

INTERNATIONAL STANDARD

NORME INTERNATIONALE



**Wind energy generation systems –
Part 6: Tower and foundation design requirements**

**Systèmes de génération d'énergie éolienne –
Partie 6: Exigences en matière de conception du mât et de la fondation**

IECNORM.COM : Click to view the full PDF of IEC 61400-6:2020



THIS PUBLICATION IS COPYRIGHT PROTECTED

Copyright © 2020 IEC, Geneva, Switzerland

All rights reserved. Unless otherwise specified, no part of this publication may be reproduced or utilized in any form or by any means, electronic or mechanical, including photocopying and microfilm, without permission in writing from either IEC or IEC's member National Committee in the country of the requester. If you have any questions about IEC copyright or have an enquiry about obtaining additional rights to this publication, please contact the address below or your local IEC member National Committee for further information.

Droits de reproduction réservés. Sauf indication contraire, aucune partie de cette publication ne peut être reproduite ni utilisée sous quelque forme que ce soit et par aucun procédé, électronique ou mécanique, y compris la photocopie et les microfilms, sans l'accord écrit de l'IEC ou du Comité national de l'IEC du pays du demandeur. Si vous avez des questions sur le copyright de l'IEC ou si vous désirez obtenir des droits supplémentaires sur cette publication, utilisez les coordonnées ci-après ou contactez le Comité national de l'IEC de votre pays de résidence.

IEC Central Office
3, rue de Varembe
CH-1211 Geneva 20
Switzerland

Tel.: +41 22 919 02 11
info@iec.ch
www.iec.ch

About the IEC

The International Electrotechnical Commission (IEC) is the leading global organization that prepares and publishes International Standards for all electrical, electronic and related technologies.

About IEC publications

The technical content of IEC publications is kept under constant review by the IEC. Please make sure that you have the latest edition, a corrigendum or an amendment might have been published.

IEC publications search - webstore.iec.ch/advsearchform

The advanced search enables to find IEC publications by a variety of criteria (reference number, text, technical committee,...). It also gives information on projects, replaced and withdrawn publications.

IEC Just Published - webstore.iec.ch/justpublished

Stay up to date on all new IEC publications. Just Published details all new publications released. Available online and once a month by email.

IEC Customer Service Centre - webstore.iec.ch/csc

If you wish to give us your feedback on this publication or need further assistance, please contact the Customer Service Centre: sales@iec.ch.

Electropedia - www.electropedia.org

The world's leading online dictionary on electrotechnology, containing more than 22 000 terminological entries in English and French, with equivalent terms in 16 additional languages. Also known as the International Electrotechnical Vocabulary (IEV) online.

IEC Glossary - std.iec.ch/glossary

67 000 electrotechnical terminology entries in English and French extracted from the Terms and Definitions clause of IEC publications issued since 2002. Some entries have been collected from earlier publications of IEC TC 37, 77, 86 and CISPR.

A propos de l'IEC

La Commission Electrotechnique Internationale (IEC) est la première organisation mondiale qui élabore et publie des Normes internationales pour tout ce qui a trait à l'électricité, à l'électronique et aux technologies apparentées.

A propos des publications IEC

Le contenu technique des publications IEC est constamment revu. Veuillez vous assurer que vous possédez l'édition la plus récente, un corrigendum ou amendement peut avoir été publié.

Recherche de publications IEC -

webstore.iec.ch/advsearchform

La recherche avancée permet de trouver des publications IEC en utilisant différents critères (numéro de référence, texte, comité d'études,...). Elle donne aussi des informations sur les projets et les publications remplacées ou retirées.

IEC Just Published - webstore.iec.ch/justpublished

Restez informé sur les nouvelles publications IEC. Just Published détaille les nouvelles publications parues. Disponible en ligne et une fois par mois par email.

Service Clients - webstore.iec.ch/csc

Si vous désirez nous donner des commentaires sur cette publication ou si vous avez des questions contactez-nous: sales@iec.ch.

Electropedia - www.electropedia.org

Le premier dictionnaire d'électrotechnologie en ligne au monde, avec plus de 22 000 articles terminologiques en anglais et en français, ainsi que les termes équivalents dans 16 langues additionnelles. Egalement appelé Vocabulaire Electrotechnique International (IEV) en ligne.

Glossaire IEC - std.iec.ch/glossary

67 000 entrées terminologiques électrotechniques, en anglais et en français, extraites des articles Termes et Définitions des publications IEC parues depuis 2002. Plus certaines entrées antérieures extraites des publications des CE 37, 77, 86 et CISPR de l'IEC.

INTERNATIONAL STANDARD

NORME INTERNATIONALE



**Wind energy generation systems –
Part 6: Tower and foundation design requirements**

**Systèmes de génération d'énergie éolienne –
Partie 6: Exigences en matière de conception du mât et de la fondation**

INTERNATIONAL
ELECTROTECHNICAL
COMMISSION

COMMISSION
ELECTROTECHNIQUE
INTERNATIONALE

ICS 27.180

ISBN 978-2-8322-8803-0

**Warning! Make sure that you obtained this publication from an authorized distributor.
Attention! Veuillez vous assurer que vous avez obtenu cette publication via un distributeur agréé.**

CONTENTS

FOREWORD.....	9
INTRODUCTION.....	11
1 Scope.....	12
2 Normative references.....	12
3 Terms and definitions	13
4 Symbols and abbreviated terms	17
4.1 Symbols.....	17
4.2 Abbreviated terms	19
5 Design basis including loading	20
5.1 General.....	20
5.2 Basis of design	20
5.2.1 Basic principles.....	20
5.2.2 Durability	21
5.2.3 Principles of limit state design	21
5.2.4 Structural analysis	21
5.2.5 Assessments by tests.....	22
5.3 Materials.....	22
5.4 Loads	22
5.4.1 Use of IEC 61400-1 or IEC 61400-2 load cases and partial safety factors for loads	22
5.4.2 Superseding of IEC 61400-1 or IEC 61400-2 partial safety factors for materials.....	22
5.4.3 Serviceability load levels	23
5.4.4 Load combinations in ULS.....	24
5.4.5 Structural damping values to be used in load calculations	25
5.4.6 Definitions and methods for use of internal loads	25
5.4.7 Definition of required load data for fatigue analysis.....	25
5.4.8 Definition of required load data for extreme load level.....	25
5.4.9 Vortex induced vibration.....	26
5.4.10 Loads due to geometric tolerances and elastic deflections in tower verticality	26
5.5 Load data and interface reporting requirements	27
5.5.1 Purpose	27
5.5.2 Wind turbine specification	27
5.5.3 Time history data	28
5.5.4 Load origins.....	28
5.5.5 Load components.....	28
5.6 General structural design requirements	28
5.6.1 Secondary structural influence	28
5.6.2 Fatigue analysis.....	28
5.7 Delivery documentation	28
6 Steel towers	29
6.1 General.....	29
6.2 Basis of design	29
6.3 Materials.....	29
6.3.1 General	29

6.3.2	Structural steels	29
6.3.3	Bolts and anchors	32
6.4	Ultimate strength analysis for towers and openings	32
6.4.1	General	32
6.4.2	Partial safety factors	32
6.4.3	Verification of ultimate strength	32
6.4.4	Tower assessment	32
6.4.5	Detail assessments	33
6.5	Stability	33
6.5.1	General	33
6.5.2	Partial safety factor	34
6.5.3	Assessment	34
6.5.4	Door frames/stiffeners	34
6.6	Fatigue limit state	35
6.6.1	General	35
6.6.2	Partial safety factor for materials	35
6.6.3	Assessment	36
6.6.4	Details	36
6.7	Ring flange connections	36
6.7.1	General	36
6.7.2	Design assumptions and requirements, execution of ring flanges	36
6.7.3	Ultimate limit state analysis of flange and bolted connection	38
6.7.4	Fatigue limit state analysis of bolted connection	38
6.8	Bolted connections resisting shear through friction	40
6.8.1	General requirements	40
6.8.2	Test-assisted design	41
6.8.3	Design without test	42
7	Concrete towers and foundations	42
7.1	General	42
7.2	Basis of design	42
7.2.1	Reference standard for concrete design	42
7.2.2	Partial safety factors	43
7.2.3	Basic variables	43
7.3	Materials	45
7.4	Durability	46
7.4.1	Durability requirements	46
7.4.2	Exposure classes	46
7.4.3	Concrete cover	46
7.5	Structural analysis	46
7.5.1	Finite element analysis	46
7.5.2	Foundation slabs	47
7.5.3	Regions with discontinuity in geometry or loads	47
7.5.4	Cast in anchor bolt arrangements	48
7.6	Concrete to concrete joints	48
7.7	Ultimate limit state	48
7.7.1	General	48
7.7.2	Shear and punching shear	48
7.8	Fatigue limit state	49
7.8.1	General	49

7.8.2	Reinforcement and prestressing steel fatigue failure	49
7.8.3	Concrete fatigue failure	49
7.9	Serviceability limit state	50
7.9.1	Load dependent stiffness reduction	50
7.9.2	Stress limitation	50
7.9.3	Crack control	50
7.9.4	Deformations	51
7.10	Execution	51
7.10.1	General	51
7.10.2	Requirements	51
7.10.3	Inspection of materials and products	51
7.10.4	Falsework and formwork	51
7.10.5	Reinforcement and embedded steel	51
7.10.6	Pre-stressing	51
7.10.7	Precast concrete elements	52
7.10.8	Geometrical tolerances	52
8	Foundations – Geotechnical design	52
8.1	General	52
8.2	Basis of design	52
8.2.1	General	52
8.2.2	Geotechnical limit states	53
8.3	Geotechnical data	53
8.3.1	General	53
8.3.2	Specific considerations	55
8.4	Supervision, monitoring and maintenance of construction	56
8.5	Gravity base foundations	56
8.5.1	General	56
8.5.2	Ultimate limit state (ULS)	57
8.5.3	Serviceability limit state (SLS)	60
8.6	Piled foundations	62
8.6.1	General	62
8.6.2	Pile loads	62
8.6.3	Ultimate limit state	63
8.6.4	Serviceability limit state	64
8.7	Rock anchored foundations	65
8.7.1	General	65
8.7.2	Types of rock anchor foundation	65
8.7.3	Geotechnical data	65
8.7.4	Corrosion protection	65
8.7.5	Anchor inspection and maintenance	66
8.7.6	Post tension tolerances and losses	66
8.7.7	Ultimate limit state	66
8.7.8	Serviceability limit state	67
8.7.9	Robustness check	67
8.7.10	Rock anchor design	68
9	Operation, service and maintenance requirements	70
9.1	Operation, maintenance and monitoring	70
9.2	Periodic structural inspections	70
9.3	Embedded steel structural section inspections	71

9.4	Bolt tension maintenance	71
9.5	Structural health monitoring.....	71
Annex A (informative) List of suitable design codes and guidelines for the calculation basis		72
A.1	General.....	72
A.2	Reference documents	72
Annex B (informative) List of material for structural steel		73
B.1	General.....	73
B.2	Structural steel.....	73
Annex C (informative) Bolts.....		74
C.1	General.....	74
C.2	Reference documents	75
Annex D (informative) Z-values for structural steel.....		76
D.1	General.....	76
D.2	Definition of Z-value according to Eurocode	76
D.3	Reference documents	76
Annex E (informative) Simplified buckling verification for openings in tubular steel towers		77
Annex F (informative) Fatigue verification.....		80
F.1	General.....	80
F.2	Specific details.....	80
Annex G (informative) Methods for ring flange verification		81
G.1	Method for ultimate strength analysis according to Petersen/Seidel	81
G.1.1	Basics	81
G.1.2	Calculation method	81
G.1.3	Extension by Tobinaga and Ishihara	84
G.2	Method for fatigue strength analysis according to Schmidt/Neuper	85
G.2.1	Basics	85
G.2.2	Formulas for the tri-linear approximation.....	86
G.3	Reference documents	87
Annex H (informative) Crack control – Guidance on 7.9.3		88
H.1	General.....	88
H.2	Crack control based on Eurocode 2	88
H.3	Crack control based on Japanese standards	88
H.4	Crack control based on ACI 318	89
H.5	Reference documents	89
Annex I (informative) Finite element analysis for concrete.....		90
I.1	General.....	90
I.2	Order and type of elements	90
I.3	Constitutive modelling	91
I.4	Solution methods	91
I.5	Implicit approach.....	91
I.6	Steps in conducting of a finite element analysis	92
I.7	Checking results	92
I.8	Reference documents	93
Annex J (informative) Tower-foundation anchorage		94
J.1	General.....	94
J.2	Embedded anchorages.....	94

J.3	Bolted anchorages	95
J.4	Grout	95
J.5	Anchor bolts.....	95
J.6	Embedded ring.....	95
J.7	Anchorage load transfer	96
Annex K	(informative) Strut-and-tie section.....	97
K.1	General.....	97
K.2	Example of a rock anchor foundation	98
K.3	Reference documents	101
Annex L	(informative) Guidance on selection of soil modulus and foundation rotational stiffness.....	103
L.1	General.....	103
L.2	Soil model.....	103
L.3	Dynamic rotational stiffness.....	105
L.4	Static rotational stiffness	106
L.5	Reference documents	107
Annex M	(informative) Guidance for rock anchored foundation design.....	108
M.1	General.....	108
M.2	Corrosion protection.....	108
M.2.1	Standard anchors.....	108
M.2.2	Corrosion protection of bar anchors.....	109
M.3	Product approval.....	110
M.4	Rock anchor design.....	110
M.5	Grout design	110
M.6	Testing and execution	110
M.7	Suitability/performance test	111
M.8	Acceptance/proof test.....	111
M.9	Supplementary extended creep tests	111
M.10	Reference documents	111
Annex N	(informative) Internal loads – Explanation of internal loads	112
Annex O	(informative) Seismic load estimation for wind turbine tower and foundation.....	114
O.1	General.....	114
O.2	Vertical ground motion	114
O.3	Structure model.....	114
O.4	Soil amplification.....	115
O.5	Time domain simulation.....	116
O.6	Reference documents	116
Annex P	(informative) Structural damping ratio for the tower of wind turbine	117
P.1	General.....	117
P.2	First mode structural damping ratio.....	117
P.3	Second mode structural damping ratio	118
P.4	Higher mode damping	118
P.5	Reference documents	119
Annex Q	(informative) Guidance on partial safety factors for geotechnical limit states	120
Q.1	General.....	120
Q.2	Equilibrium.....	120
Q.3	Bearing capacity	120
Q.4	Sliding resistance.....	121

Q.5 Overall stability	121
Q.6 Reference documents	122
Bibliography	123
Figure 1 – Flange notations as an example of an L-flange	31
Figure 2 – Door opening geometry	35
Figure 3 – Flange gaps k in the area of the tower wall	37
Figure 4 – Bolt force as a function of wall force	39
Figure 5 – S-N curve for detail category 36.....	40
Figure 6 – Thermal effects around tower cross-section	44
Figure 7 – Illustration of rock anchor length	70
Figure E.1 – Circumferentially edge-stiffened opening	78
Figure E.2 – Definition of W_s and t_s according to JSCE	79
Figure G.1 – Simplification of system to segment model	81
Figure G.2 – Locations of plastic hinges for different failure modes	82
Figure G.3 – Geometric parameters	83
Figure G.4 – Modification factor λ for different α [1]	85
Figure G.5 – Tri-linear approximation of the non-linear relation between bolt force and tension force of the bolted connection	86
Figure K.1 – Example for the design of a deep beam using the strut-and-tie method.....	97
Figure K.2 – Simple shapes of strut-and-tie models	97
Figure K.3 – Three examples for carrying load in a deep beam	98
Figure K.4 – Strut-and-tie models for a rock-anchor foundation.....	100
Figure K.5 – Top tie reinforcement in a rock-anchor foundation.....	101
Figure L.1 – Example stress-strain relationship for soil	103
Figure L.2 – Loading and unloading behaviour of soil	104
Figure L.3 – Variation of shear modulus with soil strain.....	105
Figure L.4 – Reduction in rotational stiffness due to load eccentricity	106
Figure L.5 – Illustrative example of reduction in foundation rotational stiffness due to increasing load eccentricity	107
Figure M.1 – Section through rock and anchor.....	108
Figure M.2 – Typical anchor configuration with corrosion protection	109
Figure N.1 – Representation of internal loads	113
Figure O.1 – Structure model for response spectrum method	115
Figure P.1 – First mode damping ratio for the steel tower of wind turbine	118
Table 1 – Flange tolerances	37
Table 2 – Summary of geotechnical limit states	53
Table B.1 – National and regional steel standards and types	73
Table C.1 – Comparison of bolt material in ISO 898-1, JIS B1186 and ASTM A490M-12.....	74
Table E.1 – Coefficients for Formula (E.3).....	78
Table H.1 – Limit value of crack width based on Japanese standards [1].....	89
Table P.1 – Damping coefficients	117

Table Q.1 – Minimum partial safety factors for the equilibrium limit state (European and North American practice)	120
Table Q.2 – Minimum partial safety factors on for the equilibrium limit state (JSCE)	120
Table Q.3 – Minimum partial material and resistance factors for the bearing resistance limit state, ULS	121
Table Q.4 – Minimum partial material and resistance factors for the sliding resistance limit state, ULS	121
Table Q.5 – Minimum partial material and resistance factors for the overall stability limit state, ULS	122

IECNORM.COM : Click to view the full PDF of IEC 61400-6:2020

INTERNATIONAL ELECTROTECHNICAL COMMISSION

WIND ENERGY GENERATION SYSTEMS –

Part 6: Tower and foundation design requirements

FOREWORD

- 1) The International Electrotechnical Commission (IEC) is a worldwide organization for standardization comprising all national electrotechnical committees (IEC National Committees). The object of IEC is to promote international co-operation on all questions concerning standardization in the electrical and electronic fields. To this end and in addition to other activities, IEC publishes International Standards, Technical Specifications, Technical Reports, Publicly Available Specifications (PAS) and Guides (hereafter referred to as "IEC Publication(s)"). Their preparation is entrusted to technical committees; any IEC National Committee interested in the subject dealt with may participate in this preparatory work. International, governmental and non-governmental organizations liaising with the IEC also participate in this preparation. IEC collaborates closely with the International Organization for Standardization (ISO) in accordance with conditions determined by agreement between the two organizations.
- 2) The formal decisions or agreements of IEC on technical matters express, as nearly as possible, an international consensus of opinion on the relevant subjects since each technical committee has representation from all interested IEC National Committees.
- 3) IEC Publications have the form of recommendations for international use and are accepted by IEC National Committees in that sense. While all reasonable efforts are made to ensure that the technical content of IEC Publications is accurate, IEC cannot be held responsible for the way in which they are used or for any misinterpretation by any end user.
- 4) In order to promote international uniformity, IEC National Committees undertake to apply IEC Publications transparently to the maximum extent possible in their national and regional publications. Any divergence between any IEC Publication and the corresponding national or regional publication shall be clearly indicated in the latter.
- 5) IEC itself does not provide any attestation of conformity. Independent certification bodies provide conformity assessment services and, in some areas, access to IEC marks of conformity. IEC is not responsible for any services carried out by independent certification bodies.
- 6) All users should ensure that they have the latest edition of this publication.
- 7) No liability shall attach to IEC or its directors, employees, servants or agents including individual experts and members of its technical committees and IEC National Committees for any personal injury, property damage or other damage of any nature whatsoever, whether direct or indirect, or for costs (including legal fees) and expenses arising out of the publication, use of, or reliance upon, this IEC Publication or any other IEC Publications.
- 8) Attention is drawn to the Normative references cited in this publication. Use of the referenced publications is indispensable for the correct application of this publication.
- 9) Attention is drawn to the possibility that some of the elements of this IEC Publication may be the subject of patent rights. IEC shall not be held responsible for identifying any or all such patent rights.

International Standard IEC 61400-6 has been prepared by IEC technical committee TC 88: Wind energy generation systems.

The text of this standard is based on the following documents:

FDIS	Report on voting
88/751/FDIS	88/754/RVD

Full information on the voting for the approval of this International Standard can be found in the report on voting indicated in the above table.

This document has been drafted in accordance with the ISO/IEC Directives, Part 2.

Future standards in this series will carry the new general title as cited above. Titles of existing standards in this series will be updated at the time of the next edition.

The committee has decided that the contents of this document will remain unchanged until the stability date indicated on the IEC website under "<http://webstore.iec.ch>" in the data related to the specific document. At this date, the document will be

- reconfirmed,
- withdrawn,
- replaced by a revised edition, or
- amended.

The contents of the corrigendum of November 2020 have been included in this copy.

IMPORTANT – The 'colour inside' logo on the cover page of this publication indicates that it contains colours which are considered to be useful for the correct understanding of its contents. Users should therefore print this document using a colour printer.

IECNORM.COM : Click to view the full PDF of IEC 61400-6:2020

INTRODUCTION

This document has been developed for the design of onshore wind turbine towers and foundations that will build on and complement the IEC 61400-1 relating to design criteria and provide a complete set of technical requirements for the structural and geotechnical design. The requirements are also applicable to wind turbines covered by IEC 61400-2. It is envisaged that the proposed work will be followed by the development of another part, directed towards the design of offshore support structures, thus also complementing IEC 61400-3-1.

Civil engineering practices associated with the scope of the standard have regional variations. It is not the intention of this document to conflict with those practices but to supplement them particularly in ensuring that all important features of typical wind turbine towers and foundations are fully and correctly considered. To this end, the relevant parts in existing standards for design of steel and concrete structures and for geotechnical design have been identified for participating countries and regions.

The principles included in this document apply to the sections of the tower of an offshore fixed structure above the splash zone if the loading has been calculated according to IEC 61400-3-1.

This document will include the evaluation and calibration of partial safety factors for material strengths to be used together with the safety elements in IEC 61400-1 and IEC 61400-2 for loads and for verification of static equilibrium.

IECNORM.COM : Click to view the full PDF of IEC 61400-6:2020

WIND ENERGY GENERATION SYSTEMS –

Part 6: Tower and foundation design requirements

1 Scope

This part of IEC 61400 specifies requirements and general principles to be used in assessing the structural integrity of onshore wind turbine support structures (including foundations). The scope includes the geotechnical assessment of the soil for generic or site specific purposes. The strength of any flange and connection system connected to the rotor nacelle assembly (including connection to the yaw bearing) are designed and documented according to this document or according to IEC 61400-1. The scope includes all life cycle issues that may affect the structural integrity such as assembly and maintenance.

The assessment assumes that load data has been derived as defined in IEC 61400-1 or IEC 61400-2 and using the implicit reliability level and partial safety factors for loads.

2 Normative references

The following documents are referred to in the text in such a way that some or all of their content constitutes requirements of this document. For dated references, only the edition cited applies. For undated references, the latest edition of the referenced document (including any amendments) applies.

IEC 61400-1:2019, *Wind energy generation systems – Part 1: Design requirements*

IEC 61400-2, *Wind turbines – Part 2: Small wind turbines*

IEC 61400-3-1:2019, *Wind energy generation systems – Part 3-1: Design requirements for fixed offshore wind turbines*

ISO 2394:2015, *General principles on reliability for structures*

ISO 22965-1, *Concrete – Part 1: Methods of specifying and guidance for the specifier*

ISO 22965-2, *Concrete – Part 2: Specification of constituent materials, production of concrete and compliance of concrete*

ISO 22966, *Execution of concrete structures*

ISO 6934 (all parts), *Steel for the prestressing of concrete*

ISO 6935 (all parts), *Steel for the reinforcement of concrete*

ISO 9016:2012, *Destructive tests on welds in metallic materials – Impact tests – Test specimen location, notch orientation and examination*

ISO 12944 (all parts), *Paints and varnishes – Corrosion protection of steel structures by protective paint systems*

EN 1993-1-9:2005, *Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-9: Fatigue*

EN 1993-3-2:2006, *Eurocode 3: Design of steel structures – Part 3-2: Towers, masts and chimneys – Chimneys*

3 Terms and definitions

For the purposes of this document, the terms and definitions given in IEC 61400-1, IEC 61400-2 and the following apply.

ISO and IEC maintain terminological databases for use in standardization at the following addresses:

- IEC Electropedia: available at <http://www.electropedia.org/>
- ISO Online browsing platform: available at <http://www.iso.org/obp>

3.1 assessment

total set of activities performed in order to find out if the reliability of a structure is acceptable or not

3.2 characteristic load

load accounting for required exceedance probability level and without partial safety factor for loads

3.3 characteristic buckling resistance

load associated with buckling in the presence of inelastic material behaviour, the geometrical and structural imperfections that are inevitable in practical construction, and follower load effects

3.4 component class

classification of the wind turbine structural components according to redundancy and safety requirements

Note 1 to entry: Refer to IEC 61400-1.

3.5 component temperature

local temperature which will affect the material properties of a component

Note 1 to entry: The temperature shall be taken to be the ambient temperature unless protective or active means are provided to change the temperature.

3.6 design lifetime

complete period of time for which the wind turbine will be designed to resist the specified loading including maintenance, idling, power production, starting and stopping

3.7 design load design force

load (force) used in the action vs resistance equation for a limit state accounting for the required exceedance probability level and partial safety factor for loads

3.8 design resistance

resistance used in the action vs resistance equation for a limit state accounting for the required exceedance probability level and partial safety factor for materials

3.9

design situations

sets of physical conditions representing the real conditions occurring during a certain time interval for which the design will demonstrate that relevant limit states are not exceeded

3.10

dynamic stiffness for foundation

tangent to the plot of linear or angular displacement of the foundation against force or moment applied to the foundation at zero or small strain ($<10^{-4}$ soil shear strain)

Note 1 to entry: Normally for concrete foundations, this is calculated for the effect of the soil mechanics alone assuming a rigid foundation. Where foundation flexibility is non-negligible, this should be taken into account in calculating dynamic stiffness.

3.11

effect of actions

effect of actions (or action effect) on structural members or on the whole structure

Note 1 to entry: Internal force, moment, stress and strain are examples of action effect on structural members. Deflection and rotation are examples of action effect on the whole structure.

3.12

fatigue limit state

structural failure due to damage accumulation under effects of repeated loading

3.13

geometrically and materially nonlinear analysis

GMNA

analysis performed on the global structure based on shell bending theory applied to the perfect structure, using the assumption of nonlinear large deflection theory for the displacements, and adopting a nonlinear elasto-plastic material law ignoring the effect of strain hardening

3.14

geometrically and materially nonlinear analysis with imperfection included

GMNIA

analysis performed on the global structure with imperfections explicitly included, based on shell bending theory applied to the imperfect structure, including nonlinear large deflection theory for the displacements, and adopting a nonlinear elasto-plastic material law ignoring the effect of strain hardening

Note 1 to entry: A bifurcation eigenvalue check is included at each load level.

Note 2 to entry: Examples of imperfect structure are unintended deviations from the ideal shape, imperfections in boundary conditions and residual stresses.

3.15

internal loads

three orthogonal forces and three orthogonal moments that are reacted on an arbitrary plane cut through the structure

Note 1 to entry: This relates to the usage of the term "loads" in IEC 61400-1, IEC 61400-2 and IEC 61400-3-1. This differs from the use in other areas of civil engineering. Often, the arbitrary plane is aligned with some physical interface or with two axes of a local axis system. The singular internal load would be one of the three forces or three moments. See also 5.4.6.

3.16

materially nonlinear analysis

MNA

analysis performed on the global structure based on shell bending theory applied to the perfect structure, using the assumption of small deflections, but adopting a nonlinear elasto-plastic material law ignoring the effect of strain hardening

3.17**nominal concrete cover**

layer of concrete between the concrete surface and the closest reinforcement surface including the specified tolerance for placing of reinforcement

Note 1 to entry: The nominal concrete cover shall be calculated as the minimum concrete cover plus the specified tolerance.

3.18**nominal ratio**

ratio of values that are fixed on non-statistical bases, for instance on acquired experience or on physical conditions

3.19**nominal value**

value fixed on non-statistical bases, for instance on acquired experience or on physical conditions

3.20**partial safety factor for load**

factor for increasing a characteristic value of an effect of actions to calculate the design value of an effect of actions

3.21**partial safety factor for material**

factor for decreasing a characteristic value of material property to calculate the design value of material property

3.22**plastic limit load**

limit load, determined assuming idealized conditions of elastic-plastic material behaviour, perfect geometry, perfect load application, perfect support and material isotropy

Note 1 to entry: The plastic limit load is determined assuming the idealized conditions of elastic-plastic material behaviour, perfect geometry, perfect load application, perfect support and material isotropy.

3.23**plastic reference resistance**

plastic limit load, determined assuming the idealised conditions of rigid-plastic material behaviour, perfect load application, perfect support and material isotropy

3.24**post-tensioned concrete**

prestressing of the structure that has been achieved by tensioning the tendons or bolts after casting of the concrete

Note 1 to entry: Tendons can be either bonded to the concrete or un-bonded.

3.25**prestressed concrete**

concrete structure which is prestressed before it is taken into operation

Note 1 to entry: Prestressing is applied by tendons or bolts, and the tendons may be pre-tensioned (before casting) or post-tensioned (after casting).

3.26**pre-tensioned concrete**

concrete which is pre-tensioned by tensioning the tendons prior to casting of the concrete

Note 1 to entry: Tendons are bonded to the concrete.

3.27

primary structure

structural elements which are designed for the purpose of carrying the loads due to the rotor nacelle assembly

3.28

reference standard

document presenting co-ordinated design analysis methods with actions and resistance characteristic values and safety factors, published by a credible expert private, regional, national or international body

3.29

rotor nacelle assembly

RNA

part of a wind turbine carried by the support structure

3.30

secondary structure

structural elements which are designed to carry the loads due to equipment such as access systems, cables, cabinets, internal devices for example dampers

3.31

series of standard

co-ordinated series of documents presenting design analysis methods with action and resistance characteristic values and safety factors published by a credible expert private, regional, national or international body

3.32

signed von-Mises stress

equivalent stress with (theoretical) direction derived from principal stresses

3.33

S1

SLS characteristic load

serviceability limit state load level for design lifetime actions, which relate to continued correct operation of the wind turbine such as clearance of components, and engineering fluid levels, concrete cracking control

3.34

S2

SLS 10⁻⁴ frequent load case

serviceability limit state load level for frequent actions, which are exceeded for 10⁻⁴ of the lifetime, which relate to fracture toughness, corrosion, concrete cracking control, and bonds in prestressed concrete

3.35

S3

SLS 10⁻² frequent load case

serviceability limit state load level for the equivalent to frequent actions, which are exceeded for 10⁻² of the lifetime, which relate to cracked concrete stiffness checks, concrete cracking control, foundation stiffness, inclination and settlement, ground gapping, and pile tension limits

3.36

serviceability

ability of a structure or structural element to perform adequately for normal use under all expected actions

3.37**serviceability limit state**

state which corresponds to conditions beyond which specified service requirements for a structure or structural element are no longer met

3.38**static stiffness for foundation**

secant of the point on the plot of linear or angular deflection of the foundation against force or moment applied to the foundation at a strain compatible with the applied load case

Note 1 to entry: Normally for concrete foundations this is calculated for the effect of the soil deformation alone assuming a rigid foundation. Where foundation flexibility is non-negligible, this should be taken into account in calculating static stiffness.

3.39**support structure**

part of a wind turbine consisting of the tower, sub-structure and foundation

Note 1 to entry: See Figure 1 of IEC 61400-3-1:2019.

3.40**tower section**

unit of a tower that can be transported from a factory to the installation site, especially of a steel tubular tower made of a number of permanently connected smaller steel tubes, the whole unit being provided with bolted connections for on-site assembly at the upper and lower ends

3.41**ultimate limit state**

limit states which generally correspond to the maximum load bearing capacity

Note 1 to entry: This generally corresponds to the maximum load-carrying resistance of a structure or structural element but in some cases to a strain or deformation limit.

3.42**wind turbine specification**

document and associated materials containing information relating to the full turbine system and the rotor nacelle assembly (RNA) enabling the tower and foundation design, and identifying the wind turbine that can be used with the tower and/or foundation

4 Symbols and abbreviated terms**4.1 Symbols**

A_1	reduction factor parameter
A_s	effective stress cross section
A'	effective foundation area around the line of action of the resultant force for F_{zd}
b	weld neck thickness (normally equal to the thickness of the connected tower shell)
b_{tot}	flange width
B_1	reduction factor parameter
c	flank height of the weld preparation
C_1	reduction factor for the influence of the opening
D_{Ed}	damage sum
e	eccentricity, generally of loading

f_{bd}	design value of bond strength between rock and cement grout
f_{ck}	characteristic compressive concrete cylinder strength
f_{cck}	characteristic grout compression strength
$f_{c,r}$	meridional design buckling stress
f_{pk}	characteristic tensile strength of prestressing reinforcement steel
$f_{p0,1k}$	characteristic 0,1 % proof-stress of prestressing steel
f_{yk}	characteristic reinforcement yield strength
F_d	ultimate design load
F_d	design value of destabilising action including unfavourable partial safety factor for load
$F_{p,C'}$	preload bolt force used in the design calculations
$F_{p,C}$	preload bolt force given in the relevant design code or technical approval
F_{zd}	design value of vertical force acting on the soil formation
G	shear modulus of the soil reduced from G_o to account for non-zero soil strain
G_o	small-strain shear modulus of the soil
$K_{R,dyn}$	dynamic rotational stiffness of the foundation subjected to overturning moments
$K_{R,stat}$	static rotational stiffness of the foundation subjected to overturning moments
l	distance from transition radius to weld preparation
L_{anchor}	full length of an anchor
L_{fixed}	bonded length of an anchor
L_{free}	free length of an anchor
L_f	factor for loss of preload, which is not considered in the applied design code
$M_{d,overturning}$	design value of destabilizing moment from wind load and other loads
$M_{d,stabilizing}$	design value of stabilizing moment from gravity load and backfill
n	number of force transmitting interfaces in the connection
$n(\Delta\sigma_i)$	number of load cycles for a given range $\Delta\sigma_i$
$N(\Delta\sigma_i)$	number of load cycles at failure for the range $\Delta\sigma_i$
P_k	characteristic tensile strength of pre-stressing steel
$P_{lock-off}$	lock off load for rock anchor
$P_o, P_{lock-off}$	load transferred to the foundation by the rock anchor after completion of stressing operation (after locking)
P_p	anchor proof load
$P_{p0,1k}$	anchor yield strength
q_{Ed}	plastic (uniform) ground pressure based on eccentricity calculation
q_{Rd}	design values of bearing capacity of soil in ultimate limit state
r	transition radius
R	foundation radius in contact with the subgrade
Ra	surface roughness parameter

R_d	design value of stabilising action comprising gravity and soil resistance
R_{Rrk}	reduced reference buckling resistance
R_{Rpl}	plastic reference resistance
t_f	flange thickness
t_{tot}	total flange thickness including weld neck
$T_{\text{extreme,min/max}}$	extreme temperature range
$T_{\text{erection,min/max}}$	allowable temperature range to be defined for the erection of the tower
ΔT_k	characteristic temperature action on concrete towers
ΔT_1	uniform temperature difference in concrete towers with respect to the temperature at the time of erection
ΔT_2	cosine shaped temperature difference on concrete towers caused by solar irradiation
ΔT_3	temperature difference for concrete towers between inside and outside wall surfaces
α	ratio of moduli of elasticity for reinforcement steel and concrete
$\gamma_{f,Temp}$	partial safety factor for temperature actions on concrete towers
γ_{inf}	partial safety factor for favourable prestress
γ_M	partial safety factor for material
γ_{M3}	partial safety factor for rock anchor bond strength
γ_{sup}	partial safety factor for unfavourable prestress
δ	opening angle along the girth of the door opening
ε_{tot}	total strain
θ	diameter of bore hole
μ	friction coefficient
ν	poisson's ratio (of the soil)
σ_{hs}	structural hot spot stress for a linear elastic material model
$\sigma_{y,d}$	design yield stress of the material
$\Delta\sigma_{R-N}$	fatigue strength represented by "S-N-curves" (Wöhler curves)
$\sigma_{x,R,d-EC}$	meridional design buckling stress according to EN 1993-1-6
$\sigma_{ }$	one component of the Cauchy stress tensor in one principal direction of Cartesian coordinate system (e.g. σ_x)
$\sigma_{\perp}$	one component of the Cauchy stress tensor in a principal direction of Cartesian coordinate system perpendicular to $\sigma_{ }$ (e.g. σ_y or σ_z)
τ	Shear stresses in component in the plane of the directions of $\sigma_{ }$ and $\sigma_{\perp}$

4.2 Abbreviated terms

DLC	design load case
FLS	fatigue limit state
GIR	ground investigation report
GMNA	geometrically and materially nonlinear analysis

GMNIA	geometrically and materially nonlinear numerical buckling analysis with imperfections included
MNA	materially nonlinear analysis
psfl	partial safety factor for loads
psfm	partial safety factor for materials
RNA	rotor nacelle assembly
SI	geotechnical site investigation
SLS	serviceability limit state
ULS	ultimate limit state

5 Design basis including loading

5.1 General

Clause 5 is intended to cover the engineering design basis required for the major engineering disciplines to establish support structures for onshore wind turbines.

In order to provide a standard that will be useful to the industry, a comprehensive treatment of some topics is provided where there is currently no relevant international reference. For well-known topics for the design of structural members, Clause 5 is intended to be used in conjunction with suitable reference standards for support structure design. It is allowable to use suitable reference standards that provide the required level of safety as specified in IEC 61400-1 or IEC 61400-2. Only other IEC and ISO documents will be referenced directly in the text.

5.2 Basis of design

5.2.1 Basic principles

The structure shall be dimensioned in such a way that it withstands the applied actions during pre-commissioning with and without nacelle and rotor, erection and the design lifetime. If required, this shall also include transport to initial installation or decommissioning. In general, a consideration of all load cases given in IEC 61400-1 or 61400-2 is sufficient for dimensioning. However, the additional loads due to inclination of the tower and the foundation as well as influences from temperature and vortex induced vibrations shall be taken into account. A consideration of additional actions according to local standards may also be necessary.

The design of the structure shall be in accordance with a selected recognized series of standards or a reference standard. The series of standards or reference standards shall appropriately cover the necessary areas of the design of wind turbine support structures and where necessary be supplemented with additional requirements as specified in this document. In particular, the verification methods shall correctly account for the execution standards of this series to ensure a consistent design. The combination of standards from different series shall only be permitted if it has been verified that the combination does not reduce the reliability level.

The series of standards or reference standard shall comply with IEC 61400-1 or IEC 61400-2, wherever necessary, for instance in regards to reliability levels and environmental conditions.

Minimum values of partial safety factors for materials may be taken from the selected series of standards or reference standard unless specified in this document and as long as it is verified that these fulfil the required reliability level stated in IEC 61400-1 or IEC 61400-2 in combination with the given characteristic loads.

In Annex A, some standards are listed that fulfil the requirements above. The application of other standards not listed in Annex A is possible if the required reliability level stated in

IEC 61400-1 or IEC 61400-2 is met. The methods and safety factors shall not be mixed from different reference standards so as to reduce the safety level.

The defined resistances in the selected recognized design codes are only valid if the material requirements according to 6.3 and 7.3 are fulfilled.

5.2.2 Durability

The support structure shall be designed in such a way that time dependent changes of characteristics do not affect the behaviour of the support structure unexpectedly over the design lifetime. This includes also sufficient dimensioning against fatigue and, if applicable, earthquakes.

Based on the design assumptions and environmental conditions, appropriate corrosion protection systems shall be considered for the whole support structure. Where corrosion protection is done by a coating, it shall be chosen and applied according to ISO 12944 (all parts).

Furthermore, the service and maintenance intervals according to Clause 9 shall be observed.

5.2.3 Principles of limit state design

Conditions that concern human safety or the integrity of the structure are considered as ultimate or fatigue limit states. As a simplification, the conditions before component failures may be treated as limit states.

In general, verifications for the following limit states shall be carried out for structures:

- failures due to excessive deformations or due to the transfer of the entire structure or of its components to a kinematic state or rupture or an unstable condition (ultimate limit state, ULS);
- failure of the entire structure or its components due to fatigue or other time-dependent effects (fatigue limit state, FLS);
- limit states that consider the function of the structure or one of its components under normal service conditions or the appearance of the structure (serviceability limit state, SLS).

The ultimate and fatigue limit states shall be verified for the design situations. Verifications for the fatigue limit state shall be referred to the design lifetime of the structure.

5.2.4 Structural analysis

The dimensioning shall be carried out with appropriate models of the structural system in respect of the limit states.

It shall be verified that the ultimate and fatigue limit states are not exceeded, if the appropriate design values are used for

- the loads,
- the material properties,
- the component properties, and
- the geometric dimensions in the calculation models.

The verifications shall be carried out for all decisive design situations and load cases. Where necessary, imperfections and deformations of the structure shall be included.

The verification shall also include the assessment of damping and frequency of the system as specified in the design requirements.

5.2.5 Assessments by tests

The design and calculation of the structure may also be carried out in combination with tests as described in ISO 2394 and IEC 61400-1:2019, Annex K. Laboratories carrying out the tests should ensure that suitable requirements for calibration are followed.

NOTE Guidance about good practices for calibration can be found in ISO/IEC 17025.

In respect of values of resistance in principle, the derivation of both characteristic or design values from tests is possible. The tests shall be carried out in a way that the required safety and reliability level for the design situation according to IEC 61400-1 or IEC 61400-2 is met in the verification (see also 7.6.2.2 of IEC 61400-1:2019).

If the series of standards or reference standard used for the verification of the structure provides rules for assessments by tests, these shall also be considered.

5.3 Materials

Specific requirements are given for each type of material in 6.3 and 7.3.

All material shall be treated in accordance with relevant standards in regards to quality requirements and test conditions.

Characteristic values of the material properties shall be taken from corresponding standards unless sufficient test data is available to reach the required reliability level implied in IEC 61400-1.

5.4 Loads

5.4.1 Use of IEC 61400-1 or IEC 61400-2 load cases and partial safety factors for loads

The loads used to assess the ultimate limit state and fatigue limit state of towers and foundations according to this document shall be derived according to IEC 61400-1 or IEC 61400-2 and shall use the safety factors specified in IEC 61400-1 or IEC 61400-2 unless otherwise specified in this document. The tower or foundation may be designed for alternative environmental conditions, i.e. conditions that differ from those used in the rotor nacelle assembly verification. Additionally, the site specific loads may be distributed around the tower to take account of the wind direction, for example fatigue loads on any one point on the tower or foundation may be reduced by accounting for wind direction where for example position of openings can be arranged in the less fatigue loaded zones. This shall only be applied in the case of towers or foundations for a specific site.

The dynamic analysis methods for internal load calculation shall use the soil/foundation dynamic stiffness for all load levels.

In regions, where seismic activity may possibly affect the loading, the seismic load cases shall also be calculated as specified in accordance with IEC 61400-1 or IEC 61400-2 and the appropriate regional seismic standards. A guideline on the seismic load estimation on tower and foundation is described in Annex O.

5.4.2 Superseding of IEC 61400-1 or IEC 61400-2 partial safety factors for materials

The partial safety factors for materials given in this document supersede requirements in IEC 61400-1 or IEC 61400-2 for onshore wind turbine tower, foundation and geotechnical design.

5.4.3 Serviceability load levels

5.4.3.1 General

Serviceability load levels shall be used for the serviceability limit states, that is, according to ISO 2394:2015, 2.2.10, a "limit state concerning the criteria governing the functionalities related to normal use"¹.

Wind turbine towers and foundation differ from most civil engineering structures in a way that they have a very small ratio of static loads to dynamic loads. Therefore, for design of wind turbine towers and foundation, SLS loads according to ISO 2394 are modified such that the SLS load levels S1, S2 and S3 are applied, corresponding to the characteristic load level and to two frequent load levels, of different levels of frequency. The more frequent load level (see S3 below) is used for situations generally analysed with a quasi-permanent load level.

In case of serviceability limit state analyses, the same load simulations shall be used as above but the partial safety factor for load specified in IEC 61400-1 or IEC 61400-2 shall be replaced by $\gamma_{\text{serviceability}}$, where:

$$\gamma_{\text{serviceability}} = 1,0 \quad (1)$$

NOTE There are multiple load levels used for SLS analyses. Some of these load levels are directly specified in IEC 61400-1 or IEC 61400-2. However, others are derived from the same load simulations using the specifications below.

5.4.3.2 S1 – Characteristic value of normal and transport cases

The values are equal to extreme values from the complete set of cases denoted by use of normal psfl. This SLS load level shall normally be represented by time history data in an orthogonal system at relevant points in the system, which may then be used to generate time histories of the stresses through linear and non-linear models. It is allowed to represent this SLS load level by a matrix of orthogonal loads at critical points in the structure if the combination of loads will give a conservative stress.

The psfl for SLS as required by this document shall be applied.

5.4.3.3 S2 – $p = 10^{-4}$ from fatigue spectrum load levels

The values are equal to 0,01 percentile values from the complete set of design load cases (DLC) 1,1 as required by IEC 61400-1:2019, 7.6.2. For each structural component, a probability distribution shall be created for the load in the direction that produces the highest stresses. Alternatively, the following simplifications may be applied:

- for the foundation, the loads in the cross wind direction may be ignored;
- for the tower, the required percentile value may be derived from a probability distribution of the resultant load at each tower location.

NOTE $p = 10^{-4}$ implies a period of exposure to higher loads of 0,87 hours per year.

5.4.3.4 S3 – $p = 10^{-2}$ from fatigue spectrum load levels

This is derived as for S2 above, but the 1 percentile values are used.

NOTE $p = 10^{-2}$ implies a period of exposure to higher loads of 87 hours per year.

¹ No serviceability limit states are defined in IEC 61400-1.

5.4.4 Load combinations in ULS

5.4.4.1 Prestressing in concrete

Prestressing shall be classified as a permanent action. Prestress in most situations is intended to be favourable and, for the ultimate limit state verification, the partial safety factor for loads $\gamma_{f,prestress}$ shall be used.

$$\gamma_{f,prestress,favourable} = 0,9 \quad (2)$$

If the prestress is unfavourable, then the minimum partial factor for global and local analysis shall be as follows.

$$\gamma_{f,prestress,unfavourable} = 1,1 \quad (3)$$

When measures are taken to reduce the uncertainty on the prestress load, the factors can be taken as $\gamma_{f,prestress,favourable} > 0,9$ and $\gamma_{f,prestress,unfavourable} < 1,1$. While a high accuracy of the tensioning devices may improve the accuracy of the initial level of prestress, the remaining uncertainty with respect to the losses of prestress shall also be considered if $\gamma_{f,prestress,favourable}$ and $\gamma_{f,prestress,unfavourable}$ are to be modified.

For local effects (e.g. load introduction areas) and stability analysis (e.g. buckling), $\gamma_{f,prestress,unfavourable}$ shall in no case be taken as less than 1,1.

5.4.4.2 Seismic loading

Seismic loading shall be superposed with operational loading (see IEC 61400-1 or IEC 61400-1:2019, 11.6). The partial safety factor for seismic loading is given in IEC 61400-1.

5.4.4.3 Other climatic loads such as snow loads

Snow and climatic loads are normally considered insignificant but shall be considered if relevant in site specific cases serviceability limit state load, S1, with a partial safety factor for load as follows.

$$\gamma_{f, climatic action} = 1,0 \quad (4)$$

5.4.4.4 Temperature effects

Thermally induced stresses shall be checked in the presence of serviceability limit state load, S1, in combination with the temperature effect with partial safety factor for load as follows, when temperature effects are the dominating load.

$$\gamma_{f,temperature action} = 1,35 \quad (5)$$

Load combinations with other loads shall be found in 7.2.3.1 for concrete structures.

5.4.4.5 Buoyancy effects

Buoyancy effects shall be accounted as described in IEC 61400-1:2019, 7.6.2.3.

5.4.5 Structural damping values to be used in load calculations

The tower and foundation modal damping values used in the derivation of loads described in 5.4.1 shall be justified by relevant measurement or analysis. Annex P gives some guidance.

The damping shall be calculated conservatively accounting for geometry, materials and mode shapes in the case of towers consisting of a combination of concrete, steel tubular, lattice or other structural sections.

Structural damping does not include the following sources:

- aerodynamics of the structure;
- control actions, either aerodynamic or electro-mechanical;
- mechanical dampers;
- soil damping.

However, all of the above may be accounted for in the appropriate part of analysis, for example aerodynamics and control actions damping are modelled in the aero-elastic modelling. Mechanical dampers and soil effects may be modelled through explicit addition to the structural damping.

5.4.6 Definitions and methods for use of internal loads

The loads provided by the methods in IEC 61400-1 or IEC 61400-2 are external loads that can be used to calculate the loads between internal sections and interfaces such as flanges. The methods of structural analysis shall take account of this. This is a particular issue for use of loads with finite element modelling where it is necessary to ensure that internal loads are represented correctly at the relevant interface but cannot be applied directly as the interface cannot be a free edge or shall be constrained correctly. See also Annex N.

5.4.7 Definition of required load data for fatigue analysis

The fatigue loads shall be available as time history data in an orthogonal system at relevant points in the system, which may be used to generate the stresses at critical locations through linear and non-linear models. The load shall be appropriate to the structural component under analysis.

Fatigue analysis methods shall use rain flow cycle counting (refer to IEC 61400-1 or IEC 61400-2).

The data shall be presented as Markov matrices which give the number of cycles of load for each bin of load mean combined with each bin of load cycles. Analyses shall either use the most severe value of the bin range to ensure conservatism or a value weighted according to the used SN-slope. There is no limit to how large or small the bin ranges may be.

Other forms of fatigue load representation are allowed to be used for appropriate purposes. The use of range cycles without means is allowed for certain structural details, for example welding, or where a conservative mean load assumption is made. Damage equivalent loads are only allowed to be used in situations with selection of S-N curve slope and reference number of cycles, where the single linear slope is chosen to conservatively represent the actual S-N curve.

5.4.8 Definition of required load data for extreme load level

The extreme load level shall be represented by a table of design loads (three forces and three moments for a defined orthogonal axis system, plus the resultant horizontal force and overturning moment) at critical points in the structure selected in such a way that the

combination of loads will give the most conservative stress. This table provides the extreme value in each load component and the contemporaneous values in the other load components².

For clarity in some strength calculation methods, the table of orthogonal characteristic loads shall also be provided, that is, without the application of ψ_{fl} .

The use of contemporaneous loads in the strength assessment shall follow IEC 61400-1 or IEC 61400-2.

5.4.9 Vortex induced vibration

Lateral oscillations forced by flow instability due to the local tower aerodynamics, especially at the tower modal frequencies, commonly known as vortex induced vibrations, shall be considered in the calculation of fatigue life and extreme loading³. The damage caused by the vortex induced cross wind vibrations (ViV) shall be assessed for all states of the tower and turbine assembly process, for periods of maintenance and standby.

The damage caused by ViV may be neglected up to a value of damage sum of $D = 0,10$.

Otherwise, the damage due to the ViV in excess of 0,1 and the damage in cross wind direction for fatigue loads due to the turbine lifetime shall be added.

In the calculation of the actions due to the ViV, the aerodynamic damping shall not be applied.

5.4.10 Loads due to geometric tolerances and elastic deflections in tower verticality

The loading effect of displacement of the tower and rotor-nacelle assembly away from the designed undeflected vertical position shall be included in the loads as defined in IEC 61400-1 or IEC 61400-2 or shall be separately calculated as a requirement of this document.

The following influences shall be considered:

- horizontal displacement due to elastic deflection;
- difference between static and dynamic rotational stiffness of the foundation;
- imperfections;
- loadings due to differential settlement;
- temperature, including differential heating effects;
- non-linear deflections due to cracked cross-sections of concrete towers and foundations.

The load calculation methods required by IEC 61400-1 or IEC 61400-2 include the loading effect of gravitational loads due to elastic deflections of the structures from initial positions, including the apparent stiffness reduction.

The allowable tolerances in tower verticality⁴ shall be stated in the design documentation and shall include initial effects during assembly and installation, short term effects due to thermal expansions and long term effects due to permanent soil subsidence. The effect of tower verticality on gravitational loads shall be taken into account separately during the structural analysis of tower and foundation.

² The highest resulting load will not necessarily be governed by an extreme value in one direction.

³ Procedure 2 in EN 1991-1-4:2005, Annex E, can be used to estimate the amplitude of vortex induced vibrations and the corresponding inertia force per unit length.

⁴ The wind industry has specified typical limits of 5 mm lateral displacement per metre of height for the installation, manufacturing and thermal effects, and 3 mm/m for uneven subsidence.

Additional loads due to second order effects shall be considered in the tower and foundation calculation for ultimate limit state analysis. As a simplification, they may be assumed to have negligible influence on the stiffness of the structure. Accordingly, second order effects may be included as additional quasi-static loads (predominantly bending loads due to vertical forces and horizontal displacements of the tower).

Many state of the art aero-elastic load simulation software include the above-mentioned second order effects so additional quasi-static analysis above may not be required. This shall be made clear in the mechanical and structural design loading specifications.

5.5 Load data and interface reporting requirements

5.5.1 Purpose

A tower or foundation shall only be shown to be compliant with this document if the design has been based on certain data which is specific to the wind turbine rotor nacelle assembly to be used with that tower and foundation. The interface document may relate to a tower and foundation combination, or a foundation only.

5.5.2 Wind turbine specification

The load data and interface reporting shall present certain cardinal information for the wind turbine to ensure unambiguous association with a specific wind turbine rotor nacelle assembly configuration. This data shall include at least the following:

- model designation;
- RNA design wind class or Class S environmental conditions (see below in case of alternative environmental conditions);

It is allowable for any of the environmental conditions for the tower design to differ from those for the RNA. In case of such alternative environmental conditions, these conditions shall be individually specified. These alternative environmental conditions would not imply a change in the site suitability of the RNA.

- top flange height above ground level;
- assumed foundation inertial parameters, (may be stated to be negligible);
- allowable tolerances, including verticality due to build and settlement;
- foundation and geotechnical allowable dynamic and static (if appropriate) stiffness level, rotational and lateral.

The following information is only required if the data is intended for a tower design:

- assumed system fundamental bending mode frequency range in both principal axes;
- damping values using in load derivation, including justification if not compliant with 5.4.4.5;
- assumed tower external geometry;
- tower top flange configuration;
- other tower constraints, for example cables, dampers.

The following information is only required if the data is intended for a foundation design:

- tower – foundation interface details;
- foundation interfaces for electrical and other services, including limits on settlement;
- also note requirements relating to piles in 8.6.

The following parameters are not mandatory but may assist in the association of the data to the turbine type:

- rotor blade designation;

- rated power;
- undeflected rotor diameter;
- control software and parameter identification.

If the loads analysis shows that the inclusion of tower modes higher than the fundamental increases any critical load by more than 3 %, the assumed range for the other modes shall be provided.

In the case that the tower top flange design is provided separately, sufficient information shall be provided to reproduce this design and to ensure a correct geometric, functional and structural interface.

5.5.3 Time history data

All relevant loading data shall be made available in time history form for tower design.

5.5.4 Load origins

It shall be ensured that data is available at all critical points. It is suggested that at least the following critical points, known as origins, are considered; tower top, tower bottom, and at relevant levels (e.g. connection points for tower sections secured with fasteners) in the tower.

5.5.5 Load components

Load data shall be presented in six component form as internal loads at the required origins on a specified cross section; forces in three orthogonal right-handed axes and moments about those axes, where one axis is normal to the cross section.

5.6 General structural design requirements

5.6.1 Secondary structural influence

The effect of secondary structural elements on the strength or fatigue life of the primary structure shall be included in the analyses.

5.6.2 Fatigue analysis

The calculated fatigue damage due to different range levels shall be summed in the fatigue verification according to the Palmgren-Miner's rule. The damage sum D_{Ed} that results from the critical fatigue loading shall satisfy the following condition:

$$D_{Ed} = \sum [n(\Delta\sigma_i) / N(\Delta\sigma_i)] \leq 1,0 \quad (6)$$

where

$n(\Delta\sigma_i)$ is the number of load cycles for a given range $\Delta\sigma_i$;

$N(\Delta\sigma_i)$ is the number of load cycles at failure for the range $\Delta\sigma_i$ accounting for mean stress when appropriate and for the partial safety for materials and loads.

The damage sum limits shall be lower than 1,0 if specified in the reference standard.

5.7 Delivery documentation

The documentation shall be consistent with IEC 61400-1:2019, 12.6.

6 Steel towers

6.1 General

Steel design principles are mostly well defined and documented in the literature, including reference standards. Clause 6 provides additional or more detailed rules and guidance that are specific to onshore wind turbine towers and complement the more general requirements of existing standards.

Clause 6 provides requirements in the form of general statements and analytical methods. Guidance on acceptable calculation methods which are considered to comply with the requirements are presented in Annex A to Annex G.

6.2 Basis of design

The basis of design requirements are given in 5.1.

6.3 Materials

6.3.1 General

In 6.3, the requirements for structural steels and bolt material are specified. Other materials may be used if their material properties (e.g. ductility) comply with the assumptions of the verification methods.

6.3.2 Structural steels

6.3.2.1 Structural steels requirements

Only structural steel that meets the following requirements regarding the ductility, fracture toughness and weldability shall be used.

To ensure a better weldability, better resistance of aging and a lower brittle fracture risk, structural steels shall be semi-killed under normal climate conditions and fully-killed under cold climate conditions (deoxidation according to recognized methods).

NOTE A list of structural steels that fulfil the requirements regarding ductility and fracture toughness are given in Annex B.

6.3.2.2 Ductility

Nominal ratio of tensile strength to yield strength shall be equal to or greater than 1,10.

Elongation at failure shall be greater than or equal to 15 %.

6.3.2.3 Fracture toughness

The fracture toughness is defined as "minimum impact energy to be absorbed at test temperature" for standard size V-shape probes according to ISO 148-1. The probe cutting direction of welded specimens shall consider ISO 9016:2012.

The required fracture toughness shall be determined considering:

- the lowest component temperature (radiation losses included);
- the part thickness;
- the critical stress level in regard to the yield strength (depending on the plate thickness);
- the hot dip galvanization, if applicable.

The determination of the required fracture toughness of the material shall be done according to the reference standard or by fracture mechanic methods.

The critical stress level may be determined as nominal stresses in the critical cross-sections and structural parts at the location of the expected crack propagation (e.g. at circumferential collar stiffeners or flanges)⁵.

The lowest component temperature shall correspond with the critical stresses that shall be determined at load level S2 (see 5.4.3.3).

For normal climate conditions, a lowest component temperature of –30 °C shall be applied for the steel grade selection. For cold climate conditions, the temperature for steel grade selection shall be 10 °C lower than the lowest ambient temperature during operation. Effects of cold forming and increased strain rates may then be neglected.

As an alternative to the above, the lowest component temperature may also be determined by using the actual lowest temperature in the normal temperature range. In that case, effects of cold forming and increased strain rate shall be taken into account⁶.

The fracture toughness of the material shall be verified by destructive testing. The results of the toughness tests shall be listed in material certificates. Here, pass-fail criteria of the Charpy tests may be taken from the reference standard.

Regarding the fracture toughness of ring flange connections, the decisive material thickness may be chosen under the following conditions.

- a) For ring flanges with a weld neck, the decisive material thickness correlates to the connecting tower shell thickness (b according to Figure 1) under the following conditions⁷.

The distance between the circumferential weld seam toe and the finished product (upper side of the flange surface) shall satisfy Formula (7) (parameters r and l according to Figure 1). Otherwise, the flange shall be evaluated as "without weld neck".

$$r + l \geq \max. (r, 10 \text{ mm}) \quad (7)$$

If no weld preparation is specified, a double V butt weld preparation with a bevel angle of 45° (to both sides) may be assumed for calculating the effective distance, c .

$$c = b/2 \quad (8)$$

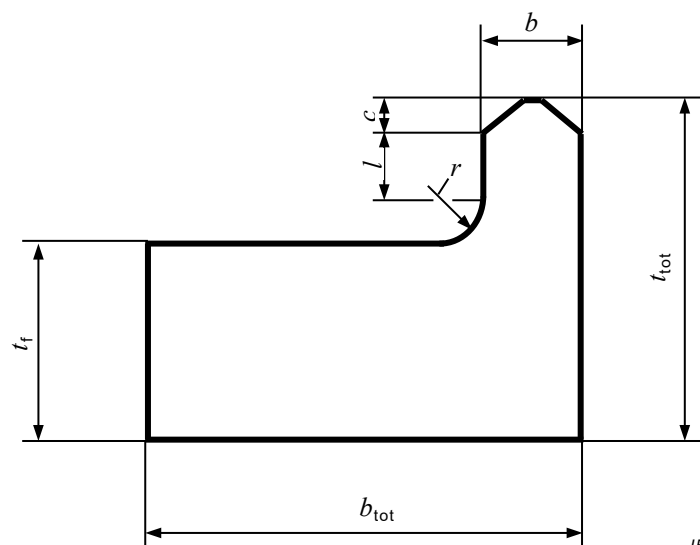
Conservatively, the whole flange thickness (t_{tot} according to Figure 1) can also be taken into account for the verification of sufficient material fracture toughness.

- b) For ring flanges without a weld neck, the decisive material thickness correlates to flange thickness (t_f according to Figure 1) of the ring flange.

⁵ Within the acknowledged state of the art, stress concentrations at openings, the tower top or other structural details do not need to be considered.

⁶ For definition of the climate conditions, please refer to IEC 61400-1.

⁷ The location of the weld toe may be coincident with the end of the weld preparation

**Key**

- t_f flange thickness
- t_{tot} total flange thickness including weld neck
- b_{tot} flange width
- r transition radius
- c flank height of the weld preparation
- b weld neck thickness (normally equal to the thickness of the connected tower shell)
- l distance from transition radius to weld toe ($= t_{tot} - t_f - r - c$)

NOTE In Figure 1, the length l is defined as the distance from the end of the radius to the beginning of the bevel edge. In regards to the formula, it might be necessary to take a shorter distance l into account as the position of the weld toe may not be identical to the end of the bevel edge but nearer to the radius due to an overlapping of the weld seam.

Figure 1 – Flange notations as an example of an L-flange

6.3.2.4 Through-thickness properties

The requirement of a necessary through-thickness property for the material arises from welding, when shrinkage of welds is restrained locally or globally in through-thickness direction, and needs compensation by local plastic through thickness strains. Therefore, for plates that are loaded perpendicular to the rolling direction, required properties according to a selected recognized standard shall be verified.

For flanges with weld necks produced from plates (plate thickness is the same as flange height t_{tot} according to Figure 1), the neck height may only be added to favourably improve the results if the distance from the weld transition to the end of the fillet radius ($l + r$ according to Figure 1) corresponds to at least the half of the neck thickness (b according to Figure 1):

$$l + r \geq b/2$$

For flanges produced from plates that are loaded longitudinally to the rolling direction (plate thickness is the same as the flange width b_{tot} according to Figure 1), and for flanges that are produced from a seamlessly rolled ring or from a bar rolled on all sides, through-thickness properties need not be verified.

In Annex D, a verification method of the through-thickness property is provided.

6.3.2.5 Weldability

The chemical composition of the steel shall be suitable for welding according to the execution standards on which the design is based.

6.3.2.6 Freedom from lamination

Sufficient freedom from lamination for plates loaded perpendicular to the rolling direction shall be verified (e.g. by ultrasonic testing). Acceptance criteria should be derived from referenced design and manufacturing standards.

6.3.3 Bolts and anchors

The material for bolts and anchors shall comply with the requirements stated in ISO 898-1 or equivalent. Bolts bigger than those covered by ISO 898 (M39) shall be derived rationally from those covered in the reference standard. For the bolts in the ring flange connections, only classes 8.8 and 10.9 are allowed.

Bolts of grade 12.9 may be used if compliant with the recognized design code. Such bolts shall not be hot dip galvanized. An alternative coating system as well as the mechanical properties in combination with the procedure for applying the pretension to the bolts shall be evaluated in this case.

The applicable temperature range of the bolt material shall correspond to the climate conditions of the wind turbine specification.

A comparison of local standards and usage of best practice can be found in Annex A.

6.4 Ultimate strength analysis for towers and openings

6.4.1 General

The verifications shall be carried out with the requirements for ultimate strength analysis according to 7.6.2 of IEC 61400-1:2019.

6.4.2 Partial safety factors

Partial safety factors shall be chosen based on the applied standard. Minimum safety factors for ULS are defined in IEC 61400-1 or IEC 61400-2.

Towers for wind turbines consist of generally non-damage tolerant structural components resulting in component class 2 according to IEC 61400-1.

6.4.3 Verification of ultimate strength

The verifications shall be carried out with the most unfavourable of all design load case combinations of gravitational loads, resultant bending moment, torsion moment and resultant shear force.

6.4.4 Tower assessment

In cylindrical and conical tubular steel towers, the stresses required for the ULS verification may be determined according to shell membrane theory. That means, for example, for the transfer of wind loads, the elementary pipe bending theory may be applied. Shell bending moments due to irregular wind pressure around the perimeter or restraint stresses due to edge disturbances at flanges or stiffeners may be neglected. At transitions with varying conicity, which are not supported by ring stiffeners or flanges, the local circumferential membrane stresses and shell bending moments due to the force deviation shall be considered.

For tower areas weakened by openings and other specific detail assessments, see 6.4.5.

6.4.5 Detail assessments

6.4.5.1 Openings

For openings in tubular steel towers, the stress concentration at the opening edge shall be considered.

6.4.5.2 Tower top flange

In the stress analysis of the tower top flange, stress concentrations shall be considered for the circumferential weld seam and for the transition from a weld neck to the flange, which may be a radius (see Figure 1).

Non-linear effects shall be considered in the load transfer from the yaw bearing, including any uneven load path from the nacelle to the top flange and the effect of the bearing contact angles and changes in contact points, which requires detailed information from the wind turbine specification. A flange design may be presented in the wind turbine specification for use on any tower design given that the flange design load envelope equals or exceeds the design load envelope for the tower.

6.4.5.3 Dealing with local plastifications

Without detailed material nonlinear analysis, local plastifications shall be limited to small regions for ULS.

For ULS, the total strain can be estimated with the Neuber's rule using von Mises stress hot spot stresses derived with a linear elastic material model. Residual stresses from welding and imperfections may be neglected. In case the Neuber's rule is used to estimate total strain in case of plastifications, the total strain shall be limited to 1 %.

$$\varepsilon_{\text{tot}} = (\sigma_{\text{hs}})^2 / (\sigma_{\text{y,d}} E) \leq 0,01 \quad (9)$$

where

ε_{tot} is the total strain;

σ_{hs} is the structural hot spot stress for a linear elastic material model;

$\sigma_{\text{y,d}}$ is the design yield stress of the material.

If fatigue assessment for welded details is performed with local approaches, then no local plastification (evaluated based on the extrapolated structural stress) shall occur for the maximum fatigue load level from the fatigue load cases determined in Table 2 of IEC 61400-1:2019, unless more detailed assessment of low-cycle-fatigue is performed. Here, residual stresses from welding and imperfections may be neglected.

6.5 Stability

6.5.1 General

Stability analysis of steel towers shall be performed considering the relevant failure modes for the specific type of structure, i.e. shell buckling for tubular towers or beam buckling of lattice towers.

Stability analysis for steel tube towers may be carried out based on the length of the section between flanges if the flanges are either L- or T-flanges. For other concepts, it shall be verified that the section connections will provide the necessary boundary conditions to only calculate section wise, otherwise the full tower height shall be used.

The verifications shall be carried out with the most unfavourable of all load case combinations of gravitational loads, resultant bending moment, torsion moment and resultant shear force.

6.5.2 Partial safety factor

Partial safety factors shall be chosen based on the applied verification method. Minimum safety factors for buckling verifications are defined in 5.4.⁸

6.5.3 Assessment

The buckling safety verification for the wall of a tubular steel tower shall be carried out with either of the following techniques:

- analytical verification according to recognized procedures;
- numerically assisted buckling safety verification.

Different degrees of consideration of non-linearities of material, geometry (MNA, GMNA) as well as imperfections (GMNIA) are described in literature, for details see for example references in Annex A.

If numerically assisted buckling safety verification is used, the main input parameters are the plastic reference resistance, elastic reference resistance and imperfection sensitivity. The plastic reference resistance may be calculated numerically, or (where available) by algebraic formulae. Reduction of resistance due to presence of imperfections shall consider the worst case scenario, either by direct inclusion of imperfections in the numerical model, or alternatively by slenderness dependent knock-down curves.

The imperfections considered in the design shall cover the potential geometrical, structural and material imperfections that are expected to occur during fabrication and installation.

6.5.4 Door frames/stiffeners

The buckling safety verification for openings with or without stiffeners in a tubular steel tower shall be carried out with one of the following techniques:

- a geometrically and materially nonlinear numerical buckling analysis with imperfections included (GMNIA);
- an analytical verification according to the methods suggested by Velickov (see Annex E);

For openings with stiffeners, the cross section of the stiffener should be centred to the tower shell in the 3 and 9 o'clock position of the stiffener (see Figure 2 and Figure E.2). For cylindrical shells, a misalignment from the centre is allowed in the range up to the centralization of the stiffener to the tower shell in the 12 o'clock position of the stiffener. For conical shells, additional considerations may be necessary.

- alternative methods from literature including modifications, simplifications or extensions of above-mentioned approaches may be considered if they lead to a comparable safety level.

⁸ The limitation of the diameter to thickness ratio D/t related to the method according to EN 1993-1-6:2007 which is stated in IEC 61400-1:2019, 7.6.2.4, can be omitted according to the background document [5].

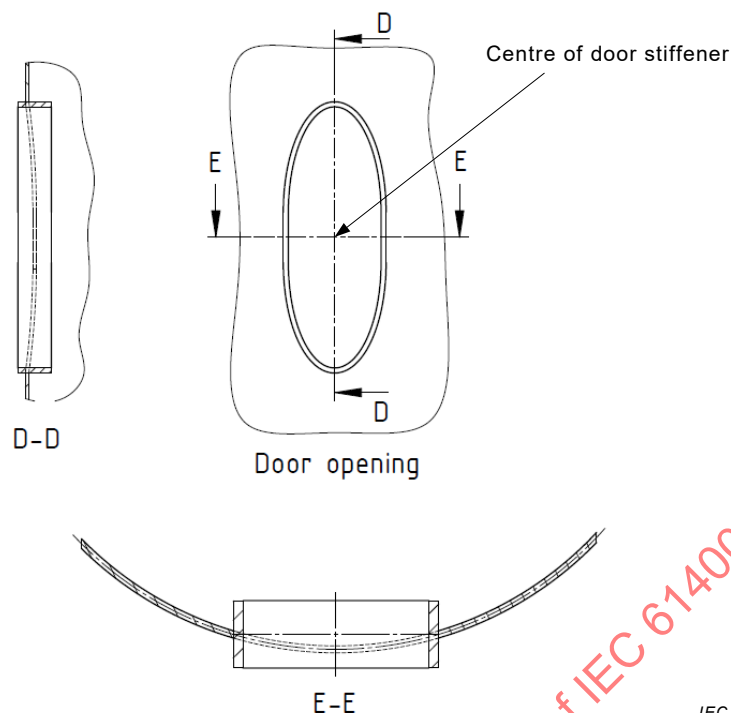


Figure 2 – Door opening geometry

6.6 Fatigue limit state

6.6.1 General

The verifications shall be carried out with the fatigue load combinations according to 5.4. Every fatigue load bearing component shall be verified.

For tubular towers, the usage of the dominant (fore-aft or side-side) bending moment can be considered as sufficient for the fatigue verification but only at regions without discontinuities, for example not in the area of the door.

In case of guyed structures, additional fatigue load requirements (e.g. galloping) shall be considered.

6.6.2 Partial safety factor for materials

Towers for wind turbines contain generally non-damage-tolerant structural components resulting in component class 2 according to IEC 61400-1.

The use of component class 1 instead of component class 2 for specific details of a component needs to be investigated by additional verifications, for example fracture mechanics, to show that local failure does not lead to a failure chain with severe consequences.

Methodologies for determining the partial safety factors shall be chosen under consideration of Annex K of IEC 61400-1:2019 to reach the intended reliability level.

The frequency of inspection shall be evaluated and determined against the selecting details, materials and stress levels and the provisions made according to the damage tolerant method according to the Annex K of IEC 61400-1:2019.

6.6.3 Assessment

Verifications may be carried out by different approaches. Reference to details of applicable methodologies is made in Annex F. The method selected shall include effects of geometrical and structural imperfections from material production and execution (e.g. the effect of tolerances and residual stresses from welding).

A cut-off limit of fatigue strength in the S/N curves for any number of load cycles shall not be applied.

In general, applicable methods include, but are not limited to, $\Delta\sigma_R$ - N , notch strain and fracture mechanics methods, taking into account post fabrication treatment. A consideration of post fabrication treatment is only valid if it is included in the reference standard or verified by tests under consideration of Annex K of IEC 61400-1:2019.

When using the $\Delta\sigma_R$ - N approach and stress components, every relevant stress component ($\sigma_{\parallel}, \sigma_{\perp}, \tau$) shall be considered in the fatigue calculation. If using principal stresses, the applied S/N curve shall be consistent with the direction of principal stress. Additional guidance is provided in Annex F and related literature.

Signed equivalent (von Mises) stress shall not be used for the fatigue assessment.

Independent of the method or reference standard followed, the reliability level shall not be less than those intended by IEC 61400-1 or IEC 61400-2.

6.6.4 Details

Welded attachments or drilled holes shall be assessed for the effect of local stress concentrations. Further information can be found in Annex F.

The required structural stress for the fatigue calculation of the weld seam of the door stiffener shall be assessed by one of the following approaches:

- 1) modelling the door stiffener with weld seam;
- 2) modelling the door stiffener without weld seam and extrapolation to the hot-spot stress according to the International institute of welding (IIW) – see IIW-2259-15;
- 3) other comparable methods.

6.7 Ring flange connections

6.7.1 General

The regulations stated in 6.7 are valid for both L- and T-flange connections.

6.7.2 Design assumptions and requirements, execution of ring flanges

Ring flange connections shall be tightened in a controlled manner in several steps according to a reference standard and/or approved procedures.

The design pretension force of the bolt shall be limited to 70 % of the yield strength of one bolt. Otherwise, it shall be proven that the tensioning system is able to prestress the bolts in a way that the pretension force is reached but the bolt is not overstressed (i.e. prestressing above yield limit may be allowed under consideration of plastic deformation capability of the bolt).

All flange gaps k in the area of the tower wall result in increased fatigue loading of the bolts, particularly when they extend only over a part of the circumference. The damage influence grows with decreasing spanning length l_k over the circumference of the flange.

The tolerances shall be stated in the drawings or working documents.

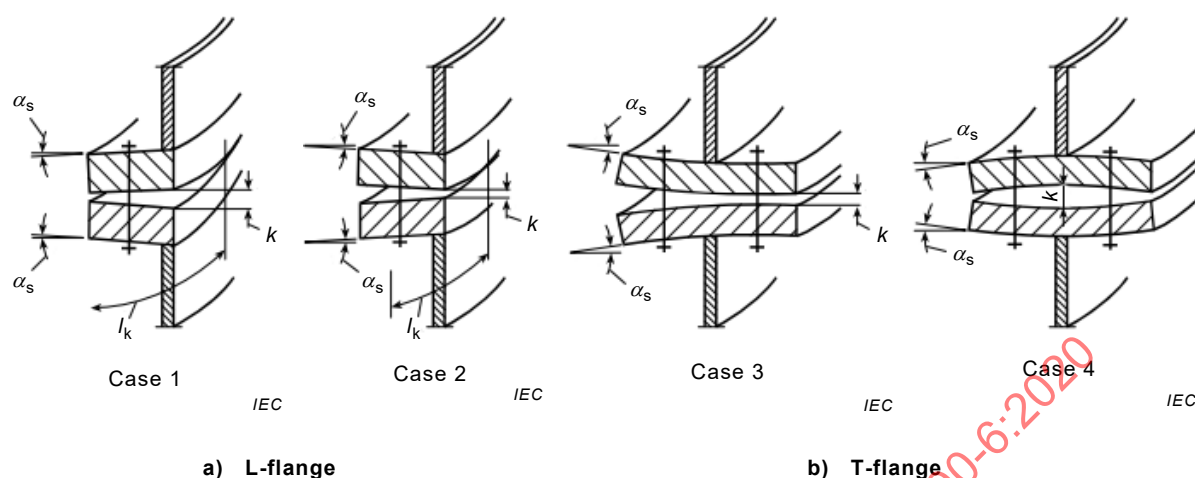


Figure 3 – Flange gaps k in the area of the tower wall

Following completion of the production of the individual tower sections, the flatness deviation per flange to the inside of the connecting surface (taper) of each flange (see Figure 3, cases 2 and 3) shall be checked and should not exceed the values in Table 1 noting that the region near to the tower wall is decisive. Outside taper is not allowed in general without further consideration.

Table 1 – Flange tolerances

Characteristic	Limiting value
Flatness deviation per flange ($k/2$ according to Figure 3) around the entire circumference	2,0 mm
Flatness deviation per flange ($k/2$ according to Figure 3) over a segment of 30°	max. 1,0 mm
Taper α_s to the inside of the connecting surface of each flange	$0,0^\circ$ to $0,7^\circ$
Outer flange surfaces limit α_s before using taper washers	2°

If larger flatness deviations are assumed in the design, the fatigue limit state analysis shall include the effect of these larger flatness deviations (e.g. possible opening of the flange for the calculation of axial and bending bolt forces). Additionally, the design pretension level assumed in the bolt calculation shall be reduced by the value of preloading required to close the flange gaps in the area of the tower wall.

It shall be guaranteed that sufficient local compressive preload of the flange contact areas is achieved from the preloading force of each individual bolt through accurate production of the flanges and their welded connections, including accurate preloading.

In case the contact surfaces of the flanges do not have a sufficient compressive stress at the tower outside after preloading the bolts, suitable measures shall be taken. Suitable measures may include reworking, shimming or filling out the damage-relevant gaps in the absence of applied preloading.

The shims or filler material shall have sufficient modulus of elasticity and compressive strength (yield point under compression) to replicate the effect of the parent flange material. The gap-filling should be executed such that contact is produced preferably prior to the preloading process, but at the latest after applying 10 % of the preload, either in the direct vicinity of each bolt or in the area between each individual bolt and the tower wall (including the area directly under the tower wall itself).

If, after the preloading, the remaining inclination α_s of the outer flange surfaces (see Figure 3) exceeds the limiting value of 2° , suitable taper washers with sufficient hardness shall be used instead of the normal washers.

The welded connection of the flange to the tower wall may be assumed to be unaffected by edge distortion of the tower shell, if

- radius between flange surface and welding neck is at least 10 mm,
- the distance between the circumferential weld seam toe and the finished product (upper side of the flange surface) shall satisfy requirements in 6.3.2.3,
- the weld toe to flange surface distance requirement apply to production and repair welding, and
- inside taper per flange is limited to $0,7^\circ$.

In case these requirements above are met, for L-flanges only the flange bolts and the circumferential weld seams shall be verified for fatigue limit state.

In case these requirements above are not met, detailed analysis for ultimate and fatigue limit state need to be performed for the flange, the welding between flange and tower shell and the tower shell in the proximity of the welding. In addition, the detail category for the weld shall be chosen as for a flange connection without a welding neck.

6.7.3 Ultimate limit state analysis of flange and bolted connection

In the ultimate limit state analysis of the flange connections, the preloading force of the bolts need not be considered, i.e. the ultimate limit state analysis may be performed as for a non-preloaded bolted connection.

A simplified calculation method according to Petersen/Seidel or Tobinaga (see Annex G) may be used if it covers flange gaps of the magnitude tolerated in execution of the work.

The calculation method needs to consider at least the following three failure modes:

- 1) failure of bolt due to rupture;
- 2) failure of bolt due to rupture combined with yield hinge in tower shell and/or flange material;
- 3) yield hinges in tower shell and/or in flange material.

The influence of the axial load in the tower shell shall be considered when calculating the yield bending strength of the tower shell and/or the flange material.

Favourable loads (reducing the load on the bolted connection, e.g. weight), if included, shall use the partial safety factor for loads for favourable loads.

6.7.4 Fatigue limit state analysis of bolted connection

In the fatigue safety analysis of the flange connection, the fatigue loading of the bolts may be determined with consideration of the compressive preloading of the flanges, provided the following conditions are met.

For the fatigue calculation, the pretension force of the bolts may be applied with a maximum of 90 % of the design pretension force $F_{p,C}$, providing that the bolts are retightened after initial relaxation of the bolted connection. The retightening shall be done after minimum 240 power production hours but, in any case, not later than six months after commissioning. Otherwise, 70 % of the design pretension force $F_{p,C}$ shall be used for the fatigue calculation.

The fatigue safety verification shall be based on the non-linear bolt force function $F_S = f(Z)$ from which the fatigue range of the bolt force F_S can be read off for a given range of the tower shell force Z (see Figure 4).

The non-linear bolt force function may be derived from a simplified calculation method according to Schmidt/Neuper (see Annex G) if it covers flange gaps of the magnitude tolerated in execution of the work.

In the determination of the bolt force function with the aid of a more sophisticated calculation method (for example FEM using contact or spring elements), the flange gaps tolerated in the production shall be considered as imperfections. If the bolt force function is determined without imperfections with the aid of such an ideal calculation method, the flange gaps tolerated in the execution of the work may be taken into account by a suitable increase in the initial gradient of the bolt force function based on studies into the effect of imperfections which is qualitatively shown in Figure 4.

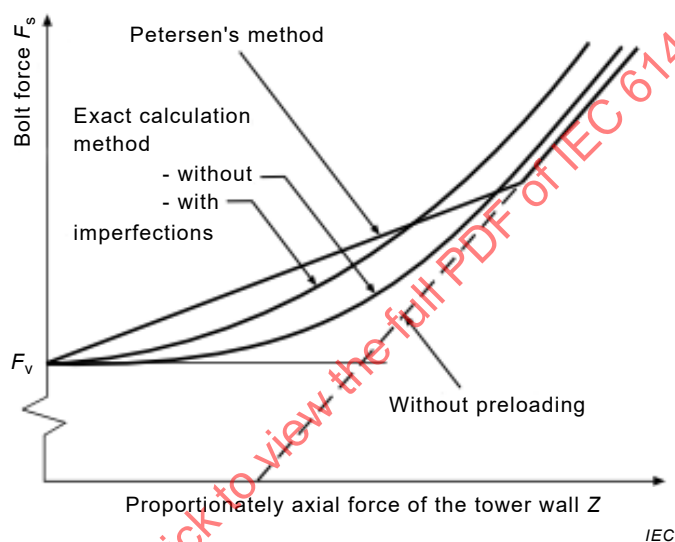


Figure 4 – Bolt force as a function of wall force

When using calculation methods which do not consider the influence of the bending moment on the bolt (e.g. simplified calculation method from Schmidt/Neuper, see Annex G), the fatigue safety of the bolt shall be determined using detail category 36*, as presented in Figure 5.

For bolts larger than M30, a reduction of the S/N curve by the factor k_s with $k_s = (30 \text{ mm}/d)^{0.25}$ shall be taken into account, where d is the nominal diameter of the bolt.

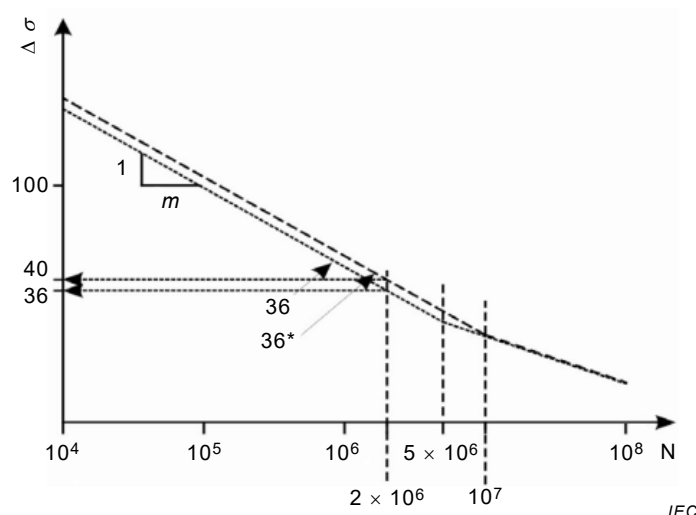


Figure 5 – S-N curve for detail category 36

6.8 Bolted connections resisting shear through friction

6.8.1 General requirements

Bolted connections in connections and splices of building elements of the main structure shall be designed for ultimate limit state (ultimate slip resistance) and fatigue limit state (slip resistance for long term fatigue load conditions).

For the ultimate limit state, it shall be verified that for each bolt in the connection the maximum force acting at the shear joint does not exceed the limiting slip force. In addition to calculating the ultimate limit state (ultimate slip resistance), the following verifications shall be performed:

- the maximum design force acting on a bolt in a shear joint shall not exceed the limiting hole bearing design resistance;
- the maximum design force acting on a bolt in a shear joint shall not exceed the limiting elastic design resistance of the net cross-section at bolt holes for the ultimate limit state;
- the maximum design force acting on a bolt in a shear joint shall not exceed the shear design resistance per shear plane;
- the maximum force acting on a bolt in a combined tension and shear joint does not exceed the limiting slipping design resistance for the ultimate limit state;
- the plate materials that are connected by the friction connection shall have sufficient design resistance for fatigue loads, especially considering local stress increase due to holes (including considerations due to manufacturing of holes) and any eccentricities for ultimate and fatigue limit state.

Fatigue verifications of the plates and bolts, both shearing and bearing, shall use S-N curves from a reference standard or relevant fatigue tests of the connections, ensuring that maximum and minimum distances between bolts are not exceeded.

The actual bolt preload shall exceed the preload assumptions in design throughout the design lifetime. The connection may be designed on the assumption of prescribed maintenance of the bolts or without, and the preload assumption shall account for this. The maintenance shall be clearly indicated in the delivery documentation. Minimum requirements for maintenance for design without test are given in 6.8.3.

In connections with risk of contact corrosion between bolt and hole, special corrosion protection measures shall be made in particular when using hot-dipped galvanized building elements.

6.8.2 Test-assisted design

A maintenance free connection can be achieved by a test assisted design as follows:

- for the fatigue limit state, it shall be verified that the friction utilization for maximum load in the fatigue load cases does not exceed the friction utilization for maximum applied loads in testing;
- the design shear resistance force of the friction connection shall be calculated according to the following formula:

$$F_{s,Rd} = \frac{n \cdot \mu}{\gamma_M} F_{p,C'} \quad (10)$$

where

$$F_{p,C'} = L_f F_{p,C} \quad (11)$$

where

$F_{p,C'}$ is the preload bolt force used in the design calculations;

$F_{p,C}$ is the preload bolt force given in the relevant design code or technical approval;

L_f is the factor for loss of preload, which is not considered in the applied design code;

μ is the friction coefficient;

n is the number of force transmitting interfaces in the connection;

γ_M is the partial safety factor for materials.

The preloading force $F_{p,C'}$ shall account for the loss of preload in the bolt connection by the means of the factor L_f or by introducing a measurement campaign and a maintenance program based on the results of the measurement campaign.

For determining L_f , two approaches are possible.

- 1) Testing of representative samples of the friction connection to determine a maintenance free connection.

The test specimens shall resemble the joint used in the actual tower design. This means at least the following parameters shall be considered:

- clamp length;
- surface preparation, condition and layer thickness;
- bolt set type, size, length, grade, quality, contact surface of bolt, nut and washers;
- pre-tension force;
- quality of the base material;
- temperature ranges;
- geometry of the connection (e.g. eccentricities, number of bolts in load direction, distance of bolts, thickness of clamped parts);
- size and manufacturing of holes;
- expected maximum load levels for ULS and FLS;
- installation method.

- 2) Assuming a value for L_f in the design phase and validating by an appropriate measurement campaign on the friction connection that the assumption for L_f is conservative.

The measurement campaign shall start directly after the pretension process. The measurement equipment shall not change the relevant parameters compared to the used bolted connections in the tower.

If necessary, a maintenance program shall be defined on the basis on the results of the measurement campaign.

Tests, measurements and interpretation of results shall be conducted according to a recognized standard and be evaluated according to IEC 61400-1:2019, Annex K.

For a maintenance free test based design, the friction coefficient μ shall be tested in combination with the determination of the L_f factor.

For a design with a measurement campaign and a maintenance program, the friction coefficient shall be tested according to a recognized standard while taking into account the geometry of the connection, the detailed surface conditions at the real tower and the level of pretension force.

This shall be in compliance with recognized design standards and IEC 61400-1. The following value of γ_M is recommended.

$$\gamma_M = 1,25 \quad (12)$$

6.8.3 Design without test

For a non-test assisted design, the following applies:

- the ultimate slip resistance of the connection shall be designed according to the reference standard;
- the pre-stressing force shall be checked by inspection and, if necessary, ensured by retightening, within the first six months of installation, albeit not immediately after commissioning.

7 Concrete towers and foundations

7.1 General

Concrete design principles are mostly well defined and documented in the literature, including reference standards. Clause 7 provides additional or more detailed rules and guidance that are specific to onshore wind turbine towers and foundations and complement the more general requirements of existing standards.

Clause 7 provides requirements in the form of general statements and analytical methods. Guidance on acceptable calculation methods which are considered to comply with the requirements are presented in Annex H to Annex K.

7.2 Basis of design

7.2.1 Reference standard for concrete design

The reference standard shall comply with the basic principles of IEC 61400-1 or IEC 61400-2 and should be in compliance with ISO 19338. The reference standard shall give the principles required for the design against fatigue for all possible failure modes.

7.2.2 Partial safety factors

The partial safety factors given in IEC 61400-1, IEC 61400-2 and in 5.4 as well as the following factors shall be applied for design of concrete structures as the minimum requirements. The safety factors from the selected reference standard should be considered, and they shall fulfil at least the target reliability of IEC standards.

For the general verifications at the SLS, the partial safety factor for the materials can in general be taken as $\gamma_M = 1,0$.

In the case of prestressed concrete in ULS, the prestress losses and possible variations in the prestress shall be considered. The variations shall be considered by applying the least favourable of the factors $\gamma_{f,prestress,favourable}$ and $\gamma_{f,prestress,unfavourable}$.

In the case of prestressed concrete in FLS and the SLS the variations shall be considered by applying the least favourable of the factors r_{sup} and r_{inf} . For FLS and SLS, the recommended factors to be used for post-tensioning with bonded tendons are $r_{sup} = 1,10$ and $r_{inf} = 0,90$, but the recommended factors for post-tensioning with unbonded tendons and for pre-tensioning are $r_{sup} = 1,05$ and $r_{inf} = 0,95$.

When measures are taken to reduce the uncertainty on the prestress load, the factors r_{sup} and r_{inf} can be taken as $r_{sup} = r_{inf} = 1,0$. While a high accuracy of the tensioning devices may improve the accuracy of the initial level of prestress, the remaining uncertainty with respect to the losses of prestress shall also be considered if r_{sup} and r_{inf} shall be modified.

Where high resistance of a member is unfavourable, an upper value of the characteristic resistance shall be used in order to give a low probability of failure of the adjoining structure.

The upper value shall be chosen with the same level of probability of exceedance as the probability of lower values being underscored. In such cases, the partial safety factor for material shall be 1,0 for calculating the resistance that is used when actions are applied on adjoining members.

7.2.3 Basic variables

7.2.3.1 Thermal actions

7.2.3.1.1 General requirements

Concrete towers are subject to the induced stress effect of temperature variations with respect to the temperature at the time of erection as well as to temperature gradients within the tower cross-section as shown in Figure 6.

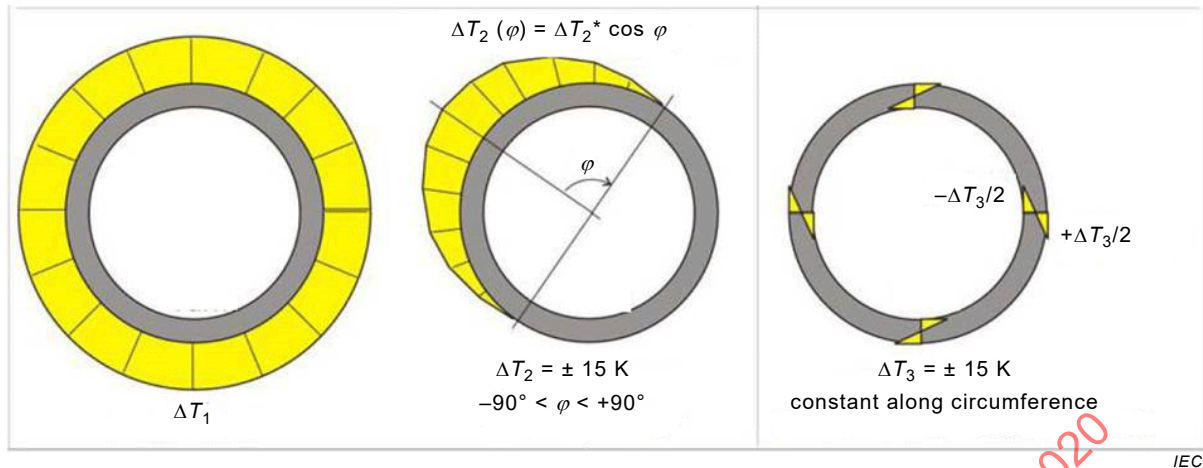


Figure 6 – Thermal effects around tower cross-section

These characteristic temperature actions shall be considered in the design as explained in the following.

- a) ΔT_1 is a uniform temperature difference with respect to the temperature at the time of erection (constant temperature along circumference and across wall thickness). ΔT_1 shall be taken as the least favourable of

- $T_{\text{extreme,max.}} - T_{\text{erection,min.}}$
- $T_{\text{extreme,min.}} - T_{\text{erection,max.}}$

where

$T_{\text{extreme,min.}}$ and $T_{\text{extreme,max.}}$ are the extreme temperature range as defined in IEC 61400-1:2019, 6.4.2.1.

$T_{\text{erection,min.}}$ and $T_{\text{erection,max.}}$ are the allowable temperature range to be defined for the erection of the tower.

This temperature action may generally be neglected provided the tower does not incorporate or is not restrained by materials of differing thermal expansion coefficients. On the basis of ΔT_1 , a reasonable assumption shall be made for the temperature difference between the tower and foundation which may cause tension due to restraint.

- b) $\Delta T_2 = \pm 15 \text{ K}$ is a cosine shaped temperature difference caused by solar irradiation on one side of the tower (constant temperature across wall thickness and cosine shaped along the circumference).

Additional second order loads ($P - \Delta$ effect) resulting from the deflection due to ΔT_2 may be neglected if a tower misalignment of at least 5 mm/m lateral deflection per metre height is applied as the geometric tolerance in the structural design of the tower (differential settlement of the foundation shall be considered separately as per 8.5.3.3).

Furthermore, it may be assumed that restraint caused by ΔT_2 is covered by ΔT_3 if the bending moment in the wall caused by ΔT_3 is calculated based on linear analysis (uncracked cross section, linear stress-strain relationship and mean value of the modulus of elasticity).

- c) $\Delta T_3 = \pm 15 \text{ K}$ is a temperature difference between inside and outside wall surfaces (constant temperature along the circumference, varying linearly across the wall thickness). The value of $\pm 15 \text{ K}$ is intended to cover environmental temperature changes; ΔT_3 may need to be increased if significant other heat sources are to be placed in or near the wind turbine tower.

Effects caused by the release of hydration heat in in-situ concrete towers are not included in $\Delta T_1 - \Delta T_3$ and shall be taken into account separately.

The above mentioned temperature actions generally cover the normal environmental conditions defined in IEC 61400-1 or IEC 61400-2. Special regional climatic conditions outside the normal environmental conditions shall be taken in to account when applying temperature actions.

The different temperature components shall be superimposed so that the characteristic temperature action ΔT_k shall be taken as the least favourable of:

$$\begin{aligned} &\Delta T_1 + \Delta T_2; \\ &\Delta T_3; \\ &(\Delta T_1 + \Delta T_2) + 0,75\Delta T_3; \\ &0,35(\Delta T_1 + \Delta T_2) + \Delta T_3. \end{aligned}$$

7.2.3.1.2 Ultimate limit state requirements

In the ULS, temperature actions shall be superimposed with the ultimate design loads F_d , of the load cases N according to Table 2 of IEC 61400-1:2019. The partial safety factor for temperature actions shall be taken as $\gamma_{f,Temp} = 1,35$ so that $\Delta T_d = \gamma_{f,Temp} \Delta T_k$. The least favourable of the following combinations shall be considered in the design.

$$\begin{aligned} &F_d + 0,6\Delta T_d \\ &0,6F_d + \Delta T_d \end{aligned}$$

The psfm, $\gamma_{f,Temp}$ may be reduced to 1,0 if the effects are determined based on linear elastic analysis.

7.2.3.1.3 Serviceability limit state requirements

In the SLS, temperature actions shall be superimposed with F_{SLS} , the load value of the applicable SLS load cases as defined in Annex H.

For load cases S2 and S3 (see 5.4.3), it suffices to consider the combination of $F_{SLS} + 0,6\Delta T_k$ in the design, while for load case S1 also the combination of $0,6F_{SLS} + \Delta T_k$ shall be considered.

7.2.3.2 Prestress

The prestress of concrete structures considered in 7.2.3.2 is applied by tendons made of high-strength steel (wires, strands or bars) or high-strength bolts.

Tendons and bolts may be embedded in the concrete. They may be pre-tensioned and bonded or post-tensioned and bonded or unbonded.

Tendons may also be external to the structure with points of contact occurring at deviators and anchorages.

7.3 Materials

The concrete structure materials shall be in accordance with ISO 22965-1 and ISO 22965-2 for concrete and ISO 6934 (all parts) and ISO 6935 (all parts) for reinforcement unless requirements in the selected reference standards are more critical. In either case, the requirements of this document will supersede.

7.4 Durability

7.4.1 Durability requirements

In order to achieve the required design lifetime of the structure, adequate measures shall be taken to protect each structural element against the relevant environmental actions. The requirements defined in the reference standard concerning durability shall be fulfilled.

The requirements for durability shall be included when considering the following:

- structural conception;
- material selection;
- construction details;
- execution;
- quality control;
- inspection;
- verifications;
- special measures (e.g. use of stainless steel, coatings, and cathodic protection).

7.4.2 Exposure classes

If not specified in the reference standard, the exposure classes as defined in ISO 22965-1 may be used.

7.4.3 Concrete cover

The concrete cover requirements shall include the exposure class, the quality of the concrete and the design lifetime of the structure. Other parameters may be of importance in specific cases.

The nominal concrete cover shall be specified on the construction drawings or specifications.

7.5 Structural analysis

7.5.1 Finite element analysis

A finite element model shall be suitable for the purposes of the investigation. The following items shall be considered if they are expected to affect the relevant results of the analysis to a significant extent.

- The structure shall be in equilibrium with the applied loading and boundary conditions.
- The order and type of each element shall be sufficient to capture the expected patterns of deformations.
- A mesh sensitivity study is usually required to assess if the model is adequately predicting the deformation of the structure, and thereby the load-distribution within the structure.
- Second order deformations and three-dimensional effect shall be considered.
- The compatibility of deformations shall be considered, including strain offsets between materials types, and the decomposition of strain. Load-path dependency may also need to be considered.
- The inelastic response of materials, including cracking of concrete and yield of reinforcements, shall be considered when necessary. Since the principle of superposition does not apply when materials exhibit an inelastic response, a separate analysis is required for each factored load combination.

- The degradation of resistance mechanisms, such as bond, slip resistance along cracks, spalling, and other factors that affect the stiffness and strength of structural components shall be considered.
- Time-dependent effects, such as creep of concrete and relaxation of prestressing, shall be considered when the effects are significant.

More detailed guidance on finite element analysis can be found in Annex I.

7.5.2 Foundation slabs

Solid foundation slabs subjected to two-dimensional bending shall be analysed with one or more of the following methods.

- Analysis based on linear elasticity
This method is based on the theory of elasticity adopting a linear moment-curvature relationship. It may be used for serviceability, fatigue, and ultimate limit states.
- Analysis according to linear elasticity with limited redistribution of bending moments
Linear analysis with limited redistribution of the moments may be applied to the analysis of foundation slabs for the verification at the ultimate limit state only. The reduction of the moment shall be performed assuming the average value for an appropriate width, providing that the average moments for the same width at the corresponding section are adjusted to satisfy equilibrium. The rotation capacity needs to be checked.
- Plastic analysis
Statically admissible plastic moment fields which satisfy the equilibrium condition may be found directly (e.g. by applying the strip method) or by starting from a linear analysis. This method may be used for the ultimate limit state only.
- Non-linear analysis
The nonlinear analysis covers ULS, FLS, and SLS, provided that equilibrium and compatibility are satisfied and adequate nonlinear behaviour for materials is assumed.

7.5.3 Regions with discontinuity in geometry or loads

Discontinuity regions shall be assessed with force models which have been validated with test results and/or theoretical considerations. These models may be strut-and-tie model systems, stress fields, or similar, that satisfy equilibrium conditions.

If there is no recognized calculation model for the member in question, the geometry of the model may be determined from the stress condition for a homogeneous un-cracked structure in accordance with the theory of elasticity.

Methods for determining the strength of a load-resisting truss (consisting of struts, ties, and joints (or nodes)) shall follow the reference standards including maximum concrete stress capacities for struts and nodal regions, and rules for determining the dimensions of struts, ties, and nodal regions.

The shape of the load resisting truss is not prescribed by this document.

For the design of discontinuity regions in which a complex and likely indeterminate strut-and-tie model is used, extra caution shall be taken to ensure that the members can obtain and maintain their capacity until the formation of a plastic truss mechanism.

More guidance regarding strut-and-tie modelling can be found in Annex K. See also the normative Annex J regarding connections between concrete foundations and steel towers.

7.5.4 Cast in anchor bolt arrangements

Bolts and anchor flanges cast into the concrete for anchorage of a steel tower or similar shall be designed according to Clause 6 where appropriate. The impact on the concrete shall be considered similar to impact from prestressing tendons.

7.6 Concrete to concrete joints

Concrete to concrete joints are considered either interfaces between reinforced concrete cast in situ with significant delay or joints between prefabricated pieces (typically secured by means of post-tensioned reinforcement) with or without grout.

Concrete to concrete joints shall be considered at the ULS, FLS and SLS verifications, for all concrete support structures.

Shear strength shall be verified in the joint, which is largely affected by the concrete coefficient of friction across the joint, reinforcing across a cast in situ joint and level of post-tensioning force across precast element joints. The coefficient of friction is a function of the surface roughness, which is commonly described by the surface roughness parameter, R_a . The coefficient of friction shall be verified according to the reference standard.

Due to the variable cyclic loading of the wind turbine, the risk of a reduction of the joint capacity in shear shall be considered.

The compressive load capacity of the grout and the adjacent members shall be verified considering the stiffness of the grout and the geometry of the joint. Where imperfections such as mismatch in segmental construction can occur, these shall be considered in design. The induced transverse stresses shall be taken by reinforcement where necessary.

Non-linear analysis (load dependent stiffness) is generally required with reduced stiffness consideration of the joint (at ULS, it shall be assumed that opening or cracking can occur, unless the design is verified to avoid it).

Special attention shall be applied in those zones subjected to stress concentration effects, such as pre-stressing anchorages, non-uniform contact areas and geometrical and/or material discontinuities.

Tension capacity through the joint can be provided by post-tensioned bars, post-tensioned strand or passive reinforcement.

Tolerances at joints shall be defined in accordance with the execution requirements as stated in 7.10.

Tolerances at joints shall be such as to allow parts to fit together as intended.

7.7 Ultimate limit state

7.7.1 General

In general, the selected reference standard shall be followed for ULS design.

7.7.2 Shear and punching shear

The minimum amount of shear reinforcement required in the reference standard should be used even when it is not required to satisfy ULS requirements. This reinforcement will mitigate size effects in large members, and also help address the detrimental effects of cyclic shear actions. The spacing of this reinforcement should not exceed the limits of the reference standard.

Punching shear failure shall be verified in regions where this phenomenon occurs, as it is the case, for example, for the tower to foundation connection.

7.8 Fatigue limit state

7.8.1 General

In towers and foundations of prestressed and reinforced concrete, fatigue safety verifications shall be carried out for the concrete, reinforcing steel, prestressing steel, cast joints, etc.

Linear elastic models may generally be used, and reinforced concrete in tension is considered to be cracked. The ratio of moduli of elasticity for steel and concrete may be taken as $\alpha = 10$.

The reference standard provides the principles required for the design against fatigue for all possible failure modes. This includes concrete in compression/compression or compression/tension; transverse shear considering both shear tension and shear compression; reinforcement considering both main bars and stirrups including bond failure; and prestressing reinforcement. Material standards can include certain fatigue-related requirements; these are often not adequate for wind turbine applications. The fatigue properties for wind turbine applications can be significantly different, also for materials that pass such general material requirements for fatigue. SN-curves representing the 95 % survival probability shall be used for the design of reinforcement, and in particular for items that have stress concentrations such as couplers, end anchors and T-heads.

In general, it is recommended to avoid welding of reinforcement bars in wind turbine concrete structures. However, if this cannot be avoided, the SN-curve shall account for the effect of welding on the reinforcement properties.

NOTE Materials are often fatigue tested at 10^6 or $2 \cdot 10^6$ cycles for a given stress range. Wind turbine structures will typically experience 10^8 load cycles or more at strongly varying stress ranges, consequently some fatigue testing of materials will not be adequate for all situations.

The methods for fatigue safety verifications described in 7.8.2 and 7.8.3 will result in a design which meets the target reliability level of this document. These methods shall be applied if no detailed methods exist in the reference standard or if methods in the reference standard are optional.

7.8.2 Reinforcement and prestressing steel fatigue failure

When a detailed calculation over time is not carried out, the fatigue verifications for prestressing structures shall be carried out for the prestressing force immediately after removal of the stressing jack and for the prestressing force following creep, shrinkage and relaxation. The worst impact from creep, shrinkage and relaxation shall be considered.

For the verification of reinforcing and prestressing steel, the fatigue strength SN curves according to the state-of-the-art may be applied, in which case appropriate manufacturing standards shall be used.

7.8.3 Concrete fatigue failure

For the verification of concrete, the state-of-the-art methods shall be applied together with the minimum partial safety factors specified in IEC 61400-1 or IEC 61400-2, in which case appropriate manufacturing standards shall be used.

7.9 Serviceability limit state

7.9.1 Load dependent stiffness reduction

For towers of reinforced and prestressed concrete, load dependent stiffness reduction due to cracking shall be taken into account for the calculation of the natural frequencies of the tower. For this calculation, stabilized cracking conditions shall be assumed for the complete tower. Moment curvature diagrams shall be used where relevant.

The load dependent stiffness reduction may be omitted for the calculation of the natural frequencies if decompression is verified for the load level S3 (see 5.4.3 definition of SLS load cases).

Nevertheless, load dependent stiffness reduction shall be considered in the ULS for the calculation of bending moments using second order theory ($P - \Delta$ effect), see 5.4.10.

7.9.2 Stress limitation

In towers and foundations of prestressed and reinforced concrete, the compressive stresses in concrete and the tensile stresses in the reinforcement (including prestressing steel) shall be limited in order to ensure the function and durability of the structure. The following limits should be applied.

The compressive stress in the concrete should be limited to $0,6 f_{ck}$ for the characteristic combination of loads S1 (see 5.4.3.2). This is necessary in order to limit the formation of longitudinal cracks which may lead to a reduction of durability.

Creep shall be accounted for. If the compressive stress in the concrete is limited to $0,45 f_{ck}$ for the permanent actions due to gravity load and prestress, linear creep may be assumed. Above this limit, non-linear creep shall be considered.

Tensile stresses in the reinforcement (including prestressing steel) shall be limited in order to avoid inelastic strain, unacceptable cracking or deformation.

Under the characteristic load combination S1 (see 5.4.3.2), the tensile stress in the reinforcement should not exceed $0,9 f_{yk}$. Where the stress is caused by an imposed deformation (e.g. restraint due to temperature), the limit may be extended to $1,0 f_{yk}$. Under the characteristic load combination S1 (see 2), the mean stress (i.e. $\gamma_{sup} = \gamma_{inf} = 1,0$) in the prestressing tendons after immediate losses should not exceed $0,75 f_{pk}$.

7.9.3 Crack control

Cracking of concrete structures for wind turbines shall be limited to an extent that will not impair the proper functioning or durability of the structure or cause its appearance to be unacceptable.

Adequate measures to limit crack widths shall be chosen in accordance with the reference standard. Concrete design standards generally do not specifically take into account the effect of highly dynamic loading, as prevalent in wind turbines, on the behaviour of cracks in concrete. Therefore, the methods proposed in the reference standard may need to be modified. Further guidance on crack control for certain countries and regions is given in Annex H. Unless a higher load level is defined in the reference standard(s) or in Annex H, the load level for crack control calculations shall be taken as the load level S3 defined in 5.4.3.4. In addition to loads resulting from wind turbine operation, the temperature actions defined in 7.2.3.1 shall be considered for crack control, especially in parts of the structure where temperature may be a design driving action, for example for the horizontal reinforcement in towers.

In addition to limiting crack widths, decompression (i.e. vertical tensile stresses in the concrete) shall be prevented entirely in the following cases:

- a) in towers of prestressed concrete with bonded tendons for the load level S3 (see 5.4.3.4);
- b) if the tower with bonded tendons is exposed to environmental conditions with corrosion induced by chlorides (e.g. saline air near to the coast), the verification shall be carried out for the load level S2 (see 5.4.3.3).

The verification of decompression is recommended generally for all concrete tower types in order to avoid a reduced stiffness beyond the load level S3 (see 5.4.3.4). Otherwise, the impact on the tower natural frequency shall be considered (i.e. refer to 7.9.1).

7.9.4 Deformations

Unless special requirements arise from the operation of the wind turbine, a limitation of deformations is not required.

7.10 Execution

7.10.1 General

Subclause 7.10 provides requirements related to the execution (fabrication, construction, erection, etc.) of concrete structures used to support wind turbines and applies to reinforced concrete structures and foundations including cast-in-place or pre-fabricated schemes comprised of non-pre-stressed or pre-stressed concrete. This includes material testing, formwork, reinforcement, concrete production, concrete coating, pre-tensioning, post-tensioning systems and repairs during construction of concrete structures.

7.10.2 Requirements

Unless other requirements prevail in the reference standard, the concrete structure shall be constructed in accordance with ISO 22966. However, it shall be ensured that the requirements in 7.10.3 to 7.10.8 are met.

7.10.3 Inspection of materials and products

Inspection of materials and products shall be carried out in accordance with execution class 2 in ISO 22966 or equivalent.

7.10.4 Falsework and formwork

Falsework and formwork shall be carried out in accordance with ISO 22966.

7.10.5 Reinforcement and embedded steel

Reinforcement and embedded steel shall be carried out in accordance with ISO 22966. No welding on reinforcement is allowed if this is not specifically considered in the design.

7.10.6 Pre-stressing

Bonded pre-tensioned strands shall be clean of all coatings and lubricants and be properly secured during stressing to restrain movement in the concrete prior to curing. Stress limits defined in the applicable material standard (or type approval) for pretensioning steel may apply.

Unbonded tendons placed inside the concrete section shall be adequately sealed prior to grouting of the tendon ducts and their anchorages. Unbonded tendons installed external to the concrete section shall be adequately sealed against the penetration of moisture along their lengths. Methods to achieve this corrosion protection shall be achieved through a protective coating of the strands. Alternative protection may be considered for evaluation using an internal environment that is dehumidified. All unbonded tendon anchorages shall be sealed and capped to seal the tendon against humidity and corrosive environment.

The prestressing instructions defined by the designer as well as any requirements stated in the standards or type approval for a specific prestressing system shall be followed.

The prestressing operations shall be documented in a protocol.

The corrosion protection substance chosen for the tendons shall be suitable for the vertical installation in wind turbines, i.e. they shall not begin to flow or drip due to the impact of gravity and temperature.

7.10.7 Precast concrete elements

Precast elements shall be cast using the appropriate level of vibration of the concrete during the casting operations to limit the possibility of honeycombing and achieve proper consolidation. Alternatively self-compacting concrete (SCC) may be used if appropriate measures are taken. Where joining of the precast elements exists through the use of a closure pour, the concrete strength and reinforcing in the closure shall be designed to carry the full strength of the precast cross section adjacent to the closure joint. Where a closure pour does not exist between precast elements, sufficient contact area between the joints shall be achieved to transfer all required axial, bending and shear stresses. The surface area shall not induce localized stress concentrations that exceed the permissible design concrete strength. Any requirements for the execution of joints defined by the designer shall be implemented.

7.10.8 Geometrical tolerances

Precast tolerances shall be in compliance with the reference standard and shall be considered in design. For precast elements, the tolerance values for joint surface levelness and allowable offset between joint surfaces shall be defined taking account of the reference standard.

8 Foundations – Geotechnical design

8.1 General

Geotechnical design relies on the application of sound engineering principles, most of which are well defined and documented in the literature, including local, national and international standards. Clause 8 provides additional or more detailed rules and guidance that are specific to onshore wind turbine foundations and complement the more general geotechnical requirements of existing standards.

The foundation types considered cover the majority of foundation types employed for wind turbine foundations:

- 1) gravity base;
- 2) piled;
- 3) rock anchored.

Clause 8 provides requirements in the form of general statements and analytical methods. Guidance on acceptable calculation methods which are considered to comply with the requirements are presented in Annex L to Annex M.

8.2 Basis of design

8.2.1 General

The general basis of design requirements are given in 5.1.

If using limit state design principles, the partial safety factor for loads shall be consistent with the manner in which wind turbine foundation loads are derived as defined in Clause 5. Alternative practice (such as allowable stress or working load design) may be adopted where required to maintain consistency with the reference standard for the region for which the design is being applied but this shall result in at least the same level of safety as required by IEC 61400-1 or IEC 61400-2.

Serviceability limit state (SLS) conditions for S1, S2, S3 load levels shall be as presented in 5.4.3.

Fatigue load cases are not normally considered as part of geotechnical design due to the lack of established design methodologies and the prohibitive cost of site specific field or laboratory testing required to define fatigue resistance of soil. The effect of cyclic loading on soil strength and stiffness shall be addressed by considering the potential effects of erosion due to ground gapping, effect of repeated loading on soil stiffness and degradation of soil strength due to repeated loading.

8.2.2 Geotechnical limit states

Table 2 presents a summary of the limit states that shall be considered during geotechnical design.

Table 2 – Summary of geotechnical limit states

Limit state	Design situation
Ultimate limit state – ULS	Loss of static equilibrium due to overturning
	Failure or excessive deformation of the ground through bearing capacity or sliding
	Internal structural failure or excessive deformation – for specialist geotechnical works, e.g. piles and anchors
Serviceability limit state – SLS	Rotational and lateral stiffness under dynamic and static conditions
	Excessive long term inclination and absolute settlement
	Long term degradation of geotechnical capacity leading to failure of other limit states – qualitative assessment

Partial safety factors on loads for variable actions (wind generated turbine loads) and permanent actions (gravity and buoyancy loads) shall be as specified in 61400-1 or IEC 61400-2. Full non-linearity of foundation soil-structure response, for eccentrically loaded gravity bases in particular, is only properly accounted for when partial factors are applied to input loads.

Partial safety factors on material (resistance) shall be applied as a function of the limit state being considered, as summarised in 8.5, 8.6 and 8.7.

Partial safety factors on material and/or resistance shall be applied to characteristic geotechnical parameters to derive appropriate design values. Depending on the applicable local and national standards, these partial safety factors may be applied to the soil properties (which may be dependent on the soil type) or directly to the resulting resistance.

NOTE The method of applying a global factor of safety (allowable stress design) to the resistance is not appropriate when applying limit state design in this manner.

8.3 Geotechnical data

8.3.1 General

Foundation design shall be based on a good understanding of the ground conditions at each turbine location using geotechnical data of adequate quality and quantity. Geotechnical data shall be obtained by performing sufficient in-situ and laboratory testing within the zone of influence of the foundation to perform the geotechnical design.

Geotechnical site investigation (SI) shall include at least one investigation point at each individual turbine location to define geotechnical parameters or demonstrate equivalent rigour through alternative methods; however, additional points should be considered where particular geotechnical hazards or uncertainties are identified as listed in 8.3.2 and which may be mitigated in design by the collection of additional data. The SI shall be designed, supervised and reported by appropriately qualified specialist personnel. The design, supervision and reporting of the SI requires appropriate qualifications.

The results of SI shall be reported within a factual report.

A geotechnical interpretive report (GIR) shall also be produced to provide clear guidance for defining appropriate soil parameters for calculation of geotechnical capacity, settlement, stiffness and groundwater conditions at each turbine location and for use in the foundation design. This report should focus on developing a geotechnical model (soil profile) for each location based on the information presented in the factual report.

Soil chemistry testing is required in order to quantify the chemical aggressiveness of the surrounding ground conditions to buried elements with respect to concrete mix design and/or steelwork corrosion rates for foundation solutions.

Any areas of particular geotechnical risk shall be highlighted, and possible methods of reducing that risk addressed, which may include additional investigation, testing, monitoring or verification prior to or as part of the construction activities. In this case, the method of implementation and review shall be clearly documented and included on relevant project documentation.

Where appropriate, the GIR should present soil parameters in a universally recognised format, such as undrained shear strength for cohesive soils and internal angle of friction for granular soils. The geotechnical model should be based on characteristic geotechnical parameters, selected as a cautious estimate of the value affecting the occurrence of the limit states under consideration.

The soil parameters shall be used to derive the geotechnical resistance for each limit state. It is recognised that some soil types are difficult to define in this manner and an alternative approach of providing minimum characteristic capacity based on knowledge of specific soil and location may be more appropriate.

Soil stiffness shall be determined as it has a fundamental effect on the behaviour of dynamic structures such as wind turbines and minimum criteria for lateral, vertical and rotational stiffness shall be satisfied as part of the geotechnical design. Direct or indirect techniques such as mechanical in-situ tests, laboratory tests on undisturbed soil samples or geophysical methods should be used where appropriate. Alternatively, derivation of soil stiffness values may be justified based on limited testing or empirical correlations if they can be demonstrated not to govern the design. The soil modulus shall be for a defined load or strain level.

Buoyancy has a fundamental effect on the behaviour of wind turbine foundations, especially gravity bases. Groundwater conditions shall be appropriately investigated, and should include ongoing monitoring to quantify seasonal variations when these are considered critical to the design. Alternatively, maximum groundwater levels may be recommended based on local knowledge or appropriate literature sources. Care should be taken to differentiate between hydrostatic groundwater levels and surface or perched water conditions. The potential risk of artesian water pressure shall also be considered and addressed where relevant. Monitoring through the use of standpipes or similar should be considered prior to construction and/or during the design lifetime of the foundation where ground water conditions have the potential to be a design driver.

Foundation design shall take due consideration of the potential buoyancy effects due to the flow of surface water into the foundation excavation within an impermeable strata. Solutions may include appropriate passive drainage or clay capping to prevent build-up of water around the foundation. Any long-term inspection or maintenance requirements shall be included in the project documentation.

8.3.2 Specific considerations

8.3.2.1 General

Specific consideration shall be given in the GIR to the following geotechnical parameters, as appropriate to the project location, and may require additional investigation to provide the level of information required for appropriate mitigation as part of the design. This is not a fully inclusive list and the geotechnical investigation shall consider all potential risks based on local knowledge and experience.

8.3.2.2 Topography and soil variability

One or more additional investigation points may be required to address issues such as variability of soil conditions or strata depth, which are often associated with topographical features and may require several investigation points within a turbine footprint.

The risk of slope instability shall be identified if the combination of soil conditions and steep topography co-exist, and suitable parameters provided to allow stability analyses to be performed.

8.3.2.3 Presence of voids

Any evidence of voids present below the ground surface due to natural processes (e.g. Karst features) or human activity (e.g. mining) shall be appropriately investigated. Suitable investigation methods may comprise additional investigation points or geophysical methods to locate and quantify any geotechnical anomaly.

8.3.2.4 Sensitive soils

Some regions have specific soil conditions which require special consideration in developing the foundation design. Soils which are susceptible to swelling or shrinkage, liquefiable or collapsible soils or quick clay are all examples of soils which shall be identified if present and the GIR shall include recommendations for their suitability in foundation design. The GIR may provide recommendations for ground treatment to improve soil properties to meet the requirements of the foundation performance criteria.

8.3.2.5 Ground-water conditions

A design value of the ground water level shall be defined and stated in the GIR which should be determined by measurement. In case of uncertainty regarding long term or seasonal ground water levels, this may be addressed through the use of cautious assumptions regarding buoyancy, drainage, and/or long-term monitoring.

Drainage solutions may be provided as a permanent solution to mitigate potential buoyancy effects during the design lifetime of the foundation, but shall include allowance for inspection and maintenance. Drainage systems shall be defined to prevent blockage with fine material. Pipes and outfalls shall be constructed with sufficient gradient to maintain free flow.

8.3.2.6 Frost action

The risk of frost penetration into the ground and associated heave shall be addressed for projects located in cold climates with significant frost penetration below ground. The site investigation may include specific testing to identify the frost susceptibility of foundation soils if appropriate. Such soils may require that foundations be positioned deeper than the frost depth,

that frost susceptible soils be replaced with non-frost susceptible fill or include insulation placed over or below the foundation to prevent excessive frost penetration. Construction methodology shall prevent penetration of frost into susceptible formation soils at any time.

8.3.2.7 Seismic activity

In seismically active regions, the soils shall be classified in accordance with the local seismic standards to meet design requirements for example identification of liquefaction potential and soil class.

The seismic parameters shall be defined. This may be from available mapping to allow vertical and horizontal ground acceleration coefficients and damping response spectra to be determined and used in the turbine model for calculating combined wind and seismic loads by the turbine manufacturer in accordance with IEC 61400-1 or IEC 61400-2 including the additional guidance with respect to calculating seismic loads on foundations.

8.3.2.8 Construction methodology

The applicability of methods of excavation, pile/ground anchor installation, ground treatment, storage of spoil and reuse of soil and rock material shall be addressed and recommendations made as appropriate.

In particular, recommended parameters relating to compaction of excavated material for foundation support or backfill shall be provided.

8.4 Supervision, monitoring and maintenance of construction

The soil and ground water parameters adopted in design shall be verified during construction using appropriate inspection and testing methods. This should consist of a documented verification of the native soil, which may be supplemented by testing to verify bearing capacity and stiffness. Suitable methods include proof rolling, static or dynamic cone penetrometer tests, plate loading tests or other methods which provide confidence in the as-constructed conditions. In case of rock subgrades, the rock quality shall be verified considering any fissures and joints if the design is sensitive to these parameters. The inspection and testing shall be performed by appropriately qualified and/or experienced personnel, but shall be validated by a geotechnical engineer.

Appropriate testing and inspection of placed earthworks shall also be provided such that adequate compaction criteria required for bearing capacity or self-weight are satisfied.

Any additional test or inspection requirements relating to risks identified in the GIR shall be clearly identified and implemented during foundation construction.

8.5 Gravity base foundations

8.5.1 General

Gravity base foundations consist of a shallow base slab which derives its geotechnical resistance through equilibrium and bearing capacity of the founding soil. Where the native founding soil is not capable of providing the capacity or stiffness criteria required, suitable treatment to enhance its properties may be considered.

The structural resistance of the foundation shall follow the principles presented in Clauses 6 and 7.

8.5.2 Ultimate limit state (ULS)

8.5.2.1 General

Verification of the geotechnical stability under ULS shall include:

- 1) equilibrium (overturning), and
- 2) soil bearing capacity and sliding.

Gravity base foundations are not normally considered as specialist geotechnical structures and are designed in accordance with structural codes as presented in Clause 7. The structural limit states of such foundations are not considered further in this Clause 8.

Gravity base foundations are sensitive to the effects of buoyancy due to the presence of ground water. The potential effect of buoyancy shall be included by applying buoyancy loads as an additional overturning moment, or by applying a reduced effective weight of backfill in calculating the stabilising moment. In both cases, the design value for buoyancy effects due to groundwater level may be derived by either applying partial safety factor on load to characteristic water pressure, or by applying a safety margin to the characteristic water level to represent the most unfavourable credible condition that could occur during the design lifetime of the structure.

Minimum acceptable partial safety factor on material (resistance) are given for each limit state. The appropriate partial safety factor shall be selected to be applied to soil parameters or design resistance in accordance with the reference standard.

8.5.2.2 Equilibrium

Stabilising forces shall take account of the wind turbine vertical load, the foundation and soil backfill weight. The effect of buoyancy in the event of potentially high ground water levels may be applied as a reduction of the stabilising force.

The unfavourable effects of less dense topsoil and surface slope shall be calculated or simplified to provide a conservative result. Design backfill density shall be achievable by recompacting excavated soils if used, and suitable testing should be specified to verify the as-placed density. The beneficial effect of soil shearing and passive soil pressures around the edge of the base may be included if they can be well quantified by appropriate testing of soil parameters.

For the purposes of geotechnical design, the footing may be considered as a rigid body and the overturning moment and stabilizing moment shall be calculated and checked around the edge of the foundation.

Safety against overturning:

$$\frac{M_{d,\text{stabilizing}}}{\gamma_{\text{Rd}}} \geq M_{d,\text{overturning}} \quad (13)$$

where

$M_{d,\text{overturning}}$ is the design value of destabilizing moment from wind load and other loads including the effect of horizontal and torsion loads, and including unfavourable partial safety factors for load;

$M_{d,\text{stabilizing}}$ is the design value of stabilizing moment from gravity load and backfill including favourable partial safety factor on resistance.

The effect of buoyancy, if applicable, may be applied in the form of an uplift force contributing to the destabilising moment or a reduction in effective density from gravity loads resulting in a reduction stabilising moment. In both cases, the appropriate partial factor shall be applied directly to the load or to the effect of the load in a consistent manner.

Static equilibrium rarely governs geotechnical design of gravity base footings, except when bearing on rock. If the overturning assessment demonstrates that the foundation is close to equilibrium ($M_{d, \text{stabilizing}}/M_{d, \text{overturning}} < 1,1$), its sensitivity to the location of the point of rotation of the foundation shall be assessed, and additional detailed analysis may be required.

Minimum values for γ_{Rd} are given in Annex Q.

8.5.2.3 Bearing capacity

Soil capacity shall be verified for bearing and sliding failure modes.

The ultimate bearing capacity of the soil formation below the foundation shall be calculated from the geotechnical data presented in the GIR. Where the foundation is bearing directly onto fresh or slightly weathered bedrock, bearing capacity is not normally critical to the design and a reasonable conservative value may be adopted based on values obtained from literature and recommended in the GIR. Recommended bearing capacity shall take specific account of the effect of repeated loading, and any expected degradation of ultimate bearing capacity over the design lifetime of the foundation shall be addressed where relevant.

The bearing capacity of soils subjected to freezing and thawing cycles shall be specifically addressed if frost penetration is expected to reach the foundation level, accounting for the higher thermal conductivity of concrete. Replacement of frost susceptible soils or the use of insulation may be considered to address this issue.

The bearing capacity of non-bedrock formation soils shall be determined with reference to specific in-situ or laboratory soil tests performed as part of the geotechnical site investigation. It is preferable to evaluate bearing capacity using characteristic soil properties such as undrained shear strength or angle of internal friction with application of appropriate partial safety factor on material. The recommended bearing capacity shall take account of the effects of load inclination, foundation shape, depth (including the effect of sloping ground) and groundwater conditions. The effect of variations in soil properties within the zone of influence (rupture zone), either beneath or to the side of the foundation shall be considered in the calculation of bearing capacity.

Wind turbine foundations are subject to highly eccentric loading, and due account shall be taken of potential alternative failure planes such as reverse wedge failure that may become critical when the eccentricity becomes significant, that is, greater than 0,3 times the foundation width ($e > 0,3B$):

$$e = \frac{M_{d, \text{overturning}}}{F_{zd}} \quad (14)$$

where

F_{zd} is the favourable design value of vertical force acting on the soil formation, accounting for wind turbine, foundation and backfill weight including unfavourable partial safety factor for load.

Projects designed for construction in seismically active regions shall include additional checks in accordance with appropriate local and national standards. Such checks may include definition of soil class and liquefaction potential as it affects bearing capacity.

The calculated vertical bearing pressure shall take account of the turbine vertical load, the foundation and soil backfill weight, accounting for buoyancy effects in the event of potentially high ground water levels as described in 8.5.2.1. The effect of horizontal and torsion loads from the turbine shall be included in the calculation of bearing pressure and capacity. This load shall be applied over an area calculated by taking into account the eccentricity of the overturning load.

Ground rupture shall be verified in the load case:

$$q_{Ed} = \frac{F_{zd}}{A'} < q_{Rd} \quad (15)$$

where

q_{Ed} is the plastic (uniform) ground pressure based on eccentricity calculation;

A' is the effective foundation area around the line of action of the resultant force for F_{zd} ;

q_{Rd} is the design values of bearing capacity of soil in ultimate limit state, including appropriate partial safety factor for material (resistance).

q_{Rd} shall incorporate an adequate partial safety factor on material (resistance) of not less than the values given in Annex Q.

The method used shall be consistent with reference standard for the region for which the design is being applied. Method 1 shall be used where the partial safety factor is applied to the material properties. Method 2 shall be used where the partial safety factor is applied to effects of the material properties, i.e. to the resulting resistance. The difference in applied partial safety factors accounts for the non-linearity of the material parameters in the bearing capacity calculation, particularly for granular soils.

8.5.2.4 Sliding resistance

Sliding capacity shall be checked to ensure adequate resistance to horizontal loads.

The presence of any potentially weak, thin soil bands below the foundation shall be taken into account in assessing sliding capacity. Buoyancy effects shall be taken into account in the event of potentially high ground water levels as described in 8.5.2.1.

The beneficial effect of passive soil pressures against the foundation sides may be included if they can be well quantified.

Sliding shall be evaluated in the load case:

$$\tau_{Ed} = \frac{H_d}{A'} < \tau_{Rd} \quad (16)$$

where

τ_{Ed} is the design values of shear stress acting at the soil/structure interface;

H_d is the horizontal force acting on the soil formation including unfavourable partial safety factor on load;

A' is the effective foundation area around the line of action of the resultant force for F_{zd} ;

τ_{Rd} is the design values of sliding stress of soil in ultimate limit state, including appropriate partial safety factor on material and/or resistance.

Design values of sliding stress of soil, τ_{Rd} , shall incorporate an adequate partial safety factors on material and/or resistance of not less than the values given in Annex Q.

The method used shall be consistent with reference standard for the region for which the design is being applied as presented in 8.5.2.3.

8.5.2.5 Overall (slope) stability

If the foundation is situated near to a change in topography, for example on an embankment, next to a retained structure or slope, then the total geotechnical safety (overall stability) shall be evaluated by slope analyses or similar analyses.

Potential limit states resulting in loss of stability shall be assessed using accepted geotechnical principles. The resistance provided by the soil and relevant structural components shall be calculated to ensure they exceed the applied actions.

The stability assessment shall include the effect of any anticipated changes through the design lifetime of the foundation which can reasonably be anticipated, including maintenance, vegetation growth, climatic conditions and groundwater variations.

Overall stability shall be evaluated in the load case:

$$F_d < R_d \quad (17)$$

where

F_d is the design value of destabilising action including unfavourable partial safety factor on load;

R_d is the design value of stabilising action comprising gravity and soil resistance including unfavourable partial safety factor on load.

R_d shall incorporate an adequate partial safety factor on material and/or resistance of not less than the values given in Annex Q.

The method used shall be consistent with reference standard for the region for which the design is being applied as presented in 8.5.2.3.

Since the soil mass within a slope can act as a stabilising or destabilising force, it is not necessary to apply a partial safety factor on load to the soil density or self-weight gravity load. The partial safety factors given in Annex Q provide adequate safety in this case.

Buoyancy effects shall be taken into account in the event of potentially high ground water levels as described in 8.5.2.1.

8.5.3 Serviceability limit state (SLS)

8.5.3.1 Long term behaviour

Verification of the geotechnical behaviour under SLS shall be performed to ensure that the foundation satisfies the serviceability criteria over the design lifetime of the wind turbine. Serviceability criteria include:

- 1) compliance with the dynamic and (if specified) static rotational and lateral stiffness specified by the turbine manufacturer as the basis for the loads calculations,
- 2) control of maximum inclination and settlement of the foundation over the design lifetime of the foundation, and

- 3) prevention of degradation of the soil bearing capacity or stiffness due to repeated or cyclic loading for example accumulated generation of pore water pressures, hysteresis, creep, liquefaction or other degradation mechanism which can ultimately lead to ULS failure.

8.5.3.2 Foundation stiffness

The foundation system shall meet the required stiffness criteria as defined in Clause 5.

Dynamic foundation stiffness shall be verified based on small-strain soil modulus. The foundation stiffness is a function of contact area, and this shall be calculated for the S3 load level, and any reduction from full contact shall be accounted in the stiffness calculation.

Static foundation stiffness, if specified by the turbine manufacturer, shall be verified based on a soil modulus which makes allowance for the reduction of small strain shear stiffness as a function of actual soil strain at S1 load level. This reduction depends on the soil characteristics and degree to which soil strength has been mobilized. The foundation stiffness shall be calculated for the S1 load level including any reduction from full contact area.

Guidance on the selection of appropriate soil modulus and foundation stiffness is presented in Annex L.

8.5.3.3 Inclination and settlement

Foundation displacement due to long term settlement shall be calculated to quantify maximum inclination (rotation due to differential settlement) and absolute settlement over the design lifetime of the foundation.

The foundation shall not exceed maximum inclination criteria on which the turbine loads are calculated due to out-of-vertical of the tower. Maximum allowable foundation inclination should be specified by the turbine manufacturer in addition to any allowance for construction tolerances. In the absence of specific criteria specified by the turbine manufacturer, a value of rotation of the tower base 3 mm/m (0,17°) may be assumed due to differential settlement.

The foundation shall be limited to a maximum absolute settlement criteria (average across the foundation), which is consistent with its serviceability requirements. Settlement limits may be governed by soil strain limits, ductility of the electrical ducts where they exit the foundation, or other criteria determined by the design team. In the absence of specific criteria imposed by the design team, a value of 25 mm may be assumed for allowable total settlement.

The calculation of inclination and absolute settlement shall be performed using S3 load level and static stiffness applied over the design lifetime of the system.

Where the foundation is sited on non-uniform soil conditions, the potential for differential settlement shall be checked. Significant differences in soil or rock type may be mitigated by replacement or the incorporation of an attenuation layer for example layer of compacted structural fill. This is particularly significant for foundations located partially on fresh bedrock and the risk of any hard points shall be addressed in a similar manner.

8.5.3.4 Soil degradation under cyclic loading

Potential soil sensitivity to repetitive or cyclic loads shall be identified in the GIR. The risk of progressive or sudden degradation of the soil capacity or stiffness shall be evaluated as part of the foundation design. This risk may be addressed by fulfilling a zero ground gap criterion or by other mitigation measures outlined in 8.5.3.5.

A zero ground gap criterion can be fulfilled by proportioning the base to remain in full contact with the soil, under the S3 load level with partial safety factors for load of 1,0.

Alternative mitigation measures include limiting bearing pressures to acceptable values as recommended in the GIR or by replacement of sensitive soils.

If it can be demonstrated that the following conditions are satisfied, then it is permissible that the resulting foundation design is subject to gapping between the foundation and underlying soil formation at the S3 load level.

- 1) The foundation geometry is not controlled by rotational stiffness requirements or, in cases where it is, the soil modulus has been accurately determined based on in-situ measurement of shear modulus for example cone penetration test or shear wave velocity measurements.
- 2) The foundation stiffness calculation specifically accounts for any loss of contact area.
- 3) Compliance with foundation inclination and settlement criteria are not sensitive to loss of contact area.
- 4) The absence of high or variable ground water conditions with the potential to lead to high pore water pressure or erosion of the soil under the foundation during prolonged cyclic loading.
- 5) Cyclic loading is not expected to lead to a significant reduction of soil modulus such that it governs the foundation geometry.
- 6) The soil is identified as not susceptible to degradation of strength under repeated cyclic loading at the load levels being applied such that it governs the foundation geometry.

8.6 Piled foundations

8.6.1 General

Piled foundations consist of a pilecap connected to one or several pile shafts which derive their geotechnical resistance through a combination of shaft friction, end bearing and lateral passive resistance.

The structural resistance of the pilecap and piles shall follow the principles presented in Clauses 6 and 7. If required by the design process, the interface between the pilecap and pile shall be clearly documented. Especially where one design element is sensitive to the properties of the other for example load transfer and rotational stiffness, this shall be clearly communicated in the design documentation.

8.6.2 Pile loads

A global stability assessment shall be performed to determine characteristic axial pile loads for the extreme load cases presented in 5.4 based on the geometric arrangement. It may normally be assumed that the pilecap behaves as a rigid structure for the calculation of pile loads. The loads shall take account of permanent actions due to self-weight of the turbine, tower, pilecap foundation and any soil backfill, and a superposed variable push-pull action derived from wind loading. No capacity should normally be derived from bearing pressures on the underside of the pilecap.

Analyses shall be performed for moments applied about all axes of symmetry to ensure that the worst case orientation is considered.

Design horizontal pile loads shall be calculated by distributing the total load into the piles, taking account of any torsional loads about the vertical axis. Depending on whether piles are designed as vertical or inclined, horizontal loads are not always equal in all piles under any particular loading direction.

Design pile loads shall be derived by applying appropriate partial safety factors on load as defined in Clause 5.

The effect of ground water shall be taken into consideration, including the potential variation across the site and maximum/minimum levels through the design lifetime of the project.

8.6.3 Ultimate limit state

8.6.3.1 Pile geotechnical capacity

Ultimate vertical and horizontal pile capacity shall be derived using total or effective stress approaches based on established analysis methods taking account of soil conditions, pile type and installation method. Pile capacity shall be calculated to incorporate appropriate partial safety factor on resistance and as required by local and national standards and in a manner consistent with the geotechnical and load testing applied. Full scale static or dynamic load testing of piles, either in advance of or during the main works may be used to validate the pile design and allow reduced partial safety factors on resistance if allowed in the local standards.

Axial pile capacity shall be based on shaft friction and end bearing. The effect of negative skin friction shall be included as an additional permanent load for soft soils which demonstrate a risk of ongoing long term settlement.

Lateral capacity shall be based on passive soil capacity. The beneficial effect of a moment connection at the interface of the pilecap and pile head may be included subject to adequate structural connection details. Passive soil resistance acting on the pile cap may be considered where ground conditions allow.

The axial and lateral capacities shall take account of the pile installation method and its effect on the pile/soil interface behaviour.

The axial and lateral capacity of the piles may be considered to be independent if the pile is sufficiently long to provide resistance to axial and lateral forces in different sections of the pile. Short piles or piles with high shaft friction near the pilehead may require additional assessment to address any interaction effects.

The effect of pile spacing shall be included in the analysis, and may become important if spacing is less than 5 pile diameters.

8.6.3.2 Pile structural capacity

The structural capacity of the pile should be determined by the specialist pile designer to account for the combination of compression, tension and lateral loads. The principles provided in Clauses 6 and 7 for steel and reinforced concrete shall be applied to the structural design of piles. The pile structural design shall include for ultimate, serviceability and fatigue limit states.

The effects of pile driving during installation shall be included in the structural verification such that maximum stresses include a reduction factor and fatigue analysis including the installation stresses.

Particular attention shall be given to the interface connection details between the piles and the pilecap to ensure full transmission of loads under all limit states. In cases of tension piles, an adequate load path between the tensile face of the pile cap and the pile structure shall be provided.

Pile head bending moments shall be assessed for fatigue damage using elastic theory. Pile head bending moments shall be assessed for ultimate limit state unless the design can accommodate plastic hinges at pile heads and pile head moment is not required to be developed.

In case of any welded parts in the pile design (including tack welds used as a reinforcement cage construction aid), the fatigue assessment of the pile structure shall consider the reduced SN properties of the welded component as described in Clause 7.

8.6.4 Serviceability limit state

8.6.4.1 General

The design shall include specific consideration to ensure that the piled foundation satisfies the serviceability criteria over the design lifetime of the wind turbine. The serviceability criteria include:

- 1) compliance with the static and (if specified) dynamic rotational and lateral stiffness specified by the turbine manufacturer as the basis for the loads calculations,
- 2) control of maximum inclination and settlement of the foundation over the design lifetime of the foundation, and
- 3) prevention of degradation of the soil bearing capacity or stiffness due to repeated or cyclic loading for example accumulated generation of pore water pressures, hysteresis, creep, liquefaction or other degradation mechanism.

8.6.4.2 Foundation stiffness

The foundation system shall meet the required rotational and lateral stiffness as defined in the wind turbine interface document under serviceability loads.

The analysis may consist of equivalent springs applied to the underside of the pilecap at the pile positions, or may be calculated based on standard solutions taking into account the pile deflection as a function of soil stiffness.

Dynamic foundation stiffness shall be verified based on small-strain soil modulus. The foundation stiffness is a function of the relative pile and soil modulus at the S3 load level. The soil stiffness shall take account of potential reduced values if the piles experience load reversals (tension to compression) over this load range.

Static foundation stiffness, if specified by the turbine manufacturer, shall be verified based on a soil modulus which makes allowance for the reduction of small strain shear stiffness as a function of actual soil strain under S1 load level. This reduction depends on the soil characteristics and degree to which soil strength has been mobilized.

8.6.4.3 Pile deflection

Pilehead deflection shall be calculated to quantify maximum inclination (rotation) and absolute settlement of the foundation, using the same criteria as presented in 8.5.3.3.

The pile flexibility and deflection required to mobilize shaft friction, end bearing and passive resistance shall be accounted in the deflection analysis. Potential pile group effects on the development of resistance with displacement shall be taken into account.

8.6.4.4 Soil degradation under cyclic loading

The risk of progressive or sudden degradation of the pile capacity or stiffness shall be evaluated as part of the pile design.

Soil sensitivity to repetitive or cyclic loads shall be identified and mitigation provided based on the recommendations of the GIR. Suitable mitigation may be obtained by limiting the mobilised shaft friction and end bearing stress to a low proportion of the pile capacity, or by limiting or eliminating pile tension at the S3 load level.

8.7 Rock anchored foundations

8.7.1 General

Rock anchored foundations consist of a foundation connected to several post-tensioned rock anchors. This foundation derives its geotechnical resistance through bearing onto the rock surface.

Rock anchors are pre-stressed and maintain equilibrium of the foundation. The pre-stressing force from the rock anchors should be treated as an external force. Partial safety factors for load shall be applied on the pre-stressing force together with losses according to 8.7.6.

The structural resistance of the foundation and anchors shall follow the principles presented in Clauses 6 and 7. It is normal that the design responsibility is split between different designers as rock anchors are a specialist design element. If the design is split in this way, responsibilities for discharging the requirements of this code shall be clearly communicated and recorded. Where one design element is sensitive to the properties of the other, for example load transfer and rotational stiffness, this shall be clearly communicated in the design documentation.

8.7.2 Types of rock anchor foundation

8.7.2 considers two types of rock anchor foundation.

- 1) Conventional reinforced concrete anchor cap – reinforced concrete cap anchored into the bedrock. The anchor head shall be protected by a protective cap if it is positioned on top of the footing. The connection between the tower and concrete cap (foundation) is designed following the principle in Clause 7 using traditional anchor bolt or insert ring.
- 2) Steel rock adapter – transition section connecting the tower to the under lying concrete and rock. The tower is connected to the transition section by short bolts and the rock anchors connect the transition section to the rock.

Rock anchors may consist of post-tensioned multi strand tendons or threaded bars. The post tension system should have an approval or product certification according to local standards for post tensional systems.

8.7.3 Geotechnical data

The geotechnical data for the rock shall be investigated in accordance with 8.3.

Geotechnical site investigation (SI) shall include drilling of boreholes to verify the quality of the rock and determine the anchoring zone. Core drilling is recommended to be conducted at some sites to verify the quality of the rock and investigate the potential presence of fissures, crack zones and ground water. The bore holes shall be drilled to at least the same depth as the proposed length of the anchors.

The geotechnical site investigation, inspection data and quality of the rock shall be evaluated and compiled in a GIR as described in 8.3. The report shall evaluate and state the maximum allowable ground pressure in ultimate limit state and the modulus of elasticity of the rock.

An inspection of the rock at the foundation area and surrounding area shall be conducted during the foundation construction works when the rock surface is cleaned from natural soil. This inspection shall validate the conditions reported in the GIR and used in the design before and after any blasting operations and that all compressible material is removed.

8.7.4 Corrosion protection

The rock anchors shall be designed as permanent rock anchors, normally containing a double corrosion protection system. Examples of allowable systems are given in Annex M. Galvanised protection systems shall not be allowed.

Special measures shall be adopted to protect the tendons or bars below the anchor plate (bearing plate) on top of the foundation to prevent water ingress and corrosion of the anchor. This may be achieved by a steel trumpet placed at the bottom of the anchor plate together with rubber seals and corrosion protection compound. Normally, the anchor plate should be galvanized as shown in Annex M.

A protection cap filled with corrosion protection compound shall protect the anchor head on top of the anchor plate. The anchor head should allow access for inspection throughout its design life.

8.7.5 Anchor inspection and maintenance

The designer shall ensure that the rock anchor post tension force can be checked through the design lifetime and also that any post tension losses can be corrected if necessary.

The designer shall specify the inspection and maintenance requirements of the rock anchor system through its design lifetime.

8.7.6 Post tension tolerances and losses

Post tension execution tolerances shall be taken into account as a percentage tolerance and/or partial safety factors on load according to local requirements.

Losses of post tension shall be taken into account in all limit states to account for:

- 1) immediate losses (slip of wedges and elastic losses), and
- 2) time dependent losses due to concrete and rock mass creep, concrete shrinkage and tendon relaxation.

Unless a value is determined by calculation, normal losses of 20 % due to relaxation, creep and shrinkage shall be assumed.

The design value of post tension force used in the calculations shall account for positive or negative tolerances and the presence or absence of losses, depending on whether they are favourable or unfavourable for the limit state being considered.

8.7.7 Ultimate limit state

8.7.7.1 Overturning

Overturning shall be assessed as presented in 8.5.2.2, including the effect of the anchor holding down force.

8.7.7.2 Ground rupture – Rock bearing capacity

The vertical bearing capacity shall be verified (see 8.5.3.2).

$$q_{Ed} = \frac{F_{zd}}{A'} < q_{Rd} \quad (18)$$

where

q_{Ed} is the design value of plastic ground pressure as a uniform load;

q_{Rd} is the design value of bearing capacity of the rock mass as a uniform load including the effect of fissures or other discontinuity and including appropriate partial material and/or resistance factors;

F_{zd} is the design value of vertical force;

A' is the effective foundation area around the centre of gravity for F_{zd} .

The bearing capacity of the rock is influenced of the local geometry of the rock and the magnitude of F_{zd} .

The local maximum elastic ground pressure shall also be verified.

$$q_{Ed, \text{ elastic}} < q_{Rd, \text{ local}} \quad (19)$$

where

$q_{Ed, \text{ elastic}}$ is the design value of elastic ground pressure;

$q_{Rd, \text{ local}}$ is the design value of maximum bearing capacity on a local area of the rock (unconfined compressive strength value).

8.7.7.3 Sliding

Sliding shall not occur between the rock, levelling concrete and the foundation, taking into account the beneficial effect of the rock anchor tension force.

8.7.8 Serviceability limit state

8.7.8.1 Foundation stiffness

See 8.5.3, although in practice rock anchor foundations are significantly stiffer than other types and this criterion is not normally a design driver.

8.7.8.2 Inclination and settlement

Settlements are not normally a design driver on solid rock and do not require a specific check.

8.7.8.3 No gapping

If the anchor cap is modelled as a rigid body, zero ground gapping shall occur at the S3 load level including the effect of the anchor holding down force. If the ground pressure is modelled by vertical springs to represent the contact with the rock, then the following items shall be satisfied:

- 1) contact pressure around the whole perimeter of the foundation to prevent water ingress for corrosion protection;
- 2) contact pressure at the rock anchor and 0,1 m from the outer edge of the anchor ensure load sharing between anchor and cap to improve fatigue resistance.

This verification shall ensure the corrosion protection of the anchors.

For rock adapter type foundations, the transition section shall be in contact with concrete over the whole area under S1 load level, with no loss of pressure over the perimeter or no gapping (decompression). This requirement is important to secure the rotational stiffness of the tower and fatigue resistance of the anchors.

8.7.9 Robustness check

A robustness check of the foundation shall be performed to allow for anchor failure. In this load case, a minimum of one rock anchor or 10 % of all rock anchors (whichever is greater) shall be assumed to have lost their preload. The structure shall remain stable with the remaining rock anchors, to be verified for the S1 load level.

The design of the foundation shall have a redundancy plan in case an anchor fails during construction.

8.7.10 Rock anchor design

8.7.10.1 General

Rock anchors shall be designed according to local standards and building codes. At the S1 load level, no rock anchor yielding is permissible.

Testing, supervision and monitoring of rock anchor installation shall be conducted.

During drilling of holes, the rock quality shall be logged in a drilling report, and any findings which invalidate the design assumptions shall be addressed.

Drill holes should be hydraulic tested with falling head water test to ensure that the hole is "closed".

During prestressing of rock anchors, the foundation shall be monitored to verify that there are no settlements.

The tendon or bar shall have an upper free length from the stressing point and down to the bonded zone. Over the free length, the tendon or bar is free to strain separately to the surrounding grout and rock. The free length at the top of the anchor is very important to secure the proper action of the anchor.

The free length of the rock anchor ensures:

- robustness (no brittle (fragile) failure mode),
- low stress variations in the fatigue load case, and
- minimize losses due to slip of wedges.

The required fixed anchor length (L_{fixed}), also known as bond length (L_{bond}), over which the load is transmitted to the surrounding rock, shall be verified.

$$L_{\text{fixed}} = L_{\text{bond}} = \frac{\gamma_F \times P_{\text{lock-off}}}{f_{\text{bd}} \times \pi \times \theta} \quad (20)$$

where

γ_F is the partial safety factor for load;

$P_{\text{lock-off}}$ is the lock-off load for rock anchor;

f_{bd} is the design value of bond strength between rock and cement grout;

θ is the diameter of bore hole.

$$L_{\text{anchor}} = L_{\text{free}} + L_{\text{fixed}}$$

For good quality rock (rock mass rating, RMR > 60), the bond strength could be calculated with this formula:

$$f_{\text{bd}} = \frac{0,1 \times f_{\text{cck}}}{\gamma_{\text{M3}}} \quad (21)$$

where

f_{cck} is the characteristic grout compression strength;

$$\gamma_{\text{M3}} = 3.$$

8.7.10.2 Fatigue of rock anchors

A fatigue assessment shall be performed for all rock anchors.

No additional detailed fatigue analysis is required if the stress range for the highest fatigue load in pre-stressing steel of multi strands is lower than $\Delta\sigma_{d, \text{ fatigue, strands}} < 70 \text{ MPa}$ in the fatigue limit state. The stress range can be evaluated from the gapping between foundation and rock ($\delta_{\text{Lift off}}$) at the position of the rock anchor.

$$\varepsilon = \text{elongation} = \delta_{\text{Lift off}} / L_{\text{Free}}$$

where

ε is the elongation

$$\Delta\sigma = \varepsilon \times E_s$$

where

E_s is the e-modulus of rock anchor.

Fatigue of threaded bars shall be verified in accordance with the requirements of 6.7.4.

8.7.10.3 Geotechnical bearing capacity of rock anchors

The geotechnical bearing capacity of the rock anchors shall be verified and the global effect of spacing of the anchors shall be included.

$$R_{\text{lock-off}} < R_d = \frac{R_k}{\gamma_R} \quad (22)$$

where

R_d is the design resistance regarding to geotechnical bearing capacity;

$\gamma_R = 1,35$;

R_k is the weight of the mobilised rock volume, normally an inverted cone with a bottom angle of 60° to the horizontal, starting at the bottom of the rock anchor.

8.7.10.4 Length of rock anchors

The total length of the rock anchor is governed by either geotechnical bearing capacity and thickness of foundation, illustrated as H_2 in Figure 7, or free and fixed anchor length according to 8.7.10.3, illustrated as L_{FREE} and L_{FIXED} in Figure 7.

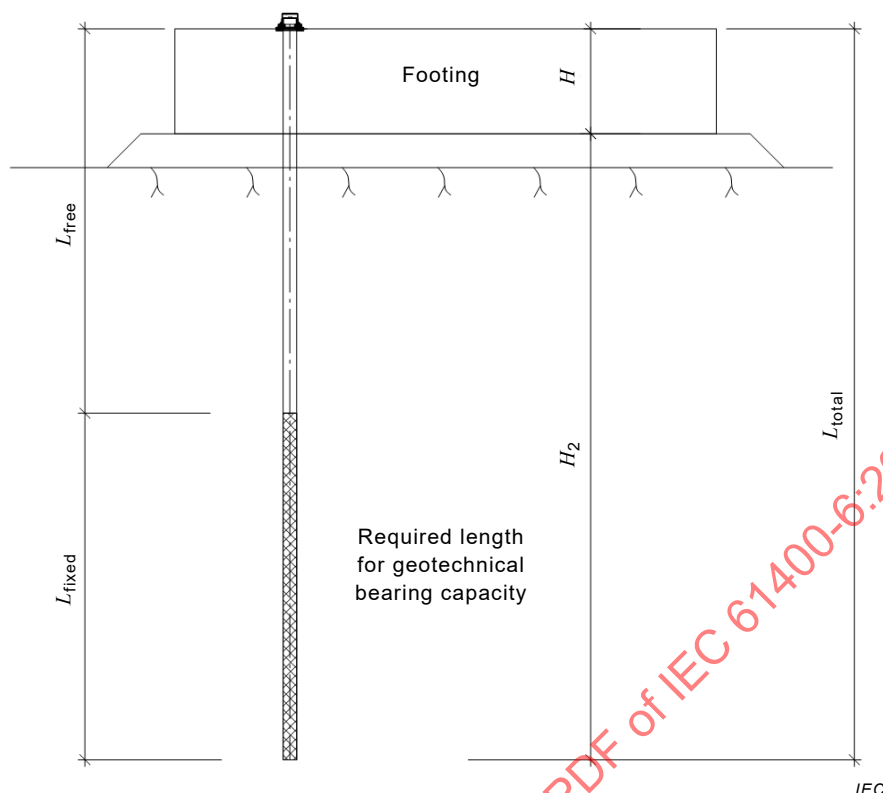


Figure 7 – Illustration of rock anchor length

9 Operation, service and maintenance requirements

9.1 Operation, maintenance and monitoring

The elements of operation, maintenance and monitoring programs are assembled using proprietary technical information specified in wind turbine generator documents, commercial contract and warranty terms, engineering documents, industry guidelines and their own requirements. Structural maintenance that is necessary for continued safe operation and/or design structural performance of the plant shall be specified in engineering drawings and/or specifications and shall be integrated in the operation documentation of the wind turbine. Such anticipated mandatory maintenance that is part of the design intent includes bolt tension maintenance in steel flange bolt connections and anchorage bolt cage connections. Other structural maintenance may become necessary following observation of defects in structural elements, i.e., structural concrete cracks, excessive anchor bolt or steel tower corrosion and concrete surface defects that could be indicative of serious underlying issues.

Generally, preventive and proactive maintenance is accepted to be more effective than costly reactive repairs and their associated downtime. Periodic inspections are an important component of a preventive maintenance program. However, the effectiveness of such a program can be improved significantly through structural health monitoring. Even though these preventive measures are strongly encouraged, the extent and nature of their adoption remain defined by contract terms and owner choices.

9.2 Periodic structural inspections

Typically, a fairly thorough accounting of the state of structural components is obtained as part of the commissioning exercise and the project quality assurance and control documentation. While this accounting is made necessary by the acceptance of works process, periodic inspections are recommended as part of a preventive maintenance program. At a minimum, structural inspections should include

- concrete cracking and concrete surface defects,
- state of joints (open/closed, cracked mortar or grouts, etc.),
- any detectable tower tilt, and
- any signs of distress of tower, foundation or soils around the installation.

9.3 Embedded steel structural section inspections

Towers structurally connected to foundations using embedded steel section(s) require special periodic monitoring to verify the condition of the joint between the steel and the concrete and to look for signs of distress. The joint shall be maintained in a watertight condition and any cracks in the concrete around the metal form shall be sealed.

9.4 Bolt tension maintenance

In the case of the bolt cage anchorage or steel flange bolt connections, fatigue life of the anchorage components is dependent on the bolts remaining in tension. Anchor bolt pre-tension shall be maintained, and the bolt tension maintenance program shall be specified on the structural drawings and/or specifications. If different sections of a steel or concrete tower are bolted together and the tower performance is dependent on bolt tension, an appropriate bolt tension maintenance/verification program shall be specified as part of the tower design. Bolt tensioning shall be carried out using certified calibrated equipment. The bolt tension maintenance program shall be tailored in terms of frequency and number of bolts to be checked. A combination of tensioning, pinging and other non-destructive methods can be adopted to provide a measure of checking all bolts.

9.5 Structural health monitoring

Structural health monitoring allows real time tracking of any number of parameters that are correlated with the state of health of the structure and/or its foundation. These indicators are used to detect changes to that state of health and to predict approaching states of distress or failures. This knowledge allows operators to take preventive measures to keep the plant operating at low stress levels, thereby extending the life of components, and to prevent failures. Common sensors include accelerometers, velocity meters, load cells, tilt meters and strain gauges. Accelerometers are particularly useful to measure the dynamic response and to detect changes in natural frequencies which are indicative of changes in the structure.

Annex A (informative)

List of suitable design codes and guidelines for the calculation basis

A.1 General

In Annex A, different local series of design codes that fulfil the requirements stated in 5.2 are listed. The application of one of the following series of standards leads to a design with a sufficient reliability level when used together with this document.

This is not a comprehensive list. Other documents that achieve the same safety level as the normative parts of this document are also acceptable.

In principle, a structure design according to a country/region specific series of design codes (in combination with the related execution standard) is not limited to this country/region, as long as the used design codes are accepted in the country/region in question.

- EN 1993-1 (all parts) [1];
- EN 1090-2 [2] can be used as an execution standard. In this case, execution class shall be selected based on Annex B in EN 1090-2:2015 (EXC 3 required for primary structures);
- JSCE Guideline 2010 [3];
- JASS 6 [4] can be used as an execution standard;
- EN 1992-1-1 [7];
- For concrete fatigue and reinforcement fatigue MC 1990 [5] or DNVGL Standard DNVGL-ST-0126 [8] can be used;
- DNVGL Standard DNVGL-ST-0126 [8];
- ACI 318-14 for structural concrete [9].

A.2 Reference documents

- [1] EN 1993-1 (all parts), Eurocode 3: Design of steel structures
- [2] EN 1090-2, Execution of steel structures and aluminium structures – Part 2: Technical requirements for steel structures
- [3] Guidelines for design of wind turbine support structures and foundations, Structural Engineering Series 20, Japan Society of Civil Engineers, 2010
- [4] Japanese Architectural Standard Specification JASS 6 (1996) Structural Steelwork Specification for Building Construction
- [5] CEB-FIP Model Code 1990: Design Code
- [6] IIW: Recommendations for Fatigue Design of Welded Joints and Components, International Institute of Welding (IIW/IIS), IIW Document IIW-1823-07 ex XIII-2151r4-07/XV-1254r4-07, Paris 2008
- [7] EN 1992-1-1, Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings
- [8] DNVGL Standard DNVGL-ST-0126 Support structures for wind turbines
- [9] ACI 318 Building Code Requirements for Structural Concrete

Annex B (informative)

List of material for structural steel

B.1 General

A list of materials which fulfil the requirements for structural steel are summarized in Annex B.

B.2 Structural steel

The structural steels listed in Table B.1 fulfil the requirements stated in 6.3.2. For any properties and restrictions of the material, check the stated national codes.

Table B.1 – National and regional steel standards and types

Country/ region	Standard	Structural steel
China	GB/T1591	Q345B, Q345C, Q345D, Q345E
	GB/T28410	Q345FTC, Q345FTD, Q345FTE, Q345FTF
Europe	EN 10025-2	S 235, S 275, S 355, S 440
	EN 10025-3	S 275 N/NL, S 355 N/NL, S 420 N/NL, S 460 N/NL
	EN 10025-4	S 275 M/ML, S 355 M/ML, S 420 M/ML, S 460 M/ML
	EN 10025-5	S 235 W, S 355 W
	EN 10025-6	S 460 Q/QL/QL1
	EN 10210-1	S 235 H, S 275 H, S 355 H, S 275 NH/NLH, S 355 NH/NLH, S 420 NH/NLH, S 460 NH/NLH
	EN 10219-1	S 235 H, S 275 H, S 355 H, S 275 NH/NLH, S 355 NH/NLH, S 460 NH/NLH, S 275 MH/MLH, S 355 MH/MLH, S 420 MH/MLH, S 460 MH/MLH
Japan	JIS G 3106	SM400A, SM400B, SM400C, SM490A, SM490B, SM490C, SM490YA, SM490YB, SM520B, SM520C, SM570
	JIS G 3136	SN400A, SN400B, SN400C, SN490B, SN490C
USA	ASTM	A36, A242, A514, A529, A572, A573, A588, A633, A656, A709, A852, A945

NOTE In general, if steels from one region will be substituted by steel grades from other regions, additional requirements can become necessary. These additional requirements are especially related to the kind of de-oxidation, chemical composition, yield strength, normalization process and absorbed impact energy.

Annex C (informative)

Bolts

C.1 General

As mentioned in 6.3.3, the material for bolt shall comply with ISO 898-1 or equivalent standard. JIS B 1186 and ASTM A490M-12 can be considered as equivalent standard and the comparison of their properties with ISO 898-1 are shown in Table C.1.

Table C.1 – Comparison of bolt material in ISO 898-1, JIS B1186 and ASTM A490M-12

	ISO 898-1		JIS B1186		ASTM A490M-12
Maximum size	M39		M30		M36
Property classes	8.8	10.9	F8T	F10T	10.9
Chemical composition [%]					
C (min./max.)	0,15/0,40 ^a	0,20/0,55 ^a	Not specified	Not specified	0,28/0,50
P (max.)	0,025 ^a	0,025 ^a			0,045
S (max.)	0,025 ^a	0,025 ^a			0,045
B (max.)	0,003	0,003			—
Mechanical properties (min.)					
- Tensile strength	830 N/mm ² _b	1 040 N/mm ²	800 N/mm ² to 1 000 N/mm ²	1 000 N/mm ² to 1 200 N/mm ²	1 040 N/mm ²
- Stress at 0,2 % nonproportional elongation	660 N/mm ² _b	940 N/mm ²	640 N/mm ²	900 N/mm ²	940 N/mm ²
- Percentage elongation	12 %	9 %	16 %	14 %	14 %
- Percentage reduction of area	52 %	48 %	45 %	40 %	40 %
^a This value for the carbon steel with additives (e.g. Boron or Mn or Cr) quenched and tempered.					
^b This value for $d > 16$ mm.					

Phosphorus and sulphur have a negative impact on the cold brittleness behaviour of bolts. As the limitation of these elements is less strict in ASTM A325M and ASTM A490M-12 compared to ISO 898-1, special attention may be necessary if bolts according to these ASTM standards are used under cold climate conditions.

As no chemical composition limitations are stated in JIS standards, special attention may be necessary regarding any interaction of outer influences and bolt behaviour due to its chemical composition (e.g. amount of phosphorus and sulphur in combination with cold climate as mentioned above).

As no operation temperature ranges are specified in ASTM- and JIS standards, special attention may be needed if bolts according to these standards are used under cold climate conditions.

According to RCSC standard hot dip galvanization or metallizing is not permitted for bolts ASTM A490M-12.

C.2 Reference documents

- [1] JIS B 1186: Sets of high strength hexagon bolt, hexagon nut and plain washers for friction grip joints
- [2] ASTM A490M-12: Standard Specification for High-Strength Steel Bolts, Classes 10.9 and 10.9.3, for Structural Steel Joints (Metric)

IECNORM.COM : Click to view the full PDF of IEC 61400-6:2020

Annex D (informative)

Z-values for structural steel

D.1 General

Z-values for structural steel are defined in Annex D.

D.2 Definition of Z-value according to Eurocode

The required Z-value (through-thickness property) of the material may be calculated according to EN 1993-1-10.

For flanges with a weld neck according to 6.3.2, depending on the neck length, a linear interpolation of the Z_b value in the range of –25 to +8 according to the values stated in Table 3.2 of EN 1993-1-10:2005 is permitted.

D.3 Reference documents

- [1] EN 1993-1-10:2005, Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-10: Material toughness and through-thickness properties

IECNORM.COM : Click to view the full PDF of IEC 61400-6:2020

Annex E (informative)

Simplified buckling verification for openings in tubular steel towers

The simplified verification is based on analytical methods according to EN 1993-1-6 and JSCE Guideline 2010.

In the area of circumferentially edge-stiffened openings without added longitudinal stiffeners ("collar stiffeners"), see Figure E.1 and Figure E.2, the buckling safety analysis may in simplification be performed as for an unweakened tower wall if, instead of the meridional design buckling stress according to EN 1993-1-6, the reduced meridional design buckling stress according to Formula (E.1) (for Eurocode) or (E.2) (for JSCE) is used:

$$\sigma_{x,R,d} = C_1 \cdot \sigma_{x,R,d-EC} \quad (E.1)$$

$$f_{c,r} = C_1 \cdot f_{c,r-JSCE} \quad (E.2)$$

where

- $\sigma_{x,R,d-EC}$ is the meridional design buckling stress according to EN 1993-1-6;
- $f_{c,r}$ is the meridional design buckling stress according to JSCE;
- C_1 is the reduction factor as per Formula (E.2) to consider the influence of the opening.

$$C_1 = A_1 - B_1 \cdot (\delta/t) \quad (E.3)$$

where

- A_1 and B_1 are according to Table E.1
- δ is the opening angle along the girth.

The above rules are valid for

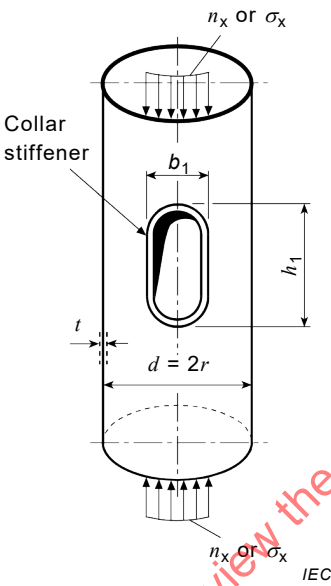
- the tower walls with $(r/t) \leq 160$,
- the opening angle $\delta \leq 60^\circ$, and
- the opening dimensions $h_1/b_1 \leq 3$,

whereby the opening angle and opening dimensions refer to the cut-out of the tower wall without considering the opening edge-stiffener (see Figure E.1), and also for opening edge-stiffeners,

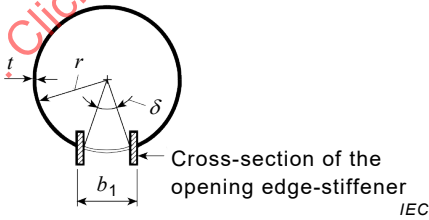
- which exhibit a constant cross-section around the entire opening or are considered with their smallest cross-section,
- whose cross-section area is at least one-third of the missing opening area,
- whose cross-section at the opening edges is arranged centrally with regard to the wall mid-plane – see Figure E.1 a) and b),
- whose cross-sectional parts meet the limiting (c/t) values for class 2 according to EN1993-1-1:2005, Table 5.2 (c and t designations per definition according to Eurocode), respectively $W_s/t_s \leq 8$ according to JSCE (for definition of W_s and t_s , see Figure E.2).

Table E.1 – Coefficients for Formula (E.3)

	EN: S 235 / JIS: SM 400		EN: S 355 / JIS: SM 490 or SM 490Y	
	A_1	B_1	A_1	B_1
$\delta = 20^\circ$	1,00	0,001 9	0,95	0,002 1
$\delta = 30^\circ$	0,90	0,001 9	0,85	0,002 1
$\delta = 60^\circ$	0,75	0,002 2	0,70	0,002 4
Intermediate values may be interpolated linearly. Extrapolation is not permissible.				



a) Front view of opening



b) Cross-section of opening

Figure E.1 – Circumferentially edge-stiffened opening

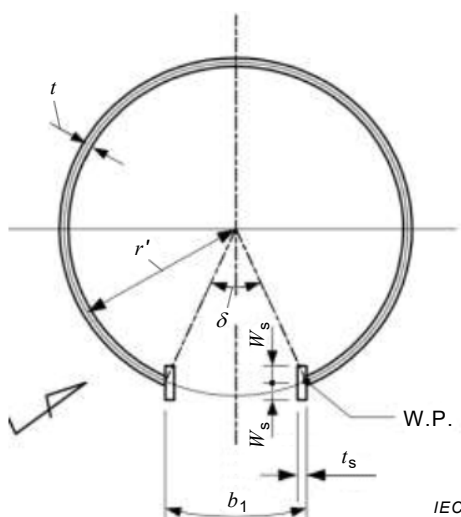


Figure E.2 – Definition of W_s and t_s according to JSCE

NOTE An extension of the Velickov method for the buckling analysis of wind turbine steel towers with larger height-width ratio openings is described in JSCE.

IECNORM.COM : Click to view the full PDF of IEC 61400-6:2020

Annex F (informative)

Fatigue verification

F.1 General

The verification of fatigue strength may be done according to EN 1993-1-9 or IIW document IIW-2259-15 in connection with 6.6.

For the application of EN 1993-1-9, the following shall be considered.

- The reference value of the fatigue strength shall be taken from the detail category catalogues of EN 1993-1-9:2005, Table 8.1 to 8.10, and EN 1993-3-2:2006, Annex C corresponding to the given detail category.
- Note to EN 1993-3-2:2006, C.2(1): An increase of the detail category is not allowed by simply changing the quality level of the welding seam. An increase shall be proven experimentally according to the rules of EN 1990.
- The geometric (hot spot) stress concept according to EN 1993-1-9:2005, Annex B, may be used alternatively to the nominal stress concept. For taking into account size effect of plates with thickness over 25 mm, a strength reduction factor $k_s = (25/t)^{0,2}$ shall be used.

F.2 Specific details

Holes in steel plated in uniaxial stress:

Holes in rolled steel plate equal or smaller than 50 mm and 1,5 times the thickness of steel plate in diameter (D) may be categorized as Detail Category 90. Holes need to be machine gas cut or drilled with subsequent dressing. No cracks and no visible imperfections are allowed. $\Delta\sigma$ may be calculated on the net cross-section. End or edge distance shall be equal or larger than 1,5 times D . Spacing in between holes needs to be equal or larger than 2,5 times D .

Annex G (informative)

Methods for ring flange verification

G.1 Method for ultimate strength analysis according to Petersen/Seidel

G.1.1 Basics

The simplified calculation method according to Petersen/Seidel can be used to assess the ultimate limit state of the ring flange connection using elastic-plastic theory. It comprises the L-flange model according to Petersen with enhancement according to Seidel.

In Clause G.1, the method is described for an L-Flange connection, but can be extended analogously for a T-Flange connection.

The circular ring flange connection is reduced to a segment model with only one bolt (see Figure G.1). The tension stress in the tower shell needs to be transferred into an equivalent tension force Z , which acts on the tower wall of the segment model.

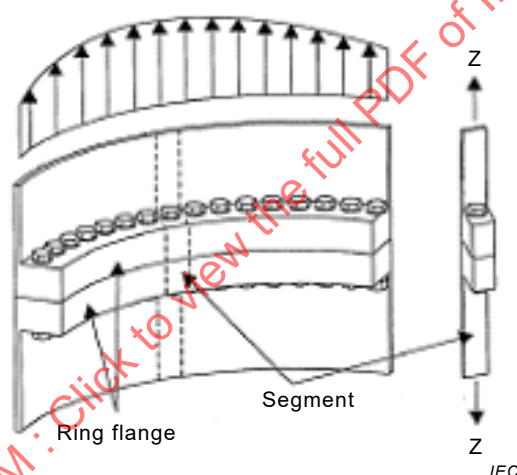


Figure G.1 – Simplification of system to segment model

G.1.2 Calculation method

For the ultimate limit state, it shall be proven that the ultimate tension force Z in the tower wall of the segment model is lower than the allowable limit tension resistance force F_u :

$$Z \leq F_u \quad (\text{G.1})$$

The allowable limit tension resistance force F_u is calculated as minimum value of the following four failure modes. In Figure G.2 and Figure G.3, the areas of potential plastic hinges in the segment model and the geometric parameters as used in the subsequent calculation rules are presented.

For the application of this method, the ratio of alb (see Figure G.3 for definition) shall be limited to $alb \leq 1,25$.

- Failure mode A ("failure of bolt")

$$F_u = F_{t,R} \quad (G.2)$$

- Failure mode B (failure of bolt and plastic hinge in flange or tower shell ($M_{pl,3}$)):

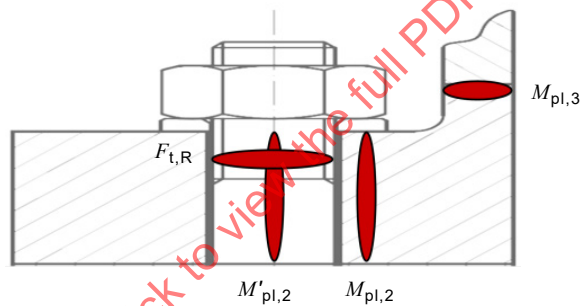
$$F_u = \frac{F_{t,R} \cdot a + M_{pl,3}}{a + b} \quad (G.3)$$

- Failure mode D (plastic hinges in flange in the bolt hole centre plane ($M'_{pl,2} + \Delta M_{pl,2}$) and in the flange or tower shell ($M_{pl,3}$)):

$$F_u = \frac{M'_{pl,2} + \Delta M_{pl,2} + M_{pl,3}}{b} \quad (G.4)$$

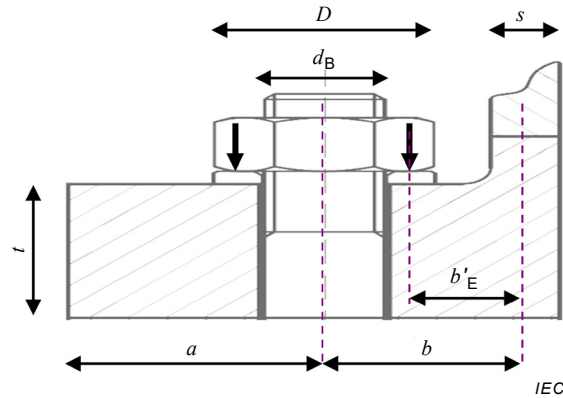
- Failure mode E (plastic hinges in the flange next to the bolt hole ($M_{pl,2}$) and in the flange or tower shell ($M_{pl,3}$)):

$$F_u = \frac{M_{pl,2} + M_{pl,3}}{b'_E} \quad (G.5)$$



IEC

Figure G.2 – Locations of plastic hinges for different failure modes

**Key**

D outer diameter of washer, if "outer diameter of washer" – "width across flat of nut" $\geq 2 \cdot$ "height of washer". Otherwise D shall be limited to "Width across flats of nut" + $2 \cdot \tan 45^\circ \cdot$ "height of washer"

d_B borehole diameter

s wall thickness

t flange thickness (without weld neck)

a distance between flange edge and centreline of borehole

b distance between centreline of borehole and centreline of wall thickness

b'_E distance between middle of washer width and centerline of wall thickness

Figure G.3 – Geometric parameters

The resistance on the bolt for yielding and the flange and the tower shell for plastic hinges is calculated according to the following formulas:

Yielding limit force of the bolts:

$$F_{t,R} = 0,9 \cdot A_s \cdot \frac{f_{ub}}{1,25} \quad (G.6)$$

Resistance of the flange for plastic hinges in the perimeter of the bolt hole:

$$M'_{pl,2} = \frac{c' \cdot t^2}{4} \cdot f_{y,d,FI} \quad (G.7)$$

using $c' = c - d_B$ with c as width of the segment

$$M_{pl,2} = \frac{c \cdot s^2}{4} \cdot f_{y,d,FI} \quad (G.8)$$

$$\Delta M_{pl,2} = \frac{F_{t,R}}{2} \cdot \frac{D + d_B}{4} \quad (G.9)$$

Resistance of the tower shell/ lange for plastic hinges in/close to the tower shell:

$$M_{pl,BI} = \frac{c \cdot s^2}{4} \cdot f_{y,d,BI} \quad M_{pl,FI} = \frac{c \cdot t^2}{4} \cdot f_{y,d,FI} \quad (G.10)$$

with $F_{y,d,BI}$ as the design yield strength of the tower wall and $f_{y,d,FI}$ as the design yield strength of the flange

including interaction:

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{pl,N,BI} = \left[1 - \left(\frac{N}{N_{pl,BI}} \right)^2 \right] \cdot M_{pl,BI} \\ M_{pl,3} = \min. \\ M_{pl,V,FI} = \left[1 - \left(\frac{V}{V_{pl,FI}} \right)^2 \right] \cdot M_{pl,FI} \end{array} \right. \quad (G.11)$$

where

N, V are the limit tension resistance force ($= F_u$);

$N_{pl,BI}$ is the normal force of tower wall segment at material yield limit ($= f_{y,d,BI} \cdot s \cdot c$);

$V_{pl,FI}$ is the shear force of flange body segment at material yield limit ($= f_{y,d,FI} \cdot t \cdot c/\sqrt{3}$).

The calculation of $M_{pl,3}$ requires an iterative calculation procedure due to the interdependency of the resistance of plastic hinges in flange and tower shell with the normal force and transversal shear force.

Because of the interaction of axial stresses due to bending and tension in the tower shell and the interaction of stresses due to transversal force and bending in the flange, the calculation of $M_{pl,3}$ requires an iterative calculation procedure.

NOTE Further explanation on the method can be found in [2].

G.1.3 Extension by Tobinaga and Ishihara

If flanges are used where the ratio a/b is higher than 1,25, the location of the equivalent reaction force point moves outward from the inner edge of the flange by elastic deformation when the bolt first reaches its ultimate capacity.

This implies that further bolt lengthening is required to develop the full plastic limit state, in which the reaction force acts at the inner edge of the flange and the plastic hinge in the tower wall has developed. Unless more advanced models, which are taking the possible elongation of the bolt before rupture into account, are used, the extension described in G.1.3 may be used. It provides a conservative estimate of the limit state capacity, for which the required elongation of the bolt is limited.

When the conditions defined in the Formulas (G.16) and (G.17) are fulfilled, failure mode B can use a' (equivalent flange inner length due to elastic deformation of flange) instead of a (flange inner length) by using Formula (G.12).

Regarding failure mode B, a' instead of a can be used [1] for $1,25 < a/b \leq 2,25$:

$$a' = \lambda a \quad (G.12)$$

where

$$\lambda = 1 - (1 - \alpha^\beta)^5 \quad (G.13)$$

$$\alpha = t/(a+b) \quad (G.14)$$

$$\beta = (a/b - 1,25)^{0,32} + 0,45 \quad (\text{G.15})$$

Formula (G.12) is only applicable provided the following conditions are fulfilled:

- Condition 1: Aspect ratio of flange section α :

$$-0,12a/b + 0,55 \leq \alpha \leq 1 \quad (\text{G.16})$$

- Condition 2: Inner/outer length ratio of flange a/b :

$$1,25 \leq a/b \leq 2,25 \quad (\text{G.17})$$

where

λ is the modification factor of a (-);

α is the aspect ratio of flange section (-).

Figure G.4 shows the modification factor λ for different α .

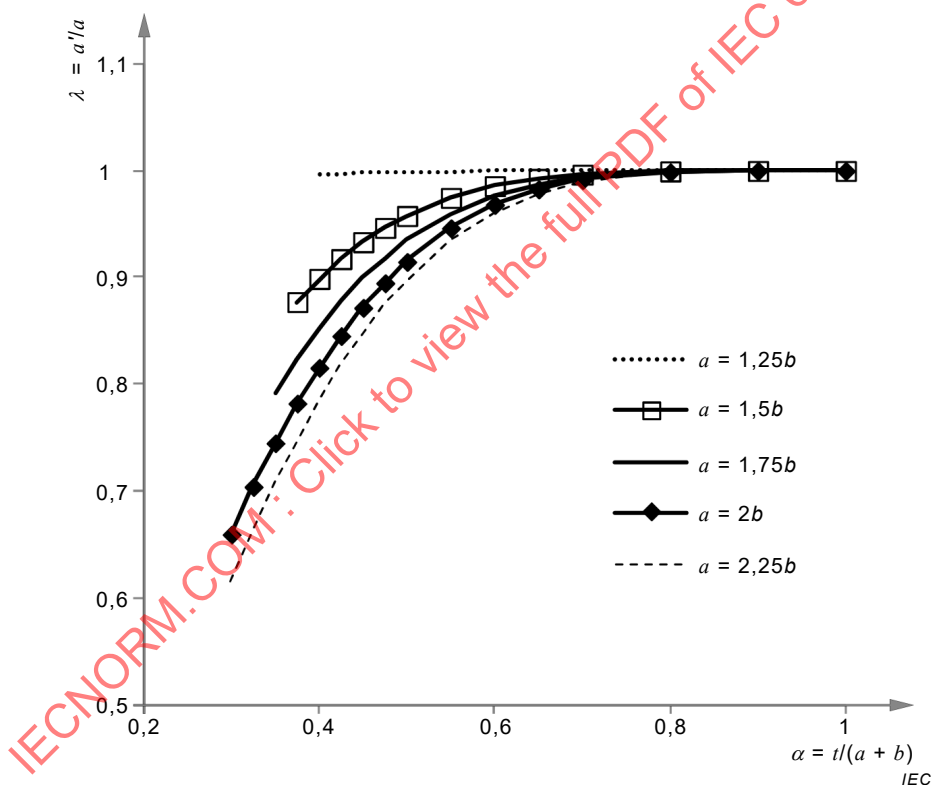


Figure G.4 – Modification factor λ for different α [1]

G.2 Method for fatigue strength analysis according to Schmidt/Neuper

G.2.1 Basics

For the calculation method according to Schmidt/Neuper, the non-linear relation of tension force in the bolt, F_S , based on tension force on a segment of the bolted flange connection Z is approximated by a tri-linear approach (see Figure G.5).

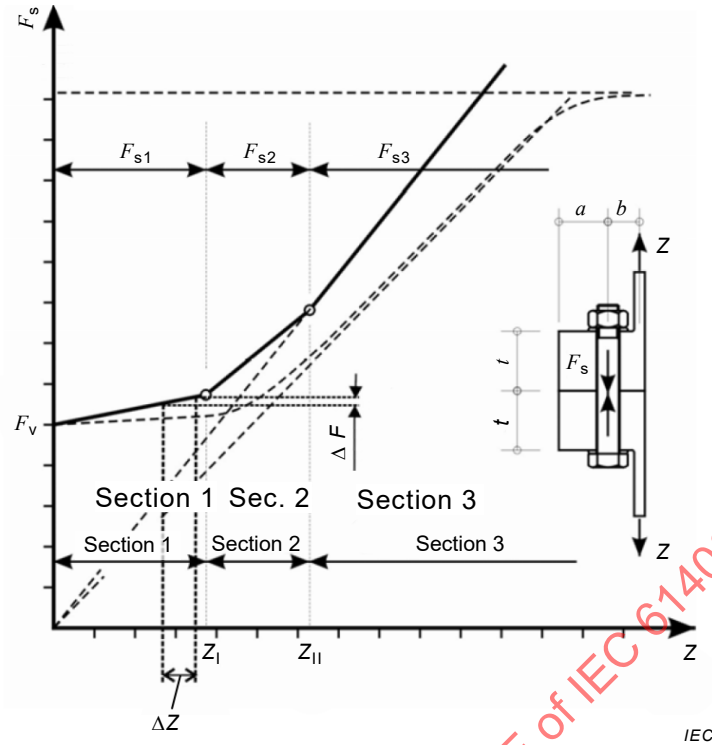


Figure G.5 – Tri-linear approximation of the non-linear relation between bolt force and tension force of the bolted connection

The calculation method of Schmidt/Neuper is used to derive bolt loads in a pre-tensioned flange connection that is subject to tension load. It is based on a combination of the elastic strut-and-tie model according to Petersen and a spring model for the pre-tensioned bolts.

The calculation method can only be applied for flange connections that comply with the flatness tolerances listed in 6.7.2 and if the maximum (inside) taper is limited to 2° (allowed inclination of the washer surface with respect to the bolt axis) under full design preload of the bolts.

In G.2.2, the method is described for an L-flange connection, but can be extended analogously for a T-Flange connection.

G.2.2 Formulas for the tri-linear approximation

The three straight lines that represent the relation between bolt force F_s and tension force of the bolted connection Z can be derived by the following (see also Figure G.5):

Section 1:
$$F_{s1} = F_{p,C} + p \cdot Z$$

Section 2:
$$F_{s2} = F_{p,C} + p \cdot Z_I + \left[\lambda^* \cdot Z_{II} - (F_{p,C} + p \cdot Z_I) \right] \cdot \frac{Z - Z_I}{Z_{II} - Z_I} \quad (G.18)$$

Section 3:
$$F_{s3} = \lambda^* \cdot Z$$

The transition between the sections of the curve is defined by the values Z_I and Z_{II} :

$$Z_I = \frac{a - 0,5 \cdot b}{a + b} \cdot F_{p,C} \quad (G.19)$$

$$Z_{II} = \frac{1}{\lambda^* \cdot q} \cdot F_{p,C} \quad (G.20)$$

The load factor of the tension spring p , the load factor of the compression spring q and the auxiliary parameter λ^* are defined as:

$$p = \frac{c_s}{c_s + c_d} \quad (G.21)$$

$$q = \frac{c_d}{c_s + c_d} \quad (G.22)$$

$$\lambda^* = \frac{0,7 \cdot a + b}{0,7 \cdot a} \quad (G.23)$$

where

C_s is the spring stiffness of the tension spring (representing the bolts);

C_d is the stiffness of the compression spring q (representing the compressed parts);

a, b are geometric parameters.

The stiffness of tension and compression spring may be calculated according to VDI 2230 [4] (or equivalent).

G.3 Reference documents

- [1] I.TOBINAGA, I., Ishihara, T., A study of action point correction factor for L-type flange of wind turbine towers, Wind Energy, 21(9), 801-806, 2018
- [2] SEIDEL, M.: Zur Bemessung geschraubter Ringflanschverbindungen von Windenergieanlagen. Hannover. Schriftenreihe des Instituts für Stahlbau (Heft 20). Aachen: Shaker 2001
- [3] PETERSEN, C.: Stahlbau, 3.Auflage Braunschweig, Wiesbaden, Vieweg Verlag 1993
- [4] SCHMIDT, H.; NEUPER, M.: Zum elastostatischen Tragverhalten exzentrisch gezogener L-Stöße mit vorgespannten Schrauben, Verlag Ernst & Sohn, Stahlbau 66 (1997), Vol. 3, p. 163-168
- [5] VDI 2230. VDI 2230 – Part 1: Systematic calculation of highly stressed bolted joints with one cylindrical bolt. November 2015

Annex H (informative)

Crack control – Guidance on 7.9.3

H.1 General

The information presented in Annex H provides guidance for the crack control to comply with 7.9.3.

H.2 Crack control based on Eurocode 2

The crack width shall be limited in accordance with the methods given in EN 1992-1-1:2004, 7.3, and the corresponding national annex.

In reference to Table 7.1N in EN 1992-1-1:2004, the loads of the S1 load level shall be applied for the characteristic and rare load combinations, the S2 load level for the frequent load combination and the S3 load level for the quasi-permanent load combination.

The loads shall be superimposed with temperature actions as defined in 7.2.3.1.

For pre-stressed concrete structures in corrosive environmental conditions, lower crack width limits may be advisable.

H.3 Crack control based on Japanese standards

The crack width may be limited in accordance with the methods given in JSCE Guidelines for Concrete [1] [2] and applied for S1 load case.

The crack width of reinforced concrete structures shall be limited to $0.005c$ defined in Table H.1. Depending on the environmental condition for the reinforcement corrosion, appropriate numbers shall be taken.

NOTE c is the outer distance from steel bar set the most outside (Nominal cover). $c \leq 100$ mm is the standard situation.

However, maximum limitation is 0,5 mm.

On the pre-stressed concrete structures shall be limited to $0,004c$ defined on Table H.1.

However, maximum limitation is 0,3 mm.

This limit is for PRC structures (partially prestressed concrete structure).

PRC structure is designed to allow cracks by using reinforcement.

PC structure is designed so that it does not allow the cracks for all load cases. The concrete stress at outermost edge is lower than the allowable tensile stress of concrete.

Table H.1 – Limit value of crack width based on Japanese standards [1]

Type of reinforcement	Environmental conditions for reinforcement corrosion		
	Normal	Corrosive	Severely corrosive
Deformed bars and plain bars	0,005c	0,004c	0,0035c
Prestressing steel	0,004c	No decompression	No decompression

H.4 Crack control based on ACI 318

The crack width may be limited in accordance with the methods given in ACI 318-14. Based on ACI 318-14 for distribution of flexural reinforcement in beams and one-way slabs, the stress reinforcement closest to the tension face at service load should be computed based on the characteristic load combination (S1) moment.

The stress from the S1 moment is used to calculate maximum spacing requirements in ACI 318-14:2014, 24.3. Improved crack control is obtained when the steel reinforcement is well distributed over the zone of maximum concrete tension. Table 24.3.2 of ACI 318-14:2014 provides maximum spacing of bonded reinforcement in non-prestressed and Class C prestressed one-way slabs and beams. ACI 318-14:2014, Article R10.6.4 states: "Crack widths in structures are highly variable". In ACI 318 codes before the ACI 318-99, provisions were given for distribution of reinforcement that was based on empirical equations using a calculated maximum crack width of 0,4 mm. The current provisions for spacing are intended to limit surface cracks to a width that is generally acceptable in practice but may vary widely in a given structure. ACI 224R-01:2001, Table 4.1, presents a "Guideline for reasonable crack widths reinforced concrete under service loads" in Chapter 4, which is titled "Control of cracking in flexural members".

H.5 Reference documents

- [1] JSCE Guidelines for STANDARD SPECIFICATIONS FOR CONCRETE STRUCTURES, 2012 (available in Japanese)
- [2] JSCE Guidelines for Concrete No.15 STANDARD SPECIFICATIONS FOR CONCRETE STRUCTURES, 2007
- [3] ACI 318-14:2014, Building Code Requirements for Structural Concrete, American Concrete Institute, 2014
- [4] ACI 318-99, Building Code Requirements for Structural Concrete, American Concrete Institute, 1999
- [5] ACI 224R-01:2001, Control of Cracking in Concrete Structures, American Concrete Institute, 2001

Annex I (informative)

Finite element analysis for concrete

I.1 General

Structural concrete is a complex composite material in which the concrete and reinforcements exhibits inelastic and time-dependent response characteristics. The first step in the conduct of a finite element analysis (FEA) is to define the objective(s) of the analysis clearly as this will control the selection of the computation tools, the information needed to conduct the analysis, the modelling approach and the interpretation of the results. A FEA analysis may be conducted for a variety of reasons, including the need to:

- 1) consider inelastic material properties,
- 2) model a complex geometry,
- 3) determine load capacity,
- 4) determine displacement capacity and ductility,
- 5) predict stiffness and performance under service loads,
- 6) predict performance under fatigue loads,
- 7) predict performance under ultimate loads,
- 8) investigate sensitivity to design assumptions,
- 9) predict dynamic response, and
- 10) evaluate a rehabilitation strategy, as well as other reasons.

The accuracy and value of a FEA analysis is controlled by the applicability of the selected models and parameter values, the conduct of a sensitivity analysis to assess uncertainties, and thorough interpretation of the predicted response via checking and benchmarking. In addition to stiffness, strength, and ductility, and depending on the sophistication of material models and analysis techniques, FEA may be used to predict the full load-deformation response of structures including displacements and strain in the concrete, crack widths, crack spacing, strains and stresses in the reinforcement, bond stresses, and other response characteristics.

I.2 Order and type of elements

There are several types of elements that can be used in a FEA, including truss, beam, plate, shell, 2D solid, and 3D solid elements. The first four of these assume that plane sections remain plane (i.e. linear distribution of strain through thickness of member), while the latter two are more general. There are subdivisions within these element types that can significantly affect predicted response, including how shear stresses are distributed through the thickness of the section, the order and type of the elements, and the number of integration points within the element. The modelling of reinforcement may be done in one of three ways. The reinforcement may be modelled as truss bars that are connected at nodes within the model; in this situation, the geometry of the elements should be selected to maximize the number of nodal connections of the truss bar where appropriate. A second way to model reinforcement is for the user to directly distribute (smear) the effects of the reinforcement over the dimensions of the element through which the reinforcement passes. A third way is similar to the second but rather where the analysis program automatically embeds the effect of the reinforcement in the elements through which it passes; this has the benefit of not constraining the geometry of the FEA model, and in most cases will result in a more appropriate effect on the stiffness of elements than user-defined smearing of the reinforcement. The use of an interface/contact element may be needed to capture sliding on a surface, or may also be used to model bond slip between reinforcement and concrete. The effects of prestressing may be accounted for by applied forces at nodes, an effective prestrain, and/or a temperature change in one material.

I.3 Constitutive modelling

The stress-strain response of reinforced concrete is highly inelastic. The response of concrete in compression depends on the compressive strength of the concrete, levels of transverse straining(s), and the effect of confinement. This compressive response can range from linear elastic until brittle fracture, to becoming inelastic at less than one-half of the compressive capacity and exhibiting significant plasticity under peak stresses. The response of concrete in tension may be considered to be linear until the point of concrete cracking. Post-cracking, there is still some tension transferred at the face of the crack through tension softening. Between cracks, concrete may carry a large portion and even the majority of the total tension force being transmitting across a region. The effect of cracking due to shrinkage can significantly reduce the stiffness of both the compressive and tensile response of the concrete, while creep may result in more than twice the otherwise expected displacement. In many cases, degradation in bond between concrete and reinforcement that results in splitting cracks can have a significant effect on performance. In lightly-reinforced structures, the response may be dominated by individual cracks for which fracture mechanics (including microplane models) approaches and fracture energy may need to be considered. If the transfer of shear stress across cracks is important, an interface element will be needed that can account for the influence of opening stiffness, crack roughness, and slip on performance. The full inelastic characteristics of the reinforcement may need to be considered. In indeterminate structures, the effect of changes in temperature, temperature gradients, and time dependent characteristics may also need to be considered.

I.4 Solution methods

There are several solution methods for a FEA, and it is important to have a sufficient understanding of the different aspects of an analysis, and of the convergence criteria that govern the ability to achieve a reliable solution. The setting of very tight convergence criteria can result in a prohibitively long time to conduct an analysis, as well as a solution not being achieved (i.e. a lack of convergence) for imposed loadings or displacement. On the other hand, convergence criteria that are too loose can result in unrealistic solutions being achieved as well as the solution path deviating from what could be more accurately predicted.

FEA methods apply principles of mechanics, equilibrium of forces, compatibility of displacements, and constitutive (stress versus strain) laws. They utilize matrix-based solution methods. FEA programs for structural concrete usually require an iterative solution method that is controlled by convergence criteria. These criteria and other factors relax the satisfaction of equilibrium, compatibility, and the law of conservation of energy. Most finite element analysis programs for modelling concrete structures have taken an implicit approach in which the solution only depends on the state in the previous analysis step, and where large steps in the imposed loading or displacement in the analysis can be taken. This is opposed to an explicit approach that is sometimes used to model structures when time-dependent effects are critical, and which is particularly important for structures subjected to impact. In an explicit analysis, very small time steps are needed.

I.5 Implicit approach

The implicit approach usually uses a direct stiffness method, as opposed to a flexibility method. The most common direct stiffness method uses a tangent predictor-corrector formulation in which a solution is estimated using a tangent stiffness matrix. Next, inelastic constitutive relationships are used to produce an updated stiffness matrix (corrector step). When the two updated values are deemed sufficiently close to those in the matrix calculations, then a converged solution is deemed to have been achieved. These tangent stiffness formulations have greater difficulty converging when there are discontinuities in constitutive properties, such as the cracking of concrete. These can usually be overcome by arc-length methods. Another solution strategy is to use secant-based methods for defining element stiffness values. Such methods provide an inherently more stable convergence even with materials that are less stable.

1.6 Steps in conducting of a finite element analysis

The conduct of a FEA shall include the following steps, as applicable:

- 1) clearly define objectives for the analysis;
- 2) select a FEA program that is able to model all aspects of performance critical to the study;
- 3) identify all input variables and model selection options;
- 4) obtain specified and available in-situ material properties using mean values rather than characteristic values when appropriate;
- 5) make condition assessments of existing structures if this is relevant;
- 6) create the numerical model using as built geometry when appropriate; define boundary conditions including range of possible support conditions, and include non-structural elements when appropriate;
- 7) define the load cases to consider, including load path and environmental conditions;
- 8) conduct a linear-elastic analysis with mesh sensitivity investigation for all relevant load cases;
- 9) design and conduct inelastic parametric analyses;
- 10) conduct sensitivity analysis of all assumptions.

The predicted response of a structure from a finite element analysis is highly dependent on modelling selections and assumptions. It is not uncommon for predicted strength, stiffness, and ductility to differ by more than a factor of two between what initially appears to be appropriately-built models. Consequently, it is critically important that the user develop and test the model at every stage in the development process, and evaluate the effect of modelling assumptions at every opportunity. The selected model should be only as complicated as needed to achieve the purpose of the investigation.

1.7 Checking results

It is important to check the results of finite element analyses, and to assess the sensitivity of the results to all variables in the analysis. The sensitivity of results to the selected mesh size should be checked by conducting analyses with different size meshes until two analyses with adjacent mesh sizes give similar results. While it is generally true that a finer mesh provides more realistic results for structures composed of linear-elastic materials, a minimum mesh size is essential for application of some material models for structural concrete. It is important to assess the sensitivity of the results to model and parameter values so as to quantitatively determine the sensitivity of predicted performance (stiffness, strength, ductility) to uncertainties. This may be necessary to be done in a fully rigorous manner, such as by conducting a Monte-Carlo analysis for a fully probabilistic based design or condition assessment. It is often not possible to conduct a full parametric evaluation because of the number of analyses required. A large number of analyses are needed because the principle of superposition does not apply for inelastic structures nor is performance proportional to imposed loading or displacements. Thus, a combination of insight and informed trials are needed to carefully plan the sensitivity study. This plan is also influenced by the design or assessment approach, such as whether a partial safety-factor or global resistance method is being adopted.

Additional guidance on the application of FEA for concrete structures is available in the fib "Practitioners' Guide to Finite Element Modelling of Reinforced Concrete Structures" [1]. An overview of the mechanics of structural concrete is presented in Non-Linear Mechanics of Reinforced Concrete by Maekawa et al. [2].

I.8 Reference documents

- [1] fib Task Group 4.4 Computer Based Modelling and Design, "Practitioners' Guide to Finite Element Modelling of Reinforced Concrete Structures", International Federation for Structural Concrete (*fib*), State-of-the-Art Report, Bulletin 45, 2008
- [2] Maekawa, K., Okamura, H., and Pimanmas, A., "Non-Linear Mechanics of Reinforced Concrete", CRC Press, 2003

IECNORM.COM : Click to view the full PDF of IEC 61400-6:2020

Annex J (informative)

Tower-foundation anchorage

J.1 General

The basic function of the tower-foundation anchorage is to transfer tower loads to the foundation safely and without operational hindrances for the design lifetime of the structure. There are two common solutions for connecting steel towers to foundations: embedded metal forms and anchor bolt cages.

An embedded metal form is a short tower section that is cast into the reinforced concrete foundation and then bolted to the remainder of the tower via conventional flange-to-flange tower connections.

A bolt cage anchorage consists of bolts attached to the tower base flange and terminated in the foundation concrete using a steel ring plate, washers, and nuts. The bolts are designed with post-tensioning and the flange is typically a T-flange that is welded to the tower shell. The tower base flange rests atop a bed of grout which is used to spread the high contact pressure to the lower strength foundation concrete. Spreader plates have also been used to transition stresses from the tower base flange to the grout.

Other anchorage systems are possible, but the foregoing two systems are the most common wind turbine tower anchorages.

J.2 Embedded anchorages

The design of embedded metal form anchorages shall be carried out using conventional reinforced concrete practice with due consideration for fatigue and serviceability. The overall anchorage pull-out capacity shall be shown to be sufficient. The assumed load path shall take due account of the relative flexibility of the steel and concrete sections which may lead to the elastic load path being significantly different to the ultimate load path.

Critical concrete verifications include bearing at the metal form bottom edge and punching shear of the concrete under the metal form. With respect to fatigue, the presence of cyclic concrete stresses of changing sign and the absence of a preload mechanism shall be recognized. In practice, this is often addressed through the provision of tensile load path in reinforcing only which typically leads to amounts of reinforcing that exceed amounts anticipated based on ultimate stresses alone.

With respect to serviceability, the anchorage design shall ensure that the joint between the metal form and the concrete remains closed or sealed throughout the life. Water ingress into the space around the anchoring flange can lead to erosion of the concrete and loosening of the embedment. Care shall be taken to ensure that applied load do not cause significant opening of the interface. Extra care shall be taken for concrete consolidation around the embedded flanges at which the tower loads are reacted for embedded tower sections.

In addition to these considerations, a short tower section used as an embedded anchorage shall be subject to all the design requirements of steel tower sections though account can be taken of the concrete resisting displacement in buckling.

J.3 Bolted anchorages

Bolted anchorages involve an assemblage of elements typically including the tower base flange, sleeved post-tensioned anchor bolts, grout beneath base flange, concrete beneath the grout, washers, nuts and an embedded ring plate at the bottom of the bolt cage.

The design and selection of the various elements of a bolted anchorage shall consider the interdependence and interactions of these elements. Anchor bolts connections shall be designed according to applicable standards for steel and concrete construction with due consideration for fatigue, corrosion, stiffness, and the load share of each of the jointed elements. Tolerances on hole and bolt sizes, as well as on their eccentricities, shall be specified and the prying forces resulting from gaps and eccentricities shall be considered in stress calculations.

In addition to verification of the different elements, the bolted assembly shall be adequately anchored to the foundation below through reinforcing that transfers the tower loads to the foundation. All elements that are part of the assembly as well as those anchoring the assembly to the foundation shall be verified for ultimate stresses and fatigue life.

J.4 Grout

The grout bed serves to spread high contact stresses under the tower base flange to lower strength foundation concrete.

The grout bed shall be designed to resist the applied loads and the bolt preload forces with due consideration for fatigue. The grout shall be designed with due consideration of the base flange interface and selected with due regard to service climatic conditions such as precipitation and freeze/thaw cycling. The grout shall be specified for long term strength as well as the minimum strength required at different construction stages (e.g. tower/turbine erection and anchor bolt post-tensioning).

Preferably, the grout should have reached its full design strength at the time of post-tensioning.

High performance grouts used in the wind industry require special care in specification and installation. Adherence to grout manufacturer's installation procedures and the involvement of the grout manufacturer whenever possible are recommended.

J.5 Anchor bolts

Anchor bolts shall be post-tensioned and it is recommended that the specified preload should be sufficient, after accounting for losses and installation tolerances, to ensure compression in the concrete under the S1 load according to 5.4.3.2. Losses due to creep, shrinkage and relaxation can be rather substantial. Anchor bolt preload is critical for durability and fatigue resistance of the bolted joint. Therefore, anchor bolt preload shall be maintained for the entire design lifetime of the structure through such measures as the implementation of a preload monitoring and maintenance program. Toughness of the bolt material shall also be considered for inclusion in material specification particularly for cold climate sites. For requirements, see 6.3.3.

J.6 Embedded ring

Embedded ring bending capacity and stiffness shall be verified in the radial and circumferential direction with due consideration to embedded ring construction (as a continuous or segmented beam). Bearing of the concrete in contact with the embedded ring shall also be verified.

J.7 Anchorage load transfer

Whether for embedded or bolted anchorages, shear and moment load transfer from the tower or the anchorage itself to the remainder of the foundation shall be ensured for ultimate and fatigue loading. For bolted anchorages, regions of concrete kept in compression using pre-loaded bolts and stress free regions should be identified and designed with due consideration for strain compatibility. The application of methods developed for classical concrete structures shall take into account the size and geometry typical of wind turbine foundations.

IECNORM.COM : Click to view the full PDF of IEC 61400-6:2020

Annex K (informative)

Strut-and-tie section

K.1 General

In the strut-and-tie design method, an idealized truss is designed to carry forces through a discontinuity (D)-region as illustrated for the design of the deep beam that is shown in Figure K.1 a) and b). A simple strut-and-tie (or truss) model is selected for the flow of forces that consists of compressive struts that run from the point of loading to the supports, and a tension tie between these two supports that carries the horizontal components of these diagonal compression struts. After calculating the factored loads in the strut "C" and tie "T", the design involves ensuring that the compressive capacity of the struts (area) $\times$ (stress limit) is greater than "C", and that an adequate amount of reinforcement is provided so that its tie strength (area) $\times$ (stress limit) is greater than "T". In addition, the capacity of the nodes shall be checked.

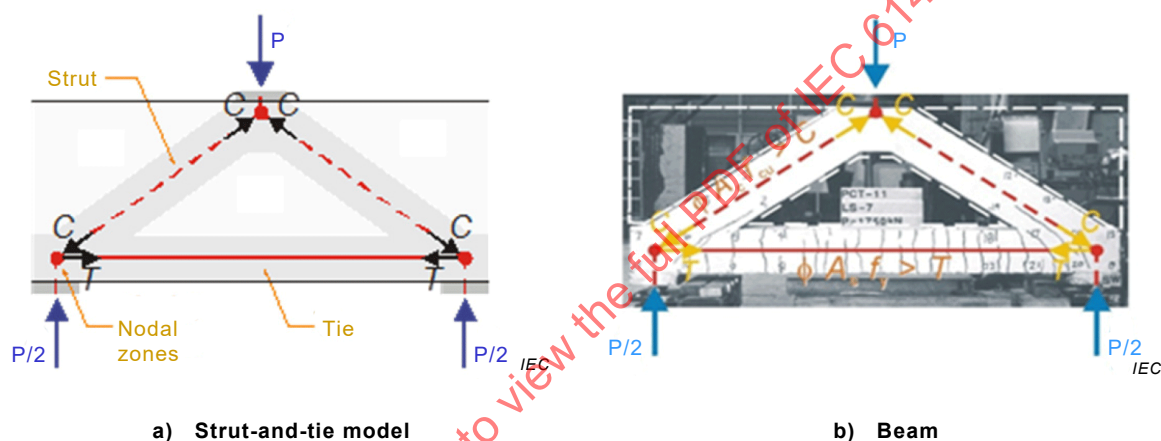


Figure K.1 – Example for the design of a deep beam using the strut-and-tie method

As illustrated in Figure K.1 and Figure K.2 a), b) and c), for many cases the shape of a suitable strut-and-tie model is easy to identify.

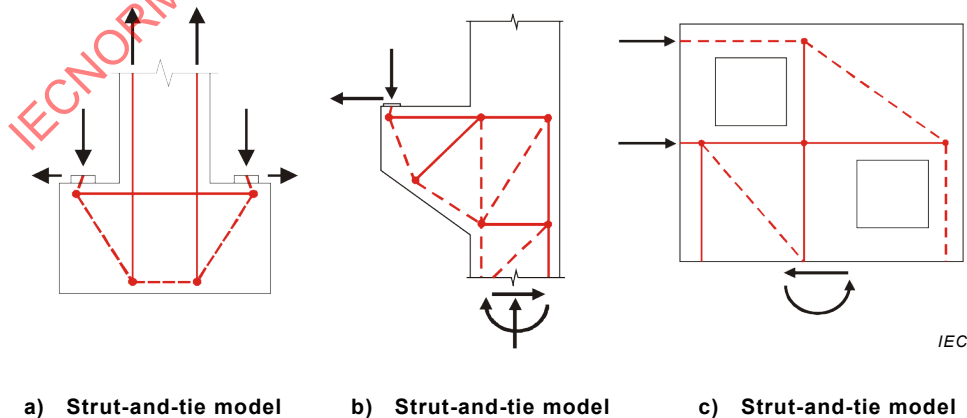


Figure K.2 – Simple shapes of strut-and-tie models

Even for such relatively simple design problems, there can be multiple suitable strut-and-tie model shapes as shown in Figure K.2. The basis of the strut-and-tie method gives the designer freedom in the selection of model shape, and providing that the selection is reasonable the member will have an ultimate strength that is equal to or greater than the calculated strength as the strut-and-tie method is a lower-bound design methodology. The performance of the designed structures under service and overloads will depend in part on the shape of the selected model. Thereby, designers with limited expertise in the theory and use of the strut-and-tie method are referred to as design examples and guidance in [5] to [17].

Figures K.3 a), b) and c) show examples for carrying load in a deep beam.

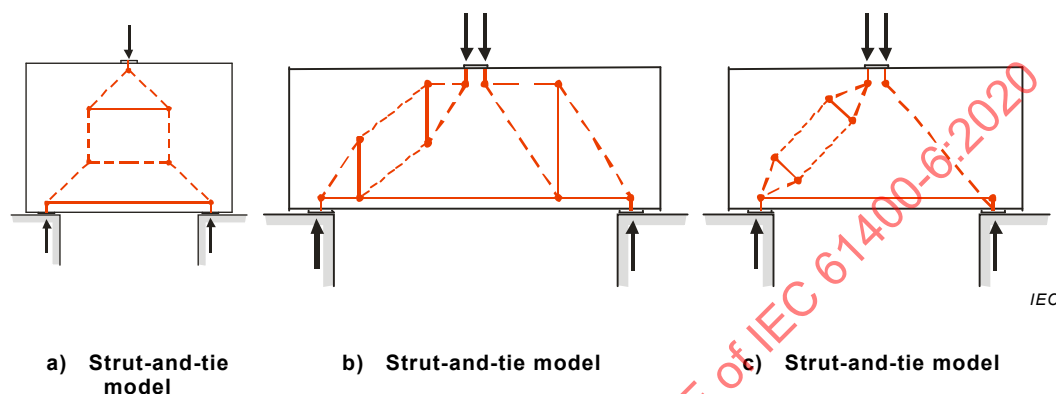


Figure K.3 – Three examples for carrying load in a deep beam

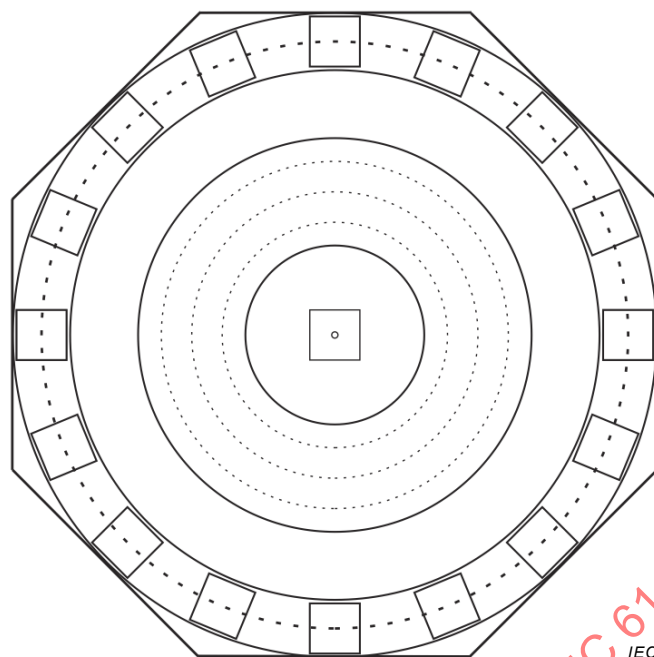
K.2 Example of a rock anchor foundation

An example is now given for a somewhat more complicated design problem in which a complex 3-dimensional strut-and-tie model is needed to complete a suitable design. This example is for the design of a rock-anchor foundation for a wind tower. The plan view of the footing for this wind tower is shown in Figure K.4 (a). As shown, 16 rock anchors are used to post-tension this foundation to the rock. Figure K.4 (b) shows that this anchoring force would flow down to the supporting rock as a fan-shaped strut that spreads in a radial inward direction; compressive stress trajectories are shown as dashed lines. The spreading of this force would create a radial tension at the base of the footing that would have to be carried by Tie A; tie forces are shown as solid lines. While not shown in this figure, this anchoring force would also spread from the top of the foundation in a circumferential direction. In accordance with the strut-and-tie modelling approach, it would be required to check the stresses in the concrete struts (or node) that is beneath the anchor plates (post-tensioning force)/(area of plate) is less than the compressive stress limit for concrete under this bearing condition. There is no need to check the conditions of the concrete at the base of the footing as this stress would be smaller than that at the top.

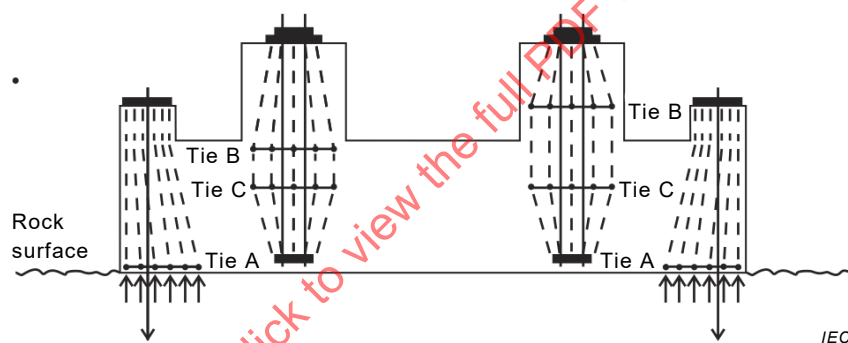
The tower is then bolted to this foundation via a ring of "tower anchor bolts" that extend from the top of the footing to an embedded anchor plate near the base of the foundation. Since the dimensions of the concrete are greater between the loaded plates than at the loaded plates, this compression would spread out between the plates as also shown in Figure K.4 (b). A strut-and-tie model for the flow of forces is shown in Figure K.4 (b) in which Tie B and Tie C are needed at the turning points (joints or nodes) of the compressive struts; the centre point of these nodes is denoted by solid dots. Reinforcement is required to equilibrate these tie forces, and this could be provided by radial-oriented reinforcing bars at the location of the ties shown in Figure K.4 (b). Note that the left and right sides of Figure K.4 (b) show a slightly different location for Tie B; this is a feature of the strut-and-tie method that the designer selects a load path, and then reinforces for the selected load path. Some designers find this flexibility to be disconcerting, but providing that reasonable selections are made, the strut-and-tie method has proven that this flexibility can be accommodated with good performance.

When the tower supports a lateral load due to wind effects, a significant downward compressive force will be transmitted from the ring on one side of the tower, and a significant upwards tensile force will be transmitted on the opposite side of the tower, as shown in Figure K.4 (c). On the tension side (right side in figure), this force may exceed the preload level and result in a tension force in the tie that runs from the top of the foundation through to the embedded plate near the bottom of the footing as shown in this figure. This tie force would be balanced at the joint (or node) at the bottom of this tie by the vertical component of diagonal compressive struts that spreads out from the base of the tie in the direction of the topside rock-anchor bolts and the other half of the footing. A portion of the diagonal compression force that runs towards the rock anchor is expected to run directly from the lower tower anchor plate to the rock anchor plate (strut "d" for direct), with the remainder to be carried by a truss type mechanism. The higher the shear-span-to-depth ratio, the larger the fraction to be taken via the truss mechanism. The fib (1999) Bulletin on the practical design of structural concrete [10] provides guidance for what portion of the load should be taken directly, what portion of the load should be taken indirectly, and how to distribute the tie reinforcement. The horizontal component of the diagonal compression forces that run to the node under the rock anchor plate shall be equilibrated by the horizontal tie at the top of the footing that is shown in Figure K.4 (c).

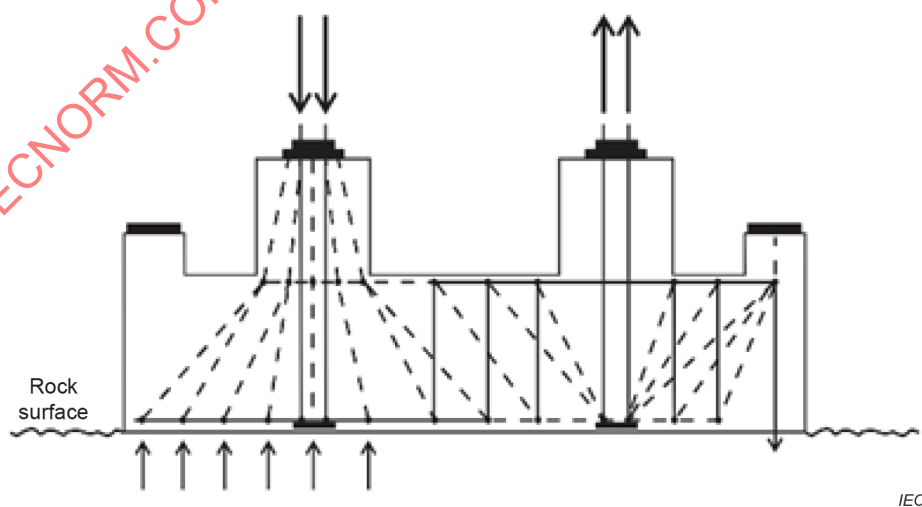
IECNORM.COM : Click to view the full PDF of IEC 61400-6:2020



a) Plan view of rock anchor foundation



b) Strut-and-tie model and anchoring



c) Strut-and-tie model for overturning moment

Figure K.4 – Strut-and-tie models for a rock-anchor foundation

The footing shall be designed for the summation of the loadings in Figure K.4 (b) and Figure K.4 (c), which may be taken as a simple linear superposition of demands. An effective radial tie could be provided by reinforcement that extends from beneath one rock anchor towards its counterpart on the opposite side of the footing. Since the wind may blow from any direction, a radial tie would be needed beneath and between all eight pairs of anchor plates. It is impractical to provide all tie reinforcement in this way as it would require eight different layers of ties; a viable design solution is to transition from radial ties to a square grid of ties as shown in Figure K.5. The strength and amount of reinforcement should be calculated using the web-shaped vertical segment as shown in Figure K.4 (c), and the grid reinforcement should be provided, with adequate splice length, so that the radial force component of the grid reinforcement is equal to or greater than the calculated demand.

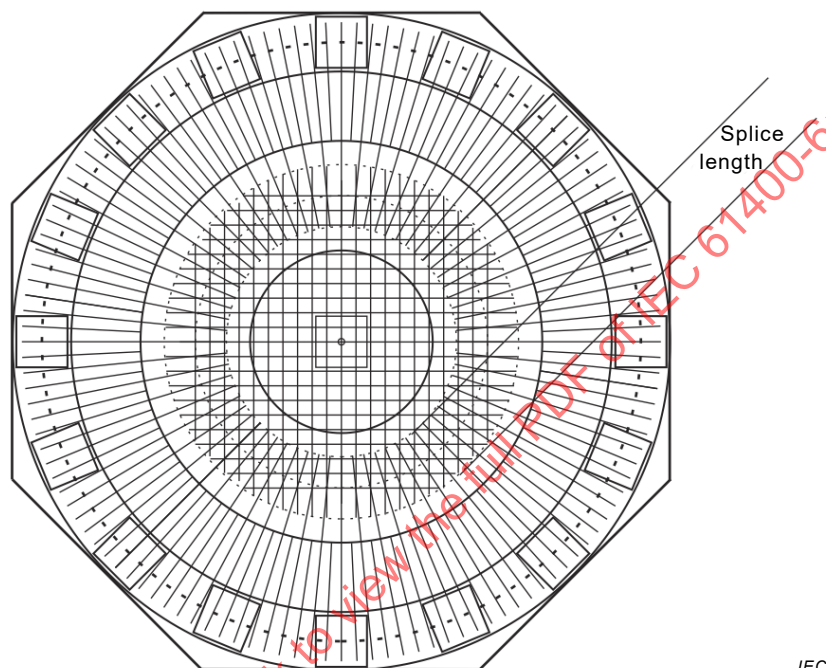


Figure K.5 – Top tie reinforcement in a rock-anchor foundation

Another challenge to this strut-and-tie design is that there are circumferential actions created due to the overturning moment and anchorages. As shown in Figure K.4 (c), when the overturning moment creates an uplift force that is transmitted down to the anchor point on the inner ring, a diagonal strut carries part of this load to the outside ring of rock anchors. A component of this upward diagonal compression is in the circumferential direction because the outside ring is larger in diameter and because the anchorages are not in a continuous ring. This will lead to a circumferential tension force at the top of the footing under the rock anchors for which circumferentially oriented bars should be placed to carry this tension, as denoted by the hollow circles in Figure K.4 (c).

K.3 Reference documents

- [1] CSA Committee A23.3 (2004), "Design of concrete structures for buildings", Standard A23.3-M04, Canadian Standards Association, Toronto, Ontario, 2004
- [2] ACI Committee 318 (2011), Building code requirements for structural concrete (ACI318-11) and commentary (ACI318R-11), American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2011
- [3] fib Model Code (2012b) Final draft, Volume 2, fib Bulletin 66, Fédération Internationale du Béton, Lausanne, Switzerland, 370 p., ISBN: 978-2-88394-106-9
- [4] AASHTO (2012), AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Customary U.S. Units, 6th Edition, American Association of State Highway Transportation Officials, Washington, DC, 2012

- [5] Müller, P. (1978), "Plastische berechnung von stahlbetonscheiben und –balken," Report No. 83, Institut für Baustatik und Konstruktion, Eidgenössische Technische Hochschule, Zürich, Switzerland, 1978
- [6] Marti, P. (1985), "Basic tools of reinforced concrete beam design," ACI Journal, Proceedings, 82(1), pp. 45-56
- [7] Schlaich, J., Schäfer, K., and Jennewein, M., "Toward a consistent design of structural concrete," PCI Journal, 32(3), 1987, pp. 74-150
- [8] Schlaich, M., and Anagnostou, G., "Stress fields for nodes of strut-and-tie model," Journal of Structural Engineering, ASCE, 116(1), 1990, pp. 13-23
- [9] Nielsen, M. P., Limit Analysis and Concrete Plasticity, 2nd Ed., CRC Press LLC, Boca Raton, FL., 1999
- [10] Practical Design of Structural Concrete, fib Bulletin September 1999, 113 p. ISBN: 978-1-874266-48-8
- [11] fib, Textbook on Behaviour, Design and Performance, Volume 3: Durability – Design for Fire Resistance – Member, Design – Maintenance, Assessment and Repair – Practical Aspects, Structural Concrete Textbook, first edition, 292 p., 1999
- [12] fib, Design examples for the 1996 FIP recommendations Practical design of structural concrete, fib Bulletin No. 16, 2002, 198 p., ISBN: 978-2-88394-056-7
- [13] Joint ACI/ASCE Committee 445, "Examples for the Design of Structural Concrete using Strut-and-Tie Models", Special Publication of the American Concrete Institute, No. 208, October, 2003
- [14] Mitchell, D., Collins, M.P., Bhide, S.B., and Rabbat, B.S., "AASHTO LRFD Strut-and-Tie Model Design Examples", Portland Cement Association
- [15] Martin, B.T., and Sanders, D.H., Verification and Implementation of Strut-and-Tie Model in LRFD Bridge Design Specifications", American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), November, 2007
- [16] Joint ACI/ASCE Committee 445, "Further Examples for the Design of Structural Concrete using Strut-and-Tie Models", Special Publication of the American Concrete Institute, No. 273, September, 2010
- [17] fib Task Group 1.1, "Design Examples for Strut-and-Tie Models", Bulletin No. 61 of the International Concrete Federation, 2011, 220 p. ISBN: 978-2-88394-101-4

Annex L (informative)

Guidance on selection of soil modulus and foundation rotational stiffness

L.1 General

The information presented within Annex L provides guidance for the evaluation of appropriate soil modulus and foundation rotational stiffness to comply with 8.5.2.

L.2 Soil model

Many models have been developed to relate the non-linear stress-strain characteristics of soil under loading. Site-specific models are not expected to be developed on a routine basis for all projects, and a generic approach may be adopted. Care shall be taken to identify the characteristics of the site-specific soil conditions which may invalidate the assumptions made in any generic stress-strain relationship.

Figure L.1 provides an example soil model based on a skeleton model published by Yi [1]. Many other models are available in published literature which account for differences in soil properties and stress history such as plasticity, voids ratio, over-consolidation ratio and number of cycles of loading. Vucetic and Dobry [2] provide a useful review of the effect of such parameters.

The stress-strain relationship is presented using normalised parameters, and this example assumes that ultimate soil capacity is reached at a strain of 1 %.

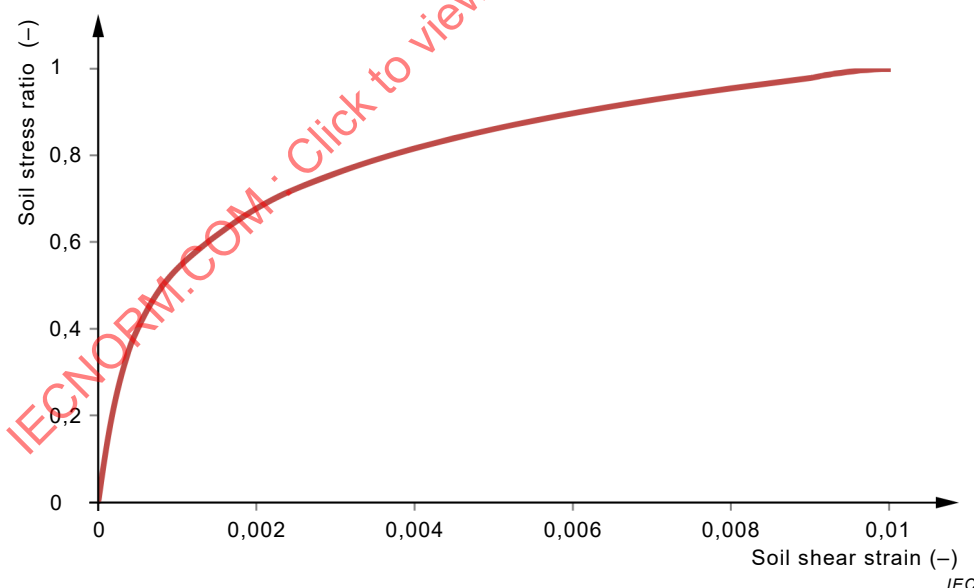


Figure L.1 – Example stress-strain relationship for soil

The soil stress experienced under serviceability conditions are normally a relatively low proportion of ultimate capacity. Loading and unloading of the soil during repeated cyclic loading may be idealised by travelling along a line approximately equal to the slope of the stress-strain plot at small strain. Some hysteresis will occur and the GIR should address whether this is likely to be significant for the specific soil being studied. Figure L.2 presents the general behaviour of soil undergoing loading and unloading cycles.

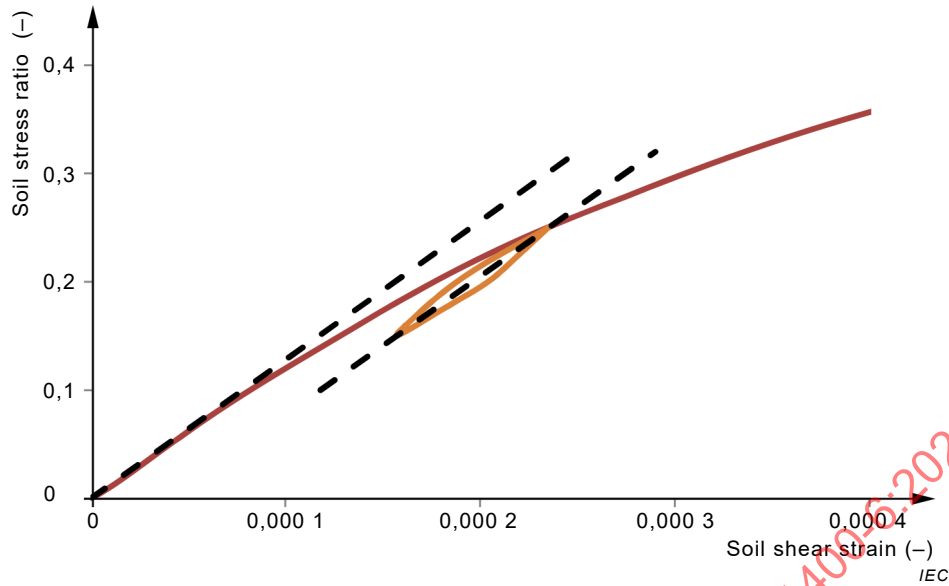


Figure L.2 – Loading and unloading behaviour of soil

The reduction of the slope of the stress/strain plot with increasing strain is indicative of reducing elastic and shear moduli. The reduction of soil shear modulus with strain level may be derived based on the following formula from Yi [1]:

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \frac{R_f}{1 - R_f} \left[\frac{\gamma}{\gamma_f} \right]^\alpha} \quad (\text{L.1})$$

where

G is the secant shear modulus at specific strain level γ ;

G_0 is the small-strain shear modulus at $\gamma = 0$ (initial tangent value);

R_f is $1 - G_f/G_0$ (assumed 0,95 in the above example) where G_f is shear modulus near soil failure;

γ_f is the soil strain near failure (assumed 0,01 in the above example);

α is the shape parameter of non-linearity (assumed 0,95 in the above example).

Figure L.3 illustrates this formula in graphical form:

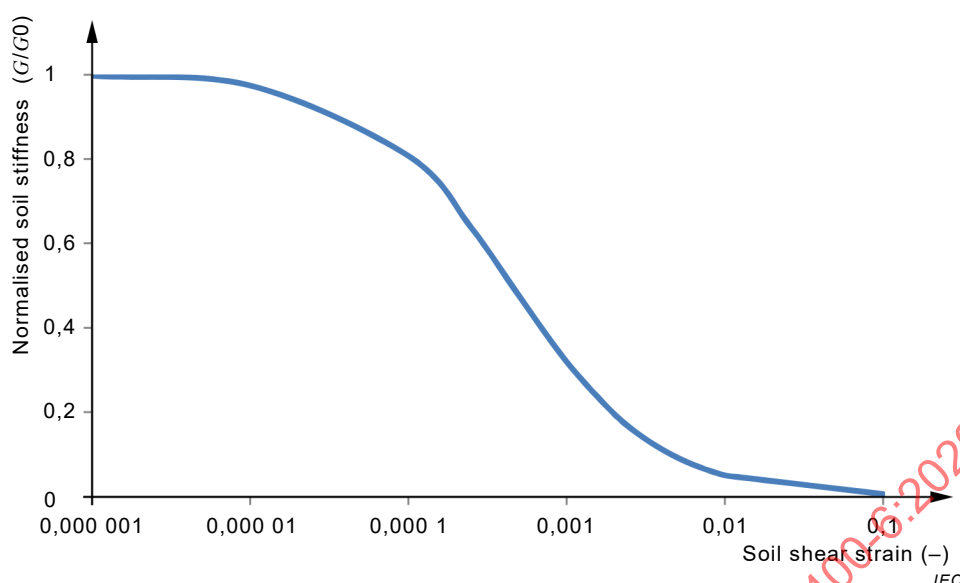


Figure L.3 – Variation of shear modulus with soil strain

The most reliable methods of obtaining site specific small-strain shear modulus (G_0) involve the use of geophysical methods to measure shear wave velocity through a representative zone of influence below the foundation. Such methods include multichannel analysis of surface waves (MASW) or cross-hole methods which are offered commercially in most regions. Alternatively, published correlations between other measured soil parameters and shear wave velocity may be used with caution, taking due consideration of correlation uncertainty. The following relationship allows the small-strain shear modulus to be derived:

$$G_0 = \rho v^2 \quad (\text{L.2})$$

where

G_0 is the small-strain shear modulus;

ρ is the soil density obtained from physical measurements;

v is the shear wave velocity.

L.3 Dynamic rotational stiffness

Dynamic foundation rotational stiffness shall be verified based on small-strain shear modulus.

The foundation rotational stiffness is a function of contact area; this shall be calculated for the S3 load level and any reduction of the contact area between the foundation and soil shall be accounted in the stiffness calculation.

The generic formula for the calculation of dynamic rotational stiffness of a shallow foundation in contact with a semi-infinite uniform soil takes the form:

$$K_{R,dyn} = \frac{8G_0 R^3}{3(1-\nu)} \quad (\text{L.3})$$

where

$K_{R,dyn}$ is the dynamic rotational stiffness of the foundation subjected to overturning moments;

G_0 is the small-strain shear modulus of the soil;

- R is the effective foundation radius in contact with the subgrade (taken as half the contact width in the direction of loading if any gapping is present under this load condition);
- ν is the Poisson's ratio of the soil.

Additional terms may be added to Formula (L.3) to take account of the benefits of foundation embedment, limited depth to a harder stratum or increasing soil stiffness within the depth influence of the foundation.

Since the rotational stiffness is proportional to the cube of the radius of the contact area, it is highly sensitive to the contact area. Figure L.4 provides an example of this effect for an octagonal shaped foundation, whereby loss of full contact occurs at a load eccentricity, e/B , of approximately 0,13, where e is the horizontal distance between centre of soil reaction and geometric centre of the foundation, and B is the breadth of the foundation.

The non-dimensional parameter $k_{R,dyn}/k_0$ signifies the ratio of calculated foundation rotational stiffness as a function of the value for full foundation contact with the sub grade.

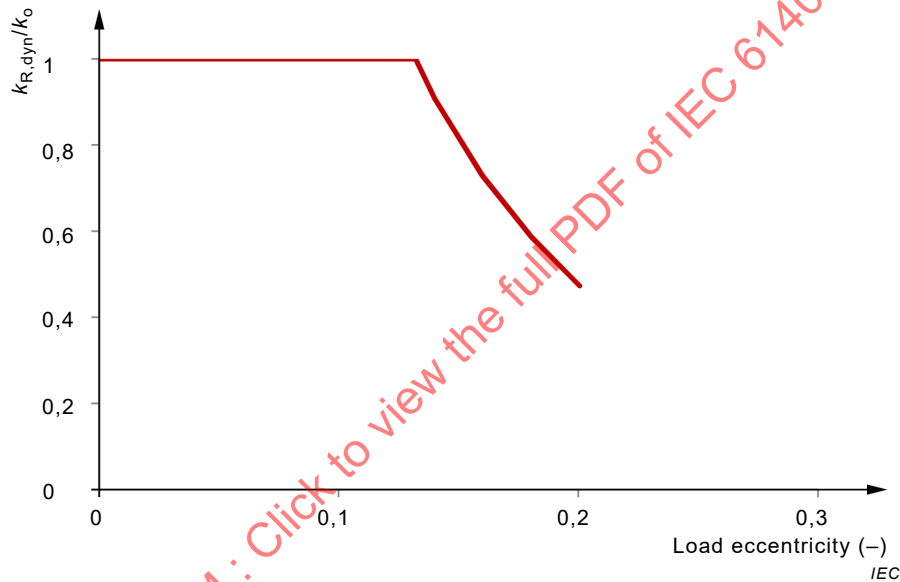


Figure L.4 – Reduction in rotational stiffness due to load eccentricity

L.4 Static rotational stiffness

The static foundation rotational stiffness, where required to be checked by the turbine manufacturer, shall be verified based on a soil modulus which makes allowance for the reduction of small strain shear stiffness as a function of actual soil strain under S1 load case.

The calculation of static rotational stiffness for the foundation may make use of the same generic formula as for the dynamic condition, adjusted for strain effects as shown below. Generally, wind turbine foundations should operate within the range of soil strain between 0,000 1 and 0,001 (0,01 % to 0,1 %) during normal operation and up to characteristic loads.

$$K_{R,stat} = \frac{8GR^3}{3(1-\nu)} \quad (L.4)$$

where

- $K_{R,stat}$ is the static rotational stiffness of the foundation subjected to overturning moments;
- G is the shear modulus of the soil reduced from G_0 to account for non-zero soil strain.

The potential loss of 100 % contact of the foundation with the subgrade under the S1 load case shall be accounted in determining the effective foundation radius in contact. This may be taken as half the contact width in the direction of loading if any gapping is present under this load condition.

The same enhancements may be made to account for the benefits of foundation embedment, limited depth to a harder stratum or increasing soil stiffness within the depth influence of the foundation.

The application of the principles described above to incorporate the reduction in soil shear modulus with strain and reduced bearing width is illustrated in Figure L.5 for a typical foundation. Note that this example curve is based on an octagonal foundation founded on firm (but not hard) soils, and such a curve should be generated using specific foundation characteristics to ensure compatibility with all design assumptions relating to soil type, loading conditions and foundation geometry.

The non-dimensional parameter $k_{R,stat}/k_0$ signifies the ratio of calculated foundation rotational stiffness as a function of the value for full foundation contact with the sub grade at zero soil shear strain.

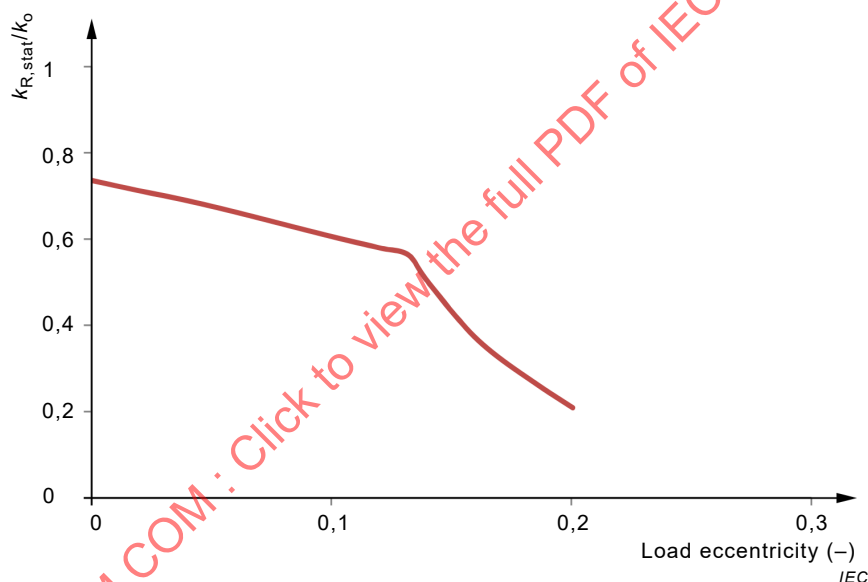


Figure L.5 – Illustrative example of reduction in foundation rotational stiffness due to increasing load eccentricity

L.5 Reference documents

- [1] Yi, F. Nonlinear Cyclic Characteristics of Soils, Proceedings of GeoFlorida 2010, Advances in Analysis, Modelling and Design, Feb 2010
- [2] Vucetic, M. And Dobry, R. Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response, Journal of Geotechnical Engineering Vol. 117, No.1 Jan 1991

Annex M (informative)

Guidance for rock anchored foundation design

M.1 General

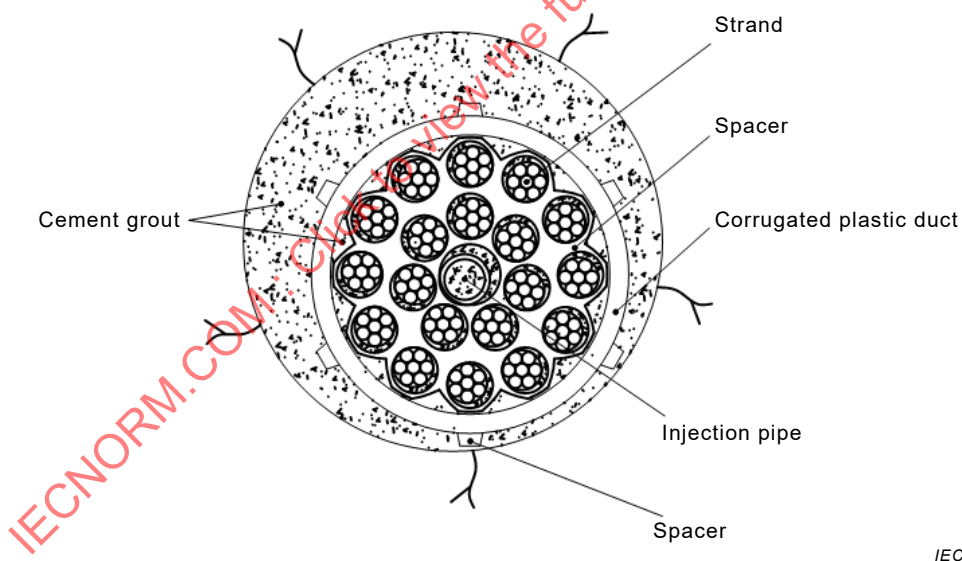
Rock anchors shall be designed according to the reference standard; Annex M makes reference to European and North American standards. Alternative equivalent standards are also acceptable.

Rock anchored foundations should be designed and constructed according to EN 1997-1:2004 Chapter 8 [1] and EN 1537:1999 [2] or [3].

M.2 Corrosion protection

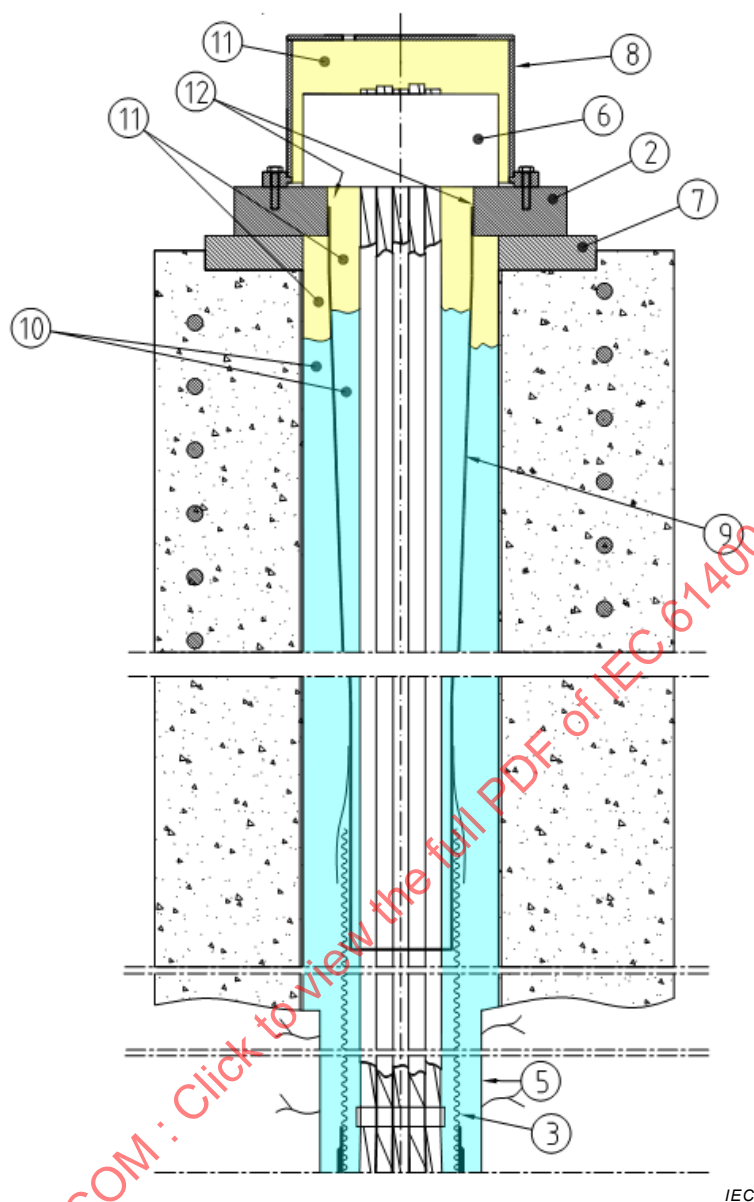
M.2.1 Standard anchors

The rock anchor shall be designed as a permanent anchor. Corrosion protection should comply with EN 1537:1999 [2], Chapter 6.9, or Table 3 of 6.4 of [3]. Normally, the corrosion protection consists of double protection system. For stranded rock anchor systems designed with the PTI criteria, the system shall be designed with class I corrosion protection in place. See Figures M.1 and M.2.



IEC

Figure M.1 – Section through rock and anchor

**Key**

- 2 anchor plate
- 3 plastic duct
- 5 bore hole
- 6 anchor head
- 7 load spreading plate
- 8 anchor cap
- 9 steel trumpet
- 10 grout
- 11 grease
- 12 sealing

Figure M.2 – Typical anchor configuration with corrosion protection

M.2.2 Corrosion protection of bar anchors

M.2.1 is also valid for bar anchors. Corrosion protection for threaded bar anchors should follow Post-Tensioning Institute guidelines for class I protection.

M.3 Product approval

The post tensioned system should have an ETAG-approval according to ETAG 013 from EOTA (European Organization for Technical Approvals) or similar certification. In the absence of regional certification, clear information should be provided regarding ASTM test criteria, mill certificates, material strengths, and material uniformity for all rock anchor materials.

M.4 Rock anchor design

Rock anchors should be designed according to EN 1537:1999 and EN 1992-1-1:2004, Chapter 5.10, or PTI DC35.1.14, Clause 6.0.

Maximum pre-stressing force can be calculated according to:

- EN 1992-1-1:2004, Chapters 5.10.2 and 5.10.2.3;
- EN 1537:1999, Annex E, Chapter E.2.

Maximum lock-off load:

$$P_{\text{lock-off}} < 0,65 \times P_k \quad (\text{M.1})$$

and

$$P_k = f_{pk} \times A_s$$

where

f_{pk} is the characteristic tensile strength of pre-stressing steel;

$P_{\text{lock-off}}$ is defined as the load transferred to the foundation by the rock anchor after completion of stressing operation (after locking the wedges).

The free length may be calculated according to EN 1537:1999, Chapter 9.9, and PTI DC35.1-14 and/or by calculating friction losses and losses due to anchor slip when wedges are tightened, or slip in mounting hardware for solid bar anchors.

M.5 Grout design

Anchor grout and quality assurance should be designed and conducted in accordance with EN 1537:1999, Chapter 6.7 and 8.3, or PTI DC35.1-14:2014, 7.8 and Figure 7.1. Grout should be tested and mixed according to the Eurocode and PTI specifications and the manufacturer's requirements where appropriate.

M.6 Testing and execution

Testing, supervision and monitoring of rock anchors should be conducted according to EN 1537:1999, Chapter 9, or PTI DC35.1-14:2014, 8.0.

If rock anchor design and testing is performed per EN 1537:1999, anchor test load (proof load) is calculated as follows:

$$P_p > 1,25 \times P_o < 0,95 \times P_{p0,1k} \quad (P_o = P_{\text{lock-off}}) \quad (\text{M.2})$$

$$P_{p0,1k} = f_{p0,1k} \times A_s \quad (\text{M.3})$$

where

$f_{p0,1k}$ is the characteristic 0,1 % proof-stress of pre stressing steel

Recommendations in PTI DC35.1-14:2014, Clause 8.0, may also be utilised for load testing of the rock anchors.

Execution may be performed in accordance with EN 1537:1999 [2], Chapter 8, and CEN-Workshop Agreement, CWA 14646 [4].

M.7 Suitability/performance test

At least three suitability/performance tests should to be conducted on anchors constructed under identical conditions.

Minimum of five load cycles should be used. Maximum creep displacement should be 1 mm.

Performance tests may also be carried out in accordance with PTI DC35.1-14:2014, 8.3.2.

M.8 Acceptance/proof test

Each working anchor not subjected to a performance test should be subjected to an acceptance/proof test in accordance with EN 1537:1999 Chapter 9.7, or PTI DC35.1-14:2014, 8.3.3.

Loading to proof load (P_p) may be performed as indicated in PTI DC35.1-14:2014, Table 8.2, or by a minimum of three equal increments. The monitoring/hold period should be not less than 5 min at proof load and the maximum creep displacement should be 0,8 mm.

M.9 Supplementary extended creep tests

Extended creep tests may be necessary in decomposed or argillaceous rock materials that may have a potential for time dependent movement. Supplementary creep tests should be carried out in accordance with PTI DC 35.1-14:2014, 8.3.4.

Due to the dynamic loading nature of wind turbines, additional means should be implemented to maintain rock anchor tension during the design lifetime of the foundation, particularly during the first 3 to 5 years of operation. Periodic anchor tension measurements or installation of permanent tension measurement devices may be utilized for select anchors for confirmation of adequate anchor tension during the design lifetime of the wind turbines.

M.10 Reference documents

- [1] EN 1997-1:2004, Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules
- [2] EN 1537:1999, Execution of special geotechnical works – Ground anchors
- [3] Post-Tensioning Institute (PTI DC35.1.14), Recommendations for Prestressed Rock and Soil Anchors
- [4] CEN-Workshop Agreement, CWA 14646

Annex N (informative)

Internal loads – Explanation of internal loads

The loads provided by the methods in IEC 61400-1 or IEC 61400-2 are referred to as internal loads, that result from the external loads and the response or actuation of the system. They are the forces and moments within sections taken through the structure. They are not the loads applied to the external surfaces of the structure. The methods of structural analysis take this into account.

This interpretation is required because the forces and moments include the effect of vibration or more general motion of the structure caused by the response of actuator systems, for example blade pitch or passive damper. It is difficult to reinterpret these inertial effects as external forces.

Generally, IEC 61400-1 or IEC 61400-2 loads will not include pre-tensioning of components within the structure, which will need to be considered in addition to these internal loads.

This is particularly important when using the loads with finite element modelling where it is necessary to ensure that internal loads are represented correctly at the relevant interface but cannot be applied directly as the interface cannot be a free edge and shall be constrained correctly. One method, see Figure N.1, is to apply the loads internal to interface A (e.g. tower base) at distant interface B (e.g. the tower section interface). A point C within interface A is connected to the structure at B with a web of rigid elements. Point C is not attached or constrained in any way to interface A, except by the intervening structure. The internal loads are applied to C. Any stresses near B are ignored.

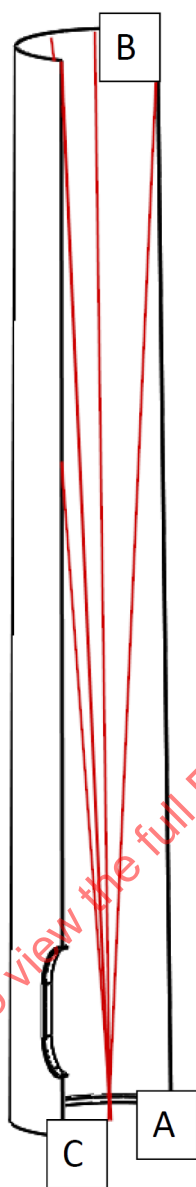


Figure N.1 – Representation of internal loads

Annex O (informative)

Seismic load estimation for wind turbine tower and foundation

O.1 General

Annex O describes a seismic load analysis for wind turbine tower and foundation. Following issues shall be considered for a seismic load analysis for wind turbine tower and foundation in addition to the issues mentioned in IEC 61400-1:2019, Annex D:

- vertical ground motion;
- nonlinear interaction between soil and foundation.

The nonlinear interaction behaviour requires a time domain simulation. Annex O describes vertical ground motion, the structural model to be used to consider soil foundation interactions, the soil amplification and the time domain simulations for the wind turbine tower and foundation.

O.2 Vertical ground motion

For the seismic load calculation of the foundation of wind turbines, vertical ground motion should be considered. The response spectrum for vertical ground acceleration at engineering bedrock $S_{av}(T)$ is defined as follows:

$$S_{av}(T) = b(T)S_a(T) \quad (O.1)$$

where

$S_a(T)$ is the acceleration response spectrum in horizontal direction at engineering bedrock defined in IEC 61400-1:2019, Annex D;

$b(T)$ is the value between 1/2 and 1.

The value of $b(T)$ may be determined according to local requirements [2], [3], [4], [5], [6] and [7].

When the seismic response to vertical and horizontal ground motion is analysed separately, the design response R_{total} may be obtained by adding the response due to horizontal R_h and vertical R_v ground motion.

$$R_{total} = R_h + \alpha R_v \quad (O.2)$$

where αR_v may be used for the tower and $\alpha = 0,4$ may be used for the foundation.

O.3 Structure model

Sway rocking model (Figure O.1 (a)) may be used for the seismic load calculation on wind turbine tower and foundation. When the interaction between the pile and soil shows strongly nonlinearity, the model shown in Figure O.1 (b) should be used and seismic load on the pile by ground motion should be considered.

The structure damping of the tower may be based on Annex P. The springs in the sway rocking model may be evaluated by using elastic wave theory. The springs between pile and soil in interaction model may be evaluated based on the DNV guideline [7].

When sway rocking is used for pile foundation, the stress on the pile should be evaluated by considering the inertia force at the top of the pile and the deformation of the soil layer.

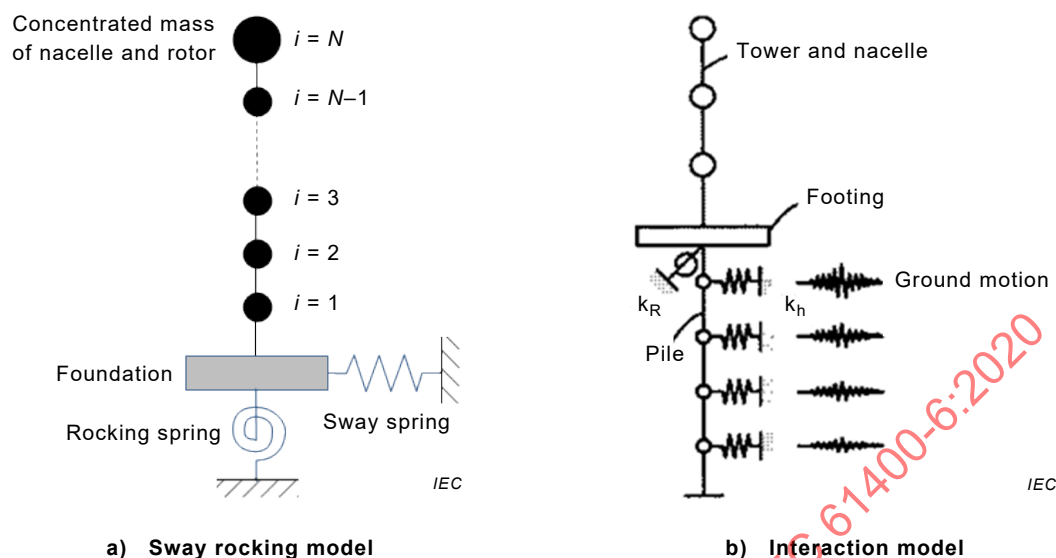


Figure O.1 – Structure model for response spectrum method

O.4 Soil amplification

The ground motion shall be evaluated by using the seismic response analysis of the soil layers by using the motion of engineering bedrock as an input. The motion of engineering bedrock is given in time series and can be generated from response spectrum mentioned in Clause O.2 and IEC 61400-1:2019, Formula (D.1) by assuming different phase information.

The shear elastic modulus of the soil layer (G_0) may be obtained from following formula:

$$G_0 = \rho V_s^2 = \frac{\gamma_t}{g} V_s^2 \quad (\text{O.3})$$

where

ρ is the density of the soil;

γ_t is the weight of the soil;

V_s is the shear wave velocity of each soil layer and should be measured by using PS logging.

If the value of V_s cannot be obtained, it may be estimated based on local requirements [1], [2], [3], [4], [5] and [6].

The seismic response analysis of the soil layers should be performed by using non-linear analysis assuming one dimension model of the soil layers. If the strain is smaller than one percent, equivalent linear analysis may be used.

If the liquefaction of the soil is considered, effective stress analysis method or shear analysis method considering the stiffness decrease of the liquefaction layer should be used.

The vertical motion of the soil may be assumed to be identical to the vertical motion of engineering bedrock or estimated from linear analysis by using one dimension multiple reflection theory assuming the normal incidence of pressure wave.

For sway rocking model, the soil motion at the bottom of the foundation may be used as the ground motion. If liquefaction of the soil is considered, two different ground motions are calculated by assuming the liquefaction and not assuming the liquefaction, and both of them should be used.

O.5 Time domain simulation

The Newmark β method ($\beta = 1/4$) should be used for time domain simulation. Damping matrix may be calculated based on Rayleigh damping model.

When geometrical nonlinearity is not considered in response analysis, the additional moment from $p - \Delta$ effect (M_{pDi}) should be explicitly added according to IEC 61400-1:2019, Formula (D.13). If the eccentricity of the nacelle is not explicitly considered in structure model, the torsional moment of the tower and the foundation can be estimated based on IEC 61400-1:2019, Formula (D.13).

The design seismic load should be evaluated according to either of following:

- the maximum load based on at least three different phase properties;
- the 85 percentile value of load based on at least six different phase properties.

O.6 Reference documents

- [1] EN 1998-1:2004, Eurocode 8, Design of Structure for Earthquake Resistance; Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings
- [2] ASCE 7-05, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, USA, 2006
- [3] BSL, The Building Standard Law of Japan, The building centre of Japan, 2004
- [4] AIJ, Architectural Institute of Japan, Seismic Loads Commentary, 2004
- [5] IBC, International Building Code, International Code Council, Falls Church, Virginia, 2009
- [6] UBC-97 Uniform Building Code, International Conference of Building Officials (ICBO), 1997
- [7] Det Norske Veritas: Classification Notes No.30.4, Foundations, 1992

Annex P (informative)

Structural damping ratio for the tower of wind turbine

P.1 General

The recommended values of structural damping ratio for the tower of a wind turbine differ considerably depending on guidelines [1], [2] and [3]. Annex P provides a guideline for estimation of the structural damping ratio for the steel tower of wind turbine as a function of its natural period.

P.2 First mode structural damping ratio

The values for damping presented in Clause P.2 do not include the following sources:

- aerodynamics of the structure;
- the control actions, either aerodynamic or electro-mechanical;
- mechanical dampers;
- soil damping.

Table P.1 gives maximum values for first mode damping ratio that are acceptable without further justification.

Table P.1 – Damping coefficients

Material	Damping ratio	Log decrement
Steel tubular towers	0,002 5	0,015
Prestressed concrete towers	0,006 5	0,04

Formula (P.1) may be used to estimate the first mode structural damping ratio ζ_1 for the steel tower of wind turbine.

$$\zeta_1 [\%] = 2,0 \exp(-1,3T_1) + 0,15 \quad (\text{P.1})$$

where

T_1 is the first mode natural period of the tower.

Figure P.1 shows the different first mode structural damping ratios available in literatures [4], [5] and [6] as a function of first mode frequency in comparison with Formula (P.1).

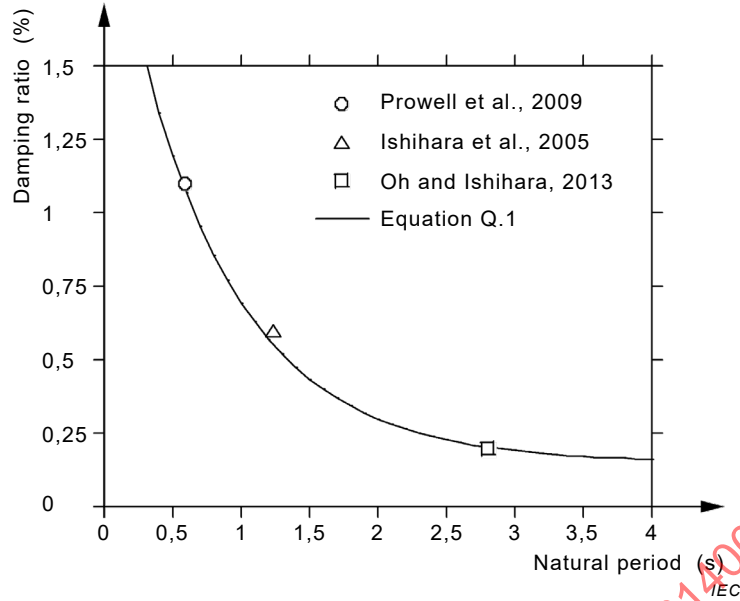


Figure P.1 – First mode damping ratio for the steel tower of wind turbine

The values in Figure P.1 are the structural damping ratios in free vibration obtained from the excitation tests, in such direction that the effects of aerodynamic damping from blades are minimized, i.e. it is the damping ratio in side-side direction for stall regulated wind turbines and in fore-aft direction for pitch regulated wind turbines.

P.3 Second mode structural damping ratio

Following value may be used for the second mode structural damping ratio for the steel tower of wind turbine [3].

$$\zeta_2 [\%] = \zeta_1 [\%] \quad (\text{P.2})$$

P.4 Higher mode damping

Higher mode structural damping ratio can be estimated by using Rayleigh damping model.

$$C = \alpha_1 M + \alpha_2 K \quad (\text{P.3})$$

$$\alpha_1 = \frac{2\omega_1\omega_2(\omega_2\zeta_1 - \omega_1\zeta_2)}{\omega_2^2 - \omega_1^2}, \quad \alpha_2 = \frac{2(\omega_2\zeta_2 - \omega_1\zeta_1)}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \quad (\text{P.4})$$

where

C is the damping matrix;

M is the mass matrix;

K is the stiffness matrix;

ω_1 is the first mode angular frequency;

ω_2 is the second mode angular frequency;

ζ_1 is the first mode damping ratio;

ζ_2 is the second mode damping ratio.

P.5 Reference documents

- [1] American Wind Energy Association and American Society of Civil Engineers, Recommended Practice for Compliance of Large On-land Wind Turbine Support Structures recommended best practice, 2011
- [2] Deutsches Institut für Bautechnik, Richtlinie für Windenergieanlagen, 2012. (In German)
- [3] Japan Society of Civil Engineers, Guidelines for Design of Wind Turbine Support Structures and Foundations, 2010. (In Japanese)
- [4] Prowell, I., Veletzos, M., Elgamal, A., Restrepo, J., Experimental and Numerical Seismic Response of a 65 kW Wind Turbine, Journal of Earthquake Engineering, 12(8), 1172-1190, 2009
- [5] Ishihara, T., Phuc, P. V., Fujino, Y., Takahara, K., Mearu, T., A Field Test and Full Dynamic Simulation on a Stall Regulated Wind Turbine, Proceedings of APCWE VI, p.599-612, 2005
- [6] Oh, S., Ishihara, T., Structural parameter identification of a 2.4MW bottom Fixed wind turbine by excitation test using an active mass damper, Wind Energy, 21(11), 1232-1238, 2018

IECNORM.COM : Click to view the full PDF of IEC 61400-6:2020

Annex Q (informative)

Guidance on partial safety factors for geotechnical limit states

Q.1 General

Annex Q provides guidance on using the appropriate partial material or resistance factors based on reference standards in common use.

Alternative reference standards may be used to fulfil the minimum level of reliability as those presented in Annex Q.

Resistance factors shall be applied consistently in accordance with the selected reference standard. Methods and partial safety factors shall not be mixed between reference standards.

Q.2 Equilibrium

Equilibrium shall be evaluated in accordance with the principles presented in 8.5.2.2. For methods based on EN 1997-1-1 or North America practice, the partial factor on resistance shall be as defined in Table Q.1.

Table Q.1 – Minimum partial safety factors for the equilibrium limit state (European and North American practice)

	Partial safety factor on resistance γ_{Rd}
Soil material	1,1
Rock	1,0

For methods based on JSCE 2010 [1], the minimum partial factor on resistance shall be as defined in Table Q.2. The value of γ_{Rd} to be used shall depend on the shape of the foundation as defined in JSCE 2010.

Table Q.2 – Minimum partial safety factors on for the equilibrium limit state (JSCE)

Loads conditions	Partial safety factor on resistance γ_{Rd}
SLS	3,0
ULS	1,5
Seismic loads	1,1

Q.3 Bearing capacity

Bearing capacity shall be evaluated in accordance with the principles presented in 8.5.2.4. The partial safety factor on material and resistance shall be not less than the values given in Table Q.3.

The method used shall be consistent with reference standard for the region for which the design is being applied.

**Table Q.3 – Minimum partial material and resistance factors
for the bearing resistance limit state, ULS**

Geotechnical parameter	Partial safety factor on material – Method 1 (European practice EN 1997)	Partial safety factor on resistance – Method 2a (North American practice)	Partial safety factor on resistance – Method 2b (Japanese practice JSCE)
Angle of internal friction, $\tan\phi'$ for granular soils	1,25	1,0	1,0
Undrained shear strength, c_u for cohesive soils	1,4	1,0	1,0
Bearing resistance, q_{Rk} based on ultimate bearing capacity	1,0	2,0	1,5

Q.4 Sliding resistance

Sliding resistance shall be evaluated in accordance with the principles presented in 8.5.2.4. The partial safety factor on material and resistance shall be not less than the values given in Table Q.4.

The method used shall be consistent with reference standard for the region for which the design is being applied.

**Table Q.4 – Minimum partial material and resistance factors
for the sliding resistance limit state, ULS**

Geotechnical parameter	Partial safety factor on material – Method 1 (European practice EN 1997)	Partial safety factor on resistance – Method 2a (North American practice)	Partial safety factor on resistance – Method 2b (Japanese practice JSCE)
Angle of internal friction, $\tan\phi'$ for granular soils	1,25	1,0	1,0
Undrained shear strength, c_u for cohesive soils	1,4	1,0	1,0
Sliding resistance, τ_{RD} based on ultimate bearing capacity	1,0	1,5	1,2

Q.5 Overall stability

Overall stability shall be evaluated in accordance with the principles presented in 8.5.2.5. The partial safety factor on material and resistance shall be not less than the values given in Table Q.5.

The method used shall be consistent with reference standard for the region for which the design is being applied.

**Table Q.5 – Minimum partial material and resistance factors
for the overall stability limit state, ULS**

Geotechnical parameter	Partial safety factor on material – Method 1 (European practice EN 1997)	Partial safety factor on resistance – Method 2a (North American practice)	Partial safety factor on resistance – Method 2b (Japanese practice JSCE)
Angle of internal friction, $\tan\phi'$ for granular soils	1,25	1,0	1,0
Undrained shear strength, c_u for cohesive soils	1,4	1,0	1,0
Overall stability, R_d based on ultimate bearing capacity	1,0	1,3	1,2

Q.6 Reference documents

- [1] JSCE 2010. Guidelines for design of wind turbine support structures and foundations, Japan Society of Civil Engineers

IECNORM.COM : Click to view the full PDF of IEC 61400-6:2020

Bibliography

- [1] ISO 148-1, *Metallic materials – Charpy pendulum impact test – Part 1: Test method*
- [2] ISO 9001, *Quality management systems – Requirements*
- [3] EN 1993-1-6:2007, *Eurocode 3 – Design of steel structures – Part 1-6: Strength and stability of shell structures*
- [4] EN 1991-1-4:2005, *Eurocode 1: Actions on structures – Part 1-4: General actions – Wind actions*
- [5] ROTTER J.M. SCHMIDT H. *Buckling of Steel Shells – European Design Recommendations*, 5th Edition, Revised Second Impression, ECCS, 2013
- [6] HOFBACHER A.F. *Recommendations for fatigue design of welded joints and components*. IIW Collection, 2016
- [7] ISO 19338, *Performance and assessment requirements for design standards on structural concrete*
- [8] ISO/IEC 17025, *General requirements for the competence of testing and calibration laboratories*
- [9] IIW-2259-15, *Recommendations for Fatigue Design of Welded Joints and Components*

IECNORM.COM : Click to view the full PDF of IEC 61400-6:2020

SOMMAIRE

AVANT-PROPOS	131
INTRODUCTION	133
1 Domaine d'application	134
2 Références normatives	134
3 Termes et définitions	135
4 Symboles et termes abrégés	140
4.1 Symboles	140
4.2 Termes abrégés	142
5 Bases de la conception incluant la charge	143
5.1 Généralités	143
5.2 Base de la conception	143
5.2.1 Principes de base	143
5.2.2 Durabilité	144
5.2.3 Principes de calcul à l'état limite	144
5.2.4 Analyse structurelle	144
5.2.5 Évaluation par des essais	145
5.3 Matériaux	145
5.4 Charges	145
5.4.1 Utilisation des cas de charge et des facteurs de sécurité partielle pour les charges de l'IEC 61400-1 ou de l'IEC 61400-2	145
5.4.2 Remplacement des facteurs de sécurité partielle pour les matériaux de l'IEC 61400-1 ou de l'IEC 61400-2	146
5.4.3 Niveaux de charge d'aptitude au service	146
5.4.4 Combinaison de charges dans l'état limite ultime	147
5.4.5 Valeurs d'amortissement structural à utiliser dans les calculs de charge	148
5.4.6 Définitions et méthodes d'utilisation des charges internes	148
5.4.7 Définition des données de charge exigées pour l'analyse de fatigue	148
5.4.8 Définition des données de charge exigées pour le niveau de charge extrême	149
5.4.9 Vibrations induites par les tourbillons	149
5.4.10 Charges dues aux tolérances géométriques et aux déviations élastiques dans la verticalité du mât	149
5.5 Données de charge et exigences de consignation d'interface	150
5.5.1 Objet	150
5.5.2 Spécification d'éolienne	150
5.5.3 Données d'accélérogramme	151
5.5.4 Origines de la charge	151
5.5.5 Composantes de charge	152
5.6 Exigences générales relatives à la conception structurelle	152
5.6.1 Influence secondaire structurelle	152
5.6.2 Analyse de fatigue	152
5.7 Documentation de livraison	152
6 Mâts en acier	152
6.1 Généralités	152
6.2 Base de la conception	152
6.3 Matériaux	153

6.3.1	Généralités	153
6.3.2	Aciers de construction	153
6.3.3	Boulons et ancrages	156
6.4	Analyse de la résistance ultime pour les mâts et les ouvertures	156
6.4.1	Généralités	156
6.4.2	Facteurs de sécurité partielle.....	156
6.4.3	Vérification de la résistance ultime	156
6.4.4	Évaluation du mât.....	156
6.4.5	Évaluations détaillées	157
6.5	Stabilité	158
6.5.1	Généralités	158
6.5.2	Facteur de sécurité partielle	158
6.5.3	Évaluation	158
6.5.4	Cadres de porte/raidisseurs.....	158
6.6	État limite en fatigue	159
6.6.1	Généralités	159
6.6.2	Facteur de sécurité partielle pour les matériaux.....	160
6.6.3	Évaluation	160
6.6.4	Détails	160
6.7	Brides de raccordement en anneau.....	161
6.7.1	Généralités	161
6.7.2	Hypothèses et exigences de conception, exécution des brides en anneau	161
6.7.3	Analyse de l'état limite ultime de la bride de raccordement et du raccordement par serrage mécanique.....	163
6.7.4	Analyse de l'état limite en fatigue du raccordement par serrage mécanique.....	163
6.8	Raccordements par serrage mécanique résistant au frottement par cisaillement.....	164
6.8.1	Exigences générales	164
6.8.2	Conception assistée par des essais	165
6.8.3	Conception sans essai.....	167
7	Mâts et fondations en béton.....	167
7.1	Généralités	167
7.2	Base de la conception.....	167
7.2.1	Norme de référence pour la conception en béton	167
7.2.2	Facteurs de sécurité partielle.....	167
7.2.3	Variables de base.....	168
7.3	Matériaux.....	170
7.4	Durabilité	170
7.4.1	Exigences de durabilité.....	170
7.4.2	Classes d'exposition	171
7.4.3	Recouvrement du béton.....	171
7.5	Analyse structurelle	171
7.5.1	Analyse par éléments finis	171
7.5.2	Radiers généraux	172
7.5.3	Zones présentant une discontinuité dans la configuration et les charges	172
7.5.4	Dispositions de boulon d'ancrage coulé	173
7.6	Joints béton/béton	173
7.7	État limite ultime	173

7.7.1	Généralités	173
7.7.2	Cisaillement et cisaillement périphérique	173
7.8	État limite en fatigue	174
7.8.1	Généralités	174
7.8.2	Armature et défaillance due à la fatigue de l'acier de précontrainte	174
7.8.3	Défaillance due à la fatigue du béton	175
7.9	État limite de service.....	175
7.9.1	Réduction de la raideur dépendante de la charge	175
7.9.2	Limitation de contrainte	175
7.9.3	Contrôle de fissure	175
7.9.4	Déformations	176
7.10	Exécution.....	176
7.10.1	Généralités	176
7.10.2	Exigences.....	176
7.10.3	Examen des matériaux et des produits	176
7.10.4	Échafaudage et coffrage.....	176
7.10.5	Armature et acier encastré.....	177
7.10.6	Précontrainte	177
7.10.7	Éléments en béton préfabriqué	177
7.10.8	Tolérances géométriques.....	177
8	Fondations – Conception géotechnique	177
8.1	Généralités	177
8.2	Base de la conception.....	178
8.2.1	Généralités.....	178
8.2.2	États limites géotechniques.....	178
8.3	Données géotechniques.....	179
8.3.1	Généralités.....	179
8.3.2	Considérations particulières	180
8.4	Supervision, surveillance et maintenance de la construction	182
8.5	Fondations gravitaires.....	182
8.5.1	Généralités.....	182
8.5.2	État limite ultime (ULS – Ultimate limit state)	182
8.5.3	État limite de service (SLS – Serviceability limit state).....	186
8.6	Fondations sur pieux.....	188
8.6.1	Généralités	188
8.6.2	Charges sur le pieu	188
8.6.3	État limite ultime.....	189
8.6.4	État limite de service	190
8.7	Fondations enrochées.....	191
8.7.1	Généralités.....	191
8.7.2	Types de fondations enrochées	191
8.7.3	Données géotechniques	191
8.7.4	Protection contre la corrosion	192
8.7.5	Examen et maintenance de l'ancrage	192
8.7.6	Tolérances et pertes de post-tension	192
8.7.7	État limite ultime.....	192
8.7.8	État limite de service	193
8.7.9	Contrôle de robustesse.....	194
8.7.10	Conception de l'ancre pour la roche.....	194

9	Exigences de fonctionnement, de service et de maintenance.....	196
9.1	Fonctionnement, maintenance et surveillance	196
9.2	Examens structuraux périodiques	197
9.3	Examens de la section structurelle en acier encastré	197
9.4	Maintenance de la tension des boulons.....	197
9.5	Surveillance de l'intégrité de la structure.....	197
Annexe A (informative) Liste des codes de conception pertinents et lignes directrices pour la base de calcul		198
A.1	Généralités	198
A.2	Documents de référence	198
Annexe B (informative) Liste des matériaux pour l'acier de construction		199
B.1	Généralités	199
B.2	Acier de construction	199
Annexe C (informative) Boulons.....		200
C.1	Généralités	200
C.2	Documents de référence	201
Annexe D (informative) Valeurs Z pour l'acier structurel		202
D.1	Généralités	202
D.2	Définition de la valeur Z selon l'Eurocode.....	202
D.3	Documents de référence	202
Annexe E (informative) Vérification simplifiée du flambement pour les ouvertures des mâts en acier tubulaires.....		203
Annexe F (informative) Vérification de la fatigue.....		206
F.1	Généralités	206
F.2	Détails spécifiques.....	206
Annexe G (informative) Méthodes de vérification des brides en anneau.....		207
G.1	Méthode d'analyse de la résistance ultime selon Petersen/Seidel	207
G.1.1	Principes de base.....	207
G.1.2	Méthode de calcul	207
G.1.3	Extension par Tobinaga et Ishihara.....	210
G.2	Méthode d'analyse de la résistance à la fatigue selon Schmidt/Neuper	212
G.2.1	Principes de base	212
G.2.2	Formules de l'approximation trilinéaire	212
G.3	Documents de référence	213
Annexe H (informative) Contrôle de fissure – Recommandations relatives à 7.9.3		214
H.1	Généralités	214
H.2	Contrôle de fissure reposant sur l'Eurocode 2	214
H.3	Contrôle de fissure reposant sur les normes japonaises.....	214
H.4	Contrôle de fissure reposant sur l'ACI 318	215
H.5	Documents de référence	215
Annexe I (informative) Analyse par éléments finis du béton		216
I.1	Généralités	216
I.2	Ordre et type d'éléments	216
I.3	Modélisation constitutive	217
I.4	Solutions.....	217
I.5	Approche implicite	218
I.6	Étapes de réalisation d'une analyse par éléments finis	218
I.7	Vérification des résultats.....	218

I.8	Documents de référence	219
Annexe J (informative)	Ancrage mât-fondation	220
J.1	Généralités	220
J.2	Ancrages intégrés	220
J.3	Ancrages boulonnés	221
J.4	Coulis	221
J.5	Boulons d'ancrage	221
J.6	Anneau intégré	222
J.7	Transfert de charge de l'ancrage	222
Annexe K (informative)	Section de bielles et tirants	223
K.1	Généralités	223
K.2	Exemple de fondations enrochées	224
K.3	Documents de référence	227
Annexe L (informative)	Recommandations relatives au choix du module du sol et de la raideur en rotation de la fondation	229
L.1	Généralités	229
L.2	Modèle de sol	229
L.3	Raideur dynamique en rotation	231
L.4	Raideur statique en rotation	232
L.5	Documents de référence	234
Annexe M (informative)	Recommandations pour la conception de fondations enrochées	235
M.1	Généralités	235
M.2	Protection contre la corrosion	235
M.2.1	Ancres normalisées	235
M.2.2	Protection contre la corrosion des ancrs en barre	237
M.3	Approbation du produit	237
M.4	Conception de l'ancre pour la roche	237
M.5	Conception du coulis	237
M.6	Essais et exécution	237
M.7	Essai de pertinence/performance	238
M.8	Essai d'acceptation/périodique	238
M.9	Essais de fluage étendus supplémentaires	238
M.10	Documents de référence	239
Annexe N (informative)	Charges internes – Explication des charges internes	240
Annexe O (informative)	Estimation de la charge sismique pour le mât et la fondation de l'éolienne	242
O.1	Généralités	242
O.2	Mouvement vertical souterrain	242
O.3	Modèle de structure	242
O.4	Amplification du sol	243
O.5	Simulation du domaine temporel	244
O.6	Documents de référence	244
Annexe P (informative)	Rapport d'amortissement structurel du mât de l'éolienne	245
P.1	Généralités	245
P.2	Rapport d'amortissement structurel en mode premier	245
P.3	Rapport d'amortissement structurel en mode second	246
P.4	Amortissement en mode supérieur	246
P.5	Documents de référence	247

Annexe Q (informative) Recommandations relatives aux facteurs de sécurité partielle des états limites géotechniques	248
Q.1 Généralités	248
Q.2 Équilibre	248
Q.3 Capacité portante	249
Q.4 Résistance au glissement	249
Q.5 Stabilité globale	250
Q.6 Documents de référence	250
Bibliographie.....	251
Figure 1 – Notations de bride comme exemple de bride en L	155
Figure 2 – Configuration de l'ouverture de porte	159
Figure 3 – Espaces de bride k dans la zone de la paroi du mât.....	161
Figure 4 – Force du boulon en fonction de la force de la paroi	164
Figure 5 – Courbe S-N pour la catégorie de détails 36	164
Figure 6 – Effets thermiques autour de la section transversale du mât.....	168
Figure 7– Présentation de la longueur d'ancre pour la roche.....	196
Figure E.1 – Ouvertures dont les bords raidissent sur la circonférence	204
Figure E.2 – Définition de W_s et de t_s selon le JSCE	205
Figure G.1 – Simplification du système en modèle de segment.....	207
Figure G.2 – Emplacements des charnières plastiques pour différents modes de défaillance	208
Figure G.3 – Paramètres géométriques.....	209
Figure G.4 – Facteur de modification λ pour différents α [1]	211
Figure G.5 – Approximation trilinéaire de la relation non linéaire entre la force du boulon et la force de traction du raccordement par serrage mécanique	212
Figure K.1 – Exemple de conception d'une poutre profonde à l'aide de la méthode des bielles et tirants	223
Figure K.2 – Formes simples de modèles bielles-tirants.....	223
Figure K.3 – Trois exemples pour supporter la charge dans une poutre profonde	224
Figure K.4 – Modèles bielles-tirants pour une fondation enrochée.....	226
Figure K.5 – Armature de support supérieure dans une fondation enrochée.....	227
Figure L.1 – Exemple de relation contrainte-déformation du sol	229
Figure L.2 – Comportement du sol sous charge et décharge	230
Figure L.3 – Variation du module de cisaillement avec déformation du sol	231
Figure L.4 – Réduction de la raideur en rotation du fait de l'excentricité de charge	232
Figure L.5 – Exemple d'illustration de la réduction de la raideur en rotation de la fondation du fait de l'excentricité de charge en augmentation	233
Figure M.1– Section d'une roche et d'une ancre.....	235
Figure M.2 – Configuration d'ancre type avec protection contre la corrosion	236
Figure N.1 – Représentation des charges internes.....	241
Figure O.1 – Modèle de structure de la méthode du spectre de réponse	243
Figure P.1 – Rapport d'amortissement en mode premier du mât en acier de l'éolienne	246
Tableau 1 – Tolérances de bride.....	162

Tableau 2 – Récapitulatif des états limites géotechniques	178
Tableau B.1 – Normes nationales et régionales et type d'aciers	199
Tableau C.1 – Comparaison du matériau de boulon de l'ISO 898-1, JIS B1186 et ASTM A490M-12.....	200
Tableau E.1 – Coefficients pour la Formule (E.3).....	204
Tableau H.1 – Valeur limite de largeur de fissure selon les normes japonaises [1].....	215
Tableau P.1 – Coefficients d'amortissement	245
Tableau Q.1 – Facteurs de sécurité partielle minimale pour l'état limite d'équilibre (pratique européenne et nord-américaine)	248
Tableau Q.2 – Facteurs de sécurité partielle minimale pour l'état limite d'équilibre (JSCE).....	248
Tableau Q.3 – Facteurs partiels minimaux de la résistance et du matériau pour l'état limite de résistance portante, ULS (état limite ultime)	249
Tableau Q.4 – Facteurs partiels minimaux de la résistance et du matériau pour l'état limite de résistance au glissement, ULS (état limite ultime).....	249
Tableau Q.5 – Facteurs partiels minimaux de la résistance et du matériau pour l'état limite de stabilité globale, ULS (état limite ultime).....	250

IECNORM.COM : Click to view the full PDF of IEC 61400-6:2020

COMMISSION ÉLECTROTECHNIQUE INTERNATIONALE

SYSTÈMES DE GÉNÉRATION D'ÉNERGIE ÉOLIENNE –

Partie 6: Exigences en matière de conception du mât et de la fondation

AVANT-PROPOS

- 1) La Commission Electrotechnique Internationale (IEC) est une organisation mondiale de normalisation composée de l'ensemble des comités électrotechniques nationaux (Comités nationaux de l'IEC). L'IEC a pour objet de favoriser la coopération internationale pour toutes les questions de normalisation dans les domaines de l'électricité et de l'électronique. À cet effet, l'IEC – entre autres activités – publie des Normes internationales, des Spécifications techniques, des Rapports techniques, des Spécifications accessibles au public (PAS) et des Guides (ci-après dénommés « Publication(s) de l'IEC »). Leur élaboration est confiée à des comités d'études, aux travaux desquels tout Comité national intéressé par le sujet traité peut participer. Les organisations internationales, gouvernementales et non gouvernementales, en liaison avec l'IEC, participent également aux travaux. L'IEC collabore étroitement avec l'Organisation Internationale de Normalisation (ISO), selon des conditions fixées par accord entre les deux organisations.
- 2) Les décisions ou accords officiels de l'IEC concernant les questions techniques représentent, dans la mesure du possible, un accord international sur les sujets étudiés, étant donné que les Comités nationaux de l'IEC intéressés sont représentés dans chaque comité d'études.
- 3) Les Publications de l'IEC se présentent sous la forme de recommandations internationales et sont agréées comme telles par les Comités nationaux de l'IEC. Tous les efforts raisonnables sont entrepris afin que l'IEC s'assure de l'exactitude du contenu technique de ses publications; l'IEC ne peut pas être tenue responsable de l'éventuelle mauvaise utilisation ou interprétation qui en est faite par un quelconque utilisateur final.
- 4) Dans le but d'encourager l'uniformité internationale, les Comités nationaux de l'IEC s'engagent, dans toute la mesure possible, à appliquer de façon transparente les Publications de l'IEC dans leurs publications nationales et régionales. Toutes divergences entre toutes Publications de l'IEC et toutes publications nationales ou régionales correspondantes doivent être indiquées en termes clairs dans ces dernières.
- 5) L'IEC elle-même ne fournit aucune attestation de conformité. Des organismes de certification indépendants fournissent des services d'évaluation de conformité et, dans certains secteurs, accèdent aux marques de conformité de l'IEC. L'IEC n'est responsable d'aucun des services effectués par les organismes de certification indépendants.
- 6) Tous les utilisateurs doivent s'assurer qu'ils sont en possession de la dernière édition de cette publication.
- 7) Aucune responsabilité ne doit être imputée à l'IEC, à ses administrateurs, employés, auxiliaires ou mandataires, y compris ses experts particuliers et les membres de ses comités d'études et des Comités nationaux de l'IEC, pour tout préjudice causé en cas de dommages corporels et matériels, ou de tout autre dommage de quelque nature que ce soit, directe ou indirecte, ou pour supporter les coûts (y compris les frais de justice) et les dépenses découlant de la publication ou de l'utilisation de cette Publication de l'IEC ou de toute autre Publication de l'IEC, ou au crédit qui lui est accordé.
- 8) L'attention est attirée sur les références normatives citées dans cette publication. L'utilisation de publications référencées est obligatoire pour une application correcte de la présente publication.
- 9) L'attention est attirée sur le fait que certains des éléments de la présente Publication de l'IEC peuvent faire l'objet de droits de brevet. L'IEC ne saurait être tenue pour responsable de ne pas avoir identifié de tels droits de brevets et de ne pas avoir signalé leur existence.

La Norme internationale IEC 61400-6 a été établie par le comité d'études 88 de l'IEC: Systèmes de génération d'énergie éolienne.

La présente version bilingue (2020-09) correspond à la version anglaise monolingue publiée en 2020-04.

La version française de cette norme n'a pas été soumise au vote.

Ce document a été rédigé selon les Directives ISO/IEC, Partie 2.

Les futures normes de cette série porteront dorénavant le nouveau titre général cité ci-dessus. Le titre des normes existant déjà dans cette série sera mis à jour lors de la prochaine édition.

Le comité a décidé que le contenu de ce document ne sera pas modifié avant la date de stabilité indiquée sur le site web de l'IEC sous "<http://webstore.iec.ch>" dans les données relatives au document recherché. À cette date, le document sera

- reconduit,
- supprimé,
- remplacé par une édition révisée, ou
- amendé.

Le contenu du corrigendum de novembre 2020 a été pris en considération dans cet exemplaire.

IMPORTANT – Le logo "colour inside" qui se trouve sur la page de couverture de cette publication indique qu'elle contient des couleurs qui sont considérées comme utiles à une bonne compréhension de son contenu. Les utilisateurs devraient, par conséquent, imprimer cette publication en utilisant une imprimante couleur.

IECNORM.COM : Click to view the full PDF of IEC 61400-6:2020

INTRODUCTION

Le présent document a été développé pour la conception des mâts et fondations d'éoliennes terrestres en vue de compléter l'IEC 61400-1 relative aux critères de conception. Il fournit également un ensemble exhaustif d'exigences techniques relatives à la conception structurelle et géotechnique. Les exigences s'appliquent également aux éoliennes couvertes par l'IEC 61400-2. Il est envisagé de compléter le travail proposé par l'élaboration d'une autre partie, orientée vers la conception des structures de support en pleine mer, venant donc également en complément de l'IEC 61400-3-1.

Les pratiques en vigueur dans le domaine du génie civil liées au domaine d'application de la norme sont différentes en fonction des régions. Ce document n'a pas pour objet de remettre en question ces pratiques, mais de les compléter, en assurant notamment que toutes les caractéristiques importantes des mâts et fondations d'éoliennes classiques soient correctement prises en considération. À cet effet, les parties correspondantes des normes existantes en matière de conception des structures en acier et en béton, et de conception géotechnique, ont été identifiées pour les pays et régions concernés.

Les principes présentés dans ce document s'appliquent aux sections de mât d'une structure fixe en pleine mer au-dessus de la zone d'action des vagues si la charge a été calculée selon l'IEC 61400-3-1.

Le présent document contient l'évaluation et l'étalonnage des facteurs de sécurité partielle pour la résistance des matériaux à utiliser avec les éléments de sécurité de l'IEC 61400-1 et de l'IEC 61400-2 pour les charges et la vérification de l'équilibre statique.

IECNORM.COM : Click to view the full PDF of IEC 61400-6:2020

SYSTÈMES DE GÉNÉRATION D'ÉNERGIE ÉOLIENNE –

Partie 6: Exigences en matière de conception du mât et de la fondation

1 Domaine d'application

La présente partie de l'IEC 61400 spécifie les exigences et les principes généraux à utiliser pour évaluer l'intégrité structurelle des structures de support d'éolienne terrestre (y compris les fondations). Le domaine d'application inclut l'évaluation géotechnique du sol en fonction des besoins génériques ou spécifiques au site. La résistance d'une bride et le système de connexion relié à l'ensemble rotor – nacelle (y compris la connexion au palier du dispositif d'orientation) sont conçus et documentés selon le présent document ou selon l'IEC 61400-1. Le domaine d'application inclut toutes les questions liées au cycle de vie qui peuvent avoir un impact sur l'intégrité structurelle (le montage et l'entretien, par exemple).

L'évaluation prend pour hypothèse que les données de charge ont été déduites comme cela est indiqué dans l'IEC 61400-1 ou l'IEC 61400-2 et à l'aide du niveau de fiabilité implicite et des facteurs de sécurité partielle pour les charges.

2 Références normatives

Les documents suivants sont cités dans le texte de sorte qu'ils constituent, pour tout ou partie de leur contenu, des exigences du présent document. Pour les références datées, seule l'édition citée s'applique. Pour les références non datées, la dernière édition du document de référence s'applique (y compris les éventuels amendements).

IEC 61400-1:2019, *Wind energy generation systems – Part 1: Design requirements* (disponible en anglais seulement)

IEC 61400-2, *Éoliennes – Partie 2: Petits aérogénérateurs*

IEC 61400-3-1:2019, *Systèmes de génération d'énergie éolienne – Partie 3-1: Exigences de conception des éoliennes en mer fixes*

ISO 2394:2015, *General principles on reliability for structures* (disponible en anglais seulement)

ISO 22965-1, *Concrete – Part 1: Methods of specifying and guidance for the specifier* (disponible en anglais seulement)

ISO 22965-2, *Concrete – Part 2: Specification of constituent materials, production of concrete and compliance of concrete* (disponible en anglais seulement)

ISO 22966, *Execution of concrete structures* (disponible en anglais seulement)

ISO 6934 (toutes les parties), *Acier pour armatures de précontrainte*

ISO 6935 (toutes les parties), *Aciers pour l'armature du béton*

ISO 9016:2012, *Essais destructifs des soudures sur matériaux métalliques – Essai de flexion par choc – Position de l'éprouvette, orientation de l'entaille et examen*

ISO 12944 (toutes les parties), *Peintures et vernis – Anticorrosion des structures en acier par systèmes de peinture*

EN 1993-1-9:2005, *Eurocode 3: Calcul des structures en acier – Partie 1-9: Fatigue*

EN 1993-3-2:2006, *Eurocode 3: Calcul des structures en acier – Partie 3-2: Tours, mâts et cheminées – Cheminées*

3 Termes et définitions

Pour les besoins du présent document, les termes et définitions de l'IEC 61400-1 et de l'IEC 61400-2, ainsi que les suivants s'appliquent.

L'ISO et l'IEC tiennent à jour des bases de données terminologiques destinées à être utilisées en normalisation, consultables aux adresses suivantes:

- IEC Electropedia: disponible à l'adresse <http://www.electropedia.org/>
- ISO Online browsing platform: disponible à l'adresse <http://www.iso.org/obp>

3.1

évaluation

ensemble des activités réalisées pour déterminer si la fiabilité d'une structure est acceptable ou ne l'est pas

3.2

charge caractéristique

charge tenant compte du niveau de probabilité de dépassement exigé et pas du facteur de sécurité partielle des charges

3.3

résistance au flambage caractéristique

charge associée au flambement en cas de comportement inélastique du matériau, d'imperfections géométriques et structurelles inévitables dans la construction pratique et des effets de charge qui s'en suivent

3.4

classe de composants

classification des composants structuraux des éoliennes en fonction des exigences de redondance et de sécurité

Note 1 à l'article: Voir l'IEC 61400-1.

3.5

température du composant

température locale qui a un impact sur les propriétés du matériau d'un composant

Note 1 à l'article: La température doit être prise comme étant la température ambiante, sauf si des moyens de protection ou des moyens actifs sont prévus pour faire varier la température.

3.6

durée de vie de conception

période complète pendant laquelle l'éolienne est conçue pour résister à la charge spécifiée, y compris l'entretien, le ralenti, la production d'électricité, le démarrage et l'arrêt

3.7

charge pour la conception

force de conception

charge (force) utilisée dans l'équation action/résistance correspondant à un état limite tenant compte du niveau de probabilité de dépassement exigé et du facteur de sécurité partielle des charges

3.8

résistance de conception

résistance utilisée dans l'équation action/résistance correspondant à un état limite tenant compte du niveau de probabilité de dépassement exigé et du facteur de sécurité partielle pour les matériaux

3.9

situations de conception

ensembles de conditions physiques représentant les conditions réelles se produisant pendant un certain intervalle de temps et pour lesquels la conception démontre que les états limites correspondants ne sont pas dépassés

3.10

raideur dynamique de la fondation

tangente au tracé du déplacement linéaire ou angulaire de la fondation par rapport à la force ou au moment appliqué(e) à la fondation à déformation nulle ou réduite (déformation de cisaillement du sol $< 10^{-4}$)

Note 1 à l'article: En principe, pour les fondations en béton, cette valeur est calculée pour les seuls effets des mécaniques des sols, en prenant pour hypothèse une fondation rigide. Si la souplesse de la fondation est non négligeable, il convient d'en tenir compte lors du calcul de la raideur dynamique.

3.11

effet des sollicitations

effet des sollicitations (ou sollicitation agissante) sur les parties structurelles ou sur l'ensemble de la structure

Note 1 à l'article: La force interne, le moment, la contrainte et la déformation sont des exemples de sollicitation agissante sur des parties structurelles. La déviation et la rotation sont des exemples de sollicitation agissante sur l'ensemble de la structure.

3.12

état limite en fatigue

défaillance structurelle due à l'accumulation de dommages sous l'effet de charges répétées

3.13

analyse géométriquement et matériellement non linéaire

GMNA

analyse réalisée sur la structure globale, fondée sur la théorie de flexion des coques appliquée à la structure parfaite, faisant appel aux hypothèses des grands déplacements non linéaires et à une loi des matériaux élastoplastiques non linéaires ignorant les effets d'écrouissage

Note 1 à l'article: L'abréviation "GMNA" est dérivée du terme anglais développé correspondant "geometrically and materially nonlinear analysis".

3.14

analyse élastique géométriquement non linéaire incluant les imperfections

GMNIA

analyse réalisée sur la structure globale avec les imperfections, fondée sur la théorie de flexion des coques appliquée à la structure imparfaite, faisant appel à la théorie des grands déplacements non linéaires et à une loi des matériaux élastoplastiques non linéaires ignorant les effets d'écrouissage

Note 1 à l'article: Une vérification de valeur propre de confluence est incluse à chaque niveau de charge.

Note 2 à l'article: Des exemples de structure imparfaite incluent les écarts non voulus par rapport à la forme idéale, les imperfections aux conditions aux limites et les contraintes résiduelles.

Note 3 à l'article: L'abréviation "GMNIA" est dérivée du terme anglais développé correspondant "geometrically and materially nonlinear analysis with imperfection included".

3.15

charges internes

trois forces orthogonales et trois moments orthogonaux obtenus sur un plan de coupe aléatoire à travers la structure

Note 1 à l'article: Ce terme se rapporte à l'usage du terme "charges" dans l'IEC 61400-1, IEC 61400-2 et IEC 61400-3-1. Il diffère de l'utilisation faite dans d'autres domaines du génie civil. Le plan aléatoire est souvent aligné avec une certaine interface physique ou avec deux axes d'un système d'axes local. La charge interne singulière est l'une des 3 forces ou l'un des 3 moments. Voir également 5.4.6.

3.16

analyse matériellement non linéaire

MNA

analyse réalisée sur la structure globale, fondée sur la théorie de flexion des coques appliquée à la structure parfaite, en prenant pour hypothèse de petites déviations, mais en adoptant une loi des matériaux élastoplastiques non linéaires ignorant les effets d'écrouissage

Note 1 à l'article: L'abréviation "MNA" est dérivée du terme anglais développé correspondant "materially nonlinear analysis".

3.17

recouvrement nominal du béton

couche de béton entre la surface en béton et la surface de renfort la plus proche incluant la tolérance spécifiée pour le placement de l'armature

Note 1 à l'article: Le recouvrement nominal du béton doit être calculé comme étant le recouvrement minimal du béton plus la tolérance spécifiée.

3.18

rapport nominal

conditions rapport de valeurs fixées sur des bases non statistiques, par exemple sur l'expérience acquise ou sur les conditions physiques

3.19

valeur nominale

valeur fixée sur des bases non statistiques, par exemple sur l'expérience acquise ou sur les conditions physiques

3.20

facteur de sécurité partielle des charges

facteur permettant d'augmenter une valeur caractéristique d'un effet des sollicitations afin de calculer la valeur de calcul de cet effet

3.21

facteur de sécurité partielle pour le matériau

facteur permettant de diminuer une valeur caractéristique d'une propriété de matériau afin de calculer la valeur de calcul de cette propriété

3.22

charge limite plastique

charge limite, déterminée en prenant pour hypothèse les conditions idéalisées du comportement des matériaux élastoplastiques, la configuration parfaite, l'application de charge parfaite, le support parfait et l'isotropie parfaite

Note 1 à l'article: La charge limite plastique est déterminée en prenant pour hypothèse les conditions idéalisées du comportement des matériaux élastoplastiques, la configuration parfaite, l'application de charge parfaite, le support parfait et l'isotropie parfaite

3.23

résistance de référence plastique

charge limite plastique, déterminée en prenant pour hypothèse les conditions idéalisées du comportement des matériaux plastiques rigides, l'application de charge parfaite, le support parfait et l'isotropie parfaite

3.24

béton postcontraint

précontrainte de la structure qui a été obtenue en contraignant les torons ou les boulons après avoir coulé le béton

Note 1 à l'article: Les torons sont adhérents au béton ou non adhérents.

3.25

béton précontraint

structure en béton précontraint avant de l'utiliser

Note 1 à l'article: La précontrainte est appliquée sur les torons et les boulons, les torons pouvant être précontraints (avant de couler le béton) ou postcontraints (après avoir coulé le béton).

3.26

béton précontraint

structure qui est précontrainte en contraignant les torons avant de couler le béton

Note 1 à l'article: Les torons sont liés au béton.

3.27

structure primaire

éléments structuraux conçus pour porter les charges provenant de l'ensemble rotor – nacelle

3.28

norme de référence

document présentant les méthodes d'analyse de conception coordonnée contenant les actions, les valeurs caractéristiques de résistance et les facteurs de sécurité, publié par un organisme privé, régional, national ou international d'experts reconnus

3.29

ensemble rotor-nacelle

RNA

partie de l'éolienne soutenue par la structure de support

Note 1 à l'article: L'abréviation "RNA" est dérivée du terme anglais développé correspondant "rotor nacelle assembly"

3.30

structure secondaire

éléments structuraux conçus pour supporter les charges dues aux équipements tels que les systèmes d'accès, les câbles, les armoires, les dispositifs internes (les amortisseurs, par exemple)

3.31

série de normes

série coordonnée de documents présentant les méthodes d'analyse de conception contenant les actions, les valeurs caractéristiques de résistance et les facteurs de sécurité, publiée par un organisme privé, régional, national ou international d'experts reconnus

3.32

contrainte de von Mises signée

contrainte équivalente avec direction (théorique) déduite des contraintes principales

3.33**S1****charge caractéristique SLS**

niveau de charge d'état limite de service pour les actions de durée de vie de conception, lié au bon fonctionnement continu de l'éolienne (distance d'isolement dans l'air des composants et niveaux de fluide technique, contrôle de fissuration du béton)

3.34**S2****cas de charge fréquent SLS 10^{-4}**

niveau de charge d'état limite de service correspondant à des actions fréquentes, qui sont dépassées pendant 10^{-4} de la durée de vie, et qui est lié à la ténacité, à la corrosion, au contrôle de fissuration du béton et aux liaisons dans le béton précontraint

3.35**S3****cas de charge fréquent SLS 10^{-2}**

niveau de charge d'état limite de service correspondant à des actions équivalentes à fréquentes qui sont dépassées pendant 10^{-2} de la durée de vie, et qui est lié aux contrôles de rigidité du béton fissuré, au contrôle de fissuration du béton, à la raideur de la fondation, à l'inclinaison et au tassement, au dégarnissage des sols et aux limites de tension des pieux

3.36**aptitude au service**

aptitude d'une structure ou d'un élément de structure à fonctionner de manière correcte en utilisation normale et dans le cadre de toutes les actions prévues

3.37**état limite de service**

état qui correspond aux conditions au-delà desquelles les exigences de service spécifiées pour une structure ou un élément de structure ne sont plus satisfaites

3.38**raideur statique de la fondation**

sécante du point sur le tracé de la déviation linéaire ou angulaire de la fondation par rapport à la force ou au moment appliquée(e) à la fondation selon une déformation compatible avec le cas de charge appliqué

Note 1 à l'article: En principe, pour les fondations en béton, cette valeur est calculée pour les effets de la seule déformation des sols, en prenant pour hypothèse une fondation rigide. Si la souplesse de la fondation est non négligeable, il convient d'en tenir compte lors du calcul de la raideur statique.

3.39**structure de support**

partie d'une éolienne composée du mât, de la sous-structure et de la fondation

Note 1 à l'article: Voir la Figure 1 de l'IEC 61400-3-1:2019.

3.40**partie du mât**

unité d'un mât qui peut être transportée d'une usine vers le site d'installation, composée essentiellement d'un mât tubulaire en acier constitué d'un certain nombre de tubes en acier plus petits associés en permanence, l'ensemble de l'unité étant équipé de raccords par serrage mécanique aux extrémités supérieure et inférieure

3.41**état limite ultime**

état limite qui correspond généralement à la capacité portante maximale

Note 1 à l'article: Cela correspond en général à la résistance de charge d'une structure ou d'un élément de structure, mais dans certains cas, à une déformation ou une limite de déformation

3.42

spécification d'éolienne

document et matériaux connexes contenant des informations relatives à l'aérogénérateur complet et à l'ensemble rotor-nacelle (RNA), permettant de concevoir le mât et la fondation et d'identifier l'éolienne qui peut être utilisée avec le mât et/ou la fondation

4 Symboles et termes abrégés

4.1 Symboles

A_1	paramètre de facteur de réduction
A_s	section de contrainte effective
A'	surface utile de la fondation autour de la ligne d'action de la force résultante pour F_{zd}
b	épaisseur de collerette à souder en bout (en principe égale à l'épaisseur de la coque du mât associé)
b_{tot}	largeur de bride
B_1	paramètre de facteur de réduction
c	hauteur de flanc de la préparation de soudure
C_1	facteur de réduction pour l'influence de l'ouverture
D_{Ed}	somme des dommages
e	excentricité, en général de la charge.
f_{bd}	valeur de calcul de la résistance de liaison entre la roche et le coulis de ciment
f_{ck}	résistance caractéristique à la compression du cylindre en béton
f_{cck}	résistance caractéristique à la compression du coulis
$f_{c,r}$	résistance au voilement méridien de la conception
f_{pk}	résistance à la traction caractéristique de l'acier de l'armature de précontrainte
$f_{p0,1k}$	limite conventionnelle d'élasticité 0,1 % de l'acier de précontrainte
f_{yk}	limite d'élasticité caractéristique de l'armature
F_d	charge ultime spécifiée
F_d	valeur de calcul de l'action de déstabilisation incluant le facteur de sécurité partielle des charges défavorable
$F_{p,C'}$	force de précharge du boulon utilisée dans les calculs de conception
$F_{p,C}$	force de précharge du boulon donnée dans le code de conception approprié ou dans l'agrément technique
F_{zd}	valeur de calcul de la force verticale agissant sur la formation du sol
G	module de cisaillement du sol réduit de G_0 pour tenir compte de la déformation non nulle du sol
G_0	module de cisaillement à petite déformation du sol
$K_{R,dyn}$	raideur dynamique en rotation de la fondation soumise à des moments de renversement

$K_{R,stat}$	raideur statique en rotation de la fondation soumise à des moments de renversement
l	distance entre le rayon de transition et la préparation de soudure
L_{anchor}	longueur totale d'un ancrage
L_{fixed}	longueur liée d'un ancrage
L_{free}	longueur libre d'un ancrage
L_f	facteur de perte de précharge, qui n'est pas pris en considération dans le code de conception appliqué
$M_{d,overturning}$	valeur de calcul du moment de déstabilisation entre la charge de vent et d'autres charges
$M_{d,stabilizing}$	valeur de calcul du moment de stabilisation entre la charge de gravité et le remblai
n	nombre d'interfaces de transmission de force dans le raccordement.
$n(\Delta\sigma_i)$	nombre de cycles de charge pour une plage donnée $\Delta\sigma_i$
$N(\Delta\sigma_i)$	nombre de cycles de charge en défaillance pour la plage donnée $\Delta\sigma_i$
P_k	résistance à la traction caractéristique de l'acier de précontrainte
$P_{lock-off}$	traction de blocage de l'ancre pour la roche
$P_o, P_{lock-off}$	charge transférée à la fondation par l'ancre pour la roche à l'issue de l'opération de contrainte (après blocage)
P_p	charge d'épreuve de l'ancrage
$P_{p0,1k}$	limite d'élasticité de l'ancrage
q_{Ed}	pression au sol plastique (uniforme) reposant sur le calcul d'excentricité
q_{Rd}	valeurs de calcul de la capacité portante du sol à l'état limite ultime
r	rayon de transition
R	rayon de la fondation en contact avec le sol de fondation
R_a	paramètre de rugosité de surface
R_d	valeur de calcul de l'action de stabilisation comprenant la gravité et la résistance du sol
R_{Rk}	résistance réduite au flambage de référence
R_{Rpl}	résistance de référence plastique
t_f	épaisseur de bride
t_{tot}	épaisseur totale de la bride, y compris la collerette à souder en bout
$T_{extreme,min/max}$	plage de températures extrême
$T_{erection,min/max}$	plage de températures admissible à définir pour le levage du mât
ΔT_k	action de la température caractéristique sur les mâts en béton
ΔT_1	différence de température uniforme dans les mâts en béton par rapport à la température au moment du levage
ΔT_2	différence de température en cosinus sur les mâts en béton provoquée par le rayonnement solaire
ΔT_3	différence de température des mâts en béton entre les surfaces de paroi intérieure et extérieure

α	rapport des modules d'élasticité pour l'acier d'armature et le béton
$\gamma_{f,Temp}$	facteur de sécurité partielle pour les actions de température sur les mâts en béton
γ_{inf}	facteur de sécurité pour la précontrainte favorable
γ_M	facteur de sécurité partielle pour le matériau
γ_{M3}	facteur de sécurité partielle pour la résistance de liaison de l'ancre pour la roche
γ_{sup}	facteur de sécurité pour la précontrainte défavorable
δ	angle d'ouverture le long de l'entrée de l'ouverture de la porte
ε_{tot}	déformation totale
θ	diamètre du puits de forage
μ	coefficient de frottement
ν	coefficient de Poisson (du sol)
σ_{hs}	contrainte de point chaud structurel d'un modèle de matériau élastique linéaire
$\sigma_{y,d}$	limite d'élasticité de conception du matériau
$\Delta\sigma_{R-N}$	résistance à la fatigue représentée par les "courbes S-N" (courbes de Wöhler)
$\sigma_{x,R,d-EC}$	résistance au voilement méridien de la conception selon l'EN 1993-1-6
$\sigma_{ }$	un composant du tenseur de contraintes de Cauchy dans une direction principale du système de coordonnées cartésien (par exemple σ_x)
$\sigma_{\perp}$	un composant du tenseur de contraintes de Cauchy dans une direction principale du système de coordonnées cartésien perpendiculaire à $\sigma_{ }$ (par exemple σ_y ou σ_z)
τ	contraintes tangentielles du composant dans le plan des directions de $\sigma_{ }$ et $\sigma_{\perp}$

4.2 Termes abrégés

DLC	design load case (charge pour la conception)
FLS	fatigue limit state (état limite en fatigue)
GIR	ground investigation report (rapport d'examen du sol)
GMNA	geometrically and materially nonlinear analysis (analyse géométriquement et matériellement non linéaire)
GMNIA	geometrically and materially nonlinear numerical buckling analysis with imperfections included (analyse numérique du flambement géométriquement et matériellement non linéaire incluant les imperfections)
MNA	materially nonlinear analysis (analyse matériellement non linéaire)
psfl	partial safety factor for loads (facteur de sécurité partielle des charges)
psfm	partial safety factor for materials (facteur de sécurité partielle pour le matériau)
RNA	rotor nacelle assembly (ensemble rotor-nacelle)
SI	étude géotechnique sur site
SLS	serviceability limit state (état limite de service)
ULS	ultimate limit state (état limite ultime)

5 Bases de la conception incluant la charge

5.1 Généralités

L'Article 5 a pour objet d'établir les bases exigées de la conception technique pour les principales disciplines d'ingénierie afin d'établir les structures de support pour les éoliennes terrestres.

Afin d'établir une norme utile pour le secteur industriel concerné, certains sujets font l'objet d'un traitement exhaustif en l'absence de référence internationale pertinente. Pour les sujets bien connus pour la conception des éléments de structure, l'Article 5 est destiné à être utilisé conjointement avec des normes de référence pertinentes pour la conception de la structure de support. Il est admissible d'utiliser des normes de référence pertinentes fournissant le niveau exigé de sécurité spécifié dans l'IEC 61400-1 ou l'IEC 61400-2. Seuls les autres documents IEC et ISO sont cités en référence directement dans le texte.

5.2 Base de la conception

5.2.1 Principes de base

La structure doit être dimensionnée de manière à résister aux actions appliquées pendant la réception provisoire avec et sans la nacelle et le rotor, pendant le levage et pendant la durée de vie de conception. Si cela est exigé, cela doit également inclure le transport vers l'installation initiale ou la mise hors service. En règle générale, la prise en considération de tous les cas de charge indiqués dans l'IEC 61400-1 ou l'IEC 61400-2 est suffisante pour le dimensionnement. Toutefois, les charges supplémentaires dues à l'inclinaison du mât et à la fondation, ainsi que les influences de la température et des vibrations induites par les tourbillons doivent être prises en considération. Il peut également s'avérer nécessaire de prendre en considération les actions supplémentaires selon les normes locales.

La conception de la structure doit être conforme à la série de normes reconnues choisie ou à une norme de référence. La série de normes ou les normes de référence doivent couvrir correctement les domaines nécessaires relatifs à la conception de structures de support d'éolienne et, le cas échéant, être complétées par des exigences supplémentaires, comme cela est indiqué dans le présent document. En particulier, les méthodes de vérification doivent bien tenir compte des normes d'exécution de cette série pour assurer la cohérence de la conception. La combinaison de normes provenant de séries différentes doit uniquement être admise s'il a été vérifié qu'elle ne réduit pas le niveau de fiabilité.

La série de normes ou la norme de référence doit uniquement satisfaire à l'IEC 61400-1 ou l'IEC 61400-2, lorsque cela est nécessaire, concernant par exemple les niveaux de fiabilité et les conditions environnementales.

Les valeurs minimales des facteurs de sécurité partielle pour les matériaux peuvent provenir de la série de normes ou de la norme de référence choisie, sauf spécification contraire dans le présent document et tant qu'elles satisfont aux niveaux de fiabilité exigés indiqués dans l'IEC 61400-1 ou l'IEC 61400-2 en combinaison avec les charges caractéristiques indiquées.

L'Annexe A répertorie certaines normes qui satisfont aux exigences ci-dessus. D'autres normes ne figurant pas dans l'Annexe A peuvent être utilisées si le niveau de fiabilité exigé indiqué dans l'IEC 61400-1 ou l'IEC 61400-2 est satisfait. Les méthodes et les facteurs de sécurité ne doivent pas être mélangés à partir de normes de référence différentes, au risque de réduire le niveau de sécurité.

Les résistances définies dans les codes de conception reconnus choisis sont uniquement valides si les exigences matérielles selon 6.3 et 7.3 sont satisfaites.

5.2.2 Durabilité

La structure de support doit être conçue de sorte que les variations en fonction du temps des caractéristiques n'aient aucun impact inattendu sur son comportement sur l'ensemble de la durée de vie de conception. Cela inclut également le dimensionnement suffisant en fonction de la fatigue et, le cas échéant, des séismes.

Selon les hypothèses de calcul et les conditions environnementales, des systèmes de protection appropriés contre la corrosion doivent être prévus pour l'ensemble de la structure de support. Si la protection contre la corrosion est assurée par un revêtement, il doit être choisi et appliqué selon l'ISO 12944 (toutes les parties).

De plus, les intervalles d'entretien et de maintenance selon l'Article 9 doivent être respectés.

5.2.3 Principes de calcul à l'état limite

Les conditions concernant la sécurité humaine ou l'intégrité de la structure sont considérées comme des états limites ultimes ou des états limites en fatigue. Pour simplifier, les conditions avant défaillances de composant peuvent être traitées comme des états limites.

En règle générale, les vérifications pour les états limites suivants doivent être réalisées pour les structures:

- défaillances dues à des déformations excessives, au passage de l'ensemble de la structure ou de ses composants à un état cinématique, à la rupture ou à une condition instable. (état limite ultime, ULS – ultimate limit state) ;
- défaillance de l'ensemble de la structure ou de ses composants due à la fatigue ou à d'autres effets dépendant du temps. (état limite en fatigue, FLS – fatigue limit state)
- états limites qui prennent en considération la fonction de la structure ou de l'un de ses composants dans les conditions normales de service ou de l'aspect de la structure (état limite de service, SLS – serviceability limit state).

L'état limite ultime et l'état limite en fatigue doivent être vérifiés pour les situations de conception. Les vérifications pour l'état limite en fatigue doivent concerner la durée de vie de conception de la structure.

5.2.4 Analyse structurelle

Le dimensionnement doit être réalisé avec des modèles appropriés de système structurel en ce qui concerne les états limites.

Il faut vérifier que l'état limite ultime et l'état limite en fatigue ne sont pas dépassés, si les valeurs de calcul appropriées sont utilisées pour:

- les charges,
- les propriétés du matériau,
- les propriétés du composant, et
- les dimensions géométriques dans les modèles de calcul.

Les vérifications doivent être réalisées pour toutes les situations de conception et tous les cas de charges décisifs. Le cas échéant, les imperfections et déformations de la structure doivent être incluses.

La vérification doit également inclure l'évaluation de l'amortissement et de la fréquence du système comme cela est spécifié dans les exigences de conception.

5.2.5 Évaluation par des essais

La conception et le calcul de la structure peuvent également être réalisés en combinaison avec des essais comme cela est décrit dans l'ISO 2394 et à l'Annexe K de l'IEC 61400-1:2019. Il convient que les laboratoires qui procèdent aux essais veillent au respect des exigences d'étalonnage appropriées.

NOTE Des recommandations relatives aux bonnes pratiques en matière d'étalonnage figurent dans l'ISO/IEC 17025.

En principe, en ce qui concerne les valeurs de résistance, la déduction tant des valeurs caractéristiques que des valeurs de calcul est possible. Les essais doivent être réalisés de manière à satisfaire le niveau exigé de sécurité et de fiabilité pour la situation de conception selon l'IEC 61400-1 ou l'IEC 61400-2 dans la vérification (voir également 7.6.2.2 de l'IEC 61400-1:2019).

Si la série de normes ou la norme de référence utilisée pour la vérification de la structure fournissent les règles d'évaluation par des essais, cela doit également être pris en considération.

5.3 Matériaux

Des exigences particulières sont données pour chaque type de matériaux en 6.3 et en 7.3.

Tous les matériaux doivent être traités selon les normes correspondantes en ce qui concerne les exigences de qualité et les conditions d'essai.

Les valeurs caractéristiques des propriétés du matériau doivent provenir des normes correspondantes, sauf si des données d'essai suffisantes sont disponibles pour atteindre le niveau de fiabilité exigé indiqué dans l'IEC 61400-1.

5.4 Charges

5.4.1 Utilisation des cas de charge et des facteurs de sécurité partielle pour les charges de l'IEC 61400-1 ou de l'IEC 61400-2

Les charges utilisées pour évaluer l'état limite ultime et l'état limite en fatigue des mâts et des fondations selon le présent document doivent être déduites selon l'IEC 61400-1 ou l'IEC 61400-2 et doivent utiliser les facteurs de sécurité indiqués dans l'IEC 61400-1 ou l'IEC 61400-2, sauf spécification contraire dans le présent document. Le mât ou la fondation peut être conçu(e) pour d'autres conditions environnementales, c'est-à-dire des conditions différentes de celles utilisées dans la vérification de l'ensemble rotor-nacelle. De plus, les charges spécifiques au site peuvent être réparties autour du mât pour tenir compte du sens du vent (par exemple, les charges dues à la fatigue en un point du mât ou de la fondation peuvent être réduites en tenant compte du sens du vent) où, par exemple, les ouvertures peuvent être disposées dans des zones présentant de moindres charges dues à la fatigue. Cela doit uniquement s'appliquer dans le cas de mâts ou de fondations pour un site particulier.

Les méthodes d'analyse dynamique pour le calcul de charge interne doivent utiliser la raideur dynamique du sol/de la fondation pour tous les niveaux de charge.

Dans les régions où l'activité sismique peut éventuellement avoir un impact sur la charge, les cas de charge sismique doivent également être calculés comme cela est indiqué dans l'IEC 61400-1 ou l'IEC 61400-2 et les normes sismiques régionales appropriées. Des lignes directrices relatives à l'estimation de la charge sismique sur le mât et la fondation sont données à l'Annexe O.

5.4.2 Remplacement des facteurs de sécurité partielle pour les matériaux de l'IEC 61400-1 ou de l'IEC 61400-2

Les facteurs de sécurité partielle pour les matériaux indiqués dans le présent document remplacent les exigences de l'IEC 61400-1 ou de l'IEC 61400-2 pour l'éolienne terrestre, la fondation et la conception géotechnique.

5.4.3 Niveaux de charge d'aptitude au service

5.4.3.1 Généralités

Les niveaux de charge d'aptitude au service doivent être utilisés pour les états limites de service, c'est-à-dire, selon l'ISO 2394:2015, 2.2.10, un "état limite concernant les critères qui régissent les fonctionnalités liées à une utilisation normale"¹.

Les mâts d'éolienne et la fondation diffèrent de la plupart des structures du génie civil, en ce sens qu'ils présentent un très faible rapport charges statiques/charges dynamiques. Par conséquent, pour la conception des mâts d'éolienne et de la fondation, les charges SLS selon l'ISO 2394 sont modifiées de manière à appliquer les niveaux de charge SLS S1, S2 et S3, correspondant au niveau de charge caractéristique et à deux niveaux de charge fréquents, de niveaux de fréquence différents. Le niveau de charge le plus fréquent (voir S3 ci-dessous) est utilisé pour des situations généralement analysées avec un niveau de charge quasi permanent.

Dans le cas des analyses SLS, les mêmes simulations de charge doivent être utilisées comme ci-dessus, mais le facteur de sécurité partielle des charges spécifiée dans l'IEC 61400-1 ou l'IEC 61400-2 doit être remplacé par $\gamma_{\text{serviceability}}$, où:

$$\gamma_{\text{serviceability}} = 1,0 \quad (1)$$

NOTE Plusieurs niveaux de charge sont utilisés pour les analyses SLS. Certains de ces niveaux de charge sont directement spécifiés dans l'IEC 61400-1 ou l'IEC 61400-2. Toutefois, d'autres sont déduits des mêmes simulations de charge à l'aide des spécifications ci-dessous.

5.4.3.2 S1 – Valeur caractéristique des cas normaux et de transport

Les valeurs sont égales aux valeurs extrêmes issues de l'ensemble complet de cas indiqués par l'utilisation d'un facteur de sécurité partielle des charges (psfl) normal. Ce niveau de charge SLS doit en principe être représenté par les données d'accélérogramme dans un système orthogonal aux points pertinents dans le système, qui peuvent également être ensuite utilisés pour générer des accélérogrammes des contraintes par l'intermédiaire de modèles linéaires et non linéaires. Il est admis de représenter ce niveau de charge SLS par une matrice de charges orthogonales aux points critiques de la structure si la combinaison des charges donne une contrainte prudente.

Le psfl de SLS tel qu'exigé par le présent document doit être appliqué.

5.4.3.3 S2 – $p = 10^{-4}$ à partir des niveaux de charge du spectre de fatigue

Les valeurs sont égales aux valeurs de 0,01 percentile issues de l'ensemble complet de cas de charge pour la conception (DLC) 1.1, comme cela est exigé par l'IEC 61400-1:2019, 7.6.2. Pour chaque composant structurel, une distribution de probabilité doit être créée pour la charge dans la direction qui produit les contraintes maximales. Par ailleurs, les simplifications suivantes peuvent être appliquées:

- pour la fondation, les charges en vent latéral peuvent être ignorées;

¹ Aucun état limite d'aptitude à l'emploi n'est défini dans l'IEC 61400-1.

- pour le mât, la valeur de percentile exigée peut être déduite de la distribution de probabilité de la charge résultante à chaque emplacement de mât.

NOTE $p = 10^{-4}$ implique une période d'exposition à des charges plus importantes de 0,87 h par an.

5.4.3.4 S3 – $p = 10^{-2}$ à partir des niveaux de charge du spectre de fatigue

Le mode de déduction est le même que pour S2 ci-dessus, mais les valeurs de 1 percentile sont utilisées.

NOTE $p = 10^{-2}$ implique une période d'exposition à des charges plus importantes de 87 h par an.

5.4.4 Combinaison de charges dans l'état limite ultime

5.4.4.1 Précontrainte dans le béton

La précontrainte doit être classée comme une action permanente. Dans la plupart des cas, la précontrainte est réputée être favorable et, pour la vérification de l'état limite ultime, le facteur de sécurité partielle des charges $\gamma_{f,prestress}$ doit être utilisé.

$$\gamma_{f,prestress,favourable} = 0,9 \quad (2)$$

Si la précontrainte est défavorable, le facteur partiel minimal pour l'analyse globale et locale doit être comme suit.

$$\gamma_{f,prestress,unfavourable} = 1,1 \quad (3)$$

Si les mesures sont réalisées pour réduire l'incertitude sur la charge de précontrainte, les facteurs peuvent être pris comme $\gamma_{f,prestress,favourable} > 0,9$ et $\gamma_{f,prestress,unfavourable} < 1,1$. Alors qu'une exactitude importante des tendeurs peut améliorer l'exactitude du niveau initial de précontrainte, l'incertitude restante par rapport aux pertes de précontrainte doit également être prise en considération si $\gamma_{f,prestress,favourable}$ et $\gamma_{f,prestress,unfavourable}$ doivent être modifiés.

Pour les effets locaux (zones d'introduction de la charge, par exemple) et l'analyse de stabilité (flambement, par exemple), $\gamma_{f,prestress,unfavourable}$ ne doit en aucun cas être inférieur à 1,1.

5.4.4.2 Charge sismique

La charge sismique doit être superposée à la charge opérationnelle (voir l'IEC 61400-1 ou l'IEC 61400-1:2019, 11.6). Le facteur de sécurité partielle des charges sismique est indiqué dans l'IEC 61400-1.

5.4.4.3 Autres charges climatiques telles que les charges de neige

Les charges de neige et les charges climatiques sont en principe considérées comme étant négligeables, mais elles doivent être prises en considération, le cas échéant, dans la charge d'état limite de service des cas spécifiques au site, S1, avec un facteur de sécurité partielle des charges ci-dessous.

$$\gamma_{f, climatic action} = 1,0 \quad (4)$$

5.4.4.4 Effets de la température

Les contraintes thermiques doivent être vérifiées en présence d'une charge d'état limite de service, S1, en combinaison avec l'effet de température avec facteur de sécurité partielle des charges ci-dessous, lorsque les effets de la température sont la charge dominante.

$$\gamma_{f, \text{temperature action}} = 1,35 \quad (5)$$

Les combinaisons avec d'autres charges doivent être consultées en 7.2.3.1 pour les structures en béton.

5.4.4.5 Effets de flottabilité

Les effets de flottabilité doivent être pris en compte conformément à l'IEC 61400-1:2019, 7.6.2.3.

5.4.5 Valeurs d'amortissement structurel à utiliser dans les calculs de charge

Les valeurs d'amortissement modal du mât et de la fondation utilisées dans la déduction des charges décrites en 5.4.1 doivent être justifiées par un mesurage ou une analyse pertinent(e). L'Annexe P donne quelques recommandations.

L'amortissement doit être calculé avec prudence en tenant compte de la configuration, des matériaux et des formes du mode dans le cas des mâts composés d'une combinaison de sections structurales en béton, en tube d'acier, en treillis ou autres.

L'amortissement structurel n'inclut pas les sources suivantes:

- aérodynamique de la structure;
- actions de commande, aérodynamiques ou électromécaniques;
- amortisseurs mécaniques;
- amortissement du sol.

Toutefois, la totalité des éléments ci-dessus peut être prise en compte dans la partie correspondante de l'analyse, par exemple l'amortissement aérodynamique et l'amortissement des actions de commande font l'objet de la modélisation aéroélastique. Les amortisseurs mécaniques et les effets du sol peuvent être modélisés par l'ajout explicite à l'amortissement structurel.

5.4.6 Définitions et méthodes d'utilisation des charges internes

Les charges fournies par les méthodes de l'IEC 61400-1 ou de l'IEC 61400-2 sont des charges externes qui peuvent être utilisées pour calculer les charges entre les sections internes et les interfaces (les brides, par exemple). Les méthodes de l'analyse structurelle doivent en tenir compte. Il s'agit d'une question essentielle pour l'utilisation des charges avec la modélisation par éléments finis, lorsqu'il s'avère nécessaire de vérifier que les charges internes sont correctement représentées au niveau de l'interface correspondante, mais qu'elles ne peuvent pas être appliquées directement étant donné que l'interface ne peut pas être un bord libre ou qu'elle doit être correctement contrainte. Voir également l'Annexe N.

5.4.7 Définition des données de charge exigées pour l'analyse de fatigue

Les charges dues à la fatigue doivent être disponibles sous forme de données d'accélérogramme dans un système orthogonal aux points pertinents dans le système, qui peuvent être utilisés pour générer des contraintes aux emplacements critiques par l'intermédiaire de modèles linéaires et non linéaires. La charge doit être adaptée au composant structurel faisant l'objet de l'analyse.

Les méthodes d'analyse de fatigue doivent utiliser la méthode du comptage des cycles de précipitations (voir l'IEC 61400-1 ou l'IEC 61400-2).

Les données doivent être présentées sous la forme de matrices de Markov, qui donnent le nombre de cycles de charge pour chaque échantillonnage de moyen de charge combiné à chaque échantillonnage de cycles de charge. Les analyses doivent soit utiliser la valeur la plus

sévère de la plage d'échantillonnage pour rester prudentes, soit utiliser une valeur pondérée en fonction de la pente SN utilisée. Il n'y a pas de limite pouvant être atteinte par la taille des plages d'échantillonnage.

L'utilisation d'autres formes de représentation de la charge due à la fatigue est admise pour des besoins particuliers. L'utilisation de cycles de plage sans moyen est admise pour certaines caractéristiques structurales (le soudage, par exemple) ou si une hypothèse de charge moyenne prudente est formulée. Les charges équivalentes des dommages sont uniquement admises avec le choix de la pente de la courbe S-N et du nombre de cycles de référence, où la pente linéaire simple est choisie pour représenter avec prudence la courbe S-N réelle.

5.4.8 Définition des données de charge exigées pour le niveau de charge extrême

Le niveau de charge extrême doit être représenté par un tableau des charges pour la conception (trois forces et trois moments pour un système d'axes orthogonaux défini, plus la force horizontale obtenue et le moment de renversement) aux points critiques dans la structure choisie, de sorte que la combinaison des charges donne la contrainte la plus prudente. Ce tableau fournit la valeur extrême dans chaque composante de charge et les valeurs contemporaines dans les autres composantes de charge².

Pour plus de clarté dans certaines méthodes de calcul de la résistance, le tableau des charges caractéristiques orthogonales doit également être fourni, c'est-à-dire sans l'application du facteur de sécurité partielle des charges.

L'utilisation de charges contemporaines dans l'évaluation de la résistance doit être conforme à l'IEC 61400-1 ou à l'IEC 61400-2.

5.4.9 Vibrations induites par les tourbillons

Les oscillations latérales forcées par l'instabilité de l'écoulement due à l'aérodynamique du mât local, en particulier aux fréquences modales du mât (souvent appelées vibrations induites par les tourbillons) doivent être prises en considération dans le calcul de la durée de résistance à la fatigue et de la charge extrême³. Les dommages provoqués par les vibrations induites du vent latéral (ViV) doivent être évalués pour tous les états du procédé d'assemblage du mât et de la turbine, pendant les périodes de maintenance et de veille.

Les dommages provoqués par les ViV peuvent être négligés jusqu'à une valeur de somme des dommages $D = 0,10$.

Sinon, les dommages dus aux ViV supérieurs à 0,1 et les dommages dans le sens du vent latéral pour des charges dues à la fatigue en raison de la durée de vie de l'éolienne doivent être ajoutés.

Dans le calcul des actions dues aux ViV, l'amortissement aérodynamique ne doit pas être appliqué.

5.4.10 Charges dues aux tolérances géométriques et aux déviations élastiques dans la verticalité du mât

Les effets de charge du déplacement du mât et de l'ensemble rotor-nacelle par rapport à la position verticale sans déviation doivent être inclus dans les charges comme cela est indiqué dans l'IEC 61400-1 ou l'IEC 61400-2 ou doivent être calculés séparément selon les exigences du présent document.

² La charge la plus élevée obtenue n'est pas nécessairement régie par une valeur extrême dans une direction.

³ La procédure 2 de l'EN 1991-1-4:2005, Annexe E, peut être utilisée pour estimer l'amplitude des vibrations induites par les tourbillons et la force d'inertie correspondante par unité de longueur.

Les influences suivantes doivent être prises en considération:

- le déplacement horizontal dû à la déviation élastique;
- la différence entre la raideur statique et dynamique en rotation de la fondation;
- les imperfections;
- les charges dues au tassement différentiel;
- la température, y compris les effets de chauffage différentiel;
- les déviations non linéaires dues aux sections transversales fissurées des mâts et fondations en béton.

Les méthodes de calcul de charge exigées par l'IEC 61400-1 ou l'IEC 61400-2 incluent les effets des charges gravitationnelles dues aux déviations élastiques des structures par rapport à leur position initiale, y compris la réduction de la raideur apparente.

Les tolérances admissibles dans la verticalité du mât⁴ doivent être indiquées dans la documentation de conception et doivent inclure les effets initiaux lors de l'assemblage et de l'installation, les effets à court terme dus à la dilatation thermique et les effets à long terme dus à l'affaissement du sol permanent. L'effet de verticalité du mât sur les charges gravitationnelles doit être pris en compte séparément pendant l'analyse structurelle du mât et de la fondation.

Des charges supplémentaires dues à des effets de second ordre doivent être prises en considération dans le calcul du mât et de la fondation pour l'analyse de l'état limite ultime. Pour simplifier, il peut être pris pour hypothèse qu'elles ont un impact négligeable sur la raideur de la structure. Par conséquent, les effets de second ordre peuvent être intégrés comme des charges quasi statiques supplémentaires (essentiellement des charges de flexion dues aux forces verticales et aux déplacements horizontaux du mât).

Étant donné que de nombreux logiciels de simulation de charge aéroélastique de pointe intègrent les effets de second ordre mentionnés ci-dessus, l'analyse quasi statique supplémentaire décrite ci-dessus peut ne pas être exigée. Cela doit être indiqué clairement dans les spécifications de charge de conception mécanique et structurelle.

5.5 Données de charge et exigences de consignation d'interface

5.5.1 Objet

Un mât ou une fondation doit uniquement être présenté(e) comme étant conforme au présent document si la conception s'appuie sur certaines données spécifiques à l'ensemble rotor-nacelle de l'éolienne à utiliser avec le mât ou la fondation. Le document d'interface peut faire référence à une combinaison mât/fondation ou à une fondation uniquement.

5.5.2 Spécification d'éolienne

Les données de charge et la consignation d'interface doivent présenter certaines informations cardinales relatives à l'éolienne afin d'assurer une association sans équivoque à une configuration d'ensemble rotor-nacelle d'éolienne spécifique. Ces données doivent au moins inclure les éléments suivants:

- désignation du modèle;
- classe de vent de conception de l'ensemble rotor-nacelle ou conditions environnementales Classe S (voir ci-dessous en cas de conditions environnementales différentes);

Il est admissible que l'une des conditions environnementales pour la conception du mât soit différente de celle pour l'ensemble rotor-nacelle. Les conditions environnementales différentes de ce type doivent être spécifiées individuellement, le cas échéant. Ces autres

⁴ L'industrie éolienne a spécifié les limites classiques de déplacement latéral de 5 mm par mètre de hauteur pour l'installation, la fabrication et les effets thermiques, et de 3 mm/m pour tout affaissement inégal.

conditions environnementales ne remettent pas en question le caractère adapté du site de l'ensemble rotor-nacelle.

- hauteur de semelle supérieure au-dessus du sol;
- paramètres d'inertie estimés de la fondation (peuvent être indiqués comme étant négligeables);
- tolérances admissibles, y compris la verticalité due à la construction et à l'affaissement;
- niveau de raideur dynamique et statique admissible de la fondation et raideur géotechnique (le cas échéant), en rotation et latérale.

Les informations suivantes sont uniquement exigées si les données sont destinées à la conception du mât:

- plage de fréquences du mode de flexion fondamentale estimée du système dans les deux axes principaux;
- valeurs d'amortissement utilisant une déduction des charges, y compris une justification si elles ne sont pas conformes à 5.4.4.5;
- configuration externe estimée du mât;
- configuration de la semelle supérieure du mât;
- autres contraintes sur le mât (câbles, amortisseurs, par exemple).

Les informations suivantes sont uniquement exigées si les données sont destinées à la conception de la fondation:

- détails de l'interface mât/fondation;
- interfaces de la fondation pour les services électriques et autres, y compris les limites sur l'affaissement;
- noter également les exigences de 8.6 relatives aux pieux.

Les paramètres suivants ne sont pas obligatoires, mais ils peuvent aider à associer les données au type d'éolienne:

- désignation de pale du rotor;
- puissance assignée;
- diamètre du rotor sans déviation;
- identification du logiciel de commande et des paramètres.

Si l'analyse des charges indique que l'inclusion de modes de mât supérieurs à la fondamentale augmente la charge critique de plus de 3 %, la plage définie par hypothèse pour les autres modes doit être fournie.

Si la conception de la semelle supérieure du mât est fournie séparément, des informations suffisantes doivent être fournies pour reproduire cette conception et assurer une interface géométrique, fonctionnelle et structurelle correcte.

5.5.3 Données d'accélérogramme

Toutes les données de charge pertinentes doivent être mises à disposition dans un accélérogramme de conception du mât.

5.5.4 Origines de la charge

Il faut vérifier que ces données sont disponibles à tous les points critiques. Il est suggéré de prendre en considération au moins les points critiques suivants, appelés origines: sommet du mât, pied du mât et tous les niveaux pertinents (points de connexion des parties de mât sécurisées par des fixations, par exemple) dans le mât.

5.5.5 Composantes de charge

Les données de charge doivent être présentées dans un format à six composants tels que les charges internes aux origines exigées sur une section transversale spécifiée, les forces sur trois axes orthogonaux droits et les moments autour de ces axes, l'un des axes étant perpendiculaire à la section transversale.

5.6 Exigences générales relatives à la conception structurelle

5.6.1 Influence secondaire structurelle

Les effets des éléments structurels secondaires sur la résistance ou la durée de résistance à la fatigue de la structure principale doivent être inclus dans les analyses.

5.6.2 Analyse de fatigue

Les dommages par fatigue calculés dus à différents niveaux de plage doivent être ajoutés dans la vérification de fatigue selon la règle de Palmgren-Miner. La somme des dommages D_{Ed} résultant de la charge de fatigue critique doit satisfaire à la condition suivante:

$$D_{Ed} = \sum [n(\Delta\sigma_i) / N(\Delta\sigma_i)] \leq 1,0 \quad (6)$$

où

$n(\Delta\sigma_i)$ est le nombre de cycles de charge pour une plage donnée $\Delta\sigma_i$;

$N(\Delta\sigma_i)$ est le nombre de cycles de charge à défaillance pour la plage $\Delta\sigma_i$ tenant compte de la contrainte moyenne, le cas échéant, et de la sécurité partielle des matériaux et des charges.

Les limites de la somme des dommages doivent être inférieures à 1,0 si cela est spécifié dans la norme de référence.

5.7 Documentation de livraison

La documentation doit être conforme à l'IEC 61400-1:2019, 12.6.

6 Mâts en acier

6.1 Généralités

La plupart du temps, les principes de conception des ouvrages en acier sont bien définis et présentés dans la documentation de référence, y compris les normes de référence. L'Article 6 donne des règles et des recommandations supplémentaires ou plus détaillées spécifiques aux mâts d'éolienne terrestre, et complète les exigences plus générales des normes existantes.

L'Article 6 donne les exigences sous la forme de déclarations générales et de méthodes analytiques. Les recommandations relatives aux méthodes de calcul acceptables prises en considération pour satisfaire aux exigences sont présentées de l'Annexe A à l'Annexe G.

6.2 Base de la conception

La base des exigences de conception est présentée en 5.1.

6.3 Matériaux

6.3.1 Généralités

En 6.3, les exigences relatives aux aciers de construction et au matériau des boulons sont spécifiées. D'autres matériaux peuvent être utilisés si leurs propriétés matérielles (la ductilité, par exemple) sont conformes aux hypothèses des méthodes de vérification.

6.3.2 Aciers de construction

6.3.2.1 Exigences relatives aux aciers de construction

Seul l'acier de construction satisfaisant aux exigences en matière de ductilité, de ténacité et de soudabilité doit être utilisé.

Pour assurer une meilleure soudabilité, une meilleure résistance au vieillissement et un risque plus faible de rupture fragile, les aciers de construction doivent être semi-calmés dans des conditions climatiques normales et calmés dans des conditions climatiques froides (désoxydation selon des méthodes reconnues).

NOTE Une liste des aciers de construction satisfaisant aux exigences en matière de ductilité et de ténacité est donnée à l'Annexe B.

6.3.2.2 Ductilité

Le rapport nominal de la résistance à la traction sur la limite d'élasticité doit être supérieur ou égal à 1,10.

L'allongement à défaillance doit être supérieur ou égal à 15 %.

6.3.2.3 Ténacité

La ténacité est définie comme étant "l'énergie d'impact minimale à absorber à la température d'essai" pour des sondes en V de taille normalisée conformes à l'ISO 148-1. Le sens de coupe de la sonde des éprouvettes soudées doit être conforme à l'ISO 9016:2012.

La ténacité exigée doit être déterminée en prenant en considération:

- la température la plus basse du composant (pertes par rayonnement incluses);
- l'épaisseur de la pièce;
- le niveau de contrainte critique concernant la limite d'élasticité (en fonction de l'épaisseur de plaque);
- la galvanisation à chaud, le cas échéant.

La ténacité exigée du matériau doit être déterminée selon la norme de référence ou les méthodes de mécanique de la rupture.

Le niveau de contrainte critique peut être déterminé en tant que contraintes nominales dans les sections transversales critiques et les parties structurelles à l'emplacement de la propagation prévue des fissures (au niveau des raidisseurs ou brides de collier périphérique, par exemple)⁵.

La température la plus basse du composant doit correspondre aux contraintes critiques qui doivent être déterminées au niveau de charge S2 (voir 5.4.3.3).

⁵ Dans l'état de la technique reconnu, il n'est pas nécessaire de prendre en considération les concentrations de contrainte au niveau des ouvertures, du sommet du mât ou d'autres détails structuraux.

Pour des conditions climatiques normales, une température la plus basse du composant de – 30 °C doit être appliquée pour la sélection de la nuance d'acier. Pour les conditions climatiques froides, la température pour la sélection de la nuance d'acier doit être inférieure de 10 °C à la température ambiante la plus basse pendant le fonctionnement. Les effets du formage à froid et de l'augmentation des vitesses de déformation peuvent alors être négligés.

En variante, la température la plus basse du composant peut également être déterminée en utilisant la température la plus basse réelle dans la plage de températures normale. Dans ce cas, les effets du formage à froid et de l'augmentation de la vitesse de déformation doivent être pris en compte⁶.

La ténacité du matériau doit être vérifiée par des essais destructifs. Les résultats des essais de ténacité doivent figurer dans les certificats du matériau. Ici, les critères de réussite-échec des essais de Charpy peuvent être pris dans la norme de référence.

Concernant la ténacité des brides de raccordement en anneau, l'épaisseur décisive du matériau peut être choisie dans les conditions suivantes.

- a) Pour les brides en anneau à collerette à souder en bout, l'épaisseur décisive du matériau est corrélée à l'épaisseur de la coque du mât de connexion (b selon la Figure 1) dans les conditions suivantes⁷.

La distance entre le bout du joint de soudure périphérique et le produit fini (côté supérieur de la surface de la bride) doit satisfaire à la Formule (7) (paramètres r et l de la Figure 1). Sinon, la bride doit être évaluée comme si elle ne comportait pas collerette à souder en bout.

$$r + l \geq \max. (r, 10 \text{ mm}) \quad (7)$$

Si aucune préparation de soudure n'est spécifiée, une préparation de soudure en bout en double V avec un angle de chanfrein de 45° (des deux côtés) peut être prise pour hypothèse pour calculer la distance effective, c .

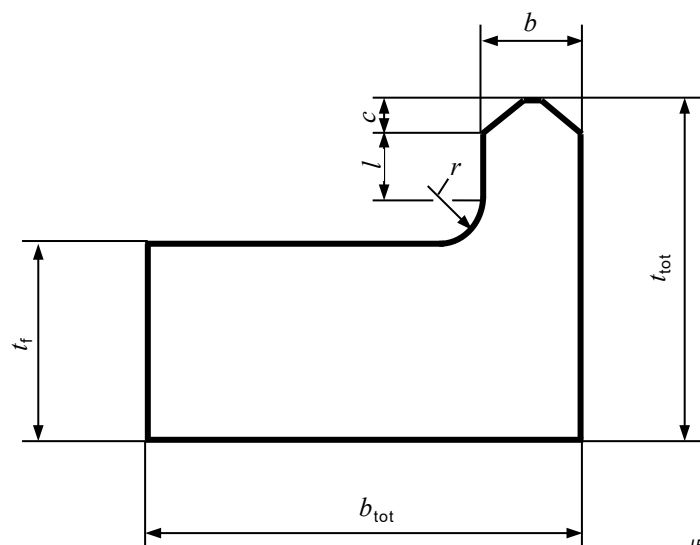
$$c = b/2 \quad (8)$$

De façon prudente, l'épaisseur de bride totale (t_{tot} selon la Figure 1) peut également être prise en compte pour vérifier que la ténacité du matériel est suffisante.

- b) Pour les brides en anneau sans collerette à souder en bout, l'épaisseur décisive du matériau est corrélée à l'épaisseur de bride (t_f selon la Figure 1) de la bride en anneau.

⁶ Pour la définition des conditions climatiques, voir l'IEC 61400-1.

⁷ L'emplacement du raccordement peut coïncider avec l'extrémité de la préparation de soudure.



Légende

- t_f épaisseur de bride
- t_{tot} épaisseur totale de la bride, y compris la collerette à souder en bout
- b_{tot} largeur de bride
- r rayon de transition
- c hauteur de flanc de la préparation de soudure
- b épaisseur de collerette à souder en bout (en principe égale à l'épaisseur de la coque du mât associé)
- l distance entre le rayon de transition et le raccordement ($= t_{tot} - t_f - r - c$)

NOTE À la Figure 1, la longueur l est définie comme la distance entre la fin du rayon et le début du bord de chanfrein. En ce qui concerne la formule, il peut être nécessaire de prendre en compte une distance l plus courte car la position du raccordement peut ne pas être identique à la fin du bord de chanfrein mais plus proche du rayon en raison d'un chevauchement du joint de soudure.

Figure 1 – Notations de bride comme exemple de bride en L

6.3.2.4 Propriétés dans le sens de l'épaisseur

Les exigences d'une propriété nécessaire dans le sens de l'épaisseur pour le matériau relèvent du soudage, lorsque le retrait des soudures est limité localement ou globalement dans le sens de l'épaisseur et qu'une compensation est nécessaire par des déformations plastiques en épaisseur locales. Par conséquent, pour les plaques chargées perpendiculairement au sens de laminage, les propriétés exigées selon une norme reconnue choisie doivent être vérifiées.

Pour les brides à collerette à souder en bout produites à partir de plaques (épaisseur de plaque égale à la hauteur de bride t_{tot} selon la Figure 1), la hauteur de collerette peut uniquement être ajoutée pour améliorer favorablement les résultats si la distance entre la transition de soudure et l'extrémité du rayon du congé ($l + r$ selon la Figure 1) correspond à au moins la moitié de l'épaisseur de collerette (b selon la Figure 1):

$$l + r \geq b/2$$

Pour les brides produites à partir de plaques chargées longitudinalement au sens de laminage (épaisseur de plaque égale à la largeur de bride b_{tot} selon la Figure 1) et les brides produites à partir d'un anneau laminé sans soudure ou d'une barre laminée sur tous les côtés, il n'est pas nécessaire de vérifier les propriétés dans le sens de l'épaisseur.

L'Annexe D donne une méthode de vérification de la propriété dans le sens de l'épaisseur.

6.3.2.5 Soudabilité

La composition chimique de l'acier doit permettre le soudage selon les normes d'exécution sur lesquelles repose la conception.

6.3.2.6 Absence de stratification

L'absence suffisante de stratification pour les plaques chargées perpendiculairement au sens de laminage doit être vérifiée (par des essais par ultrasons, par exemple). Il convient de déduire les critères d'acceptation des normes de conception et de fabrication de référence.

6.3.3 Boulons et ancrages

Le matériau des boulons et des ancrages doit satisfaire aux exigences de l'ISO 898-1 ou d'une norme équivalente. Les boulons plus gros que ceux couverts par l'ISO 898 (M39) doivent être judicieusement déduits de ceux couverts par la norme de référence. Pour les boulons des brides de raccordement en anneau, seules les classes 8.8 et 10.9 sont admises.

Les boulons de classe 12.9 peuvent être utilisés s'ils sont conformes au code de conception reconnu. Ces boulons ne doivent pas être galvanisés à chaud. Un autre système de revêtement, les propriétés mécaniques et la procédure d'application de la tension préalable aux boulons doivent être évalués dans ce cas.

La plage de températures applicables du matériau du boulon doit correspondre aux conditions climatiques de la spécification d'éolienne.

Une comparaison des normes locales et l'utilisation des meilleures pratiques peuvent être consultées à l'Annexe A.

6.4 Analyse de la résistance ultime pour les mâts et les ouvertures

6.4.1 Généralités

Les vérifications doivent être réalisées avec les exigences de l'analyse de la résistance ultime selon 7.6.2 de l'IEC 61400-1:2019.

6.4.2 Facteurs de sécurité partielle

Les facteurs de sécurité partielle doivent être choisis en fonction de la norme appliquée. Les facteurs de sécurité minimale pour l'état limite ultime sont définis dans l'IEC 61400-1 ou l'IEC 61400-2.

Les mâts d'éoliennes sont fabriqués avec des composants structuraux résistant généralement aux dommages, donnant lieu à une classe de composant 2 conformément à l'IEC 61400-1.

6.4.3 Vérification de la résistance ultime

Les vérifications doivent être réalisées avec la plus défavorable de toutes les combinaisons de charges gravitationnelles, de moment de flexion résultant, de moment de torsion et de force de cisaillement résultante pour le cas de charge pour la conception.

6.4.4 Évaluation du mât

Dans les mâts en acier tubulaires cylindriques et coniques, les contraintes exigées pour la vérification de l'état limite ultime peuvent être déterminées selon la théorie des membranes de coque. Cela signifie, par exemple, que pour le transfert des charges de vent, la théorie élémentaire du cintrage des tubes peut être appliquée. Les moments de flexion de la coque dus à une pression éolienne irrégulière autour du périmètre ou les contraintes de bridage dues aux perturbations de bord au niveau des brides ou des raidisseurs peuvent être négligés. Au niveau des transitions de conicité variable, qui ne sont pas prises en charge par les raidisseurs

ou brides en anneau, les contraintes de membrane périphérique locale et les moments de flexion de la coque dus à l'écart de force doivent être pris en considération.

Pour l'évaluation des zones du mât affaiblies par les ouvertures et autres détails spécifiques, voir 6.4.5.

6.4.5 Évaluations détaillées

6.4.5.1 Ouvertures

Pour les ouvertures dans les mâts en acier tubulaires, la concentration de contrainte au bord de l'ouverture doit être prise en considération.

6.4.5.2 Semelle supérieure du mât

Dans l'analyse des contraintes de la semelle supérieure du mât, les concentrations de contrainte doivent être prises en considération pour le joint de soudure périphérique et pour la transition entre la collerette à souder en bout et la bride, qui peut être un rayon (voir la Figure 1).

Les effets non linéaires doivent être pris en considération dans le transfert de charge à partir du dispositif d'orientation, y compris toutes les lignes de charges inégales entre la nacelle et la semelle supérieure et les effets des angles de contact de roulement et les modifications de points de contact, ce qui exige des informations détaillées de la spécification d'éolienne. Une conception de bride peut être présentée dans la spécification d'éolienne et utilisée sur une conception de mât, à condition que l'enveloppe de charge de conception de bride soit supérieure ou égale à l'enveloppe de charge de conception du mât.

6.4.5.3 Traitement des plastifications locales

En l'absence d'analyse non linéaire détaillée du matériau, les plastifications locales doivent être limitées à de petites zones pour l'état limite ultime.

Pour l'état limite ultime, la déformation totale peut être estimée avec la règle de Neuber s'appuyant sur les contraintes de point chaud de von Mises, déduites du modèle de matériau élastique linéaire. Les contraintes résiduelles du soudage et les imperfections peuvent être négligées. Si la règle de Neuper est utilisée pour estimer la déformation totale dans le cas des plastifications, la déformation totale doit être limitée à 1 %.

$$\varepsilon_{\text{tot}} = (\sigma_{\text{hs}})^2 / (\sigma_{\text{y,d}} E) \leq 0,01 \quad (9)$$

où

ε_{tot} est la déformation totale;

σ_{hs} est la contrainte de point chaud structurel d'un modèle de matériau élastique linéaire;

$\sigma_{\text{y,d}}$ est la limite d'élasticité de conception du matériau.

Si la fatigue pour les détails de soudure est évaluée selon des approches locales, aucune plastification locale (évaluée selon la contrainte structurelle extrapolée) ne doit se produire pour le niveau maximal de charge due à la fatigue à partir des cas de charge due à la fatigue déterminés dans le Tableau 2 de l'IEC 61400-1:2019, sauf si une évaluation plus détaillée de la fatigue oligocyclique est réalisée. Ici, les contraintes résiduelles du soudage et les imperfections peuvent être négligées.

6.5 Stabilité

6.5.1 Généralités

L'analyse de stabilité des mâts en acier doit être réalisée en prenant en considération les modes de défaillance pertinents pour un type particulier de structure, c'est-à-dire le flambement de la coque des mâts tubulaires ou le flambement de poutre des mâts en treillis.

L'analyse de stabilité des mâts en tube d'acier peut être réalisée sur la longueur de la section entre les brides, s'il s'agit de brides en L ou en T. Pour les autres concepts, il faut vérifier que les connexions de section offrent les conditions aux limites nécessaires pour ne procéder au calcul que par section, sinon toute la hauteur du mât doit être utilisée.

Les vérifications doivent être réalisées avec la plus défavorable de toutes les combinaisons de charges gravitationnelles, de moment de flexion résultant, de moment de torsion et de force de cisaillement résultante pour le cas de charge.

6.5.2 Facteur de sécurité partielle

Les facteurs de sécurité partielle doivent être choisis en fonction de la méthode de vérification appliquée. Les facteurs de sécurité minimaux pour les vérifications de flambement sont définis en 5.4.⁸

6.5.3 Évaluation

La résistance au flambement de la paroi d'un mât en acier tubulaire doit être vérifiée selon l'une des techniques suivantes:

- vérification analytique selon les procédures reconnues;
- vérification de la résistance au flambement assistée par ordinateur.

Différents degrés de prise en considération des non-linéarités de la configuration du matériau (MNA, GMNA) et des imperfections (GMNIA) sont décrits dans les documents de référence. Pour de plus amples informations, voir les exemples de l'Annexe A.

Si la vérification de la résistance au flambement assistée par ordinateur est utilisée, les principaux paramètres d'entrée sont la résistance de référence plastique, la résistance de référence élastique et la sensibilité aux imperfections. La résistance de référence plastique peut être calculée de manière numérique ou (le cas échéant) par des formules algébriques. La réduction de la résistance due à la présence d'imperfections doit prendre en considération le scénario le plus défavorable, soit par inclusion directe des imperfections dans le modèle numérique soit par des courbes dépendantes de l'élancement.

Les imperfections prises en considération dans la conception doivent couvrir les éventuelles imperfections géométriques, structurelles et matérielles prévues lors de la fabrication et de l'installation.

6.5.4 Cadres de porte/raidisseurs

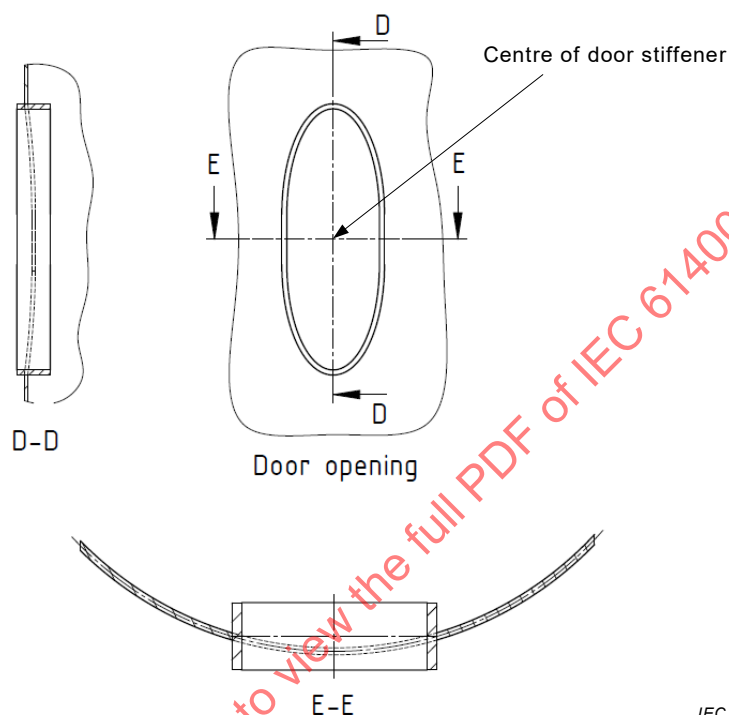
La résistance au flambement des ouvertures avec ou sans raidisseurs d'un mât en acier tubulaire doit être vérifiée selon l'une des techniques suivantes:

- une analyse numérique du flambement géométriquement et matériellement non linéaire incluant les imperfections (GMNIA);
- une vérification analytique selon les méthodes suggérées par Velickov (voir l'Annexe E);

⁸ La limitation du diamètre au rapport d'épaisseur D/t lié à la méthode de l'EN 1993-1-6:2007 indiquée dans l'IEC 61400-1:2019, 7.6.2.4, peut être ignorée conformément au document de référence [5].

Pour les ouvertures avec raidisseurs, il convient que la section transversale soit centrée sur la coque du mât, le raidisseur étant en position 3 et 9 heures (voir la Figure 2 et la Figure E.2). Pour les coques cylindriques, un mauvais alignement par rapport au centre est admis dans la plage allant jusqu'à la centralisation du raidisseur sur la coque du mât en position 12 heures. Pour les coques coniques, des considérations supplémentaires peuvent s'avérer nécessaires.

- d'autres méthodes issues de la documentation de référence comprenant les modifications, les simplifications ou les extensions des approches mentionnées ci-dessus peuvent être prises en considération si elles donnent un niveau de sécurité comparable.



IEC

Anglais	Français
Centre of door stiffener	Centre du raidisseur de porte
Door opening	Ouverture de porte

Figure 2 – Configuration de l'ouverture de porte

6.6 État limite en fatigue

6.6.1 Généralités

Les vérifications doivent être réalisées avec les combinaisons de charges dues à la fatigue indiquées en 5.4. Chaque composant porteur de charge due à la fatigue doit être vérifié.

Pour les mâts tubulaires, l'utilisation d'un moment de flexion (avant-arrière ou côté-côté) dominant peut être considérée comme étant suffisante pour la vérification de la fatigue, mais uniquement dans les zones ne présentant aucune discontinuité (pas dans la zone de la porte, par exemple).

Dans le cas des structures haubanées, des exigences supplémentaires relatives à la fatigue due à la charge (galop, par exemple) doivent être prises en considération.

6.6.2 Facteur de sécurité partielle pour les matériaux

Les mâts d'éoliennes contiennent en général des composants structuraux résistant généralement aux dommages, donnant lieu à une classe de composant 2 conformément à l'IEC 61400-1.

Il est nécessaire d'envisager l'utilisation de la classe de composant 1 à la place de la classe de composant 2 pour les détails spécifiques d'un composant dans le cadre de vérifications supplémentaires (mécanique de la rupture, par exemple), afin de démontrer que la défaillance locale ne donne pas lieu à une chaîne de défaillances aux conséquences sévères.

Des méthodologies de détermination des facteurs de sécurité partielle doivent être choisies selon l'Annexe K de l'IEC 61400-1:2019 pour atteindre le niveau de fiabilité prévu.

La fréquence d'examen doit être évaluée et déterminée en fonction des détails de sélection, des matériaux et des niveaux de contrainte, et les dispositions être prises selon la méthode de tolérance aux dommages de l'Annexe K de l'IEC 61400-1:2019.

6.6.3 Évaluation

Les vérifications peuvent être réalisées selon différentes approches. Il est fait référence aux détails des méthodologies applicables de l'Annexe F. La méthode choisie doit inclure les effets des imperfections géométriques et structurelles de la production du matériau et de l'exécution (l'effet des tolérances et des contraintes résiduelles des soudures, par exemple).

Aucune limite de coupure de résistance à la fatigue dans les courbes S/N pour un certain nombre de cycles de charge ne doit être appliquée.

En règle générale, les méthodes applicables incluent, entre autres, la méthode $\Delta\sigma_R-N$, la méthode de déformation d'entaille et la méthode de mécanique de la rupture, en tenant compte du traitement post-fabrication. La prise en considération du traitement post-fabrication est uniquement valable si elle est incluse dans la norme de référence ou vérifiée par des essais de l'Annexe K de l'IEC 61400-1:2019.

Lors de l'utilisation de l'approche $\Delta\sigma_R-N$ et des composantes de contrainte, chaque composante de contrainte à l'étude ($\sigma_{\parallel}, \sigma_{\perp}, \tau$) doit être prise en considération dans le calcul de la fatigue. En cas d'utilisation de contraintes principales, la courbe S/N appliquée doit correspondre au sens de la contrainte principale. Des recommandations supplémentaires sont données dans l'Annexe F et les documents de référence connexes.

La contrainte équivalente (de von Mises) signée ne doit pas être utilisée pour évaluer la fatigue.

Quelle que soit la méthode ou la norme de référence utilisée, le niveau de fiabilité ne doit pas être inférieur à celui prévu par l'IEC 61400-1 ou l'IEC 61400-2.

6.6.4 Détails

Les fixations soudées ou les trous percés doivent être évalués pour connaître les effets des concentrations de contraintes locales. De plus amples informations peuvent être consultées à l'Annexe F.

La contrainte structurelle exigée pour calculer la fatigue du joint de soudure du raidisseur de porte doit être évaluée selon l'une des approches suivantes:

- 1) modélisation du raidisseur de porte avec le joint de soudure;
- 2) modélisation du raidisseur de porte sans joint de soudure et extrapolation de la contrainte de point chaud conformément à l'Institut international de la soudure (IIW) – voir IIW-2259-15;

3) autres méthodes comparables.

6.7 Brides de raccordement en anneau

6.7.1 Généralités

Les règlements indiqués en 6.7 sont valables pour les brides de raccordement en L et en T.

6.7.2 Hypothèses et exigences de conception, exécution des brides en anneau

Les brides de raccordement en anneau doivent être serrées de manière contrôlée en plusieurs étapes selon une norme de référence et/ou des procédures approuvées.

La force de prétension du boulon doit être limitée à 70 % de la limite d'élasticité d'un boulon. Sinon, il doit être démontré que le système de tension est en mesure de précontraindre les boulons de manière à atteindre la force de prétension sans surcharger le boulon (c'est-à-dire qu'une précontrainte au-dessus de la limite d'élasticité peut être admise en prenant en considération la capacité de déformation plastique du boulon).

Tous les espaces de bride k dans la zone de la paroi du mât augmentent la charge due à la fatigue des boulons, en particulier lorsqu'ils s'étendent uniquement sur une partie de la circonférence. L'impact des dommages augmente lorsque la longueur de portée l_k diminue sur la circonférence de la bride.

Les tolérances doivent être indiquées dans les schémas ou les documents de travail.

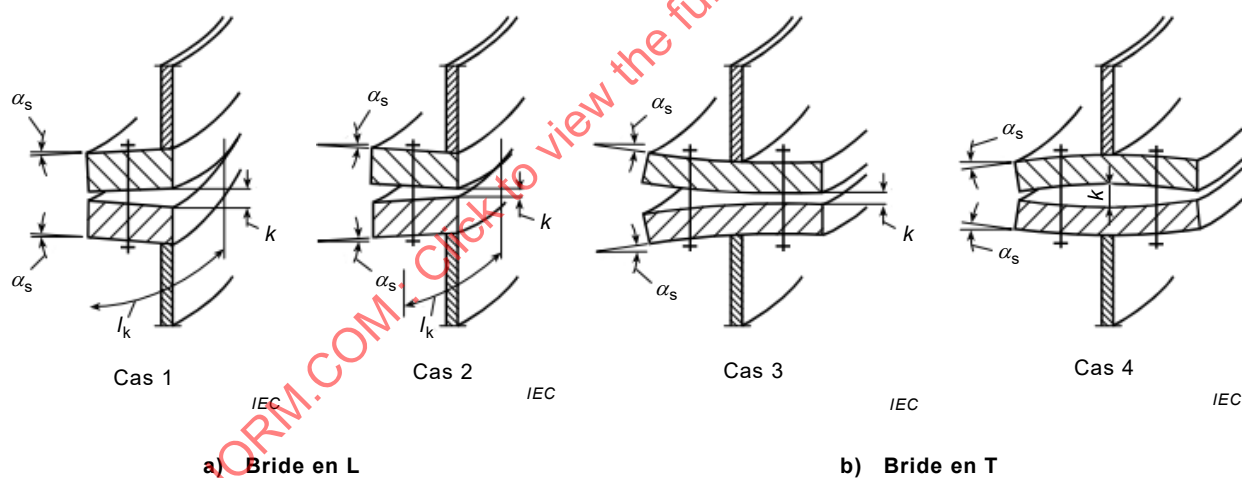


Figure 3 – Espaces de bride k dans la zone de la paroi du mât

Après la production de sections de mât individuelles, l'écart de planéité par bride à l'intérieur de la surface de jonction (conicité) de chaque bride (voir la Figure 3, cas 2 et cas 3) doit être vérifié, et il convient qu'il ne dépasse pas les valeurs indiquées dans le Tableau 1, en remarquant que la zone proche de la paroi du mât est déterminante. En général, la conicité extérieure n'est pas admise sans autre considération.

Tableau 1 – Tolérances de bride

Caractéristique	Valeur limite
Écart de planéité par bride ($k/2$ selon la Figure 3) sur l'ensemble de la circonférence	2,0 mm
Écart de planéité par bride ($k/2$ selon la Figure 3) sur un segment de 30°	max. 1,0 mm
Conicité α_s à l'intérieur de la surface de jonction de chaque bride	$0,0^\circ$ à $0,7^\circ$
Limite α_s des surfaces de bride extérieures avant l'utilisation de rondelles coniques	2°

Si des écarts de planéité plus importants sont pris pour hypothèse dans la conception, leurs effets doivent être inclus dans l'analyse de l'état limite en fatigue (ouverture possible de la bride pour calculer les forces axiales et de flexion du boulon, par exemple). De plus, le niveau de prétention de calcul pris pour hypothèse dans le calcul du boulon doit être diminué de la valeur de précharge exigée pour fermer les espaces de bride dans la zone de la paroi du mât.

Il faut garantir une précharge de compression locale suffisante des surfaces de contact de la bride à partir de la force de précharge de chaque boulon individuel, par la production exacte de brides et de leurs connexions par soudage, en incluant une précharge exacte.

Si les surfaces de contact des brides n'ont pas une contrainte de compression suffisante à l'extérieur du mât après la précharge des boulons, des mesures adaptées doivent être prises. Des mesures adaptées peuvent inclure le réusinage, l'ajustement ou le remplissage des espaces présentant des dommages en l'absence de précharge.

Les ajustements ou le matériau de remplissage doivent présenter un module d'élasticité et une force de compression suffisants (limite apparente d'élasticité sous compression) pour répliquer l'effet du matériau de bride parent. Il convient de procéder au remplissage d'espace de sorte que le contact ait lieu de préférence avant le processus de précharge, mais au plus tard après avoir appliqué 10 % de la précharge, soit au voisinage immédiat de chaque boulon, soit dans la zone entre chaque boulon individuel et la paroi du mât (y compris la zone située directement sous la paroi du mât elle-même).

Si, après avoir appliqué la précharge, l'inclinaison restante α_s des surfaces de bride extérieure (voir la Figure 3) dépasse la valeur limite de 2° , des rondelles coniques adaptées de dureté suffisante doivent être utilisées en lieu et place des rondelles normales.

Par hypothèse, la déformation de bord de la coque du mât peut ne pas avoir d'impact sur la connexion par soudage de la bride à la paroi du mât, si

- le rayon entre la surface de la bride et la collerette à souder en bout est d'au moins 10 mm,
- la distance entre le bout du joint de soudure périphérique et le produit fini (côté supérieur de la surface de la bride) doit satisfaire aux exigences de 6.3.2.3,
- l'exigence relative à la distance entre le raccordement et la surface de la bride s'applique à la soudure de production et de réparation, et
- la conicité intérieure par bride est limitée à $0,7^\circ$.

Si les exigences ci-dessus sont satisfaites pour les brides en L uniquement, les boulons de bride et les joints de soudure périphériques doivent être vérifiés pour l'état limite en fatigue.

Si les exigences ci-dessus ne sont pas satisfaites, il est nécessaire de procéder à une analyse détaillée de l'état limite ultime et de l'état limite en fatigue pour la bride, pour la soudure entre la bride et la coque du mât et pour la coque du mât à proximité de la soudure. De plus, la catégorie de détails pour la soudure doit être choisie comme pour une bride de raccordement sans collerette à souder en bout.

6.7.3 Analyse de l'état limite ultime de la bride de raccordement et du raccordement par serrage mécanique

Dans l'analyse de l'état limite ultime des brides de raccordement, il n'est pas nécessaire de prendre en considération la force de précharge des boulons, c'est-à-dire que l'analyse de l'état limite ultime peut être réalisée comme pour un raccordement par serrage mécanique non préchargé.

Une méthode de calcul simplifiée selon Petersen/Seidel ou Tobinaga (voir l'Annexe G) peut être utilisée si elle couvre les espaces de bride selon l'amplitude tolérée dans le cadre de l'exécution du travail.

Il est nécessaire que la méthode de calcul prenne en considération au moins les trois modes de défaillance suivants:

- 1) défaillance du boulon due à une rupture;
- 2) défaillance du boulon due à une rupture combinée à une zone de pression dans la coque du mât et/ou le matériau de la bride;
- 3) zones de pression dans la coque du mât et/ou le matériau de la bride.

L'influence de la charge axiale dans la coque du mât doit être prise en considération lors du calcul de la résistance à la flexion élastique de la coque du mât et/ou du matériau de la bride.

Les charges favorables (qui réduisent la charge sur le raccordement par serrage mécanique, par exemple le poids), si elles sont incluses, doivent utiliser le facteur de sécurité partielle des charges favorables.

6.7.4 Analyse de l'état limite en fatigue du raccordement par serrage mécanique

Dans l'analyse de sécurité en fatigue de la bride de raccordement, la charge due à la fatigue des boulons peut être déterminée en prenant en considération la précharge de compression des brides, à condition que les conditions suivantes soient satisfaites.

Pour le calcul de la fatigue, la force de prétension des boulons peut être appliquée avec un maximum de 90 % de la force de prétension de conception $F_{p,C}$, à condition que les boulons soient resserrés après la relaxation initiale du raccordement par serrage mécanique. Le resserrage doit avoir lieu après au moins 240 h de production d'électricité mais, dans tous les cas, pas au-delà de six mois après la mise en service. Sinon, 70 % de la force de prétension de conception $F_{p,C}$ doit être utilisée pour le calcul de la fatigue.

La vérification de la sécurité en fatigue doit reposer sur la fonction de force non linéaire du boulon $F_S = f(Z)$ à partir de laquelle la plage de fatigue de la force du boulon F_S peut être déterminée pour une plage de forces de la coque du mât Z (voir la Figure 4).

La fonction de force non linéaire du boulon peut être déduite d'une méthode de calcul simplifiée de Schmidt/Neuper (voir l'Annexe G) si elle couvre les espaces de bride selon l'amplitude tolérée dans le cadre de l'exécution du travail.

Lors de la détermination de la fonction de force du boulon à l'aide d'une méthode de calcul plus sophistiquée (FEM utilisant des éléments de contact ou à ressort, par exemple), les espaces de bride tolérés dans la production doivent être considérés comme des imperfections. Si la fonction de force du boulon est déterminée sans les imperfections à l'aide d'une méthode de calcul idéale de ce type, les espaces de bride tolérés dans le cadre de l'exécution du travail peuvent être pris en compte par une augmentation adaptée du gradient initial de la fonction de force du boulon fondée sur des études sur les effets des imperfections, dont la Figure 4 donne une représentation qualitative.

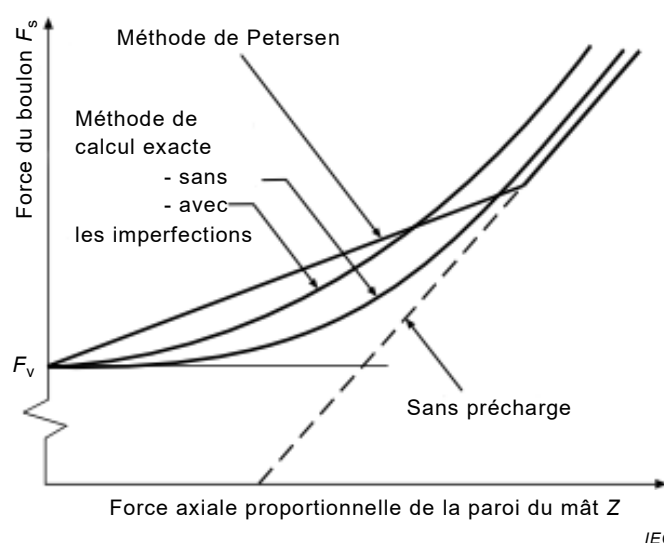


Figure 4 – Force du boulon en fonction de la force de la paroi

Si des méthodes de calcul ne tenant pas compte de l'influence du moment de flexion sur le boulon sont utilisées (par exemple la méthode de calcul simplifiée de Schmidt/Neuper, voir l'Annexe G), la sécurité en fatigue du boulon doit être déterminée à l'aide de la catégorie de détails 36*, comme cela est représenté à la Figure 5.

Pour les boulons plus gros que M30, une réduction de la courbe S/N selon le facteur k_s avec $k_s = (30\text{mm}/d)^{0,25}$ doit être prise en compte, où d est le diamètre nominal du boulon.

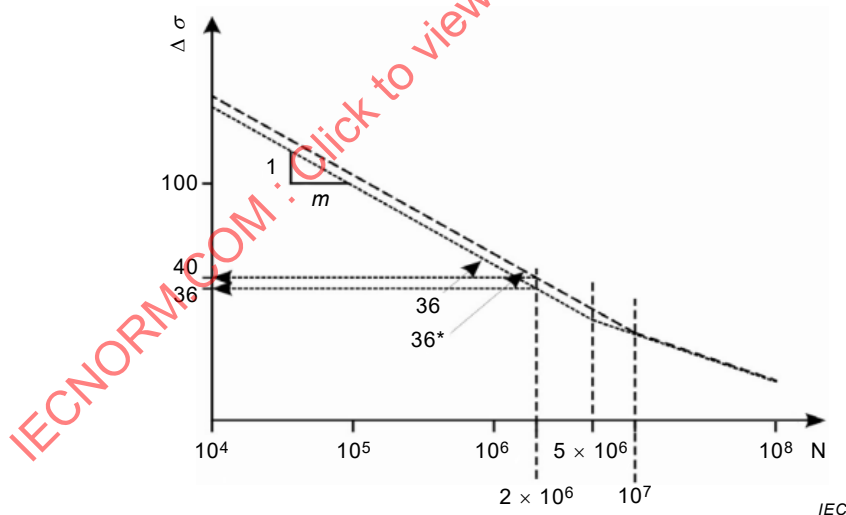


Figure 5 – Courbe S-N pour la catégorie de détails 36

6.8 Raccordements par serrage mécanique résistant au frottement par cisaillement

6.8.1 Exigences générales

Les raccords par serrage mécanique dans les connexions et les raccords des éléments de bâtiment de la structure principale doivent être conçus pour l'état limite ultime (résistance au glissement ultime) et l'état limite en fatigue (résistance au glissement dans les conditions de charge en fatigue à long terme).

Pour l'état limite ultime, il faut vérifier que pour chaque boulon du raccordement, la force maximale qui agit au niveau de la cassure de cisaillement ne dépasse pas la force de glissement limite. Outre le calcul de l'état limite ultime (résistance au glissement ultime), les vérifications suivantes doivent être faites:

- la force de conception maximale agissant sur un boulon dans une cassure de cisaillement ne doit pas dépasser la résistance de calcul du trou limite;
- la force de conception maximale agissant sur un boulon dans une cassure de cisaillement ne doit pas dépasser la résistance de calcul élastique limite de la section transversale nette au niveau des trous de boulon pour l'état limite ultime;
- la force de conception maximale agissant sur un boulon dans une cassure de cisaillement ne doit pas dépasser la résistance de calcul de cisaillement par plan de cisaillement;
- la force maximale agissant sur un boulon dans une combinaison de tension et de cassure de cisaillement ne dépasse pas la résistance de calcul de glissement limite pour l'état limite ultime;
- les matériaux en plaque reliés par le raccordement par frottement doivent présenter une résistance de calcul suffisante pour les charges dues à la fatigue, en particulier en prenant en considération l'augmentation des contraintes locales dues aux trous (y compris les considérations dues à la fabrication des trous) et toutes les excentricités pour l'état limite ultime et l'état limite en fatigue.

Les vérifications de fatigue des plaques et des boulons (cisaillement et roulement) doivent s'appuyer sur des courbes S-N issues d'une norme de référence ou sur les essais de fatigue correspondants des raccordements, en veillant à ne pas dépasser les distances maximale et minimale.

La précharge réelle du boulon doit dépasser les hypothèses de précharge dans la conception tout au long de la durée de vie de conception. La conception du raccordement peut reposer ou pas sur une hypothèse de maintenance prévue des boulons, ce dont l'hypothèse de précharge doit tenir compte. La maintenance doit être clairement indiquée dans la documentation de livraison. Les exigences minimales en matière de maintenance pour la conception sans essai sont données en 6.8.3.

Dans les raccordements présentant un risque de corrosion par contact entre le boulon et le trou, des mesures de protection particulières de protection contre la corrosion doivent être prises, en particulier lorsque des éléments de bâtiment galvanisés à chaud sont utilisés.

6.8.2 Conception assistée par des essais

Un raccordement sans maintenance peut être obtenu par une conception assistée par des essais, comme suit:

- pour l'état limite en fatigue, il faut vérifier que l'utilisation en frottement pour la charge maximale dans les cas de charge due à la fatigue ne dépasse pas l'utilisation en frottement pour les charges maximales appliquées dans les essais;
- la force de résistance au cisaillement de calcul du raccordement par frottement doit être calculée selon la formule suivante:

$$F_{s,Rd} = \frac{n \cdot \mu}{\gamma_M} F_{p,C'} \quad (10)$$

où

$$F_{p,C'} = L_f F_{p,C} \quad (11)$$

où

$F_{p,C'}$ est la force de précharge du boulon utilisée dans les calculs de conception;

$F_{p,C}$ est la force de précharge du boulon donnée dans le code de conception approprié ou dans l'agrément technique;

L_f est le facteur de perte de précharge, qui n'est pas pris en considération dans le code de conception appliqué;

μ est le coefficient de frottement;

n est le nombre d'interfaces de transmission de force dans le raccordement;

γ_M est le facteur de sécurité partielle pour les matériaux.

La force de précharge $F_{p,C'}$ doit tenir compte de la perte de précharge dans le raccordement par boulon au moyen du facteur L_f ou en introduisant une campagne de mesure et un programme de maintenance en fonction des résultats de la campagne de mesure.

Pour déterminer L_f , deux approches sont possibles.

- 1) Essai d'échantillons représentatifs du raccordement par frottement afin de déterminer un raccordement sans maintenance.

Les éprouvettes doivent ressembler au joint utilisé dans la conception de mât réelle. Cela signifie qu'au moins les paramètres suivants doivent être pris en considération:

- longueur de collier;
- préparation, état et épaisseur de couche de surface;
- type d'ensemble de boulons, taille, longueur, grade, qualité, surface de contact du boulon, de l'écrou et des rondelles;
- force de prétension;
- qualité du matériau de base;
- plages de températures;
- configuration du raccordement (excentricités, nombre de boulons dans le sens de la charge, distance entre les boulons, épaisseur des parties encastrées, par exemple);
- taille et fabrication des trous;
- niveaux de charge maximale prévue pour l'état limite ultime et l'état limite en fatigue;
- méthode d'installation.

- 2) Hypothèse d'une valeur de L_f dans la phase de conception et validation dans le cadre d'une campagne de mesure appropriée sur le raccordement par frottement que l'hypothèse pour L_f est prudente.

La campagne de mesure doit débuter tout de suite après le processus de prétension. Le matériel de mesure ne doit pas modifier les paramètres par rapport aux raccordements par serrage mécanique utilisés dans le mât.

Le cas échéant, un programme de maintenance doit être défini sur la base des résultats de la campagne de mesure.

Les essais, les mesurages et l'interprétation des résultats doivent être réalisés selon une norme reconnue et être évalués selon l'IEC 61400-1:2019, Annexe K.

Dans le cas d'une conception fondée sur un essai sans maintenance, le coefficient de frottement μ doit être soumis à l'essai en combinaison avec la détermination du facteur L_f .

Dans le cas d'une conception avec une campagne de mesure et un programme de maintenance, le coefficient de frottement doit être soumis à l'essai selon une norme reconnue, en tenant compte de la configuration du raccordement, des états de surface précis au niveau du mât réel et du niveau de la force de prétension.

Cela doit être conforme aux normes de conception reconnues et à l'IEC 61400-1. La valeur suivante de γ_M est recommandée.

$$\gamma_M = 1,25 \quad (12)$$

6.8.3 Conception sans essai

Pour une conception non assistée par des essais, ce qui suit s'applique:

- la résistance au glissement ultime du raccordement doit être conçue selon la norme de référence;
- la force de précontrainte doit être vérifiée par examen et, le cas échéant, assurée par resserrage, au cours des six premiers mois de l'installation, bien que ce ne soit pas immédiatement après la mise en service.

7 Mâts et fondations en béton

7.1 Généralités

La plupart du temps, les principes de conception des ouvrages en béton sont bien définis et présentés dans la documentation de référence, y compris les normes de référence. L'Article 7 donne des règles et des recommandations supplémentaires ou plus détaillées spécifiques aux mâts et fondations d'éolienne terrestre, et complète les exigences plus générales des normes existantes.

L'Article 7 donne les exigences sous la forme de déclarations générales et de méthodes analytiques. Les recommandations relatives aux méthodes de calcul acceptables prises en considération pour satisfaire aux exigences sont présentées de l'Annexe H à l'Annexe K.

7.2 Base de la conception

7.2.1 Norme de référence pour la conception en béton

La norme de référence doit satisfaire aux principes de base de l'IEC 61400-1 ou de l'IEC 61400-2, et il convient qu'elle soit conforme à l'ISO 19338. La norme de référence doit donner les principes exigés pour la conception par rapport à la fatigue pour tous les modes de défaillance possibles.

7.2.2 Facteurs de sécurité partielle

Les facteurs de sécurité partielle donnés dans l'IEC 61400-1, dans l'IEC 61400-2 et en 5.4, ainsi que les facteurs suivants, doivent être appliqués en tant qu'exigences minimales pour la conception des structures en béton. Il convient de prendre en considération les facteurs de sécurité issus de la norme de référence choisie, lesquels doivent satisfaire au moins à la fiabilité cible des normes IEC.

Pour les vérifications générales à l'état limite de service, le facteur de sécurité partielle pour les matériaux peut être en général $\gamma_M = 1,0$.

Dans le cas du béton précontraint à l'état limite ultime, les pertes de précontrainte et les éventuelles variations de la précontrainte doivent être prises en considération. Les variations doivent être prises en considération en appliquant le facteur le moins favorable parmi $Y_{f,prestress,favourable}$ et $Y_{f,prestress,unfavourable}$.

Dans le cas du béton précontraint à l'état limite en fatigue et à l'état limite de service, les variations doivent être prises en considération en appliquant le facteur le moins favorable parmi r_{sup} et r_{inf} . Pour l'état limite en fatigue et l'état limite de service, les facteurs recommandés à utiliser pour la post-tension avec torons adhérents sont $r_{sup} = 1,10$ et $r_{inf} = 0,90$, mais les facteurs recommandés pour la post-tension avec torons non adhérents et pour la précontrainte par prétension sont $r_{sup} = 1,05$ et $r_{inf} = 0,95$.

Si des mesures sont prises pour réduire l'incertitude sur la charge de précontrainte, les facteurs r_{sup} et r_{inf} peuvent être pris comme $r_{sup} = r_{inf} = 1,0$. Alors qu'une exactitude importante des tendeurs peut améliorer l'exactitude du niveau initial de précontrainte, l'incertitude restante par rapport aux pertes de précontrainte doit également être prise en considération si r_{sup} et r_{inf} doivent être modifiés.

Si la résistance élevée d'un élément est défavorable, une valeur supérieure de la résistance caractéristique doit être utilisée pour donner une faible probabilité de défaillance de la structure attenante.

La valeur supérieure doit être choisie avec le même niveau de probabilité de dépassement que la probabilité de valeurs inférieures étant soulignées. Dans ces cas, le facteur de sécurité partielle pour le matériau doit être égal à 1,0 pour calculer la résistance utilisée lorsque des actions sont appliquées sur les éléments attenants.

7.2.3 Variables de base

7.2.3.1 Actions thermiques

7.2.3.1.1 Exigences générales

Les mâts en béton font l'objet de l'effet de contrainte induit des variations de température par rapport à la température au moment du levage, et des gradients de température à l'intérieur de la section transversale du mât comme représenté à la Figure 6.

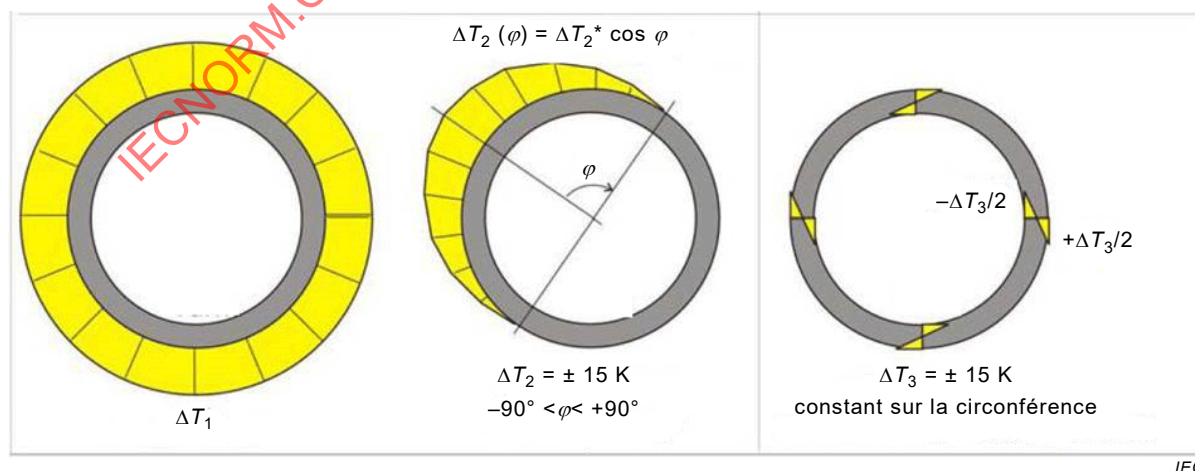


Figure 6 – Effets thermiques autour de la section transversale du mât

Ces actions de température caractéristique doivent être prises en considération dans la conception, comme cela est expliqué ci-après.

- a) ΔT_1 est une différence de température uniforme par rapport à la température au moment du levage (température constante sur la circonférence et sur l'épaisseur de paroi). ΔT_1 doit être pris comme étant le moins favorable parmi

- $T_{\text{extreme,max.}} - T_{\text{erection,min.}}$
- $T_{\text{extreme,min.}} - T_{\text{erection,max.}}$

où

$T_{\text{extreme,min.}}$ et $T_{\text{extreme,max.}}$ sont la plage de températures extrêmes telle que définie dans l'IEC 61400-1:2019, 6.4.2.1.

$T_{\text{erection,min.}}$ et $T_{\text{erection,max.}}$ sont la plage de températures admissible à définir pour le levage du mât.

Cette action de la température peut en général être négligée, à condition que le mât n'intègre pas de matériaux ni ne soit limité par des matériaux présentant des coefficients de dilatation thermique différents. Sur la base de ΔT_1 , une hypothèse raisonnable doit être formulée pour la différence de température entre le mât et la fondation qui peut provoquer une tension due à la contrainte.

- b) $\Delta T_2 = \pm 15$ K est une différence de température en cosinus provoquée par le rayonnement solaire sur un côté du mât (température constante sur l'épaisseur de la paroi et en cosinus le long de la circonférence).

Les charges supplémentaires de second ordre (effet $P-\Delta$) résultant de la déviation due à ΔT_2 peuvent être négligées si un désalignement de mât selon une déviation latérale d'au moins 5 mm/m par mètre de hauteur est appliqué comme tolérance géométrique dans la conception structurelle du mât (le tassement différentiel de la fondation doit être pris en considération séparément conformément à 8.5.3.3).

De plus, il peut être pris pour hypothèse que la contrainte provoquée par ΔT_2 est couverte par ΔT_3 si le moment de flexion dans la paroi provoqué par ΔT_3 est calculé selon une analyse linéaire (section transversale non fissurée, relation contrainte-déformation linéaire et valeur moyenne du module d'élasticité).

- c) $\Delta T_3 = \pm 15$ K est une différence de température entre les surfaces de paroi intérieure et extérieure (température constante le long de la circonférence, variant de manière linéaire sur l'épaisseur de paroi). La valeur de ± 15 K est destinée à couvrir les variations de température ambiante. Il peut être nécessaire d'augmenter ΔT_3 dans le cas où d'autres sources de chaleur importantes doivent être placées dans ou à proximité du mât de l'éolienne.

Les effets provoqués par le dégagement de chaleur d'hydratation dans les mâts en béton *in situ* ne sont pas inclus dans $\Delta T_1 - \Delta T_3$ et doivent être pris en considération séparément.

Les actions de la température mentionnées ci-dessus couvrent en général les conditions ambiantes normales définies dans l'IEC 61400-1 ou l'IEC 61400-2. Les conditions climatiques régionales particulières hors des conditions ambiantes normales doivent être prises en compte lors de l'application des actions de température.

Les différentes composantes de température doivent être superposées de manière à devoir prendre l'action de température caractéristique ΔT_k comme étant la moins favorable parmi:

$$\Delta T_1 + \Delta T_2;$$

$$\Delta T_3;$$

$$(\Delta T_1 + \Delta T_2) + 0,75\Delta T_3;$$

$$0,35(\Delta T_1 + \Delta T_2) + \Delta T_3.$$

7.2.3.1.2 Exigences relatives à l'état limite ultime

À l'état limite ultime, les actions de température doivent être superposées aux charges de conception ultimes F_d , des cas de charge N selon le Tableau 2 de l'IEC 61400-1:2019. Le facteur de sécurité partielle pour les actions de température doit être pris comme $\gamma_{f,Temp} = 1,35$ de sorte que $\Delta T_d = \gamma_{f,Temp} \Delta T_k$. La moins favorable des combinaisons suivantes doit être prise en considération dans la conception.

$$F_d + 0,6\Delta T_d$$

$$0,6F_d + \Delta T_d$$

Le facteur de sécurité partielle pour le matériau, $\gamma_{f,Temp}$, peut être réduit à 1,0 si les effets sont déterminés sur la base d'une analyse élastique linéaire.

7.2.3.1.3 Exigences relatives à l'état limite de service

À l'état limite de service, les actions de température doivent être superposées à F_{SLS} , la valeur de charge des cas de charge SLS applicables telle que définie à l'Annexe H.

Pour les cas de charge S2 et S3 (voir 5.4.3), il suffit de prendre en considération la combinaison de $F_{SLS} + 0,6\Delta T_k$ dans la conception, alors que pour le cas de charge S1, la combinaison de $0,6F_{SLS} + \Delta T_k$ doit être prise en considération.

7.2.3.2 Précontrainte

La précontrainte des structures en béton prises en considération en 7.2.3.2 est appliquée par des torons constitués d'acier à haute résistance (câbles, brins ou barres) ou des boulons à haute résistance.

Les torons et les boulons peuvent être intégrés dans le béton. Ils peuvent être précontraints par prétension et adhérents ou postcontraints et adhérents ou non adhérents.

Les torons peuvent également être à l'extérieur de la structure, avec des points de contact au niveau des déviateurs ou des ancrages.

7.3 Matériaux

Les matériaux de structure en béton doivent être conformes à l'ISO 22965-1 et à l'ISO 22965-2 pour le béton, et à l'ISO 6934 (toutes les parties) et l'ISO 6935 (toutes les parties) pour l'armature, sauf si les exigences des normes de référence choisies sont plus critiques. Dans tous les cas, les exigences du présent document l'emportent.

7.4 Durabilité

7.4.1 Exigences de durabilité

Pour atteindre la durée de vie de conception exigée de la structure, des mesures adaptées doivent être prises pour protéger chaque élément de structure contre les actions environnementales correspondantes. Les exigences définies dans la norme de référence concernant la durabilité doivent être satisfaites.

Les exigences en matière de durabilité doivent être incluses en tenant compte:

- de la conception structurelle;
- du choix du matériau;
- des détails de la construction;

- de l'exécution;
- du contrôle qualité;
- de l'examen;
- des vérifications:
- des mesures particulières (utilisation d'acier inoxydable, de revêtements et d'une protection cathodique, par exemple).

7.4.2 Classes d'exposition

Si les classes d'exposition ne sont pas spécifiées dans la norme de référence, celles définies dans l'ISO 22965-1 peuvent être utilisées.

7.4.3 Recouvrement du béton

Les exigences en matière de recouvrement du béton doivent inclure la classe d'exposition, la qualité du béton et la durée de vie de conception de la structure. D'autres paramètres peuvent être importants dans des cas particuliers.

Le recouvrement nominal du béton doit être spécifié sur les plans de construction ou dans les spécifications.

7.5 Analyse structurelle

7.5.1 Analyse par éléments finis

Un modèle d'éléments finis doit être prévu pour les besoins de l'enquête. Les points suivants doivent être pris en considération s'il est prévu qu'ils ont un impact important sur les résultats attendus de l'analyse.

- La structure doit être en équilibre avec la charge appliquée et les conditions aux limites.
- L'ordre et le type de chaque élément doivent être suffisants pour capturer les modèles prévus de déformations.
- Une étude de sensibilité au maillage est en général exigée pour évaluer si le modèle prévoit judicieusement la déformation de la structure, et de ce fait la distribution des charges à l'intérieur de la structure.
- Les déformations de second ordre et l'effet à trois dimensions doivent être pris en considération.
- La compatibilité des déformations doit être prise en considération, y compris les décalages de déformation entre les types de matériaux, et la décomposition de la déformation. Il peut également être nécessaire de prendre en considération la dépendance de ligne de charge.
- La réponse inélastique des matériaux, y compris la fissuration du béton et l'élasticité des armatures, doit être prise en considération le cas échéant. Étant donné que le principe de superposition ne s'applique pas lorsque les matériaux présentent une réponse inélastique, une analyse distincte est exigée pour chaque combinaison de charges pondérées.
- La dégradation des mécanismes de résistance (la liaison, la résistance au glissement le long des fissures, l'écaillage, par exemple) et d'autres facteurs ayant un impact sur la raideur et la résistance des composants structuraux doivent être pris en considération.
- Les effets en fonction du temps (le fluage du béton et la relaxation de la précontrainte, par exemple) doivent être pris en considération lorsque les effets sont importants.

Des recommandations plus détaillées relatives à l'analyse par éléments finis peuvent être consultées à l'Annexe I.

7.5.2 Radiers généraux

Les solides radiers généraux soumis à une flexion à deux dimensions doivent être analysés selon l'une au moins des méthodes suivantes.

- Analyse reposant sur l'élasticité linéaire

Cette méthode repose sur la théorie de l'élasticité adoptant une relation moment-courbure linéaire. Elle peut être utilisée pour l'état limite de service, l'état limite en fatigue ou l'état limite ultime.

- Analyse selon l'élasticité linéaire avec redistribution limitée des moments de flexion

L'analyse linéaire avec redistribution limitée des moments de flexion peut être appliquée à l'analyse des radiers généraux pour vérifier uniquement l'état limite ultime. La réduction du moment doit être réalisée en prenant pour hypothèse la valeur moyenne pour une largeur appropriée, à condition que les moments moyens pour la même largeur soient ajustés pour satisfaire l'équilibre. Il est nécessaire de vérifier la capacité de rotation.

- Analyse plastique

Les champs de moment plastique admissibles d'un point de vue statistique qui satisfont à la condition d'équilibre peuvent être déterminés directement (en appliquant la méthode des bandes, par exemple) ou en partant d'une analyse linéaire. Cette méthode peut être utilisée pour l'état limite ultime uniquement.

- Analyse non linéaire

L'analyse non linéaire couvre l'état limite ultime, l'état limite en fatigue et l'état limite de service, à condition que l'équilibre et la compatibilité soient satisfaits et qu'un comportement non linéaire adapté soit pris pour hypothèse.

7.5.3 Zones présentant une discontinuité dans la configuration et les charges

Les zones de discontinuité doivent être évaluées avec des modèles de force validés par des résultats d'essai et/ou des considérations théoriques. Il peut s'agir d'un modèle bielles-tirants, de champs de contraintes ou analogues qui satisfont aux conditions d'équilibre.

En l'absence de modèle de calcul reconnu pour le membre en question, la configuration du modèle peut être déterminée à partir de la condition de contrainte d'une structure non fissurée homogène selon la théorie de l'élasticité.

Les méthodes de détermination de la résistance d'une poutre à treillis résistante aux charges (composée de bielles, de tirants et de joints (ou nœuds)) doivent satisfaire aux normes de référence, y compris les capacités de contrainte maximale du béton pour les bielles et les zones nodales, et les règles de détermination des dimensions des bielles, des tirants et des zones nodales.

La forme de la poutre à treillis résistante aux charges n'est pas prescrite dans le présent document.

Pour la conception des zones de discontinuité dans lesquelles un modèle bielles-tirants complexe et susceptible d'être indéterminé est utilisé, des précautions supplémentaires doivent être prises pour assurer que les membres puissent obtenir et conserver leur capacité jusqu'à la formation d'un mécanisme de poutres à treillis plastique.

Des recommandations supplémentaires relatives aux modélisations bielles-tirants peuvent être consultées à l'Annexe K. Voir également l'Annexe J normative relative aux raccordements entre les fondations en béton et les mâts en acier.

7.5.4 Dispositions de boulon d'ancrage coulé

Les brides de boulons et d'ancrages coulées dans le béton pour assurer l'ancrage d'un mât en acier ou matériau similaire doivent être conçues selon l'Article 6, le cas échéant. L'impact sur le béton doit être pris en considération comme provenant des torons de précontrainte.

7.6 Joints béton/béton

Les joints béton/béton sont considérés comme des interfaces entre le béton armé coulé sur place avec retard significatif ou comme des joints entre des pièces préfabriquées (en général fixées au moyen d'une armature postcontrainte) avec ou sans coulis.

Les joints béton/béton doivent être pris en considération lors des vérifications de l'état limite ultime, de l'état limite en fatigue et de l'état limite de service pour toutes les structures de support en béton.

La résistance au cisaillement doit être vérifiée dans le joint, qui est dans une large mesure affecté par le coefficient de frottement du béton sur le joint, le renfort à travers un joint coulé sur place et le niveau de la force de post-tension sur des joints d'éléments préfabriqués. Le coefficient de frottement dépend de la rugosité de surface souvent représentée par le paramètre de rugosité de surface, R_a . Le coefficient de frottement doit être vérifié selon la norme de référence.

Compte tenu de la charge cyclique variable de l'éolienne, le risque de réduction de la résistance du joint au cisaillement doit être pris en considération.

La capacité de force de compression du coulis et des membres adjacents doit être vérifiée en tenant compte de la raideur du coulis et de la configuration du joint. Si des imperfections telles qu'une incompatibilité dans la construction segmentaire peuvent se produire, cela doit être pris en considération dans la conception. Les contraintes transversales induites doivent être supportées par l'armature, le cas échéant.

Une analyse non linéaire (raideur en fonction de la charge) est en général exigée en considérant que la raideur du joint est limitée (à l'état limite ultime, il doit être pris pour hypothèse qu'une ouverture ou une fissuration peut se produire, sauf si la conception a été vérifiée pour l'éviter).

Les zones soumises à des effets de concentration de contraintes (ancrages précontraints, zones de contact non uniformes et discontinuités géométriques et/ou matérielles, par exemple) doivent faire l'objet d'une attention particulière.

La capacité de tension du joint peut être assurée par des barres postcontraintes, des fils postcontraints ou une armature passive.

Les tolérances au niveau des joints doivent être définies selon les exigences d'exécution indiquées en 7.10.

Les tolérances au niveau des joints doivent permettre d'assembler les pièces comme prévu.

7.7 État limite ultime

7.7.1 Généralités

En règle générale, la norme de référence choisie doit être suivie pour la conception à l'état limite ultime.

7.7.2 Cisaillement et cisaillement périphérique

Il convient d'utiliser la quantité minimale d'armatures de cisaillement exigée dans la norme de référence, même s'il n'est pas exigé de satisfaire à l'exigence en matière d'état limite ultime.

Cette armature atténue les effets de dimension des membres de grande taille et permet de faire face aux effets néfastes du cisaillement cyclique. Il convient que l'espacement de cette armature ne dépasse pas les limites indiquées dans la norme de référence.

La défaillance de cisaillement périphérique doit être vérifiée dans les zones où ce phénomène se produit, comme cela est le cas, par exemple, pour le raccordement entre le mât et la fondation.

7.8 État limite en fatigue

7.8.1 Généralités

Dans les mâts et les fondations en béton précontraint et armé, la sécurité en fatigue doit être vérifiée pour le béton, l'acier d'armature, l'acier de précontrainte, les joints coulés, etc.

Les modèles élastiques linéaires peuvent en général être utilisés, et le béton armé en traction est considéré comme fissuré. Le rapport du module d'élasticité de l'acier et du béton peut être $\alpha = 10$.

La norme de référence donne les principes exigés pour la conception par rapport à la fatigue pour tous les modes de défaillance possibles. Cela inclut le béton en compression/compression ou en compression/traction, le cisaillement transversal (en tenant compte du cisaillement par traction et du cisaillement par compression), l'armature (en tenant compte des barres principales et des cadres incluant le défaut d'adhérence), et l'armature de précontrainte. Les normes de matériau peuvent inclure certaines exigences relatives à la fatigue, lesquelles ne sont pas toujours adéquates pour les applications éoliennes. Les propriétés de fatigue des applications éoliennes peuvent être sensiblement différentes, également pour les matériaux qui satisfont ce type d'exigences générales en matière de fatigue. Les courbes SN représentant la probabilité de survie de 95 % doivent être utilisées pour la conception de l'armature, en particulier pour les éléments faisant l'objet de concentrations de contraintes (les coupleurs, les ancrages d'extrémité et les têtes en T, par exemple).

En général, il est recommandé d'éviter de souder les barres d'armature aux structures en béton de l'éolienne. Toutefois, si cela est inévitable, la courbe SN doit tenir compte des effets du soudage sur les propriétés de l'armature.

NOTE Les matériaux font souvent l'objet d'essais de fatigue à 10^6 ou $2 \cdot 10^6$ cycles pour une plage de contraintes donnée. En général, les structures d'éolienne font l'objet d'au moins 10^8 cycles de charge sur des plages de contraintes très variables, certains essais de fatigue n'étant donc pas pertinents pour toutes les situations.

Les méthodes de vérification de sécurité en fatigue décrites en 7.8.2 et 7.8.3 donnent une conception qui satisfait au niveau de fiabilité cible du présent document. Ces méthodes doivent être appliquées s'il n'existe aucune méthode détaillée dans la norme de référence ou si les méthodes de la norme de référence sont facultatives.

7.8.2 Armature et défaillance due à la fatigue de l'acier de précontrainte

Si aucun calcul détaillé dans le temps n'est réalisé, les vérifications de fatigue des structures précontraintes doivent être réalisées pour la force de précontrainte immédiatement après le retrait du vérin de mise en précontrainte et pour la force de précontrainte après le fluage, le retrait et la relaxation. L'impact le plus défavorable du fluage, du retrait et de la relaxation doit être pris en considération.

Pour vérifier l'acier d'armature et l'acier de précontrainte, les courbes SN de résistance à la fatigue selon l'état de la technique peuvent être appliquées, auquel cas, les normes de fabrication appropriées doivent être utilisées.

7.8.3 Défaillance due à la fatigue du béton

Pour la vérification du béton, les méthodes les plus récentes doivent être appliquées avec les facteurs de sécurité partielle minimaux spécifiés dans l'IEC 61400-1 ou l'IEC 61400-2, auquel cas les normes de fabrication appropriées doivent être utilisées.

7.9 État limite de service

7.9.1 Réduction de la raideur dépendante de la charge

Pour les mâts en béton armé et précontraint, la réduction de la raideur dépendante de la charge due à la fissuration doit être prise en compte dans le calcul des fréquences naturelles du mât. Pour ce calcul, les conditions de fissuration stabilisées doivent être prises pour hypothèse pour l'ensemble du mât. Des schémas moment-courbure doivent être utilisés, le cas échéant.

La réduction de la raideur dépendante de la charge peut être ignorée pour le calcul des fréquences naturelles si la décompression est vérifiée pour le niveau de charge S3 (voir 5.4.3 pour la définition des cas de charge SLS).

Néanmoins, la réduction de la raideur dépendante de la charge doit être prise en considération à l'état limite ultime pour le calcul des moments de flexion à l'aide de la théorie de second ordre (effet $P - \Delta$), voir 5.4.10.

7.9.2 Limitation de contrainte

Dans les mâts et fondations en béton précontraint et en béton armé, les contraintes de compression dans le béton et les contraintes de traction dans l'armature (y compris l'acier de précontrainte) doivent être limitées de manière à assurer la fonction et la durabilité de la structure. Il convient d'appliquer les limites suivantes.

Il convient de limiter la contrainte de compression dans le béton à $0,6 f_{ck}$ pour la combinaison caractéristique de charges S1 (voir 5.4.3.2). Cela est nécessaire pour limiter la formation de fissures longitudinales qui peuvent réduire la durabilité.

Le fluage doit être pris en compte. Si la contrainte de compression dans le béton est limitée à $0,45 f_{ck}$ pour les actions permanentes dues à la charge de gravité et à la précontrainte, un fluage linéaire peut être pris pour hypothèse. Au-dessus de cette limite, un fluage non linéaire doit être pris en considération.

Les contraintes de traction dans l'armature (y compris l'acier de précontrainte) doivent être limitées afin d'éviter la déformation inélastique, ainsi que la fissuration ou la déformation inacceptable.

Sous la combinaison de charge caractéristique S1 (voir 5.4.3.2), il convient que la contrainte de traction dans l'armature ne dépasse pas $0,9 f_{yk}$. Si la contrainte est provoquée par une déformation imposée (contrainte due à la température, par exemple), la limite peut être élargie à $1,0 f_{yk}$. Sous la combinaison de charge caractéristique S1 (voir 2), il convient que la contrainte moyenne (c'est-à-dire $\gamma_{sup} = \gamma_{inf} = 1,0$) dans les torons de précontrainte après des pertes immédiates ne dépasse pas $0,75 f_{pk}$.

7.9.3 Contrôle de fissure

La fissuration des structures en béton des éoliennes doit être limitée à un niveau ne compromettant pas le bon fonctionnement ou la durabilité de la structure ou rendant son aspect inacceptable.

Des mesures appropriées visant à limiter les largeurs de fissure doivent être choisies selon la norme de référence. En règle générale, les normes relatives aux conceptions en béton ne

tiennent pas particulièrement compte de l'effet des charges hautement dynamiques, qui prévalent dans les éoliennes, sur le comportement des fissures dans le béton. Par conséquent, il peut s'avérer nécessaire de modifier les méthodes proposées dans la norme de référence. D'autres recommandations relatives au contrôle de fissure pour certains pays et certaines régions sont données à l'Annexe H. Sauf si un niveau de charge plus élevé est défini dans la ou les normes de référence ou à l'Annexe H, le niveau de charge pour les calculs de contrôle de fissure doit être considéré comme étant le niveau de charge S3 défini en 5.4.3.4. Outre les charges résultant du fonctionnement de l'éolienne, les actions de la température définies en 7.2.3.1 doivent être prises en considération pour le contrôle de fissure, en particulier dans les parties de la structure où la température peut être une action de conception (pour l'armature horizontale des mâts, par exemple).

Outre la limitation des largeurs de fissure, la décompression (c'est-à-dire les contraintes de traction verticales dans le béton) doit être totalement évitée dans les cas suivants:

- a) dans les mâts en béton précontraint avec torons adhérents pour le niveau de charge S3 (voir 5.4.3.4);
- b) si le mât avec torons adhérents est exposé à des conditions environnementales avec corrosion induite par des chlorures (air salin proche des côtes, par exemple), la vérification doit être réalisée pour le niveau de charge S2 (voir 5.4.3.3).

En règle générale, la vérification de la décompression est recommandée pour tous les types de mâts en béton, afin de ne pas réduire la raideur au-delà du niveau de charge S3 (voir 5.4.3.4). Sinon, l'impact sur la fréquence naturelle du mât doit être pris en considération (c'est-à-dire voir 7.9.1).

7.9.4 Déformations

Sauf exigences particulières liées au fonctionnement de l'éolienne, une limitation des déformations n'est pas exigée.

7.10 Exécution

7.10.1 Généralités

Le 7.10 donne les exigences relatives à l'exécution (fabrication, construction, levage, etc.) de structures en béton utilisées pour soutenir les éoliennes. Il s'applique aux structures et fondations en béton armé, y compris les projets coulés sur place ou préfabriqués en béton non précontraint ou précontraint. Cela inclut les essais de matériau, le coffrage, l'armature, la production de béton, l'enrobage de béton, la précontrainte par prétension, les systèmes de post-tension et les réparations pendant la construction des structures en béton.

7.10.2 Exigences

Sauf si d'autres exigences prévalent dans la norme de référence, la structure en béton doit être construite selon l'ISO 22966. Toutefois, il faut assurer que les exigences spécifiées de 7.10.3 à 7.10.8 soient satisfaites.

7.10.3 Examen des matériaux et des produits

Les matériaux et les produits doivent être examinés selon la classe d'exécution 2 de l'ISO 22966 ou équivalente.

7.10.4 Échafaudage et coffrage

L'échafaudage et le coffrage doivent être conformes à l'ISO 22966.

7.10.5 Armature et acier encastré

L'armature et l'acier encastré doivent être conformes à l'ISO 22966. Aucun soudage de l'armature n'est admis si cela n'est pas spécifiquement pris en considération dans la conception.

7.10.6 Précontrainte

Les fils adhérents précontraints doivent être propres de tout revêtement et lubrifiant et être correctement fixés lors de la contrainte pour empêcher tout mouvement dans le béton avant le durcissement à chaud. Les limites de contrainte définies dans la norme de matériau applicable (ou l'homologation) de l'acier de précontrainte peuvent s'appliquer.

Les torons non adhérents placés à l'intérieur de la section en béton doivent être correctement scellés avant le scellement des gaines de toron et de leurs ancrages. Les torons non adhérents installés à l'extérieur de la section en béton doivent être étanches à l'humidité sur toute leur longueur. La protection contre la corrosion doit être assurée par un revêtement de protection des fils. Une autre protection peut être prévue dans le cadre d'une évaluation dans un environnement intérieur déshumidifié. Tous les ancrages de toron non adhérent doivent être étanches et recouverts pour protéger le toron de l'humidité et de l'environnement corrosif.

Les instructions de précontrainte définies par le concepteur, ainsi que toutes les exigences indiquées dans les normes ou l'homologation d'un système de précontrainte particulier doivent être respectées.

Les opérations de précontrainte doivent être documentées dans un protocole.

La substance de protection contre la corrosion choisie pour les torons doit être adaptée à une utilisation à la verticale dans les éoliennes, c'est-à-dire qu'elle ne doit pas couler ou goutter en raison de la gravité et de la température.

7.10.7 Éléments en béton préfabriqué

Les éléments préfabriqués doivent être coulés au niveau approprié de vibrations du béton pendant les opérations de coulage, afin de limiter la possibilité de nid de cailloux et d'obtenir une consolidation correcte. Par ailleurs, du béton auto compactant (SCC) peut être utilisé si des mesures appropriées sont prises. Si les éléments préfabriqués sont joints après une coulée d'occlusion, la résistance du béton et l'armature dans l'occlusion doivent être prévues pour supporter toute la charge de la section transversale préfabriquée à côté du joint d'occlusion. En l'absence de coulée d'occlusion entre les éléments préfabriqués, une surface de contact suffisante doit être prévue entre les joints afin de transférer toutes les contraintes axiales, de flexion et de cisaillement exigées. La surface ne doit présenter aucune concentration de contraintes localisées dépassant la résistance de conception admise du béton. Toutes les exigences d'exécution des joints définies par le concepteur doivent être satisfaites.

7.10.8 Tolérances géométriques

Les tolérances des éléments préfabriqués doivent être conformes à la norme de référence et doivent être prises en considération dans la conception. Pour les éléments préfabriqués, les valeurs de tolérance de la planéité de surface du joint et du décalage admissible entre les surfaces de joint doivent être définies en tenant compte de la norme de référence.

8 Fondations – Conception géotechnique

8.1 Généralités

La conception géotechnique s'appuie sur l'application de vrais principes du génie mécanique, dont la plupart sont bien définies et documentées dans la documentation de référence, y compris les normes locales, nationales et internationales. L'Article 8 donne des règles et des

recommandations supplémentaires ou plus détaillées spécifiques aux fondations d'éolienne terrestre, et complète les exigences géotechniques plus générales des normes existantes.

Les types de fondations à l'étude couvrent la majorité des types de fondations utilisés pour les éoliennes:

- 1) fondations gravitaires;
- 2) fondations constituées de pieux;
- 3) fondations enrochées.

L'Article 8 donne les exigences sous la forme de déclarations générales et de méthodes analytiques. Les recommandations relatives aux méthodes de calcul acceptables prises en considération pour satisfaire aux exigences sont présentées de l'Annexe L à l'Annexe M.

8.2 Base de la conception

8.2.1 Généralités

La base générale des exigences de conception est présentée en 5.1.

Si les principes de calcul à l'état limite sont utilisés, le facteur de sécurité partielle des charges doit être cohérent avec la manière dont les charges de la fondation de l'éolienne sont déduites comme cela est défini à l'Article 5. Une autre pratique (contrainte admissible ou calcul de la charge de travail, par exemple) peut être adoptée si cela est exigé pour assurer la cohérence avec la norme de référence pour la région pour laquelle le calcul est appliqué, mais cela doit donner lieu au moins au même niveau de sécurité que celui exigé par l'IEC 61400-1 ou l'IEC 61400-2.

Les conditions d'état limite de service (SLS) pour les niveaux de charge S1, S2 et S3 doivent être telles que présentées en 5.4.3.

En principe, les cas de charge due à la fatigue ne sont pas pris en considération dans le cadre de la conception géotechnique, en raison du manque de méthodologies de calcul établies et du coût prohibitif des essais pratiques ou en laboratoire spécifiques au site exigés pour définir la résistance du sol à la fatigue. L'effet de la charge cyclique sur la résistance et la raideur du sol doit être traité en considérant les effets éventuels de l'érosion due au dégarnissage des sols et les effets de charge répétée sur la raideur du sol et sur la dégradation de la résistance du sol.

8.2.2 États limites géotechniques

Le Tableau 2 présente un récapitulatif des états limites qui doivent être pris en considération lors de la conception géotechnique.

Tableau 2 – Récapitulatif des états limites géotechniques

État limite	Situations de conception
État limite ultime – ULS	Perte d'équilibre statique due au renversement
	Défaillance ou déformation excessive du sol due à la capacité portante ou au glissement
	Défaillance structurelle interne ou déformation excessive – pour les travaux géotechniques spécialisés (pieux et ancrages, par exemple)
État limite de service – SLS	Raideur en rotation et latérale sous conditions dynamiques et statiques
	Inclinaison excessive à long terme et tassement absolu
	Dégradation à long terme de la capacité géotechnique donnant lieu à une défaillance des autres états limites – évaluation qualitative

Les facteurs de sécurité partielle sur les charges pour des actions variables (charges de l'éolienne générées par le vent) et des actions permanentes (charges de gravité et de flottabilité) doivent être tels que spécifiés dans l'IEC 61400-1 ou l'IEC 61400-2. La non-linéarité complète de la réponse sol-structure de la fondation, pour les fondations gravitaires chargées de manière excentrique en particulier, est uniquement prise en compte lorsque des facteurs partiels sont appliqués aux charges d'entrée.

Les facteurs de sécurité partielle sur le matériau (résistance) doivent être appliqués en fonction de l'état limite à l'étude, comme cela est récapitulé en 8.5, 8.6 et 8.7.

Les facteurs de sécurité partielle sur le matériau et/ou la résistance doivent être appliqués aux paramètres géotechniques caractéristiques afin de déduire les valeurs de calcul appropriées. Selon les normes locales ou nationales applicables, ces facteurs de sécurité partielle peuvent être appliqués aux propriétés du sol (qui peuvent dépendre du type de sol) ou directement à la résistance obtenue.

NOTE La méthode d'application d'un facteur de sécurité global (calcul de contrainte admissible) à la résistance n'est pas appropriée lorsque le calcul à l'état limite est appliqué de cette manière.

8.3 Données géotechniques

8.3.1 Généralités

La conception de la fondation doit reposer sur une bonne compréhension des conditions du sol à chaque emplacement d'éolienne en utilisant des données géotechniques de qualité et de quantité adaptées. Les données géotechniques doivent être obtenues en procédant à des essais suffisants *in situ* et en laboratoire dans la zone d'influence de la fondation afin de réaliser la conception géotechnique.

L'examen géotechnique sur site (SI) doit inclure au moins un point d'examen à chaque emplacement d'éolienne afin de définir les paramètres géotechniques ou de démontrer d'autres méthodes rigoureuses équivalentes. Toutefois, il convient de prendre en considération des points supplémentaires en cas de dangers ou d'incertitudes géotechniques particulières identifié(e)s énuméré(e)s en 8.3.2 et qui peuvent être atténué(e)s dans la conception par les données supplémentaires collectées. L'examen du site doit être conçu, supervisé et consigné par des spécialistes qualifiés. La conception, la supervision et la consignation de l'examen du site exigent des qualifications appropriées.

Les résultats de l'examen du site doivent être consignés dans un rapport factuel.

Un rapport interprétatif géotechnique (GIR) doit également être généré pour donner des recommandations claires en matière de définition des paramètres de sol appropriés pour le calcul de la capacité géotechnique, du tassement, de la raideur et des conditions d'eau souterraine au niveau de chaque emplacement d'éolienne et de leur utilisation dans la conception de la fondation. Il convient que ce rapport porte sur le développement d'un modèle géotechnique (profil de sol) pour chaque emplacement en fonction des informations présentées dans le rapport factuel.

Un essai de chimie des sols est exigé afin de quantifier l'agressivité chimique des conditions environnantes du sol sur les éléments enterrés par rapport à une conception en pâte de béton et/ou aux vitesses de corrosion dans les aciéries pour les solutions destinées aux fondations.

Tous les éléments liés à un risque géotechnique particulier doivent être mis en évidence, et les méthodes possibles de réduction de ce risque être mises en place, ce qui peut induire de procéder à un examen, un essai, une surveillance ou une vérification supplémentaire avant ou dans le cadre des activités de construction. Dans ce cas, la méthode de mise en œuvre et d'examen doit être clairement documentée et incluse dans la documentation du projet concerné.

Le cas échéant, il convient que le GIR présente les paramètres de sol dans un format reconnu par tous, comme la résistance au cisaillement sans consolidation pour les sols cohérents et

l'angle interne de frottement pour les sols granulaires. Il convient que le modèle géotechnique repose sur des paramètres géotechniques caractéristiques, choisis comme estimation prudente de la valeur ayant un impact sur l'occurrence des états limites à l'étude.

Les paramètres de sol doivent être utilisés pour déduire la résistance géotechnique pour chaque état limite. Il est reconnu que certains types de sols sont difficiles à définir de cette manière, et qu'une approche alternative visant à fournir une capacité caractéristique minimale en s'appuyant sur la connaissance du sol et de l'emplacement spécifiques peut s'avérer plus pertinente.

La raideur du sol doit être déterminée, car elle joue un rôle essentiel sur le comportement des structures dynamiques (les éoliennes, par exemple) et les critères minimaux de raideur latérale, verticale et en rotation doivent être satisfaits dans le cadre de la conception géotechnique. Le cas échéant, il convient d'utiliser des techniques directes et indirectes telles que les essais mécaniques *in situ*, les essais en laboratoire réalisés sur des échantillons de sol non remanié ou des méthodes géophysiques. Par ailleurs, la déduction des valeurs de raideur du sol peut être justifiée sur la base d'essais limités ou de corrélations empiriques s'il peut être démontré qu'elles ne gouvernent pas la conception. Le module du sol doit correspondre à un niveau de charge ou de déformation défini.

La flottabilité a un effet essentiel sur le comportement des fondations d'éolienne, en particulier les fondations gravitaires. Les conditions d'eau souterraine doivent être correctement étudiées, et il convient de prévoir un suivi permanent afin de quantifier les variations saisonnières, si elles sont considérées comme étant critiques pour la conception. D'autre part, des niveaux d'eau souterraine maximaux peuvent être recommandés selon les connaissances locales ou les sources de référence appropriées. Il convient de veiller à distinguer les niveaux d'eau souterraine hydrostatique et les conditions d'eau de surface ou d'eau souterraine supérieure. Le risque potentiel de pression d'eau artésienne doit également être pris en considération et réduit, le cas échéant. Il convient de prévoir une surveillance par l'utilisation de colonnes montantes ou de systèmes similaires avant la construction et/ou pendant la durée de vie de conception de la fondation, si les conditions d'eau souterraine risquent d'avoir un impact sur la conception.

La conception de la fondation doit prendre en considération les éventuels effets de flottabilité dus à l'écoulement de l'eau de surface dans la fouille à l'intérieur d'une strate imperméable. Les solutions peuvent inclure un drainage passif approprié ou un recouvrement d'argile afin d'éviter l'accumulation d'eau autour de la fondation. Des exigences d'examen ou de maintenance à long terme doivent être incluses dans la documentation du projet.

8.3.2 Considérations particulières

8.3.2.1 Généralités

Les paramètres géotechniques ci-dessous doivent faire l'objet d'une considération particulière dans le GIR, selon l'emplacement du projet, et peuvent exiger un complément d'enquête pour préciser le niveau d'informations exigé permettant de procéder à une atténuation appropriée dans le cadre de la conception. Cette liste n'est pas exhaustive, et l'étude géotechnique doit prendre en considération tous les risques potentiels en s'appuyant sur les connaissances locales et sur l'expérience.

8.3.2.2 Topographie et variabilité du sol

Un ou plusieurs points d'étude supplémentaires peuvent être exigés pour couvrir les questions telles que la variabilité du sol ou la profondeur de strate, qui sont souvent liées aux caractéristiques topographiques et peuvent exiger plusieurs points d'étude dans l'emprise au sol de l'éolienne.

Le risque d'instabilité des pentes doit être identifié en présence de certaines conditions de sol associées à une topographie escarpée, et des paramètres pertinents doivent être fournis pour permettre de procéder à des analyses de stabilité.

8.3.2.3 Présence de vides

Tout signe évocateur de vides sous la surface du sol dus à des processus naturels (phénomènes karstiques, par exemple) ou à l'activité humaine (exploitation minière, par exemple) doit être correctement évalué. Des méthodes d'investigation adaptées peuvent prévoir des points d'étude supplémentaires ou des méthodes géophysiques pour détecter et quantifier toute anomalie géotechnique.

8.3.2.4 Fragilités du sol

Certaines régions présentent des conditions de sol particulières qui exigent une prise en considération spéciale en développant la conception de la fondation. Les sols susceptibles de gonfler ou de se rétracter, les sols susceptibles de se liquéfier ou s'affaisser ou l'argile sensible, sont autant d'exemples de sols qui doivent être identifiés s'ils sont présents, et le GIR doit inclure des recommandations quant à leur pertinence pour la conception de la fondation. Le GIR peut donner des recommandations relatives au traitement du sol afin d'améliorer ses propriétés et de satisfaire aux exigences des critères de performances de la fondation.

8.3.2.5 Conditions d'eau souterraine

Une valeur de calcul du niveau d'eau souterraine doit être définie et indiquée dans le GIR, et il convient de la déterminer par des mesurages. Les éventuelles incertitudes quant aux niveaux d'eau souterraine à long terme ou saisonniers peuvent être levées en s'appuyant sur des hypothèses prudentes en ce qui concerne la flottabilité, le drainage et/ou la surveillance à long terme.

Des solutions de drainage peuvent être apportées comme solutions permanentes pour atténuer les effets potentiels de flottabilité pendant la durée de vie de conception de la fondation, mais elles doivent inclure des dispositions en matière d'examen et de maintenance. Les systèmes de drainage doivent être définis pour éviter tout blocage dû à des composantes fines. Les tuyaux et déversoirs doivent présenter un gradient suffisant pour maintenir un écoulement libre.

8.3.2.6 Action du gel

Le risque de pénétration de gel dans le sol et de soulèvement associé doit être pris en compte pour les projets prévus dans des régions froides dont la pénétration du gel dans le sol est importante. L'étude du site peut inclure des essais spécifiques visant à identifier la gélivité des sols de fondation, le cas échéant. Ces types de sols peuvent exiger de positionner les fondations sous la profondeur de pénétration du gel, de remplacer des sols sensibles au gel par un remblai insensible au gel ou de prévoir une isolation sur ou sous la fondation afin d'éviter la pénétration excessive de gel. Les méthodes de construction doivent empêcher la pénétration de gel dans les sols susceptibles de formation à tout moment.

8.3.2.7 Activité sismique

Dans les régions à forte activité sismique, les sols doivent être classés selon les normes sismiques locales afin de satisfaire aux exigences de conception (identification du potentiel de liquéfaction et classe des sols, par exemple).

Les paramètres sismiques doivent être définis. Une cartographie disponible peut permettre de déterminer les coefficients d'accélération verticale et horizontale du sol et le spectre de réponse d'amortissement, et permettre au fabricant de les utiliser dans le modèle d'éolienne pour calculer les charges dues au vent et les charges sismiques combinées conformément à l'IEC 61400-1 ou à l'IEC 61400-2, qui incluent des recommandations supplémentaires relatives au calcul des charges sismiques sur les fondations.

8.3.2.8 Méthodologie de la construction

L'applicabilité des méthodes d'excavation, l'installation de l'ancrage pieu/sol, le traitement du sol, le stockage des déblais et la réutilisation des matériaux du sol et des matériaux rocheux doivent être prévus, et des recommandations être faites, le cas échéant.

En particulier, les paramètres recommandés relatifs au compactage des matériaux de déblai pour le support de la fondation ou le remblai doivent être fournis.

8.4 Supervision, surveillance et maintenance de la construction

Les paramètres de sol et d'eau souterraine adoptés dans le calcul doivent être vérifiés pendant la construction à l'aide de méthodes d'examen et d'essai appropriées. Il convient de procéder à une vérification documentée du sol natif, qui peut être complétée par des essais pour vérifier la capacité portante et la raideur. Des méthodes adaptées incluent le compactage d'épreuve, les essais statiques ou dynamiques au pénétromètre à cône, les essais de chargement à la plaque ou d'autres méthodes validant les conditions en l'état. Dans le cas des sols de fondation rocheux, la qualité de la roche doit être vérifiée en ce qui concerne les fissures et les diaclases si la conception est sensible à ces paramètres. L'examen et les essais doivent être réalisés par des personnes compétentes et/ou expérimentées, mais doivent être validés par un ingénieur en géotechnique.

Les essais et l'examen appropriés des travaux de terrassement doivent également être fournis de manière à satisfaire aux critères de compactage appropriés exigés pour la capacité portante ou le poids propre.

Toutes les exigences d'essai ou d'examen supplémentaires relatives aux risques identifiés dans le GIR doivent être clairement identifiées et mises en œuvre lors de la construction de la fondation.

8.5 Fondations gravitaires

8.5.1 Généralités

Les fondations gravitaires sont composées d'une semelle peu profonde dont la résistance géotechnique est assurée par l'équilibre et la capacité portante du sol de fondation. Si le sol de fondation natif n'est pas en mesure de respecter les critères de capacité ou de raideur exigés, un traitement adapté peut être envisagé pour améliorer ses propriétés.

La résistance structurelle de la fondation doit satisfaire aux principes indiqués à l'Article 6 et à l'Article 7.

8.5.2 État limite ultime (ULS – Ultimate limit state)

8.5.2.1 Généralités

La vérification de la stabilité géotechnique à l'état limite ultime doit inclure:

- 1) l'équilibre (renversement), et
- 2) la capacité portante et le glissement du sol.

En principe, les fondations gravitaires ne sont pas considérées comme des structures géotechniques particulières et sont conçues selon les codes structuraux présentés à l'Article 7. Les états limites structuraux de ce type de fondations ne sont pas pris en considération dans une plus large mesure dans le présent Article 8.

Les fondations gravitaires sont sensibles aux effets de flottabilité dus à la présence d'eau souterraine. Les éventuels effets de flottabilité doivent être inclus en appliquant des charges de flottabilité en tant que moment de renversement supplémentaire ou en appliquant une charge utile réduite de remblai dans le calcul du moment de stabilisation. Dans les deux cas, la valeur

de calcul des effets de flottabilité dus au niveau d'eau souterraine peut être déduite soit en appliquant un facteur de sécurité partielle sur la charge à la pression d'eau caractéristique, soit en appliquant une marge de sécurité au niveau d'eau caractéristique afin de représenter la condition crédible la plus défavorable se produisant au cours de la durée de vie de conception de la structure.

Le facteur de sécurité partielle minimal acceptable sur le matériau (résistance) est donné pour chaque état limite. Le facteur de sécurité partielle approprié doit être choisi et appliqué aux paramètres de sol ou à la résistance de conception conformément à la norme de référence.

8.5.2.2 Équilibre

Les forces de stabilisation doivent tenir compte de la charge verticale de l'éolienne, de la fondation et du poids de remblai de sol. L'effet de flottabilité en cas de niveaux d'eau souterraine potentiellement élevés peut être appliqué en réduisant la force de stabilisation.

Les effets défavorables d'une terre végétale moins dense et d'une pente superficielle doivent être calculés ou simplifiés pour donner des résultats prudents. La densité du remblai de conception doit être obtenue en recomplantant les sols de déblai, le cas échéant, et il convient de spécifier les essais adaptés pour vérifier la densité. L'impact favorable du cisaillement du sol et des pressions passives du sol autour des bords de la base peut être inclus s'il peut être bien quantifié par des essais appropriés des paramètres de sol.

Pour les besoins de la conception géotechnique, la semelle peut être considérée comme un corps rigide, et les moments de renversement et de stabilisation doivent être calculés et vérifiés autour du bord de la fondation.

Protection contre le renversement:

$$\frac{M_{d, \text{stabilizing}}}{\gamma_{Rd}} \geq M_{d, \text{overturning}} \quad (13)$$

où

$M_{d, \text{overturning}}$ est la valeur de calcul du moment de déstabilisation entre la charge de vent et d'autres charges, incluant l'effet des charges horizontales et de torsion, ainsi que les facteurs de sécurité partielle pour la charge défavorable;

$M_{d, \text{stabilizing}}$ est la valeur de calcul du moment de stabilisation entre la charge de gravité et le remblai incluant le facteur de sécurité partielle sur la résistance favorable.

L'effet de flottabilité, le cas échéant, peut être appliqué sous la forme d'un effort de soulèvement participant au moment de déstabilisation ou d'une réduction de la densité effective des charges de gravité résultant d'une réduction du moment de stabilisation. Dans les deux cas, le facteur partiel approprié doit être appliqué de manière cohérente à la charge ou à l'effet de la charge.

L'équilibre statique gouverne rarement la conception géotechnique des semelles de fondation gravitaire, sauf si elles reposent sur de la roche. Si l'évaluation du renversement indique que la fondation est proche de l'équilibre ($M_{d, \text{stabilizing}}/M_{d, \text{overturning}} < 1,1$), sa sensibilité à l'emplacement du point de rotation de la fondation doit être évaluée, et une analyse détaillée complémentaire peut être exigée.

Les valeurs minimales de γ_{Rd} sont données à l'Annexe Q.

8.5.2.3 Capacité portante

La capacité du sol doit être vérifiée en ce qui concerne les modes de défaillance en portance et en glissement.

La capacité portante ultime de la formation du sol sous la fondation doit être calculée à partir des données géotechniques indiquées dans le GIR. Si la fondation repose directement sur un substratum rocheux frais ou légèrement désagrégé, la capacité portante n'est en principe pas critique pour la conception, et une valeur prudente raisonnable peut être adoptée en fonction des valeurs obtenues dans les documents de référence et recommandées dans le GIR. La capacité portante recommandée doit tenir particulièrement compte de l'effet de charge répétée, et toute dégradation prévue de la capacité portante ultime sur la durée de vie de conception de la fondation doit être prise en considération, le cas échéant.

La capacité portante des sols soumis à des cycles de gel et de dégel doit être spécifiquement prise en considération s'il est prévu que la pénétration du gel atteigne le niveau de la fondation, en tenant compte de la conductivité thermique maximale du béton. Le remplacement des sols sensibles au gel ou l'utilisation d'une isolation peut être envisagé(e) pour régler cette question.

La capacité portante des sols de formation sans substratum doit être déterminée en faisant référence à des essais particuliers *in situ* ou en laboratoire réalisés dans le cadre de l'étude géotechnique du site. Il est préférable d'évaluer la capacité portante en utilisant les propriétés caractéristiques du sol (la résistance au cisaillement sans consolidation ou l'angle de frottement interne, par exemple) et en appliquant le facteur de sécurité partielle pour le matériau approprié. La capacité portante recommandée doit tenir compte des effets d'inclinaison de la charge, de la forme de la fondation, de la profondeur (y compris l'effet d'un sol en pente) et des conditions d'eau souterraine. L'effet des variations des propriétés du sol dans la zone d'influence (zone de rupture), sous ou à côté de la fondation, doit être pris en considération dans le calcul de la capacité portante.

Les fondations d'éolienne sont soumises à des charges hautement excentriques, et il faut bien tenir compte des plans de défaillance alternatifs potentiels, comme une rupture en coin inverse qui peut devenir critique si l'excentricité devient importante, c'est-à-dire supérieure à 0,3 fois la largeur de la fondation ($e > 0,3B$):

$$e = \frac{M_{d, \text{overturning}}}{F_{zd}} \quad (14)$$

où

F_{zd} est la valeur de calcul favorable de la force verticale qui agit sur la formation du sol, tenant compte du poids de l'éolienne, de la fondation et du remblai et en incluant le facteur de sécurité partielle des charges défavorables.

Les projets prévus pour des régions à activité sismique doivent inclure des contrôles supplémentaires conformément aux normes locales et nationales correspondantes. Ces contrôles peuvent inclure une définition de la classe de sol et du potentiel de liquéfaction affectant la capacité portante.

La pression d'appui verticale calculée doit tenir compte de la charge verticale de l'éolienne, du poids de la fondation et du remblai, en tenant compte des effets de flottabilité en cas de niveaux d'eau souterraine potentiellement élevés comme cela est décrit en 8.5.2.1. L'effet des charges horizontales et de torsion de l'éolienne doivent être inclus dans le calcul de la pression d'appui et de la capacité. Cette charge doit être appliquée sur une surface calculée en tenant compte de l'excentricité de l'effort de renversement.

La rupture du sol doit être vérifiée dans le cas de charge:

$$q_{Ed} = \frac{F_{zd}}{A'} < q_{Rd} \quad (15)$$

où

q_{Ed} est la pression au sol plastique (uniforme) reposant sur le calcul d'excentricité;

A' est la surface utile de la fondation autour de la ligne d'action de la force résultante pour F_{zd} ;

q_{Rd} est la valeur de calcul de la capacité portante du sol à l'état limite ultime, y compris le facteur de sécurité partielle pour le matériau (résistance) approprié.

q_{Rd} doit intégrer un facteur de sécurité partielle sur le matériau (résistance) adapté au moins égal aux valeurs données à l'Annexe Q.

La méthode utilisée doit être conforme à la norme de référence pour la région à laquelle est appliquée la conception. La méthode 1 doit être utilisée lorsque le facteur de sécurité partielle est appliqué aux propriétés du matériau. La méthode 2 doit être utilisée lorsque le facteur de sécurité partielle est appliqué aux effets des propriétés du matériau, c'est-à-dire à la résistance obtenue. La différence des facteurs de sécurité partielle appliqués tient compte de la non-linéarité des paramètres du matériau dans le calcul de la capacité portante, en particulier pour les sols granulaires.

8.5.2.4 Résistance au glissement

La capacité de glissement doit être vérifiée pour assurer une résistance adaptée aux charges horizontales.

La présence d'une éventuelle faiblesse et de fines bandes de sol sous la fondation doit être prise en compte lors de l'évaluation de la capacité de glissement. Les effets de flottabilité doivent être pris en compte en cas de niveaux d'eau souterraine potentiellement élevés comme cela est décrit en 8.5.2.1.

L'effet bénéfique des pressions passives du sol contre les côtés de la fondation peut être inclus s'il peut être correctement quantifié.

Le glissement doit être évalué dans le cas de charge:

$$\tau_{Ed} = \frac{H_d}{A'} < \tau_{Rd} \quad (16)$$

où

τ_{Ed} est la valeur de calcul de la contrainte tangentielle qui agit à l'interface sol/structure;

H_d est la force horizontale qui agit sur la formation du sol, incluant le facteur de sécurité partielle sur la charge défavorable;

A' est la surface utile de la fondation autour de la ligne d'action de la force résultante pour F_{zd} ;

τ_{Rd} est la valeur de calcul de la contrainte de glissement du sol à l'état limite ultime, y compris le facteur de sécurité partielle sur le matériau approprié et/ou la résistance.

Les valeurs de calcul de la contrainte de glissement du sol, τ_{Rd} , doit intégrer un facteur de sécurité partielle sur le matériau et/ou une résistance adapté(e) au moins égal(e) aux valeurs données à l'Annexe Q.

La méthode utilisée doit être conforme à la norme de référence pour la région à laquelle est appliquée la conception comme cela est défini en 8.5.2.3.

8.5.2.5 Stabilité (pente) globale

Si la fondation se trouve à proximité d'une variation de topographie (un talus, par exemple) ou d'une structure ou pente résiduelle, la sécurité géotechnique totale (stabilité globale) doit être évaluée par des analyses de pente ou des analyses similaires.

Les états limites potentiels résultant de la perte de stabilité doivent être évalués selon des principes géotechniques acceptés. La résistance assurée par le sol et les composants structuraux correspondants doit être calculée pour assurer qu'ils ne dépassent pas les actions appliquées.

L'évaluation de la stabilité doit inclure l'effet de toutes les variations qui peuvent être raisonnablement anticipées sur la durée de vie de conception de la fondation, y compris la maintenance, la croissance de la végétation, les conditions climatiques et les variations d'eau souterraine.

La stabilité globale doit être évaluée dans le cas de charge:

$$F_d < R_d \quad (17)$$

où

F_d est la valeur de calcul de l'action de déstabilisation incluant le facteur de sécurité partielle sur la charge défavorable;

R_d est la valeur de calcul de l'action de stabilisation comprenant la gravité et la résistance du sol et incluant le facteur de sécurité partielle sur la charge défavorable.

R_d doit intégrer un facteur de sécurité partielle sur le matériau et/ou une résistance adapté(e) au moins égal(e) aux valeurs données à l'Annexe Q.

La méthode utilisée doit être conforme à la norme de référence pour la région à laquelle est appliquée la conception comme cela est défini en 8.5.2.3.

Étant donné que la masse de sol dans une pente peut agir comme une force de stabilisation ou de déstabilisation, il n'est pas nécessaire d'appliquer un facteur de sécurité partielle sur la charge à la densité du sol ou à la charge de gravité par poids propre. Les facteurs de sécurité partielle indiqués à l'Annexe Q donnent une sécurité adéquate dans ce cas.

Les effets de flottabilité doivent être pris en compte en cas de niveaux d'eau souterraine potentiellement élevés comme cela est décrit 8.5.2.1.

8.5.3 État limite de service (SLS – Serviceability limit state)

8.5.3.1 Comportement à long terme

Le comportement géotechnique à l'état limite de service doit être vérifié pour assurer que la fondation satisfasse aux critères d'aptitude au service sur la durée de vie de conception de l'éolienne. Les critères d'aptitude au service sont:

- 1) la conformité à la raideur dynamique et (le cas échéant) statique en rotation et latérale spécifiée par le fabricant de l'éolienne comme base des calculs de charge,
- 2) le contrôle de l'inclinaison et du tassement maximaux de la fondation sur la durée de vie de conception de la fondation, et
- 3) la prévention de la dégradation de la capacité portante ou de la raideur du sol due à une charge répétée ou cyclique (par exemple, génération cumulée de pressions d'eau interstitielle, hystérèse, fluage, liquéfaction ou autres mécanismes de dégradation qui peuvent à terme donner lieu à une défaillance ULS).

8.5.3.2 Raideur de la fondation

La fondation doit satisfaire aux critères de raideur exigés (voir l'Article 5).

La raideur dynamique de la fondation doit être vérifiée sur un module de sol à faible déformation. La raideur de la fondation dépend de la surface de contact. Elle doit être calculée

pour le niveau de charge S3, et toute réduction par rapport au plein contact doit être prise en compte dans le calcul de la raideur.

La raideur statique de la fondation, si elle est spécifiée par le fabricant de l'éolienne, doit être vérifiée en fonction du module du sol qui tient compte de la réduction de la rigidité au cisaillement à faibles déformations en fonction de la déformation réelle du sol au niveau de charge S1. Cette réduction dépend des caractéristiques du sol et du degré auquel la résistance du sol a été mobilisée. La raideur de la fondation doit être calculée pour le niveau de charge S1 incluant la réduction par rapport à la surface de contact totale.

Des recommandations relatives au choix du module du sol et de la raideur de la fondation appropriés sont données à l'Annexe L.

8.5.3.3 Inclinaison et tassement

Le déplacement de la fondation en raison d'un tassement à long terme doit être calculé afin de quantifier l'inclinaison maximale (rotation due au tassement différentiel) et le tassement absolu sur la durée de vie de conception de la fondation.

La fondation ne doit pas dépasser les critères d'inclinaison maximale en fonction desquels sont calculées les charges de l'éolienne dues à la non-verticalité du mât. Il convient que l'inclinaison maximale admissible de la fondation soit spécifiée par le fabricant de l'éolienne en plus de toutes les tolérances de construction admises. En l'absence de critères particuliers spécifiés par le fabricant de l'éolienne, une valeur de rotation de la base du mât de 3 mm/m (0,17°) peut être prise pour hypothèse en raison du tassement différentiel.

La fondation doit être limitée à un critère de tassement absolu maximal (moyenne sur toute la fondation), en cohérence avec les exigences d'aptitude au service. Les limites de tassement peuvent être régies par les limites de déformation du sol, la ductilité des conduits électriques à l'endroit où ils quittent la fondation ou d'autres critères déterminés par les concepteurs. En l'absence de critères spécifiques imposés par les concepteurs, une valeur de 25 mm peut être prise pour hypothèse pour le tassement total admissible.

L'inclinaison et le tassement absolu doivent être calculés au niveau de charge S3 et la raideur statique être appliquée sur la durée de vie de conception du système.

Si la fondation se trouve sur des conditions de sol non uniformes, le potentiel de tassement différentiel doit être vérifié. Les différences importantes de type de sols ou de roches peuvent être atténuées en remplaçant ou en intégrant une couche d'atténuation (une couche de remblai structural compacté, par exemple). Cela est particulièrement important pour les fondations situées en partie sur un substratum rocheux frais, et le risque de points durs doit être envisagé de la même manière.

8.5.3.4 Dégradation du sol sous charge cyclique

L'éventuelle sensibilité du sol à des charges répétitives ou cycliques doit être identifiée dans le GIR. Le risque de dégradation soudaine ou progressive de la capacité ou de la raideur du sol doit être évalué lors de la conception de la fondation. Ce risque peut être contrôlé en satisfaisant au critère d'absence de brèche au sol ou par d'autres mesures d'atténuation présentées en 8.5.3.5.

Un critère d'absence de brèche au sol peut être satisfait en proportionnant la base pour qu'elle reste en contact total avec le sol, à un niveau de charge S3 avec des facteurs de sécurité partielle pour la charge de 1,0.

D'autres mesures d'atténuation incluent la limitation des pressions d'appui à des valeurs acceptables recommandées dans le GIR ou le remplacement des sols sensibles.

S'il peut être démontré que les conditions ci-après sont satisfaites, il est admis que la conception obtenue de la fondation fasse l'objet d'un dégarnissage entre la fondation et la formation du sol sous-jacente au niveau de charge S3.

- 1) La configuration de la fondation n'est pas contrôlée par les exigences de raideur en rotation ou, si cela était le cas, le module du sol a été déterminé avec exactitude par des mesurages *in situ* du module de cisaillement (essai de pénétrabilité au cône ou mesurages de la vitesse de l'onde de cisaillement, par exemple).
- 2) Le calcul de la raideur de la fondation tient compte en particulier de la perte de surface de contact.
- 3) La conformité aux critères d'inclinaison et de tassement de la fondation n'est pas sensible à la perte de surface de contact.
- 4) L'absence de conditions d'eau souterraine importantes ou variables avec le potentiel de pression d'eau interstitielle ou d'érosion du sol sous la fondation pendant une charge cyclique prolongée.
- 5) La charge cyclique n'est pas réputée donner lieu à une réduction importante du module du sol de façon telle à régir la configuration de la fondation.
- 6) La résistance du sol est définie comme n'étant pas susceptible de se dégrader sous une charge cyclique répétée à des niveaux de charge appliqués de façon telle à régir la configuration de la fondation.

8.6 Fondations sur pieux

8.6.1 Généralités

Les fondations sur pieux sont composées d'une longrine reliée à un ou plusieurs fûts du pieu dont la résistance géotechnique est déduite d'un ensemble de frottements entre le fût, le palier d'extrémité et la résistance passive latérale.

La résistance structurelle du fût et des pieux de la fondation doit satisfaire aux principes indiqués à l'Article 6 et à l'Article 7. Si cela est exigé par le processus de conception, l'interface entre le fût et le pieu doit être clairement documentée. En particulier lorsqu'un élément de conception est sensible aux propriétés d'un autre élément, comme le transfert de charge et la raideur en rotation, cela doit être clairement indiqué dans la documentation technique.

8.6.2 Charges sur le pieu

Une évaluation de stabilité globale doit être réalisée afin de déterminer les charges axiales caractéristiques du pieu pour les cas de charge extrêmes de 5.4 en fonction de la disposition géométrique. En principe, il peut être pris pour hypothèse que le fût du pieu se comporte comme une structure rigide pour le calcul des charges sur le pieu. Les charges doivent tenir compte des actions permanentes du poids propre de l'éolienne, du mât, de la fondation du fût du pieu et du remblai, et d'une action de va-et-vient variable superposée déduite de la charge du vent. En principe, il convient de ne déduire aucune capacité des pressions d'appui exercées sur la surface intérieure du fût du pieu.

Des analyses doivent être réalisées pour les moments appliqués par rapport à tous les axes de symétrie afin de vérifier que l'orientation la plus défavorable est prise en considération.

Les charges de calcul horizontales sur le pieu doivent être calculées en répartissant la charge totale sur les pieux et en tenant compte des efforts de torsion par rapport à l'axe vertical. Selon que les pieux sont verticaux ou inclinés, les efforts horizontaux ne sont pas toujours égaux dans tous les pieux dans un sens de charge particulier.

Les charges de calcul sur le pieu doivent être déduites en appliquant des facteurs de sécurité partielle appropriés sur la charge comme cela est défini à l'Article 5.

L'effet de l'eau souterraine doit être pris en considération, y compris l'éventuelle variation sur le site et les niveaux maximaux/minimaux sur la durée de vie de conception du projet.

8.6.3 État limite ultime

8.6.3.1 Capacité géotechnique du pieu

La capacité verticale et horizontale ultime du pieu doit être déduite à l'aide des approches de contrainte totale ou effective reposant sur des méthodes d'analyses établies tenant compte des conditions du sol, du type de pieu et de la méthode d'installation. La capacité du pieu doit être calculée afin d'intégrer le facteur de sécurité partielle approprié sur la résistance et tel qu'il est exigé par les normes locales et nationales, d'une manière cohérente avec les essais géotechniques et de charge appliqués. Les essais de charge statique et dynamique en grandeur réelle des pieux, réalisés à l'avance ou pendant les principaux travaux, peuvent permettre de valider la conception du pieu et d'appliquer des facteurs de sécurité partielle réduits sur la résistance si les normes locales le permettent.

La capacité axiale du pieu doit reposer sur le frottement du fût et le palier d'extrémité. L'effet du frottement superficiel négatif doit être inclus comme une charge permanente supplémentaire pour les sols meubles qui présentent un risque de tassement à long terme.

La capacité latérale doit reposer sur la capacité passive du sol. Les effets bénéfiques d'une connexion de moment au niveau de l'interface du fût du pieu et de la tête de pieu peuvent être inclus selon les détails de connexion structurelle adéquats. La résistance passive du sol qui agit sur le fût du pieu peut être prise en considération lorsque les conditions du sol le permettent.

Les capacités axiale et latérale doivent tenir compte de la méthode d'installation du pieu et de son effet sur le comportement de l'interface pieu/sol.

Les capacités axiale et latérale des pieux peuvent être considérées comme étant indépendantes si la longueur du pieu est suffisante pour assurer une résistance aux forces axiales et latérales dans différentes sections du pieu. Les pieux courts ou qui présentent un frottement important à proximité de la tête du pieu peuvent exiger une évaluation supplémentaire afin de tenir compte des effets d'interaction.

L'effet d'espacement entre les pieux doit être inclus dans l'analyse et peut devenir important si cet espacement est inférieur à 5 diamètres de pieu.

8.6.3.2 Capacité structurelle du pieu

Il convient que la capacité structurelle du pieu soit déterminée par un concepteur de pieu compétent afin de tenir compte de la combinaison des charges de compression, de traction et latérales. Les principes évoqués aux Articles 6 et 7 pour l'acier et le béton armé doivent être appliqués à la conception structurelle des pieux. La conception structurelle des pieux doit inclure l'état limite ultime, l'état limite de service et l'état limite en fatigue.

Les effets de battage de pieux pendant l'installation doivent être inclus dans la vérification structurelle, de sorte que les contraintes maximales incluent un facteur de réduction et une analyse de fatigue, y compris les contraintes d'installation.

Une attention particulière doit être portée sur les détails de connexion d'interface entre les pieux et la tête de pieu afin d'assurer la transmission complète des charges dans tous les états limites. Dans le cas des pieux tendus, une ligne de charge adaptée entre la face de tension de la tête de pieu et la structure du pieu doit être fournie.

Les moments de flexion de la tête de pieu doivent être évalués pour déterminer les dommages par fatigue à l'aide de la théorie élastique. Les moments de flexion de la tête de pieu doivent

être évalués pour l'état limite ultime, sauf si la conception peut poser des charnières plastiques au niveau des têtes de pieu et qu'il n'est pas exigé de développer le moment de tête de pieu.

En présence de parties soudées dans la conception du pieu (y compris les soudures de pointage utilisées comme aide à la construction d'une cage d'armature), l'évaluation de la fatigue de la structure de pieux doit prendre en considération les propriétés SN réduites du composant soudé comme cela est décrit à l'Article 7.

8.6.4 État limite de service

8.6.4.1 Généralités

La conception doit inclure une considération spécifique pour vérifier que la fondation sur pieux satisfait aux critères d'aptitude au service sur la durée de vie de conception de l'éolienne. Les critères d'aptitude au service sont:

- 1) la conformité à la raideur statique et (le cas échéant) dynamique en rotation et latérale spécifiée par le fabricant de l'éolienne comme base des calculs de charge,
- 2) le contrôle de l'inclinaison et du tassement maximaux de la fondation sur la durée de vie de conception de la fondation, et
- 3) la prévention de la dégradation de la capacité portante ou de la raideur du sol due à une charge répétée ou cyclique (par exemple, génération cumulée de pressions d'eau interstitielle, hystérèse, fluage, liquéfaction ou autres mécanismes de dégradation).

8.6.4.2 Raideur de la fondation

Le système de fondation doit satisfaire aux exigences de raideur en rotation et de raideur latérale définies dans le document d'interface de l'éolienne sous charges de service.

L'analyse peut consister à appliquer des ressorts équivalents sur la surface intérieure du fût de pieu aux positions du pieu ou peut être calculée en fonction de solutions normalisées tenant compte de la déviation du pieu en fonction de la raideur du sol.

La raideur dynamique de la fondation doit être vérifiée sur un module de sol à faible déformation. La raideur de la fondation dépend du module relatif du pieu ou du sol au niveau de charge S3. La raideur du sol doit tenir compte d'éventuelles valeurs réduites si les pieux font l'objet de renversements de charge (traction à compression) sur cette plage de charges.

La raideur statique de la fondation, si elle est spécifiée par le fabricant de l'éolienne, doit être vérifiée en fonction du module du sol qui tient compte de la réduction de la rigidité au cisaillement à faibles déformations en fonction de la déformation réelle du sol au niveau de charge S1. Cette réduction dépend des caractéristiques du sol et du degré auquel la résistance du sol a été mobilisée.

8.6.4.3 Déviation du pieu

La déviation de la tête de pieu doit être calculée afin de quantifier l'inclinaison (rotation) maximale et le tassement absolu de la fondation à l'aide des mêmes critères que ceux présentés en 8.5.3.3.

La souplesse et la déviation exigées du pieu pour mobiliser le frottement du fût, du palier d'extrémité et la résistance passive doivent être prises en compte dans l'analyse de déformation. Les éventuels effets de groupe de pieux sur le développement de la résistance avec le déplacement doivent être pris en compte.

8.6.4.4 Dégradation du sol sous charge cyclique

Le risque de dégradation soudaine ou progressive de la capacité ou de la raideur du pieu doit être évalué lors de la conception du pieu.

La sensibilité du sol à des charges répétitives ou cycliques doit être identifiée et une atténuation fournie selon les recommandations du GIR. L'atténuation adaptée peut être obtenue en limitant le frottement du fût mobilisé et la contrainte du palier d'extrémité à une faible proportion de la capacité du pieu ou en limitant ou éliminant la tension du pieu au niveau de charge S3.

8.7 Fondations enrochées

8.7.1 Généralités

Les fondations enrochées sont composées d'une fondation reliée à plusieurs ancres pour la roche postcontraintes. Cette fondation tire sa résistance géotechnique de l'appui sur la surface rocheuse.

Les ancres pour la roche sont précontraintes et maintiennent l'équilibre de la fondation. Il convient de traiter la force de précontrainte issue des ancres pour la roche comme une force extérieure. Les facteurs de sécurité partielle pour la charge doivent être appliqués sur la force de précontrainte avec les pertes selon 8.7.6.

La résistance structurelle de la fondation et des ancrages doit satisfaire aux principes indiqués aux Articles 6 et 7. Il est normal que la conception relève de la responsabilité de différents concepteurs étant donné que les ancres pour la roche sont des éléments de conception particuliers. Si la conception est répartie de cette manière, les responsabilités de s'acquitter des exigences de ce code doivent être clairement indiquées et consignées. Si un élément de conception est sensible aux propriétés d'un autre élément, comme le transfert de charge et la raideur en rotation, cela doit être clairement indiqué dans la documentation technique.

8.7.2 Types de fondations enrochées

Le 8.7.2 prend en considération deux types de fondations enrochées.

- 1) Couronnement d'ancrage en béton armé conventionnel – couronnement en béton armé ancré dans le substratum rocheux. La tige d'ancre doit être protégée par un capuchon si elle est placée en haut de la semelle. La liaison entre le mât et le couronnement en béton (fondation) est conçue selon les principes de l'Article 7 en utilisant le boulon d'ancrage ou la bague traditionnel(le).
- 2) Adaptateur de roche en acier – section de transition reliant le mât au béton sous-jacent et à la roche. Le mât est relié à la section de transition par de courts boulons et les ancres pour la roche relient la section de transition à la roche.

Les ancres pour la roche peuvent être composées de torons multibrins postcontraints ou de barres filetés. Il convient que le système de post-tension comprenne un certificat d'homologation ou de produit conforme aux normes locales pour ce type de systèmes.

8.7.3 Données géotechniques

Les données géotechniques de la roche doivent être examinées selon 8.3.

L'étude géotechnique du site (SI) doit inclure le forage de reconnaissance afin de vérifier la qualité de la roche et déterminer la zone d'ancrage. Il est recommandé de procéder à un carottage sur certains sites afin de vérifier la qualité de la roche et de détecter la présence potentielle de fissures, de zones de craquelure et d'eau souterraine. Les sondages de reconnaissance doivent être forés au moins à la même profondeur que la longueur proposée des ancrages.

L'étude géotechnique du site, les données d'examen et la qualité de la roche doivent être évaluées et compilées dans un GIR comme cela est décrit en 8.3. Le rapport doit évaluer et établir la pression au sol maximale admissible à l'état limite ultime et le module d'élasticité de la roche.

Un examen de la roche au niveau de la fondation et de son environnement doit être réalisé pendant les travaux de construction de la fondation lorsque la surface de la roche est propre par rapport au sol naturel. Cet examen doit valider les conditions consignées dans le GIR et utilisées dans la conception avant et après les opérations de dynamitage, et valider le fait que tous les matériaux compressibles ont été éliminés.

8.7.4 Protection contre la corrosion

Les ancrages pour la roche doivent être conçus comme des éléments permanents, contenant en principe un double système de protection contre la corrosion. Des exemples de systèmes admissibles sont donnés à l'Annexe M. Les systèmes de protection galvanisés ne doivent pas être admis.

Des mesures spéciales doivent être adoptées pour protéger les torons ou les barres sous la plaque d'ancrage (plaque d'appui) en haut de la fondation afin d'éviter la pénétration d'eau et la corrosion de l'ancrage. Cela peut être réalisé par un entonnoir en acier placé en bas de la plaque d'ancrage avec des joints en caoutchouc et un composé de protection contre la corrosion. En principe, il convient que la plaque d'ancrage soit galvanisée comme cela est indiqué à l'Annexe M.

Un capuchon de protection rempli de ce composé de protection contre la corrosion doit protéger la tige d'ancre en haut de la plaque d'ancrage. Il convient que la tige d'ancre permette l'accès pour procéder à un examen tout au long de sa durée de vie de conception.

8.7.5 Examen et maintenance de l'ancrage

Le concepteur doit assurer que la force de post-tension de l'ancre pour la roche puisse être vérifiée tout au long de la durée de vie de conception, et également que toutes les pertes de post-tension peuvent être évaluées, le cas échéant.

Le concepteur doit spécifier les exigences d'examen et de maintenance du système d'ancre pour la roche tout au long de sa durée de vie de conception.

8.7.6 Tolérances et pertes de post-tension

Les tolérances d'exécution de post-tension doivent être prises en compte en pourcentage de tolérance et/ou en tant que facteurs de sécurité partielle sur la charge selon les exigences locales.

Les pertes de post-tension doivent être prises en compte dans tous les états limites, afin de tenir compte:

- 1) des pertes immédiates (glissement des coins et pertes élastiques), et
- 2) des pertes en fonction du temps dues au fluage de masse du béton et de la roche, à la rétraction du béton et à la relaxation du toron.

Sauf si une valeur est déterminée par calcul, les pertes normales de 20 % dues à la relaxation, au fluage ou à la rétraction doivent être prises pour hypothèse.

La valeur de calcul de la force de post-tension utilisée dans les calculs doit tenir compte des tolérances positives et négatives et de la présence ou de l'absence de pertes, selon qu'elles sont favorables ou défavorables pour l'état limite concerné.

8.7.7 État limite ultime

8.7.7.1 Renversement

Le renversement doit être évalué comme cela est indiqué en 8.5.2.2 en incluant l'effet de force de retenue de l'ancrage.

8.7.7.2 Rupture du sol – Capacité portante de la roche

La capacité portante verticale doit être vérifiée (voir 8.5.3.2).

$$q_{Ed} = \frac{F_{zd}}{A'} < q_{Rd} \quad (18)$$

où

q_{Ed} est la valeur de calcul de la pression plastique au sol en tant que charge uniforme;

q_{Rd} est la valeur de calcul de la capacité portante de la masse rocheuse en tant que charge uniforme incluant l'effet des fissures ou d'autres discontinuités et intégrant les facteurs partiels de matériau et/ou de résistance appropriés;

F_{zd} est la valeur de calcul de la force verticale;

A' est la surface utile de la fondation autour du centre de gravité pour F_{zd} .

La capacité portante de la roche est influencée par sa configuration locale et par l'amplitude de F_{zd} .

La pression élastique au sol maximale locale doit également être vérifiée.

$$q_{Ed, \text{ elastic}} < q_{Rd, \text{ local}} \quad (19)$$

où

$q_{Ed, \text{ elastic}}$ est la valeur de calcul de la pression élastique au sol;

$q_{Rd, \text{ local}}$ est la valeur de calcul de la capacité portante maximale sur une surface locale de la roche (valeur de résistance à la compression simple).

8.7.7.3 Glissement

Aucun glissement ne doit se produire entre la roche, le béton de nivelage et la fondation, en tenant compte des effets bénéfiques de la force de tension de l'ancre pour la roche.

8.7.8 État limite de service

8.7.8.1 Raideur de la fondation

Voir 8.5.3, même si dans la pratique, les fondations enrochées sont bien plus raides que d'autres types et que ce critère n'a en général pas d'impact sur la conception.

8.7.8.2 Inclinaison et tassement

Les tassements n'ont en général pas d'impact sur la conception sur la roche solide et n'exigent pas de contrôle particulier.

8.7.8.3 Pas de dégarnissage

Si le couronnement d'ancrage est modélisé comme un corps rigide, aucun dégarnissage du sol ne doit se produire au niveau de charge S3, y compris l'effet de la force de retenue de l'ancrage. Si la pression au sol est modélisée par des ressorts verticaux pour représenter le contact avec la roche, les points doivent être satisfaits:

- 1) la pression de contact autour de l'ensemble du périmètre de la fondation pour empêcher la pénétration d'eau et assurer la protection contre la corrosion;
- 2) la pression de contact au niveau de l'ancre pour la roche et à 0,1 m du bord extérieur de l'ancrage pour assurer la répartition des charges entre l'ancrage et le couronnement et améliorer la résistance à la fatigue.

Cette vérification doit assurer la protection contre la corrosion des ancrages.

Pour les fondations de type adaptateur de roche, la section de transition doit être en contact avec le béton sur toute la surface au niveau de charge S1, sans perte de pression sur le périmètre ou sans dégarnissage (décompression). Cette exigence est importante pour assurer la raideur en rotation du mât et la résistance à la fatigue des ancrages.

8.7.9 Contrôle de robustesse

Un contrôle de robustesse de la fondation doit être réalisé pour tolérer la défaillance de l'ancrage. Par hypothèse, dans ce cas de charge, au moins une ancre pour la roche ou 10 % des ancrages pour la roche (selon la valeur la plus élevée) doit avoir perdu sa précharge. La structure doit rester stable avec les ancrages pour la roche restantes, ce qui est vérifié pour le niveau de charge S1.

La conception de la fondation doit avoir un plan de redondance en cas de défaillance de l'ancrage pendant la construction.

8.7.10 Conception de l'ancrage pour la roche

8.7.10.1 Généralités

Les ancrages pour la roche doivent être conçus selon les normes locales et les codes du bâtiment. Au niveau de charge S1, aucun fluage de l'ancrage pour la roche n'est admis.

L'installation de l'ancrage pour la roche doit faire l'objet d'essai, d'une supervision et d'une surveillance.

Pendant le forage, la qualité de la roche doit être consignée dans un rapport de forage, et tous les éléments qui invalident les hypothèses de calcul doivent être adressés.

Il convient de soumettre les puits de forage à un essai hydraulique dans le cadre de l'essai à eau variable pour vérifier que le trou est "obturé".

Lors de la précontrainte des ancrages pour la roche, la fondation doit être surveillée pour vérifier l'absence de tassement.

Le toron ou la barre doit avoir une longueur libre supérieure entre le point de contrainte jusqu'au bas de la zone de liaison. Sur la longueur libre, le toron ou la barre est libre de se déformer séparément jusqu'au coulis et la roche environnants. La longueur libre en haut de l'ancrage est très importante pour assurer le bon fonctionnement de l'ancrage.

La longueur libre de l'ancrage pour la roche assure:

- la robustesse (pas de mode de rupture fragile),
- les faibles variations de contrainte dans le cas de charge due à la fatigue, et
- la réduction des pertes dues au glissement des bords.

La longueur d'ancrage fixe exigée (L_{fixed}), également appelée longueur de liaison L_{bond} , sur laquelle la charge est transmise à la roche environnante doit être vérifiée.

$$L_{\text{fixed}} = L_{\text{bond}} = \frac{\gamma_F \times P_{\text{lock-off}}}{f_{\text{bd}} \times \pi \times \theta} \quad (20)$$

où

γ_F est le facteur de sécurité partielle des charges;

$P_{\text{lock-off}}$ est la traction de blocage de l'ancre pour la roche;

f_{bd} est la valeur de calcul de la résistance de liaison entre la roche et le coulis de ciment;

θ est le diamètre du puits de forage.

$$L_{\text{anchor}} = L_{\text{free}} + L_{\text{fixed}}$$

Pour une roche de bonne qualité (caractéristiques assignées de masse rocheuse, $\text{RMR} > 60$), la résistance de liaison peut être calculée avec cette formule:

$$f_{\text{bd}} = \frac{0,1 \times f_{\text{cck}}}{\gamma_{\text{M3}}} \quad (21)$$

où

f_{cck} est la résistance; caractéristique à la compression du coulis;

$$\gamma_{\text{M3}} = 3.$$

8.7.10.2 Fatigue des ancrs pour la roche

Toutes les ancrs pour la roche doivent faire l'objet d'une évaluation de fatigue.

Aucune analyse de fatigue détaillée supplémentaire n'est exigée si la plage de contraintes pour la charge de fatigue la plus élevée dans l'acier de précontrainte des multibrins est inférieure à $\Delta\sigma_{\text{d, fatigue, strands}} < 70 \text{ MPa}$ à l'état limite de fatigue. La plage de contraintes peut être évaluée à partir du dégarnissage entre la fondation et la roche ($\delta_{\text{Lift off}}$) à la position de l'ancre pour la roche.

$$\varepsilon = \text{allongement} = \delta_{\text{Lift off}} / L_{\text{Free}}$$

où

ε est l'allongement

$$\Delta\sigma = \varepsilon \times E_{\text{S}}$$

où

E_{S} est le e-module de l'ancre pour la roche.

La fatigue des barres filetées doit être vérifiée selon les exigences de 6.7.4.

8.7.10.3 Capacité portante géotechnique des ancrs pour la roche

La capacité portante géotechnique des ancrs pour la roche doit être vérifiée et l'effet global de l'espacement des ancrages doit être inclus.

$$R_{\text{lock-off}} < R_{\text{d}} = \frac{R_{\text{k}}}{\gamma_{\text{R}}} \quad (22)$$

où

R_{d} est la résistance de conception concernant la capacité portante géotechnique;

$$\gamma_{\text{R}} = 1,35;$$

R_k est le poids du volume de roche mobilisé, qui est en principe un cône renversé avec un angle inférieur de 60° par rapport à l'horizontale, en partant du bas de l'ancre pour la roche.

8.7.10.4 Longueur des ancrages pour la roche

La longueur totale de l'ancre pour la roche est régie par la capacité portante géotechnique et l'épaisseur de la fondation (H_2 à la Figure 7) ou par la longueur libre ou fixe de l'ancrage conformément à 8.7.10.3 (L_{FREE} et L_{FIXED} à la Figure 7).

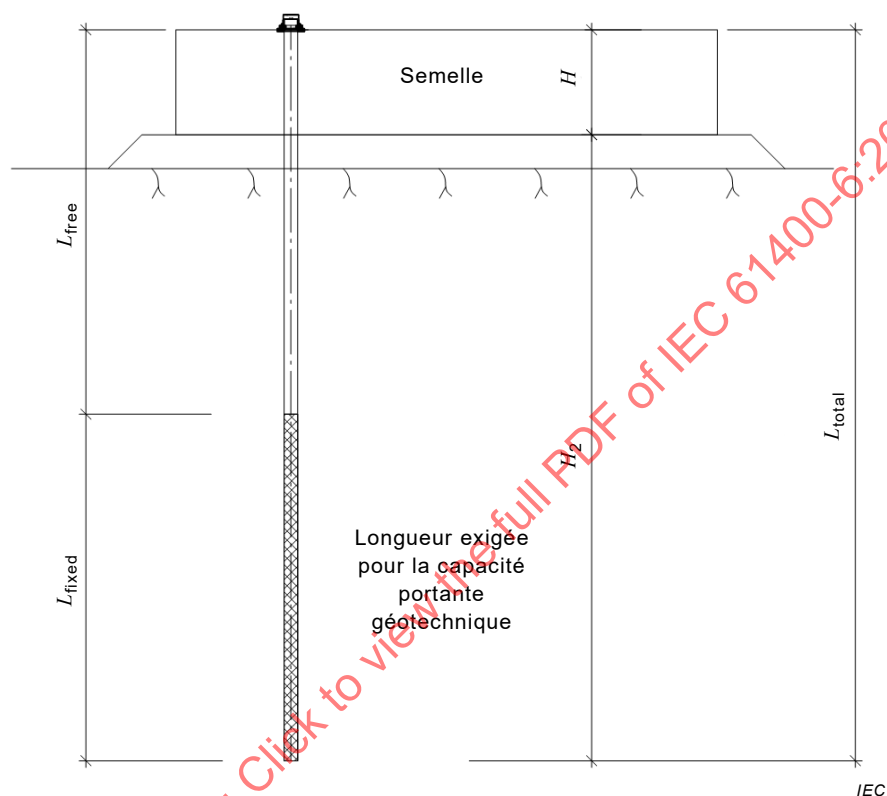


Figure 7– Présentation de la longueur d'ancre pour la roche

9 Exigences de fonctionnement, de service et de maintenance

9.1 Fonctionnement, maintenance et surveillance

Les éléments des programmes de fonctionnement, de maintenance et de surveillance sont collectés à partir des informations techniques propriétaires spécifiées dans les documents du générateur d'éolienne, le contrat commercial et les garanties, les documents techniques, les lignes directrices industrielles et leurs exigences. La maintenance structurelle nécessaire pour assurer le fonctionnement sûr et/ou les performances structurelles de conception de la centrale doit être spécifiée dans des schémas techniques et/ou des spécifications, et doit être intégrée dans la documentation d'exploitation de l'éolienne. Cette maintenance obligatoire anticipée qui fait partie intégrante de la conception inclut la maintenance de la tension des boulons dans les connexions de boulon de bride en acier et les connexions de boulon d'ancrage. Une autre maintenance structurelle peut s'avérer nécessaire en observant les défauts dans les éléments structuraux, c'est-à-dire les fissures dans le béton structural, la corrosion excessive dans le boulon d'ancrage ou le mât en acier et les défauts sur la surface du béton, pouvant indiquer de graves problèmes sous-jacents.

En règle générale, une maintenance préventive et proactive est considérée comme étant plus efficace que les coûteuses réparations réactives et leur temps d'arrêt associé. Un examen

régulier est un élément important du programme de maintenance préventive. Toutefois, l'efficacité de ce type de programmes peut être améliorée de manière significative par une surveillance de l'intégrité structurelle. Même si ces mesures préventives sont vivement encouragées, l'étendue et la nature de leur adoption restent liées aux termes d'un contrat et aux choix du propriétaire.

9.2 Examens structuraux périodiques

En règle générale, une prise en compte approfondie de l'état des composants structuraux est assurée dans le cadre de la mise en service, de l'assurance qualité du projet et de la documentation de commande. Cette prise en compte étant rendue nécessaire par l'acceptation du processus de travail, des examens réguliers sont recommandés dans le cadre d'un programme de maintenance préventive. Il convient que ces examens structuraux portent au moins sur

- la fissuration et les défauts de surface du béton,
- l'état des joints (ouverts/fermés, mortier ou coulis fissuré, etc.),
- toute inclinaison détectable du mât, et
- tout signe d'anomalies du mât, de la fondation ou des sols autour de l'installation.

9.3 Examens de la section structurelle en acier encastré

Les mâts dont la structure est reliée aux fondations par une ou plusieurs sections en acier encastré exigent une surveillance régulière particulière pour vérifier l'état du joint entre l'acier et le béton et détecter tout signe d'anomalies. Le joint doit rester étanche et toutes les fissures dans le béton autour du coffrage métallique doivent être colmatées.

9.4 Maintenance de la tension des boulons

Dans le cas des connexions de boulons d'ancrage ou de brides en acier, la durée de résistance à la fatigue des composants d'ancrage dépend des boulons restant sous tension. La prétension des boulons d'ancrage doit être maintenue, et le programme de maintenance de la tension des boulons doit être spécifié sur les schémas structuraux et/ou dans les spécifications. Si différentes sections d'un mât en acier ou en béton sont boulonnées ensemble et que les performances du mât dépendent de la tension des boulons, un programme de maintenance/vérification de la tension des boulons doit être spécifié lors de la conception du mât. Le serrage des boulons doit être réalisé à l'aide d'un matériel étalonné homologué. Le programme de maintenance de la tension des boulons doit être adapté en ce qui concerne la fréquence et le nombre de boulons à contrôler. Une combinaison d'opérations de serrage, de sondage et d'autres méthodes non destructives peut être adoptée pour vérifier tous les boulons.

9.5 Surveillance de l'intégrité de la structure

La surveillance de l'intégrité de la structure permet de suivre en temps réel un certain nombre de paramètres mis en corrélation avec l'état de santé de la structure et/ou de sa fondation. Ces indicateurs permettent de détecter les changements de ces états de santé et de prévoir l'approche d'anomalies ou de défaillances. Ces connaissances permettent à l'opérateur de prendre des mesures préventives pour maintenir la centrale en fonctionnement à de faibles niveaux de contrainte, et donc d'allonger la durée de vie des composants, et d'éviter les défaillances. Les principaux capteurs sont les accéléromètres, les mesureurs de vitesse, les capteurs dynamométriques, les inclinomètres et les extensomètres. Les accéléromètres sont particulièrement utiles pour mesurer la réponse dynamique et détecter les variations de fréquences naturelles, indicatives de changements dans la structure.

Annexe A (informative)

Liste des codes de conception pertinents et lignes directrices pour la base de calcul

A.1 Généralités

L'Annexe A contient différentes séries locales de codes de conception satisfaisant aux exigences de 5.2. L'application de l'une des séries de normes suivantes conjointement avec le présent document donne une conception dont le niveau de fiabilité est suffisant.

Cette liste n'est pas exhaustive. D'autres documents permettant d'atteindre le même niveau de sécurité que les parties normatives du présent document sont également acceptables.

En principe, la conception d'une structure conformément à la série de codes de conception en vigueur dans un pays/une région (conjointement avec la norme d'exécution) ne se limite pas à ce pays ou cette région, tant que les codes de conception utilisés y sont acceptés.

- EN 1993-1 (toutes les parties) [1].
- L'EN 1090-2 [2] peut être utilisée comme norme d'exécution. Dans ce cas, la classe d'exécution doit être choisie selon l'Annexe B de l'EN 1090-2:2015 (EXC 3 exigée pour les structures primaires);
- JSCE Guideline 2010 [3];
- JASS6 [4] peut être utilisé comme norme d'exécution;
- EN 1992-1-1 [7];
- Pour la fatigue du béton et la fatigue de l'armature, la norme MC 1990 [5] ou la norme DNVGL-ST-0126 [8] peut être utilisée;
- Norme DNVGL-ST-0126 [8];
- ACI 318-14 pour le béton structural [9].

A.2 Documents de référence

- [1] EN 1993-1 (toutes les parties), Eurocode 3: Conception des structures en acier
- [2] EN 1090-2, Exécution des structures en acier et des structures en aluminium – Partie 2: Exigences techniques pour les structures en acier
- [3] Guidelines for design of wind turbine support structures and foundations, Structural Engineering Series 20, Japan Society of Civil Engineers, 2010
- [4] Japanese Architectural Standard Specification JASS 6 (1996) Structural Steelwork Specification for Building Construction
- [5] CEB-FIP Model Code 1990: Design Code
- [6] IIW: Recommendations for Fatigue Design of Welded Joints and Components, International Institute of Welding (IIW/IIS), IIW Document IIW-1823-07 ex XIII-2151r4-07/XV-1254r4-07, Paris 2008
- [7] EN 1992-1-1, Eurocode 2: calcul des structures en béton – Partie 1-1: règles générales et règles pour les bâtiments.
- [8] DNVGL Standard DNVGL-ST-0126 Support structures for wind turbines
- [9] ACI 318 Building Code Requirements for Structural Concrete

Annexe B (informative)

Liste des matériaux pour l'acier de construction

B.1 Généralités

Une liste des matériaux qui satisfont aux exigences relatives à l'acier de construction est donnée à l'Annexe B.

B.2 Acier de construction

Les aciers de constructions énumérés dans le Tableau B.1 satisfont aux exigences de 6.3.2. Pour toutes les propriétés et restrictions liées au matériau, consulter les codes nationaux indiqués.

Tableau B.1 – Normes nationales et régionales et type d'aciers

Pays/ région	Norme	Acier de construction
Chine	GB/T1591	Q345B, Q345C, Q345D, Q345E
	GB/T28410	Q345FTC, Q345FTD, Q345FTE, Q345FTF
Europe	EN 10025-2	S 235, S 275, S 355, S 440
	EN 10025-3	S 275 N/NL, S 355 N/NL, S 420 N/NL, S 460 N/NL
	EN 10025-4	S 275 M/ML, S 355 M/ML, S 420 M/ML, S 460 M/ML
	EN 10025-5	S 235 W, S 355 W
	EN 10025-6	S 460 Q/QL/QL1
	EN 10210-1	S 235 H, S 275 H, S 355 H, S 275 NH/NLH, S 355 NH/NLH, S 420 NH/NLH, S 460 NH/NLH
	EN 10219-1	S 235 H, S 275 H, S 355 H, S 275 NH/NLH, S 355 NH/NLH, S 460 NH/NLH, S 275 MH/MLH, S 355 MH/MLH, S 420 MH/MLH, S 460 MH/MLH
Japon	JIS G 3106	SM400A, SM400B, SM400C, SM490A, SM490B, SM490C, SM490YA, SM490YB, SM520B, SM520C, SM570
	JIS G 3136	SN400A, SN400B, SN400C, SN490B, SN490C
USA	ASTM	A36, A242, A514, A529, A572, A573, A588, A633, A656, A709, A852, A945
NOTE En règle générale, si les aciers provenant d'une région sont remplacés par des nuances d'acier provenant d'autres régions, des exigences supplémentaires peuvent s'avérer nécessaires. Ces exigences supplémentaires sont particulièrement liées au type de désoxydation, à la composition chimique, à la limite d'élasticité, au processus de normalisation et à l'énergie d'impact absorbée.		

Annexe C (informative)

Boulons

C.1 Généralités

Comme cela est indiqué en 6.3.3, le matériau des boulons doit satisfaire à l'ISO 898-1 ou une norme équivalente. JIS B 1186 et ASTM A490M-12 peuvent être considérées comme des normes équivalentes, et la comparaison de leurs propriétés à l'ISO 898-1 est présentée dans le Tableau C.1.

**Tableau C.1 – Comparaison du matériau de boulon
de l'ISO 898-1, JIS B1186 et ASTM A490M-12**

	ISO 898-1		JIS B1186		ASTM A490M-12
Taille maximale	M39		M30		M36
Classes de propriété	8.8	10.9	F8T	F10T	10.9
Composition chimique [%]					
C (min./max.)	0,15/0,40 ^a	0,20/0,55 ^a	Non spécifié	Non spécifié	0,28/0,50
P (max.)	0,025 ^a	0,025 ^a			0,045
S (max.)	0,025 ^a	0,025 ^a			0,045
B (max.)	0,003	0,003			—
Propriétés mécaniques (min.)					
- Résistance à la traction	830 N/mm ² ^b	1 040 N/mm ²	800 N/mm ² à 1 000 N/mm ²	1 000 N/mm ² à 1 200 N/mm ²	1 040 N/mm ²
- Contrainte à 0,2 % d'allongement non proportionnel	660 N/mm ² ^b	940 N/mm ²	640 N/mm ²	900 N/mm ²	940 N/mm ²
- Pourcentage d'allongement	12 %	9 %	16 %	14 %	14 %
- Pourcentage de réduction de surface	52 %	48 %	45 %	40 %	40 %
^a Cette valeur concerne l'acier au carbone avec additifs (Boron, Mn ou Cr, par exemple) trempé et revenu.					
^b Cette valeur concerne $d > 16$ mm.					

Le phosphore et le soufre ont un impact négatif sur le comportement de fragilité au froid des boulons. La limitation de ces éléments étant moins stricte dans l'ASTM A325M et l'ASTM A490M-12 comparée à l'ISO 898-1, une attention particulière peut être nécessaire si des boulons conformes à ces normes ASTM sont utilisés dans des conditions climatiques froides.

Aucune limitation de composition chimique n'étant indiquée dans les normes JIS, une attention particulière peut s'avérer nécessaire en ce qui concerne l'interaction des influences extérieures et le comportement du boulon dû à sa composition chimique (la quantité de phosphore et de soufre dans une combinaison en climat froid, comme cela est mentionné ci-dessus, par exemple).

Aucune plage de températures d'exploitation n'étant spécifiée dans les normes ASTM et JIS, une attention particulière peut s'avérer nécessaire si des boulons conformes à ces normes sont utilisés dans des conditions climatiques froides.

Conformément à la norme RCSC, la galvanisation à chaud ou la métallisation n'est pas admise pour les boulons ASTM A490M-12.

C.2 Documents de référence

- [1] JIS B 1186: Sets of high strength hexagon bolt, hexagon nut and plain washers for friction grip joints
- [2] ASTM A490M-12: Standard Specification for High-Strength Steel Bolts, Classes 10.9 and 10.9.3, for Structural Steel Joints (Metric)

IECNORM.COM : Click to view the full PDF of IEC 61400-6:2020

Annexe D (informative)

Valeurs Z pour l'acier structurel

D.1 Généralités

Les valeurs Z pour l'acier structurel sont définies dans l'Annexe D.

D.2 Définition de la valeur Z selon l'Eurocode

La valeur Z exigée (propriété dans le sens de l'épaisseur) du matériau peut être calculée selon l'EN 1993-1-10.

Pour les brides avec collerette à souder en bout conformes à 6.3.2, en fonction de la longueur de collerette, une interpolation linéaire de la valeur Z_b dans la plage comprise entre -25 et $+8$ selon les valeurs indiquées dans le Tableau 3.2 de l'EN 1993-1-10:2005 est admise.

D.3 Documents de référence

- [1] EN 1993-1-10:2005, Eurocode 3: Calcul des structures en acier – Partie 1-10: Choix des qualités d'acier.

IECNORM.COM : Click to view the full PDF of IEC 61400-6:2020