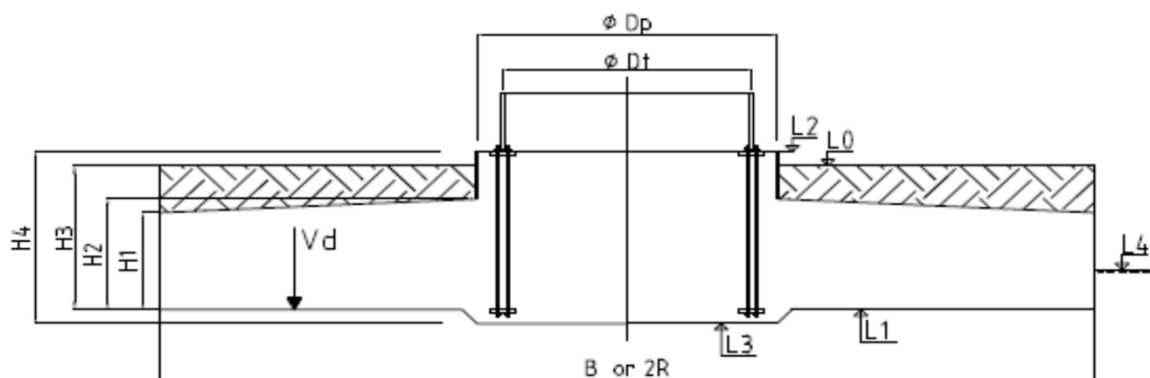
F_m, M_m Einwirkungen F und M des Lastfalles "Mittelwert" ("Mean Load")

ΔF_y, ΔM_x Schwingweiten ("Ranges") der Komponenten F und M des Lastkollektives

n Lastspielzahl ("number of load cycles") für ΔM_x

Hauptabmessungen:

Durchmesser der Fundamentplatte	D =	27.600 m
Ersatzbreite für Orthogonalfundament	B =	27.600 m
Durchmesser des Sockels	Dp =	7.704 m
Mittlerer Durchmesser des Turmfußflansches	Dt =	6.000 m
Höhe am Außenrand	H1 =	0.700 m
Höhe am Sockel	H2 =	2.350 m
Einbindetiefe in den gewachsenen Baugrund	H3 =	2.855 m
Gesamthöhe des Fundamentes	H4 =	3.400 m
Geländeoberkante	L0 =	0.000 m
Unterkante Fundament, außerhalb v. Zentrumsbereich	L1 =	-2.855 m
Oberkante Fundamente (bzw. Sockel)	L2 =	0.300 m
Unterkante Fundament, im Zentrumsbereich	L3 =	-3.100 m
Grundwasserspiegel	L4 =	-2.855 m



Die Darstellung zeigt einen Ausschnitt der unteren Turmsektion mit T-förmigen Fußflansch, der als Schnittstelle zwischen Turm und Fundamentoberkante fungiert. Der T-Flansch wird in eine Rinne aus (ultra-)hochfesten Vergussmörtel eingebettet, um die Druckbeanspruchung des umliegenden Sockelbetons infolge eines vergrößerten Lasteinleitungsbereiches zu reduzieren und/oder um etwaige Ebenheitstoleranzen zu kompensieren.

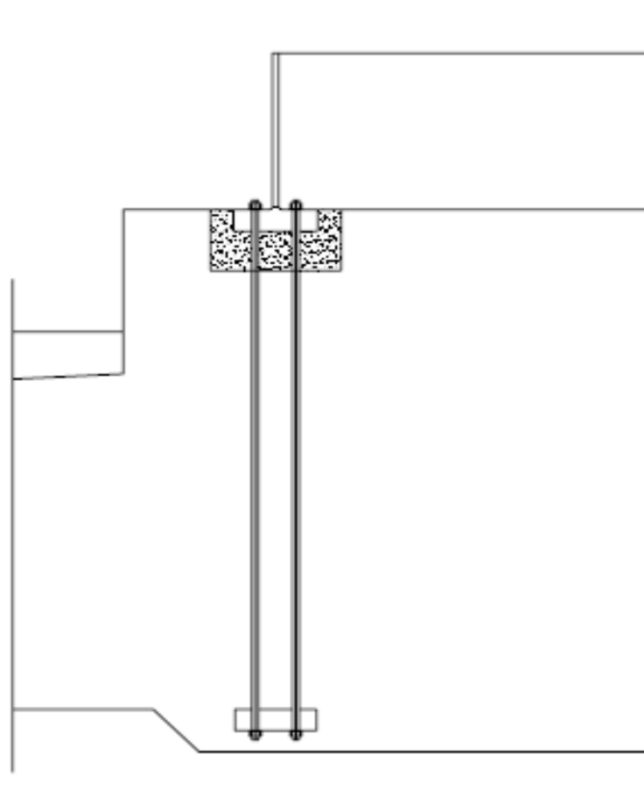
Am Fundamentfuß werden die Ankerkräfte über einen Stahlflansch bzw. Ankerring eingeleitet, der unterhalb der unteren Hauptbewehrung (Radial- und Ringbewehrung) angeordnet ist.

Alle Anker sind mit einem Schrumpfschlauch versehen.

Alle angegebenen Bewehrungsabmessungen basieren auf einem kreisförmigen Fundamentdesign.

Verankerung:

Als Verbindungselement zw. Turm und Fundament dient ein vorgespannter Ankerkorb, dessen Ankerpaare doppelreihig angeordnet sind. Das Vorspannen erfolgt gegen den erhärteten Beton (ohne Verbund).

Skizze:

Anzahl der Anker pro Reihe (2 Reihen)

$N_a = 108$

Ankerformat

$M = 36$

Lochdurchmesser im Turmfußflansch

$d_{ht} = 42 \text{ mm}$

Lochdurchmesser in der Ankerplatte

$d_{ha} = 42 \text{ mm}$

Effektive bzw. freie Länge der Anker

$L_a = 3257 \text{ mm}$

Gesamtlänge der Anker

$L_o = 3495 \text{ mm}$

Mittlerer Durchmesser des Turmfußflansches

$D_t = 6000 \text{ mm}$

Aussendurchmesser des Turmfußflansches

$D_{fo} = 6300 \text{ mm}$

Innendurchmesser des Turmfußflansches

$D_{fi} = 5700 \text{ mm}$

Äußerer Lochkreisdurchmesser

$D_{co} = 6195 \text{ mm}$

Innerer Lochkreisdurchmesser

$D_{ci} = 5805 \text{ mm}$

Breite des Turmfußflansches

$W_f = 300 \text{ mm}$

Dicke des Turmfußflansches

$t_f = 110 \text{ mm}$

Breite der Ankerplatte

$W_{fi} = 320 \text{ mm}$

Dicke der Ankerplatte

$t_{fi} = 80 \text{ mm}$

Sockeldurchmesser

$D_p = 7704 \text{ mm}$

Einwirkungen aus den Turm bezogen auf die Anker:

Bemessungslastfall: Abnormal

Bemessungswert der Turmeigenlast ("günstig")

$$N_d = Y_g \cdot F_z = 5018 \text{ KN}$$

Bemessungswert der Turmeigenlast ("ungünstig")

$$N_d = Y_g \cdot F_z = 6133 \text{ KN}$$

Bemessungswert des Biegemomentes in UK Turm

$$M_d = Y_f \cdot (M_x^2 + M_y^2)^{1/2} = 160380 \text{ KNm}$$

Zugkraft pro Ankerpaar aus Turmwand

$$P_{tu} = -N_d/N_a + 4 \cdot M_d/(N_a \cdot D_t) = 944 \text{ KN}$$

Druckkraft pro Ankerpaar aus Turmwand

$$P_{td} = +N_d/N_a + 4 \cdot M_d/(N_a \cdot D_t) = 1047 \text{ KN}$$

Vorspannung der Anker, Querschnitt bleibt überdrückt infolge P_{tu} : *)

Nennspannungsquerschnitt des Gewindes

$$A_s = 817 \text{ mm}^2$$

Vorspannung

$$\eta = 50 \%$$

$$P_p = \eta \cdot f_{uk} \cdot A_s = 409 \text{ KN}$$

$$> (1-p) \cdot P_{tu} / 2 = 444 \text{ KN}$$

(p: siehe Berechnung unten) Klaffung

Zugfeder bzw. Federkonstante der Anker:

Schaftquerschnitt

$$d = 33.40 \text{ mm}$$

$$A_a = \pi/4 \cdot d^2 = 876 \text{ mm}^2$$

Federkonstante der Anker

$$C_s = 2 \cdot A_a \cdot E / L_a = 112997 \text{ N/mm}$$

Druckfeder bzw. Federkonstante des Betons:

Mittlerer Abstand zwischen den Ankern

$$a = \pi \cdot D_c / N_a = 175 \text{ mm}$$

Ausbreitungswinkel des sich ausbildenden Betondruckkörpers

$$\alpha = 30 \text{ deg.}$$

Höhe des gedrücktes Betonkörper

$$L_c = 3055 \text{ mm}$$

Mittlere Flanschbreite (obere, untere Flansch)

$$W_m = 310 \text{ mm}$$

Federkonstante des Betons

$$C_c = \tan(\alpha) \cdot E_{cm} \cdot a / \ln(1 + \tan(\alpha) \cdot L_c / W_m) = 1806744 \text{ N/mm}$$

mitwirkender Ankeranteil:

$$p = 1 / (1 + C_c / C_s) = 0.05886$$

mitwirkender Betonanteil:

$$q = 1 - p = 0.9411$$

Kräfte in den Ankern:

Ankerkraft:

$$P_t \leq Z_l$$

$$P_a = P_p + p \cdot P_t / 2$$

$$P_t > Z_l$$

$$P_a = P_t / 2$$

Grenzwert

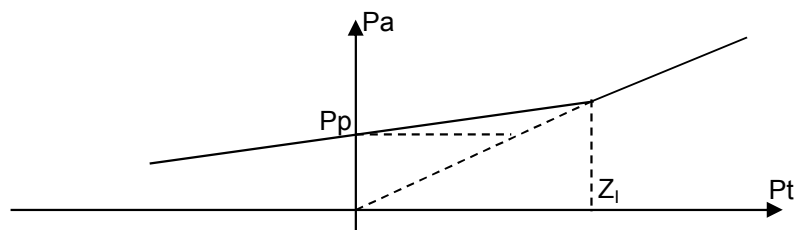
$$Z_l = 2 \cdot P_p / (1 - p) = 868 \text{ KN}$$

Infolge Zugkraft aus Turmwand

$$P_a = 472 \text{ KN}$$

Infolge Druckkraft aus Turmwand

$$P_a = 378 \text{ KN}$$



*) siehe Petersen Stahlbau 23.2.10.4 (Friedr. Vieweg & Sohn, 1988)

Ankerspannung, Extremlast:

Ankerspannung im Schaftbereich (DIN EN 1993-1-1:2010)	$Y_m = 1.1$	$\sigma_a = P_a / A_a =$ $< f_{yk} / (1.1 * Y_m) =$	538 N/mm ² 744 N/mm ²
Ankerspannung im Gewindebereich (DIN EN 1993-1-1:2010)	$Y_m = 1.1$	$\sigma_a = P_a / A_s =$ $< f_{uk} / (1.25 * Y_m) =$	577 N/mm ² 727 N/mm ² OK

Längung der Anker (unter Einfluß der Vorspannkraft):

Elastische Längung, Vollschaft	d= 36.00	$\Delta L = L * P_p / AE + P_p / C_c =$	6.45 mm
Elastische Längung, Rolloptimiert	d= 33.40	$\Delta L = L * P_p / AE + P_p / C_c =$	7.46 mm

Ankerspannung, Betrieb bzw. Ermüdung:

Max. Biegemoment (Range m = 7 (auf d. sicheren Seite))		$\max M = M_m + \Delta M / 2 =$	56713 KNm
Min. Biegemoment (Range m = 7 (auf d. sicheren Seite))		$\min M = M_m - \Delta M / 2 =$	16019 KNm
Max. Kraft aus Turmwand		$\max P_t = 4 * \max M / (N_a * D_t) =$	350 KN
Min. Kraft aus Turmwand		$\min P_t = 4 * \min M / (N_a * D_t) =$	99 KN
Deltakraft im Anker:	$P_t \leq Z_l$	$\Delta P_a = p * (\max P_t - \min P_t) / 2 =$	7.39 KN
Deltaspannung		$\Delta \sigma = \Delta P_a / A_s =$ $< 36 * (2 * 10^6 / 10^7)^{0.25} / Y_m * (30/d)^{0.25} =$	9.0 N/mm ² 18.2 N/mm ² OK

Kriechen, Schwinden und Relaxation.

Basierend auf DIN EN 1992-1-1, 3.1.4 i. V. m. DAfStb Heft 525.

Kriechen für $t=\infty$ für Beton unter konst. Druckbeanspruchung: $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) * \sigma_c / (1.1 * E_{cm})$

Kriechkoeffizient $\varphi(\infty, t_0) = \varphi_0 * \beta_c(\infty, t_0)$

mit: $\varphi_0 = \varphi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0)$

Relative Luftfeuchtigkeit	RH =	80 %
wirksame Bauteildicke, "u" äquiv. zu halber Breite	$h_o = 2 * A_c / u = H1 + H2 =$	3050 mm
Bezugsgröße	$h_1 =$	100 mm
Beiwerte	$\alpha_1 = (35/f_{cm})^{0.7} =$	0.8658
	$\alpha_2 = (35/f_{cm})^{0.2} =$	0.9597
	$\alpha_3 = (35/f_{cm})^{0.5} =$	0.9022
Tabelle H9.2	$\alpha =$	0.0000
Druckfestigkeit des Betons	$f_{cm} =$	43 N/mm ²
	$\varphi_{RH} = [1 + \alpha_1 * (1 - RH/100) / (0.1 * h_o / h_1)^{1/3}] * \alpha_2 =$	1.074
	$\beta(f_{cm}) = 16.8 / \sqrt{f_{cm}} =$	2.562
tatsächliches Betonalter bei Belastungsbeginn	$t_0 =$	28 days
	$t_{0,eff} = t_0 * [9 / (2 + t_0^{1.2}) + 1]^{\alpha} =$	28 days
	$\beta(t_0) = 1 / (0.1 + t_{0,eff}^{0.2}) =$	0.488
	$\varphi_0 = \varphi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0) =$	1.344
Betonalter zum betrachteten Zeitpunkt	(20 years) $t =$	7300 days
	$\beta_H = \text{Min}(150 * [1 + (1.2 * RH/100)^{18}] * h_o / h_1 + 250 * \alpha_3, 1500 * \alpha_3) =$	1353
	$\beta(t, t_0) = [(t - t_0) / (\beta_H + t - t_0)]^{0.3} =$	0.9501
	$\varphi(\infty, t_0) = \varphi_0 * \beta_c(\infty, t_0) =$	1.277

Abstand zwischen UK Turmfußflansch und OK Ankerplatte
Flanschbreite

$d = 3045 \text{ mm}$
 $W_f = 300 \text{ mm}$

Vorspannkraft als Linienlast

$p_p = 2 * P_p * N_a / (\pi * D_t) = 4681 \text{ N/mm}$

Berechnungsansatz: Die halbe Fundamenthöhe wurde in 6 Bereiche mit derselben Höhe unterteilt;
für jeden Bereich wurde die Verformung ermittelt (unter Zugrundelegung einer Lastausbreitung von 45°)

i	d_i	z_i	σ_i	ε_i	Δ_i	$\Sigma \Delta_i$
1	254	127	8.45	0.2880	0.0731	0.0731
2	254	381	4.41	0.1503	0.0381	0.1112
3	254	634	2.98	0.1017	0.0258	0.1370
4	254	888	2.25	0.0768	0.0195	0.1565
5	254	1142	1.81	0.0617	0.0157	0.1722
6	254	1396	1.51	0.0516	0.0131	0.1853
	mm	mm	N/mm ²	o/oo	mm	mm

Kriechen der Fundamentplatte:

$\varepsilon_{cc}(\infty, t_o) = 2 * \Sigma \Delta_i / d = 0.1217 \text{ o/oo}$

Schwinden

$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{cas}(t) + \varepsilon_{cds}(t, t_s)$

mit:

$\varepsilon_{cas}(t) = \varepsilon_{cas0}(f_{cm}) * \beta_{as}(t)$

Tabelle H9.2

$\alpha_{as} = 700$

$\alpha_{ds1} = 4$

$\alpha_{ds2} = 0.12$

$\varepsilon_{cas0}(f_{cm}) = \alpha_{as} * (f_{cm}/(60+f_{cm}))^{2.5} * 10^{-3} = 0.0788 \text{ o/oo}$

$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0.2 * \sqrt{t}) = 1.0000$

Autogenes Schwinden:

$\varepsilon_{cas}(t) = \varepsilon_{cas0}(f_{cm}) * \beta_{as}(t) = 0.0788 \text{ o/oo}$

$\varepsilon_{cds}(t) = \varepsilon_{cds0}(f_{cm}) * \beta_{RH}(RH) * \beta_{ds}(t-t_s)$

$\varepsilon_{cds0}(f_{cm}) = 0.85 * [(220 + 110 * \alpha_{ds1}) * \exp(-\alpha_{ds2} * f_{cm}/10)] * 10^{-3} = 0.3349 \text{ o/oo}$

$\beta_{RH}(RH) = 1.55 * [1 - (RH/100)^3] = 0.7564$

$t_s = 14 \text{ days}$

$\beta_{ds}(t-t_s) = [(t - t_s) / (350 * (h_o/100)^2 + t - t_s)]^{0.5} = 0.1479$

Trocknungsschwinden:

$\varepsilon_{cds}(t) = \varepsilon_{cds0}(f_{cm}) * \beta_{RH}(RH) * \beta_{ds}(t-t_s) = 0.0375 \text{ o/oo}$

Gesamtdehnung infolge Kriechen und Schwinden:

$\varepsilon_c = 0.2380 \text{ o/oo}$

Relaxation:

Gemäß DIN EN 1992-1-1, 3.3, Anker als Stab berücksichtigt, (3.30):

$$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 1.98 * \rho_{1000} * \exp(8*\mu) * (24*t/1000)^{0.75*(1-\mu)}$$

mit

$$\begin{aligned} \rho_{1000} &= 4.00 \% \\ (\text{bezogen auf Stabdurchmesser}) \quad \mu &= 0.47 \\ t &= 7300 \text{ days} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} &= 1.98 * \rho_{1000} * \exp(8*\mu) * (24*t/1000)^{0.75*(1-\mu)} = 26.10 \text{ N/mm}^2 \\ \epsilon_r &= 0.1243 \text{ o/oo} \end{aligned}$$

Kurzzeiteffekte wie Vorspannkraftverluste infolge Gewindegsetzungen, Setzungen in Kontaktflächen, etc. werden vernachlässigt, da die Anker beim Vorspannen um ein bestimmtes Maß überspannt werden, um die unmittelbar eintretenden Spannkraftverluste zu kompensieren und zu vergleichmäßigen. Für weitere Auskünfte siehe Montageanleitung.

Überprüfung des Vorspanngrades:

Ohne Kriechen, Schwinden und Relaxation:

$$\begin{aligned} P_p &= 409 \text{ KN} \\ Z_l = 2 * P_p / (1 - \mu) &= 868 \text{ KN} \end{aligned}$$

Inklusive Kriechen, Schwinden und Relaxation:

$$\begin{aligned} \min P_p &= P_p - (\epsilon_c + \epsilon_r) * AE_{sa} = 342 \text{ KN} \\ \min Z_l &= 2 * \min P_p / (1 - \mu) = 726 \text{ KN} \end{aligned}$$

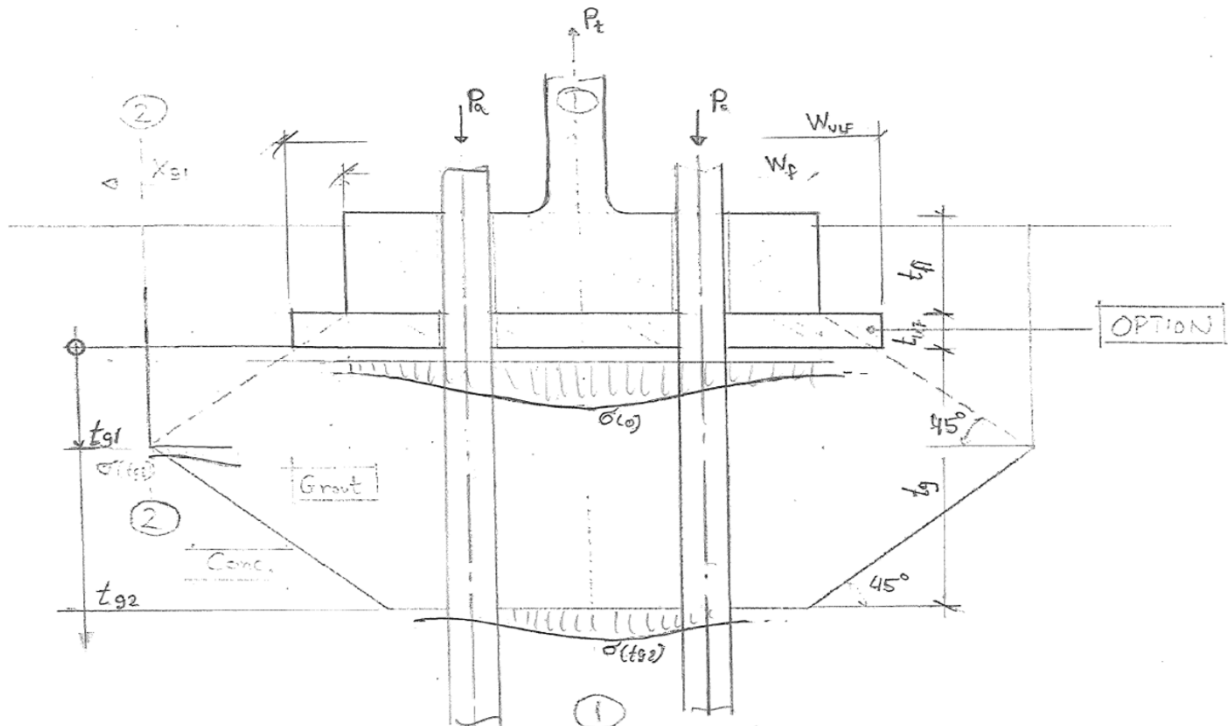
Überprüfung ob Verbindung zw. Turmfußflansch und Ultrahochfestverguss klafft:

Last:	N	M	P _t	< Z _l ?	< minZ _l ?
Bemessungswert der Extremlast	5018	160380	944	Klaffung	Klaffung
Charakteristische Extremlast	5575	110400	630	OK	OK
"Max"-Wert im Betrieb (Mi. +50%)	5575	111056	634	OK	OK
Lastfall "production" (charakter.)	5575	78746	434	OK	OK
	KN	KNm	KN		

Ein Klaffen sollte mind. unter charakter. Einwirkungskombination des Lastfalles "Normal" über 20 Jahre **ausgeschlossen** und unter den Bemessungswerten der Lastfälle "Normal" und "Abnormal" zum Zeitpunkt der Errichtung **beschränkt** werden.

Spannungsnachweise unterhalb des T-Flansches:

Unter Berücksichtigung der Einwirkungskombination aus Vorspannung und der max. Druckkraft aus der Turmwand kennzeichnet sich bei Spannungsverteilung unterhalb des T-Flansches eine signifikante Spannungsspitze direkt unterhalb der Turmwandung ab. Dieser Spannungsbereich ist maßgebend für die min. erf. Druckfestigkeit des Mörtels und die min. erf. Dicke bzw. Tiefe der Vergussrinne. Die Breite der Vergussmörtelrinne wird dadurch festgelegt, indem die Spannung in einem bestimmten Abstand (sowohl horizontal als auch vertikal) bezogen auf die Außenkante des Turmfußflansch ermittelt wird. Mit diesen Eingangswerten lässt sich der Umriss der Vergussmörtelrinne definieren:



Die Spannungen werden unter Verwendung von Einflüßzahlen brechechnet, die einer mit Hilfe der Software ANSYS durchgeführten Parameterstudie entstammen. Die Einwirkungen aus Vorspannung und Druckkraft aus Turmwand werden beim ANSYS-Modell so angenommen, dass sie jeweils mit einer (gleichmässig verteilten) Spannung von 1 N/mm² direkt unterhalb des Turmfußflansches korrespondieren. Das ANSYS-Modell beruht auf einem linear-elastisch Materialverhalten und der Annahme, dass die Einflüsse aus Vorspannung und Turmwand nach dem Superpositionsprinzip kombiniert werden können. Zudem werden vereinfachte Vergleichsberechnungen durchgeführt (Annahme: beidseitige (lineare) Lastausbreitung unter 45° ausgehend von AK Turmfußflansch und gleichmässige Spannungsverteilung). Zum Vergleich werden die nach den beiden Ansätzen berechneten Spannungen σ und σ_{ref} durch die Ermittlung von sogenannten Spannungskonzentrationsfaktoren ("SCF = Stress Concentration Factor") zueinander ins Verhältnis gesetzt.

Grundlegende Geometrie:

Breite des Turmfußflansches

$W_f = 300 \text{ mm}$

Dicke des Turmfußflansches

$t_f = 110 \text{ mm}$

Verhältnis Dicke zu Breite (bezogen auf Turmfußflansch)

$t_f / W_f = 0.3667$

Mittlerer Abstand zwischen den Ankern

$a = 175 \text{ mm}$

Lochdurchmesser im Turmfußflansch

$d_o = 42 \text{ mm}$

Durchmesser der Ankerbolzen bzw. Ankerformat

$d = 36 \text{ mm}$

OPTION:

(Nachweis Seite 20)

Breite des Unterlegsflansches

$W_{ULF} = 300 \text{ mm}$

Dicke des Unterlegsflansches

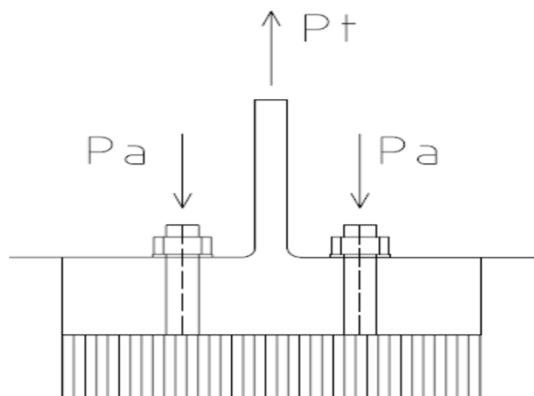
$t_{ULF} = 0 \text{ mm}$

(Ultra-)Hochfester Vergussmörtel, Querschnittsebene Unterkante (UK) Turmfußflansch:

Korrektionsfaktor für Unterlegsflansch	$\eta_{ULF} = W_{ULF} / W_f =$	1.000
Nettofläche unterhalb des T-Flansches pro Ankerpaar	$A_n = \eta_{ULF} * W_f * a - \pi/2 * d_o^2 =$	49589 mm ²
Dicke der Vergussmörtelrinne unterhalb der Turmwand	$t_{g2} =$	120 mm
Breite der Vergussmörtelrinne am T-Flanschrand	$x_{g1} =$	70 mm
Teilsicherheitsbeiwert für Vorspannung	$\gamma_P =$	1.10
Umschnürungsfaktor	$C_f = 0.75 * \sqrt{3} =$	1.30
Druckfestigkeit des (Ultra-)Hochfestvergusses		C80/95
Bemessungswert der Druckfestigkeit	$f_{gd} = 0.85 * f_{gk} / \gamma_c =$	45.33 N/mm ²

Einflußzahlen korrespondierend zu 1 N/mm² (bezogen auf Bruttofläche unterhalb des T-Flansches)**Entlang Linie 1:**

	(fix)	(fix)	(fix)	(interpoliert)	(fix)	(fix)	(fix)	(interpoliert)
$t_f/W_f =$	0.1579	0.3158	0.5000	0.3667	0.1579	0.3158	0.5000	0.3667
t	i_a	i_a	i_a	i_a	i_t	i_t	i_t	i_t
0	0.9020	0.8660	0.7350	0.8298	2.4170	1.2930	0.8610	1.1737
50	0.9723	0.8240	0.7037	0.7908	1.8627	1.0845	0.7827	1.0011
100	0.9240	0.7573	0.6650	0.7318	1.3627	0.8933	0.7043	0.8411
150	0.8150	0.6831	0.6170	0.6648	1.0299	0.7486	0.6311	0.7161
200	0.7170	0.6183	0.5699	0.6049	0.8350	0.6507	0.5710	0.6287
300	0.5760	0.5189	0.4903	0.5110	0.6142	0.5214	0.4786	0.5096
400	0.4823	0.4459	0.4256	0.4403	0.4920	0.4357	0.4086	0.4282
500	0.4157	0.3913	0.3779	0.3876	0.4110	0.3742	0.3564	0.3693
152				0.6624				0.7126
mm				Ankerkraft				Turmwand

(Ultra-)Hochfester Vergussmörtel, Spannungen unterhalb des T-Flansches, Extremelast:

Spannungsberechnung basierend auf Einflußzahlen

$$\sigma = (i_t * -P_t + i_a * \gamma_P * 2 * P_a) / A_n$$

Zum Vergleich: Vereinfachte Spannungsberechnung (basierend auf gleichmäßiger Spannungsverteilung)

$$\sigma_{ref} = (-P_t + \gamma_P * 2 * P_a) / A_n$$

P_t	P_a	i_t	i_a	$\sigma(o)$	$\sigma_{ref}(o)$	$C_f * f_{gd}$	"SCF"
944	472	1.1737	0.8298	0.0	1.9	58.9	
0	409	1.1737	0.8298	15.0	18.1	58.9	
-1047	378	1.1737	0.8298	38.7	37.9	58.9	1.02
KN	KN			N/mm²	N/mm²	N/mm²	

OK

Beton, tg2 unterhalb der Unterseite des T-Flansches, Extremlast:

$$t_{g1} = 120 \text{ mm}$$

Skalierte t-Koordinate, Referenzflanschbreite 380 mm

$$t = 380/W_{ULF} * t_{g1} = 152 \text{ mm}$$

Spannungsberechnung basierend auf Einflußzahlen

$$\sigma = (i_t * -P_t + i_a * \gamma_P * 2 * P_a) / A_n$$

Zum Vergleich: Vereinfachte Spannungsberechnung (basierend auf gleichmässiger Spannungsverteilung)

$$\sigma_{ref} = (-P_t + \gamma_P * 2 * P_a) / A_n(t)$$

Nettofläche in t [mm] unterhalb des T-Flansches

$$A_n(t) = a * (\eta_{ULF} * W_f + 2 * \tan(\alpha) * t_{g1} - \pi/2 * d^2)$$

$$\alpha = 45 \text{ Grad}$$

Bemessungswert der Druckfestigkeit

$$f_{cd} = 0.85 * f_{ck} / \gamma_c = 25.50 \text{ N/mm}^2$$

Umschnürungsfaktor

$$C_f = \sqrt{3} = 1.73$$

P _t	P _a	i _t	i _a	σ(t)	σ _{ref} (t)	C _f * f _{gd}	"SCF"
944	472	0.7126	0.6624	0.3	1.0	44.2	
0	409	0.7126	0.6624	12.0	9.7	44.2	
-1047	378	0.7126	0.6624	26.1	20.4	44.2	1.28
KN	KN			N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	

OK

Seitliche Grenzlinien des Vergussmörtels:

Entlang Linie 2 - X_{g1} [mm] von AK T-Flansch:

x =	39	79	152	39	79	152
t	i _a	i _a	i _a	i _t	i _t	i _t
0	0.3698	0.2229	-0.0490	0.4215	0.2796	0.0170
50	0.3049	0.2499	0.1481	0.4795	0.3387	0.0781
100	0.3444	0.2746	0.1454	0.4887	0.3703	0.1512
150	0.3859	0.3037	0.1516	0.4677	0.3770	0.2091
200	0.4158	0.3272	0.1632	0.4588	0.3754	0.2211
300	0.3730	0.3250	0.2362	0.3910	0.3500	0.2741
152			0.1520			0.2096
mm			Ankerkraft			Turmwand

Beton, tg1 unterhalb der Unterseite des T-Flansches, Extremlast:

$$t_{g2} = 120 \text{ mm}$$

Skalierte t-Koordinate, Referenzflanschbreite 380 mm

$$t = 380/W_f * t_{g2} = 152 \text{ mm}$$

Spannungsberechnung basierend auf Einflußzahlen

$$\sigma = (i_t * -P_t + i_a * \gamma_P * 2 * P_a) / A_n$$

Zum Vergleich: Vereinfachte Spannungsberechnung (basierend auf gleichmässiger Spannungsverteilung)

$$\sigma_{ref} = (-P_t + \gamma_P * 2 * P_a) / A_n(t)$$

Nettofläche in t [mm] unterhalb des T-Flansches

$$A_n(t) = a * (\eta_{ULF} * W_f + 2 * \tan(\alpha) * t_{g2})$$

$$\alpha = 45 \text{ Grad}$$

Bemessungswert der Druckfestigkeit

$$f_{cd} = 0.85 * f_{ck} / \gamma_c = 25.50 \text{ N/mm}^2$$

Umschnürungsfaktor (bzw. Teilflächenbelastung)

$$C_f = \sqrt{3} = 1.73$$

P _t	P _a	i _t	i _a	σ(t)	σ _{ref} (t)	C _f * f _{gd}	"SCF"
944	472	0.2096	0.1520	0.0	1.0	44.2	
0	409	0.2096	0.1520	2.8	9.7	44.2	
-1047	378	0.2096	0.1520	7.0	20.4	44.2	0.34
KN	KN			N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	

OK

(Ultra-)Hochfester Vergussmörtel, Spannungen unterhalb des T-Flansches, Betriebslast:

"Max"- und "Min"-Werte des Biegemomentes im Betrieb in UK T-Flansch $M_i = M_m + / - \Delta M$

Druckkraft pro Ankerpaar aus Turmwand $P_{ti} = F_z / N_a + 4 * M_i / (N_a * D_i)$

Ankerkraft $P_{ai} = \max(P_p - p * P_{ti} / 2, P_{ti} / 2)$

Breite des Turmfußflansches $W_f = 300 \text{ mm}$
 Mittlerer Abstand zwischen den Ankern $a = 175 \text{ mm}$
 Nettofläche pro Ankerpaar $A_n = \eta_{ULF} * W_f * a - \pi / 2 * d_o^2 = 49589 \text{ mm}^2$

Ermüdungsfestigkeit für Vergussmörtel (und Beton): $\log(N1) < 6$:

Heft 439, CEB-FIB Model Code 1990 $\log(N1) = (12 + 16 * S_{min} + 8 * S_{min}^2) * (1 - S_{max})$

$\log(N1) > 6$ and $S_{max} - S_{min} > 0.3 - 3 * S_{min} / 8$:

$\log(N2) = 0.2 * \log(N1) * (\log(N1) - 1)$

$\log(N1) > 6$ and $S_{max} - S_{min} < 0.3 - 3 * S_{min} / 8$:

$\log(N3) = \log(N2) * (0.3 - 3 * S_{min} / 8) / (S_{max} - S_{min})$

Spannungsberechnung basierend auf Einflußzahlen $\sigma = (i_t * P_{ti} + i_a * 2 * P_{ai}) / A_n$

Bezogene Spannung $S = \sigma / (C_f * f_{gd,fat})$

Umschnürungsfaktor für niedrige Lastspielzahlen, $n < n1 = 100$ $C_{f1} = 1.30$

Umschnürungsfaktor für hohe Lastspielzahlen, $n > n2 = 500000$ $C_{f2} = 1.15$

$\log(n1) < \log(n) < \log(n2)$ $C_f(n) = C_{f1} - (C_{f1} - C_{f2}) * (\log(\Sigma n) - \log(n1)) / (\log(n2) - \log(n1))$

$f_{gd,fat} = f_{gk,fat} / \gamma_c = 30.83 \text{ N/mm}^2$

Tabelle: Mörtel, Max.-Werte:

Stufe	max Mi	max Pti	max Pai	i_t	i_a	max σ_i	C_f	max S
1	111056	737	387	1.1737	0.8298	30.39	1.30	0.7590
2	108071	719	387	1.1737	0.8298	29.97	1.30	0.7485
3	105081	700	388	1.1737	0.8298	29.56	1.30	0.7381
4	102096	682	388	1.1737	0.8298	29.14	1.30	0.7276
5	99106	663	389	1.1737	0.8298	28.72	1.30	0.7172
6	96121	645	390	1.1737	0.8298	28.30	1.29	0.7111
7	93131	627	390	1.1737	0.8298	27.88	1.28	0.7092
8	90141	608	391	1.1737	0.8298	27.46	1.27	0.7029
9	87156	590	391	1.1737	0.8298	27.05	1.26	0.6979
10	84168	571	392	1.1737	0.8298	26.63	1.25	0.6917
11	81181	553	392	1.1737	0.8298	26.21	1.24	0.6839
12	78193	534	393	1.1737	0.8298	25.79	1.24	0.6769
13	75205	516	393	1.1737	0.8298	25.37	1.22	0.6739
14	72218	497	394	1.1737	0.8298	24.95	1.21	0.6716
15	69230	479	394	1.1737	0.8298	24.54	1.19	0.6702
16	66243	461	395	1.1737	0.8298	24.12	1.17	0.6699
17	63255	442	395	1.1737	0.8298	23.70	1.15	0.6684
18	60267	424	396	1.1737	0.8298	23.28	1.15	0.6567
19	57280	405	397	1.1737	0.8298	22.86	1.15	0.6449
20	54292	387	397	1.1737	0.8298	22.44	1.15	0.6331
21	51304	368	398	1.1737	0.8298	22.03	1.15	0.6213
22	48317	350	398	1.1737	0.8298	21.61	1.15	0.6095
23	45329	331	399	1.1737	0.8298	21.19	1.15	0.5977
24	42342	313	399	1.1737	0.8298	20.77	1.15	0.5859
25	39354	295	400	1.1737	0.8298	20.35	1.15	0.5741
	KNm	KN	KN			N/mm ²		

Tabelle: Mörtel, Min.-Werte:

Stufe	min Mi	min Pti	min Pai	i_t	i_a	min σ_i	C_f	max S
1	-38324	-185	414	1.1737	0.8298	9.48	1.30	0.2366
2	-35339	-167	413	1.1737	0.8298	9.89	1.30	0.2471
3	-32349	-148	413	1.1737	0.8298	10.31	1.30	0.2575
4	-29364	-130	412	1.1737	0.8298	10.73	1.30	0.2680
5	-26374	-111	412	1.1737	0.8298	11.15	1.30	0.2784
6	-23389	-93	411	1.1737	0.8298	11.57	1.29	0.2907
7	-20399	-74	411	1.1737	0.8298	11.99	1.28	0.3049
8	-17409	-56	410	1.1737	0.8298	12.40	1.27	0.3175
9	-14424	-37	410	1.1737	0.8298	12.82	1.26	0.3309
10	-11436	-19	409	1.1737	0.8298	13.24	1.25	0.3439
11	-8449	-1	409	1.1737	0.8298	13.66	1.24	0.3564
12	-5461	18	408	1.1737	0.8298	14.08	1.24	0.3695
13	-2473	36	407	1.1737	0.8298	14.50	1.22	0.3850
14	515	55	407	1.1737	0.8298	14.91	1.21	0.4014
15	3502	73	406	1.1737	0.8298	15.33	1.19	0.4188
16	6490	92	406	1.1737	0.8298	15.75	1.17	0.4375
17	9478	110	405	1.1737	0.8298	16.17	1.15	0.4561
18	12465	129	405	1.1737	0.8298	16.59	1.15	0.4679
19	15453	147	404	1.1737	0.8298	17.01	1.15	0.4797
20	18440	165	404	1.1737	0.8298	17.42	1.15	0.4915
21	21428	184	403	1.1737	0.8298	17.84	1.15	0.5033
22	24416	202	403	1.1737	0.8298	18.26	1.15	0.5151
23	27403	221	402	1.1737	0.8298	18.68	1.15	0.5269
24	30391	239	401	1.1737	0.8298	19.10	1.15	0.5387
25	33378	258	401	1.1737	0.8298	19.52	1.15	0.5505
	KNm	KN	KN			N/mm ²		N/mm ²

Tabell: Mörtel, PM Summe:

Smax	Smin	log(N1)	log(N2)	log(n3)	log(N)	n	n/N
0.7590	0.2366	3.91	2.28	0.92	3.91	8.75E+00	0.0011
0.7485	0.2471	4.13	2.59	1.07	4.13	1.46E+01	0.0011
0.7381	0.2575	4.36	2.93	1.24	4.36	1.69E+01	0.0007
0.7276	0.2680	4.59	3.30	1.43	4.59	1.51E+01	0.0004
0.7172	0.2784	4.83	3.70	1.65	4.83	4.07E+01	0.0006
0.7111	0.2907	5.01	4.01	1.82	5.01	6.22E+01	0.0006
0.7092	0.3049	5.12	4.23	1.94	5.12	2.27E+02	0.0017
0.7029	0.3175	5.31	4.58	2.15	5.31	2.22E+02	0.0011
0.6979	0.3309	5.49	4.93	2.36	5.49	4.91E+02	0.0016
0.6917	0.3439	5.69	5.33	2.62	5.69	6.61E+02	0.0014
0.6839	0.3564	5.92	5.82	2.96	5.92	6.77E+02	0.0008
0.6769	0.3695	6.14	6.31	3.31	6.31	1.23E+03	0.0006
0.6739	0.3850	6.31	6.70	3.61	6.70	4.83E+03	0.0010
0.6716	0.4014	6.47	7.09	3.92	7.09	1.27E+04	0.0010
0.6702	0.4188	6.63	7.47	4.25	7.47	3.70E+04	0.0013
0.6699	0.4375	6.78	7.83	4.58	7.83	1.22E+05	0.0018
0.6684	0.4561	6.95	8.27	5.02	8.27	3.16E+05	0.0017
0.6567	0.4679	7.29	9.17	6.05	9.17	6.40E+05	0.0004
0.6449	0.4797	7.64	10.15	7.38	10.15	1.01E+06	0.0001
0.6331	0.4915	8.00	11.19	9.14	11.19	1.78E+06	0.0000
0.6213	0.5033	8.36	12.31	11.61	12.31	3.31E+06	0.0000
0.6095	0.5151	8.73	13.51	15.28	15.28	5.68E+06	0.0000
0.5977	0.5269	9.11	14.78	21.38	21.38	1.17E+07	0.0000
0.5859	0.5387	9.50	16.15	33.52	33.52	5.90E+07	0.0000
0.5741	0.5505	9.89	17.60	69.77	69.77	3.49E+08	0.0000

< 0.80

OK

PM Summe: 0.0189

< 1

OK

Beton, Spannungen unterhalb des T-Flansches, Betriebslast:

Die Spannungsermittlung in OK Beton erfolgt entsprechend der bereits zuvor beschr. Berechnungsmethode für Extremlasten (unter Berücksichtigung der Einwirkungen aus Vorspannung und max. Druckkraft aus Turmwand).

Breite des Turmfußflansches $W_f = 300 \text{ mm}$
 Mittlerer Abstand zwischen den Ankern $a = 175 \text{ mm}$
 Nettofläche pro Ankerpaar $A_n = \eta_{ULF} \cdot W_f \cdot a - \pi/2 \cdot d^2 = 50324 \text{ mm}^2$

Ermüdungsfestigkeit für Beton $\log(N1) < 6$:
 Heft 439, CEB-FIB Model Code 1990 $\log(N1) = (12 + 16 \cdot S_{min} + 8 \cdot S_{min}^2) \cdot (1 - S_{max})$
 $\log(N1) > 6$ and $S_{max} - S_{min} > 0.3 - 3 \cdot S_{min}/8$:
 $\log(N2) = 0.2 \cdot \log(N1) \cdot (\log(N1) - 1)$
 $\log(N1) > 6$ and $S_{max} - S_{min} < 0.3 - 3 \cdot S_{min}/8$:
 $\log(N3) = \log(N2) \cdot (0.3 - 3 \cdot S_{min}/8) / (S_{max} - S_{min})$

Spannungsberechnung basierend auf Einflußzahlen $\sigma(o) = (i_t \cdot P_{ti} + i_a \cdot 2 \cdot P_a) \cdot / A_n$

Bezogene Spannung $S = \sigma / (C_f \cdot f_{cd,fat})$

Umschnürungsfaktor für niedrige Lastspielzahlen, $n < n1 = 100$ $C_{f1} = 1.30$
 Umschnürungsfaktor für hohe Lastspielzahlen, $n > n2 = 500000$ $C_{f2} = 1.15$
 $\log(n1) < \log(n) < \log(n2)$ $C_f(n) = C_{f1} - (C_{f1} - C_{f2}) \cdot (\log(\Sigma n) - \log(n1)) / (\log(n2) - \log(n1))$
 $f_{cd,fat} = 20.91 \text{ N/mm}^2$

Tabelle: Beton, Max.-Werte:

Stufe	max Mi	max Pti	max Pai	i_t	i_a	max σ_i	C_f	max S
1	111056	737	387	0.7126	0.6624	20.62	1.30	0.7587
2	108071	719	387	0.7126	0.6624	20.38	1.30	0.7496
3	105081	700	388	0.7126	0.6624	20.13	1.30	0.7405
4	102096	682	388	0.7126	0.6624	19.88	1.30	0.7314
5	99106	663	389	0.7126	0.6624	19.63	1.30	0.7223
6	96121	645	390	0.7126	0.6624	19.39	1.29	0.7177
7	93131	627	390	0.7126	0.6624	19.14	1.28	0.7173
8	90141	608	391	0.7126	0.6624	18.89	1.27	0.7125
9	87156	590	391	0.7126	0.6624	18.65	1.26	0.7090
10	84168	571	392	0.7126	0.6624	18.40	1.25	0.7043
11	81181	553	392	0.7126	0.6624	18.15	1.24	0.6980
12	78193	534	393	0.7126	0.6624	17.91	1.24	0.6926
13	75205	516	393	0.7126	0.6624	17.66	1.22	0.6913
14	72218	497	394	0.7126	0.6624	17.41	1.21	0.6907
15	69230	479	394	0.7126	0.6624	17.17	1.19	0.6911
16	66243	461	395	0.7126	0.6624	16.92	1.17	0.6928
17	63255	442	395	0.7126	0.6624	16.67	1.15	0.6933
18	60267	424	396	0.7126	0.6624	16.43	1.15	0.6831
19	57280	405	397	0.7126	0.6624	16.18	1.15	0.6728
20	54292	387	397	0.7126	0.6624	15.93	1.15	0.6625
21	51304	368	398	0.7126	0.6624	15.69	1.15	0.6523
22	48317	350	398	0.7126	0.6624	15.44	1.15	0.6420
23	45329	331	399	0.7126	0.6624	15.19	1.15	0.6317
24	42342	313	399	0.7126	0.6624	14.94	1.15	0.6215
25	39354	295	400	0.7126	0.6624	14.70	1.15	0.6112
	KNm	KN	KN			N/mm ²		

Tabelle: Beton, Min.-Werte:

Stufe	min Mi	min Pti	min Pai	i_t	i_a	max σ_i	C_f	max S
1	-38324	-185	414	0.7126	0.6624	8.28	1.30	0.3046
2	-35339	-167	413	0.7126	0.6624	8.53	1.30	0.3136
3	-32349	-148	413	0.7126	0.6624	8.77	1.30	0.3227
4	-29364	-130	412	0.7126	0.6624	9.02	1.30	0.3318
5	-26374	-111	412	0.7126	0.6624	9.27	1.30	0.3409
6	-23389	-93	411	0.7126	0.6624	9.51	1.29	0.3521
7	-20399	-74	411	0.7126	0.6624	9.76	1.28	0.3657
8	-17409	-56	410	0.7126	0.6624	10.01	1.27	0.3774
9	-14424	-37	410	0.7126	0.6624	10.25	1.26	0.3899
10	-11436	-19	409	0.7126	0.6624	10.50	1.25	0.4019
11	-8449	-1	409	0.7126	0.6624	10.75	1.24	0.4133
12	-5461	18	408	0.7126	0.6624	10.99	1.24	0.4252
13	-2473	36	407	0.7126	0.6624	11.24	1.22	0.4400
14	515	55	407	0.7126	0.6624	11.49	1.21	0.4557
15	3502	73	406	0.7126	0.6624	11.74	1.19	0.4725
16	6490	92	406	0.7126	0.6624	11.98	1.17	0.4906
17	9478	110	405	0.7126	0.6624	12.23	1.15	0.5085
18	12465	129	405	0.7126	0.6624	12.48	1.15	0.5188
19	15453	147	404	0.7126	0.6624	12.72	1.15	0.5291
20	18440	165	404	0.7126	0.6624	12.97	1.15	0.5393
21	21428	184	403	0.7126	0.6624	13.22	1.15	0.5496
22	24416	202	403	0.7126	0.6624	13.46	1.15	0.5599
23	27403	221	402	0.7126	0.6624	13.71	1.15	0.5701
24	30391	239	401	0.7126	0.6624	13.96	1.15	0.5804
25	33378	258	401	0.7126	0.6624	14.20	1.15	0.5907
	KNm	KN	KN			N/mm ²		

Tabelle: Beton, PM Summe:

Betongüte: C45/55

Smax	Smin	log(N1)	log(N2)	log(n3)	log(N)	n	n/N
0.7587	0.3046	4.25	2.76	1.13	4.25	8.75E+00	0.0005
0.7496	0.3136	4.46	3.08	1.29	4.46	1.46E+01	0.0005
0.7405	0.3227	4.67	3.43	1.47	4.67	1.69E+01	0.0004
0.7314	0.3318	4.89	3.80	1.67	4.89	1.51E+01	0.0002
0.7223	0.3409	5.10	4.19	1.89	5.10	4.07E+01	0.0003
0.7177	0.3521	5.26	4.48	2.06	5.26	6.22E+01	0.0003
0.7173	0.3657	5.35	4.65	2.16	5.35	2.27E+02	0.0010
0.7125	0.3774	5.51	4.98	2.35	5.51	2.22E+02	0.0007
0.7090	0.3899	5.66	5.28	2.54	5.66	4.91E+02	0.0011
0.7043	0.4019	5.83	5.64	2.78	5.83	6.61E+02	0.0010
0.6980	0.4133	6.03	6.07	3.09	6.07	6.77E+02	0.0006
0.6926	0.4252	6.23	6.51	3.42	6.51	1.23E+03	0.0004
0.6913	0.4400	6.36	6.81	3.66	6.81	4.83E+03	0.0007
0.6907	0.4557	6.48	7.10	3.90	7.10	1.27E+04	0.0010
0.6911	0.4725	6.59	7.38	4.14	7.38	3.70E+04	0.0016
0.6928	0.4906	6.69	7.61	4.37	7.61	1.22E+05	0.0030
0.6933	0.5085	6.81	7.92	4.68	7.92	3.16E+05	0.0038
0.6831	0.5188	7.12	8.71	5.59	8.71	6.40E+05	0.0013
0.6728	0.5291	7.43	9.55	6.75	9.55	1.01E+06	0.0003
0.6625	0.5393	7.75	10.45	8.29	10.45	1.78E+06	0.0001
0.6523	0.5496	8.07	11.41	10.44	11.41	3.31E+06	0.0000
0.6420	0.5599	8.40	12.43	13.63	13.63	5.68E+06	0.0000
0.6317	0.5701	8.74	13.52	18.91	18.91	1.17E+07	0.0000
0.6215	0.5804	9.08	14.66	29.40	29.40	5.90E+07	0.0000
0.6112	0.5907	9.43	15.88	60.71	60.71	3.49E+08	0.0000

< 0.80

OK

PM Summe: 0.0187

< 1

OK

Unterlegsflansch, Extremlast

Achtung: keine Unterlegsflansch für dieser Ankerkorb

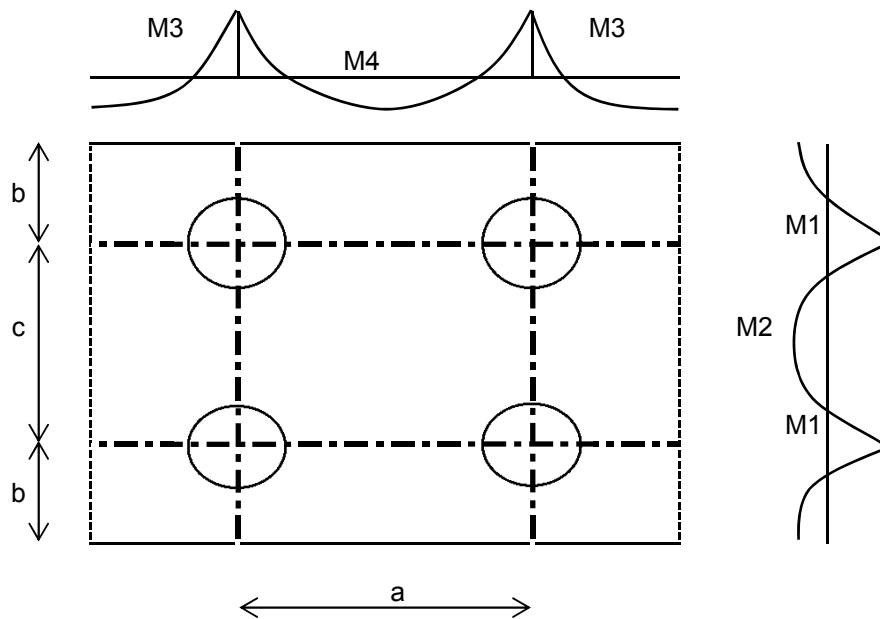
Gleichmässiger Vergussdruckspannung	(Seite 13)	$\sigma_{\text{ref}}(o) =$	37.9	N/mm ²
Dicke des Unterlegsflansches		$t_{\text{ULF}} =$	0	mm
Ausragender Flanscbreite		$a = (W_{\text{ULF}} - W_f) / 2 =$	0	mm
Biegemoment je [mm]		$M = 1/2 * \sigma_{\text{ref}}(o) * a^2 =$	0	Nmm
Biegespannung		$\sigma = 6 * M / t_{\text{ULF}}^2 =$	0	N/mm ²
S355 J2	$f_{yk} = 355$	$< f_{yd} =$	323	N/mm ²
			OK	

Unterlegsflansch, Ermüdungslast

Kraftwechsel je Flanschsegment	(Seite 8)	$\Delta P = (1 - p) * (\max P_t - \min P_t) =$	236.4	KN
Gleichmässiger Vergussdruckspannungswechsel		$\Delta \sigma_{\text{ref}}(o) = \Delta P / A_n =$	4.8	N/mm ²
Biegemomentwechsel je [mm]		$\Delta M = 1/2 * \Delta \sigma_{\text{ref}}(o) * a^2 =$	0	Nmm
Biegespannungswechsel		$\Delta \sigma = 6 * \Delta M / t_{\text{ULF}}^2 =$	0.0	N/mm ²
(Detail 5, Tafel 8.1, DIN EN 1993-1-9)		$< 125 * (2 * 10^6 / 10^7)^{0.25} / Y_m =$	66.1	N/mm ²
			OK	

Ankerplatte im Beton, unterhalb der unteren Hauptbewehrung:

Der Rückverankerung erfolgt durch die Ankerplatte, welche unterhalb der unteren Hauptbewehrung angeordnet ist:



Flansch- bzw. Ankerplattenbreite

$$W_{fl} = 320 \text{ mm}$$

Dicke der Ankerplatte

$$t_{fl} = 80 \text{ mm}$$

Abstand von AK Platte zu Achse Ankerbolzen

$$b = 62.5 \text{ mm}$$

Abstand zw. den Ankerreihen (Achismaß)

$$c = 195.0 \text{ mm}$$

Lochdurchmesser in der Ankerplatte

$$d_{ha} = 42 \text{ mm}$$

Außendurchmesser der Unterlegscheibe

$$d_w = 66 \text{ mm}$$

Mittlerer Abstand zwischen den Ankern

$$a = \pi \cdot Dt / n = 174.5 \text{ mm}$$

Spannungskonzentrationsfaktoren ("SCF = Stress Concentration Factor"):

t_{fl} / W_{fl}	0.1500	0.2000	0.2500	0.3000	0.2500
"SCF"	1.53	1.34	1.18	1.06	1.18

Extremelast:

Max. Ankerkraft

$$Pa = 472 \text{ KN}$$

Betrachtete Kontaktfläche pro Ankerpaarsegment

$$Aa = a \cdot W_{fl} - 2 \cdot \pi/4 \cdot d_{ha}^2 = 53080 \text{ mm}^2$$

Vorhandene Betonpressung, ohne "SCF"

$$\sigma = 2 \cdot \gamma_P \cdot Pa / Aa = 19.55 \text{ N/mm}^2$$

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

OK

Vorhandene Betonpressung, inklusive "SCF"

$$\sigma_{SCF} = SCF \cdot 2 \cdot \gamma_P \cdot Pa / Aa = 23.07 \text{ N/mm}^2$$

$$< \sqrt{3} \cdot f_{cd} = 34.35 \text{ N/mm}^2$$

OK

Biegung in der Ankerplatte:

Stützmoment am Ankerloch (tangential)	$M_1 = 1/2 * \sigma * a * b^2 =$	-6.67 KNm
Feldmoment zwischen den Ankerbolzen (tangential)	$M_2 = M_1 - 1/8 * \sigma * a * c^2 =$	9.56 KNm
Stützmoment am Ankerloch (radial)	$M_3 = 1/12 * \sigma * W_{fl} * a^2 =$	-15.88 KNm
Feldmoment zwischen den Ankerbolzen (radial)	$M_4 = M_3 - 1/8 * \sigma * W_{fl} * a^2 =$	7.94 KNm
Entlastung durch Kraft auf halber Unterlegscheibe	$ M_5 = Pa * (d_w + d_{ha}) / (4 * \pi) =$	4.05 KNm
Widerstandsmoment im Lochquerschnitt (tangential)	$W_1 = 1/6 * (a - d_o) * t_{fl}^2 =$	141368 mm ³
Widerstandsmoment zwischen die Ankern (tangential)	$W_2 = 1/6 * a * t_{fl}^2 =$	186168 mm ³
Widerstandsmoment im Lochquerschnitt (radial)	$W_3 = 1/6 * (W_{fl} - 2*d_o) * t_{fl}^2 =$	251733 mm ³
Widerstandsmoment zwischen die Ankern (radial)	$W_4 = 1/6 * W_{fl} * t_{fl}^2 =$	341333 mm ³
Biegespannung am Ankerloch (radial)	$\sigma_1 = [M_1 + M_5] / W_1 =$	-18 N/mm ²
Biegespannung zwischen den Ankerbolzen (radial)	$\sigma_2 = M_2 / W_2 =$	51 N/mm ²
Biegespannung am Ankerloch (tangential)	$\sigma_3 = [M_3 - 2 * M_5] / W_3 =$	-31 N/mm ²
Biegespannung zwischen den Ankerbolzen (tangential)	$\sigma_4 = M_4 / W_4 =$	23 N/mm ²
Vergleichsspannung am Ankerloch	$\sqrt{(\sigma_1^2 + \sigma_3^2 - \sigma_1 * \sigma_3)} =$	27 N/mm ²
Vergleichsspannung zwischen den Ankern (radial)	$\sqrt{(\sigma_2^2 + \sigma_4^2 - \sigma_2 * \sigma_4)} =$	72 N/mm ²
Vergleichsspannung zwischen 2 Ankerpaaren, am Lochkreis	$\sqrt{(\sigma_1^2 + \sigma_4^2 - \sigma_1 * \sigma_4)} =$	36 N/mm ²
Vergleichsspannung zwischen 2 Ankerpaaren, Mitte Flansch	$\sqrt{(\sigma_2^2 + \sigma_3^2 - \sigma_2 * \sigma_3)} =$	45 N/mm ²
Maßgebende (vorhandene) Spannung in der Ankerplatte	$\sigma =$	72 N/mm ²
	$f_{yk} = 325$	< 295 N/mm ²
		OK

Ankerspannung, Betrieb bzw. Ermüdung:

Deltakraft aus Turmwand pro Ankerpaar	$\Delta P_t = 4 * \Delta M / (n * D_t) =$	251.2 KN
Deltakraft pro Anker	$\Delta P_a = p * \Delta P_t / 2 =$	7.39 KN
Deltaspannung der Kontaktfläche pro Ankerpaarsegment	$\Delta \sigma =$	0.28 N/mm ²
Deltaspannung Platte (proportional zur Spannung unter Extremlast)	$\Delta \sigma =$	1.02 N/mm ²
Zul. Spannung für 10'	Kat. 90 $f_{fat,d} = cat * (2*10^6/10^7)^{1/m} / Y_m =$	48 N/mm ²
	$Y_m = 1.265$	OK

Betonpressung OK Ankerplatte, gem. letzter Stufe ("last step") des Lastkollektives, Betriebslast:

Biegemomente in UK Turm	$maxM = M_m + \Delta M =$ $minM = M_m - \Delta M =$	111056 KNm -38324 KNm
Kraft aus Turmwand	$maxP_t = -F_z / N_a + 4 * maxM / (N_a * D_t) =$ $minP_t = -F_z / N_a + 4 * minM / (N_a * D_t) =$	634 KN -288 KN
Ankerkraft	$maxP_a = P_p + p * maxP_t / 2 =$ $minP_a = P_p - p * minP_t / 2 =$	427 KN 400 KN
Betonpressungen	$max \sigma = SCF * 2 * maxP_a / A_a =$ $min \sigma = SCF * 2 * minP_a / A_a =$	18.99 N/mm ² 17.79 N/mm ²
Ermüdungssicherheitsnachweis gem. DIBt-Rili, Gl. (8)	$S_{max} =$ $< 0.40 + 0.46 * S_{min} =$	0.71 0.70
Siehe genaueren Nachweis basierend auf Lastspektrum		
	$S = Y_{sd} * \sigma / f_{cd,fat}$	
Heft 439:	$Y_{sd} =$	1.10

Betonpressung OK Ankerplatte, gem. Lastkollektiv, Betriebslast:

Die Betonpressungen oberhalb der Ankerplatte werden für die Ankerkräfte infolge "Zugkraft aus Turmwand" ermittelt.

Flansch- bzw. Ankerplattenbreite	$W_g =$	320 mm
Mittlerer Abstand zwischen den Ankern	$a =$	174.5 mm
Betrachtete Fläche pro Ankerpaarsegment	$A_a = a * W_{fl} - 2 * \pi/4 * d_{ha}^2 =$	53080 mm ²

Ermittlung der zulässigen Lastspielzahl	$\log(N_1) < 6:$
Heft 439, CEB-FIB Model Code 1990	$\log(N_1) = (12 + 16 * S_{min} + 8 * S_{min}^2) * (1 - S_{max})$
	$\log(N_1) > 6 \text{ and } S_{max} - S_{min} > 0.3 - 3 * (S_{max} - S_{min})/8:$
	$\log(N_2) = 0.2 * \log(N_1) * (\log(N_1) - 1)$
	$\log(N_1) > 6 \text{ and } S_{max} - S_{min} < 0.3 - 3 * (S_{max} - S_{min})/8:$
	$\log(N_3) = \log(N_2) * (0.3 - 3 * S_{min}/8) / (S_{max} - S_{min})$

Bezogene Spannung	$S = Y_{sd} * \sigma / (\sqrt{3} * f_{cd,fat})$
	$\sigma = 2 * P_a / A_a = N / A_a$
	$SCF =$
	$f_{cd,fat} =$
	1.18 17.06 N/mm ²

Tabelle: Beton, Max.-Werte:

Step	max Mi	max Pti	max Pai	< Z _l ?	max N	max σ	max S
1	111056	634	427	Yes	854	16.09	0.6429
2	108071	615	427	Yes	853	16.07	0.6420
3	105081	597	426	Yes	852	16.05	0.6412
4	102096	579	426	Yes	851	16.03	0.6404
5	99106	560	425	Yes	850	16.01	0.6396
6	96121	542	424	Yes	849	15.99	0.6388
7	93131	523	424	Yes	848	15.97	0.6380
8	90141	505	423	Yes	847	15.95	0.6371
9	87156	486	423	Yes	846	15.93	0.6363
10	84168	468	422	Yes	845	15.91	0.6355
11	81181	449	422	Yes	843	15.89	0.6347
12	78193	431	421	Yes	842	15.87	0.6339
13	75205	413	421	Yes	841	15.85	0.6331
14	72218	394	420	Yes	840	15.83	0.6322
15	69230	376	420	Yes	839	15.81	0.6314
16	66243	357	419	Yes	838	15.79	0.6306
17	63255	339	418	Yes	837	15.77	0.6298
18	60267	320	418	Yes	836	15.75	0.6290
19	57280	302	417	Yes	835	15.73	0.6282
20	54292	284	417	Yes	834	15.71	0.6273
21	51304	265	416	Yes	833	15.69	0.6265
22	48317	247	416	Yes	832	15.67	0.6257
23	45329	228	415	Yes	830	15.65	0.6249
24	42342	210	415	Yes	829	15.62	0.6241
25	39354	191	414	Yes	828	15.60	0.6233
	KNm	KN	KN	OK	mm	mm	N/mm ²

Tabelle: Beton, Min.-Werte:

Step	min Mi	min Pti	min Pai	< Z _l ?	min N	min σ	min S
1	-38324	-288	400	Yes	800	15.07	0.6020
2	-35339	-270	401	Yes	801	15.09	0.6028
3	-32349	-251	401	Yes	802	15.11	0.6037
4	-29364	-233	402	Yes	803	15.13	0.6045
5	-26374	-214	402	Yes	804	15.15	0.6053
6	-23389	-196	403	Yes	805	15.17	0.6061
7	-20399	-178	403	Yes	807	15.20	0.6069
8	-17409	-159	404	Yes	808	15.22	0.6077
9	-14424	-141	404	Yes	809	15.24	0.6086
10	-11436	-122	405	Yes	810	15.26	0.6094
11	-8449	-104	405	Yes	811	15.28	0.6102
12	-5461	-85	406	Yes	812	15.30	0.6110
13	-2473	-67	407	Yes	813	15.32	0.6118
14	515	-48	407	Yes	814	15.34	0.6126
15	3502	-30	408	Yes	815	15.36	0.6135
16	6490	-12	408	Yes	816	15.38	0.6143
17	9478	7	409	Yes	817	15.40	0.6151
18	12465	25	409	Yes	818	15.42	0.6159
19	15453	44	410	Yes	820	15.44	0.6167
20	18440	62	410	Yes	821	15.46	0.6175
21	21428	81	411	Yes	822	15.48	0.6184
22	24416	99	411	Yes	823	15.50	0.6192
23	27403	118	412	Yes	824	15.52	0.6200
24	30391	136	413	Yes	825	15.54	0.6208
25	33378	154	413	Yes	826	15.56	0.6216
	KNm	KN	KN	OK	mm	mm	N/mm ²

Tabelle: Beton, PM Summe:

Betongüte: C35

Smax	Smin	log(N1)	log(N2)	log(n3)	log(N)	n	n/N
0.6429	0.6020	8.76	13.60	24.72	24.72	8.75E+00	0.0000
0.6420	0.6028	8.79	13.69	25.82	25.82	1.46E+01	0.0000
0.6412	0.6037	8.82	13.78	27.01	27.01	1.69E+01	0.0000
0.6404	0.6045	8.84	13.87	28.30	28.30	1.51E+01	0.0000
0.6396	0.6053	8.87	13.97	29.73	29.73	4.07E+01	0.0000
0.6388	0.6061	8.90	14.06	31.29	31.29	6.22E+01	0.0000
0.6380	0.6069	8.93	14.15	33.01	33.01	2.27E+02	0.0000
0.6371	0.6077	8.95	14.25	34.93	34.93	2.22E+02	0.0000
0.6363	0.6086	8.98	14.34	37.07	37.07	4.91E+02	0.0000
0.6355	0.6094	9.01	14.44	39.48	39.48	6.61E+02	0.0000
0.6347	0.6102	9.04	14.53	42.21	42.21	6.77E+02	0.0000
0.6339	0.6110	9.07	14.63	45.32	45.32	1.23E+03	0.0000
0.6331	0.6118	9.09	14.72	48.92	48.92	4.83E+03	0.0000
0.6322	0.6126	9.12	14.82	53.11	53.11	1.27E+04	0.0000
0.6314	0.6135	9.15	14.92	58.06	58.06	3.70E+04	0.0000
0.6306	0.6143	9.18	15.01	64.00	64.00	1.22E+05	0.0000
0.6298	0.6151	9.21	15.11	71.26	71.26	3.16E+05	0.0000
0.6290	0.6159	9.23	15.21	80.34	80.34	6.40E+05	0.0000
0.6282	0.6167	9.26	15.31	92.00	92.00	1.01E+06	0.0000
0.6273	0.6175	9.29	15.41	107.54	107.54	1.78E+06	0.0000
0.6265	0.6184	9.32	15.51	129.31	129.31	3.31E+06	0.0000
0.6257	0.6192	9.35	15.61	161.94	161.94	5.68E+06	0.0000
0.6249	0.6200	9.38	15.71	216.33	216.33	1.17E+07	0.0000
0.6241	0.6208	9.40	15.81	325.09	325.09	5.90E+07	0.0000
0.6233	0.6216	9.43	15.91	651.38	651.38	3.49E+08	0.0000

< 0.80

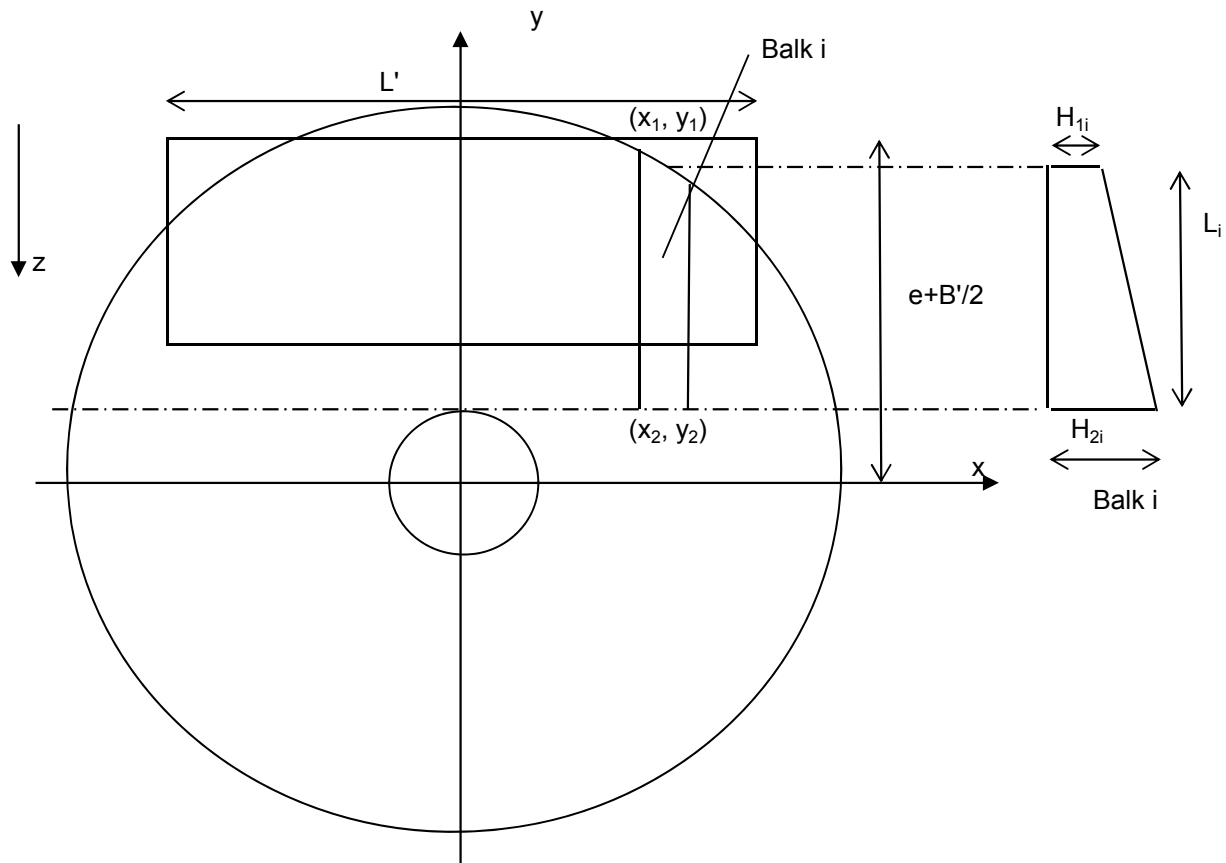
OK

PM Summe: 0.0000

< 1.0

OK

Lastkonzentrationsfaktor



Der Fundament ist im Streifen geteilt, alle parallel zur y-Achse und entlang der Sockeltangent eingespannt. Höhe- und Spannweitevariation sind genutzt der Lastvariation über halbe Nutzfläche zu berechnen.

Außere Radius	$R =$	13800 mm
Sockelradius	$r =$	3852 mm
Höhe am Fundamentskannt	$H_1 =$	700 mm
Höhe am Sockel	$H_2 =$	2350 mm
Abstand zur äußere Rand des Nutzfläches	$e + B'/2 =$	12436 mm
	$< \sqrt{(R^2 - x^2)}$	
Halber Nutzflächenbreite	$L' / 2 =$	11191 mm
Balkhöhe	$H(z) = H_1 + k \cdot z$	
Ausbiegung der Balk	$u = c_1 \cdot \int dz / H(z)^3 \Rightarrow u = c_2 \cdot [1/H_1^2 - 1 / (H_1 + k \cdot L)^2] / k \Rightarrow$	

Steifigkeit die Streifenbalken entlang eine Linie $e + B'/2$ von x ist proportional mit $1/u$:

Beam:	1	2	3	4	5	6	7	
x_2	799	2398	3997	5595	7194	8793	10392	mm
y_2	3852	3852	3852	3852	3852	3852	3852	mm
r_2	3934	4537	5551	6793	8160	9600	11082	mm
H_2	2336	2236	2068	1862	1635	1397	1151	mm
x_1	799	2398	3997	5595	7194	8793	10392	mm
y_1	12436	12436	12436	12436	11776	10636	9081	mm
r_1	12462	12665	13063	13637	13800	13800	13800	mm
H_1	922	888	822	727	700	700	700	mm
L	8584	8584	8584	8584	7924	6784	5229	mm
k	0.165	0.157	0.145	0.132	0.118	0.103	0.086	
u	6.028E-06	6.798E-06	8.578E-06	1.213E-05	1.412E-05	1.488E-05	1.491E-05	mm/N
$c = 1/u$	165892	147105	116573	82472	70812	67201	67053	102444
LCF	1.62	1.44	1.14	0.81	0.69	0.66	0.65	(average)

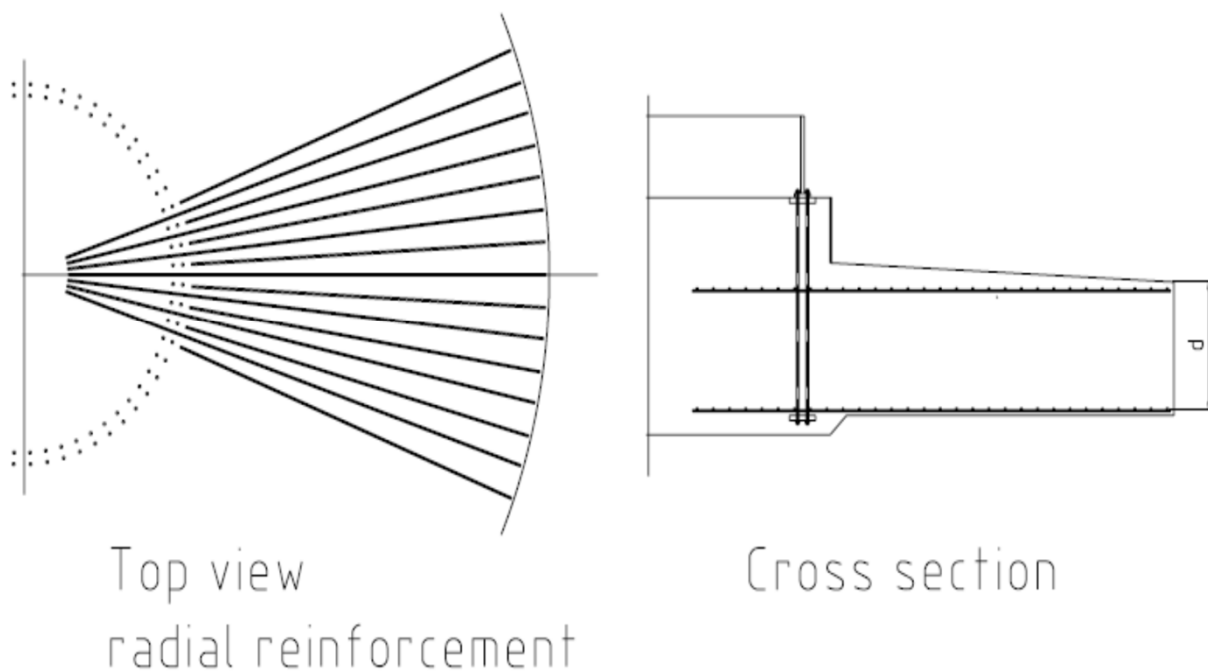
Radiale (Haupt-)Bewehrung, unten:

Ein Teil der unteren Radialbewehrung erstreckt sich von der Außenkante bis hin zum (unbewehrten) Kernbereich des Fundamentes und orientiert sich dabei an den Zwischenräumen des Ankerkorbes (Bewehrungsseile sind jeweils mittig zw. den Ankerbolzen angeordnet). Ein anderer Teil der Bewehrung endet außerhalb des Ankerkorbes und ist radial auf einer Linie mit den Ankerbolzen angeordnet, da die Mindeststababstände (lichter Stababstand $\geq$ max. Stabdurchmesser bzw. Größtkorn + 5mm) einzuhalten sind. Zudem sind die maximalen Stababstände gem. Norm einzuhalten, wodurch bei größeren Fundamentdurchmessern Zulagen in den verbleibenden Zwischenräumen der Radialbewehrung einzubauen sind.

Die Radialbewehrung ist zur Fundamentmitte hin über ihre Verankerungslänge verankert.

Zur Ausbildung eines Bewehrungsnetzes wird eine ein- oder zweilagige Ringbewehrung vorgesehen, die jeweils in Querrichtung zu den radialen Bewehrungsseilen verläuft.

Skizze:



Min. lichter Stababstand
 Max. Stabdurchmesser Radialbewehrung, pos 1.1 - 1.4
 Max. Stabdurchmesser Radialbewehrung, pos 1.5
 Max. Stabdurchmesser Ring- bzw. Querbewehrung
 Fundamenthöhe am Außenrand
 Fundamenthöhe am Sockel
 Sockeldurchmesser
 Durchmesser der Fundamentplatte
 Ersatzbreite für Orthogonalfundament

min a = 37 mm
 $\varnothing_r = 32$ mm
 $\varnothing_r = 20$ mm
 $\varnothing_c = 25$ mm
 $H_1 = 700$ mm
 $H_2 = 2350$ mm
 $D_p = 7704$ mm
 $D = 27600$ mm
 $B = 27600$ mm

Querschnittswerte für Querkraft und Biegemoment:

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
Q(a)	-67	5	75	144	210	273	335	KNm
M(a)	-52	-96	-38	117	368	711	1144	KNm
θ	39.81	39.81	39.81	39.81	33.69	33.69	33.69	deg.
e	0.770	0.994	1.215	1.430	1.624	1.811	2.067	m
LCF	1.62	1.62	1.62	1.62	1.62	1.62	1.62	
$M_q(a)$	-134	-150	27	389	1009	1753	2694	KNm

Grenztragfähigkeit:

*) n=2: Zulagebewehrung (2. Lage)

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7 *)	
a	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
N_a	108	108	108	108	108	108	108	
n	4	4	4	4	3	3	2	
α	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	deg.
a_r	720	637	555	472	389	307	224	mm
$\varnothing r$	32	32	32	32	32	32	32	mm
$\varnothing r (1.5)$	20	20	20	20	0	0	0	mm
A_s	3106	3509	4032	4738	6196	7866	7179	mm ² /m
$k \cdot x$	71.68	80.98	93.05	109.34	142.98	181.51	165.65	mm
d	860	1095	1331	1567	1803	2038	2274	mm
M_u	1113	1610	2252	3115	4663	6660	6839	KNm
	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
τ	-0.13	0.01	0.10	0.15	0.20	0.23	0.25	N/mm ²
ρ_s	0.000850	0.000850	0.000850	0.000850	0.001330	0.001330	0.001330	
$f_{Rd,s}$	0.44	0.44	0.44	0.44	0.87	0.87	0.87	N/mm ²
	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
Min A_s	1435	1828	2222	2615	3009	3402	3796	mm ² /m
Min A_s	1118	1424	1730	2037	2343	2650	2956	mm ² /m
Min A_t	0	0	0	0	3218	3862	4505	mm ² /m

- a Abstand zwischen Außenkante Fundament bis zum betrachteten Querschnitt
Q(a) Querkraft im Abstand 'a' von der Fundamentaußenkante
M(a) Biegemoment im Abstand 'a' von der Fundamentaußenkante
 N_a Anzahl der Ankerpaare
n Anzahl der Bewehrungsseile pro Kreissegment (Winkel 3.33 Grad)
e Abstand der Druckzone bis Radialbewehrung (bezogen auf Stabachse), $e = d - \lambda x / 0.8$.
LCF Lastkonzentrationsfaktor ("Load Concentration Factor")
 $M_q(a)$ Erhöhtes Biegemoment (inkl. Anteil aus Längskraft) $M_q(a) = LCF \cdot [M(a) + 0.5 \cdot e \cdot Q(a) / \tan(\theta)]$
 α Winkel des Kreissegments
 a_r Breite eines 3.33 Grad Kreissegments im Abstand 'a' von der Fundamentaußenkante
 $\varnothing r$ Max. Stabdurchmesser der unteren Radialbewehrung
 A_s Bewehrungsfläche pro Meter
 $k \cdot x$ Rechnerische Druckzonenhöhe $k \cdot x = A_s \cdot f_{yd} / (1000 \cdot 0.95 \cdot f_{cd})$
d Statische Nutzhöhe d = Abstand zw. Betondruckrand u. Schwerachse Bew. (H - 76 mm)
 M_u Aufnehmbares Biegemoment $M_u = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - k \cdot x / 2)$.
 τ Schubspannung infolge Querkraft $\tau = LCF \cdot Q / (1000 \cdot (d - k \cdot x / 2))$
 ρ_s Schubbewehrungsgrad
 $f_{Rd,s}$ Zulässige Schubspannung: $f_{Rd,s} = \rho_s \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta)$
Min A_s Mindestlängsbewehrung $0.26 \cdot d \cdot f_{ctm} / f_{yk}$ and $0.0013 \cdot d$
Min A_t Mindestlängsbewehrung gemäß Seite 2.41: $A_t = (p_M / 2 - p_N) \cdot (D_t / D_u) / (f_{yd} \cdot \tan(\theta)) \cdot a_i / a_7$
Reduktionsfaktor a_i / a_7 entspricht Lastausbreitung von a_7 gerechnet.

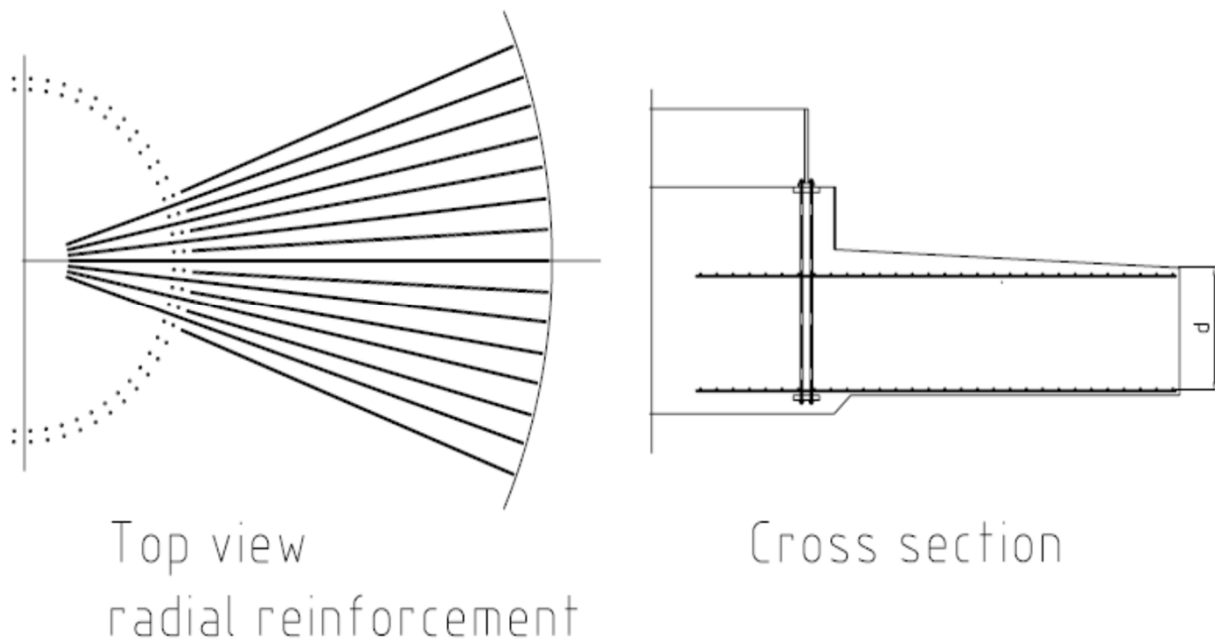
Radiale (Haupt-)Bewehrung, oben:

Ein Teil der oberen Radialbewehrung erstreckt sich von der Außenkante bis hin zum (unbewehrten) Kernbereiches des Fundamentes und orientiert sich dabei an den Zwischenräumen des Ankerkorbes (Bewehrungsseisen sind jeweils mittig zw. den Ankerbolzen angeordnet). Ein anderer Teil der Bewehrung endet außerhalb des Ankerkorbes und ist radial auf einer Linie mit den Ankerbolzen angeordnet, da die Mindeststababstände (lichter Stababstand $\geq$ max. Stabdurchmesser bzw. Größtkorn + 5mm) einzuhalten sind. Zudem sind die maximalen Stababstände gem. Norm einzuhalten, wodurch bei größeren Fundamentdurchmessern Zulagen in den verbleibenden Zwischenräumen der Radialbewehrung einzubauen sind.

Die Radialbewehrung ist zur Fundamentmitte hin über ihre Verankerungslänge verankert.

Zur Ausbildung eines Bewehrungsnetzes wird eine ein- oder zweilagige Ringbewehrung vorgesehen, die jeweils in Querrichtung zu den radialen Bewehrungsseisen verläuft.

Skizze:



Max. Stababstand
 Min. lichter Stababstand
 Max. Stabdurchmesser Radialbewehrung, pos 2.1 - 2.4
 Max. Stabdurchmesser Radialbewehrung, pos 2.5
 Max. Stabdurchmesser Ring- bzw. Querbewehrung
 Fundamenthöhe am Außenrand
 Fundamenthöhe am Sockel
 Sockeldurchmesser
 Durchmesser der Fundamentplatte

max a =	250 mm
min a =	37 mm
$\varnothing_r$ =	32 mm
$\varnothing_r$ =	16 mm
$\varnothing_c$ =	25 mm
H_1 =	700 mm
H_2 =	2350 mm
D_p =	7704 mm
D =	27600 mm

Querschnittswerte für Querkraft und Biegemoment:

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
Q(a)	80	161	244	327	412	498	585	KNm
M(a)	57	229	517	923	1448	2094	2863	KNm
θ	39.81	39.81	39.81	39.81	33.69	33.69	33.69	deg.
e	0.754	0.979	1.202	1.444	1.599	1.786	2.042	m
LCF	1.62	1.62	1.62	1.62	1.62	1.62	1.62	
$M_q(a)$	151	524	1121	1953	3145	4471	6086	KNm

Grenztragfähigkeit:

*) n=2: Zulagebewehrung (2. Lage)

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7 *)	
a	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
N_a	108	108	108	108	108	108	108	
n	4	4	4	2	3	3	2	
α	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	deg.
a_r	720	637	555	472	389	307	224	mm
$\varnothing r$	32	32	32	32	32	32	32	mm
$\varnothing r (2.5)$	16	16	16	0	0	0	0	mm
A_s	2792	3154	3624	3407	6196	7866	7179	mm ² /m
$k \cdot x$	64.43	72.79	83.64	78.63	142.98	181.51	165.65	mm
d	835	1070	1306	1542	1778	2013	2249	mm
M_u	974	1418	1992	2226	4596	6575	6761	KNm
	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
τ	0.16	0.25	0.31	0.35	0.39	0.42	0.44	N/mm ²
ρ_s	0.000850	0.000850	0.000850	0.000850	0.001330	0.001330	0.001330	
$f_{Rd,s}$	0.44	0.44	0.44	0.44	0.87	0.87	0.87	N/mm ²
	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
Min A_s	1393	1787	2180	2574	2967	3361	3754	mm ² /m
Min A_s	1085	1392	1698	2004	2311	2617	2924	mm ² /m
Min A_{sc}	0	0	0	0	0	3769	4398	mm ² /m

- a Abstand zwischen Außenkante Fundament bis zum betrachteten Querschnitt
Q(a) Querkraft im Abstand 'a' von der Fundamentaußenkante
M(a) Biegemoment im Abstand 'a' von der Fundamentaußenkante
 N_a Anzahl der Ankerpaare
n Anzahl der Bewehrungseisen pro Kreissegment (Winkel 3.33 Grad)
e Abstand der Druckzone bis Radialbewehrung (bezogen auf Stabachse), $e = d - \lambda x / 0.8$.
LCF Lastkonzentrationsfaktor ("Load Concentration Factor")
 $M_q(a)$ Erhöhtes Biegemoment (inkl. Anteil aus Längskraft) $M_q(a) = LCF \cdot [M(a) + 0.5 \cdot e \cdot Q(a) / \tan(\theta)]$
 α Winkel des Kreissegments
 a_r Breite eines 3.33 Grad Kreissegments im Abstand 'a' von der Fundamentaußenkante
 $\varnothing r$ Max. Stabdurchmesser der unteren Radialbewehrung
 A_s Bewehrungsfläche pro Meter
 $k \cdot x$ Rechnerische Druckzonenhöhe $k \cdot x = A_s \cdot f_{yd} / (1000 \cdot 0.95 \cdot f_{cd})$
d Statische Nutzhöhe d = Abstand zw. Betondruckrand u. Schwerachse Bew. (H - 101 mm)
 M_u Aufnehmbares Biegemoment $M_u = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - k \cdot x / 2)$.
 τ Schubspannung infolge Querkraft $\tau = LCF \cdot Q / (1000 \cdot (d - k \cdot x / 2))$
 ρ_s Schubbewehrungsgrad
 $f_{Rd,s}$ Zulässige Schubspannung: $f_{Rd,s} = \rho_s \cdot f_{ywd} \cdot \cot(\theta)$
Min A_s Mindestlängsbewehrung $0.26 \cdot d \cdot f_{ctm} / f_{yk}$ and $0.0013 \cdot d$
Min A_t Mindestlängsbewehrung gemäß Seite 2.41: $A_t = (p_M / 2 - p_N) \cdot (D_t / D_u) / (f_{yd} \cdot \tan(\theta)) \cdot a_i / a_7$
Reduktionsfaktor a_i / a_7 entspricht Lastausbreitung von a_7 gerechnet.

Schubbewehrung - Anordnung und Überprüfung der Übergreifungslänge

Hinsichtlich der Anordnung der Schubbewehrung wird zw. 3 Zonen gem. folgender Tab. unterschieden:

Zone	von Ø	bis Ø	p	N	Bemerkung
1	0	5805	0.001330		C-Eisen innerhalb des Ankerkorbes
2	6195	16093	0.001330	10	"Durchstanzzone" außerh. Ankerk.
3	16093	27600	0.000850	12	"Schubzone" außerh. Ankerkorb
	mm	mm			

p ist der gew. Bewehrungsgrad und N ist die Anzahl der konzent. Kreise bzw. Unterteilungen pro Zone

Die Schubbewehrung wird auf unterschiedlichen konzent. Kreisen installiert (Ø siehe Tabelle). Dadurch ist der Abstand zur Außenkante bekannt und die vorhandene Schubtragfähigkeit lässt sich bestimmen. Die erforderliche Übergreifungslänge wird über das Verhältnis zw. erforderlicher und vorhandener Bewehrung entsprechend abgemindert (unter Einhaltung des Mindestmaßes).

(Seite 2.22)

Zone	Ring / Kreis	Ø	Nummer	a	τ	f _{Rd,s}	l _{lap}
1	1	< 5805	54	9.948	0.25	0.87	entfällt
2	1	6690	22	10.455	0.25	0.87	271
	2	7680	25	9.960	0.25	0.87	271
	3	8669	29	9.465	0.24	0.87	271
	4	9659	32	8.970	0.23	0.87	271
	5	10649	35	8.475	0.23	0.87	271
	6	11639	38	7.981	0.22	0.87	271
	7	12629	42	7.486	0.20	0.87	271
	8	13618	45	6.991	0.19	0.87	271
	9	14608	48	6.496	0.18	0.87	271
	10	15598	51	6.001	0.16	0.87	271
3	1	16572	53	5.514	0.10	0.44	271
	2	17531	56	5.034	0.10	0.44	271
	3	18490	59	4.555	0.10	0.44	271
	4	19449	62	4.075	0.08	0.44	271
	5	20408	65	3.596	0.05	0.44	271
	6	21367	68	3.117	0.02	0.44	271
	7	22326	71	2.637	-0.01	0.44	271
	8	23285	74	2.158	-0.06	0.44	271
	9	24244	77	1.678	-0.11	0.44	271
	10	25203	80	1.199	-0.13	0.44	271
		mm	mm	m	N/mm ²	N/mm ²	mm

Min. Übergreifungslänge $l_{lap} = 1.4 \cdot \tau / f_{Rd,s} \cdot L_{b,req}$, aber nicht kleiner als $\text{Max}(1.4 \cdot 0.3 \cdot L_{b,req}, 15 \cdot \phi, 200)$

Min. erf. Verankerungslänge	L _{b,req}	645	516	mm
Durchmesser der Schubbewehrung	Ø	20	16	mm
Zonen-Nummer	Zone	2	3	
Zone		Durchstanz	Schub	

Die Füße der 2-schenkigen Schubbügel werden in der unteren Bewehrung verankert und enden unterhalb der oberen Radialbewehrung (wodurch sie zugleich als Montagbewehrung fungieren). Die vertikalen Schenkel der nachträglich eingebauten Haarnadeln, dessen vertikale Schenkel sich mit den vertikalen Schenkeln der Schubbeisen übergreifen, komplettieren die Schubbew. Die min. Übergreifungslänge l_{lap} gemäß obiger Tabelle muss eingehalten werden.

Zone	Ring / Kreis	Ø	Höhe	$l_{lap,act}$		l_{lap}	?
1	1	< 5805	2350	entfällt	>	entfällt	OK
2	1	6690	2350	2187	>	271	OK
	2	7680	2350	2187	>	271	OK
	3	8669	2270	2107	>	271	OK
	4	9659	2188	2025	>	271	OK
	5	10649	2106	1943	>	271	OK
	6	11639	2024	1861	>	271	OK
	7	12629	1942	1779	>	271	OK
	8	13618	1860	1697	>	271	OK
	9	14608	1777	1614	>	271	OK
	10	15598	1695	1532	>	271	OK
3	1	16572	1615	1452	>	271	OK
	2	17531	1535	1372	>	271	OK
	3	18490	1455	1292	>	271	OK
	4	19449	1376	1213	>	271	OK
	5	20408	1296	1133	>	271	OK
	6	21367	1217	1054	>	271	OK
	7	22326	1137	974	>	271	OK
	8	23285	1058	895	>	271	OK
	9	24244	978	815	>	271	OK
	10	25203	899	736	>	271	OK
		mm	mm				OK

Überprüfung der Schubbewehrungsabstände:

Es wird überprüft, ob die vorhandenen Abstände der Schubbewehrung "a" kleiner sind als $0.7 \cdot h$ in Längsrichtung bzw. kleiner sind als $1.0 \cdot h$ in Querrichtung (mit h = Bauteildicke):

Längsrichtung:

Zone	Bemerkung	von Ø	bis Ø	a	min h	a/d	?
2	Durchstanz	0	16093	495	1695	0.29	OK
3	Schub	16093	27600	479	740	0.65	OK
		mm	mm	mm	mm		

Querrichtung:

Zone	Bemerkung	von Ø	bis Ø	a	min d	a/d	?
2	Durchstanz	0	16093	499	1695	0.29	OK
3	Schub	16093	27600	499	740	0.67	OK
		mm	mm	mm	mm		

T04 0046-8936 Ver 01 - Approved - Exported from DMS: 2014-12-05 by JEDCL

Querschnittswerte für Querkraft und Biegemoment:

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
Q(a)	-67	5	75	144	210	273	335	KN
M(a)	-52	-96	-38	117	368	711	1144	KNm
θ	39.81	39.81	39.81	39.81	33.69	33.69	33.69	deg.
e	0.545	0.543	0.542	0.605	0.739	0.856	0.951	m
LCF	0.24	0.24	0.24	0.22	0.19	0.15	0.12	
$M_q(a)$	-17	-22	-3	37	90	135	163	KNm

LCF Lastkonzentrationsfaktor ("Load Concentration Factor"), siehe "Foundation Design Guideline"

Grenztragfähigkeit:

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
β	40.82	44.29	48.27	52.80	57.95	63.75	70.19	deg.
r	16.356	15.309	14.326	13.422	12.614	11.921	11.364	m
R - r	-2.556	-1.509	-0.526	0.378	1.186	1.879	2.436	m
N_a	108	108	108	108	108	108	108	
n	4	4	4	4	4	4	4	
α	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	deg.
a_r	951	891	833	781	734	693	661	mm
$\varnothing_r$	32	32	32	32	32	32	32	mm
$\varnothing_r (1.5)$	20	20	20	20	20	20	20	mm
A_r	2351	2512	2684	2865	3049	3226	3384	mm ² /m
a_c	250	250	250	250	250	250	250	mm
$\varnothing_c$	25	25	25	25	25	25	25	mm
A_c	1963	1963	1963	1963	1963	1963	1963	mm ² /m
ΣA	2185	2244	2283	2293	2269	2211	2127	mm ² /m
$k \cdot x$	50.43	51.79	52.68	52.91	52.36	51.01	49.08	mm
d	608	608	608	671	805	920	1012	mm
M_u	554	568	577	642	768	859	913	KNm
	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
Min As	1015	1015	1015	1119	1343	1535	1689	mm ² /m
Min As	790	790	790	872	1046	1196	1316	mm ² /m

- a Abstand zw. AK Fundament bis zum betrachteten Querschnitt entlang der Hauptachse
 β Winkel zw. Hauptachse u. der betrachteten Stelle entlang der AK des gedrückten Bereiches
r Abstand zw. Mittelpunkt u. der betrachteten Stelle entlang der AK des gedrückten Bereiches
R - a Abstand zw. AK Fundament u. der betrachteten Stelle entl. der AK d. gedrückten Bereiches
n Anzahl der Bewehrungseisen pro Kreissegment (Winkel 3.33 Grad)
 a_r , a_c Breite des Kreissegments und Abstand der Ring- bzw. Querbewehrung zueinander in mm
 $\varnothing_r$, $\varnothing_c$ Max. Stabdurchmesser der unteren Radialbewehrung und der unteren Querbewehrung
 A_r , A_c Bewehrungsfläche der unteren Radialbewehrung und der unteren Querbewehrung pro Meter
Übrige Parameter wie zuvor.

Radiale u. tangentielle Hauptbewehrung entlang der AK des gedrückten Bereiches, oben.

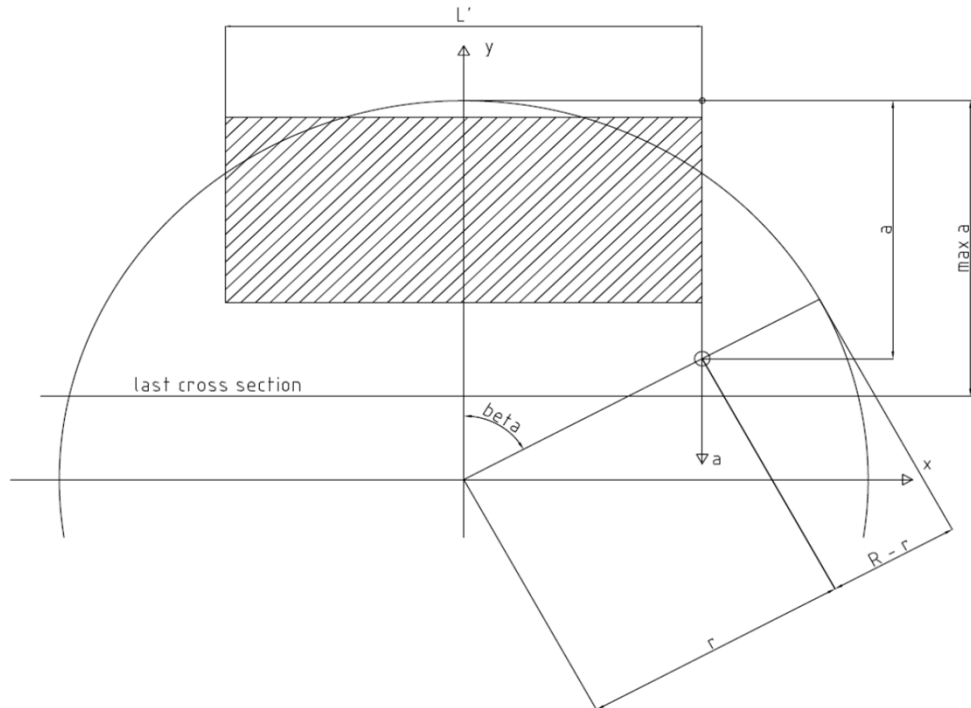
Die radiale Hauptbewehrung wurde entlang der Hauptachse berechnet, wo die Bewehrung achsenparallel verläuft. Entlang einer Achse, die parallel zur y-Achse im Abstand x_0 verläuft, ermittelt sich die Bewehrungssumme anteilig aus Radial- und Tangentialbewehrung: $A = A_r \cdot \cos(\beta)^2 + A_c \cdot \sin(\beta)^2$

Der Winkel β ist:

$$\beta = \text{Arctan}[x_0 / (R - a)]$$

Die Variation des Biegemomentes ist identisch mit der auf Seite 2.21 berechneten Variation.

Skizze:



Länge der (rechteckigen) Ersatzfläche

$$L' = 22.382 \text{ m}$$

Fundamentradius

$$R = 13.800 \text{ m}$$

Effektive Abstand zum betrachteten Streifen:

$$x_0 = 10.691 \text{ m}$$

Querschnittswerte für Querkraft und Biegemoment:

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
Q(a)	80	161	244	327	412	498	585	KN
M(a)	57	229	517	923	1448	2094	2863	KNm
θ	39.81	39.81	39.81	39.81	33.69	33.69	33.69	deg.
e	0.556	0.554	0.553	0.615	0.749	0.865	0.959	m
LCF	0.24	0.24	0.24	0.22	0.19	0.15	0.12	
$M_q(a)$	20	67	141	229	312	367	388	KNm

LCF Lastkonzentrationsfaktor ("Load Concentration Factor"), siehe "Foundation Design Guideline"

Grenztragfähigkeit:

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
β	40.82	44.29	48.27	52.80	57.95	63.75	70.19	deg.
r	16.356	15.309	14.326	13.422	12.614	11.921	11.364	m
R - r	-2.556	-1.509	-0.526	0.378	1.186	1.879	2.436	m
N_a	108	108	108	108	108	108	108	
n	4	4	4	4	4	4	4	
α	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	3.33	deg.
a_r	951	891	833	781	734	693	661	mm
$\varnothing_r$	32	32	32	32	32	32	32	mm
$\varnothing_r(2.5)$	16	16	16	16	16	16	16	mm
A_r	2113	2258	2413	2575	2740	2900	3042	mm ² /m
a_c	250	250	250	250	250	250	250	mm
$\varnothing_c$	25	25	25	25	25	25	25	mm
A_c	1963	1963	1963	1963	1963	1963	1963	mm ² /m
ΣA	2049	2114	2163	2187	2182	2147	2087	mm ² /m
$k \cdot x$	47.29	48.79	49.90	50.47	50.36	49.54	48.17	mm
d	615	615	615	678	812	927	1019	mm
M_u	527	543	555	620	746	842	903	KNm
	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
Min A_s	1027	1027	1027	1131	1355	1547	1701	mm ² /m
Min A_s	800	800	800	881	1055	1205	1325	mm ² /m

- a Abstand zw. AK Fundament bis zum betrachteten Querschnitt entlang der Hauptachse
 β Winkel zw. Hauptachse u. der betrachteten Stelle entlang der AK des gedrückten Bereiches
r Abstand zw. Mittelpunkt u. der betrachteten Stelle entlang der AK des gedrückten Bereiches
R - a Abstand zw. AK Fundament u. der betrachteten Stelle entl. der AK d. gedrückten Bereiches
n Anzahl der Bewehrungseisen pro Kreissegment (Winkel 3.33 Grad)
 a_r , a_c Breite des Kreissegments und Abstand der Ring- bzw. Querbewehrung zueinander in mm
 $\varnothing_r$, $\varnothing_c$ Max. Stabdurchmesser der unteren Radialbewehrung und der unteren Querbewehrung
 A_r , A_c Bewehrungsfläche der unteren Radialbewehrung und der unteren Querbewehrung pro Meter
Übrige Parameter wie zuvor.

Mindestbewehrung, Ring- bzw. Querbewehrung:

Unten:

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
β	90	90	90	90	90	90	90	deg.
a_c	250	250	220	180	160	140	120	mm
$\emptyset c$	25	25	25	25	25	25	25	mm
Ac	1963	1963	2231	2727	3068	3506	4091	mm ² /m
Min As	1435	1828	2222	2615	3009	3402	3796	mm ² /m
Min As	1118	1424	1730	2037	2343	2650	2956	mm ² /m
	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	

Oben:

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
β	90	90	90	90	90	90	90	deg.
a_c	250	250	220	190	160	140	130	mm
$\emptyset c$	25	25	25	25	25	25	25	mm
Ac	1963	1963	2231	2584	3068	3506	3776	mm ² /m
Min As	1393	1787	2180	2574	2967	3361	3754	mm ² /m
Min As	1085	1392	1698	2004	2311	2617	2924	mm ² /m
	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	

Ermüdungsfestigkeit des Betons in den betrachteten Querschnitten:

Querschnittswerte:

Verhältnis der Elastizitätsmoduln

$$\alpha = E_s/E_c = 5.869$$

Dehnungsnulllinie

$$1/2 * 1000 * x^2 = \alpha * A_s * (d - x)$$

Trägheitsmoment

$$I = 1/3 * 1000 * x^3 + \alpha * A_s * (d - x)^2$$

Leeseite, obere Seite des Betonquerschnitts:

Biegemomente, "Mean + 1/2 Range", "Last step":

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
LCF	1.82	1.82	1.82	1.82	1.82	1.82	1.82	
maxM	118	459	1001	1725	2608	3631	4771	KNm/m
minM	-13	-48	-98	-155	-213	-263	-299	KNm/m
A _s	3106	3509	4032	4738	6196	7866	7179	mm ² /m
d	860	1095	1331	1567	1803	2038	2274	mm
x	160	193	228	269	328	390	398	mm
I	1.029E+10	1.917E+10	3.275E+10	5.333E+10	9.083E+10	1.452E+11	1.693E+11	mm ⁴ /mm
max σ	1.84	4.62	6.99	8.69	9.40	9.75	11.21	N/mm ²
min σ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	N/mm ²
max σ/f _{cd,fat}	0.11	0.27	0.41	0.51	0.55	0.57	0.66	
0.5+0.45*minσ/f _{cd,fat}	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	
	OK	OK	OK	No	No	No	No	

See note

Windseite, untere Seite des Betonquerschnitts:

Biegemomente, "Mean + 1/2 Range", "Last step":

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
A _s	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
LCF	1.82	1.82	1.82	1.82	1.82	1.82	1.82	
maxM	100	401	902	1603	2504	3606	4909	KNm/m
minM	54	212	467	811	1238	1739	2308	KNm/m
A _s	2792	3154	3624	3407	6196	7866	7179	mm ² /m
d	835	1070	1306	1542	1778	2013	2249	mm
x	150	181	215	229	325	387	395	mm
I	8.808E+09	1.662E+10	2.864E+10	3.847E+10	8.817E+10	1.414E+11	1.654E+11	mm ⁴ /mm
max σ	1.70	4.37	6.78	9.55	9.23	9.88	11.73	N/mm ²
min σ	0.92	2.32	3.51	4.83	4.56	4.76	5.52	N/mm ²
max σ/f _{cd}	0.07	0.19	0.29	0.41	0.40	0.42	0.50	
0.5+0.45*minσ/f _{cd}	0.52	0.54	0.57	0.59	0.59	0.59	0.61	
	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	

Note: see calculation based on load spectrum next page

Tabelle: Bodenpressung, Max. Situation:

a = 9.948 m

Step	N _{t,i}	max M _{t,i}	f1 = e/R	f2 *)	y _o	σ(edge)	σ(a)
1	37419	111056	0.2151	0.0000	-13.8000	116	74
2	37419	108071	0.2093	0.0000	-13.8000	115	73
3	37419	105081	0.2035	0.0000	-13.8000	113	73
4	37419	102096	0.1977	0.0000	-13.8000	112	72
5	37419	99106	0.1919	0.0000	-13.8000	111	71
6	37419	96121	0.1861	0.0000	-13.8000	109	70
7	37419	93131	0.1804	0.0000	-13.8000	108	69
8	37419	90141	0.1746	0.0000	-13.8000	106	68
9	37419	87156	0.1688	0.0000	-13.8000	105	67
10	37419	84168	0.1630	0.0000	-13.8000	103	66
11	37419	81181	0.1572	0.0000	-13.8000	102	65
12	37419	78193	0.1514	0.0000	-13.8000	100	64
13	37419	75205	0.1456	0.0000	-13.8000	99	63
14	37419	72218	0.1399	0.0000	-13.8000	98	62
15	37419	69230	0.1341	0.0000	-13.8000	96	61
16	37419	66243	0.1283	0.0000	-13.8000	95	61
17	37419	63255	0.1225	0.0000	-13.8000	93	60
18	37419	60267	0.1167	0.0000	-13.8000	92	59
19	37419	57280	0.1109	0.0000	-13.8000	90	58
20	37419	54292	0.1051	0.0000	-13.8000	89	57
21	37419	51304	0.0994	0.0000	-13.8000	87	56
22	37419	48317	0.0936	0.0000	-13.8000	86	55
23	37419	45329	0.0878	0.0000	-13.8000	85	54
24	37419	42342	0.0820	0.0000	-13.8000	83	53
25	37419	39354	0.0762	0.0000	-13.8000	82	52
	KN	KNm			m	KN/m ²	KN/m ²

*) f2 = 0 indiziert, daß die Sohlfuge nicht klappt (elastische Berechnung der Bodenpressung)

Tabelle: Bodenpressung, Min. Situation:

a = 9.948 m

Step	N _{t,i}	min M _{t,i}	f1 = e/R	f2 *)	yo *)	σ(edge)	σ(a)
1	37419	-38324	-0.0742	0.0000	-13.8000	44	28
2	37419	-35339	-0.0684	0.0000	-13.8000	45	29
3	37419	-32349	-0.0626	0.0000	-13.8000	47	30
4	37419	-29364	-0.0569	0.0000	-13.8000	48	31
5	37419	-26374	-0.0511	0.0000	-13.8000	50	32
6	37419	-23389	-0.0453	0.0000	-13.8000	51	33
7	37419	-20399	-0.0395	0.0000	-13.8000	53	34
8	37419	-17409	-0.0337	0.0000	-13.8000	54	35
9	37419	-14424	-0.0279	0.0000	-13.8000	56	36
10	37419	-11436	-0.0221	0.0000	-13.8000	57	36
11	37419	-8449	-0.0164	0.0000	-13.8000	58	37
12	37419	-5461	-0.0106	0.0000	-13.8000	60	38
13	37419	-2473	-0.0048	0.0000	-13.8000	61	39
14	37419	515	0.0010	0.0000	-13.8000	63	40
15	37419	3502	0.0068	0.0000	-13.8000	64	41
16	37419	6490	0.0126	0.0000	-13.8000	66	42
17	37419	9478	0.0184	0.0000	-13.8000	67	43
18	37419	12465	0.0241	0.0000	-13.8000	69	44
19	37419	15453	0.0299	0.0000	-13.8000	70	45
20	37419	18440	0.0357	0.0000	-13.8000	71	46
21	37419	21428	0.0415	0.0000	-13.8000	73	47
22	37419	24416	0.0473	0.0000	-13.8000	74	48
23	37419	27403	0.0531	0.0000	-13.8000	76	48
24	37419	30391	0.0589	0.0000	-13.8000	77	49
25	37419	33378	0.0646	0.0000	-13.8000	79	50
	KN	KNm			m	KN/m ²	KN/m ²

*) f2 = 0 indiziert, daß die Sohlfuge nicht klappt (elastische Berechnung der Bodenpressung)

Tabelle: Biegemomente:

Step	max m_i	min m_i	Mg	max σ_i	min σ_i	max S_i	Min S_i
1	5065	1915	2698	10.11	0.00	0.5929	0.0000
2	5002	1978	2698	9.84	0.00	0.5771	0.0000
3	4939	2041	2698	9.57	0.00	0.5613	0.0000
4	4876	2104	2698	9.31	0.00	0.5456	0.0000
5	4813	2167	2698	9.04	0.00	0.5298	0.0000
6	4750	2230	2698	8.77	0.00	0.5140	0.0000
7	4687	2293	2698	8.50	0.00	0.4982	0.0000
8	4624	2356	2698	8.23	0.00	0.4824	0.0000
9	4561	2419	2698	7.96	0.00	0.4666	0.0000
10	4498	2482	2698	7.69	0.00	0.4508	0.0000
11	4435	2545	2698	7.42	0.00	0.4351	0.0000
12	4372	2608	2698	7.15	0.00	0.4193	0.0000
13	4309	2671	2698	6.88	0.00	0.4035	0.0000
14	4246	2734	2698	6.61	0.15	0.3877	0.0088
15	4183	2797	2698	6.34	0.42	0.3719	0.0246
16	4120	2860	2698	6.07	0.69	0.3561	0.0404
17	4057	2923	2698	5.81	0.96	0.3403	0.0562
18	3994	2986	2698	5.54	1.23	0.3246	0.0720
19	3931	3049	2698	5.27	1.50	0.3088	0.0878
20	3868	3112	2698	5.00	1.77	0.2930	0.1036
21	3805	3175	2698	4.73	2.04	0.2772	0.1193
22	3742	3238	2698	4.46	2.30	0.2614	0.1351
23	3679	3301	2698	4.19	2.57	0.2456	0.1509
24	3616	3364	2698	3.92	2.84	0.2298	0.1667
25	3553	3427	2698	3.65	3.11	0.2141	0.1825
	KNm	KNm	KNm	N/mm ²	N/mm ²		

Abstand zw. AK Fundament bis zum betrachteten Querschnitt

a = 9.948 m

Trägheitsmoment

I = 1.693E+11 mm⁴

Druckzonenhöhe

x = 398 mm

Druckspannung im Beton

 $\sigma = LCF * M_i * x / I$ N/mm²

Lastkonzentrationsfaktor ("Load Concentration Factor")

LCF = 1.82

Bemessungswert der Ermüdungsfestigkeit des Betons

 $f_{cd,fat} = 17.06$ N/mm²

Tabelle: Beton, PM Summe:

Betongüte: C35

Smax	Smin	log(N1)	log(N2)	log(n3)	log(N)	n	n/N
0.5929	0.0000	4.89	3.80	1.92	4.89	8.75E+00	0.0001
0.5771	0.0000	5.07	4.13	2.15	5.07	1.46E+01	0.0001
0.5613	0.0000	5.26	4.49	2.40	5.26	1.69E+01	0.0001
0.5456	0.0000	5.45	4.86	2.67	5.45	1.51E+01	0.0001
0.5298	0.0000	5.64	5.24	2.97	5.64	4.07E+01	0.0001
0.5140	0.0000	5.83	5.64	3.29	5.83	6.22E+01	0.0001
0.4982	0.0000	6.02	6.05	3.64	6.05	2.27E+02	0.0000
0.4824	0.0000	6.21	6.47	4.03	6.47	2.22E+02	0.0000
0.4666	0.0000	6.40	6.91	4.44	6.91	4.91E+02	0.0000
0.4508	0.0000	6.59	7.37	4.90	7.37	6.61E+02	0.0000
0.4351	0.0000	6.78	7.84	5.40	7.84	6.77E+02	0.0000
0.4193	0.0000	6.97	8.32	5.95	8.32	1.23E+03	0.0000
0.4035	0.0000	7.16	8.82	6.56	8.82	4.83E+03	0.0000
0.3877	0.0088	7.43	9.57	7.49	9.57	1.27E+04	0.0000
0.3719	0.0246	7.79	10.57	8.85	10.57	3.70E+04	0.0000
0.3561	0.0404	8.15	11.66	10.52	11.66	1.22E+05	0.0000
0.3403	0.0562	8.53	12.83	12.60	12.83	3.16E+05	0.0000
0.3246	0.0720	8.91	14.10	15.24	15.24	6.40E+05	0.0000
0.3088	0.0878	9.31	15.47	18.69	18.69	1.01E+06	0.0000
0.2930	0.1036	9.72	16.94	23.35	23.35	1.78E+06	0.0000
0.2772	0.1193	10.14	18.52	29.95	29.95	3.31E+06	0.0000
0.2614	0.1351	10.57	20.22	39.93	39.93	5.68E+06	0.0000
0.2456	0.1509	11.01	22.05	56.66	56.66	1.17E+07	0.0000
0.2298	0.1667	11.47	24.01	90.29	90.29	5.90E+07	0.0000
0.2141	0.1825	11.94	26.10	191.47	191.47	3.49E+08	0.0000

< 0.80

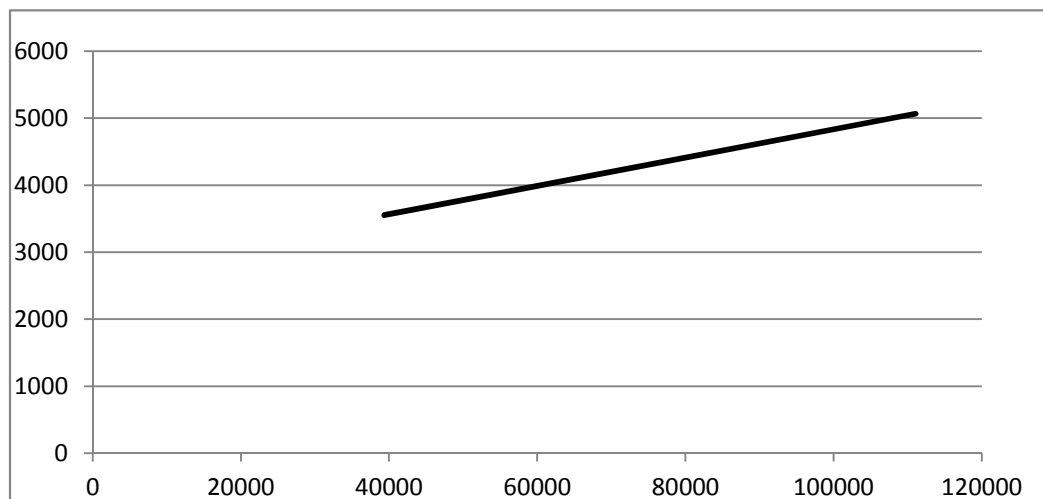
OK

PM Summe: 0.0006

< 1.0

OK

Liniarität zw. einwirkendem Biegemoment in UK Turmfuß ($\max M_{t,i}$) und Biegemoment im Querschnitt:



Ermüdungsfestigkeit des Betonstahls in den betrachteten Querschnitten:

Steigung des Graphens (vorherige Seite, unterer linearer Abschnitt)	$i_1 =$	0.02109
Steigung d. Graphens (vorherige Seite, vom ersten bis letzten Punkt)	$i_2 =$	0.02109
Korrekturfaktor für nichtlineares Verhalten	$f_c = \max(i_2 / i_1, 1) =$	1.0000

Querschnittswerte gemäß zuvor

Ermüdungsfestigkeit des Betonstahls ($n=10^6$)	Kat. =	162.5
Mittlerer Wöhlerlinienexponent m des gesamten Spektrums	m =	7
Zul. Ermüdungsfestigkeit bei $n=10^7$	$f_{fatd} = \text{Kat.} \cdot (10^6/10^7)^{1/m} / Y_m =$	102 N/mm ²
Verhältnis Biegerollen- zu Stabdurchmesser (obere Radialbewehrung):	D/d =	21
Reduktionsfaktor für Stabaufliegungen	$\xi = \min(0.35 + 0.026 \cdot D/d, 1) =$	0.8960
Lastkonzentrationsfaktor ("Load Concentration Factor")	LCF =	1.62

Leeseite, untere Radialbewehrung:

Biegemomente, "Mean +/- 1/2 Range", "Equivalent loads":

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
Mmax	39	151	331	574	872	1220	1613	KNm
Mmin	19	74	165	289	445	631	846	KNm
A _s	3106	3509	4032	4738	6196	7866	7179	mm ²
d	860	1095	1331	1567	1803	2038	2274	mm
x	160	193	228	269	328	390	398	mm
I	1.029E+10	1.917E+10	3.275E+10	5.333E+10	9.083E+10	1.452E+11	1.693E+11	mm ⁴
max σ	25.1	67.7	106.1	132.7	134.6	131.6	169.9	N/mm ²
min σ	12.2	33.3	52.8	66.9	68.7	68.1	89.1	N/mm ²
$\Delta\sigma \cdot f_c$	12.9	34.4	53.3	65.8	65.9	63.6	80.8	N/mm ²
f_{fatd}	102	102	102	102	102	102	102	N/mm ²
	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	

Windseite, obere Radialbewehrung:

Biegemomente, "Mean +/- 1/2 Range", "Equivalent loads":

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
Mmax	4	16	38	71	118	180	259	KNm
Mmin	-16	-61	-129	-213	-308	-409	-509	KNm
A _s	2792	3154	3624	3407	6196	7866	7179	mm ²
H _i	835	1070	1306	1542	1778	2013	2249	mm
x	166	200	237	249	361	434	437	mm
I	8.854E+09	1.669E+10	2.875E+10	3.857E+10	8.866E+10	1.424E+11	1.662E+11	mm ⁴
max σ	2.6	7.8	13.4	22.8	18.0	19.0	26.8	N/mm ²
min σ	-11.7	-30.3	-45.5	-67.9	-46.8	-43.1	-52.7	N/mm ²
$\Delta\sigma \cdot f_c$	14.3	38.1	58.8	90.6	64.8	62.1	79.5	N/mm ²
f_{fatd}	91	91	91	91	91	91	91	N/mm ²
	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	

Verankerung der radialen (Haupt-)Bewehrung

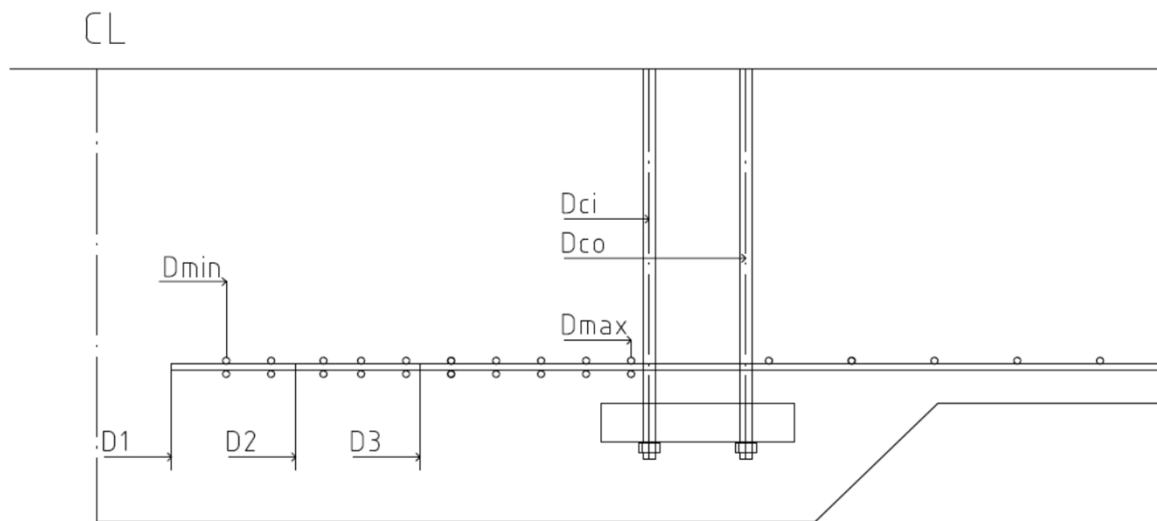
Die Radialbewehrung innerhalb des Ankerkorbes wird durch mehrere Querbewehrungsringe verankert. Die max. Kraft in einem Radialbewehrungsseisen ist $P_a = \pi/4 * d^2 * f_{yd}$. N ist die Anzahl an Eisen, welche die Ankerbolzen passieren und $L = D_t * \pi / N$ ist der Abstand zwischen den Bewehrungsstäben, wobei D_t der mittlere Durchm. des Fußflansches ist. Die max. Belastung ergibt sich durch $p = d^2 * f_{yd} * N / (4 * D_t)$ und die Variation wird angenommen mit $p(\alpha) = p * \cos(\alpha)$.

Die durch die kosinusförmige Last hervorgerufene Ringkraft ergibt sich zu $N_{res} = \pi/32 * d^2 * f_{yd} * N$.

Wenn der Stabdurchmesser der Querbewehrungsringe d_r bekannt ist, lässt sich die Anzahl der Ringe ermitteln durch $N_r = f_M * 1/(8*n) * N * (d/d_r)^2$. n ist die Anzahl der benötigten Lagen (1 oder 2) und f_M ist das Verhältnis zwischen dem vorhandenen und dem aufnehmbaren Biegemoment im Querschnitt:

Unten: $f_M = 0.1673$ Oben: $f_M = 0.4235$

Die Quer- bzw. Ringbewehrung wird teilw. 2-lagig ausgeführt (oberhalb u. unterhalb der Radialbewehrung).



Bereich	N	d	n * d _r	N _r	D _{max}	D _{min}	Δ
Unten	216	32	2 x 25	15	5670	1288	157
Oben	216	32	1 x 25	15	5670	1288	157
		mm	mm		mm	mm	mm

Δ ist der Stababstand zw. den Ringen. Bei Dmin sind die Mindeststababstände eingehalten.

N ist die Anzahl an Eisen, welche die Ankerbolzen passieren. $D3$ wurde bestimmt, um die Mindeststababstände von min. 37 mm für N Eisen einzuhalten, $D2$ wurde bestimmt, um die Abstände von min. 37 mm für $N/2$ Eisen einzuhalten und $D1$ wurde bestimmt, um die Abstände von min. 37 mm für $N/4$ Eisen einzuhalten:

Bereich	D1	D2	D3	Dci	Dco	vorh. As	Min As
Unten	1000	2286	3472	5805	6195	6273	1435
Oben	1000	2286	3472	5805	6195	3137	1085
	mm	mm	mm	mm	mm	mm ²	mm ²
							OK

Ermüdungsfestigk. d. Fachwerkanalogie f. Querkraft (Schubbew. u. Spannung i. d. Druckstrebe):

Spannungen in den Druckstreben:

$$\sigma_c = Q / (v \cdot b \cdot z \cdot \sin(\theta) \cdot \cos(\theta)) = 2 \cdot Q / (v \cdot b \cdot z)$$

Reduktionsfaktor der Betondruckfestigkeit

$$v = 0.6 \cdot (1 - f_{ck}/250) = 0.5160$$

Lastkonzentrationsfaktor ("Load Concentration Factor")

$$LCF = 1.62$$

Schub, "Mean +/- 1/2 Range", "Last step":

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
max Q	168	327	479	622	757	885	1004	KN
min Q	68	138	211	287	366	448	532	KN
z=d-x/3	806	1031	1255	1477	1693	1908	2141	mm
max σ	1.22	1.87	2.26	2.49	2.64	2.72	2.77	N/mm ²
min σ	0.49	0.79	1.00	1.15	1.28	1.38	1.47	N/mm ²
max σ/f_{cd}	0.05	0.08	0.10	0.11	0.11	0.12	0.12	
0.5+0.45*min σ/f_{cd}	0.51	0.52	0.52	0.52	0.52	0.53	0.53	
	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	

Schub, "Mean +/- 1/2 Range", "Equivalent loads":

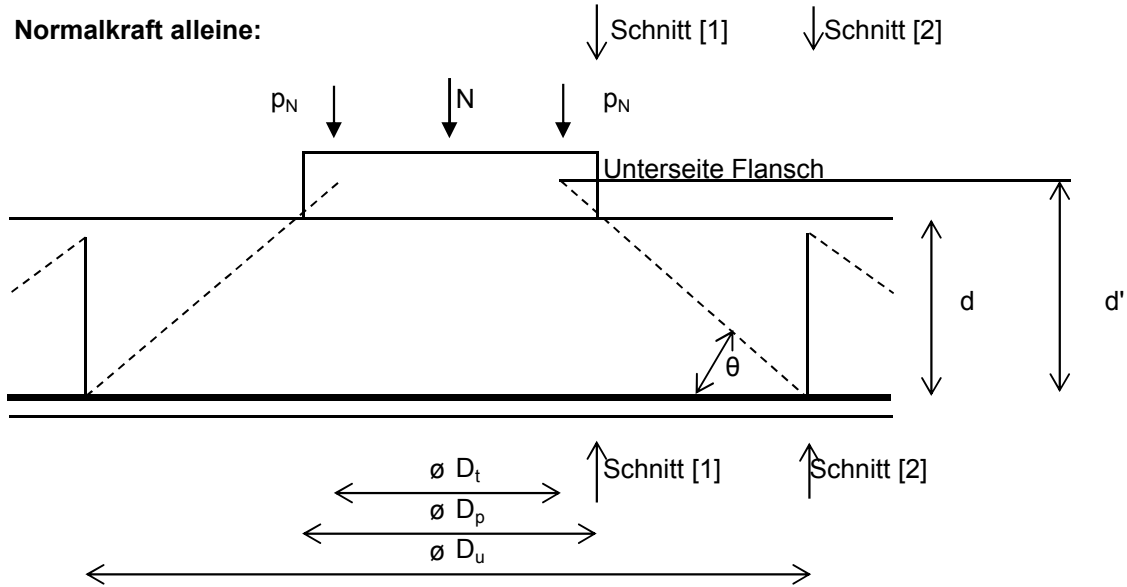
$$\sigma_s = Q \cdot \tan(\theta) / (b \cdot z \cdot \rho_s) = Q / (1.2 \cdot b \cdot z \cdot \rho_s)$$

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
max Q	131	259	382	501	616	726	833	
min Q	104	207	308	409	508	606	703	
z=d-x/3	806	1031	1255	1477	1693	1908	2141	
ρ_s	0.0009	0.0009	0.0009	0.0009	0.0013	0.0013	0.0013	
max σ	259	398	483	538	369	386	395	N/mm ²
min σ	205	318	390	439	304	322	333	N/mm ²
$\Delta\sigma$	54	80	93	99	65	64	62	N/mm ²
f_{fatd}	102	102	102	102	102	102	102	N/mm ²
	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	

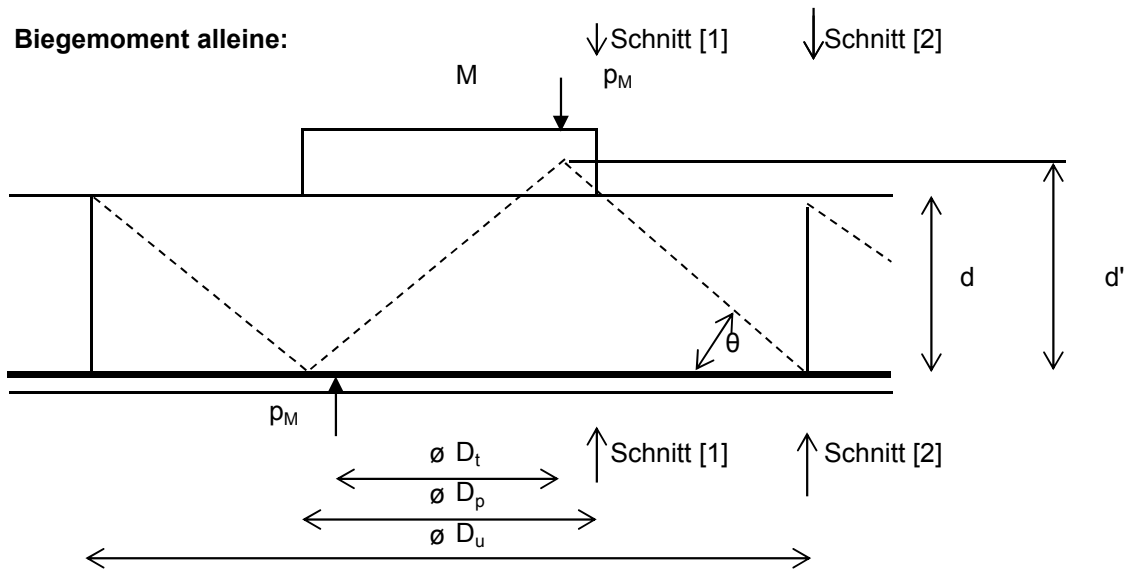
Durchstanzen - abwärts, nach der Fachwerkanalogie.

Durchstanzlast auf	Eigenlast (max)	$\max N_d = Y_f \cdot F_z =$	6133 KN
Oberkannte Fundament	Eigenlast (min)	$\min N_d = Y_f \cdot F_z =$	5018 KN
	Biegemoment	$M_d = Y_f \cdot M =$	160380 KN

Normalkraft alleine:



Biegemoment alleine:



Geometrie:		Up	Down	
Lastausbreitung	1 : 1.5	$\theta =$	33.69	33.69 deg.
Stat. Nutzhöhe der Platte ausgehend von UK T-Flansch		$d' =$	n.a.	2979 mm
Stat. Nutzhöhe der Platte ausgehend von UK Sockel		$d =$	2249	2274 mm
Innere Hebelarm am Sockelanschnitt		$z =$	2166	2191 mm
Statische Nutzhöhe der Platte bei Du		$d =$	1778	1567 mm
Innere Hebelarm bei Du		$z =$	1706	1512 mm
Mittlerer Durchmesser des Turmfußflansches		$D_t =$	6000	6000 mm
Aussendurchmesser Ankerplatte / T-Flansch		$D_p =$	6320	6300 mm
Durchmesser des kritischen Rundschnitts		$D_u =$	12097	14526 mm

Durchstanzen abwärts.**Linieelast am Turmdurchmesser:**

Eigenlast	$p_N = \max N_d / (\pi * D_t) =$	325 KN/m
Biegemoment	$p_M = 4 * M_d / (\pi * D_t^2) =$	5672 KN/m
Bemessungswert der Druckfestigkeit	$f_{cd} =$	20 N/mm ²
Reduktionsfaktor nach DIN EN 1992-1-1 (6.6N)	$v = 0.60 * [1 - f_{ck} / 250] =$	0.5160
Fließgrenze der Bewehrung	$f_{yd} =$	435 N/mm ²
Bewehrungsgrad im Durchstanzbereich	$\rho_p =$	0.001330

Schnitt 1-1 am Turm:

Gesamtreaktion:	$V_1 = p_N + p_M / 2 =$	3161 KN/m
Tragfähigkeit der Druckstrebe	$< v * z * b * f_{cd} * \sin(\theta) * \cos(\theta) =$	10350 KN/m
		OK (31%)

Schnitt 2-2 am kritischen Rundschnitt:

Gesamtreaktion:	$V_2 = (p_N + p_M / 2) * D_t / D_u =$	1306 KN/m
Tragfähigkeit der Zugstrebe	$< z * b * \rho_p * f_{yd} / \tan(\theta) =$	1312 KN/m
		OK (100%)

Durchstanzen aufwärts.**Linieelast am Turmdurchmesser:**

Eigenlast	$p_N = \min N_d / (\pi * D_t) =$	266 KN/m
Biegemoment	$p_M = 4 * M_d / (\pi * D_t^2) =$	5672 KN/m

Schnitt 1-1 am Turm:

Gesamtreaktion:	$V_1 = -p_N + p_M / 2 =$	2570 KN/m
Tragfähigkeit der Druckstrebe	$< v * z * b * f_{cd} * \sin(\theta) * \cos(\theta) =$	10350 KN/m
		OK (25%)

Schnitt 2-2 am Perimeter:

Gesamtreaktion:	$V_1 = (-p_N + p_M / 2) * D_t / D_u =$	1275 KN/m
Tragfähigkeit der Zugstrebe	$< z * b * \rho_p * f_{yd} / \tan(\theta) =$	1480 KN/m
		OK (86%)

Definition des Durchstanzkegels:

Bewehrungsgrad erfüllt innerhalb:	$D_{pu} = D_u + d =$	16093 mm
-----------------------------------	----------------------	----------

Minimalbewehrung innerhalb Durchstanzbereich:

Kraft in horizontaler Zugstrebe (Hauptbewehrung unten)	$p_t = (p_M / 2 \pm p_N) * (D_t / D_u) / \tan(\theta)$
--	--

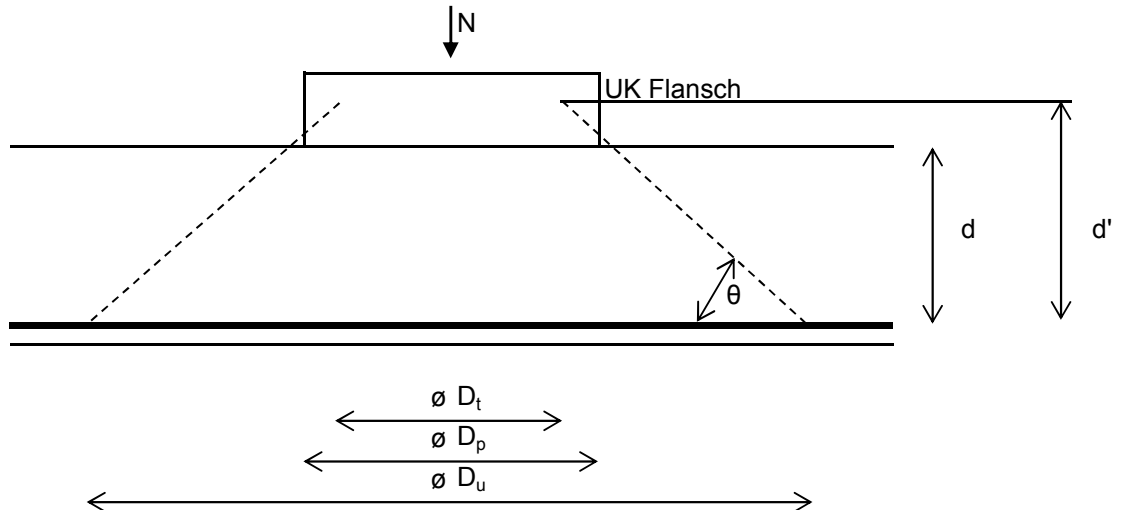
Min. Bewehrung innerhalb d. Durchstanzbereichs	$A_t = (p_M / 2 \pm p_N) * (D_t / D_u) / (f_{yd} * \tan(\theta))$
--	---

Min Bewehrung gültig am Sokkel, abmindernd linear mit dem Verhältniss a_i / a_7 - Siehe 2.27 and 2.29.

Durchstanzen nach β -Verfahren als Vergleich - abwärts

Beim folgenden Durchstanznachweis wird die einwirkende Querkraft mit dem Faktor β nach Nölting ("Durchstanzbemessung bei ausmittiger Stützenlast") erhöht, um den nicht rotationssymmetrischen Verlauf der Querkraft zu berücksichtigen (siehe hierzu auch Abschn. 10.05.3 (2) und (4), Stand der Auslegungen des NABau, 12.05.2009)

Normalkraft:



Geometrie:		abwärts	
Lastausbreitung	1 : 1.5	$\theta =$	33.69 Grad
Statische Nutzhöhe der Platte ausgehend von UK Turmfußflansch		$d' =$	2979 mm
Statische Nutzhöhe der Platte ausgehend von UK Sockel		$d =$	2274 mm
Innere Hebelarm am Sockelanschnitt		$z =$	2191 mm
Statische Nutzhöhe der Platte bei Du		$d =$	1567 mm
Innere Hebelarm bei Du		$z =$	1512 mm
Mittlerer Durchmesser des Turmfußflansches		$D_t =$	6000 mm
Aussendurchmesser des Turmfußflansches		$D_{fo} =$	6300 mm
Durchmesser des kritischen Rundschnitts		$D_u =$	14526 mm
Schubbewehrungsgrad in Durchstanzzone		$\rho_p =$	0.001330
Bewehrungsgrad der Hauptbewehrung	$\rho = \sqrt{(A_t^2 + A_r^2)} / (1000 * d)$		0.003489

Aufzunehmende Querkraft aus (Turm-)Eigenlast (max) $\max N_d = Y_f * F_z = 6133 \text{ KN}$

aus Biegemoment $M_d = Y_f * M = 160380 \text{ KN}$

Lastexzentrizität $e = M_d / \max N_d = 26.152 \text{ m}$

Beiwert zur Berücksichtigung nichtrotationssymmetrischer Beanspruchungen $\beta = 1 + e / D_{fo} = 5.151$

aufzunehmende Querkraft je Längeneinheit im

$v_{Ed} = \beta * \min N_d / (\pi * D_u) = 692 \text{ KN/m}$

kritischen Rundschnitt

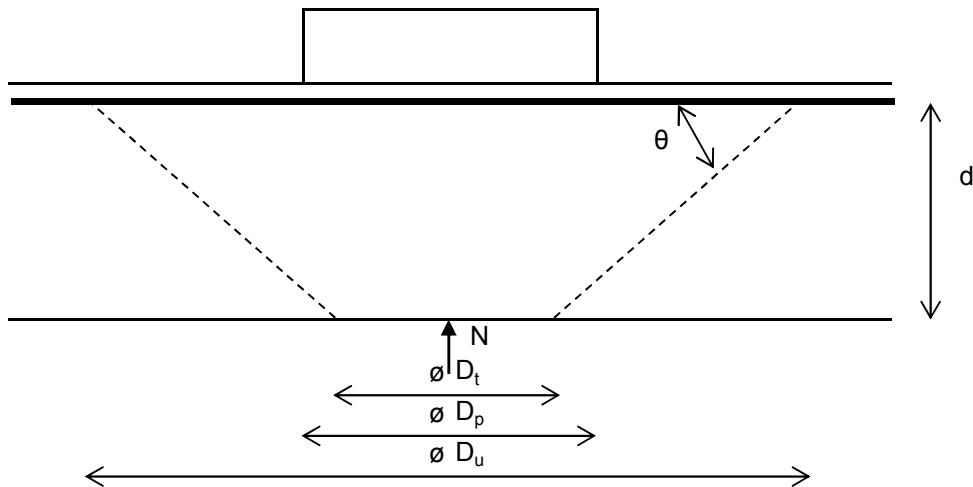
(107) Betontragfähigk. $< V_{Rd,c} = 1.5 * 0.14 * [1 + \sqrt{(200/d)}] * (100 * \rho * f_{ck})^{1/3} * d = 1028 \text{ KN/m}$

(109) mit Durchstanzbewehrung $< V_{Rd,sy} = V_{Rd,c} / 1.5 + \rho_p * f_{yd} * d = 1592 \text{ KN/m}$
OK 67%

Durchstanzen - aufwärts

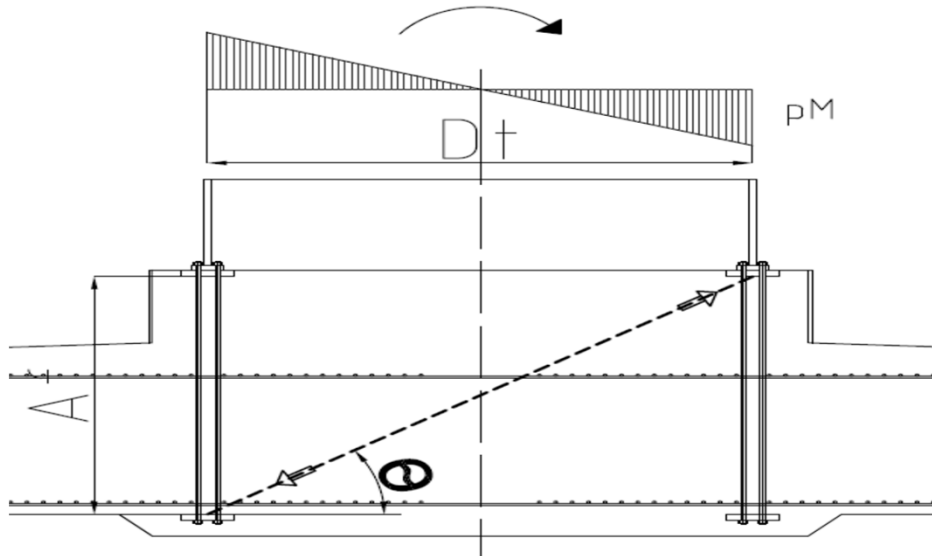
Beim folgenden Durchstanznachweis wird die einwirkende Querkraft mit dem Faktor β nach Nölting ("Durchstanzbemessung bei ausmittiger Stützenlast") erhöht (siehe zuvor)

Normalkraft:



Geometrie:		aufwärts	
Lastausbreitung	1 : 1.5	$\theta =$	34 Grad
Statische Nutzhöhe der Platte ausgehend von UK Turmfußflansch		$d' =$	n.a. mm
Statische Nutzhöhe der Platte ausgehend von UK Sockel		$d =$	2249 mm
Innere Hebelarm am Sockelanschnitt		$z =$	2166 mm
Statische Nutzhöhe der Platte bei Du		$d =$	1778 mm
Innere Hebelarm bei Du		$z =$	1706 mm
Mittlerer Durchmesser des Turmfußflansches		$D_t =$	6000 mm
Aussendurchmesser der Ankerplatte		$D_{fo} =$	6320 mm
Durchmesser des kritischen Rundschnitts		$D_u =$	12097 mm
Schubbewehrungsgrad in Durchstanzzone		$\rho_p =$	0.001330
Bewehrungsgrad der Hauptbewehrung	$\rho = \sqrt{(A_t^2 + A_r^2)} / (1000 * d)$		0.003890

Aufzunehmende Querkraft	aus (Turm-)Eigenlast (max)	$\min N_d = Y_f * F_z =$	5018 KN
	aus Biegemoment	$M_d = Y_f * M =$	160380 KN
Lastexzentrizität		$e = M_d / \max N_d =$	31.964 m
Beiwert zur Berücksichtigung nichtrotations-symmetrischer Beanspruchungen		$\beta = -1 + e / D_{fo} =$	4.058
aufzunehmende Querkraft je Längeneinheit im kritischen Rundschnitt		$v_{Ed} = \beta * \max N_d / (\pi * D_u) =$	536 KN/m
(107) Betontragfähigk.	$< V_{Rd,c} = 1.5 * 0.14 * [1 + \sqrt{(200/d)}] * (100 * \rho_{fck})^{1/3} * d =$		1190 KN/m
(109) mit Durchstanzbewehrung	$< V_{Rd,sy} = V_{Rd,c} / 1.5 + \rho_p * f_{yd} * d =$		1821 KN/m
			OK 45%

Druckstrebe innerhalb des Ankerkorbes

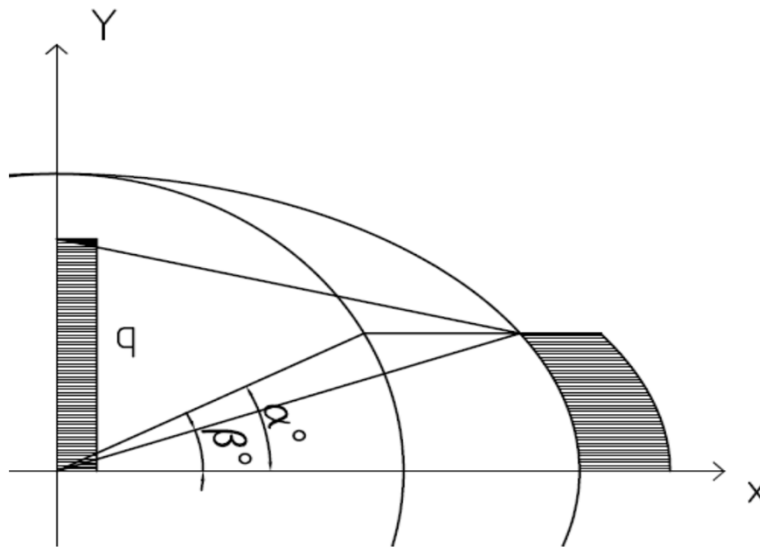
Max. Biegemoment in UK Turm (Linienlast)
 Vertikaler Abstand zwischen den Flanschen
 Mittlerer Durchmesser des Turmfußflansches

$$p_M = 4 * M_d / (\pi * D_t^2) = 5672 \text{ KN/m}$$

$$A_f = 3055 \text{ mm}$$

$$D_t = 6000 \text{ mm}$$

$$\theta = \text{Arctan}(A_f / D_t) = 26.98 \text{ deg.}$$

Annahme hinsichtlich Geometrie und Lastausbreitung:

Angenommene Spannungsverteilung

$$\beta_o = 30.00^\circ$$

Äquivalenter Winkel bezogen auf Kreis

$$\alpha_o = \text{Arcsin}(1 / \sqrt{1 + [\cos(\theta) / \tan(\beta_o)]^2}) = 32.94^\circ$$

Angenommene Lastvariation

$$p_c(\alpha) = [\frac{1}{2} * p_M / \sin(\theta)] * \cos(\alpha)$$

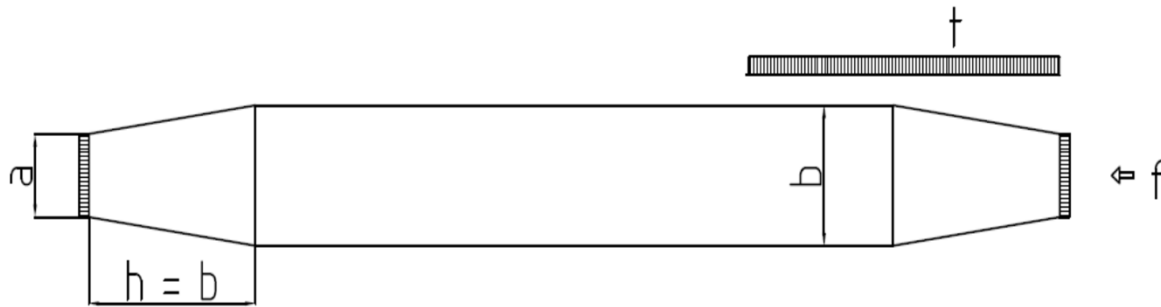
Linienlast im Zentrum

$$q = 2 * \int [p_c(\alpha) * r * \cos(\theta)] / [2 * r * \cos(\alpha) * \tan(\beta_o)] * d\alpha$$

Integration von $\alpha = 0$ bis $\alpha = \alpha_o$

$$q = \alpha_o * p_M / [2 * \tan(\theta) * \tan(\beta_o)] = 5546 \text{ N/mm}$$

Annahme hinsichtlich der Geometrie der Druckstrebe:



Bemessungsdruckspannung im Knoten $\sigma_{Rd,max} = 1.1 \cdot f_{cd} = 21.8 \text{ N/mm}^2$

(siehe nachfolgende Knotenbemessung)

Druckstreberbreite am Knoten $a = p_M / (2 \cdot \sin(\theta) \cdot \sigma_{Rd,max}) = 287 \text{ mm}$

Bewehrungsgrad innerhalb des Ankerkorbes, vertikale Bew. $\rho_v = 0.001330$

Bewehrungsgrad rechtwinkelig zur Druckstrebe $\rho_c = \rho_v \cdot \cos(\theta) = 0.001185$

Max. Druckstrebenbreite (DIN EN 1992-1-1 (6.58)): $\frac{1}{4} \cdot (b - a) / b \cdot p_M / [2 \cdot \sin(\theta)] = \rho_c \cdot f_{yd} \cdot b$

$$\chi \cdot b^2 - b + a = 0$$

Faktor $\chi = 8 \cdot \rho_c \cdot \sin(\theta) \cdot f_{yd} / p_M = 0.0003298$

Max. Breite $b = [1 + \sqrt{1 - 4 \cdot \chi \cdot a}] / (2 \cdot \chi) = 2712 \text{ mm}$

Obere Grenze für b: $v = 0.6 \cdot (1 - f_{ck}/250) = 0.5160$

$$\max b = v \cdot A_f = 1576 \text{ mm}$$

Gewählte Druckstrebenbreite $b = 1576 \text{ mm}$

Spannung in der Druckstrebe $\sigma = q / b = 3.52 \text{ N/mm}^2$
 $< f_{cd} = 23 \text{ N/mm}^2$
 OK

Leerrohrführung durch Druckstrebe:

Umfangsbreite im Zentrum aus voriger Spannungsberechnung	$w = Dt \cdot \sin(\alpha_o) =$	3262 mm
Breite im Zentrum aus voriger Spannungsberechnung	$b =$	1576 mm
Volle Querschnittsfläche im Zentrum	$Ac = w \cdot b =$	5142824 mm ²

Max. Spannung im Querschnitt rechtwinkelig zur Strebe:

Die möglichen Varianten der Leerrohrführung lässt sich wie folgt gliedern:

Anzahl der installierten Leerrohrgruppen Ng und die jeweilige Anzahl der Rohre pro Gruppe Np.

Leerrohrdurchmesser in Druckstrebenrichtung ist Dx, Durchmesser rechtwinkelig zur Strebe Dy.

Die abgeminderte Querschnittsfläche pro Leerrohr ergibt sich aus $\pi/4 \cdot Dx \cdot Dy / \sin(\theta)$.

Max Spannung im Bereich der Leerrohre ergibt sich aus der bereits ermittelten Spannung multipliziert mit dem Verhältnis aus voller und abgeminderter Querschnittsfläche:

Anzahl der Gruppen	Anzahl der Rohre	D	Dx	Dy	Ar	Ac/(Ac-Ar)	A/Ar * σ
3	1	200	200	200	207715	1.042	3.67
3	2	160	160	320	265875	1.055	3.71
3	3	110	119	119	73536	1.015	3.57
6	1	160	160	160	265875	1.055	3.71
		mm	mm	mm	mm ²		N/mm ²

Max Spannung im senkrechten Querschnitt:

Ap ist der Achsabstand zw. den Leerrohren, die Querschnittsabminderung pro Leerrohr beträgt $D \cdot b$.

Max Spannung im betrachteten Querschnitt ergibt sich aus der bereits ermittelten Spannung multipliziert mit dem Verhältnis aus voller und abgeminderter Querschnittsfläche und dem Korrekturfaktor $\cos(\theta)$.

Anzahl der Gruppen	Anzahl der Rohre	D	Dx	Ap	Ar	A/Ar	A/Ar * $\sigma \cdot \cos(\theta)$
3	1	200	200	350	945828	1.225	3.84
3	2	160	160	350	1513325	1.417	4.44
3	3	110	119	350	1688303	1.489	4.67
6 *)	1	160	160	165	1513325	1.417	4.44
		mm	mm	mm	mm ²		N/mm ²

*) im Zick-Zack-Verlauf mit Achsabstand $2 \cdot Ap$.

Mögliche bzw. typische Varianten der Leerrohrführung:

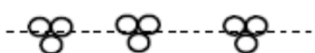
3 (large) single tubes in a row – primarily used for multi core HV-grid cables



3 (medium size) double tubes in a row – when using either multi or single core HV-grid cables



3 (small) triple tubes in a row – primarily for single core HV-grid cables



Bemessung der Knoten

Sicherheitsbeiwert für Vorspanng

$$\gamma_P = 1.1$$

Druckspannung unterhalb des T-Flansches (Mörtel und Beton)

$$\sigma = (-P_t + 2 * \gamma_P * P_a) / A$$

Druckspannung oberhalb der Ankerplatte (Beton)

$$\sigma = \gamma_P * 2 * P_a / A$$

Zul. Bemessungsdruckspannung in Druckknoten

$$\sigma_{Rd,max} = 1.1 * f_{cd}$$

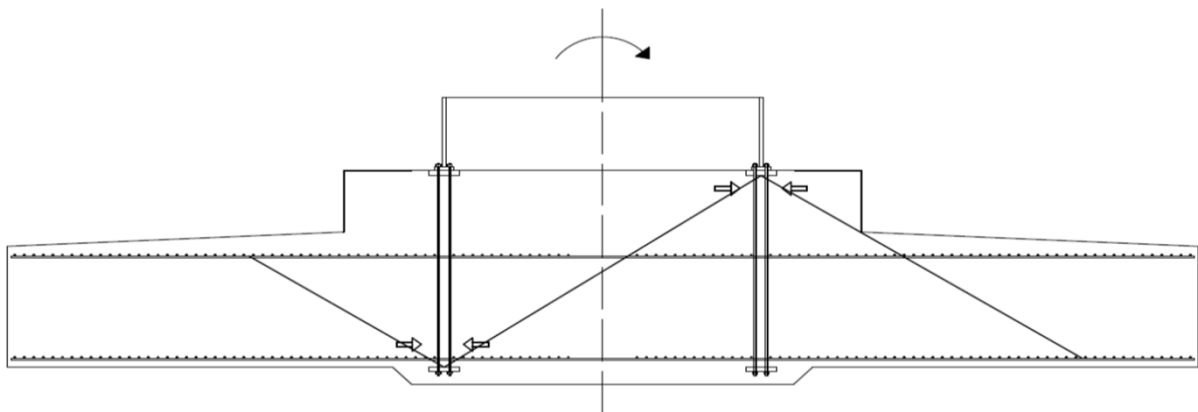
Faktor $\eta_1 = 1$ ist für Normalbeton.

		f_{ck}	f_{cd}	k	$\sigma_{Rd,max}$
Mörtel unterhalb des T-Flansches	Druck	80	45.33	1.10	49.9
Beton unterhalb T-Flansches	Druck	45	25.50	1.10	28.1
Beton oberhalb der Ankerplatte	Druck	35	19.83	1.10	21.8
		N/mm ²			N/mm ²

Item	P_t	P_a	A	σ	$\sigma_{Rd,max}$	
Mörtel, Druckseite	-1047	378	49589	37.9	49.9	OK
Beton, Druckseite	-1047	378	92212	20.4	28.1	OK
Beton, Zugseite	0	472	53080	19.6	21.8	OK
	KN	KN	mm ²	N/mm ²	N/mm ²	

Anm.: Druck Node in compression
 Druckseite Infolge Druckkraft aus Turmwand; "worst case" unterhalb des T-Flansches)
 Zugseite Infolge Zugkraft aus Turmwand, "worst case" oberhalb der Ankerplatte)
 k 1.1 für Druckknoten
 A Nettoquerschnittsfläche pro Ankerpaar

Skizze zur Veranschaulichung der betrachteten Druckknoten:



Verankerungslängen (d≤32) DIN EN 1992-1-1 8.4:

Verbundspannung, gute Bedingungen (8.2) $f_{bd} = 2.25 * 1.0 * 1.0 * f_{ctk,0.05} / \gamma_m = 3.37 \text{ N/mm}^2$

Verbundspannung, mäßige Bedingungen (8.2) $f_{bd} = 2.25 * 0.7 * 1.0 * f_{ctk,0.05} / \gamma_m = 2.36 \text{ N/mm}^2$

Grundmaß der Verankerungslänge (8.3) $l_{b,rqd} = (\sigma / 4) * (f_{yd} / f_{bd})$

Verankerung:

		unten	unten	oben	oben	
		Radialbew.	Querbew.	Radialbew.	Querbew.	
Stabdurchmesser		32	25	32	25	mm
Verbundsp., gute Bedingungen	(8.2)	3.37	3.37	3.37	3.37	N/mm ²
Verbundsp., mäßige Bedingungen	(8.2)	2.36	2.36	2.36	2.36	N/mm ²
Grundmaß $l_{b,rqd}$, gute Bedingungen	(8.3)	1032	806	1032	806	mm
Grundmaß $l_{b,rqd}$, mäßige Bed.	(8.3)	1474	1152	1474	1152	mm
Beiwert α_a für gerade Stabenden	Tabelle 26	1.00	1.00	1.00	1.00	
Erf. Verankerungslänge, "gut"	(8.4)	1032	806	1032	806	mm
Erf. Verankerungslänge, "mäßig"	(8.4)	1474	1152	1474	1152	mm

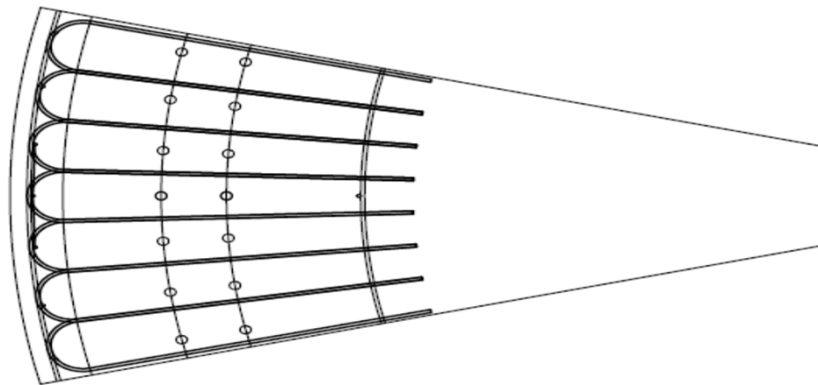
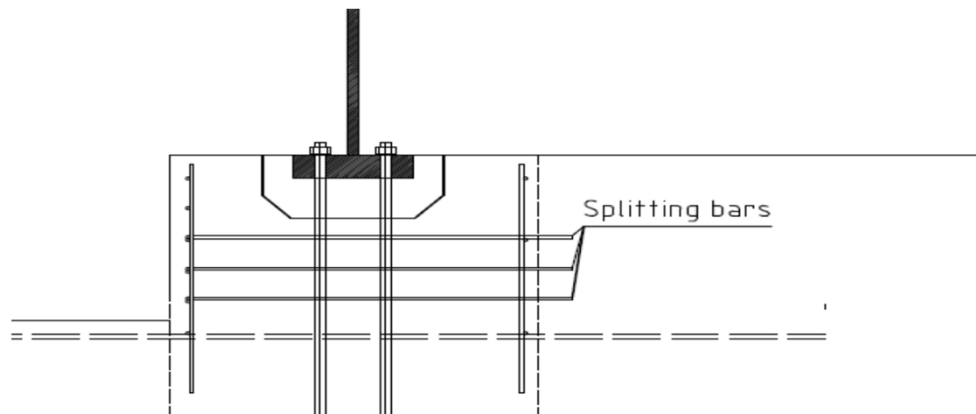
Mindestbiegerolldurchmesser:

		32	25	32	25	
Mindestbiegerolldurchmesser	Table 8.1N	224	175	224	175	

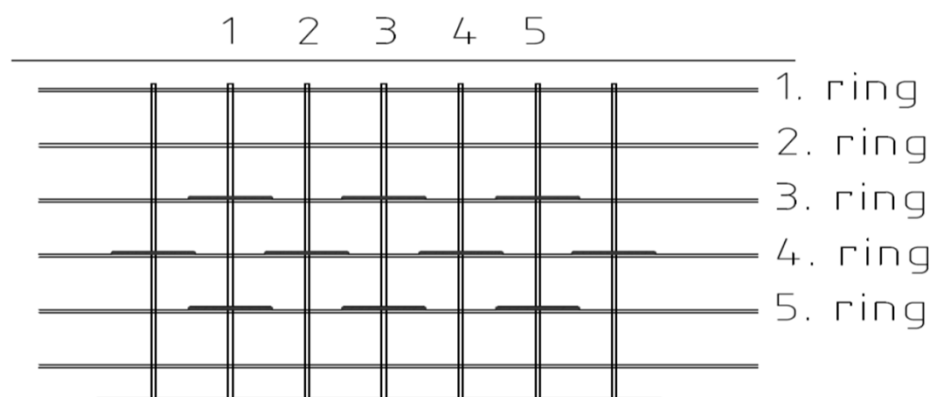
Sockel:

Die im Lasteinleitungsbereich bzw. die im oberen Sockelbereich angreifenden Längsdruckkräfte rufen Querkugkräfte hervor, die durch Bewehrung aufzunehmen sind:

Skizze:



Schnitt und Plan



Ansicht

Extremelast:

Dicke der Turmflansch bzw Unterlegsflansch	$t_f =$	110 mm
Durchmesser des Turms	$D_t =$	6000 mm
Durchmesser des Sockels	$D_p =$	7704 mm
Höhe des Sockels (d_s)	$H_p = d_s =$	805 mm
Breite des Sockels (d)	$d = D_p - D_t =$	1704 mm
Max. Dicke der Vergussmörtelrinne unterhalb des Flansches	$t_g =$	120 mm
Breite des Turmfußflansches	$W_f = d_1 =$	300 mm
Abstand zwischen den Ankern (äußere Ankerreihe)	$a =$	180 mm
Max. abwärts gerichtete Vertikalkraft	$P_{vert} = -P_t + 2 * P_a =$	1802 KN
Max. Horizontalkraft bzw. Spaltzugkraft	$P_{hor} = 0.25 * P_{vert} * [1 - d_1/\max(d, d_1 + d_s)] =$	371 KN

Spaltzugbewehrung:

Anzahl Bewehrungsstäbe bzw. Schenkel je Ankerpaar	$n =$	3 Stck
Stabdurchmesser	$d =$	25 mm
Gesambewehrungsfläche	$A_s = n * \pi/4 * d^2 =$	1473 mm ²
Spannung	$\sigma = P_{hor} / A_s =$	252
	$< f_{yd} =$	435
		OK

Horizontalbewehrung im Sockel:

Ring	Anmerkung	Höhenkote	Von OK	Abstand
	Höhenkote OK Fundamentsockel (OKF)	0.300		
	Höhenkote UK Turmfußflansch	0.200		
1	Oberste Ring	0.178	122	
2	Zwischenring	0.098	203	81
3	Obere Lage Spaltzugbewehrung	0.017	283	81
4	Mittlere Lage Spaltzugbewehrung	-0.181	481	198
5	Untere Lage Spaltzugbewehrung	-0.379	679	198
	Oberste Ringbewehrung Pos. 6	-0.578	878	198
		m	mm	mm

Die Spaltzugbewehrung wird oberhalb von Ring 3 und 4 montiert (siehe obige Tabelle).

Optimaler Biegewinkel	$\theta = 180 + 2 * \varphi =$	183.1 °
Lichter Abstand zwischen 2 Ankerpaare	$a_f = D_{co} * 2 * \sin(\pi/N) - d_a =$	324 mm
Mindestwert d. Biegerollendurchmessers gemäß DIN EN 1992	$d_{BR} = 7d =$	175 mm
Kreisdurchmesser Pos 9.1	$D_k =$	7527 mm
Abstand Zentrum Biegerolle-Dk	$dk = 25$	
Abweichung von der Parallelität pro Schenkel	$\varphi = \arcsin(4 * d / [(D_k + dk) / 2 - 3.5 * d]) =$	1.55 °
Erf. lichter Abstand	$a_{iv} = (d_{BR} + 2d) * \cos(\varphi) - 2 * [a - (d_{BR} + 2d) * \sin(\varphi)] * \tan(\varphi) =$	193 mm
Theoretischer max. Biegerollendurchmesser	$red d_{BR} =$	175 mm
Erf. Drehwinkel zur Waagerechten	$\omega =$	0.00 °
		OK

Begrenzung der Rissbreiten, untere Radialbewehrung, charakteristische Produktionslasten:

Rechenwert der Rissbreite:

$$w_k = S_{r,max} * (\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm})$$

Differenz der mittleren

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = (\sigma_s - 0.4 * f_{ct,eff} * (1 + \alpha_e * \rho_{p,eff}) / \rho_{p,eff}) / E_s > 0.6 * \sigma_s / E_s$$

Dehnungen von Betonstahl und Beton

Betonstahlspannung im Riss

$$\sigma_s = \alpha_e * M * (d - x) / I$$

Verhältnis der Elastizitätsmoduln

$$\alpha_e = E_s / E_{cm} = 5.87$$

Effektive Bewehrungsgrad

$$\rho_{p,eff} = A_s / A_{c,eff} = A_s / (2.5 * (c + \phi/2)) / 1000 = A_s / 190000$$

Max. Rissabstand

$$S_{r,max} = \phi / (3.6 * \rho_{p,eff}) < \sigma_s * \phi / (3.6 * f_{ctm})$$

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.421	2.842	4.263	5.685	7.106	8.527	9.948	m
LCF * M(a)	80	310	679	1172	1776	2479	3267	KNm
d	860	1095	1331	1567	1803	2038	2274	
x	160	193	228	269	328	390	398	
I	1.029E+10	1.917E+10	3.275E+10	5.333E+10	9.083E+10	1.452E+11	1.693E+11	KN
σ_s	32	86	134	167	169	165	213	KNm
A_s	3106	3509	4032	4738	6196	7866	7179	mm ²
$\rho_{p,eff}$	16.35	18.47	21.22	24.94	32.61	41.40	37.78	o/oo
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0.000121	0.000391	0.000633	0.000799	0.000809	0.000788	0.001025	
$s_{r,max}$	88.2	237.6	371.5	356.4	272.6	214.7	235.3	mm
w_k	0.01	0.09	0.24	0.28	0.22	0.17	0.24	mm
	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	

Begrenzung der Rissbreiten, obere Radialbewehrung,, charakteristische Produktionslasten:

n.v.