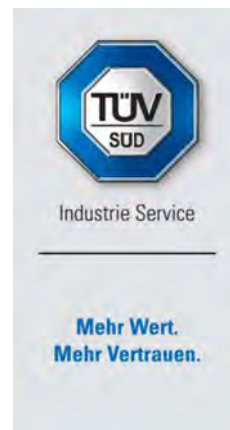


PRÜFAMT FÜR STANDSICHERHEIT FÜR DIE
BAUTECHNISCHE PRÜFUNG VON WINDENERGIEANLAGEN



Prüfbericht für eine Typenprüfung

Datum: 16.04.2021

Prüfnummer: 2546984-2-d Rev. 3

Objekt: Prüfung der Standsicherheit - Flachgründung
Windenergieanlage Vestas V117-3.3 / 3.45 MW
Turm: Stahlrohrturm
Nabenhöhe: 116,5 m über GOK
Windzone S, Erdbebenzone 3

Hier: Ø = 20,40 m (rund) ohne Auftrieb

Prüfgrundlage: DIBt-Richtlinie 2012

Hersteller und Konstruktion: Vestas Wind Systems A/S
Hedeager 42
8200 Aarhus N
Dänemark

Statische Berechnung: Vestas Wind Systems A/S
Hedeager 42
8200 Aarhus N
Dänemark

Auftraggeber: Vestas Wind Systems A/S
Hedeager 42
8200 Aarhus N
Dänemark

Geltungsdauer: bis 15.04.2026

Unsere Zeichen:
IS-ESW-MUC/FS

Dokument:
2546984-2-d-
Rev3_Vestas_V117_3.3-
3.45MW_116,5m_DIBtS_FGoA.
docx

Das Dokument besteht aus
7 Seiten.
Seite 1 von 7

Die auszugsweise Wiedergabe des
Dokumentes und die Verwendung
zu Werbezwecken bedürfen der
schriftlichen Genehmigung der
TÜV SÜD Industrie Service GmbH.

Die Prüfergebnisse beziehen
sich ausschließlich auf die
untersuchten Prüfgegenstände.

Sitz: München
Amtsgericht München HRB 96 869
USt-IdNr. DE129484218
Informationen gemäß § 2 Abs. 1 DL-InfoV
unter www.tuvsud.com/impresum

Aufsichtsrat:
Reiner Block (Vorsitzender)
Geschäftsführer:
Ferdinand Neuwieser (Sprecher),
Thomas Kainz, Simon Kellerer

Telefon: +49 89 5791-3146
Telefax: +49 89 5791-2956
www.tuvsud.com/de-is



TÜV SÜD Industrie Service GmbH
Prüfamt für Standsicherheit für die
Bautechnische Prüfung von
Windenergieanlagen
Westendstraße 199
80686 München
Deutschland



Industrie Service

Revision	Datum	Änderungen
0	28.04.2016	Erstfassung
1	23.06.2017	Leistungserhöhung Turbine auf 3,45 MW: Aufnahme von [4] und [6], neue Version von [7]
2	20.07.2017	Neue Version von [7]
3	16.04.2021	Gültigkeit Typenprüfung verlängert: Normen Abschnitt 2 aktualisiert, neues Dokument [5], neue Revision von [8] und [9], neue Zeichnung [11]; redaktionelle Überarbeitung des Berichts; Dokumente [1] bis [4] behalten ihre Gültigkeit

Notiz: Referenzangaben älterer Revisionen könnten sich geändert haben und könnten bei der aktuellen Revision nicht mehr zutreffen.

Inhaltsverzeichnis

1. Unterlagen3

1.1. Geprüfte Unterlagen.....3

1.2. Eingesehene Unterlagen.....3

2. Prüfgrundlage3

3. Beschreibung4

3.1. Baustoffe.....5

3.2. Lastannahmen5

3.3. Baugrund5

4. Prüfumfang5

5. Prüfbemerkungen.....6

6. Prüfergebnis.....6

Auflagen.....6

1. Unterlagen

1.1. Geprüfte Unterlagen

Folgende Dokumente, von Vestas Wind Systems A/S erstellt, wurden zur Prüfung vorgelegt:

- [1] Statische Berechnung „Vestas Wind Systems A/S, Flachgründung (ohne Auftrieb) der Windkraftanlage (WKA) V117 3.3MW 116.5 m Mk2 DIBtS“, 103 Seiten, Dokument Nr. 0058-0973, Rev. 0, Datum 2016-04-01
- [2] Schal- und Bewehrungsplan „V117 3.3MW 116.5 m Mk2 DIBtS, GWS in UK Fundament“, Zeichnung Nr. 0058-0977, Rev. 0, Datum 2016-03-30
- [3] Ankerkorb „ANCH E V117 3.3MW 116.5M DIBT“, Zeichnung Nr. 0058-0979, Rev. 0, Datum 2016-03-30
- [4] Lastvergleich Fundament „Appendix A in RNSP 15-428: Load Spectrum Comparison, V117-3.45MW, Mk2C, DIBt, HH116.5m, 50/60 Hz, GS, Site: Krumstedter Viertel, DE“, Seite 19 bis 20, Dokument Nr. 0065-3553, Rev. 2, Datum 2017-06-21
- [5] „Statement of foundation design compatibility“, 5 Seiten, Dokument Nr. 0095-9760, Rev. 0, Datum 2020-06-25

1.2. Eingesehene Unterlagen

Folgende Dokumente wurden im Rahmen der Prüfung zusätzlich herangezogen:

- [6] „Foundation loads V117-3.3 MW Mk2 DIBtS 116.5 m“, erstellt von Vestas Wind Systems A/S, 36 Seiten, Dokument- Nr. 0050-4315, Rev. 0, Datum 2015-03-03
- [7] Fundamentlastangaben „RNSP 15-428: Foundation loads, V117-3.45 MW, Mk2C, DIBt, HH116.5, 50 Hz, GS, Site: Krumstedter Viertel, DE“, erstellt von Vestas Wind Systems A/S, 36 Seiten, Dokument Nr. 0065-3555, Rev. 0, Datum 2017-02-22
- [8] „Gutachterliche Stellungnahme für Lastannahmen zur Turm- und Fundamentsberechnung der Vestas V117-3.3/3.45 MW mit 116,5 m Nabenhöhe für Windklasse S“, erstellt von DNV GL, 6 Seiten, Dokument Nr. PD-2309-18CGY6P-74, Rev. 6, Datum 2021-01-11
- [9] „Prüfbericht für eine Typenprüfung – Prüfung der Standsicherheit – Stahlrohrturm Windenergieanlage Vestas V117-3.3 / 3.45 MW, 116,5 m Nabenhöhe, Windzone S, Turbulenzkategorie A, Erdbebenzone 3“, erstellt von TÜV SÜD Industrie Service GmbH, 9 Seiten, Prüfnummer 2370125-21-d, Rev. 1, Datum 2021-02-24
- [10] Bewehrungsliste „V117 3.3MW 116.5m Mk2 DIBtS Fundament für zylindrischen Stahlrohrturm“, erstellt von Vestas Wind Systems A/S, 14 Seiten, Dokument Nr. 0058-0975, Rev. 0, Datum 2016-04-01
- [11] Turmzeichnung “ T3E150-V117-3.3MW NH116.5 DIBtS GKS“, erstellt von Vestas Wind Systems A/S, Zeichnung Nr. A012-0780, Rev. 0, Datum 2020-12-08

2. Prüfgrundlage

Die Prüfung der Unterlagen erfolgte gemäß folgender Richtlinie:

- /1/ „Richtlinie für Windenergieanlagen“, herausgegeben vom Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt), Ausgabe Oktober 2012, korrigierte Fassung März 2015

Zur Prüfung wurden zusätzlich folgende Normen und Richtlinien herangezogen:

- /2/ DIN EN 1991-1-1:2010 „Eurocode 1: Einwirkung auf Tragwerke – Teil 1-1: Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau; Deutsche Fassung EN 1991-1-1:2002 + AC:2009“, mit nationalem Anhang DIN EN 1991-1-1/NA:2010 + DIN EN 1991-1-1/NA/A1:2015
- /3/ DIN EN 1992-1-1:2011 „Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetonbauwerken –Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010“ + DIN EN 1992-1-1/A1:2015, mit nationalem Anhang DIN EN 1992-1-1/NA:2013 + DIN EN 1992-1-1/NA/A1:2015
- /4/ DIN EN 1993-1-1:2010 „Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1993-1-1:2005 + AC:2009“ + DIN EN 1993-1-1/A1:2014, mit nationalem Anhang DIN EN 1993-1-1/NA:2015
- /5/ DIN EN 1993-1-8:2010 „Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-8: Bemessung von Anschlüssen; Deutsche Fassung EN 1993-1-8:2005 + AC:2009“, mit nationalem Anhang DIN EN 1993-1-8/NA:2010
- /6/ DIN EN 1993-1-9:2010 „Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-9: Ermüdung; Deutsche Fassung EN 1993-1-9:2005 + AC:2009“, mit nationalem Anhang DIN EN 1993-1-9/NA:2010
- /7/ DIN EN 1997-1:2009 „Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsche Fassung EN 1997-1:2004 + AC: 2009“, mit nationalem Anhang DIN EN 1997-1/NA:2010
- /8/ DIN 1054:2010 „Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1“ + DIN 1054/A1:2012 und DIN 1054/A2:2015
- /9/ DIN EN 1998-1:2010 „Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben – Teil 1: Grundlagen, Erdbebeneinwirkungen und Regeln für Hochbauten; Deutsche Fassung EN 1998-1:2004 + AC:2009“, mit nationalem Anhang DIN EN 1998-1/NA:2011
- /10/ DIN 4149:2005 „Bauten in deutschen Erdbebengebieten – Lastannahmen, Bemessung und Ausführung üblicher Hochbauten“
- /11/ Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 600 „Erläuterungen zu DIN EN 1992-1-1 und DIN EN 1992-1-1/NA (Eurocode 2)“, Ausgabe 2012

3. Beschreibung

Der Stahlrohrturm für die Windenergieanlage vom Typ Vestas V117-3.3 / 3.45 MW mit 116,5 m Nabenhöhe wird auf einem kreisrunden Stahlbetonfundament verankert. Die unterste Stahlsektion wird mit vorgespannten Ankerbolzen und einem einbetonierten Ankerring auf dem Fundament verankert.

Die Flachgründung besteht aus einer kreisförmigen Fundamentplatte mit 20,40 m Außendurchmesser mit veränderlicher Höhe sowie einem darauf aufgesetzten Sockel. Unter dem Fußflansch ist eine Mörtelausgleichsschicht angeordnet.



Industrie Service

Die Fundamentplatte wird mit Erdreich überschüttet, um die statisch erforderliche Auflast zu erreichen.

Die genauen Abmessungen des Fundaments können dem Schalplan [2] entnommen werden.

3.1. Baustoffe

Beton für Fundament	C35/45 mit Expositionsclassen XC4, XD1, XS1, XF3, XA1 gemäß DIN EN 1992-1-1 /3/
Beton für Sockel	C50/60 mit Expositionsclassen XC4, XD1, XS1, XF3, XA1 gemäß DIN EN 1992-1-1 /3/
Vergussmörtel	C80/95 gemäß DIN EN 1992-1-1 /3/
Betonstahl	B500B gemäß DIN EN 1992-1-1 /3/
Ankerbolzen	M42-10.9 gemäß DIN EN ISO 898-1 / DAST-Richtlinie 021
Ankerplatte	S355J0 gemäß DIN EN 10025

3.2. Lastannahmen

Die dimensionierenden Lasten für die Fundamentauslegung sind im Fundamentlastdokument [6] (für 3,3 MW) und [7] (für 3,45 MW, standortspezifisch) für die Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit angegeben. Diese Lasten wurden mit der gutachtlichen Stellungnahme [8] bestätigt und werden als richtig vorausgesetzt. Die angesetzte Entwurfslebensdauer der Windenergieanlage beträgt 20 Jahre.

Einwirkungen aus Erdbeben sind gemäß [8] auf Basis der DIN EN 1998-1 /9/ für alle Erdbebenzonen sowie Baugrund- und Untergrundklassen in Deutschland abgedeckt. Hiermit sind auch alle Erdbebenzonen sowie Baugrund- und Untergrundklassen nach DIN 4149 /10/ in Deutschland abgedeckt.

Eigengewichte wurden gemäß DIN EN 1991-1-1 /2/ und nach Herstellerangaben berücksichtigt.

3.3. Baugrund

Die Mindestwerte der dynamischen und statischen Drehfedersteifigkeit des Gesamtsystems aus Boden und Fundament betragen gemäß Zeichnung [2] $k_{\phi, \text{dyn}} \geq 38 \text{ GNm/rad}$ und $k_{\phi, \text{stat}} \geq 13,8 \text{ GNm/rad}$.

Der höchste für den Auftrieb maßgebende Wasserstand liegt bei Fundamentunterkante.

4. Prüfumfang

Dieser Prüfbericht für eine Typenprüfung umfasst die Prüfung hinsichtlich der Standsicherheit der in Abschnitt 3 beschriebenen Flachgründung ohne Auftrieb auf Basis der in Abschnitt 2 genannten Prüfgrundlagen.

Für eine vollständige Typenprüfung sind alle in Dokument /1/, Kapitel 3 im Abschnitt I gelisteten gutachterlichen Stellungnahmen sowie ein zusammenfassender Prüfbescheid zur Typenprüfung erforderlich. Diese können bis spätestens zu Baubeginn der ersten Anlage nachgereicht werden.

Die Überprüfung der Standorteignung sowie des Blitzschutz- und Erdungskonzepts ist nicht Gegenstand dieses Berichts.

Abweichungen von den geprüften Unterlagen und Prüfgrundlagen bezüglich Konstruktion, Lastannahmen, Randbedingungen und Ausführung, die Einfluss auf die Standsicherheit haben,

sind durch diesen Bericht nicht abgedeckt und erfordern eine Überarbeitung der Berechnung und deren Prüfung.

5. Prüfbemerkungen

Die vorgelegten Nachweise wurden durch eigene Vergleichsrechnungen überprüft. Auf Basis der eingereichten Unterlagen und unserer Vergleichsrechnungen können ausreichende Sicherheiten bestätigt werden. Die Zeichnungen wurden auf Übereinstimmung mit den Annahmen der Berechnungen sowie den Vorgaben der in Abschnitt 2 genannten Prüfgrundlagen geprüft.

In [4] wurde durch Lastvergleich nachgewiesen, dass die Lasten in [7] nicht ungünstiger sind als die zur Bemessung angesetzten Lasten [6]. Dieser Lastvergleich in [4] wurde mit Revision 1 dieses Prüfberichts bestätigt.

Schnittstellen:

Die Nachweise des Ankerkorbs (bestehend aus Ankerbolzen und Ankerring) sowie die Nachweise der Lasteinleitung in den Vergussmörtel und Beton des Fundaments werden mit diesem Prüfbericht bestätigt.

Imperfektionen:

Die Lasten aus [6] enthalten bereits Effekte aus einer Turmschiefstellung von 5 mm/m und von Differenzsetzungen des Fundaments von 3 mm/m.

Revision 3 dieses Prüfberichts:

Die Gültigkeit des Prüfberichts für eine Typenprüfung wurde verlängert. In Dokument [5] wurde gezeigt, dass die Bemessung des Fundaments auch für die aktuellen Normen gemäß Abschnitt 2 gültig ist. Der Prüfbericht wurde redaktionell überarbeitet.

6. Prüfergebnis

Die Berechnungen und die zugehörigen Konstruktions- und Bewehrungszeichnungen für das Fundament und den Ankerkorb entsprechen den in Abschnitt 2 genannten Normen und Richtlinien und sind im Wesentlichen vollständig und richtig.

Die Anforderungen an die Standsicherheit der Gründung sind erfüllt, vorausgesetzt, die nachstehenden Auflagen sowie alle Auflagen und Bemerkungen der zugehörigen Prüfberichte und Gutachten werden beachtet bzw. vollzogen.

Die Prüfung der technischen Unterlagen für das Fundament ist hiermit abgeschlossen.

Auflagen

Baugrund

1. Die vorhandenen Bodenkennwerte, die Zuordnung des Bodens zu Expositionsklassen nach DIN EN 1992-1-1 /3/ und der höchste für den Auftrieb maßgebende Wasserstand sind für den jeweiligen Standort zu ermitteln und im geotechnischen Untersuchungsbericht zu beschreiben.
2. Grundbautechnische Berechnungen sind im Rahmen des geotechnischen Entwurfsberichts durchzuführen. Die Schnittgrößen an Fundamentunterkante sind in [1], Seiten 1.22 und 1.44 angegeben.



Industrie Service

3. Die Mindestwerte der dynamischen und statischen Drehfedersteifigkeit des Gesamtsystems aus Boden und Fundament gemäß Abschnitt 3.3. müssen für den jeweiligen Standort nachgewiesen werden. Dabei kann das Fundament in guter Näherung als Starrkörper angenommen werden.
4. Die im geotechnischen Entwurfsbericht angenommenen Baugrundverhältnisse sind beim Baugrubenaushub vom Bodengutachter zu überprüfen und zu bestätigen. Vor Aufbringen der Sauberkeitsschicht ist die Tragfähigkeit der Baugrubensohle durch den Bodengutachter zu bestätigen.

Ausführung Fundament

5. Auf einen ausreichenden Korrosionsschutz für den Ankerkorb ist zu achten. Sollte Expositionsklasse XA oder XS gemäß DIN EN 1992-1-1 /3/ abweichend von den gewählten Expositionsklassen gemäß Abschnitt 3.1. am Standort zu berücksichtigen sein, so sind gegebenenfalls zusätzliche Maßnahmen zum Schutz des Betons und der Bewehrung zu ergreifen.
6. Zur Begrenzung der Rissbildung infolge Hydratationswärmeentwicklung sind geeignete betontechnologische Maßnahmen zu ergreifen.
7. Der Zeitpunkt des Erreichens der erforderlichen Festigkeit des Vergussmörtels und Betons für das Vorspannen der Ankerbolzen ist zu bestimmen und durch fachgerecht, unter Berücksichtigung der standortspezifischen Umgebungsbedingungen gelagerte Proben zu überprüfen und zu dokumentieren. Die Druckfestigkeit des Vergussmörtels muss zum Zeitpunkt des Vorspannes $\geq 65 \text{ N/mm}^2$ betragen.
8. Das Fundament ist mit einer Bodenaufschüttung gemäß [2] dauerhaft zu überschütten. Das Material der Überschüttung muss die in [2] spezifizierte Mindestwichte im Trockenzustand aufweisen und muss maschinell verdichtet werden.

Prüfintervalle

9. Die planmäßige Vorspannung der Ankerbolzen ist nach Inbetriebnahme analog den Vorgaben in /1/ zu Ringflanschverbindungen (Abschnitt 13.1 Anmerkung 1) erneut zu kontrollieren und ggf. nachzuspannen.
10. Die Anforderungen an die wiederkehrenden Prüfungen gemäß DIBt-Richtlinie /1/ sind zu beachten.

Für die Verlängerung der Typenprüfung sind die Zeichnungen und die Berechnungen zu einer erneuten Überprüfung hinsichtlich geänderter Vorschriften oder Richtlinien vorzulegen.

**TÜV SÜD Industrie Service GmbH
 Prüfamts für Standsicherheit für die
 bautechnische Prüfung von Windenergieanlagen**

Der Bearbeiter

F. Singer

Der Leiter

i.V. S. Mayer

Durch Vergleichsrechnung geprüft

Vestas Wind Systems A/S

Flachgründung (ohne Auftrieb) der Windkraftanlage (WKA)

V117 3.3MW 116.5m Mk2 DIBtS

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 ± 0.5 · 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 UK Fundament	Extrem
	1.23 - 1.44	Clay	GWS in UK Fundament	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 Bodenauflast, 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 UK Fundament	Alle

In bautechnischer Hinsicht geprüft.

Siehe Prüfbericht vom

München 28. APR. 2016

TÜV SÜD Industrie Service GmbH
Prüfamt für Standsicherheit
von Windenergieanlagen

Der Bearbeiter:

Der Leiter:

prg rev 1

1

TYPENPRÜFUNG Geltungsdauer

5 Jahre/Wiedervorlage bis 27. APR. 2021

25 46 984 - 2-d

GWS in UK Fundament



Approved from DMS: 2016-04-01 by NIMUL

Approved- Exported from DMS: 2021-05-04 by INVOL

Vestas Wind Systems A/S

Flachgründung der WKA - Standsicherheit

V117 3.3MW 116.5m Mk2 DIBtS

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:

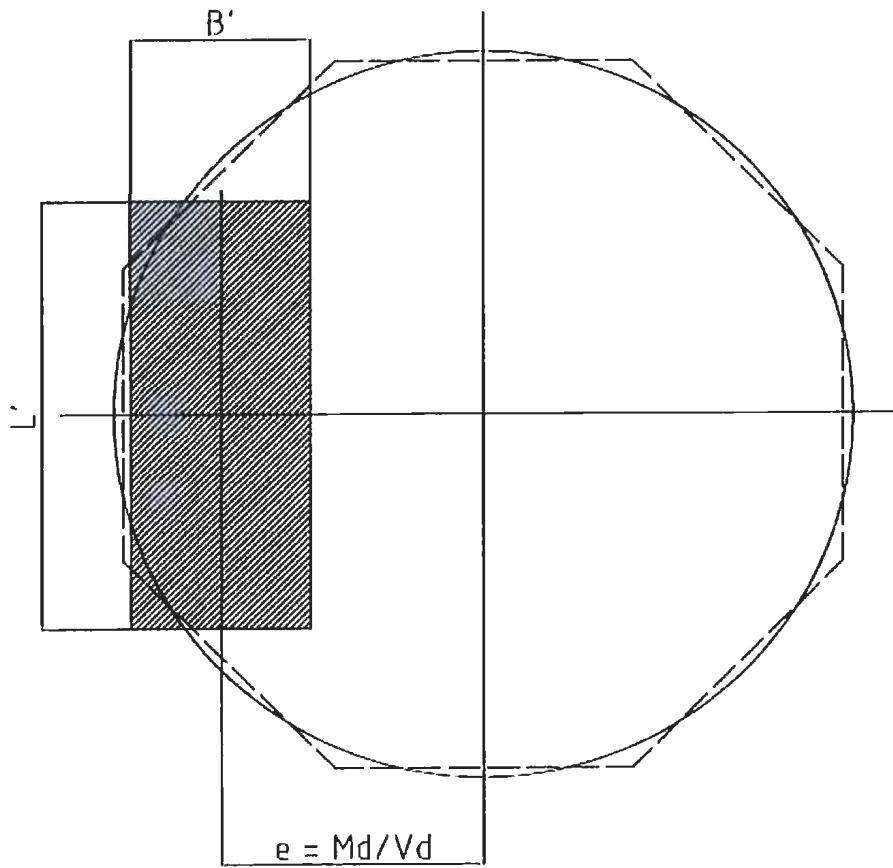
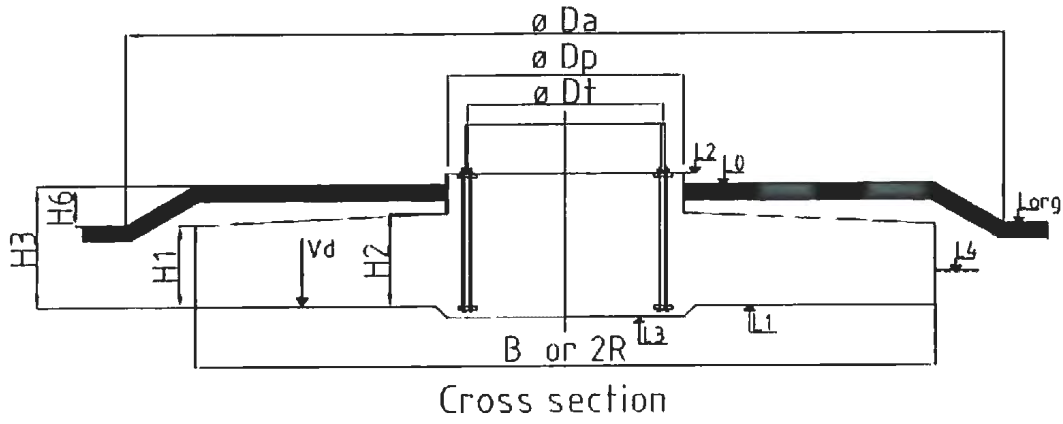
Die vorliegende statische Berechnung gilt für ein kreisförmiges oder octogonales Flachgründungsfundament mit einem (vorgespannten) Ankerkorb sowie radialer / tangentialer Hauptbewehrung, vertikale Schub- und Kantenbewehrung.

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 65 N/mm² erreicht haben. Weitere Angaben hinsichtlich des Vorspannens sind der Genehmigungszeichnung des Ankerkorbes 0058-0979.V00 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		$k_{\varphi, dyn, min} =$	38.00 GNm/rad
Geländeoberkante außerhalb den Turm		$L_0 =$	0.000 m
Ursprüngliche Geländeoberkante		$L_{org} =$	0.000 m
Unterkante Fundament, außerhalb v. Zentrumsbereich		$L_1 =$	-2.798 m
Oberkante Fundamente (bzw. Sockel)		$L_2 =$	0.330 m
Unterkante Fundament, im Zentrumsbereich		$L_3 =$	-3.060 m
Grundwasserspiegel		$L_4 =$	-2.798 m
Radius des Fundamentes		$R =$	10.200 m
Oktogonale Breite		$B =$	20.400 m
Fundamenthöhe am Außenrand		$H_1 =$	0.850 m
Fundamenthöhe am Übergang zum Sockel		$H_2 =$	2.400 m
Einbindetiefe in den gewachsenen Baugrund *)		$H_3 =$	2.798 m
Gesamthöhe des Fundamentes		$H_4 =$	3.390 m
Durchmesser der Sockels		$D_p =$	5.668 m
Radius des Sockels		$r =$	2.834 m
Mittlerer Durchmesser des Turmfußflansches		$D_t =$	4.000 m

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



Lasten:

Lastbericht

0050-4315

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	784	1160	525	241	495	488	-6
Fz *)	5326	5326	5447	0	0	0	0
	KN	KN		KN	KN	KN	KN
Mx	93040	119400	62009	28124	32478	44363	11885
My	0	0	0	0	0	0	0
Mz	6408	7174	2115	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: $M = M_{mean} +/- 1/2 * \Delta M_{range}$

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. γ_r	1.0
Fx	0
Fy	525
Fz	5447
	KN
Mx	62009
My	0
Mz	2115
	KNm



Lastkollektiv:

Nr.	F _m	ΔF	M _m	ΔM	n	Σn
1	241	1197	28124	121550	2.92E+00	2.92E+00
2	241	1149	28124	116690	2.92E+00	5.83E+00
3	241	1101	28124	111820	2.15E+01	2.73E+01
4	241	1053	28124	106960	8.75E+00	3.60E+01
5	241	1005	28124	102100	3.50E+01	7.10E+01
6	241	957	28124	97239	1.86E+01	8.96E+01
7	241	909	28124	92377	4.89E+01	1.39E+02
8	241	862	28124	87515	9.15E+01	2.30E+02
9	241	814	28124	82653	1.11E+02	3.41E+02
10	241	766	28124	77791	1.64E+02	5.06E+02
11	241	718	28124	72929	5.47E+02	1.05E+03
12	241	670	28124	68067	1.91E+03	2.96E+03
13	241	622	28124	63205	3.12E+03	6.08E+03
14	241	574	28124	58343	1.01E+04	1.62E+04
15	241	527	28124	53481	3.03E+04	4.65E+04
16	241	479	28124	48619	1.30E+05	1.77E+05
17	241	431	28124	43757	2.79E+05	4.56E+05
18	241	383	28124	38895	6.30E+05	1.09E+06
19	241	335	28124	34033	9.53E+05	2.04E+06
20	241	287	28124	29172	1.70E+06	3.74E+06
21	241	239	28124	24310	3.12E+06	6.86E+06
22	241	191	28124	19448	6.10E+06	1.30E+07
23	241	144	28124	14586	1.68E+07	2.98E+07
24	241	96	28124	9724	7.83E+07	1.08E+08
25	241	48	28124	4862	3.81E+08	4.89E+08
Last	241	1197	28124	121550	Sum	4.89E+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:

Teilsicherheitsbeiwerte für:	Norm	Zeichen	GZT	GZT	GZG	GZT
			BEM&GEO	BEM&GEO		STAB
			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 angenommenen 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	$Fz1 = \gamma_c \cdot \pi \cdot R^2 \cdot H1 =$	6251 KN
Kreiskegelstumpf	$Fz2 = \gamma_c \cdot \pi/3 \cdot (R^2 + R \cdot r + r^2) \cdot (H2-H1) =$	5149 KN
Sockel	$Fz3 = \gamma_c \cdot \pi \cdot r^2 \cdot (L2-L1-H2) =$	413 KN
Ausklüfung im Zentrum (unten)	$Fz4 = \gamma_c \cdot \pi \cdot r^2 \cdot (L1-L3) =$	149 KN
Gesamtlast infolge der Betonteile		$Fzc = 11962 KN$

Bodenaufplast bzw. Auffüllung

min.	$Fzb = \gamma_b \cdot (\pi \cdot R^2 \cdot (L0-L1-H1) - Fz2 / \rho_c - \pi \cdot r^2 \cdot (L0-L1-H2)) =$	6445 KN
max.	$Fzb = \gamma_b \cdot (\pi \cdot R^2 \cdot (L0-L1-H1) - Fz2 / \rho_c - \pi \cdot r^2 \cdot (L0-L1-H2)) =$	8235 KN

Auftrieb

$$Fzw = 10 \cdot \pi \cdot [(R^2 - Rc^2) \cdot \text{Max}(L4-L1, 0) + Rc^2 \cdot \text{Max}(L4-L3, 0)] = -66 KN$$

Eigenlast des Turmes

$$Fzt = 5447 KN$$

		Normal	Abnormal	Production	
Res. Horizontallast	$H = (Fx^2 + Fy^2)^{0.5}$	784	1160	525	KN
Hebelarm der Horizontallast	$e_q = L2 - L1$	3.13	3.13	3.13	m
Res. Biegemoment	$M = (Mx^2 + My^2)^{0.5}$	93040	119400	62009	KNm
Biegemoment in UK Fund.	$\Sigma M = H \cdot e_q + M$	95492	123028	63651	KNm
Torsionsmoment	Mz	6408	7174	2115	KNm

	Normal	Abnormal	Production	
Eigenlast (Designwert), Min. Bodenaufplast	22598	22598	23788	KN
Vd				
Biegemoment (Designwert)	128914	135331	63651	KN
Md				
Exzentrizität der Vertikal- bzw. Eigenlast	5.70	5.99	2.68	m
$e = Md/Vd$				
Effektive Fläche (Ersatzfläche)	106.88	97.39	218.94	m ²
$A' = 2 \cdot [R^2 \cdot \text{Arccos}(e/R) - e \cdot (R^2 - e^2)^{0.5}]$				
Hauptachse	8.99	8.42	15.05	m
$b_e = 2 \cdot (R - e)$				
Hauptachse	16.91	16.51	19.69	m
$l_e = 2 \cdot R \cdot (1 - (1 - b_e / (2 \cdot R))^2)^{0.5}$				
Länge der (rechteckigen) Ersatzfläche	14.18	13.82	16.92	m
$L' = (A' \cdot l_e / b_e)^{0.5}$				
Breite der (rechteckigen) Ersatzfläche	7.54	7.05	12.94	m
$B' = L' \cdot b_e / l_e$				
Bodenpressung	211	232	109	KN/m ²
$\sigma = Vd / A'$				
Horizontallast (Designwert)	1058	1276	525	KN
Hd				
Ersatzhorizontallast infolge Torsion	2835	2855	832	KN
$Hd' = 2 \cdot Mz / L' + (Hd^2 + (2 \cdot Mz / L')^2)^{0.5}$				

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



Tragfähigkeit, normale Exzentrizität:

$$e < 0.6 \cdot R = 6.12 \text{ m}$$

	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 $\gamma' (= \gamma \text{ falls } L1-L4 > B', \text{ falls } L1-L4 < B' \text{ interpolieren})$	8.00	8.00	8.00	KN/m ²
Effektive Bodenpressung in UK Fundament q'	50.36	50.36	50.36	KN/m ²
Gesamtbodenpressung in UK Fundament q	50.36	50.36	50.36	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 $s_q = 1 + B' / L' \cdot \sin(\varphi_d)$	1.2229	1.2370	1.3822	
Formbeiwert s_γ $s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot B' / L'$	0.8405	0.8470	0.7707	
Formbeiwert s_{co} $s_{co} = 1 + 0.2 \cdot B' / L'$				
Exponent $m = (2 + B'/L') / (1 + B'/L')$	1.653	1.662	1.567	
Neigungsbeiwert i_q $i_q = [1 - Hd / Vd]^m$	0.9238	0.9079	0.9656	
Neigungsbeiwert i_γ $i_\gamma = (1 - Hd / Vd)^{(m+1)}$	0.8805	0.8566	0.9443	
Neigungsbeiwert i_{co} $i_{co} = 0.5 \cdot \{1 + \sqrt{[1 - Hd / (A' \cdot C_{ud})]}\}$				
Tragfähigkeit, drainiert (Sand) $R/A' = q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$	788	1089	1994	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:

$$e > 0.6 \cdot R = 6.12 \text{ m}$$

	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'	50.36	50.36	50.36	KN/m ²
Gesamtbodenpressung in UK Fundament q	50.36	50.36	50.36	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 $s_q = 1 + B' / L' \cdot \sin(\varphi_d)$	1.2229	1.2370	1.3822	
Formbeiwert s_γ $s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot B' / L'$	0.8405	0.8470	0.7707	
Formbeiwert s_{co} $s_{co} = 1 + 0.2 \cdot B' / L'$				
Neigungsbeiwert i_q $i_q = 1 + Hd / Vd$	1.0468	1.0565	1.0221	
Neigungsbeiwert i_γ $i_\gamma = i_q^2$	1.0958	1.1161	1.0446	
Neigungsbeiwert i_{co} $i_{co} = \sqrt{0.5 + 0.5 \cdot \sqrt{1 + Hd / (A' \cdot C_{ud})}}$				
Tragfähigkeit, drainiert (Sand) $R/A' = \gamma' \cdot B' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_\gamma$	348	534	1219	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 $Rd = Vd \cdot \tan(\varphi_d)$	10438	11861	13734	KN
Gleitwiderstand, undrainiert $Rd = A' \cdot C_{ud}$				KN
Gleitwiderstand, undrainiert $Rd = 0.4 \cdot Vd$				KN



Ergebnis:

	Normal	Abnormal	Production	
Bodenpressung	211	232	109	KN/m ²
Tragfähigkeit, normale Exzentrizität	788	1089	1994	KN/m ²
Tragfähigkeit, normale Exzentrizität	348	534		KN/m ²
Tragfähigkeit erfüllt	OK	OK	OK	

	Normal	Abnormal	Production	
Ersatzhorizontallast infolge Torsion	2835	2855	832	KN
Gleitwiderstand	10438	11861	13734	KN
Gleitsicherheit erfüllt	OK	OK	OK	

Gesamtstabilität

		Vd	e	M=Vd*e
Stabilisierende Kräfte	Turm	4902	10.200	50005
	Fundament	10766	10.200	109809
	Min. Bodenauflast	5800	10.200	59164
	Auftrieb	-66	10.200	-674
Stabilisierendes Moment				218303

Lastfall "Normal":

		Hd	e	M
Einwirkendes Moment	Turmfuß			125604
	Horizontallast	1058	3.13	3310
Einwirkendes Gesamtmoment				128914

Sicherheit gegen Kippen

$\gamma = 1.69$

Lastfall "Abnormal":

		Hd	e	M
Einwirkendes Moment	Turmfuß			131340
	Horizontallast	1276	3.13	3991
Einwirkendes Gesamtmoment				135331

Sicherheit gegen Kippen

$\gamma = 1.61$



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 =	23788	KN
Biegemoment in Unterkante Fundament	M =	123028	KNm
Max. Exzentrizität	e = M/V =	5.172	m
	< 0.59 * R =	6.018	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 =	5447	KN
Eigenlast Fundament, Betonwicht 24 KN/m3	Vc = Fzc * 24 / 22.5 =	12759	KN
Eigenlast Min. Bodenauflast	Vb = Fzb * 16.2 / 16.2 =	6445	KN
Auftrieb	Va =	-66	KN
<hr/>			
Eigenlast Turm, Fundament, Min. Bodenauflast und Auftrieb	V =	24585	KN
Biegemoment in Unterkante Fundament	M =	63651	KNm
Max. Exzentrizität	e = M/V =	2.589	m
	< 0.25 * R =	2.550	m
		No *)	
		*) akzeptabel	

Tragfähigkeit des Baugrundes:

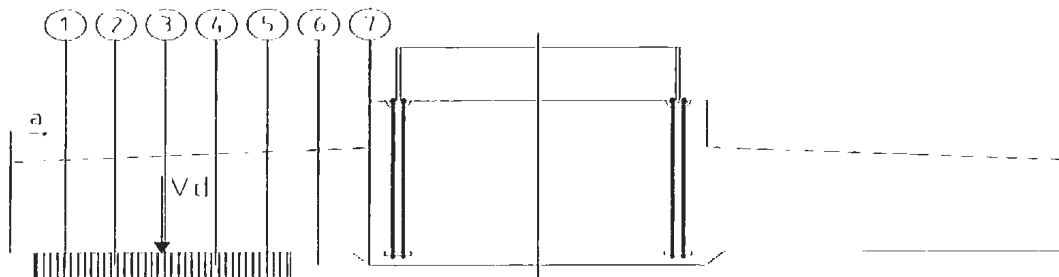
Max. (Bemessungs-)Bodenpressung, plastisch Verformung	$\sigma_{allow} > \sigma_{work} =$	232	KN/m ²
		Seite 1.10	
Max. charakteristische Bodenpressung, elastische Verf.	$\sigma_{allow} > \sigma_{work} =$	265	KN/m ²
		Seite 1.15	

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	0.00	0.00	KN/m ²
Bodenpressung, auf Ersatzfläche	232	232	KN/m ²

Bodenpressung für Lastfall Abnormal	$\sigma =$	232 KN/m ²
Fundamentplatte, Min. Bodenauflast und Auftrieb	$\sigma =$	54 KN/m ²
Fundamentplatte, Max. Bodenauflast und Auftrieb	$\sigma =$	60 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	0.687	1.052	2.105	3.157	4.209	5.261	6.314	m
To	1.052	2.105	3.157	4.209	5.261	6.314	7.366	m
Qi	0	85	329	573	817	1061	1306	KN
Qi+1	85	329	573	817	1061	1306	1550	KN
Mi	0	15	233	707	1439	2427	3673	KNm
Mi+1	15	233	707	1439	2427	3673	5175	KNm

Fundamentplatte, Min. Bodenauflast und Auftrieb:

	1	2	3	4	5	6	7	
a	0.000	1.052	2.105	3.157	4.209	5.261	6.314	m
To	1.052	2.105	3.157	4.209	5.261	6.314	7.366	m
gi	50.68	52.08	53.47	54.87	56.26	57.66	59.05	KN/m ²
gi+1	52.08	53.47	54.87	56.26	57.66	59.05	60.45	KN/m ²
Qi	0	54	110	167	225	285	346	KN
Qi+1	54	110	167	225	285	346	409	KN
Mi	0	28	115	260	466	734	1067	KNm
Mi+1	28	115	260	466	734	1067	1464	KNm



Fundamentplatte, Max. Bodenauflast und Auftrieb:

	1	2	3	4	5	6	7	
a	0.000	1.052	2.105	3.157	4.209	5.261	6.314	m
To	1.052	2.105	3.157	4.209	5.261	6.314	7.366	m
g _i	60.72	61.45	62.19	62.92	63.65	64.38	65.11	KN/m ²
g _{i+1}	61.45	62.19	62.92	63.65	64.38	65.11	65.84	KN/m ²
Q _i	0	59	119	179	241	303	366	KN
Q _{i+1}	59	119	179	241	303	366	429	KN
M _i	0	31	125	281	502	788	1140	KNm
M _{i+1}	31	125	281	502	788	1140	1558	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}	31	219	406	592	776	959	1140	KN
M _{i+1}	-13	118	448	973	1693	2606	3711	KNm



Drehfedersteifigkeit des Fundamentes, keine klaffende Sohlfuge

(gemäß Betonkalender 1978, Teil II)

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

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

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

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

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

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

Min. erf. dyn. Drehfedersteifigkeit: $k_{\varphi,dyn,min} = 3.80E+10 \text{ Nm/rad}$

Nominale dyn. Drehfedersteifigkeit: $k_{\varphi,dyn,nom} = 1.20E+11 \text{ Nm/rad}$
(gemäß Fundamentlastenheft 0050-4315)

Zugrunde gelegte Schiefstellung zur Berücksichtigung zus. Effekte aus Theorie II. Ordnung aus der im Gegensatz zur gesamt-dynamischen Berechnung geringeren Drehfedersteifigkeit bei Nachweisen gegen Festigkeits- und Stabilitätsversagen = $\tan(M_x/k_{\varphi,stat} - M_x/k_{\varphi,dyn,nom}) = 0.006 \text{ m/m}$
(gemäß Fundamentlastenheft 0050-4315)

mit M_x aus Lastfall Normal

$$k_{\varphi,stat} = \max [M_x / (\text{ATAN}(0.006) + M_x / K_{\varphi,dyn,nom}), K_{\varphi,dyn,min} / 5]$$

Min. erf. stat. Drehfedersteifigkeit: $k_{\varphi,stat} = 1.37E+10 \text{ Nm/rad}$

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	
$E_{s,dyn}$	27719	28647	30213	32899	37822	48341	81240	KN/m ²
$E_{s,stat}$	10017	10352	10918	11889	13668	17469	29358	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 =	63651	KNm
Max. Bodenpressung (Außenkante Fundament): (Seite 1.15)	σ_{max} =	149	KN/m ²
Min. Bodenpressung: (Seite 1.15)	σ_{min} =	0	KN/m ²
Bereichsbreite unter Pressung (keine klaffende Sohlfuge)	Weff =	19.915	m
Poissonzahl (Querdehnzahl)	ν =	0.35	
Dyn. Steifemodul des Bodens	'Sand' $E_{s,dyn}$ =	37822	KN/m ²
E-Modul des Bodens	$E = E_{s,dyn} * (1 - \nu - 2*\nu^2) / (1 - \nu) =$	23566	KN/m ²
G-Modul des Bodens	$G = E / [2 * (1 + \nu)] =$	8728	KN/m ²
Federsteifigkeit des Bodens	$C_M = 32 * G / (3 * \pi * (1 - \nu) * R) =$	4470	KN/m
Vertikale Deformation an der Außenkante	$\delta_v = (\sigma_{max} - \sigma_{min}) / C_M =$	0.03337	m
Verdrehung	φ =	0.00168	rad
Dyn. Drehfedersteifigkeit	$k_{\varphi,dyn} =$	3.80E+10	Nm/rad
Abminderung der Drehfedersteifigkeit infolge Klaffen der Sohlfuge	r =	0.9995	



NUR ZUR INFORMATION:

Abgeschätzte elastische Verformungen, charakteristische Extremlast: Sand

	Dyn.	Mittel	Stat.	
Steifemodul des Bodens nach Drehfederst.	37822	26867	13668	KN/m ²
Poisonzahl	0.35	0.35	0.35	
G-Modul des Bodens	8728	6200	3154	KN/m ²
Biegemoment aus Lastfall Normal	95492	95492	95492	KNm
Max. Bodenpressung	197	197	197	KN/m ²
Min. Bodenpressung	0	0	0	KN/m ²
Effektive Fundamentbreite	14.98	14.98	14.98	m
Federsteifigkeit des Bodens C _M	4470	3175	1615	KN/m
Vertikale Deformation an der Außenkante	0.044	0.062	0.122	m
Fundamentverdrehung	2.9	4.1	8.1	mm/m
Fundamentverdrehung	0.169	0.237	0.467	deg.

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"):

$$M_m = 28124 \text{ KNm}$$

Biegemoment aus LF "Production":

$$M_p = 62009 \text{ KNm}$$

Statischer Anteil:

$$M_m/M_p = 0.4535$$

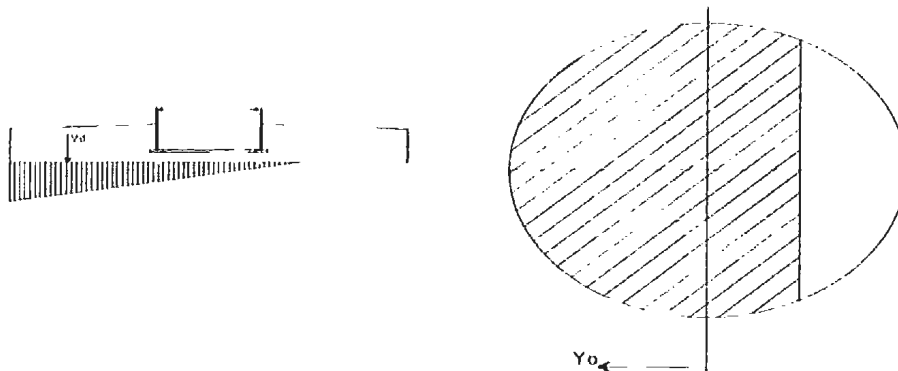
Dynamischer Anteil:

$$1 - M_m/M_p = 0.5465$$



Elastische Berechnung, charakteristische Lasten

	Normal	Abnormal	Production	
Vertikallast bzw. Normalkraft	23788	23788	23788	KN
Biegemoment	95492	123028	63651	KNm
e/R	0.3936	0.5071	0.2623	



	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

$$M - N \cdot y_0 = \int \sigma(y) \cdot y \cdot dA = E \cdot \int \epsilon(y) \cdot y \cdot dA$$

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

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

$$M - N \cdot y_0 = E \cdot k \cdot \int y^2 \cdot dA = E \cdot k \cdot I(y_0)$$

(I(y₀) and S(y₀) at 0-line)

$$N = E \cdot k \cdot \int y \cdot dA = E \cdot k \cdot S(y_0)$$

$$M / (N \cdot R) = e/R = I(y_0) / (R \cdot S(y_0)) - y_0/R = f_1$$

$$s = N \cdot R \cdot (1 - y_0/R) / S(y_0) = f_2 \cdot N$$

$$f_1 = I(y_0) / (R \cdot S(y_0)) + y_0/R$$

$$f_2 = R \cdot (1 - y_0/R) / S(y_0)$$

	Normal	Abnormal	Production	
Relative Exzentrizität	e/R = f1	0.3936	0.5071	0.2623
Faktor	f2	0.0083	0.0111	0.0063
Max. Bodenpressung	$\sigma = f_2 \cdot N =$	197	265	149
Abstand zw. Mittelachse und Nulllinie	y ₀ =	-5.418	-2.197	-9.715
Klaffen		23.4	39.2	2.4



Tabelle:

i	yo	yo/R	Ao	So	lo	f1=e/R	f2
1	-10.200	-1.000	327	3334	42507	0.2500	0.006119
2	-10.169	-0.997	327	3324	42298	0.2508	0.006128
3	-10.074	-0.988	327	3293	41675	0.2531	0.006157
4	-9.918	-0.972	326	3242	40654	0.2571	0.006206
5	-9.701	-0.951	325	3171	39260	0.2627	0.006276
6	-9.424	-0.924	323	3081	37526	0.2701	0.006368
7	-9.088	-0.891	320	2974	35496	0.2793	0.006486
8	-8.697	-0.853	316	2849	33218	0.2904	0.006632
9	-8.252	-0.809	311	2710	30744	0.3034	0.006810
10	-7.756	-0.760	305	2557	28133	0.3183	0.007022
11	-7.212	-0.707	297	2393	25442	0.3351	0.007275
12	-6.624	-0.649	288	2221	22729	0.3538	0.007575
13	-5.995	-0.588	278	2043	20048	0.3743	0.007927
14	-5.329	-0.522	267	1861	17448	0.3965	0.008343
15	-4.631	-0.454	255	1679	14975	0.4204	0.008832
16	-3.903	-0.383	241	1499	12665	0.4457	0.009409
17	-3.152	-0.309	227	1323	10546	0.4724	0.010091
18	-2.381	-0.233	212	1154	8638	0.5003	0.010901
19	-1.596	-0.156	196	994	6952	0.5292	0.011865
20	-0.800	-0.078	180	845	5491	0.5588	0.013021
21	0.000	0.000	163	707	4251	0.5890	0.014418
22	0.800	0.078	147	583	3220	0.6197	0.016117
23	1.596	0.156	131	473	2381	0.6504	0.018206
24	2.381	0.233	115	376	1717	0.6811	0.020800
25	3.152	0.309	100	293	1203	0.7116	0.024064
26	3.903	0.383	86	223	816	0.7415	0.028230
27	4.631	0.454	72	166	535	0.7706	0.033635
28	5.329	0.522	60	119	337	0.7988	0.040783
29	5.995	0.588	49	83	202	0.8259	0.050447
30	6.624	0.649	39	56	115	0.8516	0.063859
31	7.212	0.707	30	36	62	0.8757	0.083056
32	7.756	0.760	22	22	31	0.8981	0.111574
33	8.252	0.809	16	12	14	0.9187	0.155918
34	8.697	0.853	11	7	6	0.9372	0.228930
35	9.088	0.891	7	3	2	0.9535	0.358365
36	9.424	0.924	4	1	1	0.9675	0.611800
37	9.701	0.951	2	0	0	0.9791	1.18314
38	9.918	0.972	1	0	0	0.9882	2.7829
39	10.074	0.988	0	0	0	0.9947	9.341
40	10.169	0.997	0	0	0	0.9987	74.48
	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.	23788	45890	0.1891	n.v.	
Mean - 1/2 Range	Eq.	23788	11865	0.0489	n.v.	
Mean + 1/2 Range	Last step	23788	91524	0.3772	0.00798	
Mean - 1/2 Range	Last step	23788	-33769	-0.1392	n.v.	
		KN	KNm			

Belastung	Last	(rechts)		(links)		
		Sr	Sl	B'	Ms	Mg
Mean + 1/2 Range	Eq.	18	128	20.400		
Mean - 1/2 Range	Eq.	59	87	20.400		
Mean + 1/2 Range	Last step	0	190	16.108		
Mean - 1/2 Range	Last step	113	32	20.400		
		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	1.052	2.105	3.157	4.209	5.261	6.314	7.366	m
$\sigma(a)$	122	116	111	105	99	94	88	KN/m ²
Q(a)	132	257	377	490	598	700	795	KN
M(a)	70	275	609	1065	1638	2322	3109	KNm

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

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.052	2.105	3.157	4.209	5.261	6.314	7.366	m
$\sigma(a)$	86	84	83	81	80	78	77	KN/m ²
Q(a)	91	180	268	354	438	522	603	KN
M(a)	48	191	426	753	1171	1676	2268	KNm

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

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.052	2.105	3.157	4.209	5.261	6.314	7.366	m
$\sigma(a)$	177	165	153	140	128	115	103	KN/m ²
Q(a)	193	374	541	695	836	964	1079	KN
M(a)	103	402	884	1536	2342	3290	4366	KNm

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

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.052	2.105	3.157	4.209	5.261	6.314	7.366	m
$\sigma(a)$	36	41	45	49	53	57	62	KN/m ²
Q(a)	36	77	122	171	225	283	345	KN
M(a)	19	78	182	335	543	810	1140	KNm

Eigenlast:

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.052	2.105	3.157	4.209	5.261	6.314	7.366	m
$\sigma(a)$	54	54	54	54	54	54	54	KN/m ²
Qg(a)	57	114	172	229	286	343	401	KN
Mg(a)	30	120	271	482	753	1084	1476	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	1.052	2.105	3.157	4.209	5.261	6.314	7.366	m
$\sigma(a)$	23	29	35	40	46	52	57	KN/m ²
Q(a)	22	49	83	122	168	219	277	KN
M(a)	11	48	117	224	376	580	840	KNm

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

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.052	2.105	3.157	4.209	5.261	6.314	7.366	m
$\sigma(a)$	60	61	63	64	66	67	69	KN/m ²
Q(a)	62	126	192	259	327	397	469	KN
M(a)	33	132	299	536	844	1225	1681	KNm

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

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.052	2.105	3.157	4.209	5.261	6.314	7.366	m
$\sigma(a)$	0	0	0	0	11	24	36	KN/m ²
Q(a)	0	0	0	0	6	24	56	KN
M(a)	0	0	0	0	2	17	57	KNm

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

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.052	2.105	3.157	4.209	5.261	6.314	7.366	m
$\sigma(a)$	109	105	101	97	92	88	84	KN/m ²
Q(a)	117	230	338	442	541	636	727	KN
M(a)	62	245	544	954	1472	2092	2809	KNm

Eigenlast:

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.052	2.105	3.157	4.209	5.261	6.314	7.366	m
$\sigma(a)$	54	54	54	54	54	54	54	KN/m ²
Q(a)	57	114	172	229	286	343	401	KN
M(a)	30	120	271	482	753	1084	1476	KNm



Elastische Berechnung, charakteristische Produktionslasten

Last	Last	Vd	Md	e/R = f1	f2	Bem.
Charakteristisch	Extrem	23788	63651	0.262	0.0063	
		KN	KNm			

Leeseite	Last	Sl	Sr	B'	Ms	Mg
Charakteristisch	Extrem	0	149	19.915		
		KN/m ²	KN/m ²	m		

Variationen des Biegemomentes auf der Leeseite:

Biegemomente, charakteristische Extremlasten:

	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.052	2.105	3.157	4.209	5.261	6.314	7.366	m
$\sigma(a)$	141	133	126	118	110	102	94	KN/m ²
Q(a)	153	297	434	562	681	793	896	KN
M(a)	81	319	704	1228	1883	2659	3548	KNm

Eigenlast:

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.052	2.105	3.157	4.209	5.261	6.314	7.366	m
$\sigma(a)$	54	54	54	54	54	54	54	KN/m ²
Qg(a)	57	114	172	229	286	343	401	KN
Mg(a)	30	120	271	482	753	1084	1476	KNm



Zusammenstellung der Lasten in UK Fundament:

Gesamtlast infolge der Betonteile

Wichte des Betons $\gamma_c = 22.50 \text{ KN/m}^3$
 $F_{zc} = 11962 \text{ KN}$

Bodenaufplast bzw. Auffüllung

Wichte der Bodenaufplast min $\gamma_b = 16.20 \text{ KN/m}^3$
 max $\gamma_b = 20.70 \text{ KN/m}^3$
 min $F_{zb} = 6445 \text{ KN}$
 max $F_{zb} = 8235 \text{ KN}$

Auftrieb

$F_{zw} = -66 \text{ KN}$

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

Betrachtete Lastfälle: Lastbericht 0050-4315

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	784	1160	525
F_z *)	5326	5326	5447
	KN	KN	KN
M_x	93040	119400	62009
M_y	0	0	0
M_z	6408	7174	2115
	KNm	KNm	KNm

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

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

Hebelarm der Horizontallast $e_q = L2 - L1 = 3.128 \text{ m}$

Lastfall	Normal	Abnormal	"Klaffende Fuge"
Lasttyp	Extrem	Extrem	(DLC D.2 gem. Anm. DIBt-RiLi 2012)
min V_k	23667	23667 *)	23788 *)
max V_k	25523	25523	25644
max H_k	784	1160	525
	KN	KN	KN
max $M_{res,k}$	95492	123028 *)	63651 *)
max $M_{z,k}$	6408	7174	2115
	KNm	KNm	KNm

Turm, Fundam., min. Bodenaufplast, Auftrieb
 Turm, Fundam., max. Bodenaufplast
 Horizontallast
 Resultierendes Biegemoment
 Torsionsmoment

*) diese Werte sind auch auf Seite 1.11 der statischen Berechnung 0058-0973.V00 ersichtlich.



Vestas Wind Systems A/S

Flachgründung der WKA - Standsicherheit

V117 3.3MW 116.5m Mk2 DIBtS

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

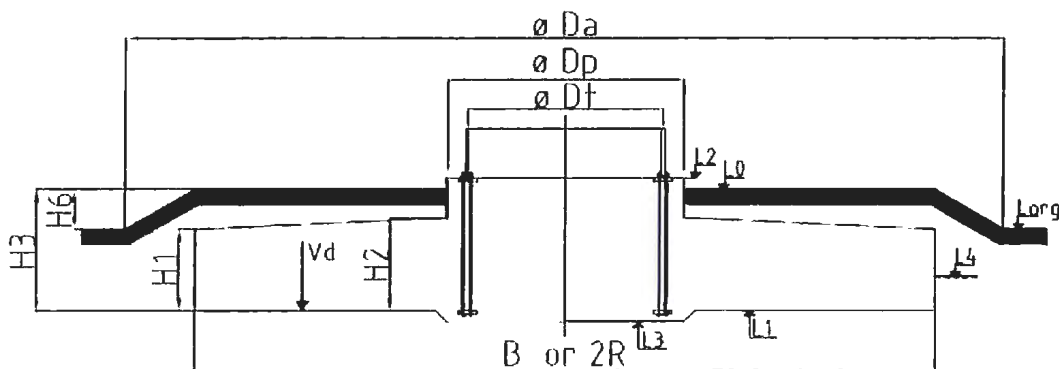
Hinweis:

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

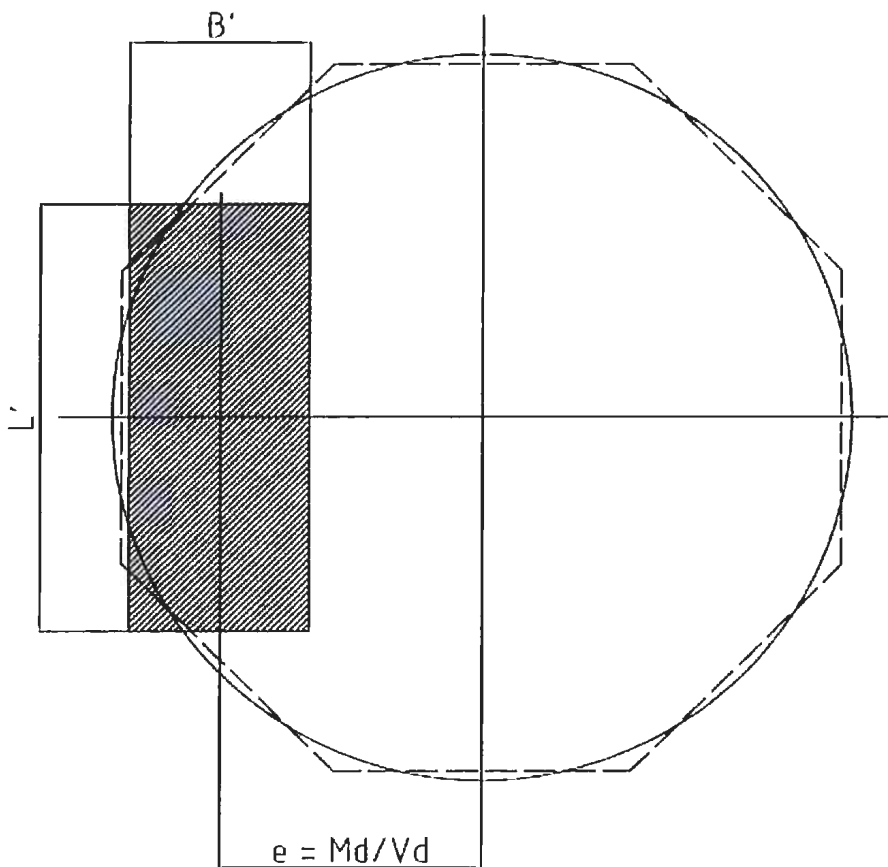
Der Oberkante der Sauberkeitsschicht ist im Zentrumsbereich gegenüber dem angrenzenden Bereich abzusenken. Entweder ist eine konstante Tiefe auszuheben und anschließend eine Sauberkeitsschicht herzustellen, die im Zentrumsbereich eine geringere Dicke als im umliegenden Bereich aufweist, oder der Zentrumsbereich 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 65 N/mm² erreicht haben. Weitere Angaben hinsichtlich des Vorspannens sind der Genehmigungszeichnung des Ankerkorbes 0058-0979.V00 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



Cross section



Top view



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 Bodenauflast	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		$k_{\varphi, dyn, min} =$	38.00 GNm/rad
Geländeoberkante außerhalb den Turm		$L_0 =$	0.000 m
Ursprüngliche Geländeoberkante		$L_{org} =$	0.000 m
Unterkante Fundament, außerhalb v. Zentrumsbereich		$L_1 =$	-2.798 m
Oberkante Fundamente (bzw. Sockel)		$L_2 =$	0.330 m
Unterkante Fundament, im Zentrumsbereich		$L_3 =$	-3.060 m
Grundwasserspiegel		$L_4 =$	-2.798 m
Radius des Fundamentes		$R =$	10.200 m
Oktogonale Breite		$B =$	20.400 m
Fundamenthöhe am Außenrand		$H_1 =$	0.850 m
Fundamenthöhe am Übergang zum Sockel		$H_2 =$	2.400 m
Einbindetiefe in den gewachsenen Baugrund *)		$H_3 =$	2.798 m
Gesamthöhe des Fundamentes		$H_4 =$	3.390 m
Durchmesser der Sockels		$D_p =$	5.668 m
Radius des Sockels		$r =$	2.834 m
Mittlerer Durchmesser des Turmfußflansches		$D_t =$	4.000 m

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



Lasten:

Lastbericht

0050-4315

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	784	1160	525	241	495	488	-6
Fz *)	5326	5326	5447	0	0	0	0
	KN	KN		KN	KN	KN	KN
Mx	93040	119400	62009	28124	32478	44363	11885
My	0	0	0	0	0	0	0
Mz	6408	7174	2115	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: $M = M_{mean} +/- 1/2 * \Delta M_{range}$

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. V_f	1.0
Fx	0
Fy	525
Fz	5447
	KN
Mx	62009
My	0
Mz	2115
	KNm



Lastkollektiv:

Nr.	F _m	ΔF	M _m	ΔM	n	Σn
1	241	1197	28124	121550	2.92E+00	2.92E+00
2	241	1149	28124	116690	2.92E+00	5.83E+00
3	241	1101	28124	111820	2.15E+01	2.73E+01
4	241	1053	28124	106960	8.75E+00	3.60E+01
5	241	1005	28124	102100	3.50E+01	7.10E+01
6	241	957	28124	97239	1.86E+01	8.96E+01
7	241	909	28124	92377	4.89E+01	1.39E+02
8	241	862	28124	87515	9.15E+01	2.30E+02
9	241	814	28124	82653	1.11E+02	3.41E+02
10	241	766	28124	77791	1.64E+02	5.06E+02
11	241	718	28124	72929	5.47E+02	1.05E+03
12	241	670	28124	68067	1.91E+03	2.96E+03
13	241	622	28124	63205	3.12E+03	6.08E+03
14	241	574	28124	58343	1.01E+04	1.62E+04
15	241	527	28124	53481	3.03E+04	4.65E+04
16	241	479	28124	48619	1.30E+05	1.77E+05
17	241	431	28124	43757	2.79E+05	4.56E+05
18	241	383	28124	38895	6.30E+05	1.09E+06
19	241	335	28124	34033	9.53E+05	2.04E+06
20	241	287	28124	29172	1.70E+06	3.74E+06
21	241	239	28124	24310	3.12E+06	6.86E+06
22	241	191	28124	19448	6.10E+06	1.30E+07
23	241	144	28124	14586	1.68E+07	2.98E+07
24	241	96	28124	9724	7.83E+07	1.08E+08
25	241	48	28124	4862	3.81E+08	4.89E+08
Last	241	1197	28124	121550	Sum	4.89E+08
	KN	KN	KNm	KNm		

F_m, M_m Einwirkungen F und M des Lastfalles "Mittelwert" ("Mean Load")
 ΔFy, ΔMx Schwingweiten ("Ranges") der Komponenten F und M des Lastkollektives
 n Lastspielzahl ("number of load cycles") für ΔMx



Teilsicherheitsbeiwerte:

Teilsicherheitsbeiwerte für:	Norm	Zeichen	GZT	GZT	GZG	GZT
			BEM&GEO	BEM&GEO		STAB
			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 $\tan \phi'$, 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 angenommenen 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	$Fz1 = \gamma_c \cdot \pi \cdot R^2 \cdot H1 =$	6251 KN
Kreisegelstumpf	$Fz2 = \gamma_c \cdot \pi/3 \cdot (R^2 + R \cdot r + r^2) \cdot (H2-H1) =$	5149 KN
Sockel	$Fz3 = \gamma_c \cdot \pi \cdot r^2 \cdot (L2-L1-H2) =$	413 KN
Ausklinkung im Zentrum (unten)	$Fz4 = \gamma_c \cdot \pi \cdot r^2 \cdot (L1-L3) =$	149 KN
Gesamtlast infolge der Betonteile		Fzc = 11962 KN

Bodenaufplast bzw. Auffüllung

min.	$Fzb = \gamma_b \cdot (\pi \cdot R^2 \cdot (L0-L1-H1) - Fz2 / \rho_c - \pi \cdot r^2 \cdot (L0-L1-H2)) =$	6445 KN
max.	$Fzb = \gamma_b \cdot (\pi \cdot R^2 \cdot (L0-L1-H1) - Fz2 / \rho_c - \pi \cdot r^2 \cdot (L0-L1-H2)) =$	8235 KN

Auftrieb

$Fzw = 10 \cdot \pi \cdot [(R^2 - Rc^2) \cdot \text{Max}(L4-L1, 0) + Rc^2 \cdot \text{Max}(L4-L3, 0)] = -66 \text{ KN}$

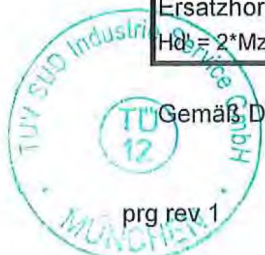
Eigenlast des Turmes

Fzt = 5447 KN

		Normal	Abnormal	Production	
Res. Horizontallast	$H = (Fx^2 + Fy^2)^{0.5}$	784	1160	525	KN
Hebelarm der Horizontallast	$e_q = L2 - L1$	3.13	3.13	3.13	m
Res. Biegemoment	$M = (Mx^2 + My^2)^{0.5}$	93040	119400	62009	KNm
Biegemoment in UK Fund.	$\Sigma M = H \cdot e_q + M$	95492	123028	63651	KNm
Torsionsmoment	Mz	6408	7174	2115	KNm

	Normal	Abnormal	Production	
Eigenlast (Designwert), Min. Bodenaufplast	22598	22598	23788	KN
Vd				
Biegemoment (Designwert)	128914	135331	63651	KN
Md				
Exzentrizität der Vertikal- bzw. Eigenlast	5.70	5.99	2.68	m
$e = Md/Vd$				
Effektive Fläche (Ersatzfläche)	106.88	97.39	218.94	m ²
$A' = 2 \cdot [R^2 \cdot \text{Arccos}(e/R) - e \cdot (R^2 - e^2)^{0.5}]$				
Hauptachse	8.99	8.42	15.05	m
$b_e = 2 \cdot (R - e)$				
Hauptachse	16.91	16.51	19.69	m
$l_e = 2 \cdot R \cdot (1 - (1 - b_e / (2 \cdot R))^2)^{0.5}$				
Länge der (rechteckigen) Ersatzfläche	14.18	13.82	16.92	m
$L' = (A' \cdot l_e / b_e)^{0.5}$				
Breite der (rechteckigen) Ersatzfläche	7.54	7.05	12.94	m
$B' = L' \cdot b_e / l_e$				
Bodenpressung	211	232	109	KN/m ²
$\sigma = Vd / A'$				
Horizontallast (Designwert)	1058	1276	525	KN
Hd				
Ersatzhorizontallast infolge Torsion	2835	2855	832	KN
$Hd^5 = 2 \cdot Mz / L' + (Hd^2 + (2 \cdot Mz / L')^2)^{0.5}$				

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



prg rev 1

Tragfähigkeit, normale Exzentrizität:

$$e < 0.6 * R = 6.12 \text{ m}$$

	Normal	Abnormal	Production	
Reibungswinkel $\varphi_d = \text{Arctan}(\tan(\varphi) / \gamma_c)$	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'	50.36	50.36	50.36	KN/m ²
Gesamtbodenpressung in UK Fundament q	50.36	50.36	50.36	KN/m ²
Tragfähigkeitsbeiwert N_q $N_q = e^{\pi * \tan(\varphi_d)} * \tan^2(45 + \varphi_d/2)$	1.00	1.00	1.00	
Tragfähigkeitsbeiwert N_v $N_v = 2 * (N_q - 1) * \tan(\varphi_d)$	0.00	0.00	0.00	
Tragfähigkeitsbeiwert N_{co} $N_{co} = 2 + \pi$	5.14	5.14	5.14	
Formbeiwert s_q $s_q = 1 + B' / L' * \sin(\varphi_d)$	1.0000	1.0000	1.0000	
Formbeiwert s_v $s_v = 1 - 0.3 * B' / L'$	0.8405	0.8470	0.7707	
Formbeiwert s_{co} $s_{co} = 1 + 0.2 * B' / L'$	1.1063	1.1020	1.1529	
Exponent $m = (2 + B' / L') / (1 + B' / L')$	1.653	1.662	1.567	
Neigungsbeiwert i_q $i_q = [1 - Hd / Vd]^m$	0.9238	0.9079	0.9656	
Neigungsbeiwert i_v $i_v = (1 - Hd / Vd)^{(m+1)}$	0.8805	0.8566	0.9443	
Neigungsbeiwert i_{co} $i_{co} = 0.5 * \{1 + \sqrt{[1 - Hd / (A' * C_{ud})]}\}$	0.7902	0.7980	0.9806	
Tragfähigkeit, drainiert (Sand) $R/A' = q' * N_q * s_q * i_q + 0.5 * \gamma' * B' * N_v * s_v * i_v$	0	0	0	KN/m ²
Tragfähigkeit, undrainiert (Clay) $R/A' = N_{co} * C_{ud} * s_{co} * i_{co} + q'$	230	256	341	KN/m ²

Gemäß DIN EN 1997-1:1994, Anhang D



Tragfähigkeit, extreme Exzentrizität:

$$e > 0.6 \cdot R = 6.12 \text{ m}$$

	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'	50.36	50.36	50.36	KN/m ²
Gesamtbodenpressung in UK Fundament q	50.36	50.36	50.36	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 $s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot B' / L'$	0.8405	0.8470	0.7707	
Formbeiwert s_{co} $s_{co} = 1 + 0.2 \cdot B' / L'$	1.1063	1.1020	1.1529	
Neigungsbeiwert i_q $i_q = 1 + Hd / Vd$	1.0468	1.0565	1.0221	
Neigungsbeiwert i_γ $i_\gamma = i_q^2$	1.0958	1.1161	1.0446	
Neigungsbeiwert i_{co} $i_{co} = \sqrt{0.5 + 0.5 \cdot \sqrt{1 + Hd / (A' \cdot C_{ud})}}$	1.0700	1.0683	1.0093	
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) $R/A' = N_{co} \cdot C_{ud} \cdot s_{co} \cdot i_{co} \cdot 1.05$	256	289	314	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 $R_d = A' \cdot C_{ud}$	4275	4427	10947	KN
Gleitwiderstand, undrainiert $R_d = 0.4 \cdot V_d$	9039	9039	9515	KN



Ergebnis:

	Normal	Abnormal	Production	
Bodenpressung	211	232	109	KN/m ²
Tragfähigkeit, normale Exzentrizität	230	256	341	KN/m ²
Tragfähigkeit, normale Exzentrizität	256	289		KN/m ²
Tragfähigkeit erfüllt	OK	OK	OK	

	Normal	Abnormal	Production	
Ersatzhorizontallast infolge Torsion	2835	2855	832	KN
Gleitwiderstand	4275	4427	9515	KN
Gleitsicherheit erfüllt	OK	OK	OK	

Gesamtstabilität

		Vd	e	M=Vd*e
Stabilisierende Kräfte	Turm	4902	10.200	50005
	Fundament	10766	10.200	109809
	Min. Bodenauflast	5800	10.200	59164
	Auftrieb	-66	10.200	-674
Stabilisierendes Moment				218303

Lastfall "Normal":

		Hd	e	M
Einwirkendes Moment	Turmfuß			125604
	Horizontallast	1058	3.13	3310
Einwirkendes Gesamtmoment				128914

Sicherheit gegen Kippen

$\gamma = 1.69$

Lastfall "Abnormal":

		Hd	e	M
Einwirkendes Moment	Turmfuß			131340
	Horizontallast	1276	3.13	3991
Einwirkendes Gesamtmoment				135331

Sicherheit gegen Kippen

$\gamma = 1.61$



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 =	23788	KN
Biegemoment in Unterkante Fundament	M =	123028	KNm

Max. Exzentrizität	e = M/V =	5.172	m
	< 0.59 * R =	6.018	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 =	5447	KN
Eigenlast Fundament, Betonwicht 24 KN/m ³	Vc = Fzc * 24 / 22.5 =	12759	KN
Eigenlast Min. Bodenauflast	Vb = Fzb * 16.2 / 16.2 =	6445	KN
Auftrieb	Va =	-66	KN
<hr/>			
Eigenlast Turm, Fundament, Min. Bodenauflast und Auftrieb	V =	24585	KN
Biegemoment in Unterkante Fundament	M =	63651	KNm

Max. Exzentrizität	e = M/V =	2.589	m
	< 0.25 * R =	2.550	m
		No *)	
		*) akzeptabel	

Tragfähigkeit des Baugrundes:

Max. (Bemessungs-)Bodenpressung, plastisch Verformung	$\sigma_{allow} > \sigma_{work} =$	232	KN/m ²
		Seite 1.10	

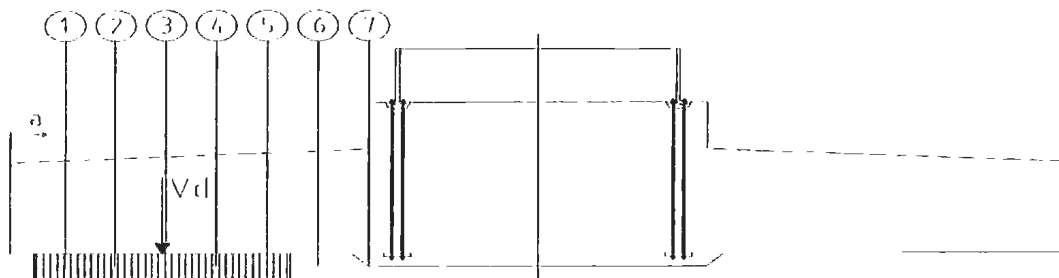
Max. charakteristische Bodenpressung, elastische Verf.	$\sigma_{allow} > \sigma_{work} =$	265	KN/m ²
		Seite 1.15	

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	0.00	0.00	KN/m ²
Bodenpressung, auf Ersatzfläche	232	232	KN/m ²

Bodenpressung für Lastfall Abnormal $\sigma = 232 \text{ KN/m}^2$
 Fundamentplatte, Min. Bodenauflast und Auftrieb $\sigma = 54 \text{ KN/m}^2$
 Fundamentplatte, Max. Bodenauflast und Auftrieb $\sigma = 60 \text{ KN/m}^2$

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

Aus Bodenpressung:

	1	2	3	4	5	6	7	
a	0.687	1.052	2.105	3.157	4.209	5.261	6.314	m
To	1.052	2.105	3.157	4.209	5.261	6.314	7.366	m
Qi	0	85	329	573	817	1061	1306	KN
Qi+1	85	329	573	817	1061	1306	1550	KN
Mi	0	15	233	707	1439	2427	3673	KNm
Mi+1	15	233	707	1439	2427	3673	5175	KNm

Fundamentplatte, Min. Bodenauflast und Auftrieb:

	1	2	3	4	5	6	7	
a	0.000	1.052	2.105	3.157	4.209	5.261	6.314	m
To	1.052	2.105	3.157	4.209	5.261	6.314	7.366	m
gi	50.68	52.08	53.47	54.87	56.26	57.66	59.05	KN/m ²
gi+1	52.08	53.47	54.87	56.26	57.66	59.05	60.45	KN/m ²
Qi	0	54	110	167	225	285	346	KN
Qi+1	54	110	167	225	285	346	409	KN
Mi	0	28	115	260	466	734	1067	KNm
Mi+1	28	115	260	466	734	1067	1464	KNm



Fundamentplatte, Max. Bodenauflast und Auftrieb:

	1	2	3	4	5	6	7	
a	0.000	1.052	2.105	3.157	4.209	5.261	6.314	m
To	1.052	2.105	3.157	4.209	5.261	6.314	7.366	m
g _i	60.72	61.45	62.19	62.92	63.65	64.38	65.11	KN/m ²
g _{i+1}	61.45	62.19	62.92	63.65	64.38	65.11	65.84	KN/m ²
Q _i	0	59	119	179	241	303	366	KN
Q _{i+1}	59	119	179	241	303	366	429	KN
M _i	0	31	125	281	502	788	1140	KNm
M _{i+1}	31	125	281	502	788	1140	1558	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}	31	219	406	592	776	959	1140	KN
M _{i+1}	-13	118	448	973	1693	2606	3711	KNm



Drehfedersteifigkeit des Fundamentes, keine klaffende Sohlfuge

(gemäß Betonkalender 1978, Teil II)

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

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

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

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

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

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

Min. erf. dyn. Drehfedersteifigkeit: $k_{\varphi,dyn,min} = 3.80E+10 \text{ Nm/rad}$

Nominale dyn. Drehfedersteifigkeit: $k_{\varphi,dyn,nom} = 1.20E+11 \text{ Nm/rad}$
(gemäß Fundamentlastenheft 0050-4315)

Zugrunde gelegte Schiefstellung zur Berücksichtigung zus. Effekte aus Theorie II. Ordnung aus der im Gegensatz zur gesamt dynamischen Berechnung geringeren Drehfedersteifigkeit bei Nachweisen gegen Festigkeits- und Stabilitätsversagen = $\tan(M_x/k_{\varphi,stat} - M_x/k_{\varphi,dyn,nom}) = 0.006 \text{ m/m}$
(gemäß Fundamentlastenheft 0050-4315)

mit M_x aus Lastfall Normal

$k_{\varphi,stat} = \max [M_x / (ATAN (0.006) + M_x / K_{\varphi,dyn,nom}), K_{\varphi,dyn,min} / 5]$

Min. erf. stat. Drehfedersteifigkeit: $k_{\varphi,stat} = 1.37E+10 \text{ Nm/rad}$

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	
$E_{s,dyn}$	27719	28647	30213	32899	37822	48341	81240	KN/m²
$E_{s,stat}$	10017	10352	10918	11889	13668	17469	29358	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 =	63651	KNm
Max. Bodenpressung (Außenkante Fundament): (Seite 1.15)	σ_{max} =	149	KN/m ²
Min. Bodenpressung: (Seite 1.15)	σ_{min} =	0	KN/m ²
Bereichsbreite unter Pressung (keine klaffende Sohlfuge)	Weff =	19.915	m
Poissonzahl (Querdehnzahl)	ν =	0.4	
Dyn. Steifemodul des Bodens	'Clay' $E_{s,dyn}$ =	48341	KN/m ²
E-Modul des Bodens	$E = E_{s,dyn} * (1 - \nu - 2*\nu^2) / (1 - \nu)$ =	22559	KN/m ²
G-Modul des Bodens	$G = E / [2 * (1 + \nu)]$ =	8057	KN/m ²
Federsteifigkeit des Bodens	$C_M = 32 * G / (3 * \pi * (1 - \nu) * R)$ =	4470	KN/m
Vertikale Deformation an der Außenkante	$\delta_v = (\sigma_{max} - \sigma_{min}) / C_M$ =	0.03337	m
Verdrehung	φ =	0.00168	rad
Dyn. Drehfedersteifigkeit	$k_{\varphi,dyn}$ =	3.80E+10	Nm/rad
Abminderung der Drehfedersteifigkeit infolge Klaffen der Sohlfuge	r =	0.9995	



NUR ZUR INFORMATION:

Abgeschätzte elastische Verformungen, charakteristische Extremlast: Clay

	Dyn.	Mittel	Stat.	
Steifemodul des Bodens nach Drehfederst.	48341	34339	17469	KN/m ²
Poisonzahl	0.40	0.40	0.40	
G-Modul des Bodens	8057	5723	2912	KN/m ²
Biegemoment aus Lastfall Normal	95492	95492	95492	KNm
Max. Bodenpressung	197	197	197	KN/m ²
Min. Bodenpressung	0	0	0	KN/m ²
Effektive Fundamentbreite	14.98	14.98	14.98	m
Federsteifigkeit des Bodens C _M	4470	3175	1615	KN/m
Vertikale Deformation an der Außenkante	0.044	0.062	0.122	m
Fundamentverdrehung	2.9	4.1	8.1	mm/m
Fundamentverdrehung	0.169	0.237	0.467	deg.

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"):

$$M_m = 28124 \text{ KNm}$$

Biegemoment aus LF "Production":

$$M_p = 62009 \text{ KNm}$$

Statischer Anteil:

$$M_m/M_p = 0.4535$$

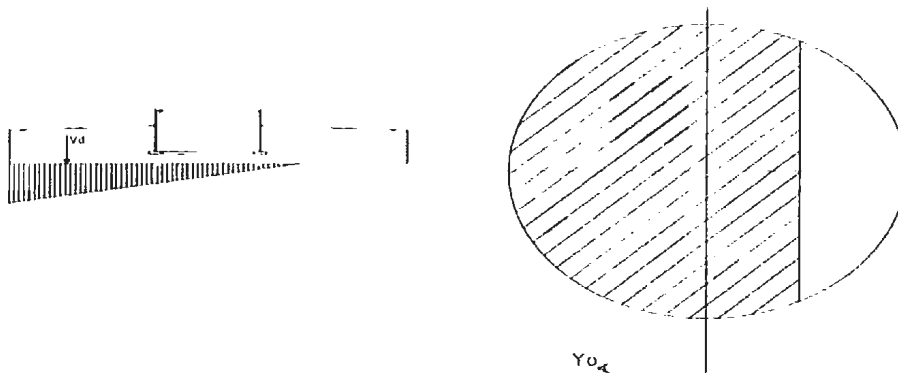
Dynamischer Anteil:

$$1 - M_m/M_p = 0.5465$$



Elastische Berechnung, charakteristische Lasten

	Normal	Abnormal	Production	
Vertikallast bzw. Normalkraft	23788	23788	23788	KN
Biegemoment	95492	123028	63651	KNm
e/R	0.3936	0.5071	0.2623	



	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 $e/R > 1/4$ $M - N \cdot y_0 = \int \sigma(y) \cdot y \cdot dA = E \cdot \int \epsilon(y) \cdot y \cdot dA$

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

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

$$M - N \cdot y_0 = E \cdot k \cdot \int y^2 \cdot dA = E \cdot k \cdot I(y_0)$$

(I(y₀) and S(y₀) at 0-line)

$$N = E \cdot k \cdot \int y \cdot dA = E \cdot k \cdot S(y_0)$$

$$M / (N \cdot R) = e/R = I(y_0) / (R \cdot S(y_0)) - y_0/R = f1$$

$$s = N \cdot R \cdot (1 - y_0/R) / S(y_0) = f2 \cdot N$$

$$f1 = I(y_0) / (R \cdot S(y_0)) + y_0/R$$

$$f2 = R \cdot (1 - y_0/R) / S(y_0)$$

	Normal	Abnormal	Production		
Relative Exzentrizität	e/R = f1	0.3936	0.5071	0.2623	
Faktor	f2	0.0083	0.0111	0.0063	
Max. Bodenpressung	$\sigma = f2 \cdot N =$	197	265	149	KN/m ²
Abstand zw. Mittelachse und Nulllinie	y ₀ =	-5.418	-2.197	-9.715	m
Klaffen		23.4	39.2	2.4	%



Tabelle:

i	yo	yo/R	Ao	So	lo	f1=e/R	f2
1	-10.200	-1.000	327	3334	42507	0.2500	0.006119
2	-10.169	-0.997	327	3324	42298	0.2508	0.006128
3	-10.074	-0.988	327	3293	41675	0.2531	0.006157
4	-9.918	-0.972	326	3242	40654	0.2571	0.006206
5	-9.701	-0.951	325	3171	39260	0.2627	0.006276
6	-9.424	-0.924	323	3081	37526	0.2701	0.006368
7	-9.088	-0.891	320	2974	35496	0.2793	0.006486
8	-8.697	-0.853	316	2849	33218	0.2904	0.006632
9	-8.252	-0.809	311	2710	30744	0.3034	0.006810
10	-7.756	-0.760	305	2557	28133	0.3183	0.007022
11	-7.212	-0.707	297	2393	25442	0.3351	0.007275
12	-6.624	-0.649	288	2221	22729	0.3538	0.007575
13	-5.995	-0.588	278	2043	20048	0.3743	0.007927
14	-5.329	-0.522	267	1861	17448	0.3965	0.008343
15	-4.631	-0.454	255	1679	14975	0.4204	0.008832
16	-3.903	-0.383	241	1499	12665	0.4457	0.009409
17	-3.152	-0.309	227	1323	10546	0.4724	0.010091
18	-2.381	-0.233	212	1154	8638	0.5003	0.010901
19	-1.596	-0.156	196	994	6952	0.5292	0.011865
20	-0.800	-0.078	180	845	5491	0.5588	0.013021
21	0.000	0.000	163	707	4251	0.5890	0.014418
22	0.800	0.078	147	583	3220	0.6197	0.016117
23	1.596	0.156	131	473	2381	0.6504	0.018206
24	2.381	0.233	115	376	1717	0.6811	0.020800
25	3.152	0.309	100	293	1203	0.7116	0.024064
26	3.903	0.383	86	223	816	0.7415	0.028230
27	4.631	0.454	72	166	535	0.7706	0.033635
28	5.329	0.522	60	119	337	0.7988	0.040783
29	5.995	0.588	49	83	202	0.8259	0.050447
30	6.624	0.649	39	56	115	0.8516	0.063859
31	7.212	0.707	30	36	62	0.8757	0.083056
32	7.756	0.760	22	22	31	0.8981	0.111574
33	8.252	0.809	16	12	14	0.9187	0.155918
34	8.697	0.853	11	7	6	0.9372	0.228930
35	9.088	0.891	7	3	2	0.9535	0.358365
36	9.424	0.924	4	1	1	0.9675	0.611800
37	9.701	0.951	2	0	0	0.9791	1.18314
38	9.918	0.972	1	0	0	0.9882	2.7829
39	10.074	0.988	0	0	0	0.9947	9.341
40	10.169	0.997	0	0	0	0.9987	74.48
	m		m ²	m ³	m ⁴		



prg rev 1

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.	23788	45890	0.1891	n.v.	
Mean - 1/2 Range	Eq.	23788	11865	0.0489	n.v.	
Mean + 1/2 Range	Last step	23788	91524	0.3772	0.00798	
Mean - 1/2 Range	Last step	23788	-33769	-0.1392	n.v.	
		KN	KNm			

Belastung	Last	(rechts)	(links)	B'	Ms	Mg
		Sr	Sl			
Mean + 1/2 Range	Eq.	18	128	20.400		
Mean - 1/2 Range	Eq.	59	87	20.400		
Mean + 1/2 Range	Last step	0	190	16.108		
Mean - 1/2 Range	Last step	113	32	20.400		
		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	1.052	2.105	3.157	4.209	5.261	6.314	7.366	m
$\sigma(a)$	122	116	111	105	99	94	88	KN/m ²
Q(a)	132	257	377	490	598	700	795	KN
M(a)	70	275	609	1065	1638	2322	3109	KNm

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

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.052	2.105	3.157	4.209	5.261	6.314	7.366	m
$\sigma(a)$	86	84	83	81	80	78	77	KN/m ²
Q(a)	91	180	268	354	438	522	603	KN
M(a)	48	191	426	753	1171	1676	2268	KNm

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

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.052	2.105	3.157	4.209	5.261	6.314	7.366	m
$\sigma(a)$	177	165	153	140	128	115	103	KN/m ²
Q(a)	193	374	541	695	836	964	1079	KN
M(a)	103	402	884	1536	2342	3290	4366	KNm

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

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.052	2.105	3.157	4.209	5.261	6.314	7.366	m
$\sigma(a)$	36	41	45	49	53	57	62	KN/m ²
Q(a)	36	77	122	171	225	283	345	KN
M(a)	19	78	182	335	543	810	1140	KNm

Eigenlast:

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.052	2.105	3.157	4.209	5.261	6.314	7.366	m
$\sigma(a)$	54	54	54	54	54	54	54	KN/m ²
Qg(a)	57	114	172	229	286	343	401	KN
Mg(a)	30	120	271	482	753	1084	1476	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	1.052	2.105	3.157	4.209	5.261	6.314	7.366	m
$\sigma(a)$	23	29	35	40	46	52	57	KN/m ²
Q(a)	22	49	83	122	168	219	277	KN
M(a)	11	48	117	224	376	580	840	KNm

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

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.052	2.105	3.157	4.209	5.261	6.314	7.366	m
$\sigma(a)$	60	61	63	64	66	67	69	KN/m ²
Q(a)	62	126	192	259	327	397	469	KN
M(a)	33	132	299	536	844	1225	1681	KNm

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

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.052	2.105	3.157	4.209	5.261	6.314	7.366	m
$\sigma(a)$	0	0	0	0	11	24	36	KN/m ²
Q(a)	0	0	0	0	6	24	56	KN
M(a)	0	0	0	0	2	17	57	KNm

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

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.052	2.105	3.157	4.209	5.261	6.314	7.366	m
$\sigma(a)$	109	105	101	97	92	88	84	KN/m ²
Q(a)	117	230	338	442	541	636	727	KN
M(a)	62	245	544	954	1472	2092	2809	KNm

Eigenlast:

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.052	2.105	3.157	4.209	5.261	6.314	7.366	m
$\sigma(a)$	54	54	54	54	54	54	54	KN/m ²
Q(a)	57	114	172	229	286	343	401	KN
M(a)	30	120	271	482	753	1084	1476	KNm



Elastische Berechnung, charakteristische Produktionslasten

Last	Last	Vd	Md	e/R = f1	f2	Bem.
Charakteristisch	Extrem	23788	63651	0.262	0.0063	
		KN	KNm			

Leeseite	Last	Sl	Sr	B'	Ms	Mg
Charakteristisch	Extrem	0	149	19.915		
		KN/m ²	KN/m ²	m		

Variationen des Biegemomentes auf der Leeseite:

Biegemomente, charakteristische Extremlasten:

	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.052	2.105	3.157	4.209	5.261	6.314	7.366	m
$\sigma(a)$	141	133	126	118	110	102	94	KN/m ²
Q(a)	153	297	434	562	681	793	896	KN
M(a)	81	319	704	1228	1883	2659	3548	KNm

Eigenlast:

	1	2	3	4	5	6	7	
Bis	1.052	2.105	3.157	4.209	5.261	6.314	7.366	m
$\sigma(a)$	54	54	54	54	54	54	54	KN/m ²
Qg(a)	57	114	172	229	286	343	401	KN
Mg(a)	30	120	271	482	753	1084	1476	KNm



Zusammenstellung der Lasten in UK Fundament:

Gesamtlast infolge der Betonteile

Wichte des Betons $\gamma_c = 22.50 \text{ KN/m}^3$
 $F_{zc} = 11962 \text{ KN}$

Bodenauflast bzw. Auffüllung

Wichte der Bodenauflast min $\gamma_b = 16.20 \text{ KN/m}^3$
 max $\gamma_b = 20.70 \text{ KN/m}^3$
 min $F_{zb} = 6445 \text{ KN}$
 max $F_{zb} = 8235 \text{ KN}$

Auftrieb

$F_{zw} = -66 \text{ KN}$

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

Betrachtete Lastfälle: Lastbericht 0050-4315

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	784	1160	525
F_z *)	5326	5326	5447
	KN	KN	KN
M_x	93040	119400	62009
M_y	0	0	0
M_z	6408	7174	2115
	KNm	KNm	KNm

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

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

Hebelarm der Horizontallast $e_q = L2 - L1 = 3.128 \text{ m}$

Lastfall	Normal	Abnormal	"Klaffende Fuge"	
Lasttyp	Extrem	Extrem	(DLC D.2 gem.	
Anm.			DIBt-RiLi 2012)	
min V_k	23667	23667 *)	23788 *)	Turm, Fundam., min. Bodenauflast, Auftrieb
max V_k	25523	25523	25644	Turm, Fundam., max. Bodenauflast
max H_k	784	1160	525	Horizontallast
	KN	KN	KN	
max $M_{res,k}$	95492	123028 *)	63651 *)	Resultierendes Biegemoment
max $M_{z,k}$	6408	7174	2115	Torsionsmoment
	KNm	KNm	KNm	

*) diese Werte sind auch auf Seite 1.11 der statischen Berechnung 0058-0973.V00 ersichtlich.



Vestas Wind Systems A/S

Flachgründung der WKA - Bemessung

V117 3.3MW 116.5m Mk2 DIBtS

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 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:

C50/60
(Sockel)

C35/45
(Platte)

Material	Güte	Begriff	Symbol	Festigkeit	Festigkeit	Einheit
Beton	C35 & C50	Druckfestigkeit	f_{ck}	50	35	N/mm ²
		mittlere Zugfestigkeit	f_{ctm}	4.07	3.21	N/mm ²
		"Untere" Zugfestigkeit	$f_{ctk,0,05}$	2.85	2.25	N/mm ²
		"Obere" Zugfestigkeit	$f_{ctk,0,95}$	5.29	4.17	N/mm ²
		Schubfestigkeit	$C_{Rd,k}$	0.21	0.21	N/mm ²
		Ermüdungsfestigkeit *)	$f_{ck,fat}$	34.00	25.59	N/mm ²
Mörtel	C80/95	Mittlerer E-Modul	E_{cm}	37278	34077	N/mm ²
		Druckfestigkeit	f_{gk}		80	N/mm ²
		Ermüdungsfestigkeit *)	$f_{gk,fat}$		46.24	N/mm ²
Stahl (Stab)	S500	E-Modul	E_g		55000	N/mm ²
		Streckgrenze	f_{yk}		500	N/mm ²
Stahl (Platte)	S355	E-Modul	E_s		200000	N/mm ²
		Streckgrenze	f_{yk}		355	N/mm ²
Anchor	10.9	E-Modul	E_s		210000	N/mm ²
		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:

C50/60

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

$c_{nom} = 60$ mm

Mindestbetondeckung gem. DIN EN 1992-1/NA

$c_{min} = 40$ mm

Betondeckung im Sockel für Zusatzbewehrung $\varnothing 16$

$c_{min} = 44$ mm

Mindestschubbewehrungsgrad für Platten

$\rho_s = 0.0009200$

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:

0050-4315

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	1160	241	495	488	-6
F _z	5326	0	0	0	0
	KN	KN	KN	KN	KN
M _x	119400	28124	32478	44363	11885
M _y	0	0	0	0	0
M _z	7174	0	0	0	0
	KNm	KNm	KNm	KNm	KNm

Lastkollektiv:

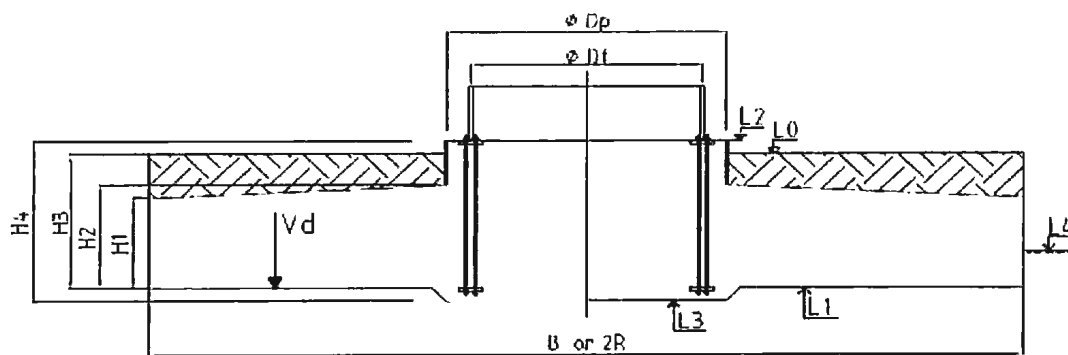
Stufe	F _m	ΔF	M _m	ΔM	n	Σn
1	241	1197	28124	121550	2.92E+00	2.92E+00
2	241	1149	28124	116690	2.92E+00	5.83E+00
3	241	1101	28124	111820	2.15E+01	2.73E+01
4	241	1053	28124	106960	8.75E+00	3.60E+01
5	241	1005	28124	102100	3.50E+01	7.10E+01
6	241	957	28124	97239	1.86E+01	8.96E+01
7	241	909	28124	92377	4.89E+01	1.39E+02
8	241	862	28124	87515	9.15E+01	2.30E+02
9	241	814	28124	82653	1.11E+02	3.41E+02
10	241	766	28124	77791	1.64E+02	5.06E+02
11	241	718	28124	72929	5.47E+02	1.05E+03
12	241	670	28124	68067	1.91E+03	2.96E+03
13	241	622	28124	63205	3.12E+03	6.08E+03
14	241	574	28124	58343	1.01E+04	1.62E+04
15	241	527	28124	53481	3.03E+04	4.65E+04
16	241	479	28124	48619	1.30E+05	1.77E+05
17	241	431	28124	43757	2.79E+05	4.56E+05
18	241	383	28124	38895	6.30E+05	1.09E+06
19	241	335	28124	34033	9.53E+05	2.04E+06
20	241	287	28124	29172	1.70E+06	3.74E+06
21	241	239	28124	24310	3.12E+06	6.86E+06
22	241	191	28124	19448	6.10E+06	1.30E+07
23	241	144	28124	14586	1.68E+07	2.98E+07
24	241	96	28124	9724	7.83E+07	1.08E+08
25	241	48	28124	4862	3.81E+08	4.89E+08
Last	241	1197	28124	121550	Sum	4.89E+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 =	20.400 m
Ersatzbreite für Orthogonalfundament	B =	20.400 m
Durchmesser des Sockels	Dp =	5.668 m
Mittlerer Durchmesser des Turmfußflansches	Dt =	4.000 m
Höhe am Außenrand	H1 =	0.850 m
Höhe am Sockel	H2 =	2.400 m
Einbindetiefe in den gewachsenen Baugrund	H3 =	2.798 m
Gesamthöhe des Fundamentes	H4 =	3.390 m
Geländeoberkante	L0 =	0.000 m
Unterkante Fundament, außerhalb v. Zentrumsbereich	L1 =	-2.798 m
Oberkante Fundamente (bzw. Sockel)	L2 =	0.330 m
Unterkante Fundament, im Zentrumsbereich	L3 =	-3.060 m
Grundwasserspiegel	L4 =	-2.798 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.

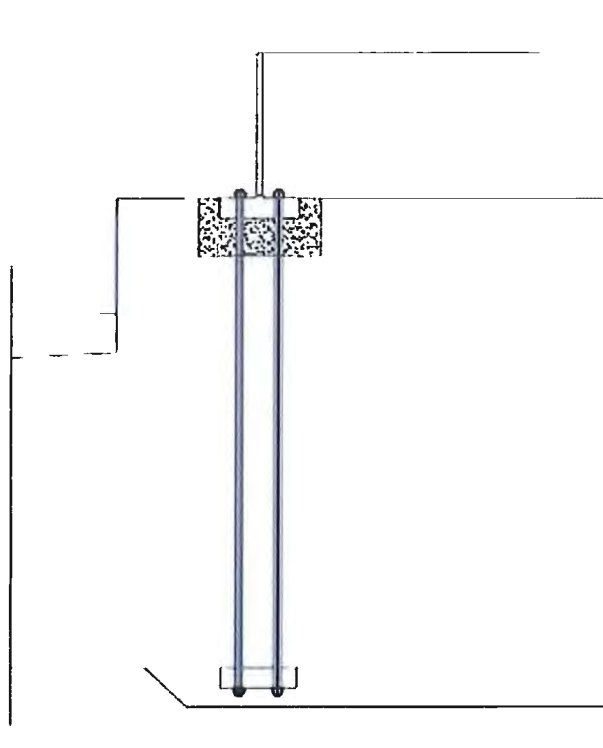
Alle angegebenen Bewehrungsabmessungen basieren auf einem kreisförmigen Fundamentdesign.



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)	$N_a =$	92
Ankerformat	M	42
Lochdurchmesser im Turmfußflansch	$d_{hl} =$	49 mm
Lochdurchmesser in der Ankerplatte	$d_{ha} =$	49 mm
Effektive bzw. freie Länge der Anker	$L_a =$	3254 mm
Gesamtlänge der Anker	$L_o =$	3495 mm
Mittlerer Durchmesser des Turmfußflansches	$D_t =$	4000 mm
Aussendurchmesser des Turmfußflansches	$D_{fo} =$	4450 mm
Innendurchmesser des Turmfußflansches	$D_{fi} =$	3550 mm
Äußerer Lochkreisdurchmesser	$D_{co} =$	4225 mm
Innerer Lochkreisdurchmesser	$D_{ci} =$	3775 mm
Breite des Turmfußflansches	$W_f =$	450 mm
Dicke des Turmfußflansches	$t_f =$	140 mm
Breite der Ankerplatte	$W_{fi} =$	590 mm
Dicke der Ankerplatte	$t_{fi} =$	100 mm
Sockeldurchmesser	$D_p =$	5668 mm



Einwirkungen aus den Turm bezogen auf die Anker:	Bemessungslastfall:	Abnormal
Bemessungswert der Turmeigenlast ("günstig")	$N_d = Y_g \cdot F_z =$	4793 KN
Bemessungswert der Turmeigenlast ("ungünstig")	$N_d = Y_g \cdot F_z =$	5859 KN
Bemessungswert des Biegemomentes in UK Turm	$M_d = Y_f \cdot (M_x^2 + M_y^2)^{1/2} =$	131340 KNm
Zugkraft pro Ankerpaar aus Turmwand	$P_{tu} = -N_d/N_a + 4 \cdot M_d/(N_a \cdot D_t) =$	1376 KN
Druckkraft pro Ankerpaar aus Turmwand	$P_{td} = +N_d/N_a + 4 \cdot M_d/(N_a \cdot D_t) =$	1491 KN

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

Nennspannungsquerschnitt des Gewindes		$A_s =$	1121 mm ²
Vorspannung	$\eta = 52 \%$	$P_p = \eta \cdot f_{uk} \cdot A_s =$	583 KN
		$> (1-p) \cdot P_{tu} / 2 =$	634 KN
		(p: siehe Berechnung unten)	Klaffung

Zugfeder bzw. Federkonstante der Anker:

Schaftquerschnitt	$d = 39.08 \text{ mm}$	$A_a = \pi/4 \cdot d^2 =$	1199 mm ²
Federkonstante der Anker		$C_s = 2 \cdot A_a \cdot E / L_a =$	154798 N/mm

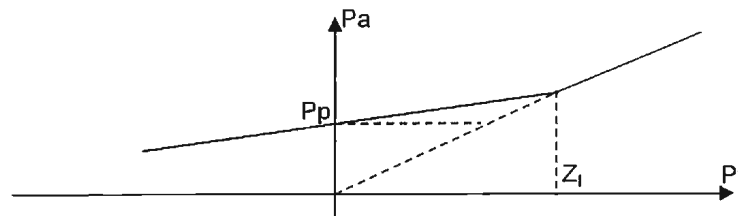
Druckfeder bzw. Federkonstante des Betons:

Mittlerer Abstand zwischen den Ankern	$a = \pi \cdot D_c / N_a =$	137 mm
Ausbreitungswinkel des sich ausbildenden Betondruckkörpers	$\alpha =$	30 deg.
Höhe des gedrücktes Betonkörper	$L_c =$	2998 mm
Mittlere Flanschbreite (obere, untere Flansch)	$W_m =$	520 mm
Federkonstante des Betons	$C_c = \tan(\alpha) \cdot E_{cm} \cdot a / \ln(1 + \tan(\alpha) \cdot L_c / W_m) =$	1834051 N/mm

mitwirkender Ankeranteil:	$p = 1 / (1 + C_c/C_s) =$	0.07783
mitwirkender Betonanteil:	$q = 1 - p =$	0.9222

Kräfte in den Ankern:

Ankerkraft:	$P_t \leq Z_t$	$P_a = P_p + p \cdot P_t / 2$
	$P_t > Z_t$	$P_a = P_t / 2$
Grenzwert	$Z_t = 2 \cdot P_p / (1 - p) =$	1264 KN
Infolge Zugkraft aus Turmwand	$P_a =$	688 KN
Infolge Druckkraft aus Turmwand	$P_a =$	525 KN



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



Ankerspannung, Extremlast:

Ankerspannung im Schaffbereich (DIN EN 1993-1-1:2010)	$Y_m = 1.1$	$\sigma_a = P_a / A_a =$	573 N/mm ²
		$< f_{yk} / (1.1 * Y_m) =$	744 N/mm ²
Ankerspannung im Gewindebereich (DIN EN 1993-1-1:2010)	$Y_m = 1.1$	$\sigma_a = P_a / A_s =$	614 N/mm ²
		$< f_{uk} / (1.25 * Y_m) =$	727 N/mm ²
			OK

Längung der Anker (unter Einfluß der Vorspannkraft):

Elastische Längung, Vollschaft	d= 42.00	$\Delta L = L * P_p / AE + P_p / C_c =$	6.84 mm
Elastische Längung, Rolloptimiert	d= 39.08	$\Delta L = L * P_p / AE + P_p / C_c =$	7.85 mm

Ankerspannung, Betrieb bzw. Ermüdung:

Max. Biegemoment (Range m = 7 (auf d. sicheren Seite))		$maxM = M_m + \Delta M / 2 =$	44363 KNm
Min. Biegemoment (Range m = 7 (auf d. sicheren Seite))		$minM = M_m - \Delta M / 2 =$	11885 KNm
Max. Kraft aus Turmwand		$maxP_t = 4 * maxM / (N_a * D_t) =$	482 KN
Min. Kraft aus Turmwand		$minP_t = 4 * minM / (N_a * D_t) =$	129 KN
Deltakraft im Anker:	$P_t \leq Z_t$	$\Delta P_a = p * (maxP_t - minP_t) / 2 =$	13.74 KN
Deltaspannung		$\Delta \sigma = \Delta P_a / A_s =$	12.3 N/mm ²
		$< 36 * (2 * 10^6 / 10^7)^{0.25} / Y_m * (30/d)^{0.25} =$	17.5 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: $\epsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) * \sigma_c / (1.1 * E_{cm})$

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	$h_o = 2 * A_c / u = H1 + H2 =$	3250 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
	$\varphi_{RH} = [1 + \alpha_1 * (1 - RH/100) / (0.1 * h_o/h_1)^{1/3}] * \alpha_2 =$	1.072
	$\beta(f_{cm}) = 16.8/\sqrt{f_{cm}} =$	2.562

tatsächliches Betonalter bei Belastungsbeginn	$t_0 =$	28 days
	$t_{o,eff} = t_0 * [9 / (2 + t_0^{1.2}) + 1]^a =$	28 days
	$\beta(t_0) = 1 / (0.1 + t_{o,eff}^{0.2}) =$	0.488
	$\varphi_0 = \varphi_{RH} * \beta(f_{cm}) * \beta(t_0) =$	1.341

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
	$\varphi(\infty, t_0) = \varphi_0 * \beta_c(\infty, t_0) =$		1.274



V117 3.3MW 116.5m Mk2 DIBTS

Vestas Wind Systems A/S

Abstand zwischen UK Turmfußflansch und OK Ankerplatte
Flanschbreite

d = 2988 mm
W_f = 450 mm

Vorspannkraft als Linienlast

$$p_p = 2 * P_p * N_a / (\pi * D_i) = 8535 \text{ N/mm}$$

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	ΣΔ _i
1	249	125	12.21	0.4151	0.1034	0.1034
2	249	374	7.13	0.2424	0.0604	0.1637
3	249	623	5.04	0.1712	0.0426	0.2064
4	249	872	3.89	0.1323	0.0329	0.2393
5	249	1121	3.17	0.1078	0.0268	0.2662
6	249	1370	2.68	0.0910	0.0227	0.2888
	mm	mm	N/mm ²	o/o	mm	mm

Kriechen der Fundamentplatte:

$$\epsilon_{cc}(\infty, t_0) = 2 * \Sigma \Delta_i / d = 0.1933 \text{ o/o}$$

Schwinden

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

mit:

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

Tabelle H9.2

$$\alpha_{as} = 700$$

$$\alpha_{ds1} = 4$$

$$\alpha_{ds2} = 0.12$$

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

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

Autogenes Schwinden:

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

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

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

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

$$t_s = 14 \text{ days}$$

$$\beta_{ds}(t-t_s) = [(t - t_s) / (350 * (h_0/100)^2 + t - t_s)]^{0.5} = 0.1390$$

Trocknungsschwinden:

$$\epsilon_{cds}(t) = \epsilon_{cds0}(f_{cm}) * \beta_{RH}(RH) * \beta_{ds}(t-t_s) = 0.0352 \text{ o/o}$$

Gesamtdehnung infolge Kriechen und Schwinden:

$$\epsilon_c = 0.3074 \text{ o/o}$$



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 $\rho_{1000} = 4.00 \%$
 (bezogen auf Stabdurchmesser) $\mu = 0.49$
 $t = 7300$ days

$$\Delta\sigma_{pr}/\sigma_{pi} = 1.98 * \rho_{1000} * \exp(8*\mu) * (24*t/1000)^{0.75*(1-\mu)} = 28.33 \text{ N/mm}^2$$

$\epsilon_r = 0.1349 \text{ o/oo}$

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: $P_p = 583 \text{ KN}$
 $Z_1 = 2 * P_p / (1 - \mu) = 1264 \text{ KN}$

Inklusive Kriechen, Schwinden und Relaxation: $\min P_p = P_p - (\epsilon_c + \epsilon_r) * AE_{sa} = 472 \text{ KN}$
 $\min Z_1 = 2 * \min P_p / (1 - \mu) = 1023 \text{ KN}$

Überprüfung ob Verbindung zw. Turmfußflansch und Ultrahochfestverguss klafft:

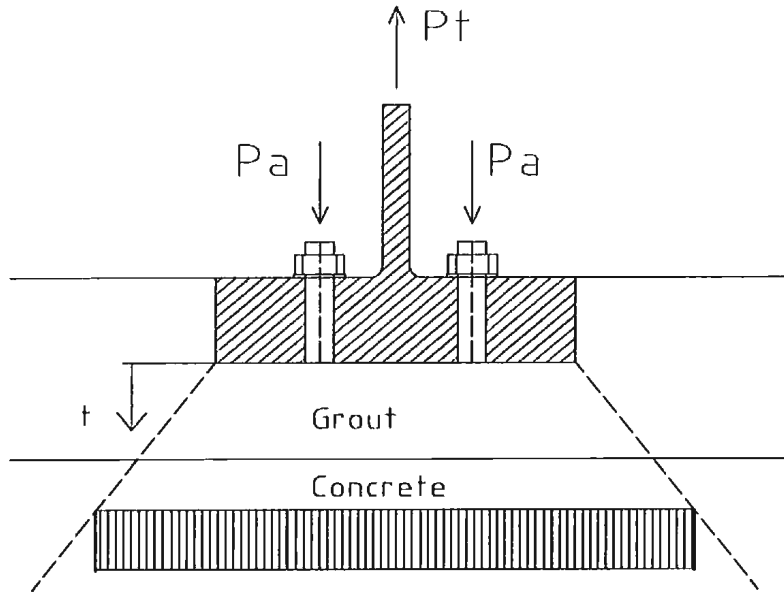
Last:	N	M	P _t	< Z ₁ ?	< minZ ₁ ?
Bemessungswert der Extremlast	4793	131340	1376	Klaffung	Klaffung
Charakteristische Extremlast	5326	93040	953	OK	OK
"Max"-Wert im Betrieb (Mi. +50%)	5326	88899	908	OK	OK
Lastfall "production" (charakter.)	5326	62009	616	OK	OK
	KN	KNm	KN		

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:

Für den Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) und im Grenzzustand der Ermüdung (Fatigue) unterhalb des T-Flansches wird in in der jeweils betrachteten Schnittebene vereinfachend von einer konstanten Spannungsverteilung ausgegangen. Zudem wird eine beidseitige (lineare) Lastausbreitung unter 45° ausgehend von Außenkante Turmfußflansch zu Grunde gelegt.



Spannungsberechnung basierend auf gleichmässiger Spannungsverteilung

$$\sigma = (-P_t + \gamma_p * 2 * P_a) * / A_n$$

Grundlegende Geometrie:

Breite des Turmfußflansches

$W_f = 450 \text{ mm}$

Dicke des Turmfußflansches

$t_f = 140 \text{ mm}$

Verhältnis Dicke zu Breite (bezogen auf Turmfußflansch)

$t_f / W_f = 0.3111$

Mittlerer Abstand zwischen den Ankern

$a = 137 \text{ mm}$

Lochdurchmesser im Turmfußflansch

$d_o = 49 \text{ mm}$

Durchmesser der Ankerbolzen bzw. Ankerformat

$d = 42 \text{ mm}$

OPTION:

(Nachweis Seite 20)

Breite der Lastverteilungsplatte (LVP)

$W_{LVP} = 450 \text{ mm}$

Dicke der Lastverteilungsplatte (LVP)

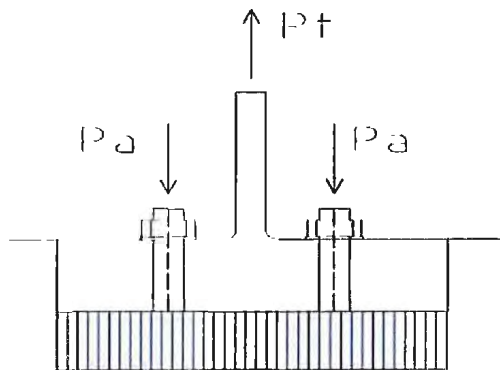
$t_{LVP} = 0 \text{ mm}$



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

Korrekturfaktor für LVP	$\eta_{LVP} = W_{LVP} / W_f =$	1.000
Nettofläche unterhalb des T-Flansches pro Ankerpaar	$A_n = \eta_{LVP} * W_f * a - \pi/2 * d_o^2 =$	57694 mm ²
Dicke der Vergussmörtelrinne unterhalb der Turmwand	$t_{g2} =$	220 mm
Dicke der Vergussmörtelrinne am Rand unterhalb des T-Flansches	$t_{g1} =$	77 mm
Teilsicherheitsbeiwert für Vorspannung für Nachweise im GZT	$\gamma_p =$	1.10
Umschnürungsfaktor bzw. Teilflächenbelastung	$C_f =$	1.20
Druckfestigkeit des (Ultra-)Hochfestvergusses		C80/95
Bemessungswert der Druckfestigkeit	$f_{gd} = 0.85 * f_{gk} / \gamma_c =$	45.33 N/mm ²

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



Spannungsberechnung basierend auf gleichmässiger Spannungsverteilung

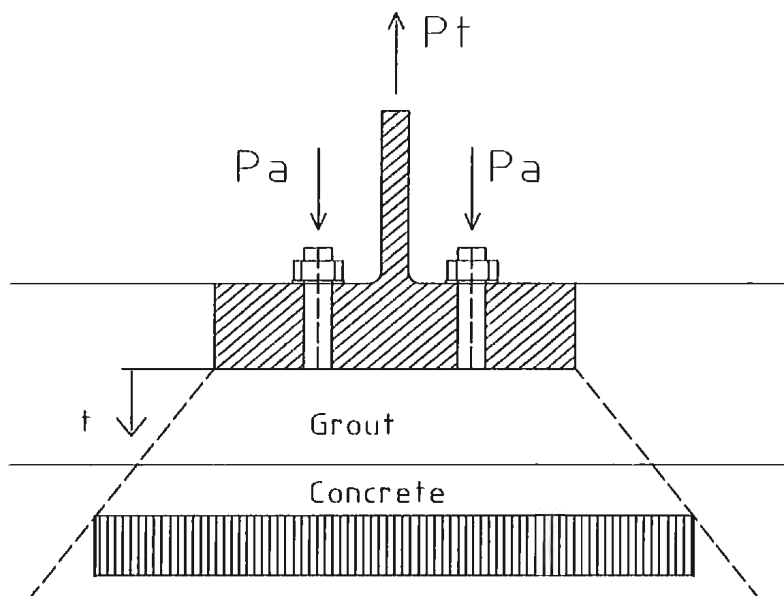
$$\sigma = (-P_t + \gamma_p * 2 * P_a) / A_n$$

P_t	P_a	$\sigma(o)$	$C_f * f_{gd}$
1376	688	2.4	54.4
0	583	22.2	54.4
-1491	525	45.9	54.4
KN	KN	N/mm ²	N/mm ²

OK



Beton, Nachweisebene t_{g1} unterhalb der Unterseite des T-Flansches, Extremlast:



Dicke der Vergussmörtelrinne am Rand unterhalb des T-Flansches $t_{g1} = 77 \text{ mm}$

Spannungsberechnung basierend auf gleichmässiger Spannungsverteilung $\sigma(t) = (-P_t + \gamma_P * 2 * P_a) * / An(t)$

Breite des Turmfußflansches $W_f = 450 \text{ mm}$
 Mittlerer Abstand zwischen den Ankern $a = 137 \text{ mm}$
 Nettofläche in t_{g1} [mm] unterh. d. T-Flansches $An(t_{g1}) = a * (\eta_{LVP} * W_f + 2 * \tan(\alpha) * t_{g1}) - \pi/2 * d^2$
 $\alpha = 45 \text{ Grad}$
 $An(t_{g1}) = 79730 \text{ mm}^2$

Bemessungswert der Druckfestigkeit $f_{cd} = 0.85 * f_{ck} / \gamma_c = 28.33 \text{ N/mm}^2$
 Umschnürungsfaktor bzw. Teilflächenbelastung $C_f = 1.20$

P_t	P_a	$\sigma(t)$	$C_f * f_{gd}$
1376	688	1.7	34.0
0	583	16.1	34.0
-1491	525	33.2	34.0
KN	KN	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 $P_{li} = F_z/N_a + 4 * M_i / (N_a * D_i)$

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

Breite des Turmfußflansches $W_f = 450 \text{ mm}$
 Mittlerer Abstand zwischen den Ankern $a = 137 \text{ mm}$
 Nettofläche pro Ankerpaar $A_n = \eta_{LVP} * W_f * a - \pi/2 * d_o^2 = 57694 \text{ mm}^2$

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

Spannungsberechnung basierend auf gleichmässiger Spannungsverteilung $\sigma = (P_{li} + 2 * P_a) * / A_n$

Bezogene Spannung $S = \gamma_{sd} * \sigma / (C_f * f_{gd,fat})$
 $\gamma_{sd} =$ Teilsicherheitsbeiw. zur Erfassung der Ungenauigkeiten des Modells zur Spannungsberechnung gem. DAfStB Heft 439 $\gamma_{sd} = 1.10$

Umschnürungsfaktor bzw. Teilflächenbelastung $C_f = 1.52$
 $f_{gd,fat} = f_{gk,fat} / \gamma_c = 30.83 \text{ N/mm}^2$

Tabelle: Mörtel, Max.-Werte:

Stufe	max Mi	max Pti	max Pai	max σ_i	C_f	max S
1	88899	1024	543	36.58	1.52	0.8587
2	86469	998	544	36.16	1.52	0.8488
3	84034	971	545	35.73	1.52	0.8388
4	81604	945	546	35.31	1.52	0.8289
5	79174	918	547	34.89	1.52	0.8190
6	76743	892	548	34.47	1.52	0.8091
7	74312	866	549	34.04	1.52	0.7992
8	71881	839	550	33.62	1.52	0.7893
9	69450	813	551	33.20	1.52	0.7794
10	67019	786	552	32.78	1.52	0.7694
11	64588	760	553	32.35	1.52	0.7595
12	62157	734	554	31.93	1.52	0.7496
13	59726	707	555	31.51	1.52	0.7397
14	57295	681	556	31.09	1.52	0.7298
15	54864	654	557	30.66	1.52	0.7199
16	52433	628	558	30.24	1.52	0.7100
17	50002	601	560	29.82	1.52	0.7000
18	47571	575	561	29.40	1.52	0.6901
19	45140	549	562	28.97	1.52	0.6802
20	42710	522	563	28.55	1.52	0.6703
21	40279	496	564	28.13	1.52	0.6604
22	37848	469	565	27.71	1.52	0.6505
23	35417	443	566	27.29	1.52	0.6406
24	32986	416	567	26.86	1.52	0.6306
25	30555	390	568	26.44	1.52	0.6207
	KNm	KN	KN	N/mm ²		



Tabelle: Mörtel, Min.-Werte:

Stufe	min Mi	min Pti	min Pai	min σ_i	C_i	max S
1	-32651	-297	594	15.46	1.52	0.3629
2	-30221	-271	593	15.88	1.52	0.3728
3	-27786	-244	592	16.31	1.52	0.3828
4	-25356	-218	591	16.73	1.52	0.3927
5	-22926	-191	590	17.15	1.52	0.4026
6	-20496	-165	589	17.57	1.52	0.4125
7	-18065	-138	588	17.99	1.52	0.4224
8	-15634	-112	587	18.42	1.52	0.4323
9	-13203	-86	586	18.84	1.52	0.4423
10	-10772	-59	585	19.26	1.52	0.4522
11	-8341	-33	584	19.68	1.52	0.4621
12	-5910	-6	583	20.11	1.52	0.4720
13	-3479	20	582	20.53	1.52	0.4819
14	-1048	47	581	20.95	1.52	0.4918
15	1383	73	580	21.37	1.52	0.5017
16	3814	99	579	21.80	1.52	0.5117
17	6245	126	578	22.22	1.52	0.5216
18	8676	152	577	22.64	1.52	0.5315
19	11107	179	576	23.06	1.52	0.5414
20	13538	205	575	23.48	1.52	0.5513
21	15969	231	574	23.91	1.52	0.5612
22	18400	258	573	24.33	1.52	0.5711
23	20831	284	572	24.75	1.52	0.5811
24	23262	311	571	25.17	1.52	0.5910
25	25693	337	570	25.60	1.52	0.6009
	KNm	KN	KN	N/mm ²		



Tabell: Mörtel, PM Summe:

Smax	Smin	log(N1)	log(N2)	log(n3)	log(N)	n	n/N
0.8587	0.3629	2.67	0.89	0.29	2.67	2.92E+00	0.0063
0.8488	0.3728	2.89	1.09	0.37	2.89	2.92E+00	0.0038
0.8388	0.3828	3.11	1.31	0.45	3.11	2.15E+01	0.0167
0.8289	0.3927	3.34	1.56	0.55	3.34	8.75E+00	0.0040
0.8190	0.4026	3.57	1.84	0.66	3.57	3.50E+01	0.0094
0.8091	0.4125	3.81	2.14	0.78	3.81	1.86E+01	0.0029
0.7992	0.4224	4.05	2.48	0.93	4.05	4.89E+01	0.0043
0.7893	0.4323	4.30	2.84	1.10	4.30	9.15E+01	0.0046
0.7794	0.4423	4.55	3.24	1.29	4.55	1.11E+02	0.0031
0.7694	0.4522	4.81	3.67	1.51	4.81	1.64E+02	0.0025
0.7595	0.4621	5.07	4.13	1.76	5.07	5.47E+02	0.0046
0.7496	0.4720	5.34	4.64	2.06	5.34	1.91E+03	0.0087
0.7397	0.4819	5.61	5.18	2.40	5.61	3.12E+03	0.0076
0.7298	0.4918	5.89	5.76	2.80	5.89	1.01E+04	0.0130
0.7199	0.5017	6.17	6.39	3.28	6.39	3.03E+04	0.0124
0.7100	0.5117	6.46	7.06	3.85	7.06	1.30E+05	0.0113
0.7000	0.5216	6.76	7.78	4.55	7.78	2.79E+05	0.0047
0.6901	0.5315	7.05	8.54	5.42	8.54	6.30E+05	0.0018
0.6802	0.5414	7.36	9.36	6.54	9.36	9.53E+05	0.0004
0.6703	0.5513	7.67	10.22	8.01	10.22	1.70E+06	0.0001
0.6604	0.5612	7.98	11.14	10.06	11.14	3.12E+06	0.0000
0.6505	0.5711	8.30	12.12	13.11	13.11	6.10E+06	0.0000
0.6406	0.5811	8.63	13.16	18.16	18.16	1.68E+07	0.0000
0.6306	0.5910	8.96	14.25	28.17	28.17	7.83E+07	0.0000
0.6207	0.6009	9.29	15.41	58.04	58.04	3.81E+08	0.0000

< 0.80
OK

PM Summe: 0.1221
< 1
OK



Beton, Spannungen unterhalb des T-Flansches in Nachweisebene t_{g1} , Betriebslast:

Die Ermittlung der Betondruckspannungen in Nachweisebene t_{g1} erfolgt entsprechend der bereits zuvor beschriebenen Berechnungsmethode für Extremlasten (unter Berücksichtigung der Einwirkungen aus Vorspannung und max. Druckkraft aus Turmwand).

Dicke der Vergussmörtelrinne am Rand unterhalb des T-Flansches $t_{g1} = 77 \text{ mm}$
 Breite des Turmfußflansches $W_f = 450 \text{ mm}$
 Mittlerer Abstand zwischen den Ankern $a = 137 \text{ mm}$
 Nettofläche in t_{g1} [mm] unterh. d. T-Flansches $An(t_{g1}) = a * (\eta_{LVP} * W_f + 2 * \tan(\alpha) * t_{g1}) - \pi/2 * d^2$
 $\alpha = 45 \text{ Grad}$
 $An(t_{g1}) = 79730 \text{ mm}^2$

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

Spannungsberechnung basierend auf gleichm. Spannungsverteilung $\sigma(o) = (P_{II} + 2 * P_a) * / An$

Bezogene Spannung $S = Y_{sd} * \sigma / (C_f * f_{cd,fat})$
 $Y_{sd} = \text{Teilsicherheitsbeiw. zur Erfassung der Ungenauigkeiten des Modells zur Spannungsberechnung gem. DAfStB Heft 439}$
 $Y_{sd} = 1.10$

Umschnürungsfaktor bzw. Teilflächenbelastung $C_f = 1.52$
 $f_{cd,fat} = 22.67 \text{ N/mm}^2$

Tabelle: Beton, Max.-Werte:

Stufe	max Mi	max Pti	max Pai	max σ_i	C_f	max S
1	88899	1024	543	26.47	1.52	0.8451
2	86469	998	544	26.16	1.52	0.8353
3	84034	971	545	25.86	1.52	0.8255
4	81604	945	546	25.55	1.52	0.8158
5	79174	918	547	25.25	1.52	0.8060
6	76743	892	548	24.94	1.52	0.7963
7	74312	866	549	24.63	1.52	0.7865
8	71881	839	550	24.33	1.52	0.7767
9	69450	813	551	24.02	1.52	0.7670
10	67019	786	552	23.72	1.52	0.7572
11	64588	760	553	23.41	1.52	0.7475
12	62157	734	554	23.11	1.52	0.7377
13	59726	707	555	22.80	1.52	0.7280
14	57295	681	556	22.50	1.52	0.7182
15	54864	654	557	22.19	1.52	0.7084
16	52433	628	558	21.88	1.52	0.6987
17	50002	601	560	21.58	1.52	0.6889
18	47571	575	561	21.27	1.52	0.6792
19	45140	549	562	20.97	1.52	0.6694
20	42710	522	563	20.66	1.52	0.6597
21	40279	496	564	20.36	1.52	0.6499
22	37848	469	565	20.05	1.52	0.6401
23	35417	443	566	19.74	1.52	0.6304
24	32986	416	567	19.44	1.52	0.6206
25	30555	390	568	19.13	1.52	0.6109
	KNm	KN	KN	N/mm ²		



Tabelle: Beton, Min.-Werte:

Stufe	min Mi	min Pti	min Pai	max σ_i	C_f	max S
1	-32651	-297	594	11.19	1.52	0.3572
2	-30221	-271	593	11.49	1.52	0.3669
3	-27786	-244	592	11.80	1.52	0.3767
4	-25356	-218	591	12.10	1.52	0.3865
5	-22926	-191	590	12.41	1.52	0.3962
6	-20496	-165	589	12.72	1.52	0.4060
7	-18065	-138	588	13.02	1.52	0.4157
8	-15634	-112	587	13.33	1.52	0.4255
9	-13203	-86	586	13.63	1.52	0.4352
10	-10772	-59	585	13.94	1.52	0.4450
11	-8341	-33	584	14.24	1.52	0.4548
12	-5910	-6	583	14.55	1.52	0.4645
13	-3479	20	582	14.85	1.52	0.4743
14	-1048	47	581	15.16	1.52	0.4840
15	1383	73	580	15.47	1.52	0.4938
16	3814	99	579	15.77	1.52	0.5035
17	6245	126	578	16.08	1.52	0.5133
18	8676	152	577	16.38	1.52	0.5231
19	11107	179	576	16.69	1.52	0.5328
20	13538	205	575	16.99	1.52	0.5426
21	15969	231	574	17.30	1.52	0.5523
22	18400	258	573	17.61	1.52	0.5621
23	20831	284	572	17.91	1.52	0.5718
24	23262	311	571	18.22	1.52	0.5816
25	25693	337	570	18.52	1.52	0.5914
	KNm	KN	KN	N/mm ²		



Tabelle: Beton, PM Summe:

Betongüte: C50/60

Smax	Smin	log(N1)	log(N2)	log(n3)	log(N)	n	n/N
0.8451	0.3572	2.90	1.10	0.38	2.90	2.92E+00	0.0036
0.8353	0.3669	3.12	1.32	0.46	3.12	2.92E+00	0.0022
0.8255	0.3767	3.34	1.57	0.55	3.34	2.15E+01	0.0097
0.8158	0.3865	3.57	1.83	0.66	3.57	8.75E+00	0.0024
0.8060	0.3962	3.80	2.13	0.79	3.80	3.50E+01	0.0055
0.7963	0.4060	4.04	2.45	0.93	4.04	1.86E+01	0.0017
0.7865	0.4157	4.28	2.80	1.09	4.28	4.89E+01	0.0026
0.7767	0.4255	4.52	3.19	1.27	4.52	9.15E+01	0.0028
0.7670	0.4352	4.77	3.60	1.48	4.77	1.11E+02	0.0019
0.7572	0.4450	5.03	4.05	1.73	5.03	1.64E+02	0.0015
0.7475	0.4548	5.29	4.53	2.00	5.29	5.47E+02	0.0028
0.7377	0.4645	5.55	5.05	2.33	5.55	1.91E+03	0.0054
0.7280	0.4743	5.82	5.61	2.70	5.82	3.12E+03	0.0047
0.7182	0.4840	6.09	6.20	3.14	6.20	1.01E+04	0.0063
0.7084	0.4938	6.37	6.84	3.66	6.84	3.03E+04	0.0044
0.6987	0.5035	6.65	7.53	4.29	7.53	1.30E+05	0.0039
0.6889	0.5133	6.94	8.25	5.05	8.25	2.79E+05	0.0016
0.6792	0.5231	7.24	9.03	6.01	9.03	6.30E+05	0.0006
0.6694	0.5328	7.54	9.85	7.23	9.85	9.53E+05	0.0001
0.6597	0.5426	7.84	10.73	8.84	10.73	1.70E+06	0.0000
0.6499	0.5523	8.15	11.65	11.09	11.65	3.12E+06	0.0000
0.6401	0.5621	8.46	12.64	14.44	14.44	6.10E+06	0.0000
0.6304	0.5718	8.78	13.68	19.98	19.98	1.68E+07	0.0000
0.6206	0.5816	9.11	14.77	31.00	31.00	7.83E+07	0.0000
0.6109	0.5914	9.44	15.93	63.89	63.89	3.81E+08	0.0000

< 0.80
OK

PM Summe: 0.0638
< 1
OK

Lastverteilungsplatte, Extremlast

Achtung: keine Lastverteilungsplatte für dieser Ankerkorb

Gleichm. Spannungsverteilung	(Seite 13)	$\sigma_{ref}(o) =$	45.9	N/mm ²
Dicke der Lastverteilungsplatte		$t_{LVP} =$	0	mm
Auskragende LVP-Breite		$a = (W_{LVP} - W_f) / 2 =$	0	mm
Biegemoment je [mm]		$M = 1/2 * \sigma_{ref}(o) * a^2 =$	0	Nmm
Biegespannung		$\sigma = 6 * M / t_{LVP}^2 =$	0	N/mm ²
S355 J2	$f_{yk} = 355$	$< f_{yd} =$	323	N/mm ² OK

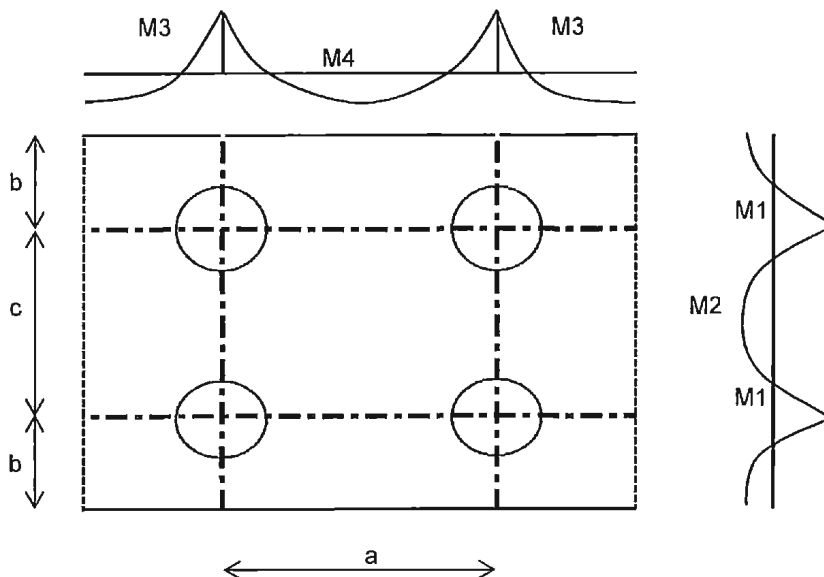
Lastverteilungsplatte, Betriebslast

Delta Kraft je LVP-Segment	(Seite 8)	$\Delta P = (1 - p) * (maxP_1 - minP_1) =$	325.5	KN
Delta Spannung infolge Kraft		$\Delta \sigma_{ref}(o) = \Delta P / A_n =$	5.6	N/mm ²
Delta Biegemoment je [mm]		$\Delta M = 1/2 * \Delta \sigma_{ref}(o) * a^2 =$	0	Nmm
Delta Spannung infolge Biegemoment		$\Delta \sigma = 6 * \Delta M / t_{LVP}^2 =$	0.0	N/mm ²
(Detail 5, Tafel 8.1, DIN EN 1993-1-9)		$< 125 * (2 * 10^6 / 10^7)^{0.25} / \gamma_m =$	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	$W_{fl} =$	590 mm
Dicke der Ankerplatte	$t_n =$	100 mm
Abstand von AK Platte zu Achse Ankerbolzen	$b =$	182.5 mm
Abstand zw. den Ankerreihen (Achismaß)	$c =$	225.0 mm
Lochdurchmesser in der Ankerplatte	$d_{ha} =$	49 mm
Außendurchmesser der Unterlegscheibe	$d_w =$	78 mm
Mittlerer Abstand zwischen den Ankern	$a = \pi * Dt / n =$	136.6 mm

Spannungskonzentrationsfaktoren ("SCF = Stress Concentration Factor"):

t_n / W_{fl}	0.1500	0.2000	0.2500	0.3000	0.1695
"SCF"	1.53	1.34	1.18	1.06	1.46

Extremlast:

Max. Ankerkraft	$Pa =$	688 KN
Betrachtete Kontaktfläche pro Ankerpaarsegment	$Aa = a * W_{fl} - 2 * \pi/4 * d_{ha}^2 =$	76817 mm ²
Vorhandene Betonpressung, ohne "SCF"	$\sigma = 2 * \gamma_P * Pa / Aa =$	19.70 N/mm ²
	$< f_{cd} =$	19.83 N/mm ²
		OK
		*) akzeptabel
Vorhandene Betonpressung, inklusive "SCF"	$\sigma_{SCF} = SCF * 2 * \gamma_P * Pa / Aa =$	28.68 N/mm ²
	$< \sqrt{3} * f_{cd} =$	34.35 N/mm ²
		OK



Biegung in der Ankerplatte:

Stützmoment am Ankerloch (tangential)	$M_1 = 1/2 * \sigma * a * b^2 =$	-44.80 KNm
Feldmoment zwischen den Ankerbolzen (tangential)	$M_2 = M_1 - 1/8 * \sigma * a * c^2 =$	-27.78 KNm
Stützmoment am Ankerloch (radial)	$M_3 = 1/12 * \sigma * W_{fl} * a^2 =$	-18.07 KNm
Feldmoment zwischen den Ankerbolzen (radial)	$M_4 = M_3 - 1/8 * \sigma * W_{fl} * a^2 =$	9.03 KNm
Entlastung durch Kraft auf halber Unterlegscheibe	$ M_5 = Pa * (d_w + d_{ha}) / (4 * \pi) =$	6.95 KNm
Widerstandsmoment im Lochquerschnitt (tangential)	$W_1 = 1/6 * (a - do) * t_{fl}^2 =$	145985 mm ³
Widerstandsmoment zwischen die Ankern (tangential)	$W_2 = 1/6 * a * t_{fl}^2 =$	227652 mm ³
Widerstandsmoment im Lochquerschnitt (radial)	$W_3 = 1/6 * (W_{fl} - 2*do) * t_{fl}^2 =$	820000 mm ³
Widerstandsmoment zwischen die Ankern (radial)	$W_4 = 1/6 * W_{fl} * t_{fl}^2 =$	983333 mm ³
Biegespannung am Ankerloch (radial)	$\sigma_1 = [M_1 + M_5] / W_1 =$	-259 N/mm ²
Biegespannung zwischen den Ankerbolzen (radial)	$\sigma_2 = M_2 / W_2 =$	-122 N/mm ²
Biegespannung am Ankerloch (tangential)	$\sigma_3 = [M_3 - 2 * M_5] / W_3 =$	-5 N/mm ²
Biegespannung zwischen den Ankerbolzen (tangential)	$\sigma_4 = M_4 / W_4 =$	9 N/mm ²
Vergleichsspannung am Ankerloch	$\sqrt{(\sigma_1^2 + \sigma_3^2 - \sigma_1 * \sigma_3)} =$	257 N/mm ²
Vergleichsspannung zwischen den Ankern (radial)	$\sqrt{(\sigma_2^2 + \sigma_4^2 - \sigma_2 * \sigma_4)} =$	120 N/mm ²
Vergleichsspannung zwischen 2 Ankerpaaren, am Lochkreis	$\sqrt{(\sigma_1^2 + \sigma_4^2 - \sigma_1 * \sigma_4)} =$	264 N/mm ²
Vergleichsspannung zwischen 2 Ankerpaaren, Mitte Flansch	$\sqrt{(\sigma_2^2 + \sigma_3^2 - \sigma_2 * \sigma_3)} =$	127 N/mm ²
Maßgebende (vorhandene) Spannung in der Ankerplatte	$\sigma =$	264 N/mm ²
	$f_{yk} = 315$	< 286 N/mm ²
		OK



Ankerspannung, Betrieb bzw. Ermüdung:

Deltakraft aus Turmwand pro Ankerpaar	$\Delta Pt = 4 * \Delta M / (n * Dt) =$	353.0 KN
Deltakraft pro Anker	$\Delta Pa = p * \Delta Pt / 2 =$	13.74 KN
Deltaspannung der Kontaktfläche pro Ankerpaarsegment	$\Delta \sigma =$	0.36 N/mm ²
Deltaspannung Platte (proportional zur Spannung unter Extremlast)	$\Delta \sigma =$	4.79 N/mm ²
Zul. Spannung für 10 ⁷	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	$maxM = Mm + \Delta M =$ $minM = Mm - \Delta M =$	88899 KNm -32651 KNm
Kraft aus Turmwand	$maxPt = -F_z / N_a + 4 * maxM / (N_a * Dt) =$ $minPt = -F_z / N_a + 4 * minM / (N_a * Dt) =$	908 KN -413 KN
Ankerkraft	$maxPa = Pp + p * maxPt / 2 =$ $minPa = Pp - p * minPt / 2 =$	618 KN 567 KN
Betonpressungen	$max \sigma = SCF * 2 * maxPa / Aa =$ $min \sigma = SCF * 2 * minPa / Aa =$	23.44 N/mm ² 21.49 N/mm ²
Ermüdungssicherheitsnachweis gem. DIBt-Rili, Gl. (8)	$S_{max} =$ $< 0.40 + 0.46 * S_{min} =$	0.87 0.77
	Siehe genaueren Nachweis basierend auf Lastspektrum	
	$S = \gamma_{sd} * \sigma / f_{cd,fat}$	
	Heft 439: $\gamma_{sd} =$	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	$W_g =$	590 mm
Mittlerer Abstand zwischen den Ankern	$a =$	136.6 mm
Betrachtete Fläche pro Ankerpaarsegment	$Aa = a * W_g - 2 * \pi / 4 * d_{ha}^2 =$	76817 mm ²

Ermittlung der zulässigen Lastspielzahl
Heft 439, CEB-FIB Model Code 1990

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

Bezogene Spannung

$S = \gamma_{sd} * \sigma / (\sqrt{3} * f_{cd,fat})$

$\sigma = 2 * Pa / Aa = N / Aa$

SCF = 1.46

$f_{cd,fat} = 17.06$ N/mm²



Tabelle: Beton, Max.-Werte:

Step	max Mi	max Pti	max Pai	< Z ₁ ?	max N	max σ	max S
1	88899	908	618	Yes	1237	16.10	0.7933
2	86469	882	617	Yes	1234	16.07	0.7920
3	84034	856	616	Yes	1232	16.04	0.7907
4	81604	829	615	Yes	1230	16.02	0.7893
5	79174	803	614	Yes	1228	15.99	0.7880
6	76743	776	613	Yes	1226	15.96	0.7867
7	74312	750	612	Yes	1224	15.94	0.7854
8	71881	723	611	Yes	1222	15.91	0.7841
9	69450	697	610	Yes	1220	15.88	0.7827
10	67019	671	609	Yes	1218	15.86	0.7814
11	64588	644	608	Yes	1216	15.83	0.7801
12	62157	618	607	Yes	1214	15.80	0.7788
13	59726	591	606	Yes	1212	15.78	0.7775
14	57295	565	605	Yes	1210	15.75	0.7761
15	54864	538	604	Yes	1208	15.72	0.7748
16	52433	512	603	Yes	1206	15.70	0.7735
17	50002	486	602	Yes	1204	15.67	0.7722
18	47571	459	601	Yes	1202	15.64	0.7709
19	45140	433	600	Yes	1200	15.62	0.7695
20	42710	406	599	Yes	1197	15.59	0.7682
21	40279	380	598	Yes	1195	15.56	0.7669
22	37848	353	597	Yes	1193	15.53	0.7656
23	35417	327	596	Yes	1191	15.51	0.7643
24	32986	301	595	Yes	1189	15.48	0.7630
25	30555	274	594	Yes	1187	15.45	0.7616
	KNm	KN	KN	OK	mm	mm	N/mm ²



Tabelle: Beton, Min.-Werte:

Step	min Mi	min Pti	min Pai	< Z _i ?	min N	min σ	min S
1	-32651	-413	567	Yes	1134	14.76	0.7273
2	-30221	-386	568	Yes	1136	14.79	0.7286
3	-27786	-360	569	Yes	1138	14.81	0.7300
4	-25356	-334	570	Yes	1140	14.84	0.7313
5	-22926	-307	571	Yes	1142	14.87	0.7326
6	-20496	-281	572	Yes	1144	14.89	0.7339
7	-18065	-254	573	Yes	1146	14.92	0.7352
8	-15634	-228	574	Yes	1148	14.95	0.7366
9	-13203	-201	575	Yes	1150	14.97	0.7379
10	-10772	-175	576	Yes	1152	15.00	0.7392
11	-8341	-149	577	Yes	1154	15.03	0.7405
12	-5910	-122	578	Yes	1156	15.05	0.7418
13	-3479	-96	579	Yes	1158	15.08	0.7432
14	-1048	-69	580	Yes	1160	15.11	0.7445
15	1383	-43	581	Yes	1163	15.13	0.7458
16	3814	-16	582	Yes	1165	15.16	0.7471
17	6245	10	583	Yes	1167	15.19	0.7484
18	8676	36	584	Yes	1169	15.21	0.7498
19	11107	63	585	Yes	1171	15.24	0.7511
20	13538	89	586	Yes	1173	15.27	0.7524
21	15969	116	587	Yes	1175	15.29	0.7537
22	18400	142	588	Yes	1177	15.32	0.7550
23	20831	169	589	Yes	1179	15.35	0.7564
24	23262	195	591	Yes	1181	15.37	0.7577
25	25693	221	592	Yes	1183	15.40	0.7590
	KNm	KN	KN	OK	mm	mm	N/mm ²



Tabelle: Beton, PM Summe:

Betongüte: C35

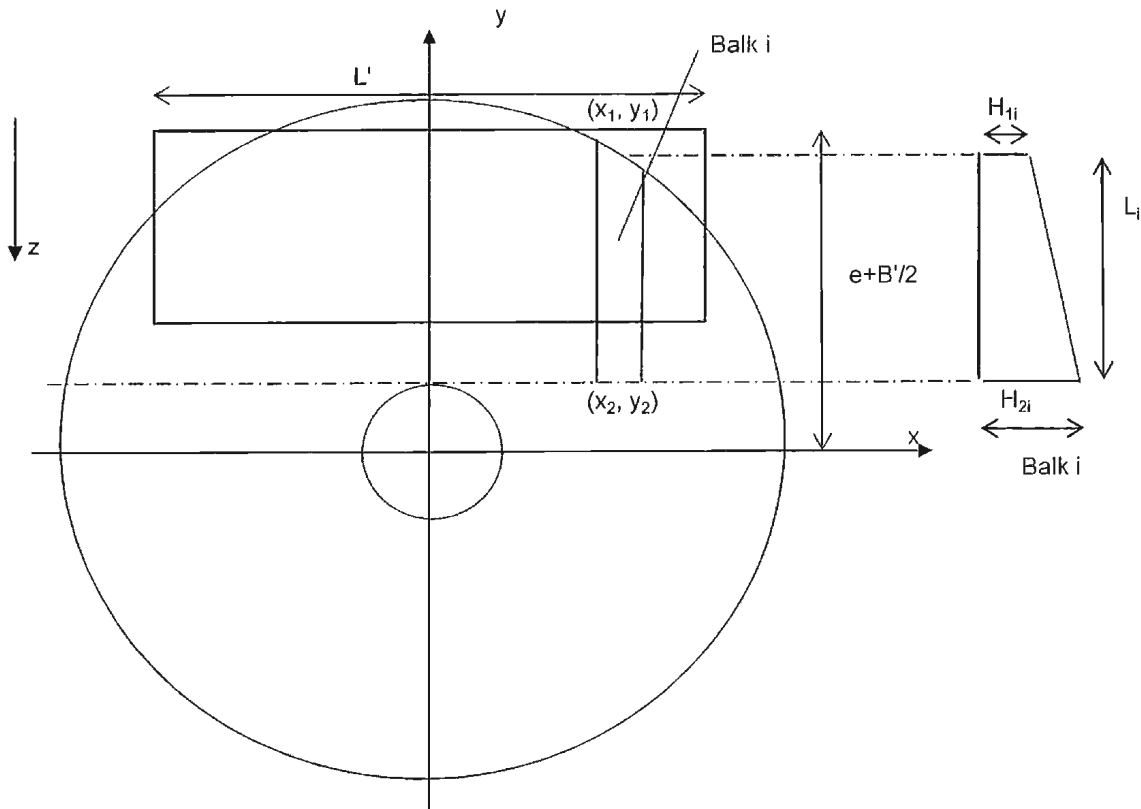
Smax	Smin	log(N1)	log(N2)	log(n3)	log(N)	n	n/N
0.7933	0.7273	5.76	5.48	2.27	5.76	2.92E+00	0.0000
0.7920	0.7286	5.80	5.58	2.36	5.80	2.92E+00	0.0000
0.7907	0.7300	5.85	5.67	2.45	5.85	2.15E+01	0.0000
0.7893	0.7313	5.89	5.77	2.56	5.89	8.75E+00	0.0000
0.7880	0.7326	5.94	5.87	2.68	5.94	3.50E+01	0.0000
0.7867	0.7339	5.98	5.96	2.80	5.98	1.86E+01	0.0000
0.7854	0.7352	6.03	6.06	2.94	6.06	4.89E+01	0.0000
0.7841	0.7366	6.07	6.16	3.09	6.16	9.15E+01	0.0001
0.7827	0.7379	6.12	6.26	3.25	6.26	1.11E+02	0.0001
0.7814	0.7392	6.16	6.37	3.44	6.37	1.64E+02	0.0001
0.7801	0.7405	6.21	6.47	3.64	6.47	5.47E+02	0.0002
0.7788	0.7418	6.25	6.57	3.88	6.57	1.91E+03	0.0005
0.7775	0.7432	6.30	6.68	4.15	6.68	3.12E+03	0.0007
0.7761	0.7445	6.35	6.78	4.46	6.78	1.01E+04	0.0017
0.7748	0.7458	6.39	6.89	4.82	6.89	3.03E+04	0.0039
0.7735	0.7471	6.44	7.00	5.26	7.00	1.30E+05	0.0131
0.7722	0.7484	6.48	7.11	5.79	7.11	2.79E+05	0.0217
0.7709	0.7498	6.53	7.22	6.44	7.22	6.30E+05	0.0381
0.7695	0.7511	6.57	7.33	7.28	7.33	9.53E+05	0.0445
0.7682	0.7524	6.62	7.44	8.39	8.39	1.70E+06	0.0069
0.7669	0.7537	6.67	7.56	9.94	9.94	3.12E+06	0.0004
0.7656	0.7550	6.71	7.67	12.26	12.26	6.10E+06	0.0000
0.7643	0.7564	6.76	7.79	16.10	16.10	1.68E+07	0.0000
0.7630	0.7577	6.81	7.91	23.77	23.77	7.83E+07	0.0000
0.7616	0.7590	6.85	8.02	46.76	46.76	3.81E+08	0.0000

< 0.80
OK

PM Summe: 0.1319
< 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 = 10200 mm
- Sockelradius r = 2834 mm
- Höhe am Fundamentskant H₁ = 850 mm
- Höhe am Sockel H₂ = 2400 mm
- Abstand zur äußere Rand des Nutzfläches e + B'/2 = 9513 mm
- $< \sqrt{R^2 - x^2}$
- Halber Nutzflächenbreite L' / 2 = 6909 mm
- Balkhöhe H(z) = H₁ + k * z
- Ausbiegung der Balk $u = c_1 * \int dz / H(z)^3 \Rightarrow u = c_2 * [1/H_1^2 - 1 / (H_1 + k*L)^2] / k \Rightarrow$

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	494	1481	2468	3455	4442	5429	6416	mm
y ₂	2834	2834	2834	2834	2834	2834	2834	mm
r ₂	2877	3197	3758	4468	5269	6124	7014	mm
H ₂	2391	2324	2206	2056	1888	1708	1520	mm
x ₁	494	1481	2468	3455	4442	5429	6416	mm
y ₁	9513	9513	9513	9513	9182	8635	7930	mm
r ₁	9525	9627	9827	10120	10200	10200	10200	mm
H ₁	992	971	928	867	850	850	850	mm
L	6679	6679	6679	6679	6348	5801	5096	mm
k	0.209	0.203	0.191	0.178	0.163	0.148	0.132	
u	4.016E-06	4.326E-06	4.992E-06	6.146E-06	6.751E-06	7.042E-06	7.232E-06	mm/N
c ₁ = 1/u	248993	231170	200340	162704	148136	142000	138281	181661
LCF	1.37	1.27	1.10	0.90	0.82	0.78	0.76	(average)

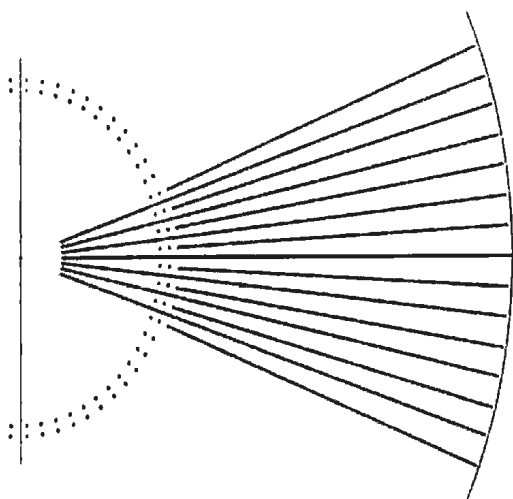


Radiale (Haupt-)Bewehrung, unten:

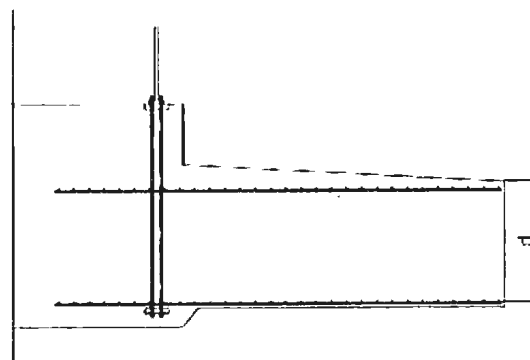
Ein Teil der unteren Radialbewehrung erstreckt sich von der Außenkante bis hin zum (unbewehrten) Kernbereiches des Fundamentes und orientiert sich dabei an den Zwischenräumen des Ankerkorbes (Bewehrungsseile sind jeweils mittig zw. den Ankerbolzen angeordnet). Ein anderer Teil der Bewehrung endet außerhalb 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 einzuhalten 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:



Top view
radial reinforcement



Cross section

- 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
- $\varnothing_r = 16$ mm
- $\varnothing_c = 25$ mm
- H₁ = 850 mm
- H₂ = 2400 mm
- D_p = 5668 mm
- D = 20400 mm
- B = 20400 mm



Querschnittswerte für Querkraft und Biegemoment:

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.052	2.105	3.157	4.209	5.261	6.314	7.366	m
Q(a)	31	219	406	592	776	959	1140	KNm
M(a)	-13	118	448	973	1693	2606	3711	KNm
θ	39.81	39.81	39.81	33.69	33.69	33.69	33.69	deg.
e	0.903	1.112	1.318	1.518	1.675	1.840	2.084	m
LCF	1.37	1.37	1.37	1.37	1.37	1.37	1.37	
$M_q(a)$	5	363	1054	2257	3657	5386	7529	KNm

Grenztragfähigkeit:

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

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7 *)	
a	1.052	2.105	3.157	4.209	5.261	6.314	7.366	m
N_a	92	92	92	92	92	92	92	
n	4	4	4	4	3	3	2	
α	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91	deg.
a_r	625	553	481	409	337	265	194	mm
$\varnothing r$	32	32	32	32	32	32	32	mm
$\varnothing r (1.5)$	16	16	16	16	0	0	0	mm
A_s	3219	3637	4181	4915	7155	9092	8312	mm ² /m
$k \cdot x$	74.28	83.93	96.47	113.42	165.10	209.81	191.81	mm
d	995	1217	1438	1660	1881	2103	2324	mm
M_u	1341	1858	2527	3426	5595	7897	8052	KNm
	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
τ	0.04	0.26	0.40	0.51	0.59	0.66	0.70	N/mm ²
ρ_s	0.000920	0.000920	0.000920	0.002000	0.002000	0.002000	0.002000	
$f_{Rd,s}$	0.48	0.48	0.48	1.30	1.30	1.30	1.30	N/mm ²
	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
Min A_s	1662	2031	2401	2770	3140	3510	3879	mm ² /m
Min A_s	1294	1582	1870	2158	2445	2733	3021	mm ² /m
Min A_t	0	0	0	3551	4439	5327	6214	mm ² /m

- a Abstand zwischen Außenkante Fundament bis zum betrachteten Querschnitt
- Q(a) Querkraft im Abstand 'a' von der Fundamentaßenkante
- M(a) Biegemoment im Abstand 'a' von der Fundamentaßenkante
- N_a Anzahl der Ankerpaare
- n Anzahl der Bewehrungseisen pro Kreissegment (Winkel 3.91 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) $M_q(a) = LCF \cdot [M(a) + 0.5 \cdot e \cdot Q(a) \cdot \tan(\theta)]$
- α Winkel des Kreissegments
- a_r Breite eines 3.91 Grad Kreissegments im Abstand 'a' von der Fundamentaßenkante
- $\varnothing r$ 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: $A_t = (p_M / 2 - p_N) \cdot (D_i / D_u) / (f_{yd} \cdot \tan(\theta)) \cdot a_i / a_7$
- Reduktionsfaktor a_i / a_7 entspricht Lastausbreitung von a_7 gerechnet.

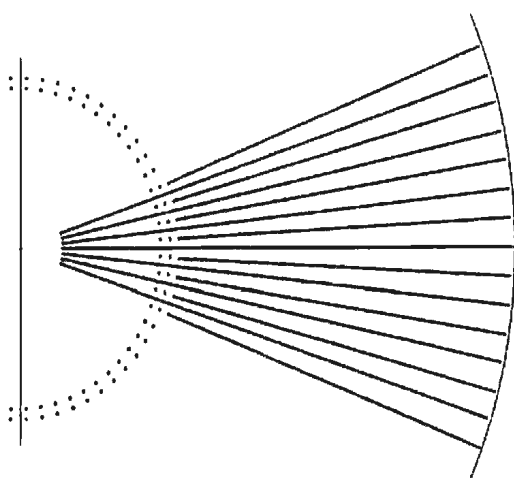


Radiale (Haupt-)Bewehrung, oben:

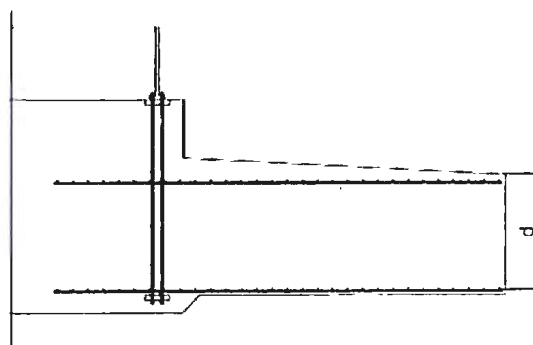
Ein Teil der oberen Radialbewehrung erstreckt sich von der Außenkante bis hin zum (unbewehrten) Kernbereiches des Fundamentes und orientiert sich dabei an den Zwischenräumen des Ankerkorbes (Bewehrungsseile sind jeweils mittig zw. den Ankerbolzen angeordnet). Ein anderer Teil der Bewehrung endet außerhalb 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:



Top view
radial reinforcement



Cross section

- 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 =	28 mm
\varnothing_c =	16 mm
\varnothing_c =	25 mm
H_1 =	850 mm
H_2 =	2400 mm
D_p =	5668 mm
D =	20400 mm



Querschnittswerte für Querkraft und Biegemoment:

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.052	2.105	3.157	4.209	5.261	6.314	7.366	m
Q(a)	59	119	179	241	303	366	429	KNm
M(a)	31	125	281	502	788	1140	1558	KNm
θ	39.81	39.81	39.81	33.69	33.69	33.69	33.69	deg.
e	0.897	1.109	1.341	1.550	1.700	1.879	2.117	m
LCF	1.37	1.37	1.37	1.37	1.37	1.37	1.37	
M _q (a)	86	279	584	1072	1609	2268	3069	KNm

Grenztragfähigkeit:

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

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7 *)	
a	1.052	2.105	3.157	4.209	5.261	6.314	7.366	m
N _a	92	92	92	92	92	92	92	
n	4	4	2	2	3	3	2	
α	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91	deg.
a _r	625	553	481	409	337	265	194	mm
Ø _r	28	28	28	28	28	28	28	mm
Ø _r (2.5)	16	16	0	0	0	0	0	mm
A _s	2615	2955	2561	3011	5478	6961	6364	mm ² /m
k*x	60.35	68.20	59.09	69.47	126.41	160.63	146.85	mm
d	972	1194	1415	1637	1858	2080	2301	mm
M _u	1071	1490	1543	2097	4275	6051	6164	KNm
	OK	OK	OK	OK	OK	OK	No *)	
τ	0.09	0.14	0.18	0.21	0.23	0.25	0.26	N/mm ²
ρ _s	0.000920	0.000920	0.000920	0.002000	0.002000	0.002000	0.002000	
f _{Rd,s}	0.48	0.48	0.48	1.30	1.30	1.30	1.30	N/mm ²
	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
Min A _s	1623	1993	2362	2732	3102	3471	3841	mm ² /m
Min A _s	1264	1552	1840	2128	2416	2703	2991	mm ² /m
Min A _{sc}	0	0	0	0	4689	5626	6564	mm ² /m

*) akzeptabel

- 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 3.91 Grad)
- e Abstand der Druckzone bis Radialbewehrung (bezogen auf Stabachse), e = d - λx/0.8.
- LCF Lastkonzentrationsfaktor ("Load Concentration Factor")
- M_q(a) Erhöhtes Biegemoment (inkl. Anteil aus Längskraft) $M_q(a) = LCF * [M(a) + 0.5 * e * Q(a) / \tan(\theta)]$
- α Winkel des Kreissegments
- a_r Breite eines 3.91 Grad Kreissegments im Abstand 'a' von der Fundamentaußenkante
- Ø_r Max. Stabdurchmesser der unteren Radialbewehrung
- A_s Bewehrungsfläche pro Meter
- k*x Rechnerische Druckzonenhöhe $k*x = A_s * f_{yd} / (1000 * 0.95 * f_{cd})$
- d Statische Nutzhöhe d = Abstand zw. Betondruckrand u. Schwerachse Bew. (H - 99 mm)
- M_u Aufnehmbares Biegemoment $M_u = A_s * f_{yd} * (d - k*x/2)$.
- τ Schubspannung infolge Querkraft $\tau = LCF * Q / (1000 * (d - k*x/2))$
- ρ_s Schubbewehrungsgrad
- f_{Rd,s} Zulässige Schubspannung: $f_{Rd,s} = \rho_s * f_{ywd} * \cot(\theta)$
- Min A_s Mindestlängsbewehrung $0.26 * d * f_{ctm} / f_{yk}$ and $0.0013 * d$
- Min A_t Mindestlängsbewehrung gemäß Seite 2.41: $A_t = (\rho_M/2 - \rho_N) * (D_i/D_u) / (f_{yd} * \tan(\theta)) * a_i / a_7$
- Reduktionsfaktor a_i / a₇ entspricht Lastausbreitung von a₇ 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	ρ	N	Bemerkung
1	0	3775	0.002000		C-Eisen innerhalb des Ankerkorbes
2	4225	14078	0.002000	8	"Durchstanzzone" außerh. Ankerk.
3	14078	20400	0.000920	6	"Schubzone" außerh. Ankerkorb
	mm	mm			

ρ 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	< 3775	46	7.366	0.70	1.30	entfällt
2	1	4841	19	7.780	0.70	1.30	607
	2	6072	24	7.164	0.69	1.30	600
	3	7304	29	6.548	0.67	1.30	578
	4	8536	34	5.932	0.63	1.30	549
	5	9767	38	5.316	0.60	1.30	515
	6	10999	43	4.700	0.55	1.30	473
	7	12231	48	4.085	0.40	1.30	347
	8	13462	53	3.469	0.40	1.30	347
	9						
	10						
3	1	14605	55	2.897	0.36	0.48	549
	2	15659	59	2.371	0.29	0.48	440
	3	16712	63	1.844	0.20	0.48	339
	4	17766	67	1.317	0.10	0.48	339
	5	18820	71	0.790	0.04	0.48	339
	6	19873	75	0.263	0.04	0.48	339
	7						
	8						
	9						
	10						
		mm	mm	m	N/mm ²	N/mm ²	mm

Min. Übergreifungslänge l_{lap} = 1.4 * τ/f_{Rd,s} * L_{b,req}, aber nicht kleiner als Max(1.4*0.3*L_{b,req}, 15*Ø, 200)

Min. erf. Verankerungslänge	L _{b,req}	806	516	mm
Durchmesser der Schubbewehrung	Ø	25	16	mm
Zonen-Nummer	Zone	2	3	
Zone		Durchstanz	Schub	



Die FüÙe 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	< 3775	2400	entfällt	>	entfällt	OK
2	1	4841	2400	2241	>	607	OK
	2	6072	2357	2198	>	600	OK
	3	7304	2228	2069	>	578	OK
	4	8536	2098	1939	>	549	OK
	5	9767	1969	1810	>	515	OK
	6	10999	1839	1680	>	473	OK
	7	12231	1710	1551	>	347	OK
	8	13462	1580	1421	>	347	OK
	9						
	10						
3	1	14605	1460	1301	>	549	OK
	2	15659	1349	1190	>	440	OK
	3	16712	1238	1079	>	339	OK
	4	17766	1127	968	>	339	OK
	5	18820	1016	857	>	339	OK
	6	19873	905	746	>	339	OK
	7						
	8						
	9						
	10						
		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	14078	616	1580	0.39	OK
3	Schub	14078	20400	527	905	0.58	OK
		mm	mm	mm	mm		

Querrichtung:

Zone	Bemerkung	von Ø	bis Ø	a	min d	a/d	?
2	Durchstanz	0	14078	592	1580	0.37	OK
3	Schub	14078	20400	559	905	0.62	OK
		mm	mm	mm	mm		



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

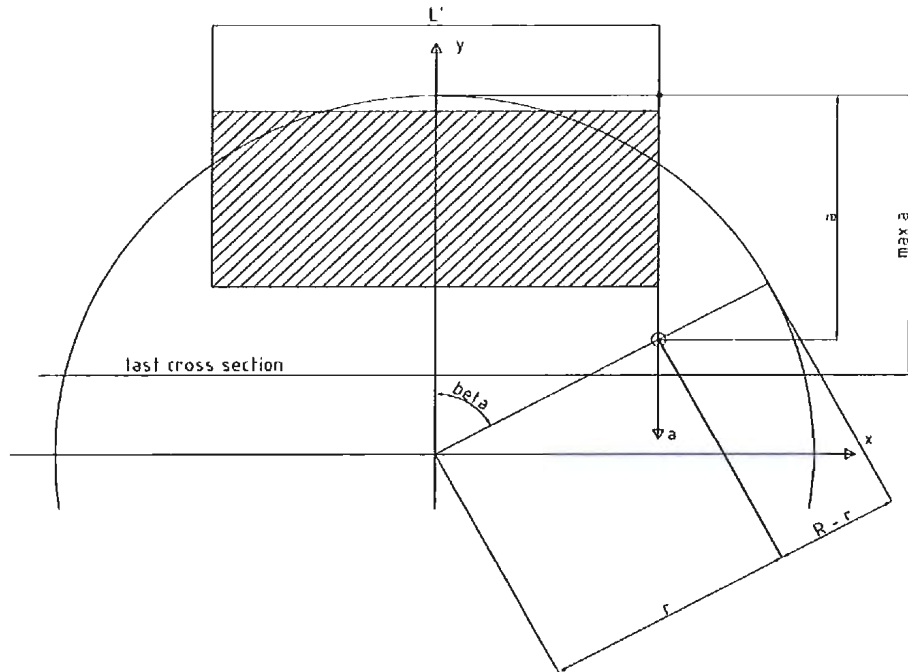
Die radiale Hauptbewehrung wurde entlang der Hauptachse berechnet, wo die Bewehrung achsenparallel verläuft. Entlang einer Achse, die parallel zur y-Achse im Abstand x_0 verläuft, ermittelt sich die Bewehrungssumme anteilig aus Radial- und Tangentialbewehrung: $A = A_r \cdot \cos(\beta)^2 + A_c \cdot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

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

$$L' = 13.818 \text{ m}$$

Fundamentradius

$$R = 10.200 \text{ m}$$

Effektive Abstand zum betrachteten Streifen:

$$x_0 = 6.409 \text{ m}$$



Querschnittswerte für Querkraft und Biegemoment:

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.052	2.105	3.157	4.209	5.261	6.314	7.366	m
Q(a)	31	219	406	592	776	959	1140	KN
M(a)	-13	118	448	973	1693	2606	3711	KNm
θ	39.81	39.81	39.81	33.69	33.69	33.69	33.69	deg.
e	0.688	0.686	0.826	0.980	1.110	1.236	1.340	m
LCF	0.76	0.76	0.76	0.71	0.60	0.49	0.38	
$M_q(a)$	0	159	494	995	1399	1710	1849	KNm

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

Grenztragfähigkeit:

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.052	2.105	3.157	4.209	5.261	6.314	7.366	m
β	35.02	38.37	42.30	46.93	52.38	58.77	66.15	deg.
r	11.169	10.325	9.523	8.773	8.091	7.495	7.008	m
R - r	-0.969	-0.125	0.677	1.427	2.109	2.705	3.192	m
N_a	92	92	92	92	92	92	92	
n	4	4	4	4	4	4	4	
α	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91	deg.
a_r	763	705	650	599	552	512	479	mm
\varnothing_r	32	32	32	32	32	32	32	mm
$\varnothing_r(1.5)$	16	16	16	16	16	16	16	mm
A_r	2636	2852	3092	3356	3639	3929	4202	mm ² /m
a_c	250	250	250	230	170	170	170	mm
\varnothing_c	25	25	25	25	25	25	25	mm
A_c	1963	1963	1963	2134	2887	2887	2887	mm ² /m
ΣA	2415	2510	2581	2704	3168	3167	3102	mm ² /m
$k \cdot x$	55.72	57.91	59.56	62.40	73.09	73.09	71.59	mm
d	758	758	901	1058	1202	1327	1430	mm
M_u	767	795	977	1208	1605	1777	1880	KNm
	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
Min As	1265	1265	1503	1766	2006	2215	2386	mm ² /m
Min As	985	985	1171	1376	1562	1725	1859	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 3.91 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.

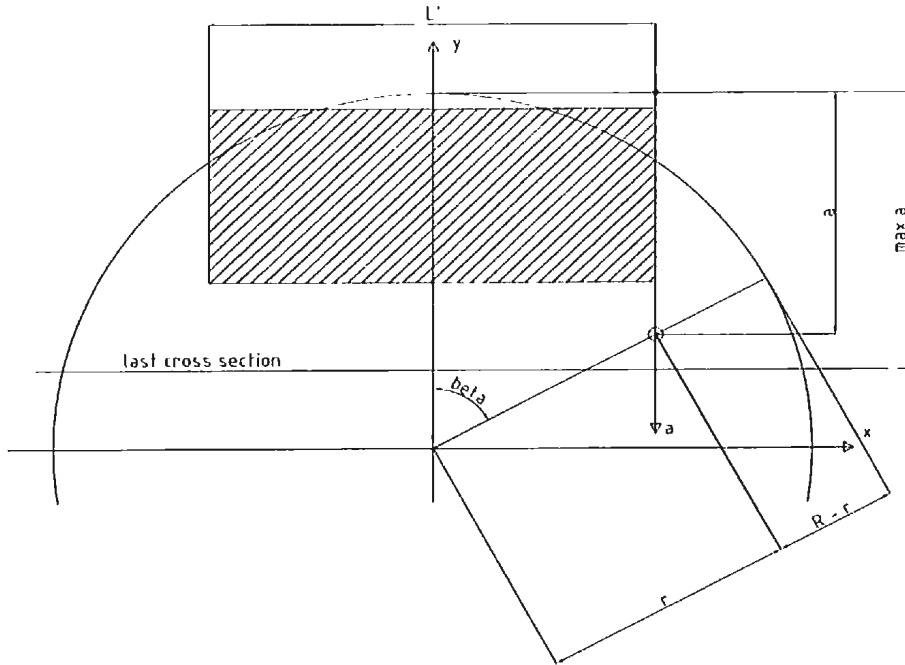
Die radiale Hauptbewehrung wurde entlang der Hauptachse berechnet, wo die Bewehrung achsenparallel verläuft. Entlang einer Achse, die parallel zur y-Achse im Abstand x_0 verläuft, ermittelt sich die Bewehrungssumme anteilig aus Radial- und Tangentialbewehrung: $A = A_r \cdot \cos(\beta)^2 + A_c \cdot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

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

$$L' = 13.818 \text{ m}$$

Fundamentradius

$$R = 10.200 \text{ m}$$

Effektive Abstand zum betrachteten Streifen:

$$x_0 = 6.409 \text{ m}$$



Querschnittswerte für Querkraft und Biegemoment:

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.052	2.105	3.157	4.209	5.261	6.314	7.366	m
Q(a)	59	119	179	241	303	366	429	KN
M(a)	31	125	281	502	788	1140	1558	KNm
θ	39.81	39.81	39.81	33.69	33.69	33.69	33.69	deg.
e	0.705	0.702	0.842	0.996	1.140	1.264	1.355	m
LCF	0.76	0.76	0.76	0.71	0.60	0.49	0.38	
$M_q(a)$	43	133	283	482	626	727	759	KNm

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

Grenztragfähigkeit:

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.052	2.105	3.157	4.209	5.261	6.314	7.366	m
β	35.02	38.37	42.30	46.93	52.38	58.77	66.15	deg.
r	11.169	10.325	9.523	8.773	8.091	7.495	7.008	m
R - r	-0.969	-0.125	0.677	1.427	2.109	2.705	3.192	m
N_a	92	92	92	92	92	92	92	
n	4	4	4	4	2	2	2	
α	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91	3.91	deg.
a_r	763	705	650	599	552	512	479	mm
\varnothing_r	28	28	28	28	28	28	28	mm
$\varnothing_r(2.5)$	16	16	16	16	16	16	16	mm
A_r	2142	2317	2512	2727	2229	2406	2574	mm ² /m
a_c	250	250	250	230	200	200	170	mm
\varnothing_c	25	25	25	25	25	25	25	mm
A_c	1963	1963	1963	2134	2454	2454	2887	mm ² /m
ΣA	2083	2181	2264	2411	2370	2441	2836	mm ² /m
k^*x	48.07	50.32	52.24	55.63	54.70	56.34	65.45	mm
d	765	765	908	1065	1209	1334	1437	mm
M_u	671	702	868	1087	1218	1386	1731	KNm
	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	
Min A_s	1277	1277	1515	1778	2018	2227	2398	mm ² /m
Min A_s	995	995	1180	1385	1571	1734	1868	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 3.91 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	1.052	2.105	3.157	4.209	5.261	6.314	7.366	m
β	90	90	90	90	90	90	90	deg.
a_c	250	230	170	170	150	110	100	mm
\varnothing_c	25	25	25	25	25	25	25	mm
Ac	1963	2134	2887	2887	3272	4462	4909	mm ² /m
Min As	1662	2031	2401	2770	3140	3510	3879	mm ² /m
Min As	1294	1582	1870	2158	2445	2733	3021	mm ² /m
	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	

Oben:

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.052	2.105	3.157	4.209	5.261	6.314	7.366	m
β	90	90	90	90	90	90	90	deg.
a_c	250	230	200	170	150	130	120	mm
\varnothing_c	25	25	25	25	25	25	25	mm
Ac	1963	2134	2454	2887	3272	3776	4091	mm ² /m
Min As	1623	1993	2362	2732	3102	3471	3841	mm ² /m
Min As	1264	1552	1840	2128	2416	2703	2991	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	1.052	2.105	3.157	4.209	5.261	6.314	7.366	m
LCF	1.41	1.41	1.41	1.41	1.41	1.41	1.41	
maxM	102	396	862	1480	2233	3099	4061	KNm/m
minM	-16	-60	-126	-206	-295	-386	-472	KNm/m
A _s	3219	3637	4181	4915	7155	9092	8312	mm ² /m
d	995	1217	1438	1660	1881	2103	2324	mm
x	176	208	242	282	358	423	430	mm
I	1.450E+10	2.473E+10	3.984E+10	6.223E+10	1.127E+11	1.758E+11	2.015E+11	mm ⁴ /mm
max σ	1.24	3.32	5.24	6.71	7.09	7.47	8.66	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}	0.07	0.19	0.31	0.39	0.42	0.44	0.51	
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	
A _s	1.052	2.105	3.157	4.209	5.261	6.314	7.366	m
LCF	1.41	1.41	1.41	1.41	1.41	1.41	1.41	
maxM	42	169	381	677	1058	1523	2073	KNm/m
minM	45	175	383	664	1010	1415	1873	KNm/m
A _s	2615	2955	2561	3011	5478	6961	6364	mm ² /m
d	972	1194	1415	1637	1858	2080	2301	mm
x	158	187	192	223	315	373	379	mm
I	1.150E+10	1.976E+10	2.485E+10	3.901E+10	8.698E+10	1.363E+11	1.561E+11	mm ⁴ /mm
max σ	0.58	1.60	2.94	3.88	3.83	4.17	5.03	N/mm ²
min σ	0.62	1.65	2.96	3.80	3.66	3.88	4.55	N/mm ²
max σ/f _{cd}	0.02	0.07	0.13	0.17	0.16	0.18	0.22	
0.5+0.45*minσ/f _{cd}	0.51	0.53	0.56	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 = 7.366 m

Step	$N_{i,j}$	max $M_{i,j}$	f1 = e/R	f2 *)	yo	$\sigma(\text{edge})$	$\sigma(a)$
1	22598	88899	0.3857	0.0081	-5.6543	184	98
2	22598	86469	0.3751	0.0079	-5.9700	180	98
3	22598	84034	0.3646	0.0078	-6.2933	175	97
4	22598	81604	0.3540	0.0076	-6.6166	171	96
5	22598	79174	0.3435	0.0074	-6.9481	167	96
6	22598	76743	0.3329	0.0072	-7.2817	164	95
7	22598	74312	0.3224	0.0071	-7.6227	160	94
8	22598	71881	0.3118	0.0069	-7.9696	157	93
9	22598	69450	0.3013	0.0068	-8.3225	153	92
10	22598	67019	0.2908	0.0066	-8.6839	150	91
11	22598	64588	0.2802	0.0065	-9.0561	147	91
12	22598	62157	0.2697	0.0064	-9.4397	144	90
13	22598	59726	0.2591	0.0062	-9.8392	141	89
14	22598	57295	0.2486	0.0000	-10.2000	138	88
15	22598	54864	0.2380	0.0000	-10.2000	135	86
16	22598	52433	0.2275	0.0000	-10.2000	132	84
17	22598	50002	0.2169	0.0000	-10.2000	129	83
18	22598	47571	0.2064	0.0000	-10.2000	126	81
19	22598	45140	0.1958	0.0000	-10.2000	123	79
20	22598	42710	0.1853	0.0000	-10.2000	120	77
21	22598	40279	0.1747	0.0000	-10.2000	117	75
22	22598	37848	0.1642	0.0000	-10.2000	115	73
23	22598	35417	0.1536	0.0000	-10.2000	112	71
24	22598	32986	0.1431	0.0000	-10.2000	109	69
25	22598	30555	0.1326	0.0000	-10.2000	106	68
	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 = 7.366 m

Step	$N_{i,j}$	min $M_{i,j}$	$f1 = e/R$	$f2$ *)	y_0 *)	$\sigma(\text{edge})$	$\sigma(a)$
1	22598	-32651	-0.1417	0.0000	-10.2000	30	19
2	22598	-30221	-0.1311	0.0000	-10.2000	33	21
3	22598	-27786	-0.1205	0.0000	-10.2000	36	23
4	22598	-25356	-0.1100	0.0000	-10.2000	39	25
5	22598	-22926	-0.0995	0.0000	-10.2000	42	27
6	22598	-20496	-0.0889	0.0000	-10.2000	45	28
7	22598	-18065	-0.0784	0.0000	-10.2000	47	30
8	22598	-15634	-0.0678	0.0000	-10.2000	50	32
9	22598	-13203	-0.0573	0.0000	-10.2000	53	34
10	22598	-10772	-0.0467	0.0000	-10.2000	56	36
11	22598	-8341	-0.0362	0.0000	-10.2000	59	38
12	22598	-5910	-0.0256	0.0000	-10.2000	62	40
13	22598	-3479	-0.0151	0.0000	-10.2000	65	42
14	22598	-1048	-0.0045	0.0000	-10.2000	68	43
15	22598	1383	0.0060	0.0000	-10.2000	71	45
16	22598	3814	0.0165	0.0000	-10.2000	74	47
17	22598	6245	0.0271	0.0000	-10.2000	77	49
18	22598	8676	0.0376	0.0000	-10.2000	80	51
19	22598	11107	0.0482	0.0000	-10.2000	82	53
20	22598	13538	0.0587	0.0000	-10.2000	85	55
21	22598	15969	0.0693	0.0000	-10.2000	88	56
22	22598	18400	0.0798	0.0000	-10.2000	91	58
23	22598	20831	0.0904	0.0000	-10.2000	94	60
24	22598	23262	0.1009	0.0000	-10.2000	97	62
25	22598	25693	0.1115	0.0000	-10.2000	100	64
	KN	KNm			m	KN/m ²	KN/m ²

*) $f2 = 0$ indiziert, daß die Sohlfluge 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	4218	715	1476	8.22	0.00	0.4819	0.0000
2	4130	785	1476	7.96	0.00	0.4666	0.0000
3	4049	854	1476	7.71	0.00	0.4523	0.0000
4	3968	924	1476	7.47	0.00	0.4380	0.0000
5	3892	994	1476	7.24	0.00	0.4247	0.0000
6	3817	1063	1476	7.02	0.00	0.4115	0.0000
7	3745	1133	1476	6.80	0.00	0.3988	0.0000
8	3675	1202	1476	6.59	0.00	0.3865	0.0000
9	3606	1272	1476	6.39	0.00	0.3745	0.0000
10	3540	1342	1476	6.19	0.00	0.3628	0.0000
11	3476	1411	1476	6.00	0.00	0.3516	0.0000
12	3413	1481	1476	5.81	0.02	0.3405	0.0009
13	3352	1550	1476	5.62	0.22	0.3298	0.0131
14	3290	1620	1476	5.44	0.43	0.3189	0.0254
15	3221	1690	1476	5.23	0.64	0.3067	0.0376
16	3151	1759	1476	5.02	0.85	0.2945	0.0498
17	3082	1829	1476	4.81	1.06	0.2822	0.0621
18	3012	1898	1476	4.61	1.27	0.2700	0.0743
19	2942	1968	1476	4.40	1.48	0.2578	0.0865
20	2873	2038	1476	4.19	1.68	0.2455	0.0988
21	2803	2107	1476	3.98	1.89	0.2333	0.1110
22	2734	2177	1476	3.77	2.10	0.2211	0.1232
23	2664	2246	1476	3.56	2.31	0.2088	0.1355
24	2594	2316	1476	3.35	2.52	0.1966	0.1477
25	2525	2386	1476	3.14	2.73	0.1844	0.1599
	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

$a = 7.366 \text{ m}$
 $I = 2.015E+11 \text{ mm}^4$
 $x = 430 \text{ mm}$
 $\sigma = LCF * M_i * x / I \text{ N/mm}^2$
 $LCF = 1.41$
 $f_{cd, \text{fat}} = 17.06 \text{ N/mm}^2$



Tabelle: Beton, PM Summe:

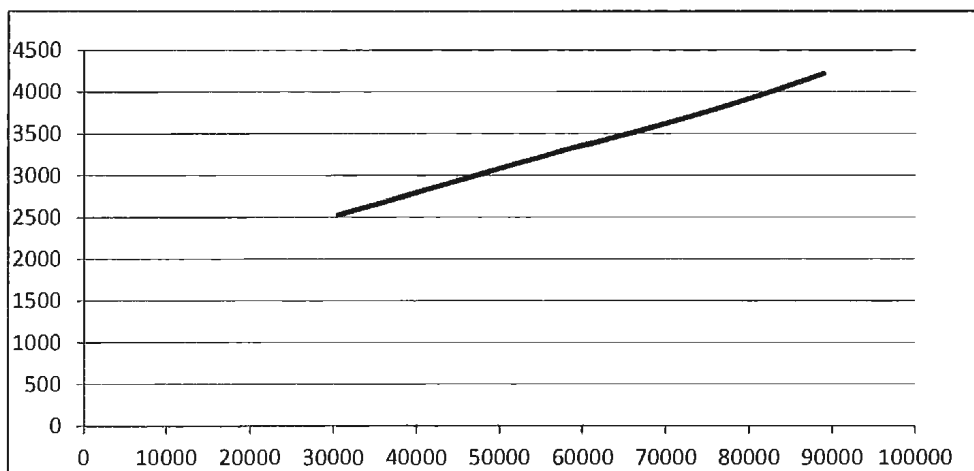
Betongüte: C35

Smax	Smin	log(N1)	log(N2)	log(n3)	log(N)	n	n/N
0.4819	0.0000	6.22	6.49	4.04	6.49	2.92E+00	0.0000
0.4666	0.0000	6.40	6.92	4.45	6.92	2.92E+00	0.0000
0.4523	0.0000	6.57	7.32	4.86	7.32	2.15E+01	0.0000
0.4380	0.0000	6.74	7.75	5.31	7.75	8.75E+00	0.0000
0.4247	0.0000	6.90	8.15	5.76	8.15	3.50E+01	0.0000
0.4115	0.0000	7.06	8.56	6.24	8.56	1.86E+01	0.0000
0.3988	0.0000	7.21	8.97	6.74	8.97	4.89E+01	0.0000
0.3865	0.0000	7.36	9.37	7.27	9.37	9.15E+01	0.0000
0.3745	0.0000	7.51	9.77	7.82	9.77	1.11E+02	0.0000
0.3628	0.0000	7.65	10.16	8.40	10.16	1.64E+02	0.0000
0.3516	0.0000	7.78	10.55	9.01	10.55	5.47E+02	0.0000
0.3405	0.0009	7.92	10.97	9.68	10.97	1.91E+03	0.0000
0.3298	0.0131	8.18	11.76	10.96	11.76	3.12E+03	0.0000
0.3189	0.0254	8.45	12.60	12.47	12.60	1.01E+04	0.0000
0.3067	0.0376	8.74	13.54	14.39	14.39	3.03E+04	0.0000
0.2945	0.0498	9.04	14.55	16.73	16.73	1.30E+05	0.0000
0.2822	0.0621	9.35	15.61	19.62	19.62	2.79E+05	0.0000
0.2700	0.0743	9.66	16.73	23.26	23.26	6.30E+05	0.0000
0.2578	0.0865	9.98	17.92	28.00	28.00	9.53E+05	0.0000
0.2455	0.0988	10.30	19.18	34.35	34.35	1.70E+06	0.0000
0.2333	0.1110	10.64	20.50	43.31	43.31	3.12E+06	0.0000
0.2211	0.1232	10.98	21.90	56.81	56.81	6.10E+06	0.0000
0.2088	0.1355	11.32	23.38	79.40	79.40	1.68E+07	0.0000
0.1966	0.1477	11.68	24.94	124.71	124.71	7.83E+07	0.0000
0.1844	0.1599	12.04	26.59	260.89	260.89	3.81E+08	0.0000

< 0.80
OK

PM Summe: 0.0000
< 1.0
OK

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



Ermüdungsfestigkeit des Betonstahls in den betrachteten Querschnitten:

Steigung des Graphens (vorherige Seite, unterer linearer Abschnitt) $i_1 = 0.02863$
 Steigung d. Graphens (vorherige Seite, vom ersten bis letzten Punkt) $i_2 = 0.02902$
 Korrekturfaktor für nichtlineares Verhalten $f_c = \max(i_2 / i_1, 1) = 1.0134$

Querschnittswerte gemäß zuvor

Ermüdungsfestigkeit des Betonstahls ($n=10^6$) Kat. = 162.5

Mittlerer Wöhlerlinienexponent m des gesamten Spektrums m = 7

Zul. Ermüdungsfestigkeit bei $n=10^7$ $f_{fatd} = \text{Kat.} \cdot (10^6/10^7)^{1/m} / Y_m = 102 \text{ N/mm}^2$

Verhältnis Biegerollen- zu Stabdurchmesser (obere Radialbewehrung): D/d = 19.6

Reduktionsfaktor für Stabaufbiegungen $\xi = \min(0.35 + 0.026 \cdot D/d, 1) = 0.8607$

Lastkonzentrationsfaktor ("Load Concentration Factor") LCF = 1.37

Leeseite, untere Radialbewehrung:

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

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.052	2.105	3.157	4.209	5.261	6.314	7.366	m
Mmax	40	154	338	584	886	1237	1633	KNm
Mmin	18	70	155	272	418	592	792	KNm
A _s	3219	3637	4181	4915	7155	9092	8312	mm ²
d	995	1217	1438	1660	1881	2103	2324	mm
x	176	208	242	282	358	423	430	mm
I	1.450E+10	2.473E+10	3.984E+10	6.223E+10	1.127E+11	1.758E+11	2.015E+11	mm ⁴
max σ	18.0	50.7	81.5	103.9	96.3	95.1	123.5	N/mm ²
min σ	8.1	23.0	37.5	48.4	45.4	45.5	59.9	N/mm ²
Δσ * f _c	10.1	28.0	44.6	56.3	51.6	50.3	64.4	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	1.052	2.105	3.157	4.209	5.261	6.314	7.366	m
Mmax	3	11	28	54	91	141	206	KNm
Mmin	-19	-73	-154	-258	-377	-505	-635	KNm
A _s	2615	2955	2561	3011	5478	6961	6364	mm ²
H _i	972	1194	1415	1637	1858	2080	2301	mm
x	173	204	207	241	347	414	416	mm
I	1.154E+10	1.983E+10	2.490E+10	3.909E+10	8.735E+10	1.370E+11	1.567E+11	mm ⁴
max σ	1.4	4.6	10.9	15.5	12.7	13.8	19.9	N/mm ²
min σ	-10.7	-29.2	-60.3	-74.0	-52.4	-49.3	-61.5	N/mm ²
Δσ * f _c	12.3	34.3	72.2	90.8	66.0	64.0	82.4	N/mm ²
f _{fatd}	88	88	88	88	88	88	88	N/mm ²
	OK	OK	OK	No *)	OK	OK	OK	

*) akzeptabel, da Stäbe in diesem Bereich nicht gebogen



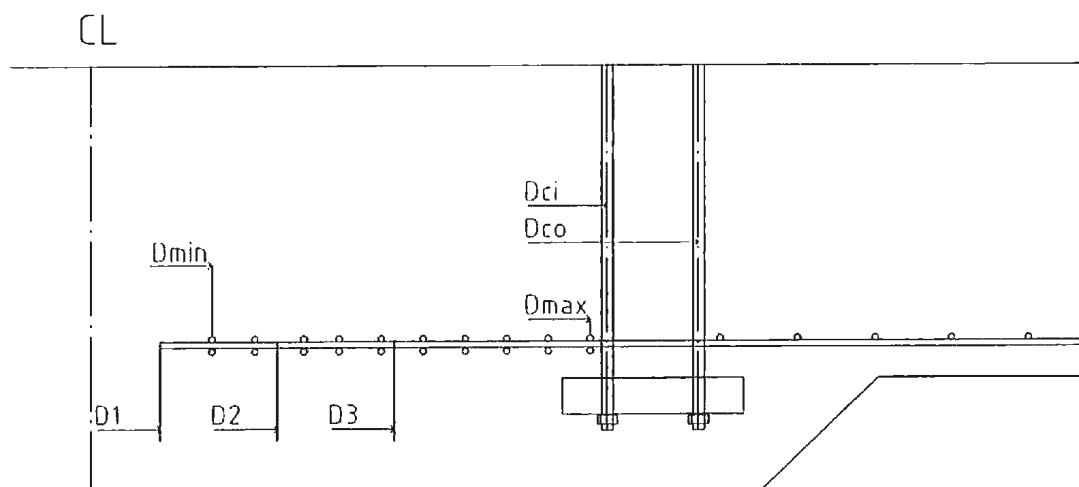
Verankerung der radialen (Haupt-)Bewehrung

Die Radialbewehrung innerhalb des Ankerkorbes wird durch mehrere Querbewehrungsringe verankert. Die max. Kraft in einem Radialbewehrungsringen ist $P_a = \pi/4 * d^2 * f_{yd}$. N ist die Anzahl an Eisen, welche die Ankerbolzen passieren und $L = Dt * \pi / N$ ist der Abstand zwischen den Bewehrungsstäben, wobei Dt der mittlere Durchm. des Fußflansches ist. Die max. Belastung ergibt sich durch $p = d^2 * f_{yd} * N / (4 * Dt)$ 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: $f_M = 0.4608$ Oben: $f_M = 0.2528$

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	184	32	2 x 25	12	3634	1288	107
Oben	184	28	1 x 25	10	3634	1288	130
		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	1947	2958	3775	4225	9207	1662
Oben	1000	1947	2958	3775	4225	3766	1264
	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 = 1.37

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

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.052	2.105	3.157	4.209	5.261	6.314	7.366	m
max Q	193	374	541	695	836	964	1079	KN
min Q	36	77	122	171	225	283	345	KN
z=d-x/3	937	1148	1358	1566	1762	1961	2181	mm
max σ	1.03	1.63	2.00	2.22	2.36	2.44	2.47	N/mm ²
min σ	0.19	0.33	0.45	0.55	0.63	0.71	0.79	N/mm ²
max σ/f_{cd}	0.04	0.07	0.09	0.10	0.10	0.10	0.11	
$0.5+0.45 \cdot \min \sigma / f_{cd}$	0.50	0.51	0.51	0.51	0.51	0.51	0.52	
	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	

Schub, "Mean +/- 1/2 Range", "Equivalent loads": $\sigma_s = Q \cdot \tan(\theta) / (b \cdot z \cdot \rho_s) = Q / (1.2 \cdot b \cdot z \cdot \rho_s)$

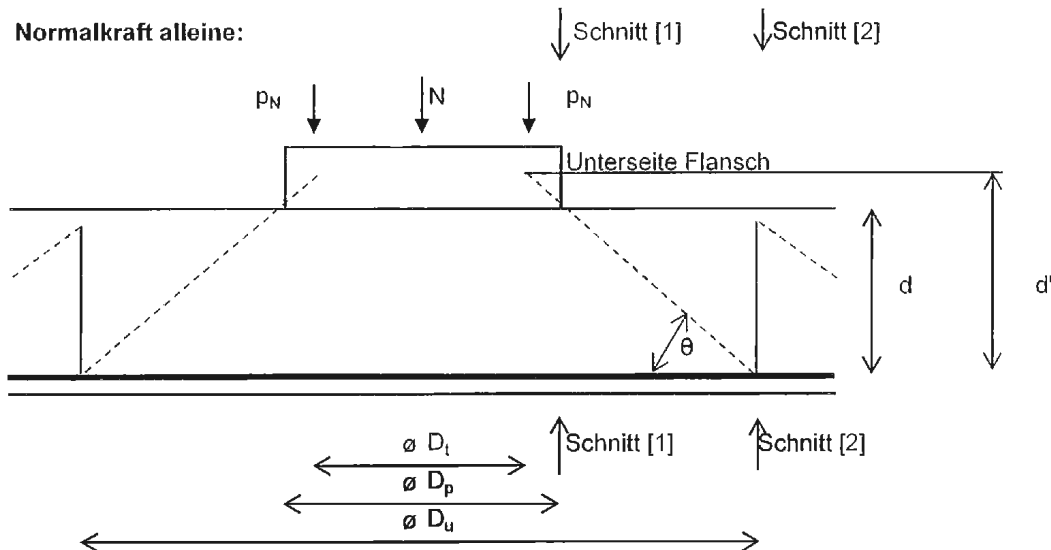
Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.052	2.105	3.157	4.209	5.261	6.314	7.366	m
max Q	132	257	377	490	598	700	795	
min Q	91	180	268	354	438	522	603	
z=d-x/3	937	1148	1358	1566	1762	1961	2181	
ρ_s	0.0009	0.0009	0.0009	0.0020	0.0020	0.0020	0.0020	
max σ	174	278	344	179	194	204	208	N/mm ²
min σ	120	195	245	129	142	152	158	N/mm ²
$\Delta\sigma$	54	83	100	50	52	52	50	N/mm ²
f_{fald}	102	102	102	102	102	102	102	N/mm ²
	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	



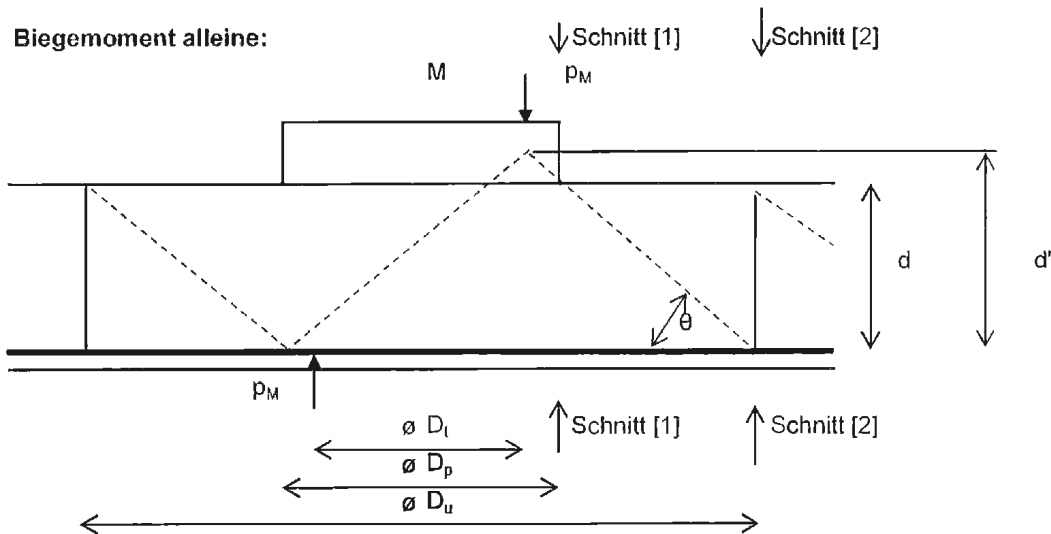
Durchstanzen - abwärts, nach der Fachwerkanalogie.

Durchstanzlast auf	Eigenlast (max)	$\max N_d = Y_f \cdot F_z =$	5859 KN
Oberkannte Fundament	Eigenlast (min)	$\min N_d = Y_f \cdot F_z =$	4793 KN
	Biegemoment	$M_d = Y_f \cdot M =$	131340 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.	2922 mm
Stat. Nutzhöhe der Platte ausgehend von UK Sockel		$d =$	2301	2324 mm
Innere Hebelarm am Sockelanschnitt		$z =$	2228	2228 mm
Statische Nutzhöhe der Platte bei Du		$d =$	1637	1438 mm
Innere Hebelarm bei Du		$z =$	1602	1390 mm
Mittlerer Durchmesser des Turmfußflansches		$D_l =$	4000	4000 mm
Aussendurchmesser Ankerplatte / T-Flansch		$D_p =$	4590	4450 mm
Durchmesser des kritischen Rundschnitts		$D_u =$	10184	12640 mm
			11485	13732



Durchstanzen abwärts.

Linie last am Turmdurchmesser:

Eigenlast	$p_N = \max N_d / (\pi * D_t) =$	466 KN/m
Biegemoment	$p_M = 4 * M_d / (\pi * D_t^2) =$	10452 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	$\rho_p =$	0.002000

Schnitt 1-1 am Turm:

Gesamtreaktion:	$V_1 = p_N + p_M / 2 =$	5692 KN/m
Tragfähigkeit der Druckstrebe	$< v * z * b * f_{cd} * \sin(\theta) * \cos(\theta) =$	10524 KN/m
		OK (54%)

Schnitt 2-2 am kritischen Rundschnitt:

Gesamtreaktion:	$V_2 = (p_N + p_M / 2) * D_t / D_u =$	1801 KN/m
Tragfähigkeit der Zugstrebe	$< z * b * \rho_p * f_{yd} / \tan(\theta) =$	1813 KN/m
		OK (99%)

Durchstanzen aufwärts.

Linie last am Turmdurchmesser:

Eigenlast	$p_N = \min N_d / (\pi * D_t) =$	381 KN/m
Biegemoment	$p_M = 4 * M_d / (\pi * D_t^2) =$	10452 KN/m

Schnitt 1-1 am Turm:

Gesamtreaktion:	$V_1 = -p_N + p_M / 2 =$	4844 KN/m
Tragfähigkeit der Druckstrebe	$< v * z * b * f_{cd} * \sin(\theta) * \cos(\theta) =$	10524 KN/m
		OK (46%)

Schnitt 2-2 am Perimeter:

Gesamtreaktion:	$V_1 = (-p_N + p_M / 2) * D_t / D_u =$	1903 KN/m
Tragfähigkeit der Zugstrebe	$< z * b * \rho_p * f_{yd} / \tan(\theta) =$	2090 KN/m
		OK (91%)

Definition des Durchstanzkegels:

Bewehrungsgrad erfüllt innerhalb:	$D_{pu} = D_u + d =$	14078 mm
-----------------------------------	----------------------	----------

Minimalbewehrung innerhalb Durchstanzbereich:

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

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

Min Bewehrung gültig am Sokkel, abminderung linear mit dem Verhältniss a_t / a_7 - Seite 2.27 and 2.29.

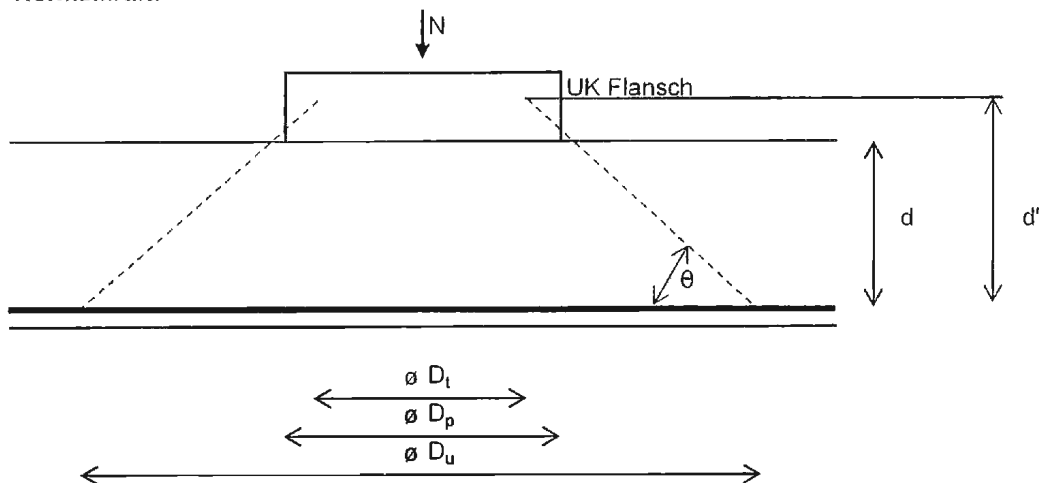


NUR ZUR INFORMATION BZW. ZU VERGLEICHSZWECKEN

Durchstanzen nach β -Verfahren als Vergleich - abwärts

Beim folgenden Durchstanznachweis wird die einwirkende Querkraft mit dem Faktor β nach Nöbling ("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 DIN 1045-1 des NABau, 01.06.2012)

Normalkraft:



Geometrie:		abwärts	
Lastausbreitung	1 : 1.5	$\theta =$	33.69 Grad
Statische Nutzhöhe der Platte ausgehend von UK Turmfußflansch		$d' =$	2922 mm
Statische Nutzhöhe der Platte ausgehend von UK Sockel		$d =$	2324 mm
Innere Hebelarm am Sockelanschnitt		$z =$	2228 mm
Statische Nutzhöhe der Platte bei D_u		$d =$	1438 mm
Innere Hebelarm bei D_u		$z =$	1390 mm
Mittlerer Durchmesser des Turmfußflansches		$D_t =$	4000 mm
Aussendurchmesser des Turmfußflansches		$D_{fo} =$	4450 mm
Durchmesser des kritischen Rundschnitts		$D_u =$	12640 mm
Schubbewehrungsgrad in Durchstanzzone		$\rho_p =$	0.002000
Bewehrungsgrad der Hauptbewehrung	$\rho = \sqrt{(At^2 + Ar^2)} / (1000 * d)$		0.003533

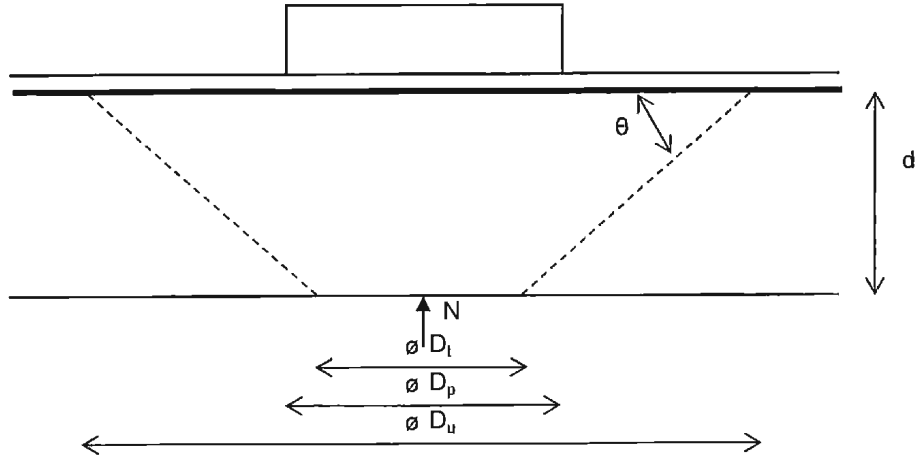
Aufzunehmende Querkraft	aus (Turm-)Eigenlast (max)	$\max N_d = Y_f * F_z =$	5859 KN
	aus Biegemoment	$M_d = Y_f * M =$	131340 KN
Lastexzentrizität		$e = M_d / \max N_d =$	22.418 m
Beiwert zur Berücksichtigung nichtrotationsymmetrischer Beanspruchungen		$\beta = 1 + e / D_{fo} =$	6.038
aufzunehmende Querkraft je Längeneinheit im kritischen Rundschnitt		$v_{Ed} = \beta * \min N_d / (\pi * D_u) =$	891 KN/m
(107) Betontragfähigkeit.	$< V_{Rd,c} = 1.5 * 0.14 * [1 + \sqrt{(200/d)}] * (100 * \rho * f_{ck})^{1/3} * d =$		959 KN/m
(109) mit Durchstanzbewehrung	$< V_{Rd,sy} = V_{Rd,c} / 1.5 + \rho_p * f_{yd} * d =$		1890 KN/m
			OK 93%



Durchstanzen - aufwärts

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

Normalkraft:

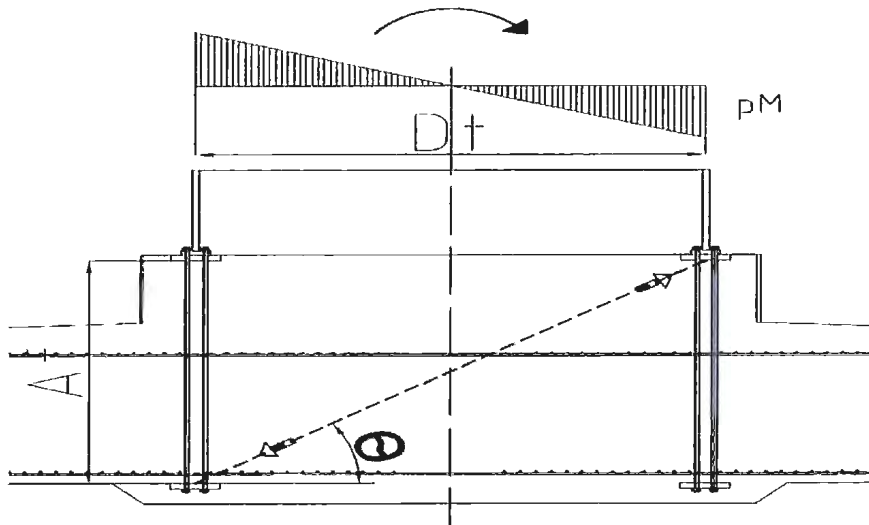


Geometrie:		aufwärts	
Lastausbreitung	1 : 1.5	$\theta =$	34 Grad
Statische Nutzhöhe der Platte ausgehend von UK Turmfußflansch		$d' =$	n.a. mm
Statische Nutzhöhe der Platte ausgehend von UK Sockel		$d =$	2301 mm
Innere Hebelarm am Sockelanschnitt		$z =$	2228 mm
Statische Nutzhöhe der Platte bei D_u		$d =$	1637 mm
Innere Hebelarm bei D_u		$z =$	1602 mm
Mittlerer Durchmesser des Turmfußflansches		$D_l =$	4000 mm
Aussendurchmesser der Ankerplatte		$D_{fo} =$	4590 mm
Durchmesser des kritischen Rundschnitt		$D_u =$	10184 mm
Schubbewehrungsgrad in Durchstanzzone		$\rho_p =$	0.002000
Bewehrungsgrad der Hauptbewehrung	$\rho = \sqrt{(A_t^2 + A_r^2)} / (1000 * d) =$		0.002549

Aufzunehmende Querkraft	aus (Turm-)Eigenlast (max)	$\min N_d = Y_f * F_z =$	4793 KN
	aus Biegemoment	$M_d = Y_f * M =$	131340 KN
Lastexzentrizität		$e = M_d / \max N_d =$	27.400 m
Beiwert zur Berücksichtigung nichtrotations-symmetrischer Beanspruchungen		$\beta = -1 + e / D_{fo} =$	4.970
aufzunehmende Querkraft je Längeneinheit im kritischen Rundschnitt		$v_{Ed} = \beta * \max N_d / (\pi * D_u) =$	745 KN/m
(107) Betontragfähigk.		$< V_{Rd,c} = 1.5 * 0.14 * [1 + \sqrt{(200/d)}] * (100 * \rho * f_{ck})^{1/3} * d =$	962 KN/m
(109) mit Durchstanzbewehrung		$< V_{Rd,sy} = V_{Rd,c} / 1.5 + \rho_p * f_{yd} * d =$	2065 KN/m
			OK 77%



Druckstrebe innerhalb des Ankerkorbes



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

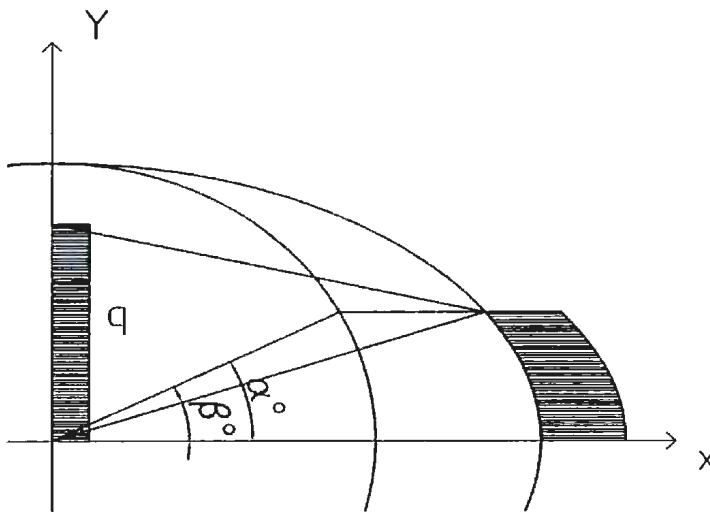
$$p_M = 4 * M_d / (\pi * D_t^2) = 10452 \text{ KN/m}$$

$$A_f = 2998 \text{ mm}$$

$$D_t = 4000 \text{ mm}$$

$$\theta = \text{Arctan}(A_f / D_t) = 36.85 \text{ deg.}$$

Annahme hinsichtlich Geometrie und Lastausbreitung:



Angenommene Spannungsverteilung

$$\beta_0 = 30.00^\circ$$

Äquivalenter Winkel bezogen auf Kreis

$$\alpha_0 = \text{Arcsin}(1 / \sqrt{1 + [\cos(\theta) / \tan(\beta_0)]^2}) = 35.81^\circ$$

Angenommene Lastvariation

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

Linienlast im Zentrum

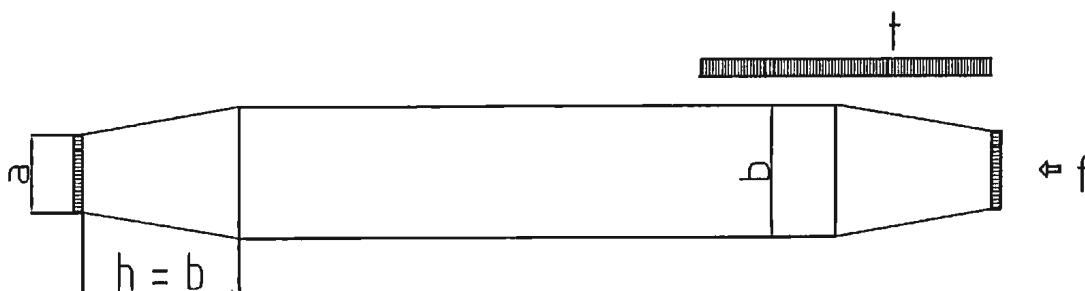
$$q = 2 * \int [p_c(\alpha) * r * \cos(\theta)] / [2 * r * \cos(\alpha) * \tan(\beta_0)] * d\alpha$$

Integration von $\alpha = 0$ bis $\alpha = \alpha_0$

$$q = \alpha_0 * p_M / [2 * \tan(\theta) * \tan(\beta_0)] = 7548 \text{ N/mm}$$



Annahme hinsichtlich der Geometrie der Druckstrebe:



Bemessungsdruckspannung im Knoten (siehe nachfolgende Knotenbemessung)	$\sigma_{Rd,max} = 1.1 * f_{cd} =$	21.8 N/mm ²
Druckstreberbreite am Knoten	$a = p_M / (2 * \sin(\theta) * \sigma_{Rd,max}) =$	399 mm
Bewehrungsgrad innerhalb des Ankerkorbes, vertikale Bew.	$\rho_V =$	0.002000
Bewehrungsgrad rechtwinkelig zur Druckstrebe	$\rho_c = \rho_V * \cos(\theta) =$	0.001600
Max. Druckstrebenbreite (DIN EN 1992-1-1 (6.58)):	$\frac{1}{4} * (b - a) / b * p_M / [2 * \sin(\theta)] = \rho_c * f_{yd} * b$	
	$\chi * b^2 - b + a = 0$	
Faktor	$\chi = 8 * \rho_c * \sin(\theta) * f_{yd} / p_M =$	0.0003194
Max. Breite	$b = [1 + \sqrt{(1 - 4 * \chi * a)}] / (2 * \chi) =$	2661 mm
Obere Grenze für b:	$v = 0.6 * (1 - f_{ck}/250) =$	0.5160
	$\max b = v * Af =$	1547 mm
Gewählte Druckstrebenbreite	$b =$	1547 mm
Spannung in der Druckstrebe	$\sigma = q / b =$	4.88 N/mm ²
	$< f_{cd} =$	23 N/mm ²
		OK



Leerrohrführung durch Druckstrebe:

Umfangsbreite im Zentrum aus voriger Spannungsberechnung $w = Dt \cdot \sin(\alpha_0) = 2340 \text{ mm}$
 Breite im Zentrum aus voriger Spannungsberechnung $b = 1547 \text{ mm}$
 Volle Querschnittsfläche im Zentrum $Ac = w \cdot b = 3620607 \text{ mm}^2$

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 rechtwinklig 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	157147	1.045	5.10
3	2	160	160	320	201148	1.059	5.17
3	3	110	119	119	55634	1.016	4.96
6	1	160	160	160	201148	1.059	5.17
		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	928181	1.345	5.25
3	2	160	160	350	1485089	1.695	6.62
3	3	110	119	350	1656803	1.844	7.20
6 *)	1	160	160	165	1485089	1.695	6.62
		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) $\sigma = (-P_t + 2 * \gamma_P * P_a) / A$

Druckspannung oberhalb der Ankerplatte (Beton) $\sigma = \gamma_P * 2 * P_a / A$

Zul. Bemessungsdruckspannung in Druckknoten $\sigma_{Rd,max} = 1.1 * f_{cd}$

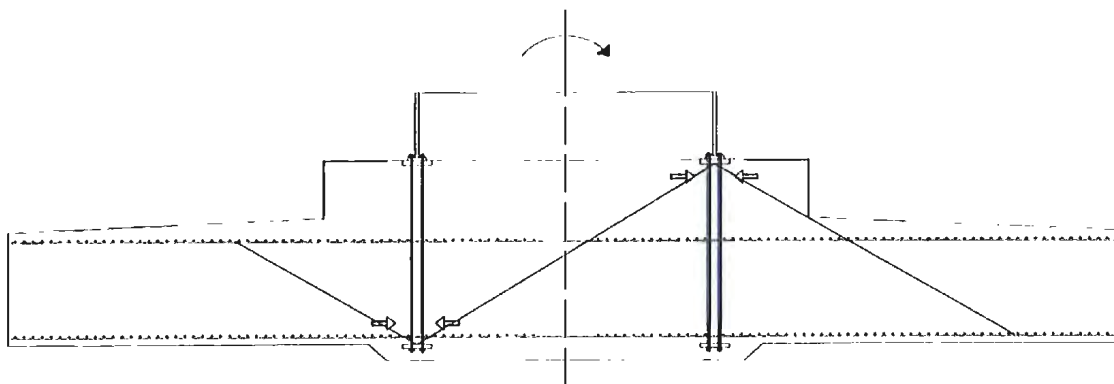
Faktor $\eta_1 = 1$ ist für Normalbeton.

		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	50	28.33	1.10	31.2
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	-1491	525	57694	45.9	49.9	OK
Beton, Druckseite	-1491	525	118795	22.3	31.2	OK
Beton, Zugseite	0	688	76817	19.7	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		oben		
	Radialbew.	Querbew.	Radialbew.	Querbew.	
Stabdurchmesser	32	25	28	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	903	806	mm
Grundmaß $l_{b,rqd}$, mäßige Bed. (8.3)	1474	1152	1290	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	903	806	mm
Erf. Verankerungslänge, "mäßig" (8.4)	1474	1152	1290	1152	mm

Mindestbiegerollendurchmesser:

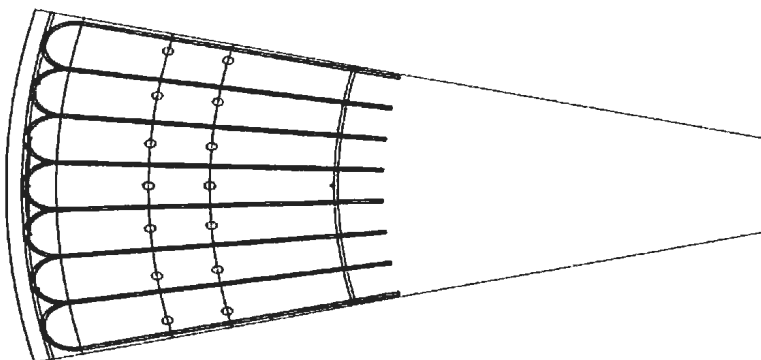
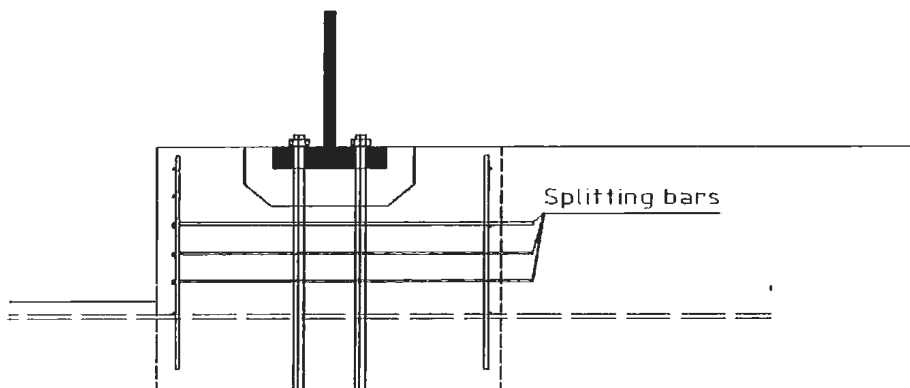
		32	25	28	25	
Mindestbiegerollendurchmesser Table 8.1N		224	175	196	175	



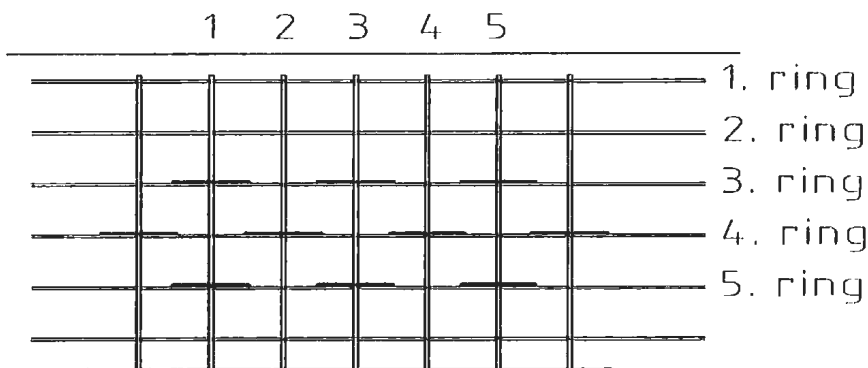
Socket:

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

Skizze:



Schnitt und Plan



Ansicht



Extremlast:

Dicke der Turmflansch bzw Unterlegsflansch	$t_f =$	140 mm
Durchmesser des Turms	$D_t =$	4000 mm
Durchmesser des Sockels	$D_p =$	5668 mm
Höhe des Sockels (d_s)	$H_p = d_s =$	728 mm
Breite des Sockels (d)	$d = D_p - D_t =$	1668 mm
Max. Dicke der Vergussmörtelrinne unterhalb des Flansches	$t_g =$	220 mm
Breite des Turmfußflansches	$W_f = d_f =$	450 mm
Abstand zwischen den Anker (äußere Ankerreihe)	$a =$	144 mm
Max. abwärts gerichtete Vertikalkraft	$P_{vert} = -Pt + 2 * Pa =$	2541 KN
Max. Horizontalkraft bzw. Spaltzugkraft	$P_{hor} = 0.25 * P_{vert} * [1 - d_f/\max(d, d_f + d_s)] =$	464 KN

Spaltzugbewehrung:

Anzahl Bewehrungsstäbe bzw. Schenkel je Ankerpaar	$n =$	3 Stck
Stabdurchmesser	$d =$	25 mm
Gesamtbewehrungsfläche	$As = n * \pi/4 * d^2 =$	1473 mm ²
Spannung	$\sigma = P_{hor} / As =$	315
	$< f_{yd} =$	435
		OK

Horizontalbewehrung im Sockel:

Ring	Anmerkung	Höhenkote	Von OK	Abstand
	Höhenkote OK Fundamentsockel (OKF)	0.330		
	Höhenkote UK Turmfußflansch	0.200		
1	Oberste Ring	0.226	104	
2	Zwischenring	0.071	260	156
3	Obere Lage Spaltzugbewehrung	-0.085	415	156
4	Mittlere Lage Spaltzugbewehrung	-0.214	544	129
5	Untere Lage Spaltzugbewehrung	-0.342	672	129
	Oberste Ringbewehrung Pos. 6	-0.471	801	129
		m	mm	mm

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

Optimaler Biegewinkel	$\theta = 180 + 2*\varphi =$	184.3 °
Lichter Abstand zwischen 2 Ankerpaare	$a_f = D_{co} * 2 * \sin(\pi/N) - d_a =$	246 mm
Mindestwert d. Biegerollendurchmessers gemäß DIN 1045-1	$d_{BR} = 7d =$	175 mm
Kreisdurchmesser Pos 9.1	$Dk =$	5483 mm
Abstand Zentrum Biegerolle-Dk	$dk = 25$	
Abweichung von der Parallelität pro Schenkel	$a = (Dk + dk - 7d - D_{co})/2 =$	554 mm
Erf. lichter Abstand	$\varphi = \text{Arcsin}(4*d/[(Dk+dk)/2-3.5*d]) =$	2.15 °
Theoretischer max. Biegerollendurchmesser	$a_{iv} = (d_{BR}+2d)*\cos(\varphi) - 2*[a - (d_{BR}+2d)*\sin(\varphi)]*\tan(\varphi) =$	184 mm
Erf. Drehwinkel zur Waagerechten	red $d_{BR} =$	175 mm
	$\omega =$	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 Dehnungen von Betonstahl und Beton $\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = (\sigma_s - 0.4 * f_{ct,eff} * (1 + \alpha_e * \rho_{p,eff}) / \rho_{p,eff}) / E_s > 0.6 * \sigma_s / E_s$

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

Verhältnis der Elastizitätsmoduln $\alpha_e = E_s / E_{cm} = 5.87$

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

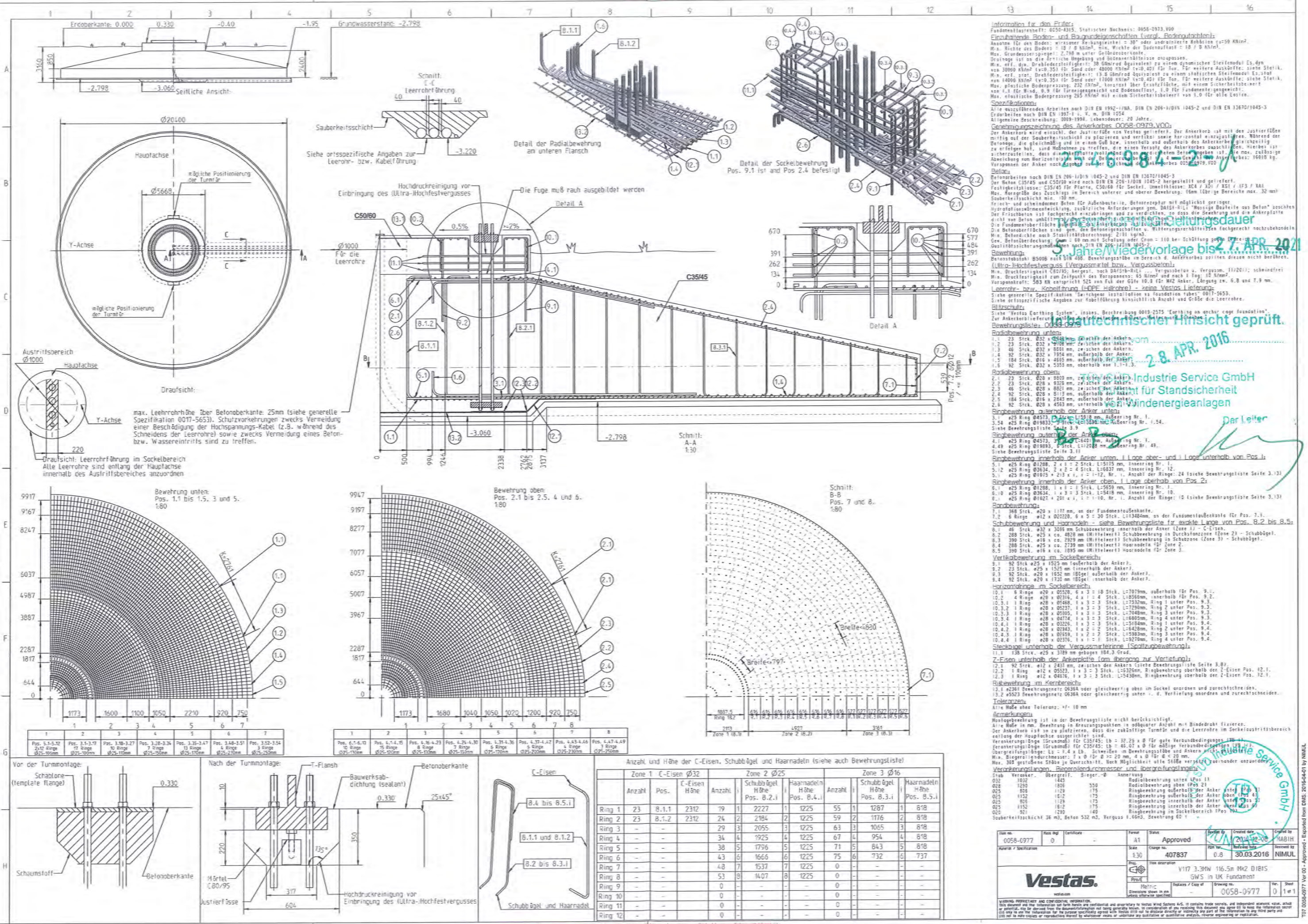
Max. Rissabstand $S_{r,max} = \phi / (3.6 * \rho_{p,eff}) < \sigma_s * \phi / (3.6 * f_{ctm})$

Schnitt	1	2	3	4	5	6	7	
a	1.052	2.105	3.157	4.209	5.261	6.314	7.366	m
LCF * M(a)	70	272	593	1023	1549	2159	2840	KNm
d	995	1217	1438	1660	1881	2103	2324	
x	176	208	242	282	358	423	430	
I	1.450E+10	2.473E+10	3.984E+10	6.223E+10	1.127E+11	1.758E+11	2.015E+11	KN
σ_s	23	65	105	133	123	121	157	KNm
A_s	3219	3637	4181	4915	7155	9092	8312	mm ²
$\rho_{p,eff}$	16.94	19.14	22.00	25.87	37.66	47.85	43.75	o/oo
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0.000078	0.000287	0.000485	0.000627	0.000576	0.000567	0.000746	
$s_{r,max}$	64.2	180.3	289.6	343.6	236.0	185.8	203.2	mm
w_k	0.01	0.05	0.14	0.22	0.14	0.11	0.15	mm
	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	

Begrenzung der Rissbreiten, obere Radialbewehrung,, charakteristische Produktionslasten:

n.v.





Information für den Prüfer:
 Fundamentlasten: 0550-4315, Statischer Nachweis: 0658-2973, V00
 Einwirkende Boden- und Baugrundeigenschaften (vergl. Bodengutachten):
 Auswerte Fz des Bodens: wirksamer Reibungswinkel $\alpha = 30^\circ$ oder äquivalente Reibung $c=50 \text{ kN/m}^2$,
 Wk. Reibung des Bodens: $\alpha = 15^\circ$ bis 18 kN/m^2 , Wk. Wichte der Sandunterlage $c=50 \text{ kN/m}^2$,
 Wk. Grundwasserstand: $-2,798 \text{ m}$ unter Geländeerivante.
 Dringlichkeit ist an die örtliche Umgebung und Bodenverhältnisse anzupassen.
 Wk. Wk., d.h. Drehmomentfestigkeit: 30 kNm/m^2 für $\alpha = 30^\circ$ oder 4000 kN/m^2 für $\alpha = 15^\circ$. Für weitere Auskünfte: siehe Statik.
 Wk. Wk., d.h. Drehmomentfestigkeit: $13,8 \text{ kNm/m}^2$ für $\alpha = 30^\circ$ oder 1700 kN/m^2 für $\alpha = 15^\circ$. Für weitere Auskünfte: siehe Statik.
 Wk. Wk., d.h. Drehmomentfestigkeit: 232 kN/m^2 für $\alpha = 30^\circ$ oder 200 kN/m^2 für $\alpha = 15^\circ$. Für weitere Auskünfte: siehe Statik.
 Wk. Wk., d.h. Drehmomentfestigkeit: $1,1 \text{ kN/m}^2$ für $\alpha = 30^\circ$ oder $1,0 \text{ kN/m}^2$ für $\alpha = 15^\circ$. Für weitere Auskünfte: siehe Statik.
 Wk. Wk., d.h. Drehmomentfestigkeit: 265 kN/m^2 mit einem Sicherheitsbeiwert von $1,0$ für alle Lasten.
Spezifikationen:
 Alle wärziführenden Arbeiten nach DIN EN 1992-1-1/A1, DIN EN 206-1/0101 1045-2 und DIN EN 12670/1045-3
 Erdarbeiten nach DIN EN 1997-1-1, V. m. DIN 1054
 Allgemeine Beschreibung: 2009-1994, Lebensdauer: 20 Jahre.
Genehmigungszeichnung des Ankerkorbes 0058-0977-V00
 Der Ankerkorb ist mit der Justierflache der Ankerplatte verbunden. Die Justierflache von Vestas gefertigt. Der Ankerkorb ist mit der Justierflache der Ankerplatte verbunden. Die Justierflache von Vestas gefertigt. Der Ankerkorb ist mit der Justierflache der Ankerplatte verbunden. Die Justierflache von Vestas gefertigt.
Beton:
 Betonarbeiten nach DIN EN 206-1/0101 1045-2 und DIN EN 12670/1045-3
 Festigkeitsklasse: C35/45 für Platte, C50/60 für Sohle. Umweltschicht: XC4 / XF1 / XF3 / XF4
 Max. Korngröße des Zuschlags im Bereich unterer und oberer Bewehrung: 16 mm (für je Bereich max. 30 mm)
 Sohlebetonschicht 130 mm .
 Krümel- und schleimender Beton (für Außenbereiche), Betonersatz für möglichst geringer Hydratationswärmeentwicklung, zusätzliche Anforderungen gem. DASt-Richtl. "Wassige Bauteile aus Beton" beachten. Der Frischbeton ist fachgerecht einbringen und zu verdichten, so dass die Bewehrung und die Ankerplatte dicht von Beton umhüllt sind.
 Die Betonoberfläche ist nach dem Ankerkorbbau fachgerecht nachzubehandeln. Die Betonoberfläche ist nach dem Ankerkorbbau fachgerecht nachzubehandeln. Die Betonoberfläche ist nach dem Ankerkorbbau fachgerecht nachzubehandeln.
 Wk. Wk., d.h. Drehmomentfestigkeit: $2,31 \text{ kNm/m}^2$.
 Gen. Betonoberfläche: 60 mm mit Schallung oder 110 mm bei Schüttung ohne Schallung.
 Qualitätsanforderungen nach DIN EN 12607-2
Bewehrung:
 Bewehrungsliste 0550/4315 mit den Ankerkorbbau. Die Ankerkorbbau sind diesen nicht bedürfen.
 (Ultra-Hochfestbeton (Vergussmittel bzw. Vergussbeton))
 Wk. Wk., d.h. Drehmomentfestigkeit: $80/85$, hergestellt nach DASt-Richtl. "Vergussmittel u. Vergussbeton, 11/2011"; schwindfrei.
 Wk. Wk., d.h. Drehmomentfestigkeit: $80/85$, hergestellt nach DASt-Richtl. "Vergussmittel u. Vergussbeton, 11/2011"; schwindfrei.
 Wk. Wk., d.h. Drehmomentfestigkeit: $80/85$, hergestellt nach DASt-Richtl. "Vergussmittel u. Vergussbeton, 11/2011"; schwindfrei.
Leerrohre:
 KABELFÜHRUNG (HOPE-Häufel) - keine Vestas Lieferung.
 Siehe generelle Spezifikation "Gerichtete Installation in Fundament tubes" 0017-5653.
 Siehe ortsspezifische Angaben zur Kabelleitung hinsichtlich Anzahl und Größe der Leerrohre.
Ritzschutz:
 Siehe "Veritas Earthing System", insbes. Beschreibung 0019-2575 "Erkling an anker cage foundation".
 Zur Ankerkorbbau sind die Ankerkorbbau zu verwenden.
Bewehrungsliste: DMS-0058-0977-V00
Radialbewehrung unten:
 1.1 23 Stck. $\varnothing 32 \times 2400 \text{ mm}$, zwischen den Anker.
 1.2 23 Stck. $\varnothing 32 \times 2400 \text{ mm}$, zwischen den Anker.
 1.3 46 Stck. $\varnothing 32 \times 2400 \text{ mm}$, zwischen den Anker.
 1.4 32 Stck. $\varnothing 32 \times 1954 \text{ mm}$, außerhalb der Anker.
 1.5 184 Stck. $\varnothing 16 \times 4865 \text{ mm}$, außerhalb der Anker.
 1.6 92 Stck. $\varnothing 32 \times 5353 \text{ mm}$, oberhalb von 1.1-1.3.
Radialbewehrung oben:
 2.1 23 Stck. $\varnothing 28 \times 8320 \text{ mm}$, zwischen den Anker.
 2.2 23 Stck. $\varnothing 28 \times 8320 \text{ mm}$, zwischen den Anker.
 2.3 46 Stck. $\varnothing 28 \times 8320 \text{ mm}$, zwischen den Anker.
 2.4 92 Stck. $\varnothing 28 \times 8320 \text{ mm}$, oberhalb der Anker.
 2.5 184 Stck. $\varnothing 16 \times 4865 \text{ mm}$, außerhalb der Anker.
 2.6 92 Stck. $\varnothing 28 \times 4583 \text{ mm}$, unterhalb der Anker.
Ringbewehrung oberhalb der Anker unten:
 3.1 $\varnothing 25$ Ring $\varnothing 4572 \times 20 \text{ mm}$, Ankerlänge Nr. 1.
 3.2 $\varnothing 25$ Ring $\varnothing 1903 \times 20 \text{ mm}$, Ankerlänge Nr. 2.
 3.3 $\varnothing 25$ Ring $\varnothing 1903 \times 20 \text{ mm}$, Ankerlänge Nr. 3.
 3.4 $\varnothing 25$ Ring $\varnothing 1903 \times 20 \text{ mm}$, Ankerlänge Nr. 4.
 3.5 $\varnothing 25$ Ring $\varnothing 1903 \times 20 \text{ mm}$, Ankerlänge Nr. 5.
Ringbewehrung oberhalb der Anker oben:
 4.1 $\varnothing 25$ Ring $\varnothing 4572 \times 20 \text{ mm}$, Ankerlänge Nr. 1.
 4.2 $\varnothing 25$ Ring $\varnothing 1903 \times 20 \text{ mm}$, Ankerlänge Nr. 2.
 4.3 $\varnothing 25$ Ring $\varnothing 1903 \times 20 \text{ mm}$, Ankerlänge Nr. 3.
 4.4 $\varnothing 25$ Ring $\varnothing 1903 \times 20 \text{ mm}$, Ankerlänge Nr. 4.
 4.5 $\varnothing 25$ Ring $\varnothing 1903 \times 20 \text{ mm}$, Ankerlänge Nr. 5.
Ringbewehrung innerhalb der Anker unten:
 5.1 $\varnothing 25$ Ring $\varnothing 1286 \times 20 \text{ mm}$, I-1, I-2, I-3, L=5175 mm, Ankerlänge Nr. 1.
 5.2 $\varnothing 25$ Ring $\varnothing 364 \times 20 \text{ mm}$, I-3, I-4, I-5, L=5418 mm, Ankerlänge Nr. 12.
 5.3 $\varnothing 25$ Ring $\varnothing 1903 \times 20 \text{ mm}$, I-1, I-2, I-3, L=5175 mm, Ankerlänge Nr. 12.
Ringbewehrung innerhalb der Anker oben:
 6.1 $\varnothing 25$ Ring $\varnothing 1286 \times 20 \text{ mm}$, I-1, I-2, I-3, L=5175 mm, Ankerlänge Nr. 1.
 6.2 $\varnothing 25$ Ring $\varnothing 364 \times 20 \text{ mm}$, I-3, I-4, I-5, L=5418 mm, Ankerlänge Nr. 12.
 6.3 $\varnothing 25$ Ring $\varnothing 1903 \times 20 \text{ mm}$, I-1, I-2, I-3, L=5175 mm, Ankerlänge Nr. 12.
Radialbewehrung:
 7.1 368 Stck. $\varnothing 20 \times 1177 \text{ mm}$, an der Fundamentoberkante.
 7.2 6 Ringe $\varnothing 12 \times \varnothing 20220 \times 6 \times 3 = 30 \text{ Stck.}$ L=13480 mm, an der Fundamentoberkante für Pos. 7.1.
Schubbewehrung und Haarnadeln: siehe Bewehrungsliste für jede Lage von Pos. B.2 bis B.5.
 8.1 86 Stck. $\varnothing 32 \times 3200 \text{ mm}$ Schubbewehrung innerhalb der Anker (Zone 1 - Schubbögel).
 8.2 288 Stck. $\varnothing 25 \times 4820 \text{ mm}$ (Mittelwert) Schubbewehrung in Durchflanzzone (Zone 2) - Schubbögel.
 8.3 390 Stck. $\varnothing 16 \times 4820 \text{ mm}$ (Mittelwert) Schubbewehrung in Durchflanzzone (Zone 3) - Schubbögel.
 8.4 390 Stck. $\varnothing 25 \times 4820 \text{ mm}$ (Mittelwert) Schubbewehrung in Durchflanzzone (Zone 2) - Schubbögel.
 8.5 390 Stck. $\varnothing 16 \times 4820 \text{ mm}$ (Mittelwert) Schubbewehrung in Durchflanzzone (Zone 3) - Schubbögel.
Vertikalbewehrung im Sohlbereich:
 9.1 92 Stck. $\varnothing 25 \times 1525 \text{ mm}$ (außerhalb der Anker).
 9.2 23 Stck. $\varnothing 25 \times 1525 \text{ mm}$ (innerhalb der Anker).
 9.3 92 Stck. $\varnothing 20 \times 1525 \text{ mm}$ (außerhalb der Anker).
 9.4 92 Stck. $\varnothing 20 \times 1730 \text{ mm}$ (außerhalb der Anker).
Horizontale Bewehrung im Sohlbereich:
 10.1 6 Ringe $\varnothing 20 \times 05520 \times 6 \times 3 = 18 \text{ Stck.}$ L=7979 mm, außerhalb der Anker für Pos. 9.1.
 10.2 4 Ringe $\varnothing 20 \times 05520 \times 4 \times 3 = 12 \text{ Stck.}$ L=7979 mm, außerhalb der Anker für Pos. 9.2.
 10.3 1 Ring $\varnothing 20 \times 05468 \times 1 \times 3 = 3 \text{ Stck.}$ L=7532 mm, Ring 1 unter Pos. 9.3.
 10.3.2 1 Ring $\varnothing 20 \times 05237 \times 1 \times 3 = 3 \text{ Stck.}$ L=7290 mm, Ring 2 unter Pos. 9.3.
 10.3.3 1 Ring $\varnothing 20 \times 05005 \times 1 \times 3 = 3 \text{ Stck.}$ L=7048 mm, Ring 3 unter Pos. 9.3.
 10.3.4 1 Ring $\varnothing 20 \times 04773 \times 1 \times 3 = 3 \text{ Stck.}$ L=6806 mm, Ring 4 unter Pos. 9.3.
 10.4 1 Ring $\varnothing 20 \times 03226 \times 1 \times 3 = 3 \text{ Stck.}$ L=5184 mm, Ring 1 unter Pos. 9.4.
 10.4.2 1 Ring $\varnothing 20 \times 03043 \times 1 \times 2 = 2 \text{ Stck.}$ L=4920 mm, Ring 2 unter Pos. 9.4.
 10.4.3 1 Ring $\varnothing 20 \times 02859 \times 1 \times 2 = 2 \text{ Stck.}$ L=4656 mm, Ring 3 unter Pos. 9.4.
 10.4.4 1 Ring $\varnothing 20 \times 02676 \times 1 \times 1 = 1 \text{ Stck.}$ L=3920 mm, Ring 4 unter Pos. 9.4.
Stapel unterhalb der Vergussmittellinie (Spitzzugbewehrung):
 11.1 138 Stck. $\varnothing 25 \times 3189 \text{ mm}$ gebogen $84,3 \text{ Grad}$.
Z-Fläche unterhalb der Ankerplatte (im Übergang zur Vertiefung):
 12.1 92 Stck. $\varnothing 12 \times 2400 \text{ mm}$, zwischen den Anker (siehe Bewehrungsliste Seite 8.8).
 12.2 1 Ring $\varnothing 12 \times 05520 \times 1 \times 3 = 3 \text{ Stck.}$ L=5320 mm, Ringbewehrung oberhalb der Z-Fläche Pos. 12.1.
 12.3 1 Ring $\varnothing 12 \times 04816 \times 1 \times 3 = 3 \text{ Stck.}$ L=5430 mm, Ringbewehrung oberhalb der Z-Fläche Pos. 12.1.
Rückbewehrung im Kernbereich:
 13.1 $\varnothing 25$ Ring $\varnothing 364 \times 20 \text{ mm}$ oder gleichzeitig unter 1. d. Vertiefung anordnen und zurechtschneiden.
 13.2 $\varnothing 25$ Ring $\varnothing 364 \times 20 \text{ mm}$ oder gleichzeitig unter 1. d. Vertiefung anordnen und zurechtschneiden.
Toleranzen:
 Alle Maße ohne Toleranz: $\pm 10 \text{ mm}$.
Anmerkungen:
 Montagebewehrung ist in der Bewehrungsliste nicht berücksichtigt.
 Alle Maße in mm. Bewehrung in Breitenrichtung Anker mit Bindedraht fixieren.
 Der Ankerkorb ist an zu platzieren, dass die zukünftige Turmflache und die Leerrohre im Sohlbereich strichförmig entlang der Hauptachse ausgerichtet sind.
 Verankerungsbögel (Grundmaß) für C35/45: Lb = $37,25 \times d$ für gute Verbundbedingungen (Lb 1) und $Lb = 48,0 \times d$ für mögliche Verbundbedingungen (Lb 2).
 Übergriffsabstände: Lb = $1,4 \times Lb$, Schneiden im Bewehrungsbereich und Anker (siehe Bewehrungsliste).
 Wk. Wk., d.h. Drehmomentfestigkeit: $1,1 \text{ kN/m}^2$ für $\alpha = 30^\circ$ oder $1,0 \text{ kN/m}^2$ für $\alpha = 15^\circ$. Für weitere Auskünfte: siehe Statik.
Verankerungspläne, Ringabstände, Durchmesser und Übergriffsabstände:
 Stab Veranker- Übergriff- Bieger- d- Anmerkung
 032 1632 1445 1200 Radialbewehrung unter Pos. 11
 028 1280 1200 1200 Radialbewehrung oberhalb Pos. 21
 025 808 1129 175 Ringbewehrung oberhalb der Anker (siehe Pos. 11)
 025 1132 1612 175 Ringbewehrung oberhalb der Anker (siehe Pos. 11)
 025 808 1129 175 Ringbewehrung innerhalb der Anker (siehe Pos. 11)
 025 1132 1612 175 Ringbewehrung innerhalb der Anker (siehe Pos. 11)
 025 808 1129 175 Ringbewehrung im Sohlbereich (siehe Pos. 11)
 Sohlbereichschicht 36 m3, Beton S32 m3, Verguss $\varnothing 16$, Bewehrung $\varnothing 16$

25 Jahre Werdauer vorlage bis 2. APR. 2021

2. APR. 2016

Industrie Service GmbH
 für Standsicherheit
 von Windenergieanlagen
 Dar Leiter

Anzahl und Höhe der C-Eisen, Schubbögel und Haarnadeln (siehe auch Bewehrungsliste)

Zone	Zone 1 C-Eisen $\varnothing 32$			Zone 2 $\varnothing 25$			Zone 3 $\varnothing 16$				
	Anzahl	Pos.	C-Eisen Höhe	Anzahl	Schubbögel Höhe Pos. B.2.i	Haarnadeln Höhe Pos. B.4.i	Anzahl	Schubbögel Höhe Pos. B.3.i	Haarnadeln Höhe Pos. B.5.i		
Ring 1	23	B.1.1	2312	19	1	1225	55	1	1287	1	818
Ring 2	23	B.1.2	2312	24	2	1225	59	2	1176	2	818
Ring 3	-	-	-	29	3	1225	63	3	1065	3	818
Ring 4	-	-	-	34	4	1225	67	4	954	4	818
Ring 5	-	-	-	38	5	1225	71	5	843	5	818
Ring 6	-	-	-	43	6	1225	75	6	732	6	737
Ring 7	-	-	-	48	7	1225	0	-	-	-	-
Ring 8	-	-	-	53	8	1225	0	-	-	-	-
Ring 9	-	-	-	0	-	-	0	-	-	-	-
Ring 10	-	-	-	0	-	-	0	-	-	-	-
Ring 11	-	-	-	0	-	-	0	-	-	-	-
Ring 12	-	-	-	0	-	-	0	-	-	-	-

Industrie Service GmbH

Vestas

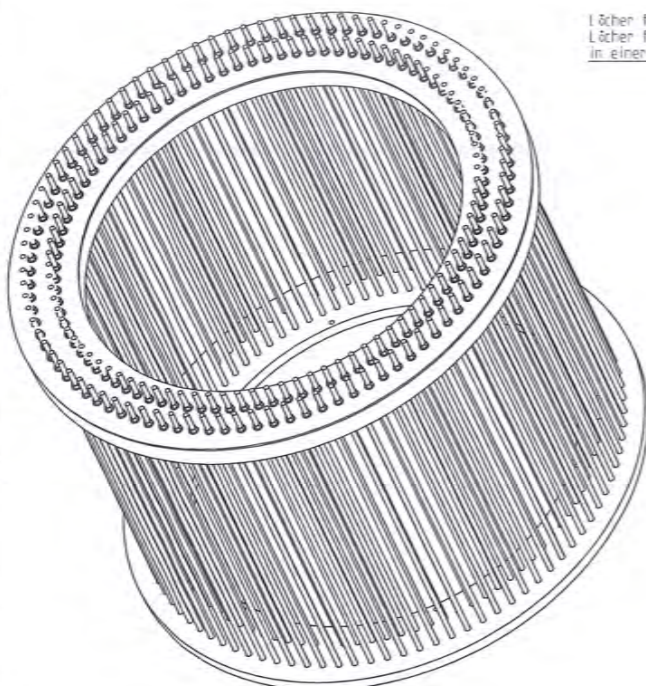
0058-0977

407837

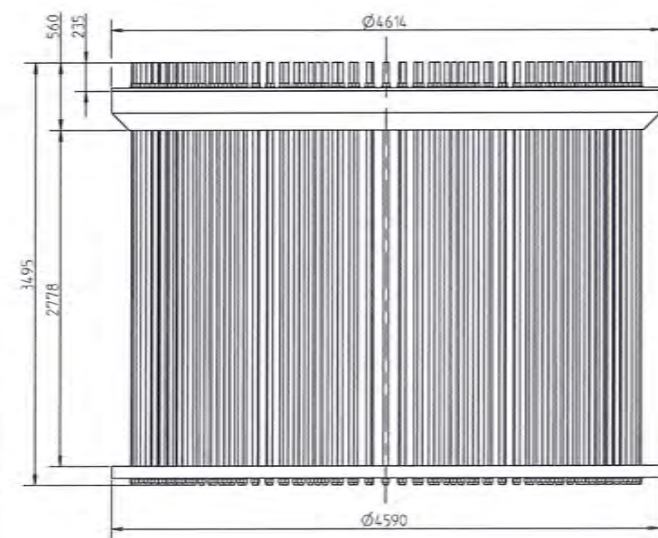
30.03.2016

0 1 1

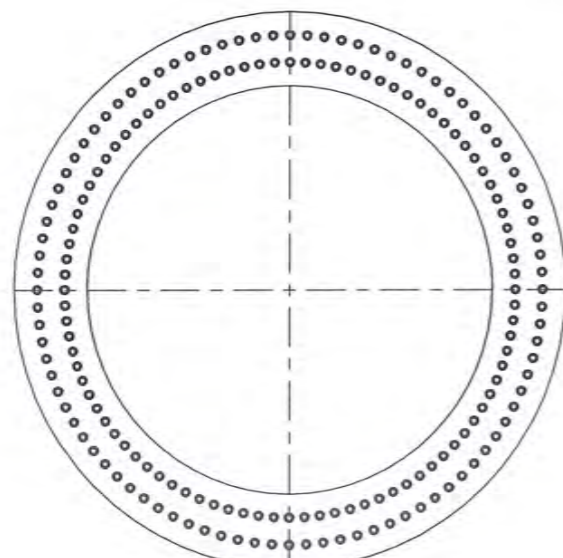
VESTAS PROPRIETARY NOTICE: This document contains valuable confidential information of Vestas Wind Systems A/S. It is protected by copyright law as an unpublished work. Vestas reserves all patent, copyright, trade secret, and other proprietary rights to it. The information in this document may not be used, reproduced, or disclosed except if and to the extent rights are expressly granted by Vestas in writing and subject to applicable conditions. Vestas disclaims all warranties except as expressly granted by written agreement and is not responsible for unauthorized uses, for which it may pursue legal remedies against responsible parties.



Isometrische Ansicht

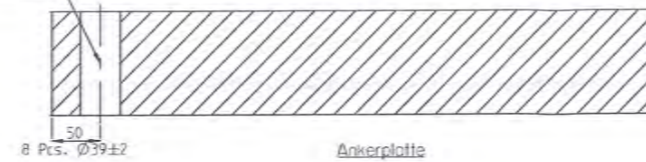


Seitliche Ansicht

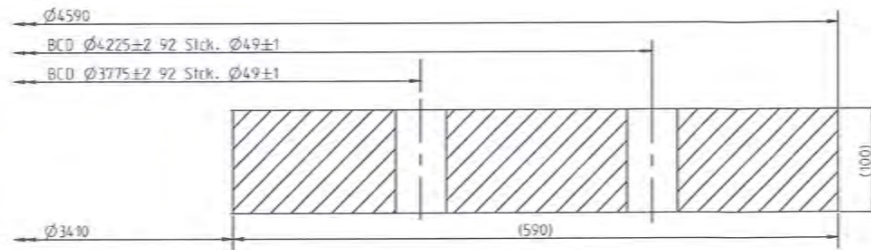


Draufsicht

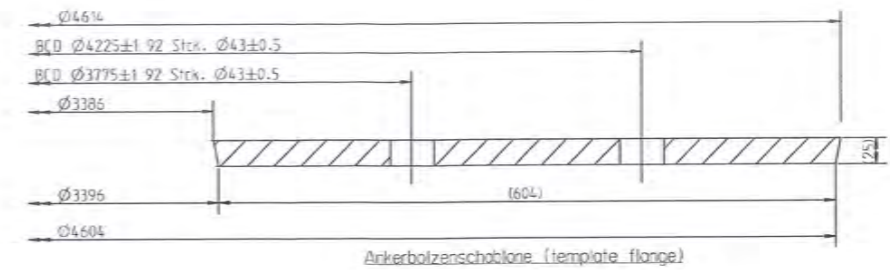
Löcher für Justierfüße des Ankerkorbes und Löcher für die Ankerbolzen befinden sich nicht in einer Flucht



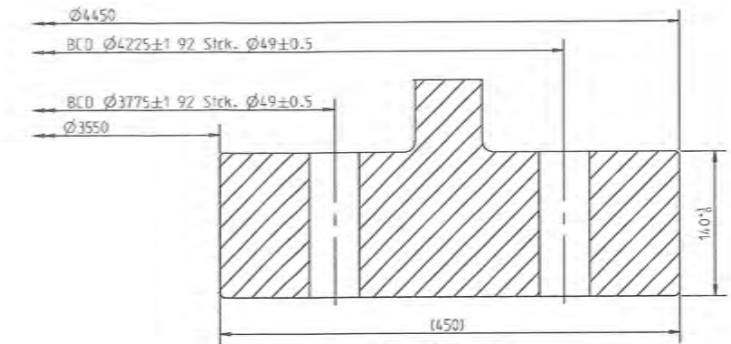
Ankerplatte



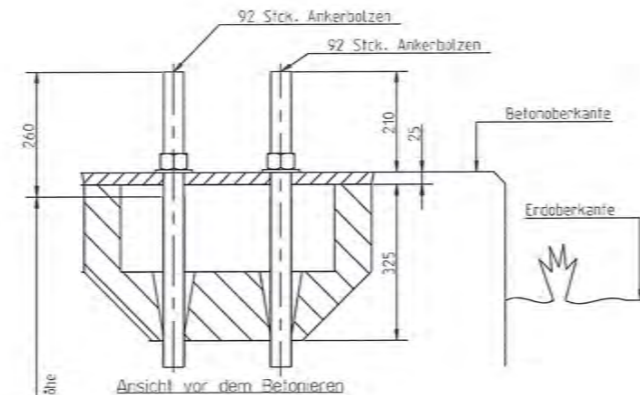
Ankerplatte



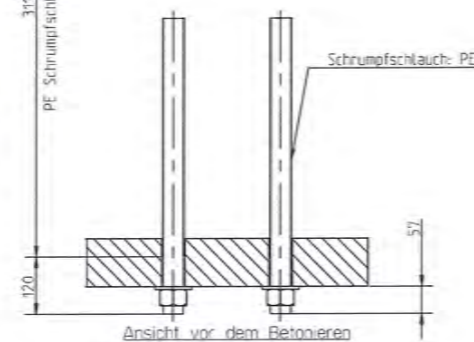
Ankerbolzenschablone (template flange)



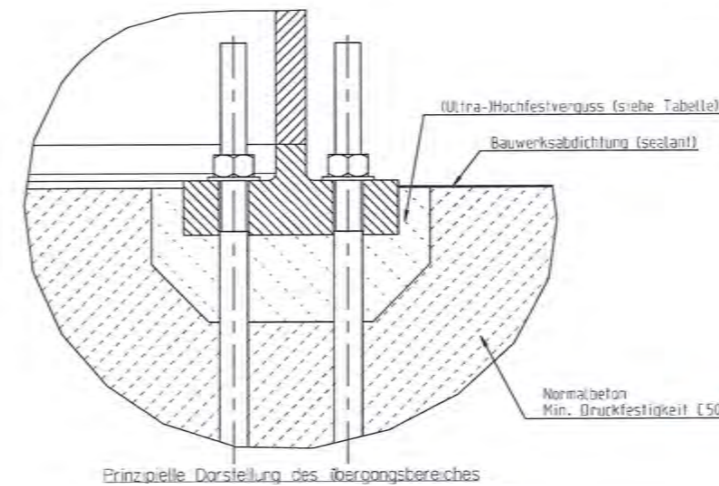
Übergangsbereich
Nur zur Information!



Ansicht vor dem Betonieren



Ansicht vor dem Betonieren



Prinzipielle Darstellung des Übergangsbereiches

2546984-2-d

TYPENPRÜFUNG Geltungsdauer

5 Jahre/Wiedervorlage bis 2.7. APR. 2021

In bautechnischer Hinsicht geprüft.

Siehe Prüfbericht vom

München: 2.8. APR. 2016

TUV SUD Industrie Service GmbH
Prüfamt für Standsicherheit
von Windenergieanlagen

Der Bearbeiter:

B. P.

Der Leiter:

[Signature]

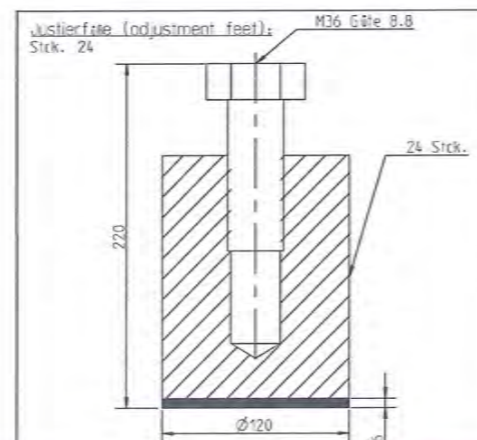
Bemerkungen:
Ankerbolzen: M12 Festigkeitsklasse 10.9 DIN ISO 898-1 und DAST Richtlinie 021 / 3.1 DIN EN 10204
Muttern: Güte 10 TZH DIN EN 14359-4
Scheiben: Güte 10 TZH DIN EN 14359-6
Schrumpfschlauch: PE

Ankerplatte: S355J0 DIN EN 10025-2 / 3.1 DIN EN 10204
Übrige Stahlteile: S235JR DIN EN 10025-2

Thermisches Schneiden:
Ankerplatte: DIN EN/ISO 9013-1 inkl. Löcher, welche alternativ gebohrt werden können.

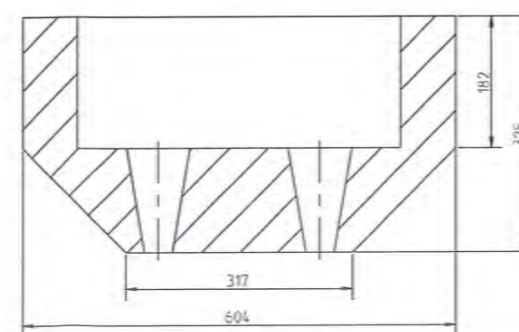
Oberflächenbehandlung:
Oberes Gewinde: Tectyl 846 oder gleichwertig.

Plattform 3MW	Ausnutzung der Zugfestigkeit [%]	Ausnutzung der Vorspannkraft [kN]	Fck (Ultra-Hochfestverguss) zum Zeitpunkt des Vorspannens [MPa]	Fck (Hochfestverguss) [MPa]	Dehnung [mm]
	Min.	Max.	Min.	Max.	Min.
V117 3.3MW 116.5m Mk2 D1B15	52	583	65	100.45	6.8 7.8



Justierfüße (adjustment feet):
Stk. 24

Schaumstoff (foam):



Item no.	Rev. no.	Certificate	Format	Status	Approved	Revised by	Created date	Created by	
0058-0979	0	-	A1	Approved	407837	0.6	2016-03-18	MABH	
Material / Specification		Scale		Change no.		Revision date		Reviewed by	
		1:30		407837		30.03.2016		NIMUL	
Title		Proj.		Item description		Drawing no.		Sheet	
ANCH E V117 3.3MW 116.5M D1B15		0058-0979		0		1 of 1			

Vestas

WARNING: PROPRIETARY AND CONFIDENTIAL INFORMATION. This document and the information on herein are confidential and proprietary to Vestas Wind Systems A/S. It contains trade secrets, and independent economic value, actual or potential, may be derived from the document/information and being generally known. In consideration of you receiving this document you agree not to disclose the information to any third party and not to make copies or reproductions thereof by whatever means or undertake any qualitative or quantitative analysis, reverse engineering or replication.