U.PORTO

FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

SOLUÇÕES DE FUNDAÇÃO PARA AEROGERADORES "ONSHORE"

DIANA ISABEL VAREJÃO TEIXEIRA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS E GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor Mário Jorge de Seixas Pimentel

Coorientador: Engenheiro Mário Sobrinho

JULHO DE 2022

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2021/2022

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

✉ m.ec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

✉ feup@fe.up.pt

http://www.fe.up.pt

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado em Engenharia Civil - 2021/2022 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2022*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus Pais, José e Helena, e irmãs.

Otimismo é a chave, motivação a porta e potencial é o caminho para a grande conquista que se chama sonho.

Diego Éboli

AGRADECIMENTOS

A presente dissertação de mestrado representa o culminar de uma fase; é o resultado de um caminho longo, com sabor agridoce. Nem sempre foi fácil, mas aqui está a prova de que não foi impossível, por muito que, por vezes, me parecesse. Foram anos de experiências, aprendizagens e conquistas, lutando para que este dia chegasse.

A realização e conclusão deste trabalho contou com vários e importantes incentivos, esforços e apoios sem os quais este objetivo não seria concretizável. Ao longo deste processo, cruzei-me com várias pessoas e instituições, cuja colaboração se revelou crucial. Manifesto, assim, o meu agradecimento a todos aqueles que, direta ou indiretamente, contribuíram para a apresentação final desta tese e aos quais estarei eternamente grata.

Quero agradecer a todos os professores de curso e de mestrado da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, pela transmissão de conhecimentos e competências ao longo deste percurso académico. Aprendi que devemos pautar-nos pelo rigor, disciplina, dedicação e perseverança.

Permito-me individualizar o meu agradecimento ao Professor Doutor Mário Jorge de Seixas Pimentel, meu professor e orientador da dissertação, por ter acreditado em mim e nas minhas capacidades, permitindo-me ultrapassar mais facilmente as dificuldades que foram surgindo. Agradeço ainda toda a compreensão, clareza e absoluta disponibilidade demonstradas, bem como o trato simples e notável com que sempre abordou as nossas reuniões de trabalho, sem nunca me deixar desanimar, mesmo quando o desalento ameaçava instalar-se. Obrigada pela total colaboração no solucionar de dúvidas que foram surgindo, por todos os ensinamentos, palavras de incentivo, críticas construtivas e opiniões valiosas; nunca me irei esquecer.

Agradeço à VESTAS Portugal, e em particular ao meu Coorientador, Engenheiro Mário Sobrinho, por ter sido incansável e por se mostrar sempre disponível. Obrigada pela ajuda prestada, pela partilha e transmissão de conhecimentos e por todo o profissionalismo demonstrado. Estes últimos meses na empresa permitiram-me o contacto com o mundo empresarial, proporcionando-me uma aquisição e desenvolvimento de conceitos fundamentais desta área. O conhecimento rico e aprofundado dos temas relacionados com aerogeradores revelou-se essencial para a realização deste trabalho. Embora não tenha vivenciado a experiência na sua plenitude, devido às circunstâncias motivadas por uma pandemia que a todos nos afetou, a boa conduta da VESTAS Portugal destacou-se: rege-se pelo bem dos colaboradores, tendo os valores bem definidos e sempre presentes.

A todos os colegas de curso e de mestrado, em especial ao meu grupo mais restrito, com quem tenho vindo a partilhar ideias e conhecimentos, mas também dúvidas, medos e angústias, comuns a todos nós ao longo deste processo.

A todos os meus amigos, que sempre se mostraram presentes, pacientes e interessados.

Por último, tendo a consciência de que um núcleo familiar sólido e estável foi primordial, dirijo um agradecimento especial aos meus pais, José e Helena, por serem exemplos de determinação, modelos de coragem e de espírito de sacrifício e por toda a paciência, amor, incentivo e apoio incondicional demonstrados. Obrigada pela ajuda na superação dos obstáculos, que tantas vezes pareceram maiores do que as minhas próprias capacidades. Agradeço ainda à minha irmã mais velha, Filipa, por todos os conselhos, críticas e auxílio quando eu mais precisei, e à minha irmã mais nova, Mariana, que, embora muitas das vezes não tivesse essa consciência, era quem me conseguia arrancar um sorriso quando ele teimava em desvanecer-se. Sem eles, nada disto seria possível. Foram eles quem sempre me ouviram e acompanharam nos momentos mais difíceis e de desânimo, quando parecia ser mais fácil desistir. Por tudo isto, dedico-lhes este trabalho!

RESUMO

Os incentivos à utilização de energias renováveis têm vindo a crescer de forma quase exponencial ao longo dos últimos anos. Entre elas, a que destaca pelo seu progresso é a energia eólica, como alternativa à utilização dos combustíveis fósseis, nomeadamente o gás natural e o carvão, na produção de energia elétrica.

A Europa tem como principal objetivo instalar 116 GW de nova capacidade eólica nos dos próximos 5 anos, o que equivale a uma média de 23,1 GW por ano. Assim, surge a necessidade de implementação de inúmeras turbinas eólicas. Para tal, surge a necessidade de aprofundar cada vez mais os conhecimentos sobre soluções de fundações de geradores elétricos, possibilitando, assim, o suporte de estruturas de maiores dimensões e mais esbeltas.

Atualmente, as turbinas eólicas *onshore* são maioritariamente implementadas em solos com boas características de resistência. No entanto, o mais provável é que os futuros aerogeradores sejam construídos em solos com propriedades não tão favoráveis ao sucesso da respetiva implementação. Deste modo, a análise prévia do desempenho de fundações para diferentes solos é cada vez mais necessária.

No presente trabalho, é possível encontrar uma avaliação detalhada para duas das diversas soluções de fundação para turbinas eólicas, em condições *onshore*. Além disso, é feita uma comparação entre as mesmas, apresentando os parâmetros principais a serem considerados num projeto geotécnico, permitindo, desta forma, determinar qual será a melhor solução, mediante as diferentes características do terreno que suportará a fundação.

Para além do supracitado, é apresentada também uma modelação numérica do comportamento estrutural das mencionadas fundações, recorrendo ao programa computacional tridimensional, *Autodesk Robot Structural Analysis*, baseado no Método dos Elementos Finitos. Os parâmetros considerados foram os fornecidos pela empresa VESTAS Portugal, de maneira a viabilizar uma avaliação da estabilidade estrutural de uma fundação superficial e de uma fundação profunda, ambas de geometria circular.

O referido estudo envolve a determinação da rigidez rotacional (um dos parâmetros com maior importância na operação de aerogeradores), a determinação da capacidade de carga do solo e das estacas, bem como os esforços atuantes nestas últimas.

Por fim, foi ainda feita uma comparação com as duas soluções de fundações para aerogeradores, como também foram apresentadas algumas verificações de estabilidade global necessárias para garantir a segurança estrutural.

PALAVRAS-CHAVE: Aerogerador, *onshore*, fundação superficial, estacas, dimensionamento.

ABSTRACT

The incentive to use renewable energy has been growing almost exponentially over the last few years. Among them, the one that stands out for its progress is wind energy, as an alternative to the use of fossil fuels, namely natural gas and coal, in the production of electricity.

Europe has as its main goal to install 116 GW of new wind capacity in the next 5 years, which equates to an average of 23,1 GW per year. Thus, the need to implement numerous wind turbines arises. To this end, the need arises to deepen more and more the knowledge about electrical generator foundation solutions, thus enabling the support of larger and more slender structures.

Currently, the *onshore* wind turbines are mostly implemented in soils with good resistance characteristics. However, it is more likely that the future wind turbines will be built on soils with properties that are not so favorable to the success of the respective implementation. Thus, the prior analysis of the performance of foundations for different soils is increasingly necessary.

In the present work, it is possible to find a detailed evaluation for two of the diverse foundation solutions for wind turbines, in *onshore* conditions. In addition, a comparison is made between them, presenting the main parameters to be considered in a geotechnical project, allowing, in this way, to determine which will be the best solution through the different characteristics of the land that will support the foundation.

In addition to the aforesaid, a numerical modeling of the structural behavior of the mentioned foundations is also presented, using the three-dimensional computer program, *Autodesk Robot Structural Analysis*, based on Finite Element Method. The parameters considered were those provided by the company VESTAS Portugal, in order to enable an assessment of the structural stability of a surface foundation and a deep foundation, both of circular geometry.

The referred study involves the determination of the rotational stiffness (one of the parameters with most importance in the operation of wind turbines), the determination of the load capacity of the soil and the piles, as well as the efforts acting on the latter. A comparison was also made with the analytical solutions and the necessary global stability checks to ensure security.

KEYWORDS: Wind turbine, onshore, surface foundation, piles, dimensioning.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS i
RESUMO iii
ABSTRACT v

1. INTRODUÇÃO 1
1.1. ENQUADRAMENTO 1
1.2. OBJETIVOS 3
1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO 3

2. CONCEITOS E ELEMENTOS DE UM AEROGERADOR 5
2.1. FORMAÇÃO DO VENTO 5
2.2. DA ENERGIA EÓLICA ATÉ À ENERGIA ELÉTRICA 6
2.3. CLASSIFICAÇÃO DE AEROGERADORES 8
2.3.1. AEROGERADORES DE EIXO HORIZONTAL 10
2.3.2. AEROGERADORES DE EIXO VERTICAL 11
2.4. CONSTITUINTES DE UM AEROGERADOR 12
2.4.1.TORRE 13
2.4.2. *NACELLE* 14
2.4.3. ROTOR 15
2.4.4. GERADOR 16
2.4.5. SISTEMAS DE CONTROLO 17
2.4.6. FUNDAÇÃO 17
2.5. LIGAÇÃO TORRE-FUNDAÇÃO (TFS) 18
2.5.1. "ANEL" DE AÇO COMO INTERFACE ENTRE A TORRE E FUNDAÇÃO 18
2.5.2. *ANCHOR CAGE* (AC) 19

3. ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES 21
3.1. TIPOS DE FUNDAÇÕES DE AEROGERADORES *ONSHORE* 21
3.1.1. FUNDAÇÃO INDIRETA 22
3.1.2. FUNDAÇÃO DIRETA 23
3.1.2.1. Fundação gravítica 25

3.1.2.2. Fundação ancorada 25
3.1.3. MELHORAMENTO E REFORÇO DO SOLO 26
3.2. AÇÕES ATUANTES 27
3.2.1. AÇÕES PERMANENTES 28
3.2.2. AÇÕES VARIÁVEIS 28
3.2.3. COMBINAÇÃO DE AÇÕES 29
3.2.3.1. Estados limites 30
3.2.3.2. Coeficientes parciais de segurança- Norma IEC 61400 30
3.2.3.3. Coeficientes parciais de segurança- Eurocódigo 7 30
3.2.3.4. Coeficientes parciais em estacas 32
3.3. CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS 33
3.3.1. DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO 33
3.3.1.1. Capacidade de carga do solo de fundação 33
3.3.1.2. Rigidez rotacional 38
3.3.2. VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DAS SAPATAS 40
3.3.2.1. Segurança ao derrube 40
3.3.2.2. Deslizamento pela base (GEO) 41
3.4. CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS 43
3.4.1. CAPACIDADE DE CARGA DE UMA ESTACA (MÉTODO DE BUSTAMANTE E GIANESELLI (1981)) 43

4. CASO DE ESTUDO 49
4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS 49
4.1.1. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS (MEF) 49
4.1.2. *SOFTWARE- AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS* 49
4.2. MODELAÇÃO DE UMA FUNDAÇÃO SUPERFICIAL 50
4.2.1. CARACTERÍSTICAS DO CASO EM ESTUDO 50
4.2.1.1. Parâmetros geotécnicos 50
4.2.1.2. Geometria da fundação 51
4.2.2. AÇÕES DE PROJETO 52
4.2.3. AÇÕES DE CÁLCULO 53
4.2.4. COMBINAÇÃO DE AÇÕES 57
4.2.5. DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO 57
4.2.5.1. Capacidade de carga do solo de fundação 57

4.2.5.2. Rigidez rotacional 60
4.2.6. VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE 63
4.2.6.1. Segurança ao derrube (ELU) 63
4.2.6.2. Deslizamento pela base 63
4.3. MODELAÇÃO DE UMA FUNDAÇÃO SUPERFICIAL 64
4.3.1. CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA DO LOCAL 64
4.3.2. PRÉ-DIMENSIONAMENTO 66
4.3.2.1. Ações de cálculo 66
4.3.2.2. Combinação de ações 68
4.3.2.3. Cargas atuantes 68
4.3.3. CAPACIDADE DE CARGA DE UMA ESTACA 68
4.3.3.1. Estaca comprimida 68
4.3.3.2. Estaca tracionada 72
4.3.4. RIGIDEZ ROTACIONAL 73

5. CONCLUSÕES 77
5.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS 77
5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS 78
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 79
ANEXOS 83

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.1.1 – Novas instalações eólicas *onshore* e *offshore* na Europa em 2021 (WindEurope) 2
Fig. 2.1 – Circulação de ventos quentes e frios na atmosfera [3]. 5
Fig. 2.2 – Perfil vertical teórico da velocidade do vento [5]. 6
Fig. 2.3 – Esquema de funcionamento de um aerogerador (baseado em [5]). 8
Fig. 2.4 – Aerogerador V100-2.0MW (VESTAS) 8
Fig. 2.5 – Curva de potência de um aerogerador [9]. 9
Fig. 2.6 – Classificação de aerogeradores (adaptado de [10]). 9
Fig. 2.7 – Aerogeradores de eixo horizontal [11] 10
Fig. 2.8 – *Downwind* (Adaptado de [11]); *Upwind* (Adaptado de [11]). 11
Fig. 2.9 – Aerogeradores de eixo vertical: a) Darrieus [13], b) Savonius [14]. 12
Fig. 2.10 – Constituintes de um aerogerador 13
Fig. 2.11 – Tipo de torres: a) Torre treliçada; b) Torre tubular; c) Torre sustentada por cabos (adaptado de [16]) 14
Fig. 2.12 – Interior da *nacelle* (adaptado de [17]) 15
Fig. 2.13 – Constituintes do rotor: a) Hub, b) Pá (adaptado de [19]) 16
Fig. 2.14 – Gerador [20] 16
Fig. 2.15 – Esforços atuantes na fundação de um aerogerador (baseado em [22]) 18
Fig. 2.16 – Ligação entre a torre de aço e a fundação de betão usando a solução TFS [23]. 19
Fig. 2.17 – Vista geral relativamente ao betão e dos parafusos pré-esforçados [24]. 19
Fig. 2.18 – Ligação entre a torre de aço e a fundação de betão usando a solução AC. 20
Fig. 3.1 - Tipos de fundações 22
Fig. 3.2 – a) Fundação profunda (sapata por estacas) [30]; b) vista de cima. 23
Fig. 3.3 – Sapata superficial [34] 24
Fig. 3.4 – Forma das fundações das turbinas eólicas *onshore*: a) forma circular [35]; b) forma octogonal [35]. 24
Fig. 3.5 – Fundação por gravidade, (retirada do relatório fornecido pela empresa) 25
Fig. 3.6 – Fundação ancorada [36]. 25
Fig. 3.7 – Esquema resumo de técnicas de melhoria de solo 26
Fig. 3.8 – Técnica de *jet-grouting* [39] 27
Fig. 3.9 – Localização do ponto de aplicação das cargas e respetivos eixos de referência 27
Fig. 3.10 – Cargas transmitidas à base da fundação 28

Fig. 3.11 – Estados limite em sapatas [42] 31
Fig. 3.12 – Diagrama carga-assentamento [33]. 33
Fig. 3.13 – Capacidade resistente ao carregamento de uma sapata: zonas de corte e forças que se opõem à rotura [41] 34
Fig. 3.14 – Cargas na fundação e forças de reação do solo (adaptado de [44]) 37
Fig. 3.15 – Sapata circular solicitada por carga vertical e momentos [33]. 38
Fig. 3.16 – Rotação de uma sapata superficial de geometria circular. 39
Fig. 3.17 – Rigidez à rotação das sapatas [47]. 39
Fig. 3.18 – Derrube da fundação [48] 40
Fig. 3.19 – Deslizamento pela base (baseado em [42]) 42
Fig. 3.20 – Estaca profunda 44
Fig. 3.21 – Cálculo da resistência equivalente do cone, q_{ce} 45
Fig. 3.22 – Conversão de p_l e/ou q_c em NSPT para estacas ou vice-versa [50]. 47
Fig.4.1 – Definição dos parâmetros de elasticidade da fundação 51
Fig.4.2 – Vista, em corte, da fundação 51
Fig.4.3 – Fundação circular em três dimensões 51
Fig.4.4 – Visão do software: malha 2D de elementos finitos 52
Fig.4.5 – Cargas atuantes na superfície e na base da fundação 53
Fig.4.6 – Diâmetros da flange na base da torre 53
Fig.4.7 – Força vertical em toda a área do pedestal 54
Fig.4.8 – Momento a atuar como uma tensão 54
Fig.4.9 – Desenho esquemático representando o peso do solo distribuído ao longo da sapata 55
Fig.4.10 – Peso próprio do solo sobre a sapata 55
Fig.4.11 – Sapata superficial dividida em 3 secções 55
Fig.4.12 – Solo dividido em secções 56
Fig.4.13 – Elementos de mola nos nós da base da sapata 60
Fig.4.14 – Os deslocamentos da combinação 3 (em corte) 61
Fig.4.15 – Mapa de cores: deslocamentos da combinação 3 (em cm) 61
Fig.4.16 – Deformada da sapata 62
Fig.4.17 – Caracteristicas geotécnicas do maciço de fundação 65
Fig.4.18 – Representação das cargas transmitidas da torre para a fundação [52]. 66
Fig.4.19 – Coeficiente para areias e cascalhos muito compactos. 69
Fig.4.20 – Valor de $q_c(z)$ para areias e cascalhos 69
Fig.4.21 – Valor de $\propto_{pile-soil}$ para areias e cascalhos. 70

Fig.4.22 – Valor de $f_{soil}[q_c(z)]$ para areias e cascalhos. 70
Fig.4.23 – Fundação profunda em 3D 74
Fig.4.24 – Malha de elementos finitos (vista de cima) 74
Fig.4.25 – Deslocamentos da fundação profunda (vista de cima) 75

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1 – Tipos de fundação para aerogeradores para diferentes condições de solo [30] 22

Quadro 3.2 – Classes de vento - norma IEC 61400-1:2019 29

Quadro 3.3 – Coeficientes parciais de segurança- Norma IEC 61400-10 30

Quadro 3.4 – Coeficientes parciais para as ações 31

Quadro 3.5 – Coeficientes parciais de segurança para as ações ou para os efeitos das ações 32

Quadro 3.6 – Coeficientes parciais para as capacidades resistentes (γ_R) para estacas 32

Quadro 3.7 – Coeficientes corretivos com maior efeito em fundações de aerogeradores (propostas de Vesić, 1975) 35

Quadro 3.8 – Fatores parciais de segurança mínimos sobre o material e capacidade resistente no ELU 36

Quadro 3.9 – Factores mínimos de segurança parciais mínimos para o estado limite de equilíbrio (retirado da norma IEC 61400-6; IEC 2016) 41

Quadro 3.10 – Fatores parciais de segurança mínimos sobre o material e capacidade resistente em ELU 41

Quadro 3.11 – Fator de capacidade de carga k_c proposto por Bustamante e Gianeselli [50] 46

Quadro 3.12 – Limites de resistência lateral unitária utilizando o ensaio CPT [50] 47

Quadro 4.1 – Parâmetros geotécnicos a utilizar para o dimensionamento da fundação 50

Quadro 4.2 – Características dos constituintes sapata 52

Quadro 4.3 – Ações a ter em conta no dimensionamento da fundação do aerogerador (valores de coeficientes de segurança não incluídos) 53

Quadro 4.4 – Resumo das forças atuantes na base da fundação no ELU e no ELS 57

Quadro 4.5 – Fatores de segurança parciais mínimos, estado limite último 58

Quadro 4.6 – Coeficientes corretivos (ELU): Método 1 59

Quadro 4.7 – Coeficientes corretivos (ELU): Método 2 60

Quadro 4.8 – Verificação da segurança ao derrube 63

Quadro 4.9 – Verificação da segurança ao deslizamento 64

Quadro 4.10 – Características geotécnicas dos materiais intercetados 64

Quadro 4.11 – Compacidade do solo segundo N_{SPT} 65

Quadro 4.12 – Ações a ter em conta no dimensionamento da fundação do aerogerador 66

Quadro 4.13 – Resumo das forças atuantes na base da fundação no ELU e no ELS 68

Quadro 4.14 – Valor de $q_c(z)$ para diferentes números de pancadas 70

Quadro 4.15 – Verificação da capacidade resistente da estaca mais comprimida 72

Quadro 4.16 – Verificação da capacidade resistente da estaca mais tracionada 73

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

A_{base} - área da base de uma fundação

A_{rotor}- área do rotor

A - categoria para turbulência elevada

A^+ - categoria para turbulência muito elevada

A_b - área da secção transversal da ponta da estaca

A_{ef} - área efetiva da fundação

B - categoria para turbulência média

B_{sapata} - largura da sapata

B_{ef} - largura efetiva da fundação

C - categoria para turbulência baixa

c - coesão

C - perímetro da estaca

C_P - coeficiente aerodinâmico de potência do rotor

c_u - resistência ao corte não drenada

CO_2 - dióxido de carbono

D - profundidade

D_{ef} - profundidade efetiva

D_{ext} - diâmetro exterior do pedestal

D_{int} - diâmetro interior do pedestal

d_z - deslocamento na direção z

dst - desestabilizante

E - módulo de deformabilidade

e - excentricidade de uma carga

Es - módulo de Young

F_d - valor de cálculo do efeito das ações

F_{Res} - momento de flexão resultante

F_v - força vertical no topo da fundação, proveniente do peso da estrutura

F_{zd} - valor de projecto da força vertical

G_{kj} - valor característico da ação permanente j

G_0 - módulo de distorção do solo de fundação

h - distância vertical entre o nível da fundação e a força horizontal na base da torre

H - força horizontal

H_{sd} - valor de cálculo da força horizontal atuante

I – inércia

I_{pd} - impulso passivo

I_{ref} - valor expectável da turbulência a 15 m/s

$K_{R,dyn}$ - rigidez rotacional dinâmica da fundação

k_c - coeficiente de resistência de ponta do penetrômetro

K_v - parâmetro da rigidez que representa o solo da fundação

km - quilómetro

km/h – quilómetro por hora

KN - quilonewton

KPa - kilopascal

L - comprimento da sapata

L_{ef} – comprimento efetivo

$M_{d,derrube}$ - momento de derrube

$M_{d,estabilizador}$ - momento de estabilização

$M_{d,estabilizador}$ - momento desestabilizador

M_{Res} - momento de flexão resultante

$M_{Torsion}$ - momento de torção

mm/m - milímetros por metro

Mt - momento fletor total ao nível da base da fundação

MW - megawatt

N - carga vertical

N_{SPT} – número de pancadas

P - potência elétrica

q - sobrecarga

$Q_{k,i}$ - valor característico da ação variável i

q_b - resistência de ponta unitária

q_{ce} - resistência equivalente ao cone

q_{Ed} - pressão no solo

q_{Rd} - capacidade de carga em Estado Limite Último

q_s - resistência lateral unitária

q_{ult} - capacidade resistente do terreno

Q_{ult} - carga de rotura

$R_{fundação}$ - raio da fundação

$R_{b,d}$ - resistência de ponta

$R_{b,k}$ – resistência de ponta característica

$R_{c,d}$ - capacidade resistente à compressão de uma estaca

$R_{c,k}$ - valor de cálculo da resistência à compressão de uma estaca

$R_{p;d}$ - resistência de ponta

$R_{s,d}$ - resistência lateral

$R_{s,k}$ - resistência lateral característica

R_d - valor de cálculo da força horizontal resistente

R_{ext} - raio exterior do pedestal

R_{int} - raio interior do pedestal

R_t - capacidade de carga nas estacas à tração

R_u - capacidade de carga nas estacas à compressão

stb – estabilizante

ux - translação na direção x

uy - translação na direção y

uz - translação na direção z

V - carga vertical a atuar sobre a sapata

v - velocidade dos ventos em metros por segundo

V_{ave} - velocidade média anual do vento

V_{ref} - significa a velocidade média de referência do vento durante 10 minutos

W - peso próprio da sapata, do aterro e forças verticais originárias da torre eólica

z_0 - comprimento de rugosidade

γ_{ar} - massa específica do ar

$\gamma_{betão}$ - peso volúmico do betão

γ - peso volúmico

$\gamma_{G,j}$ - coeficiente parcial de segurança relativo à ação permanente j

$\gamma_{Q,i}$ - coeficiente parcial de segurança relativo à ação variável i

$\gamma_{s;t}$ - coeficiente parcial para a capacidade resistente lateral da estaca (tração)

γ_b - coeficiente parcial para a capacidade resistente na ponta da estaca

γ_R - coeficiente parcial para a capacidade resistente da estaca

γ_{Rd} - fator mínimo de segurança parcial para o estado limite de equilíbrio

γ_s - coeficiente parcial para a capacidade resistente lateral da estaca (compressão)

γ_t - coeficiente parcial para a capacidade resistente total da estaca (compressão)

δ_d - valor de cálculo do ângulo de resistência ao corte na interface da fundação com o solo

δ_k - valor característico do ângulo de resistência ao corte na interface da fundação com o solo

η - eficiência do aerogerador

θ – ângulo de rotação da base de uma fundação

θx – rotação na direção x

θy - rotação na direção y

θz – rotação na direção z

ν - coeficiente de Poisson

σ_{adm} - tensão admissível do solo

τ_{Ed} - valor de projeto da tensão de rotura

τ_{Rd} - valor de projeto da tensão de deslizamento do solo em estado limite último

$\emptyset_d$' - ângulo de atrito efetivo

$\emptyset$' – ângulo de atrito

V'_d - valor de cálculo da força efetiva que atua perpendicularmente em relação à base da fundação

AC - *Anchor Cage*

COMB - combinação

CPT - *Cone-Penetration Test*

GEO - Estados limites de rotura do terreno

GW - gigawatt

HYD - Estados limites de levantamento hidráulico

IEC- International Electrotechnical Commission

MEF - Método dos Elementos Finitos

NP – Norma Portuguesa

PMT - pressiómetro de Ménard

PP – peso próprio

SLS - Estado Limite de Serviço

SPT - *Standard Penetration Test*

STR - Estados limites de rotura estrutural

TFS - interface entre torre e fundação

UPL - Estados limites de levantamento global

Fig. - figura

1
INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

Até ao século XX, a energia maioritariamente produzida era não renovável, principalmente a partir de combustíveis fósseis, nomeadamente o carvão, o petróleo, o gás natural e a energia do vento.

Desde então e até aos dias de hoje, o panorama dos países em relação à utilização de energias renováveis modificou-se. A Europa, assim como o resto do Mundo, tem vindo a investir cada vez mais em energias não poluentes. Assim, uma das alternativas à energia produzida pela queima de combustíveis fósseis, que apresenta maiores vantagens, é a energia eólica. Esta é uma fonte de energia, proveniente de um recurso natural e inesgotável: o vento.

Desde há milhares de anos atrás que a força do vento é utilizada pelo homem em atividades importantes. Entre elas, ressalta-se a navegação de barcos à vela e a moagem de cereais. Teve também uma grande utilidade na agricultura, pois possibilitou a bombagem da água para irrigação.

No século XIX apareceu, nos EUA, a primeira tentativa de criar eletricidade através da energia oriunda do vento, os cata-ventos, conseguindo, até hoje, ter um papel fulcral no âmbito da promoção da utilização das energias renováveis.

Nos dias de hoje, a ideia de criar um futuro sustentável está cada vez mais presente na sociedade. Tendo em conta o panorama atual, urge a necessidade de reduzir a dependência energética do exterior, nomeadamente a dependência em combustíveis fósseis.

O crescimento populacional mundial teve um grande impacto na mudança de paradigmas, pois provocou uma maior utilização dos combustíveis fósseis que, por sua vez, contribuíram para o aumento do aquecimento global, devido à libertação de dióxido de carbono durante a sua combustão.

Como implícito no supracitado, a energia eólica é uma das formas mais sustentáveis e mais barata na geração de energia na maior parte da Europa. Trata-se de uma fonte de energia limpa, ou seja, não necessita de nenhum processo de combustão, não emite grandes quantidades carbono, nem gases com efeitos de estufa (GEE). É necessário salientar que os projetos de energia eólica produzem aproximadamente menos 95% de CO_2 comparativamente à eletricidade gerada a partir do gás natural e 98% menos CO_2, se comparada à eletricidade gerada pelo carvão [1].

Numa visão geral, em 2021, as novas instalações eólicas na Europa ascenderam apenas 17,4 GW, sendo 14 GW *onshore* e 3,4 GW *offshore*. No entanto, a União Europeia não instalou nem metade do que deveria ter construído, de maneira a cumprir as metas em relação ao clima e a nível energético para 2030 [2].

No ano 2020, 81% das novas instalações eólicas, na Europa, foram eólicas em contexto *onshore*. A Suécia, Alemanha e a Turquia foram os países com uma maior contribuição de aerogeradores em terra. Neste momento, a Europa apresenta 236 GW de capacidade eólica [2].

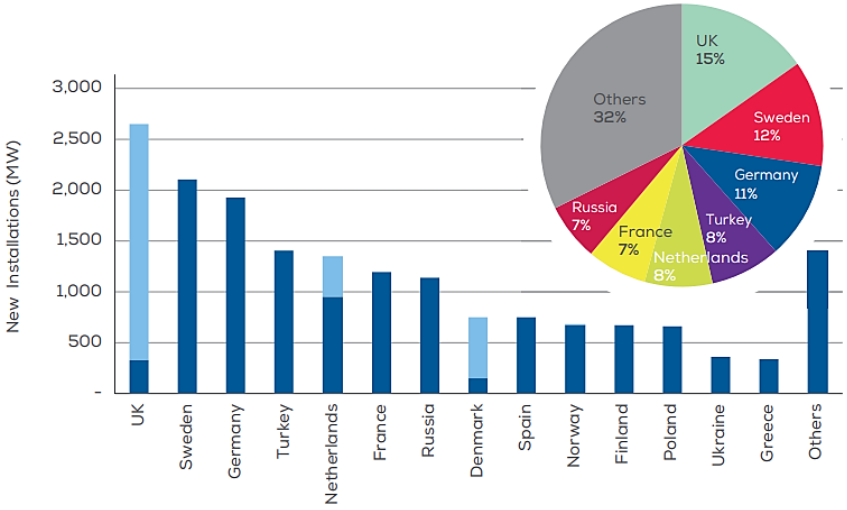


Figura 1.1 – Novas instalações eólicas *onshore* e *offshore* na Europa em 2021 [1]

Segundo a Associação Portuguesa de Energias Renováveis (APREN), de janeiro a abril de 2021, 75,1% da energia renovável produzida em Portugal foi de origem renovável. Extraiu-se cerca de 41,14% da energia produzida com origem hídrica, e os outros 25,73% de origem eólica.

A evolução tecnológica tem possibilitado o aumento da altura das torres e dos diâmetros dos rotores dos aerogeradores, conduzindo assim a aerogeradores com potências cada vez mais elevadas e eficiências cada vez melhores. Estes desenvolvimentos têm contribuído para tomar esta forma de produção de energia renovável cada vez mais competitiva.

As fundações dos aerogeradores são um elemento essencial do sistema. Ao contrário da torre e dos demais sistemas mecânicos do rotor e das pás, que são concebidos pelo fabricante da turbina, o projeto das fundações é efetuado por entidades externas e depende muito das condições do local. O projeto da fundação precisa de atender às solicitações específicas dos aerogeradores, decorrentes dos cenários operacionais normais e excecionais, tipicamente definidas pelo fornecedor da turbina. Dada a particularidade do sistema torre-fundação, para além do dimensionamento geotécnico e estrutural são especialmente relevantes as verificações de estabilidade externa do sistema, assim como a fadiga.

Para além destas exigências, é necessário ter especial atenção à ligação entre a torre e a fundação, que é um elemento crítico na transmissão dos elevados momentos fletores atuantes na base da torre à fundação de betão armado. Atualmente existem dois sistemas que permitem fazer a ligação entre a torre metálica e a fundação: *Anchor cage* e anel metálico.

Por todas as razões acima mencionadas, é necessário realizar estudos da fundação, com o objetivo de melhorar as soluções já existentes e compreender a relação entre o conjunto estrutura-solo.

1.2. OBJETIVOS

O principal objetivo da presente dissertação reside no desenvolvimento de estudos para dois tipos de fundação - uma fundação superficial e uma fundação profunda - empregues em aerogeradores *onshore*. Pretende-se o dimensionamento geotécnico, a verificação de estabilidade externa e de requisitos operacionais tais como a rigidez rotacional recorrendo a métodos analíticos e numéricos, nomeadamente ao programa *Autodesk Robot Structural Analysis*, baseado no Método dos Elementos Finitos.

1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

A presente dissertação está estruturada em cinco capítulos.

No primeiro capítulo é feita uma breve introdução e enquadramento do tema das energias renováveis com maior ênfase na energia eólica. Para além disto, são referidos os principais objetivos do trabalho e como está realizada a sua organização.

No segundo capítulo, é explicado como se aproveita a energia do vento, e são abordados alguns conceitos básicos, os elementos que constituem um gerador elétrico e o seu respetivo funcionamento.

No terceiro capítulo é apresentada uma explicação mais aprofundada sobre os dois tipos de fundações mais utilizadas, são abordados as metodologias de dimensionamento geotécnico.

No quarto capítulo é apresentado o caso de estudo.

Finalmente, no quinto capítulo, serão desenvolvidas as principais conclusões provenientes do capítulo quatro.

2

CONCEITOS E ELEMENTOS DE UM AEROGERADOR

2.1. FORMAÇÃO DO VENTO

A radiação solar, que tem como efeito o aquecimento do ar, não incide de igual forma na atmosfera terrestre. Consequentemente, existem regiões com maior probabilidade de ocorrer a formação de ventos. Para além da radiação solar, os movimentos de rotação do planeta Terra e as variações sazonais de distribuição de energia solar também têm influência na formação de ventos.

Desta forma, torna-se igualmente evidente que existem zonas mais expostas ao sol - como as zonas equatoriais comparativamente com as zonas polares - porque recebem os raios solares praticamente perpendiculares, sendo, por isso, mais aquecidas.

Nestas zonas, o ar, ao ficar mais quente, torna-se mais leve e sobe na direção das camadas superiores. O ar mais frio (zonas polares), por sua vez, como se encontra a maior altitude, acaba por descer, dando lugar ao ar quente e ocupando o espaço deixado por este último, gerando áreas de baixas pressões. Trata-se de um processo repetitivo, ou seja, quando o ar arrefece tende a descer, e contrariamente, o ar mais quente tende a subir. Este deslocamento de massas de ar determina a formação de ventos.

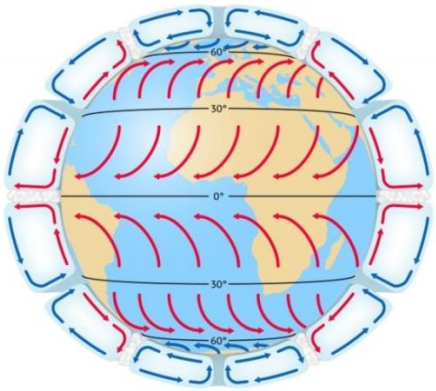


Fig. 2.1 – Circulação de ventos quentes e frios na atmosfera [3].

A velocidade do vento altera-se de local para local dado que é influenciada por diversos aspetos, como o tipo de vegetação (que tem influência na absorção e reflexão dos raios solares), as condições do solo e do relevo, a presença de obstruções, entre outros.

Como foi dito anteriormente, existem diferentes zonas do planeta com características bastantes distintas umas das outras no que se refere à velocidade do vento. Isto deve-se à latitude, que influencia a

quantidade de insolação. Normalmente, as zonas montanhosas são os locais mais indicados para a implementação de um parque eólico, devido à intensidade e à duração do vento disponíveis.

A Figura 2.2 exibe o perfil vertical teórico da velocidade do vento desde a superfície até à altura do vento geostrófico. Teoricamente, este vento não sofre influência do atrito da superfície.

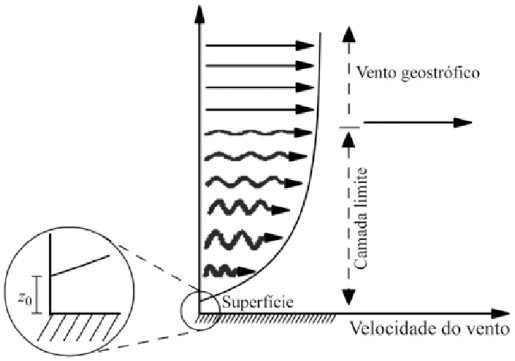


Fig. 2.2 – Perfil vertical teórico da velocidade do vento [5].

Os ventos mais fortes, com velocidade constante e mais persistente ocorrem em zonas situadas a cerca de 10 km da superfície da terra. No entanto, não é possível colocar geradores nestes locais [6].

Concluindo, a velocidade do vento nunca é distribuída uniformemente na direção vertical. O perfil vertical de velocidades pode tomar as formas mais diversas. Este facto pode originar erros nos projetos ou desvio nas estimativas da produção elétrica em parques eólicos [7].

2.2. DA ENERGIA EÓLICA ATÉ À ENERGIA ELÉTRICA

A energia cinética do vento pode ser utilizada para gerar eletricidade.

Um aerogerador, ou turbina eólica, é um sistema que, entre outros componentes, é constituído por pás que se movimentam sob a ação da força do vento, provocando a sua rotação. A energia elétrica é produzida quando o eixo do rotor ativa o gerador elétrico transformando uma parte da energia mecânica de rotação em eletricidade. O gerador da turbina tem que ser capaz de gerar energia elétrica com uma frequência constante numa certa faixa de variação de velocidade porque o aerogerador trabalha com velocidade de rotação variável.

É gerada, assim, uma potência elétrica determinada a partir da seguinte expressão:

$$\mathrm{P} = 2 \times \eta \times \gamma \times \mathrm{A} \times v^3 \times \mathrm{C_P} \tag{1.1}$$

em que A é a área do círculo de raio R definido pela rotação das pás:

$$\mathrm{A} = \pi R^2 \tag{1.2}$$

Então:

$$\mathrm{P} = 2 \times \eta \times \gamma \times \pi \mathrm{R}^2 \times \mathrm{v}^3 \times \mathrm{C_P} \tag{1.3}$$

onde η se refere à eficiência do aerogerador, isto é, o rendimento considerando as perdas no conjunto das transmissões mecânicas e as perdas no gerador. O termo C_P representa o coeficiente aerodinâmico de potência do rotor, que depende da velocidade do vento v e cujo valor máximo é $C_{Pm} = 0{,}593$ [8]. O termo γ representa a massa específica do ar

As três variáveis com maior relevância na determinação da quantidade de eletricidade que um aerogerador pode produzir são:

a) Velocidade do vento: os ventos mais fortes permitem produzir mais eletricidade. Os aerogeradores mais altos são mais recetivos a ventos fortes.
b) Raio da pá: quanto maior o raio ou a "área varrida" das pás, é possível produzir mais eletricidade.
c) Densidade do ar: a densidade do ar varia em função da altitude, temperatura e da pressão do ar.

A velocidade do vento influencia diretamente o aproveitamento energético do aerogerador. Posto isto, é necessário agrupar um número elevado de turbinas eólicas (parques eólicos) para que seja possível obter energia em grandes quantidades. Para tal, é indispensável colocar estes parques em lugares com presença predominante de vento.

Normalmente, um aerogerador começa a produzir eletricidade quando o vento atinge uma velocidade entre 5 a 6 m/s, e chega à potencial nominal, em média, por volta dos 13 m/s. A partir deste valor de velocidade, a produção de eletricidade tende a manter-se constante. Quando a velocidade do vento se aproxima dos 25 m/s, o aerogerador sofre uma paragem automática e desliga-se da rede de forma a garantir a segurança, mantendo-se nestas condições até que a velocidade do vento desça para valores inferiores a 25 m/s [2].

Este sistema tem início no cata-vento, localizado no topo de cada aerogerador, com o intuito de informar o aerogerador sobre a velocidade e a direção do vento que está a incidir na turbina. De seguida, o vento incide perpendicularmente nas pás do aerogerador, ligadas a um hub e a um eixo de baixa velocidade, e vai gerar uma força de sustentação que provoca o movimento. O eixo de baixa velocidade gira à mesma velocidade que as lâminas (7 a 12 rotações por minuto) [2]. No entanto, esta velocidade de rotação é muito lenta para gerar eletricidade e devido a este fator, a maioria dos aerogeradores são constituídos por uma caixa de velocidades, com a capacidade de multiplicar 100 vezes mais a velocidade de rotação do eixo de baixa velocidade para o eixo de alta velocidade. Este é ligado a um gerador, que converte a energia cinética em eletricidade.

No caso de aerogeradores que não possuem caixa de velocidades, são ligados diretamente pelo *hub* ao gerador elétrico através do seu eixo, a isto designa-se por "transmissão direta".

Concluídas estas etapas, é no gerador que se aproveita a rotação mecânica do eixo para gerar energia elétrica. Isto acontece porque no interior do gerador existe uma bobine metálica de cobre que vai gerar eletricidade por indução. Por fim, a energia elétrica passa pelo transformador, que irá elevar a tensão, com o objetivo de reduzir as perdas. Em seguida, a energia é conduzida através de uma linha de transmissão para a subestação, ligando o parque eólico ao sistema elétrico e daqui aos consumidores [4]. Na Figura 2.3 está representado um esquema resumo deste processo.

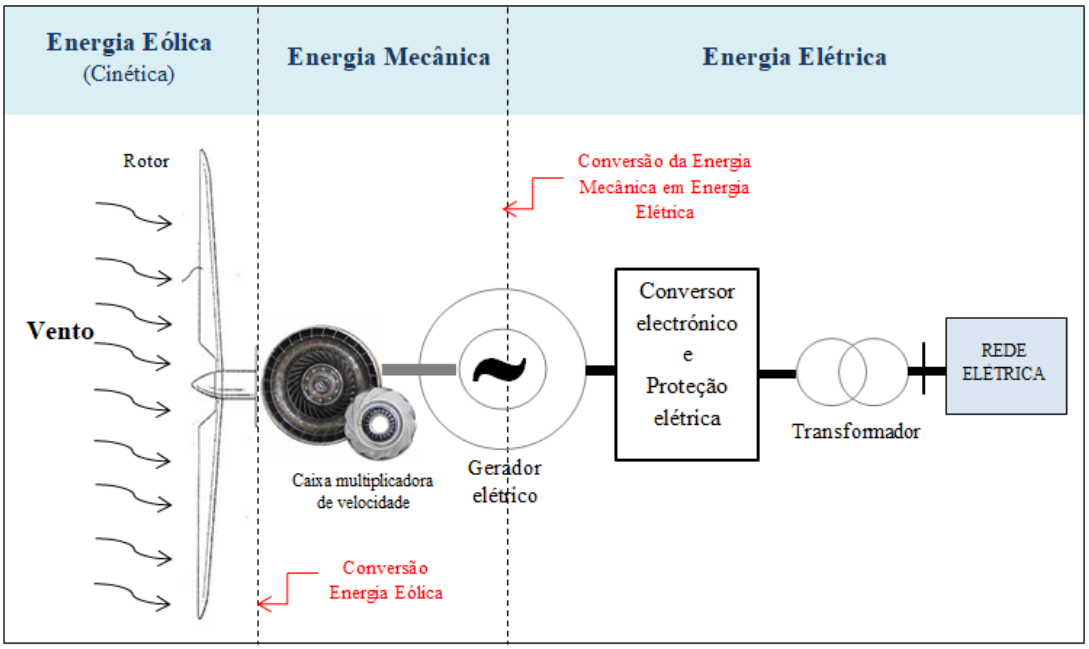


Fig. 2.3 – Esquema de funcionamento de um aerogerador (baseado em [5]).

2.3. CLASSIFICAÇÃO DE AEROGERADORES

Nas últimas décadas, foram desenvolvidos diversos aerogeradores, com diversas características distintas uns dos outros, com a intenção de promover a máxima captação de energia do vento, para promover a minimização de custos e também para amplificar o uso dos aerogeradores.

Existe uma nomenclatura para determinar um aerogerador, mas depende do fabricante. No caso da VESTAS, estas são identificadas segundo o diâmetro do rotor e a sua potência nominal. A título de exemplo, um aerogerador V100-2.0 MW significa que atinge uma potência de 2 Megawatt e possui um rotor com 100 metros de diâmetro.



Fig. 2.4 – Aerogerador V100-2.0MW (VESTAS).

Cada aerogerador é classificado por uma curva de potência, tendo como indicador a velocidade do vento. Através do gráfico representado na Figura 2.5, é possível prever a energia a produzir sem que seja necessário ter em consideração os vários componentes.

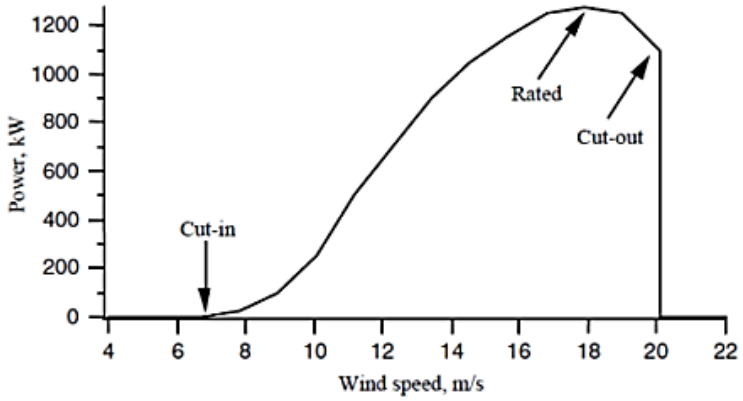


Fig. 2.5 – Curva de potência de um aerogerador [9].

Nesta curva, é possível identificar três pontos característicos tendo como base a velocidade do vento:

• *Cut-in Speed:* velocidade de vento mínima necessária para que haja rotação e, consequentemente, geração de energia;

• *Rated Output Speed*: velocidade de vento correspondente à máxima produção de energia *(Rated Output Power*)

• *Cut-out Speed*: velocidade máxima de vento a que a turbina pode operar. À medida que a velocidade do vento aumenta, os esforços a que a estrutura fica sujeita são de tal forma elevados, que podem levar a danos no rotor. Como resultado, é ativado um sistema de travagem que faz com que o rotor fique imobilizado, impedindo o colapso parcial ou total da estrutura.

Os aerogeradores também são caracterizados (ver Figura 2.6):

Pelo local da instalação: *onshore* (em terra), *offshore* (no mar);
Pela forma como se realiza o aproveitamento eólico: sustentação ou arrasto;
Pela orientação do eixo: eixo horizontal ou eixo vertical;
Pela posição do rotor em relação à torre e ao sentido do vento: *upwind* e *downwind*.

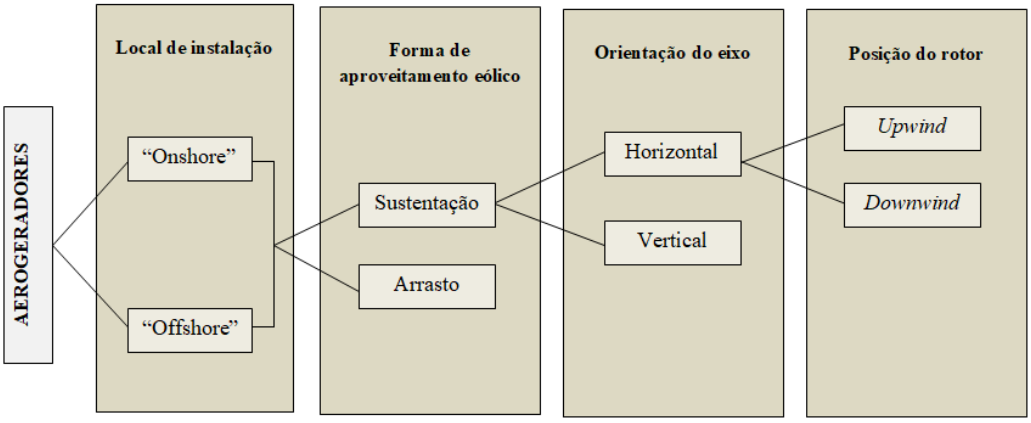


Fig. 2.6 – Classificação de aerogeradores (adaptado de [10]).

Em relação à forma de aproveitamento eólico, os aerogeradores de arrasto apresentam diversas pás com forma de uma concha, com o objetivo de se obter a máxima área de arrasto. Os aerogeradores têm outra forma de aproveitamento, onde o movimento se dá pela força de sustentação, resultante do diferencial de pressão entre as superfícies opostas das pás. No caso de aerogeradores de sustentação, a

classificação ainda pode ser feita quanto à orientação do eixo do rotor em relação ao solo, podendo ter eixo horizontal ou eixo vertical.

2.3.1. AEROGERADORES DE EIXO HORIZONTAL

Um aerogerador de eixo horizontal, como representado na Figura 2.7, pode ser constituído por uma, duas, três ou mais pás. Um aerogerador que é detentor de uma só pá precisa de um contrapeso para erradicar a vibração. O gerador elétrico com duas pás é mais simples e de custo mais reduzido comparativamente com um aerogerador com três pás. No entanto, um aerogerador composto por três pás é mais estável e mais eficiente, sendo o tipo de aerogerador mais corrente nos parques eólicos atuais.

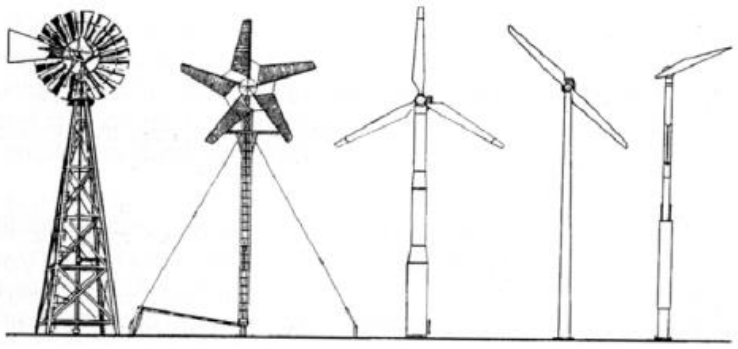


Fig. 2.7 – Aerogeradores de eixo horizontal [11].

Ao contrário dos aerogeradores de eixo vertical, estes aerogeradores têm de apresentar um sistema de controlo de maneira a posicionar o rotor na direção ideal, ou seja, na direção predominante do vento, proporcionando que o escoamento do vento se processe paralelamente ao eixo de rotação das pás.

Atualmente, este tipo de turbinas eólicas de três pás são as mais utilizadas nos parques eólicos porque apresentam um bom rendimento aerodinâmico, uma maior eficiência na conversão de energia, visto que conseguem captar ventos mais fortes. Isto deve-se ao facto de estas turbinas adquirirem uma posição frontal das pás do rotor em relação à direção do vento, como supracitado. Para além disso, estão expostas a menores esforços mecânicos.

Aerogeradores de eixo horizontal são classificados em duas categorias de acordo com a posição do rotor em relação à torre e ao sentido do vento incidente, como exibido na Figura 2.8:

- *Upwind*: o rotor é montando a montante da torre e da *nacelle*. O vento sopra pela parte da frente, incidindo primeiramente no rotor. As pás são rígidas e o rotor é orientado segundo a direção do vento através de um dispositivo motorizado. Trata-se de um modelo utilizado maioritariamente em aerogeradores de grandes dimensões.

- *Downwind*: O rotor apresenta uma maior flexibilidade, provocando ruídos significativos que por vezes dificulta a autorização da sua implementação. Aerogeradores que apresentam uma inclinação ao colocar as pás recebem o vento pela retaguarda do aerogerador, por isso não necessitam de um mecanismo de direcionamento. São, por isso, auto-orientáveis.

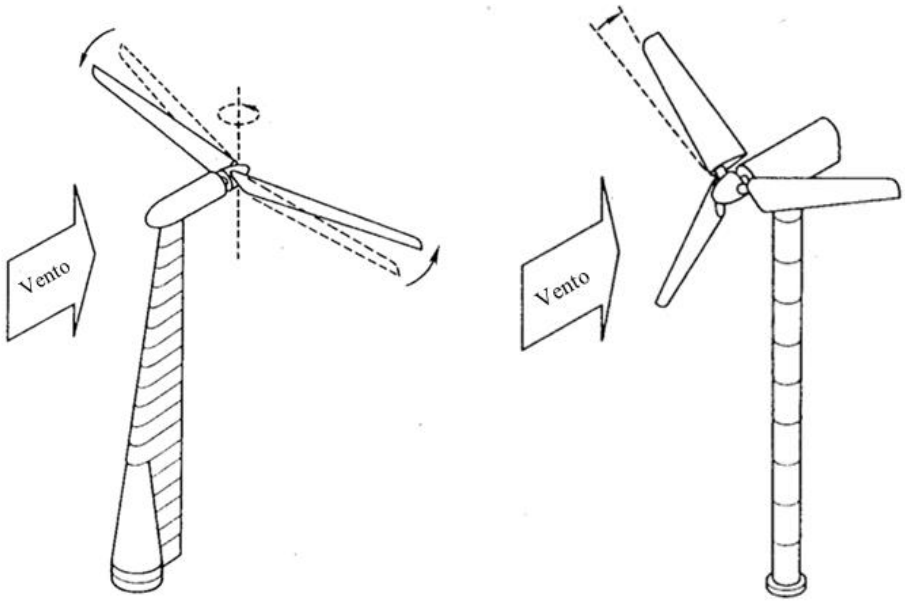


Fig. 2.8 – *Downwind* (Adaptado de [11]); *Upwind* (Adaptado de [11]).

2.3.2. AEROGERADORES DE EIXO VERTICAL

Nos aerogeradores de eixo vertical o eixo de rotação está orientado na mesma direção que a torre que suporta a estrutura do rotor, ou seja, numa direção que é perpendicular à direção do movimento do vento [12].

Estes aerogeradores operam em altitudes mais baixas, mais próximos do solo, permitindo uma maior facilidade na implementação do dispositivo de conversão de energia, e torna-se mais prático para realizar a manutenção a curto e a longo prazo. No entanto, como estão mais próximos do solo, recebem um fluxo de ar com maior turbulência e por isso têm que trabalhar em frequência mais reduzida, implicando um menor rendimento energético. Para além disso, a torre fica exposta a grandes esforços mecânicos.

Normalmente, são aerogeradores com preços mais baixos comparativamente com os aerogeradores de eixo horizontal. Estes dispositivos não precisam de nenhum mecanismo de orientação em relação à direção do vento porque estão permanentemente alinhadas com o vento.

O mais adequado será introduzir estes aerogeradores em áreas urbanas ou semi-urbanas, porque a nível de ruído, é muito menor comparado com os aerogeradores de eixo horizontal.

Os aerogeradores de eixo vertical podem aparecer de diferentes tipos. Os dois mais utilizados são o *Darrieus* e *Savonius*, ver Figura 2.9.

Normalmente, o aerogerador *Darrieus* é constituído por duas ou três pás curvadas. O rendimento energético é cerca de 30% superior ao rendimento do aerogerador *Savonius*. Apresenta um perfil complexo, o que implica que a sua fabricação é mais cara. Já o aerogerador *Savonius* tem um processo construtivo mas facilitado, composto por duas ou mais conchas em vez de pás. Os esforços sofridos pelo *Savonius* são geralmente menos intensos e apresenta uma estrutura mais rígida. Para além disso, apresenta uma velocidade de rotação reduzida com um baixo rendimento, cerca de 15% de eficiência.



a) b)

Fig. 2.9 – Aerogeradores de eixo vertical: a) Darrieus [13], b) Savonius [14].

2.4. CONSTITUINTES DE UM AEROGERADOR

Como foi referido anteriormente, os aerogeradores são estruturas com a capacidade de transformar a energia cinética do vento em energia eléctrica.

Os principais constituintes de um aerogerador estão exibidos na Figura 2.10 e são: torre, *nacelle*, rotor, pás do rotor e a fundação.

- **Torre:** suporta o peso da *nacelle* e das pás do rotor, mantendo-os na altura projetada. Permite o acesso à *nacelle* para que seja possível efetuar a manutenção.
- ***Nacelle*:** sustenta as componentes mecânicas como o gerador, caixa de velocidades e outros elementos elétricos, permitindo a ligação do *hub* à torre.
- **Rotor:** O rotor é composto pelas pás e pelo *hub*, componente que permite a ligação entre as pás e o eixo que liga o rotor à caixa de velocidades.
- **Pás do Rotor:** convertem a energia cinética do vento em energia mecânica.
- **Fundação:** base que garante a estabilidade de todo o aerogerador.

Além dos componentes indicados, o sistema inclui cabos eléctricos, proteções e equipamentos para apoio à operação e manutenção. Um sistema eólico é constituído por vários componentes mecânicos e elétricos, que devem trabalhar em harmonia de forma a proporcionar um maior rendimento final [15].

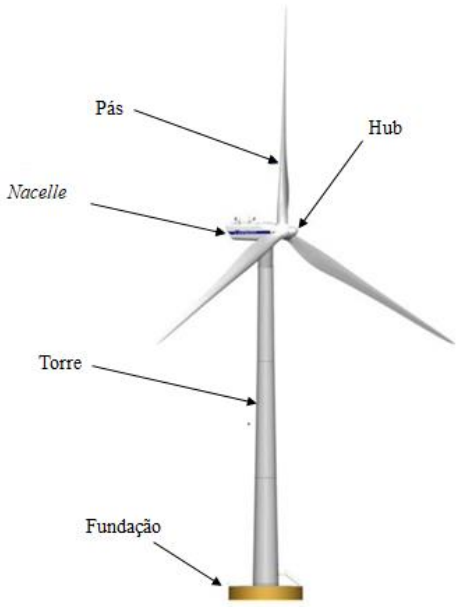


Fig. 2.10 – Constituintes de um aerogerador

2.4.1. TORRE

As torres são estruturas rígidas destinadas a suportar não só a *nacelle* como também as pás e todos os componentes do aerogerador. Para além disso, eleva o rotor até uma dada altura onde o fluxo de vento é mais estável, ou seja, onde existem menores perturbações. Sabe-se que a velocidade do vento aumenta com a altitude, o que permite aumentar a rotação do rotor.

A torre é uma componente estrutural extremamente importante e com um custo elevado. A sua altura varia em função da potência e do diâmetro do rotor. Atualmente, a altura da torre de aerogeradores *onshore* varia entre os 40 metros e os 130 metros.

Os tipos de torre mais comuns são: secção tubular de aço, torre de betão e a torre mista.

A torre de secção tubular é composta por várias secções ligadas por parafusos implementados nos limites de cada secção, no interior da torre. Isto permite, garantir uma maior segurança para os trabalhadores durante a manutenção porque é possível aceder à *nacelle* a partir de uma escada ou de um elevador existente no interior da torre.

No caso das torres em betão, são normalmente também de secção tubular e constituídas por segmentos pré-fabricados e pós-tensionados na direção vertical com cabos de pré- esforço.

Para terminar, a torre mista, como o próprio nome indica, é constituída por betão e aço. A zona em contacto com a fundação (zona inferior) é formada por betão e a parte superior composta por aço.

Para além do material usado, as torres podem também ser classificadas de acordo com a forma, como ilustrado na Figura 2.11. Existem as torre tubulares, torre treliçadas e também existem torres que podem ser sustentadas por cabos.

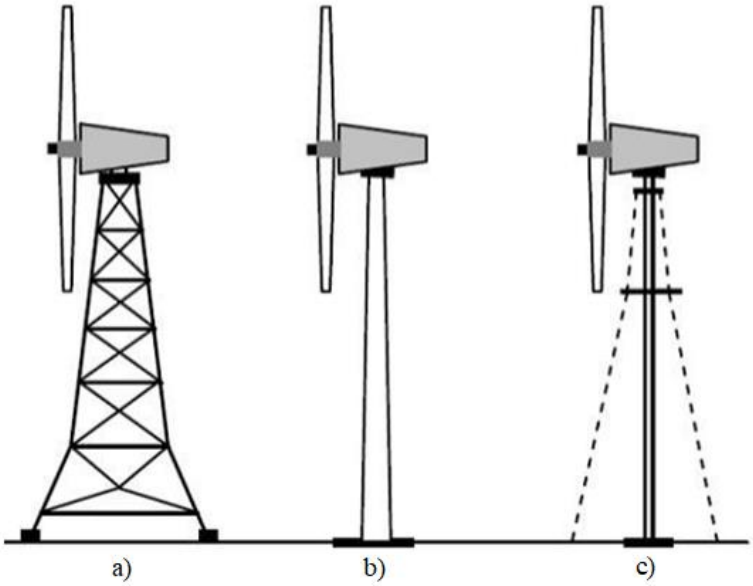


Fig. 2.11 – Tipo de torres: a) Torre treliçada; b) Torre tubular; c) Torre sustentada por cabos (adaptado de [16])

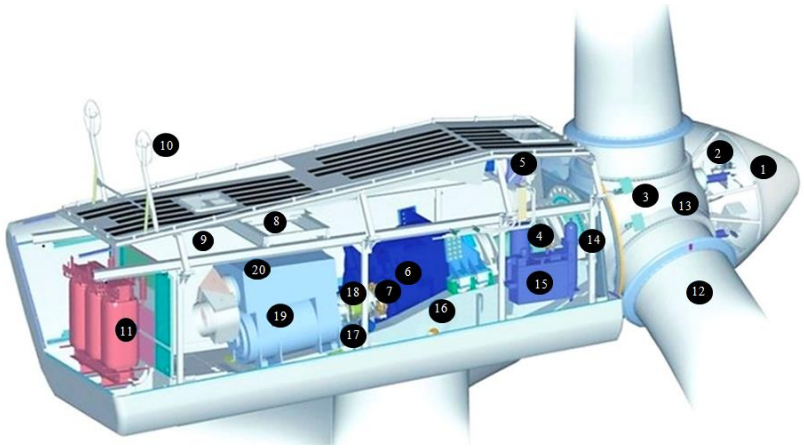
As torres tubulares são as que apresentam o custo mais elevado. No entanto, apresentam inúmeras vantagens. Estas torres são fabricadas pela junção de perfis tubulares de 10 a 20 metros de comprimento (no caso de torres de aço). Esta torre pode oferecer uma excelente resistência à flexão em todas as direções e menor interferência aerodinâmica, para além do facto de serem esteticamente mais apelativas e representarem menos perigo para as aves [16].

No entanto, as torres treliçadas consomem metade do material utilizado nas torres referidas anteriormente e por isso têm um custo mais reduzido. São fabricadas com barras de aço unidas para formar o aspeto de treliça. Contudo, estas torres são esteticamente mais desagradáveis, as atividades das aves nas barras de aço são mais intensas, provocando assim uma maior mortalidade de pássaros. Para além disto, a sua manutenção é mais complexa.

2.4.2. *NACELLE*

A *nacelle*, fabricada em compósito reforçado com fibra de vidro, está alojada no topo da torre de sustentação e é nela que ocorre o processo de geração de energia elétrica. A ligação entre a *nacelle* e a torre é realizada pelo componente *yaw*, responsável pela sua rotação em relação ao eixo longitudinal da torre.

Este componente de um aerogerador contém todos os componentes associados ao gerador, local onde é realizado o processo de conversão de energia, transformando a energia do movimento rotacional do sistema em energia elétrica.



1. Controlador do hub
2. Controle *pitch*
3. Fixação das pás no hub
4. Eixo principal
5. Aquecedor de óleo
6. Caixa multiplicadora (*Gearbox*)
7. Sistema de travão
8. Plataforma de serviços
9. Controladores e inversores
10. Sensores de direção e velocidade de vento
11. Transformador de alta tensão
12. Pás do rotor
13. Rolamento das pás
14. Sistema de travagem do rotor
15. Sistema hidráulico
16. Plataforma da *nacelle*
17. Motores de posicionamento da *nacelle* (*yaw*)
18. Luva de acoplamento
19. Gerador
20. Aquecimento de ar

Fig. 2.12 – Interior da *nacelle* (adaptado de [17])

No interior da *nacelle*, representado na Figura 2.12, encontra-se uma grande variedade de componentes mecânicos, como o eixo principal, o travão de emergência, o gerador, o mecanismo de orientação direcional, caixa de velocidades e outros elementos elétricos, possibilitando a ligação do *hub* à torre.

O eixo principal com baixa rotação faz a ligação entre o rotor das pás e a caixa multiplicadora. A caixa multiplicadora faz a multiplicação da rotação do eixo principal, impulsionando o eixo do gerador. O gerador transforma a energia mecânica disponível no eixo de alta rotação em energia elétrica. O mecanismo de orientação direcional tem como objetivo principal extrair a máxima energia possível, alinhando o rotor com a direção do vento, utilizando motores elétricos. A caixa de velocidades é utilizada para adequar a velocidade rotacional das pás à velocidade de rotação do gerador, aumentando o número das rotações por minuto para aumentar a eficiência do sistema. Neste sistema também existe um travão de emergência: opera como um equipamento de segurança com o objetivo de parar ou diminuir o número de rotações por minuto do eixo de forma acelerada, em caso de anomalias.

Na parte superior da *nacelle*, encontra-se um anemómetro que é utilizado para fazer medições da velocidade média do vento no local e também existe um sensor de direção que fornece informações sobre a direção do vento que será utilizada para controlar o mecanismo de orientação direcional.

2.4.3. ROTOR

O rotor é constituído pelas pás e pelo *hub* (peça que une as pás) e pelo *pitch system* das pás, para que seja possível obter a energia mecânica dos ventos através da rotação e, assim, transmitir através do eixo central, que por sua vez mantém contacto com a caixa de transmissão. Os constituintes do rotor estão representados na Figura 2.13.

O *pitch system* inclui o mecanismo de controlo de potência dos aerogeradores, permitindo alterar o ângulo das pás do rotor, ajustando aerodinamicamente o regime de funcionamento da turbina de modo a regular o nível de energia eólica conseguida.

As pás do rotor são responsáveis por transformarem a ação do vento em movimento giratório, conseguindo captar a energia cinética presente no vento, transferindo-a para o *hub*. O *hub* do rotor liga as pás e o eixo que, por sua vez, liga o rotor à caixa de velocidades. A forma do *hub* é complexa, por isso normalmente é de aço ou de liga metálica de alta resistência. O aço deve ser muito resistente à fadiga e, portanto, é utilizada uma liga especial, que após a fundição sofre um tratamento térmico para obter as propriedades certas [18].

Quanto maior o diâmetro do rotor, maior a energia absorvida, por isso, as pás têm vindo a tornar-se cada vez maiores.

Para além disso, as pás são geralmente fabricadas em materiais compósitos de matriz polimérica reforçada com fibra de vidro. Estes são materiais leves fazendo com que não se agravem os esforços transmitidos à estrutura e ao mesmo tempo também devem suportar movimentos cíclicos durante o período de vida, o que as torna suscetíveis a efeitos de fadiga.

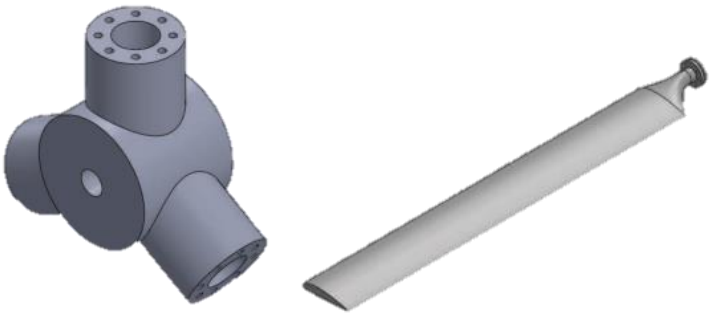


Fig. 2.13 – Constituintes do rotor: a) Hub, b) Pá (adaptado de [19])

2.4.4. GERADOR

Está ligado ao *hub* a partir do eixo de transmissão porque o gerador é um componente utilizado para converter a energia mecânica produzida pela rotação do eixo de transmissão em energia elétrica.

Nos aerogeradores de pequenas dimensões, os geradores podem ser de corrente contínua para impulsionar a variação de velocidade ou, se se tratar de um aerogerador de grande ou médio porte, já se utiliza geradores de corrente alternada.



Fig. 2.14 – Gerador [20]

Existem também outros tipos de geradores que podem ser usados, como por exemplo os geradores de indução, apesar de ter uma reduzida eficiência, além dos geradores síncronos que produzem uma potência de maior qualidade e maior eficiência em relação aos geradores de indução [16].

2.4.5. SISTEMAS DE CONTROLO

Os sistemas de controlo têm uma grande influência no funcionamento do gerador, assim como nas ações induzidas nos demais componentes. Devido aos sistemas de controlo é possível otimizar a energia produzida para vários tipos de turbulência e intensidades de vento, aumentando assim a eficiência da tecnologia eólica. Têm também um papel crucial no controlo das cargas dinâmicas que a estrutura suporta.

Os sistemas em foco são controlo da orientação das pás (*pitch*) e controlo da velocidade de rotação do rotor [15].

Os aerogeradores hoje em dia estão equipados com sensores, de forma a controlar e a monitorizar aspetos essenciais para conseguir atingir um bom funcionamento do sistema.

As turbinas eólicas mais recentes vêm providas de sensores, que permitem realizar o controlo e a monitorização aerodinâmica, limitando a extração de potência a um valor próximo à potência nominal do aerogerador, ajudando a atingir um bom funcionamento do sistema.

Se se quer obter a maior eficiência do processo, é necessário determinar o ângulo de *pitch, a* velocidade e a direção do vento bem como a velocidade de rotação do rotor, a orientação do rotor e o número de rotações do gerador.

Obtendo estes valores, é necessário ter uma previsão do que vai suceder sendo possível tomar medidas atempadamente de maneira a atingir a máxima produção energética e garantir a segurança e aperfeiçoar o comportamento da estrutura.

Atualmente, com o aumento da potência das máquinas e da utilização de sistemas eólicos de velocidade variável, os fabricantes têm vindo a optar pelo sistema *pitch control* devido à sua capacidade de oferecer uma maior flexibilidade na operação dos aerogeradores.

2.4.6. FUNDAÇÃO

As fundações de aerogeradores são um pouco diferentes das fundações das estruturas utilizadas em Engenharia Civil, ver Figura 2.15, na medida em que estão sujeitas a esforços verticais reduzidos quando comparados com os elevados momentos fletores. Desta forma, a excentricidade da força a que estão sujeitas é muito grande e o peso da fundação é essencial para assegurar a estabilidade externa do sistema face ao derrube ou ao deslizamento.

A força vertical é originada pelo peso da torre, da *nacelle* e das pás do rotor. No entanto, o vento também pode dar origem a alguma força vertical, mas as ações sísmicas e o efeito das correntes e das marés no caso de estruturas *offshore* também podem contribuir para o aumento das cargas [21].

Tal como mencionado acima, estas fundações suportam ainda os esforços horizontais e o momento fletor decorrentes da ação do vento sobre as pás e sobre a torre.

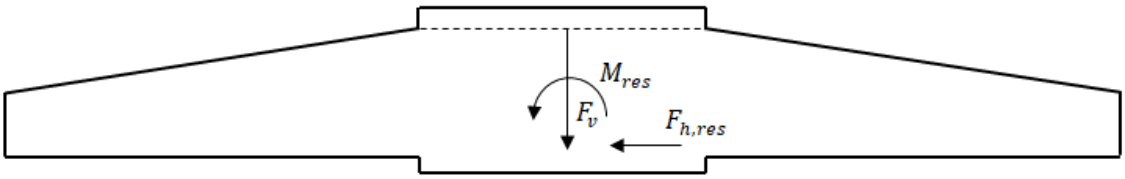


Fig. 2.15 – Esforços atuantes na fundação de um aerogerador (baseado em [22])

As fundações, normalmente de grandes dimensões, dependem do local onde se pretende implementar o parque eólico, bem como do tipo de torre. Além disso, depende da magnitude das cargas, das condições do subsolo, dos custos, da disponibilidade e da durabilidade dos materiais, assim como a sustentabilidade.

2.5. LIGAÇÃO TORRE-FUNDAÇÃO

Atualmente, os dois tipos de ligações mais usadas que permitem a transmissão das cargas entre estes dois elementos são: "anel" de aço como interface entre torre e fundação (TFS) e "*anchor cage"* (AC), isto é, parafusos longos pré-esforçados e embutidos no betão.

2.5.1. "ANEL" DE AÇO COMO INTERFACE ENTRE A TORRE E FUNDAÇÃO

Esta solução é utilizada em todo o mundo desde o início do aparecimento do sector eólico. Consiste em utilizar uma parte da secção da torre (TFS- *tower foundation section*) embutida no interior da fundação de betão, correspondendo ao primeiro segmento da torre, com aproximadamente 1,5 metros a 2 metros de altura (dependendo do fabricante e na altura do *hub* da turbina eólica), como retratado na Figura 2.16.

O anel de aço é posicionado logo após a aplicação do betão de regularização, antes da colocação da armadura. Este anel contém vários orifícios onde vão ser implementados varões de aço da camada superior da fundação para reforçar a ligação. No entanto, os varões de aço não devem estar em contacto direto com os furos do anel, para impedir a concentração de tensões elevadas. Por isso, esta zona é preenchida por uma argamassa ou por outro material isolante, de maneira a evitar o contacto entre ambos [23].

O anel pode ser constituído na zona inferior, por uma flange em forma de T e na zona superior do anel a flange pode ser em L. Ou seja, a flange superior é usada para fazer a ligação à torre, e a flange inferior está embebida na fundação, onde serão transmitidas as forças de tração e compressão para a fundação, originárias da torre.

No entanto, esta solução apresenta alguns pontos negativos. Foram analisados vários parques eólicos e foram observados movimentos verticais na ligação torre-fundação. Através das filmagens endoscópicas, verificou-se a existência de vazios significativos preenchidos com água sob o flange do anel embutido. Estes vazios podem causar movimento vertical excessivo do anel, originando a fissuração do betão e a falha do sistema de impermeabilização.

Para além disso, também foi possível verificar que ocorreu erosão relevante no lado superior da flange inferior devido às forças ascendentes aplicadas na fundação pelo rotor.

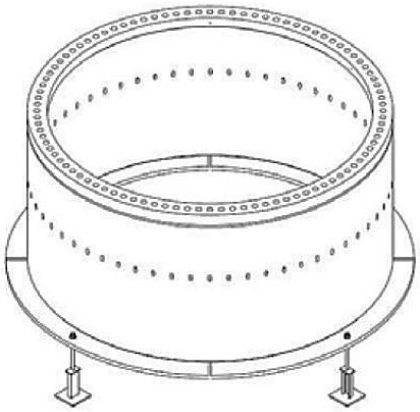


Fig. 2.16 – Ligação entre a torre de aço e a fundação de betão usando a solução TFS [23].

2.5.2. ANCHOR CAGE (AC).

Esta solução é uma alternativa ao anel embutido no betão e tem vindo a ser cada vez mais utilizada.

Basicamente *anchor cage* é uma "gaiola" constituída por duas placas de aço: a superior é o primeiro segmento da torre, ou seja, existe uma flange embebida no betão que é ligada à flange em T da primeira secção da torre metálica, através de parafusos pré-esforçados, ver Figura 2.17.

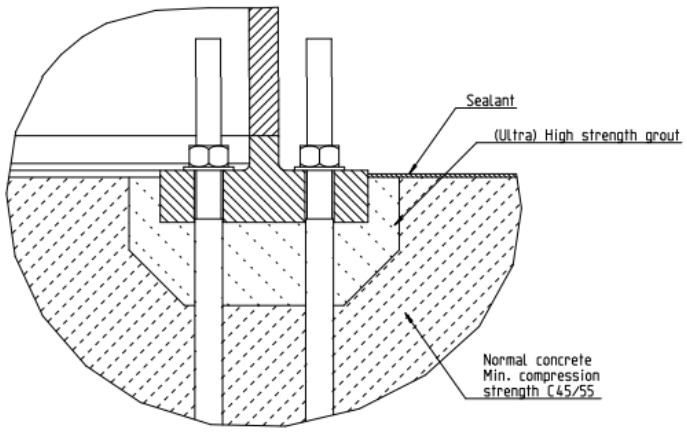
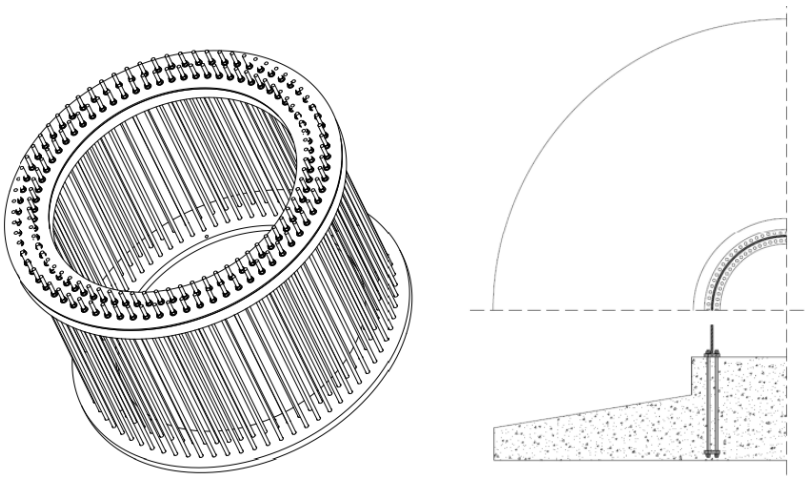


Figura 2.17- Vista geral relativamente ao betão e dos parafusos pré-esforçados [24].

A flange inferior deve posicionar-se sob os varões inferiores de reforço da fundação. As duas placas de aço são unidas por parafusos pré-esforçados. Os parafusos não devem estar em contacto com o betão, por isso devem ser isolados antes da betonagem. Após o endurecimento do betão, o primeiro segmento de torre é nivelado e fixado, criando assim um espaço entre a flange e o betão, acabando por ser preenchido por argamassa de resistência elevada, para que seja realizada uma correta transmissão das tensões à fundação. Após o endurecimento da argamassa estes parafusos são pré-esforçados.

Como já foi referido, a principal vantagem é uma melhor transmissão de cargas para o betão, sendo possível garantir que em condições normais de operação não ocorre descompressão sob o anel superior. Para além disso, uma vantagem significativa reside na possibilidade de reaplicação do pré-esforço regulamente em operações de manutenção programada.



a) b)

Figura 2.18- Ligação entre a torre de aço e a fundação de betão usando a solução AC; (a); [24] b) [25]).

3
ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES

3.1. TIPOS DE FUNDAÇÕES DE AEROGERADORES *ONSHORE*

A fundação de um aerogerador é considerada um elemento de ligação entre uma torre, constituída por materiais de elevada resistência, como o aço ou betão, com o solo com uma resistência bastante inferior.

Desta forma, devido às elevadas ações originárias da torre, a fundação tem que apresentar capacidade para suportar todas as solicitações estáticas e dinâmicas que resultam da estrutura e ter a capacidade de distribuir estas tensões por uma grande área do solo, de maneira a não ultrapassar a tensão admissível do solo e projetadas tendo em conta os momentos fletores originados pela ação variável do vento. Adicionalmente, o peso da fundação é uma componente estabilizadora fundamental para assegurar a segurança face ao derrube e ao deslizamento.

No estado limite de serviço (ELS), alguns fornecedores não admitem tração nas estacas e regiões não comprimidas no caso de solução em fundações diretas [30]. Esta condição é muitas vezes determinante no dimensionamento da fundação em virtude da elevada excentricidade da força vertical atuante na base da torre.

A escolha de um tipo e tamanho de fundação adequada para os aerogeradores obriga a ter em conta diversos fatores como a localização, tipo de torre, grandeza das ações, condições geotécnicas do local, potência máxima da turbina, preço, acesso aos equipamentos e aos materiais e práticas construtivas locais [10].

Na Figura 3.1 é apresentado um esquema resumo referente a algumas soluções mais frequentes de fundações para aerogeradores.

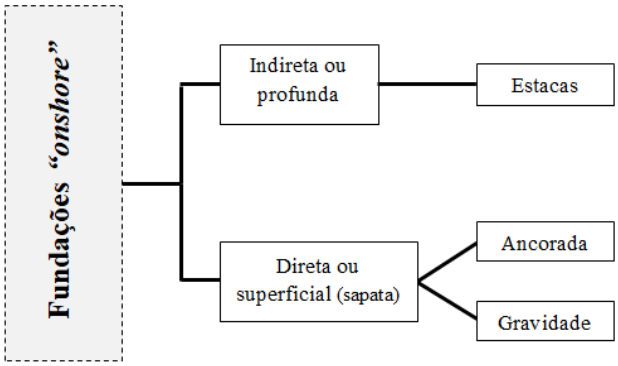


Figura 3.1 – Tipos de fundações

A escolha da fundação de aerogeradores *onshore* é dependente principalmente do tipo de solo. Quando a camada de solo próxima da superfície apresenta baixa resistência, é necessário optar por uma fundação profunda recorrendo a estacas para conduzir as cargas para as camadas mais profundas do solo, camadas estas com maior resistência. No entanto, a fundação superficial (sapata) é utilizada quando a camada próxima da superfície é resistente o suficiente para sustentar as cargas transmitidas pela estrutura.

O Quadro 3.1 lista soluções típicas de fundação para aerogeradores para diferentes condições de solo.

Quadro 3.1 – Tipos de fundação para aerogeradores para diferentes condições de solo [30].

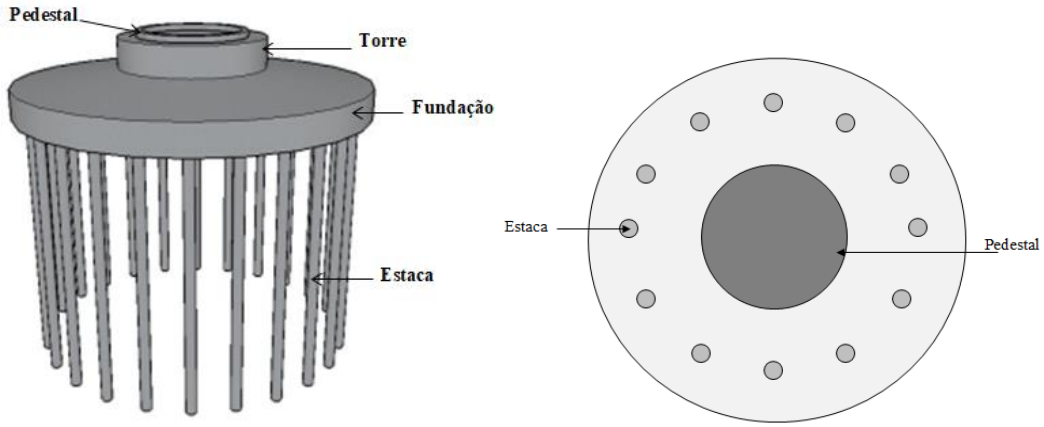
Condições de solo	Tipo de fundações
Camada de solo espessa de baixa compacidade e/ou resistência	Fundação de betão armado sobre estacas
Camada de solo firme em profundidade intermediária	Fundação gravítica de betão armado atuando como sapata
Rocha próxima da superfície	Fundação ancorada de betão armado

3.1.1. FUNDAÇÃO INDIRETA

Uma fundação indireta ou profunda é utilizada quando se está perante um local com condições geológicas e geotécnicas não adequadas para a implementação de fundações superficiais, ou seja, quando uma camada superficial com características mecânicas inadequadas atinge vários metros de espessura, não sendo viável retirar esta camada. Esta camada pode ser constituída por um solo com pouca resistência como, por exemplo, um solo mole (argilas, areias ou siltes).

É recorrente o uso de sapatas por estacas, utilizando um conjunto de estacas, distribuídas em torno do perímetro da fundação e unidas à sapata de betão armado, normalmente com forma circular, para que seja possível transferir as cargas atuantes para os estratos mais profundos, mais resistentes e/ou menos deformáveis.

As estacas podem estar apoiadas num maciço firme, ver Figura 3.2, fazendo com que estas estacas trabalhem por ponta. Noutros casos em que os estratos mais competentes estão a profundidades demasiado elevadas é possível garantir a resistência essencialmente pela mobilização da resistência lateral.



a) b)

Fig. 3.2 – a) Fundação profunda (sapata por estacas) [30]; b) planta

As estacas podem ser classificadas em função do efeito que provocam no solo envolvente durante a sua execução, mas também é necessário ter em conta as cargas de serviço, o seu tipo e o método de execução, uma vez que se tratam de fatores decisivos no seu desempenho. Para além disto, é necessário ter em consideração o local da obra, tendo em vista que terrenos muito acidentados dificultam o acesso de determinados equipamentos.

Outro aspeto a ser observado são as restrições devido às edificações vizinhas, que podem sofrer danos em caso de vibrações no subsolo, uma vez que as estacas são executadas por equipamentos ou por ferramentas a partir da superfície.

É possível distinguir os dois grupos principais de estacas [31]:

- Estacas construídas sem extração de terreno, comprimindo-o de forma a criar um espaço suficiente, também designadas por estacas instaladas com deslocamento do terreno, aumentando significativamente a tensão horizontal, assim como modificações nas características do solo envolvente. O tipo mais comum são as estacas cravadas pré-fabricadas.

- Estacas construídas após a furação e extração do terreno, ou seja, estacas instaladas sem deslocamento do terreno. Aqui enquadram-se as estacas moldadas, com ou sem tubo moldador, incluindo as estacas a trado contínuo com injeção de betão.

Quando se trabalha com solos argilosos muito moles a execução de estacas de betão moldadas *in situ* é dificultada, assim como em solos com nível freático elevado. Em contrapartida, solos muito resistentes, compactos ou com pedregulhos, dificultam a cravação de estacas de betão pré-moldadas.

Concluindo e como já foi referido anteriormente, as fundações profundas recorrendo a estacas, são aconselhadas especialmente quando se idealiza a transmissão da carga da estrutura através de um material de baixa capacidade de carga até alcançar uma determinada camada mais profunda com uma capacidade de carga apropriada.

3.1.2. FUNDAÇÃO DIRETA

Designa-se por fundação direta ou também pode ser intitulada como fundação superficial materializada por sapata assente no terreno, normalmente a uma profundidade que varia entre 2 e 4

metros, após a remoção da terra vegetal e das camadas mais superficiais de solo, geralmente soltas ou de baixa consistência.



Fig. 3.3 – Sapata superficial [34]

Uma fundação superficial, como representado na Figura 3.3, transmite a carga proveniente da estrutura a uma camada, denominada camada portante, próxima da superfície do terreno [33]. Isto é, utiliza-se este tipo de fundação quando o maciço apresenta características mecânicas adequadas e encontra-se a uma pequena profundidade, onde este tem capacidade de apoiar a superestrutura.

Procuram-se maciços com boas características de resistência e deformabilidade [9].

As sapatas que suportam os aerogeradores são fundações flexíveis. Este tipo de sapata apresenta alturas reduzidas face às dimensões em planta decorrentes da grande excentricidade da força vertical.

Estas sapatas podem apresentar diferentes geometrias em planta: circular, octogonal ou até quadrada. A forma mais utilizada é a circular, as mais eficientes tendo em conta que o vento pode atuar em qualquer direção.

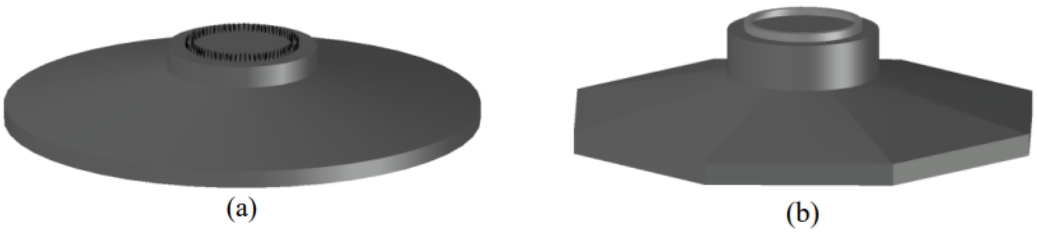


Fig. 3.4 – Forma das fundações das turbinas eólicas *onshore*: a) forma circular [35]; b) forma octogonal [35].

Por fim, a fundação superficial pode ser classificada como gravítica ou ancorada.

3.1.2.1. Fundação gravítica

A fundação gravítica (sapata), ver Figura 3.5, é a mais utilizada em aerogeradores *onshore*, apresentando vantagem uma vez que estas se opõem aos momentos de derrube através do seu peso próprio. Esta fundação já foi abordada anteriormente mas é importante salientar que as fundações de base gravítica normalmente contêm um pedestal cilíndrico assentado numa base de grandes dimensões constituídas por betão armado com a forma octogonal ou cilíndrica.

Neste caso, é necessário recorrer à escavação apenas do solo superficial sem capacidade de suporte sendo a sua construção um processo sem grandes dificuldades.

O peso do aterro sobre a sapata é considerado como uma ação estabilizadora.

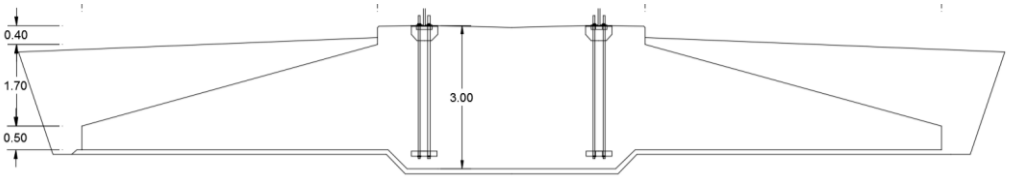


Fig. 3.5 – Fundação por gravidade.

3.1.2.2. Fundação ancorada

Este tipo de fundação só é apropriado quando se encontra uma rocha pouco alterada num estrato pouco profundo, como exibido na Figura 3.6. Neste caso, é possível ter uma fundação com áreas mais pequenas comparando com as fundações gravíticas na medida em que é possível mobilizar a resistência das ancoragens, minimizando a utilização de betão e de armaduras.

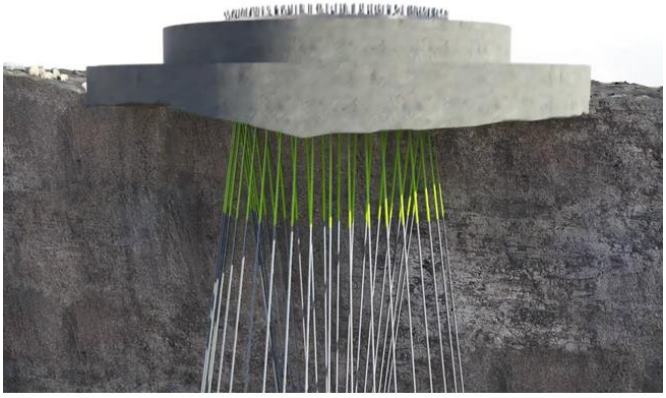


Fig. 3.6 – Fundação ancorada [36].

As ancoragens são elementos estruturais que funcionam em tração transmitindo essa força ao terreno, comprimindo a fundação contra o solo, mobilizando assim a resistência do terreno até uma certa distância da estrutura. Deste modo, as ancoragens permitem restringir os deslocamentos da fundação.

Nas ancoragens definitivas é necessário providenciar uma proteção complementar anticorrosiva em todos os componentes. A selagem ao longo do comprimento livre tem como objetivo o preenchimento do espaço entre a bainha da ancoragem e as paredes do furo, impermeabilizando esse espaço e

conferindo alguma proteção contra a corrosão da armadura. É de notar, que a selagem não interfere com a capacidade resistente da ancoragem.

3.1.3. MELHORAMENTO E REFORÇO DO SOLO

Atualmente, a correta estabilização dos solos de fundação constitui um aspecto cada vez mais importante. É necessário ter em conta a grande diversidade de solos, a sua origem, as propriedades mecânicas, a espessura dos estratos entre outros para que seja feita uma escolha fiável do tipo de fundação a utilizar, fundação profunda ou superficial.

Em certas circunstâncias, as fundações superficiais podem ainda ser utilizadas quando se está perante maciços pouco resistentes e mais deformáveis, ou seja, o solo pode não ter as propriedades certas mas é possível realizar melhorias no solo para alcançar as propriedades pretendidas apresentando uma maior ou menor complexidade de resolução. As propriedades que podem ser ajustadas podem ser a rigidez, a homogeneidade e a diminuição da compressibilidade (assentamento) e da permeabilidade do solo.

Ao melhorar o solo, os objetivos pretendidos baseiam-se em aumentar a capacidade resistente do solo onde vai ser implementada a fundação, e controlar os assentamentos imediatos ou diferidos ao longo do tempo causados pela própria fundação, sendo este um objetivo mais custoso e complexo. Para além destes objetivos, quando se está perante o tratamento de estratos de areias submersas, é necessário melhorar este solo para diminuir o risco da ocorrência do fenómeno designado por liquefação que pode ocorrer quando se está perante ações sísmicas. Caso ocorra, podem surgir assentamentos muito elevados ou até mesmo levar à ruína da estrutura.

Normalmente, o termo "melhoria" de solos associa-se a um tratamento natural, enquanto, o termo "reforço" está mais associado à utilização de inclusões em aterros ou taludes (ex.: geossintéticos), [37].

Atualmente, a estabilização de solos de fundações de turbinas pode ser dividida em dois grupos: a estabilização mecânica (métodos de compactação) e métodos onde o solo é reforçado através da introdução de algum tipo de material, [9].

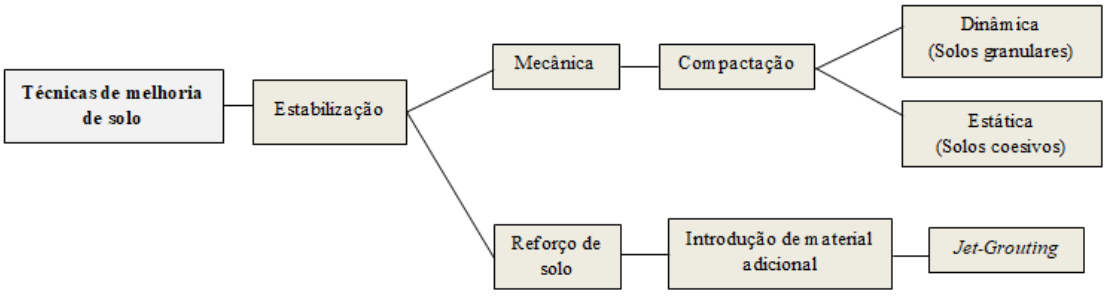


Figura 3.7 – Esquema resumo de técnicas de melhoria de solo

A estabilização mecânica consiste em aplicar uma carga ao solo de forma a compactá-lo, para melhorar as características do solo, ou seja, um solo mais compacto normalmente tem uma menor permeabilidade e compressibilidade e uma maior resistência ao corte. Tem como principal objetivo diminuir o índice de vazios existentes, ou seja, realizar uma melhor arrumação das partículas sólidas e caso seja necessário recorrer a correções na composição granulométrica.

Hoje em dia, os processos mais utilizados são a compactação estática e/ou dinâmica e o pré-carregamento [9]. A compactação dinâmica é utilizada para melhorar os solos granulares porque o rearranjo entre as partículas é simplificado, já a compactação estática deve ser usada em melhoramento de solos coesivos.

No entanto, existem mais métodos neste caso, para reforçar o solo, pode-se adicionar um material. O mais utilizado é o "*jet-grouting*", realizado diretamente no interior do terreno sem necessária escavação prévia. Esta técnica baseia-se na injecção de calda de cimento a alta pressão, a calda de cimento mistura-se com o solo presente no local originando colunas de solo-cimento de alta resistência mecânica e baixa permeabilidade [38], fornecendo ao solo uma maior resistência e uma maior adesão solo-estrutura.

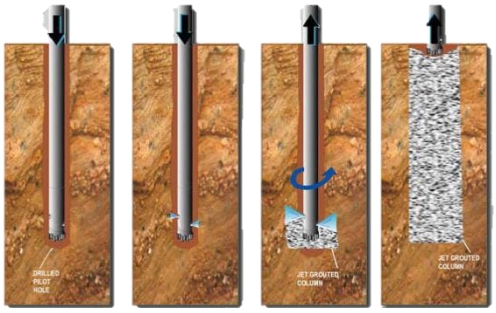


Fig. 3.8 – Técnica de *jet-grouting* [39].

No entanto, existe outra forma de melhorar o solo. Não se trata verdadeiramente de um método de melhoria do solo, consiste em trocar o solo sem condições por um solo com melhores características, mas esta solução só é conveniente quando o solo com más características se encontre num estrato próximo da superfície.

3.2. AÇÕES

Em geral os fabricantes das turbinas fornecem um documento com todas as combinações de ações necessárias ao dimensionamento da fundação. Estas combinações de ações são obtidas através da simulação de inúmeros cenários operacionais e excecionais, incluindo avarias nos algoritmos de controlo concomitantes com a ocorrência de ventos extremos.

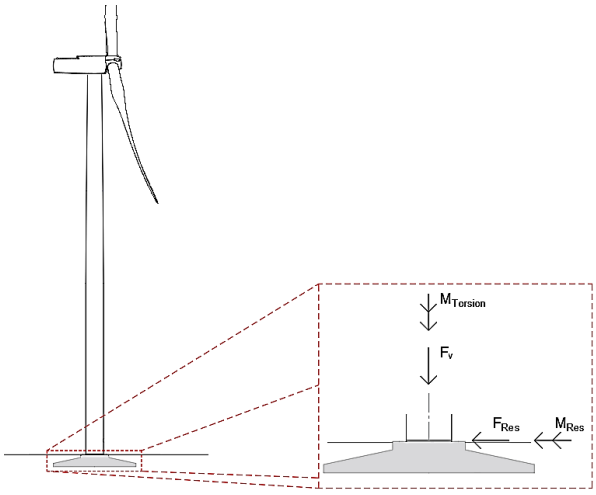


Fig. 3.9 – Localização do ponto de aplicação das cargas e respetivos eixos de referência

Os esforços relevantes para o dimensionamento na base da torre são:

$M_{Torsion}$ é o momento de torção
F_V é a força normal devido ao peso da estrutura excluindo o peso da fundação e do aterro
F_{Res} força horizontal devida às forças aerodinâmicas
M_{Res} momento fletor resultante

As cargas transmitidas à base da fundação são mostradas na seguinte figura:

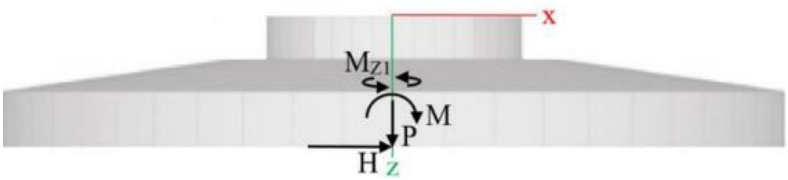


Fig. 3.10 – Cargas transmitidas à base da fundação

Neste caso, a força P é a força devida ao peso da estrutura incluindo o peso da fundação e o peso do aterro.

Estas cargas devem ser adequadamente combinadas de maneira a determinar os esforços e outros efeitos essenciais para gerar as situações críticas do projeto, sendo essencial no dimensionamento, em concordância com os critérios definidos nas normas europeias para os estados limites últimos e de utilização.

Normalmente, as ações necessárias para o projeto de uma fundação de um gerador elétrico são subdivididas em variáveis e permanentes.

3.2.1. AÇÕES PERMANENTES

As cargas com caráter permanente estão relacionadas com o peso do aerogerador, com o peso próprio da fundação e do peso do material indispensável para o aterro, provocando esforços de compressão. Para além disto, quando se trata de uma fundação profunda, as ações que dependem da geometria do maciço de encabeçamento também são consideradas ações permanentes.

3.2.2. AÇÕES VARIÁVEIS

As ações variáveis são cargas dependentes do tipo de turbina utilizada e são indicadas pelo fabricante da turbina, que englobam as ações do vento. Existe ainda a necessidade de ter em consideração a ação sísmica.

O vento é uma carga cíclica, produzindo cargas que oscilam em magnitude, direção e sentido [22].

Quando o vento incide sob as pás da turbina, fazendo com que estas girem, o sistema do gerador detém uma parte da energia cinética do ar e desta maneira, o vento atrás das pás apresenta uma velocidade diminuída. Por consequência, desenvolve-se uma diferença de pressão entre o lado frontal e o posterior da turbina, produzindo, um momento fletor e força de corte ao longo da torre até à fundação, [22].

As ações variáveis são divididas em:

- Ações em condições normais de operação;

- Ações extremas estão relacionadas com ocorrências excecionais, tais como paragens de emergência, avarias nos sistemas de controlo, entre outros.

O desempenho do vento depende do local de instalação do parque eólico, existindo desta forma, diferentes classes de turbinas determinadas através das diferenças de velocidade de vento e dos parâmetros de turbulência correspondente.

O Quadro 3.2 foi retirado da norma IEC 61400 onde o vento está definido em quatro classes: I, II, III e S. As três primeiras dependem apenas da velocidade de referência do vento, aumentando a classe à medida que a velocidade diminui. A classe S é uma classe que pode ter características específicas de uma classe II (como por exemplo a velocidade de referência do vento) e uma turbulência de uma classe III. Ou seja, não se enquadra numa classe *standard* (I, II ou III), mas sim num misto de duas ou mesmo três, para qual o projetista de aerogeradores tem um papel determinante na selecção dos valores a utilizar.

Quadro 3.2 – Classes de vento - norma IEC 61400-1:2019

Classe de turbinas eólicas		I	II	III	S
V_{ave}	(m/s)	10	8,5	7,5	Valores especificados pelo projetista
V_{ref}	(m/s)	50	42,5	37,5	
	Tropical (m/s) $V_{ref,T}$	57	57	57	
A+	I_{ref} (-)	0,18			
A	I_{ref} (-)	0,16			
B	I_{ref} (-)	0,14			
C	I_{ref} (-)	0,12			

onde,

V_{ave} é a velocidade anual do vento;
V_{ref} significa a velocidade de referência do vento durante 10 minutos;
A^+ designa a categoria para turbulência muito elevada;
A designa a categoria para turbulência elevada;
B designa a categoria para turbulência média;
C designa a categoria para turbulência baixa e,
I_{ref} é o valor expectável da turbulência a 15 m/s.

3.2.3. COMBINAÇÃO DE AÇÕES

As combinações de ações são realizadas de maneira a determinar os esforços e outros efeitos para o dimensionamento, de acordo com os critérios instituídos na norma internacional IEC 61400-1 para os estados limites últimos e de utilização.

Os valores de cálculo dos efeitos das ações devem ser determinados para cada caso de carga e combinando os valores das ações que se admite poderem ocorrer simultaneamente.

No dimensionamento da fundação de um aerogerador *onshore* é utilizada a IEC em combinação com a EN 1997, devendo ter-se em consideração os casos de carga com maior importância no dimensionamento de toda a estrutura. O conjunto de ações que atuam num determinado elemento é combinado entre si de forma a maximizar os efeitos estruturais obtendo-se a situação mais desfavorável e permitindo, desta forma, efetuar o dimensionamento em segurança [40].

3.2.3.1. Estados limites

Os códigos estruturais usados atualmente consideram a verificação da segurança devido à incerteza intrínseca às variáveis associadas aos materiais e ações, à modelação e às possíveis aproximações associadas, à estatística e às que resultam da intervenção humana [9].

A verificação de segurança é realizada de acordo com a seguinte condição:

$$F_d \leq R_d$$

onde F_d é o valor de cálculo do efeito das ações e R_d é o valor de cálculo da resistência.

3.2.3.2 Coeficientes parciais de segurança - Norma IEC 61400

O valor de cálculo dos efeitos das ações é obtido multiplicando os efeitos das ações determinadas pelos programas de simulação estrutural dos fabricantes dos aerogeradores, tendo em conta os cenários normais e excecionais, pelos coeficientes parciais de segurança. Estes permitem ter em conta aspetos não considerados na análise, ou considerados de forma imperfeita, e ainda o caráter determinístico das ações, representados no Quadro 3.3.

Quadro 3.3 – Coeficientes parciais de segurança- Norma IEC 61400-10

Origem de carga	Cargas desfavoráveis			Cargas favoráveis
	Tipo de situação de projeto			
	Normal e extremo	Anormal	Transporte e montagem	
Aerodinâmico	1,35	1,1	1,5	0,9
Operacional	1,35	1,1	1,5	0,9
Gravidade	1,1/1,35*	1,1	1,25	0,9
*No caso das massas não serem determinadas por pesagem				

3.2.3.3 Coeficientes parciais de segurança - Eurocódigo 7

O dimensionamento geotécnico é em geral feito de acordo com o Eurocódigo 7 (NP EN 1997-1).

É possível definir os diferentes tipos de estados limites últimos a considerar no dimensionamento, ver Figura 3.11:

- Estados limites de perda de equilíbrio (EQU): perda de equilíbrio da estrutura ou do terreno, em que o equilíbrio é analisado considerando como corpos rígidos a estrutura ou o terreno porque as propriedades de resistência dos materiais estruturais e do terreno, não influenciam de forma significativa a capacidade resistente;
- Estados limites de rotura estrutural (STR): consistem na rotura interna ou deformação em demasia da estrutura ou de elementos estruturais incluindo, por exemplo a rotura estrutural de sapatas ou de estacas por exemplo;
- Estados limites de rotura do terreno (GEO): rotura ou deformação excessiva do terreno e as propriedades de resistência do solo ou da rocha têm um efeito significativo na resistência.

- Estados limites de levantamento global (UPL): perda de equilíbrio da estrutura ou do terreno devido ao levantamento global provocado pela pressão da água ou por outras ações verticais;
- Estados limites de levantamento hidráulico (HYD): levantamento hidráulico, erosão interna e erosão tubular no terreno, acarretados pelos gradientes hidráulicos

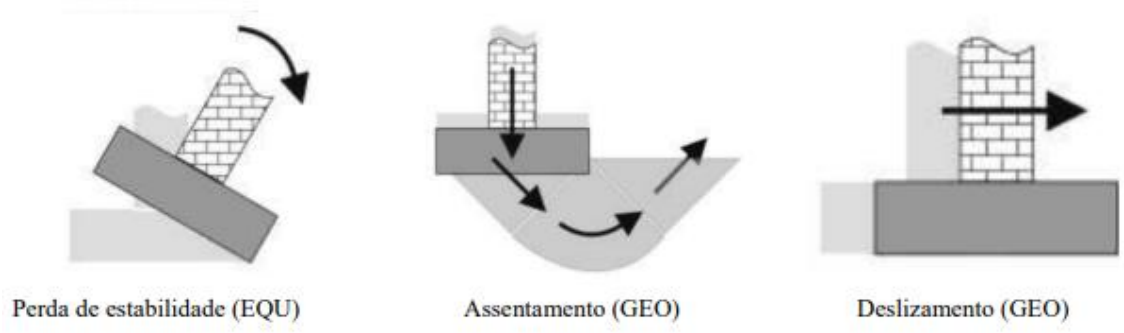


Fig. 3.11 – Estados limite em sapatas [42].

É de salientar que o estado limite de rotura do terreno (GEO) é frequentemente crítico no que diz respeito à determinação das dimensões dos elementos estruturais que constituem as fundações ou as estruturas de suporte.

No Quadro 3.4 e no Quadro 3.5 estão representados os coeficientes parciais de segurança para os estados limites EQU, STR e GEO.

- Estados limites de perda de equilíbrio (EQU)

Na verificação de estados limites de perda de equilíbrio (EQU) devem ser aplicados os seguintes coeficientes parciais para as acções:

Quadro 3.4 – Coeficientes parciais para as ações

Ações			
Permanentes (γ_G)		Variáveis (γ_Q)	
Desfavorável [a] ($\gamma_{G;dst}$)	Favorável [b] ($\gamma_{G;stb}$)	Desfavorável [a] ($\gamma_{Q;dst}$)	Favorável [b] ($\gamma_{Q;stb}$)
1,1	0,9	1,5	0,0

[a] Desestabilizante
[b] Estabilizante

- Estados limites de rotura estrutural (STR) ou de rotura do terreno (GEO)

Na verificação de estados limites de rotura estrutural (STR) ou de rotura do terreno (GEO) deve ser aplicado um dos conjuntos A1 ou A2 dos seguintes coeficientes parciais para as acções ou para os efeitos das acções:

Quadro 3.5 – Coeficientes parciais de segurança para as ações ou para os efeitos das ações

Conjunto	Ações			
	Permanentes (γ_G)		Variáveis (γ_Q)	
	Desfavorável	Favorável	Desfavorável	Favorável
A1	1,35	1,0	1,5	0,0
A2	1,0	1,0	1,3	1,0

3.2.3.4 Coeficientes parciais em estacas

Segundo a NP EN 1997-1 é necessário aplicar os coeficientes parciais representados no Quadro 3.6 para as capacidades resistentes (γ_R):

Quadro 3.6 – Coeficientes parciais para as capacidades resistentes ($\boldsymbol{\gamma_R}$) das estacas

Capacidade resistente	Símbolo	Estacas cravadas				Estacas moldadas				Estacas instaladas com trado contínuo			
		R1	R2	R3	R4	R1	R2	R3	R4	R1	R2	R3	R4
Na ponta	γ_b	1,0	1,1	1,0	1,3	1,25	1,1	1,0	1,6	1,1	1,1	1,0	1,45
Lateral (compressão)	γ_s	1,0	1,1	1,0	1,3	1,0	1,1	1,0	1,3	1,0	1,1	1,0	1,3
Total (compressão)	γ_t	1,0	1,1	1,0	1,3	1,15	1,1	1,0	1,5	1,1	1,1	1,0	1,4
Lateral (tração)	$\gamma_{s;t}$	1,25	1,15	1,1	1,6	1,25	1,15	1,1	1,6	1,25	1,15	1,1	1,6

O valor de cálculo da capacidade resistente à compressão de uma estaca, $R_{c,d}$, deve ser obtido por:

$$R_{c,d} = R_{b,d} + R_{s,d} \tag{3.3}$$

O valor da resistência de ponta, $R_{b,d}$, e a resistência lateral, $R_{s,d}$, devem ser determinados através de:

$$R_{b,d} = \frac{R_{b,k}}{\gamma_b} \tag{3.4}$$

$$R_{s,d} = \frac{R_{s,k}}{\gamma_s} \tag{3.5}$$

Também é possível determinar o valor de cálculo da resistência à compressão de uma estaca pelas seguintes expressões:

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} \tag{3.6}$$

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_t} = \frac{R_{b,k} + R_{s,k}}{\gamma_t} \tag{3.7}$$

3.3. CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

3.3.1. DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO

O Eurocódigo 7 e a norma IEC 61400, utilizada apenas no setor eólico, definem as verificações a realizar no âmbito das características geotécnicas, de maneira que sejam cumpridos os seguintes requisitos básicos, ou seja, os estados limites últimos a considerar no projecto geotécnico não podem ser ultrapassados.

3.3.1.1. Capacidade de carga do solo de fundação

A capacidade resistente ao carregamento da fundação é a razão da carga de rotura pela área da base respectiva [33].

$$q_{ult} = \frac{Q_{ult}}{A} \tag{3.8}$$

sendo A a área de contacto da sapata com o solo.

Ao longo do carregamento, a carga vai aumentado ao longo do tempo, o solo vai sofrendo assentamentos até atingir a carga última, instante em que ocorre rotura e o assentamento apresenta o valor mais elevado, como exibido na Figura 3.12.

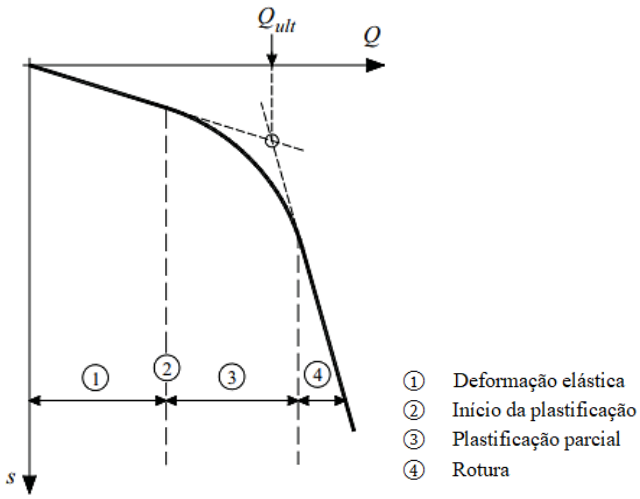


Fig. 3.12 – Diagrama carga-assentamento [33].

A relação entre o aumento da carga e o assentamento difere de solo para solo, onde a compacidade e as condições de drenagem assumem uma forte importância [41].

Para determinar o problema de capacidade de carga não existe uma solução matemática exata para os solos reais. Existem diversas fórmulas de capacidade de carga essenciais para determinar a tensão admissível, destacando-se dentre as inúmeras formulações a de Terzaghi, de Meyerhof, de Skempton, e de Brinch Hansen com colaborações de Vesić, [43].

Como ilustrado na Figura 3.13, considerou-se uma sapata com largura B, com a base a uma profundidade D, sobre um maciço homogéneo de superfície horizontal e peso volúmico γ, carregada por uma carga vertical centrada.

Admitiu-se que [33]:

i) A sapata apresenta um desenvolvimento infinito;
ii) O solo cumpre o critério de rotura de Mohr-Coulomb;
iii) É nula a resistência ao corte do solo acima da base da sapata, isto é o solo atua sobre a superfície ao nível da base como uma sobrecarga uniformemente distribuída;
iv) O atrito e a adesão entre a sapata e o solo são nulos.

A zona do solo afetada pelo carregamento da sapata designa-se por zona plastificada e tem a seguinte forma.

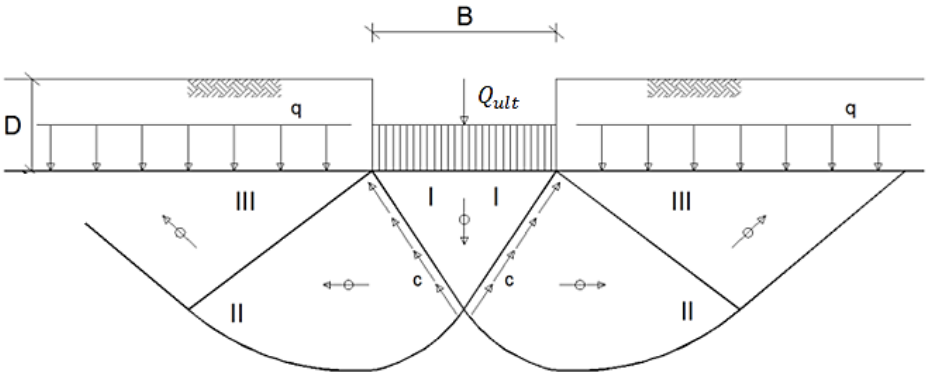


Fig. 3.13 – Capacidade resistente ao carregamento de uma sapata: zonas de corte e forças que se opõem à rotura [41].

A capacidade de carga do solo em condições drenadas, é calculada no estado limite ultimo (ELU) e pode ser determinada a partir da conhecida equação de Buisman-Terzaghi, no entanto, é necessário determinar inicialmente os parâmetros de resistência do solo (c e ϕ).

$$\mathrm{q_{ult}} = \mathrm{cN_c} + \mathrm{qN_q} + \frac{1}{2}\gamma B_{ef}\mathrm{N_\gamma} \tag{3.9}$$

em que $\mathrm{q_{ult}}$ é a capacidade resistente ao carregamento e a primeira parcela do segundo membro da equação (cN_c) significa a capacidade resistente ao carregamento de um material com resistência friccional juntamente com a coesão, a segunda parcela (qN_q)representa a resistência ao carregamento de um material com resistência friccional combinada com a sobrecarga aplicada à superfície, lateralmente à fundação. E, para terminar, a terceira parte ($\frac{1}{2}\gamma B_{ef} N_\gamma$) significa a resistência ao carregamento de um material com resistência friccional conciliada com o peso.

Nesta expressão, N_c, N_q e N_γ são coeficientes adimensionais da capacidade de carga em função do ângulo de atrito (ϕ), obtidos a partir de vários estudos. Os autores desenvolveram as seguintes expressões para determinar estes coeficientes:

$$N_c = \left(N_q - 1\right)\cot \emptyset' \tag{3.10}$$

$$N_q = e^{\pi \tan \emptyset'} \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\emptyset'}{2}\right) \tag{3.11}$$

$$N_\gamma = 2\left(N_q - 1\right)\tan \emptyset', com\ \delta \geq \frac{\emptyset'}{2}\ (\text{base rugosa}) \tag{3.12}$$

Por norma, quando se está perante o carregamento em condições não drenadas, comum em solos argilosos saturados, aplica-se a análise em tensões totais. Acontecendo o contrário quando se trata de um carregamento drenado (nas areias), ao realizar a compactação o excesso de água presente nos vazios do solo, vai ser expulsa e vai se analisar em tensões efetivas (cenário menos favorável).

Como foi referido, a capacidade de carga depende de vários fatores como da dimensão da fundação, das características do solo entre outros e por isso foi necessário determinar alguns coeficientes corretivos que tenham em conta as diferentes variáveis:

- Forma de fundação: s_c, s_q, s_γ;
- Inclinação da carga: i_c, i_q, i_γ;
- Inclinação da base da fundação: b_c, b_q, b_γ;
- Inclinação da superfície do terreno: g_c, g_q, g_γ;
- Proximidade do firme: f_c, f_q, f_γ (fator corretivo tem em consideração a proximidade à base da fundação de uma camada de um terreno muito resistente, que aumentará a sua capacidade resistente).

Os coeficientes corretivos são determinados pelas expressões e variáveis representadas no Quadro 3.7, definidas no anexo D do Eurocódigo 7 (NP EN 1997-1: 2010) a partir das propostas de Vesić, 1975.

Quadro 3.7 – Coeficientes corretivos com maior efeito em fundações de aerogeradores (propostas de Vesić, 1975)

Efeito		Expressões		
Forma de fundação	Retangular	$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1}$	$s_q = 1 + \frac{B'}{L'}\sin\emptyset'$	$s_\gamma = 1 - 0{,}3\frac{B'}{L'}$
	Quadrada	$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1}$	$s_q = 1 + \sin\emptyset'$	$s_\gamma = 0{,}7$
	Circular	$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1}$	$s_q = 1 + \sin\emptyset'$	$s_\gamma = 0{,}7$
Inclinação da carga		$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan\emptyset'}$	$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + BLc'\cot\emptyset'}\right)^m$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + BLc'\cot\emptyset'}\right)^{m+1}$
Inclinação da base da fundação		$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan\emptyset'}$	$b_q = (1 - \zeta\tan\emptyset')^2$	$b_\gamma = (1 - \zeta\tan\emptyset')^2$

Os coeficientes i_c, i_q, i_γ são calculados considerando o efeito das forças horizontais na capacidade de carga, o valor de *m* é obtido pelas seguintes expressões:

- Quando a componente horizontal (H) é paralela à direção B':

$$m = m_B = \frac{2 + \left(\frac{B'}{L'}\right)}{1 + \left(\frac{B'}{L'}\right)} \tag{3.13}$$

- Quando a componente horizontal de (H) é paralela à direção L':

$$m = m_L = \frac{2 + \left(\frac{L'}{B'}\right)}{1 + \left(\frac{L'}{B'}\right)} \tag{3.14}$$

- Quando a componente horizontal (H) faz um ângulo θ com a direção L':

$$m = m_\theta = m_L \cos\theta^2 + m_B \sin\theta^2 \tag{3.15}$$

No caso de fundações de aerogeradores, os fatores corretivos para a inclinação da superfície do terreno assim como a proximidade do firme, não têm grande significado no dimensionamento geotécnico. Posto isto, não foram apresentadas as expressões para os determinar, no entanto, é possível encontrar as expressões referentes a estes efeitos em [33].

Desta forma, obtendo-se a capacidade resistente pela equação 3.16:

$$q_{ult} = cN_c b_c s_c i_c + qN_q b_q s_q i_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma \tag{3.16}$$

A rotura do solo deve ser verificada no caso de carga:

$$q_{Ed} = \frac{F_{zd}}{A_{ef}} < q_{Rd} \tag{3.17}$$

q_{Ed} é a pressão no solo (uniforme) com base no cálculo da excentricidade;

F_{zd} é o valor de projecto da força vertical que actua sobre o solo da fundação, tendo em conta o peso da torre, da fundação e do aterro;

A_{ef} é a área efetiva da fundação;

q_{Rd} capacidade de carga em Estado Limite Último incluindo um fator parcial de segurança.

A capacidade de carga (q_{Rd}) deve incorporar um fator de segurança parcial adequado com valores não inferiores aos valores do Quadro 3.8.

Quadro 3.8 – Fatores parciais de segurança mínimos sobre o material e capacidade resistente no ELU

Parâmetros geotécnicos	Fator parcial de segurança sobre o material: Método 1	Fator parcial de segurança sobre a resistência: Método 2
Ângulo de atrito ($\tan \emptyset'$), para solos granulares	1,25	1,0
Resistência ao corte não drenada (c_u) para solos coesivos	1,4	1,0
Capacidade de carga (q_{Rd})	1,0	2,0

O método 1 deve ser utilizado quando o fator de segurança é aplicado às propriedades do material. O método 2 deve ser utilizado quando o factor de segurança é aplicado aos efeitos das propriedades do material.

No caso das fundações das turbinas eólicas através de uma carga transversal é introduzido um momento fletor. Nestes casos considera-se que a carga vertical é aplicada com uma determinada excentricidade:

$$e = \frac{\mathrm{Mt}}{\mathrm{V}} \tag{3.18}$$

sendo, Mt é o momento fletor ao nível da base da fundação e V a carga vertical a atuar sobre a sapata incluído o peso próprio da estrutura, peso do solo sobre a sapata e a força vertical que a torre exerce sobre a sapata.

O momento fletor total (Mt) e as cargas verticais totais (V) podem ser determinados pelas seguintes equações:

$$\mathrm{Mt} = \mathrm{M} + \mathrm{H} \times \mathrm{h} \tag{3.19}$$

e

$$V = N + \mathrm{PP\ sapata} + \mathrm{PP\ solo} \tag{3.20}$$

onde, H é a força horizontal, *h* é a distância vertical entre a base da fundação e a força horizontal resultante, com ponto de aplicação na base da torre, N é a carga vertical que é correspondente ao peso próprio do aerogerador, e por fim, PP é o peso próprio da sapata e do solo sobrejacente (ver Figura 3.14).

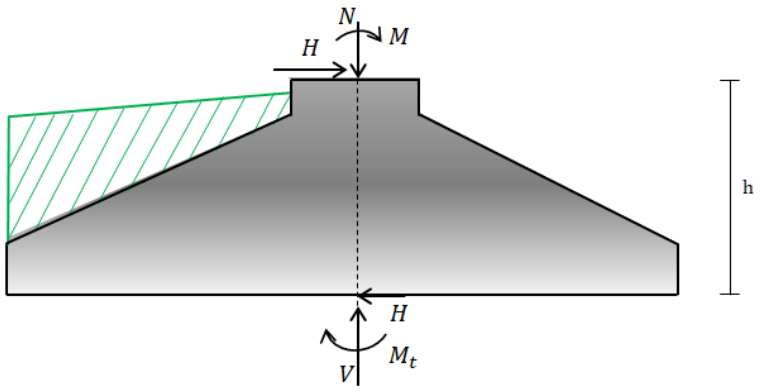


Fig. 3.14 – Cargas na fundação e forças de reação do solo (adaptado de [44])

Existindo momento, a tensão aplicada no solo de fundação deixa de ser distribuída uniformemente por toda a sua área e passa a ser aplicada numa área mais pequena denominada por área efetiva, área onde a pressão do solo é assumida igualmente distribuída.

Em 1991, Fang propôs as seguintes expressões para determinar a área efetiva A_{ef} e as dimensões B_{ef} e L_{ef} de sapatas circulares.

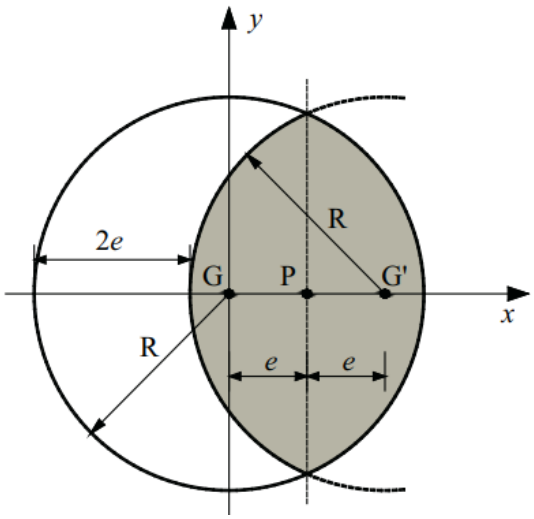


Fig. 3.15 – Sapata circular solicitada por carga vertical e momentos [33].

$$A_{ef} = \pi R^2 - 2\left[e\sqrt{R^2 - e^2} + R^2 \sin\left(\frac{e}{R}\right)^{-1}\right] \quad (3.21)$$

$$B_{ef} = L_{ef}\left(\frac{R-e}{R+e}\right)^{0,5} \quad (3.22)$$

$$L_{ef} = \left[A_{ef}\left(\frac{R+e}{R-e}\right)^{0,5}\right]^{0,5} \quad (3.23)$$

Se for q_{ult} a capacidade de carga determinada com dimensões da sapatas igual a B_{ef} e L_{ef}, então a carga de rotura da sapata (Q_{ult}) será:

$$Q_{ult} = q_{ult} \times A_{ef} = q_{ult} \times B_{ef} \times L_{ef} \quad (3.24)$$

3.3.1.2. Rigidez rotacional

Para um correto funcionamento do sistema (torre-fundação-solo), normalmente o fabricante define um valor mínimo para a rigidez rotacional, tendo que ser respeitado no projeto de uma fundação de um aerogerador. Esta rigidez está relacionada com a frequência natural de vibração do sistema que deve estar compreendida dentro de certos limites para permitir a correta operação do aerogerador.

A verificação é feita em estado limite de utilização para a combinação de ações características, para além disso, na norma IEC 61400-6 existem dois limites para a rigidez rotacional, o primeiro para simulações dinâmicas e um segundo limite quando é assumido que as propriedades do solo têm um carácter estático [45].

$$K_{R,dyn} = \frac{8G_0R^3}{3(1-\nu)} \quad (3.25)$$

$$G_0 = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (3.26)$$

onde,

$K_{R,dyn}$ é a rigidez rotacional dinâmica da fundação sujeita a momentos de derrube;
G_0 é o módulo de distorção inicial do solo de fundação;
R é o raio da fundação;
ν é o coeficiente de Poisson;
E é o modulo de elasticidade do solo.

Uma determinação mais precisa da rigidez rotacional pode ser efetuada com recurso a um modelo de elementos finitos da sapata no qual o solo pode ser explicitamente simulado, ou representado através de elementos de mola distribuídos sob a sapata, ver Figura 3.17. Um modelo deste tipo permite ter em conta a flexibilidade da sapata, sendo a rigidez determinada a partir de [47]:

$$K_\theta = \frac{M}{\theta} \tag{3.27}$$

onde M é o momento fletor, θ a rotação.

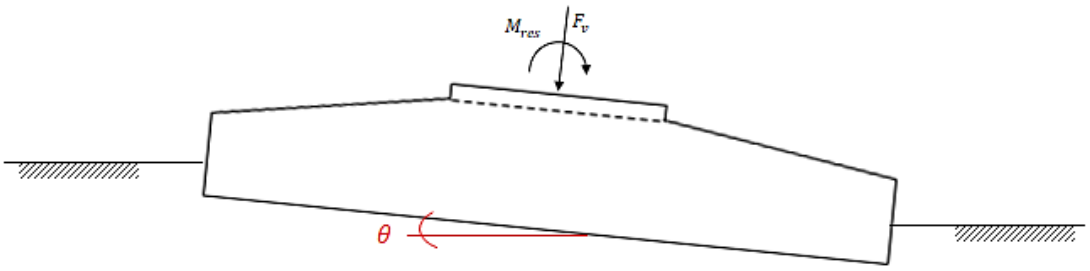


Fig. 3.16 – Rotação de uma sapata superficial de geometria circular

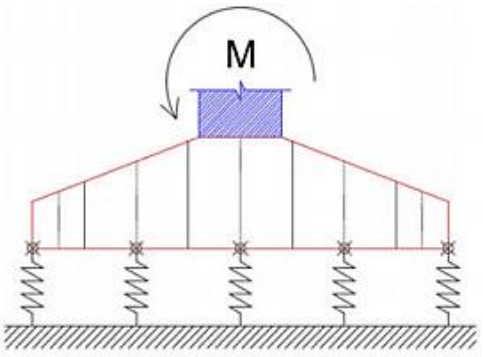


Fig. 3.17– Rigidez à rotação das sapatas [47].

O EC7 limita o assentamento total para fundações isoladas a 25 milímetros, podendo ser maiores desde que as rotações relativas se encontrem entre os limites (1/2000-1/300 em serviço e 1/150 em estado limite último).

Segundo a norma IEC 61400-6, a inclinação máxima admissível da fundação deve ser especificado pelo fabricante do aerogerador, para além de qualquer tolerância de construção.

Na ausência de critérios especificados pelo fabricante da turbina, a inclinação máxima não deverá ultrapassar 3 mm/m (0,17°).

3.3.2. VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DAS SAPATAS

3.3.2.1. Segurança ao derrube

Para realizar a verificação ao derrube é necessário verificar o equilíbrio de momentos, ver Figura 3.18. O procedimento mais simples considera a sapata como um corpo rígido, o momento de derrube e o momento estabilizador, ambos calculados na base da sapata.

As forças estabilizadoras devem ter em conta a carga vertical da turbina eólica (F_v), peso próprio da sapata (PP) e o solo de aterro, incluindo efeitos de flutuabilidade no caso de níveis freáticos elevados.

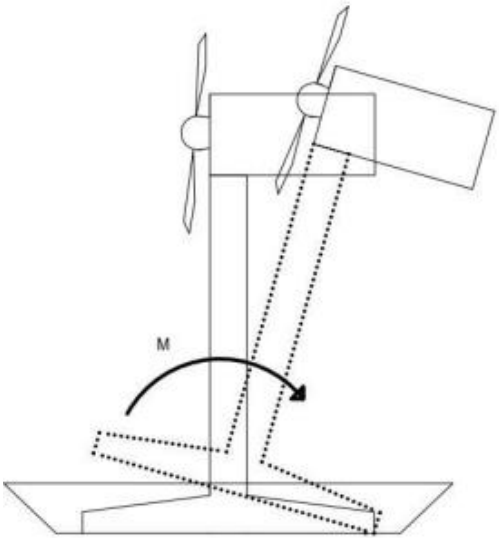


Fig. 3.18 – Derrube da fundação [48].

Para verificar a segurança ao derrube é necessário:

$$\frac{M_{d,estabilizador}}{\gamma_{Rd}} \geq M_{d,derrube} \tag{3.29}$$

onde:

$M_{d,derrube}$ é o valor do momento desestabilizador vindo da carga do vento e de outras cargas, incluindo o efeito de cargas horizontais e de torção, e incluindo factores de segurança parciais desfavoráveis para a carga.

$M_{d,estabilizador}$ valor do momento de estabilização da carga gravitacional e do aterro incluindo o factor de segurança parcial favorável.

- Momento de derrube

$$M_{d,derrube} = M_{Res} + F_h \times h \tag{3.30}$$

Onde M_{Res} é o momento resultante, F_h a força horizontal a atuar na base da torre e h a altura da sapata.

- Momento estabilizador:

$$M_{d,estabilizador} = (F_v + PP_{sapata} + PP_{solo}) \times \frac{B}{2} \tag{3.31}$$

onde F_v é a força vertical a atuar na base da torre, PP_{sapata} o peso próprio da sapata, PP_{solo} o peso próprio do solo sobre a sapata e B a largura da sapata.

Se a avaliação de derrube indicar que $M_{d,estabilizador}/M_{d,derrube} < 1{,}1$ a sua sensibilidade à localização do ponto de rotação da fundação será avaliada, e poderá ser necessária uma análise adicional mais pormenorizada.

O valor mínimo para γ_{Rd} será definido no Quadro 3.9.

Quadro 3.9 – Fatores mínimos de segurança parciais para o estado limite de equilíbrio (retirado da norma IEC 61400-6; IEC 2016)

	Factor de segurança parcial relativo á resistência γ_{Rd}
Material de solo	1,1
Rocha	1,0

3.3.2.2. Deslizamento pela base (GEO)

A resistência ao deslizamento é proporcionada pelo atrito na base da sapata e pelos impulsos passivos na face da sapata. No entanto, a favor da segurança, é usual desprezar os impulsos passivos na face da sapata já que estes requerem grandes deformações permanentes.

Segundo o EC7 sempre que a base da fundação está sujeita a forças horizontais deve ser feita a verificação da segurança relativamente ao deslizamento da fundação. Para além disso, se se estiver na presença de qualquer estrato de solo potencialmente fraco e fino abaixo da fundação deve ser tomado em conta na avaliação da capacidade de deslizamento.

$$\tau_{Ed} = \frac{H_d}{A_{ef}} < \tau_{Rd} \tag{3.32}$$

τ_{Ed} valores de projeto da tensão de rotura atuando na interface solo/estrutura;

H_d força horizontal atuante, incluindo o factor de segurança parcial desfavorável;

A_{ef} área efetiva da fundação;

τ_{Rd} valor de projeto da tensão de deslizamento do solo em estado limite último, incluindo fator de segurança parcial adequado sobre o material e/ou resistência.

Os valores de projeto da tensão de deslizamento do solo, τ_{Rd}, devem incorporar um fator não inferior aos valores indicados no Quadro 3.10.

Quadro 3.10 – Fatores parciais de segurança mínimos sobre o material e capacidade resistente em ELU

Parâmetros geotécnicos	Fator parcial de segurança sobre o material: Método 1	Fator parcial de segurança sobre resistência: Método 2
Ângulo de atrito ($\tan \emptyset'$), para solos granulares	1,25	1,0
Resistência ao corte não drenada (c_u) para solos coesivos	1,4	1,0
Capacidade de carga (q_{Rd})	1,0	1,0

A verificação de segurança ao deslizamento na base da sapata é expressa por:

$$H_{sd} \leq R_d + R_{p;d} \tag{3.33}$$

onde H_{sd} é o valor de cálculo da força horizontal atuante, R_d o valor de cálculo da força horizontal resistente mobilizada no contacto da fundação com o solo e $R_{p;d}$ é a resistência lateral mobilizada com o movimento da sapata (correspondente a uma parte ou à totalidade do impulso passivo).

Ao aplicar a carga horizontal H_{sd} na estrutura, ela pode deslocar-se lateralmente, no sentido da força que foi aplicada. Esse movimento vai mobilizar um impulso passivo (I_{pd}) no solo, que tenderá a contrariar a ação horizontal. O peso próprio da fundação (PP) e a carga vertical (V), proveniente da superestrutura, contrariam também esse deslocamento transversal [41], como demostrando na Figura 3.19.

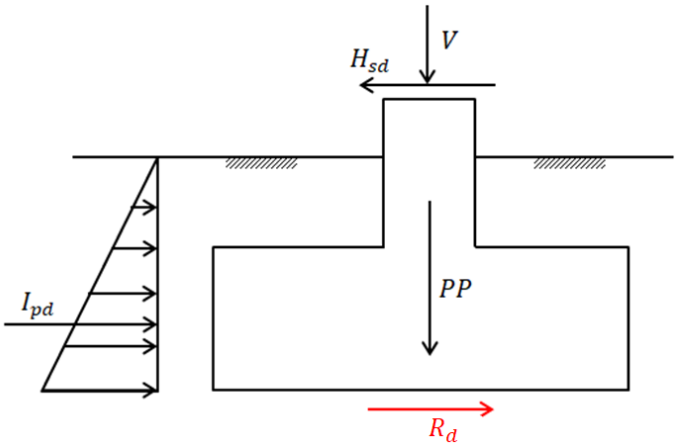


Fig. 3.19 – Deslizamento pela base (baseado em [42])

- Em condições drenadas (solos arenosos):

$$R_d = V'_d \times \frac{\tan \delta_k}{\gamma_{Rh}} = V'_d \times \tan(\delta_d) \tag{3.34}$$

sendo V'_d o valor de cálculo da força efetiva que atua perpendicularmente em relação à base da fundação, δ_k o valor característico do ângulo de resistência ao corte na interface da fundação com o solo e δ_d o valor de cálculo do ângulo de resistência ao corte na interface da fundação com o solo.

i) Sapatas betonadas diretamente no terreno (sem cofragem) $\delta_d = \emptyset_d{}'$
ii) Sapatas pré-fabricadas ou com baixa rugosidade no contacto: $\delta_d = \frac{2}{3}\ \emptyset_d{}'$

Concluindo, o deslizamento é verificado considerando apenas o atrito entre a fundação e o terreno. A força estática de atrito é comparada com a força horizontal agindo na base da torre. Essa comparação é feita de acordo com coeficientes de segurança. Por norma, não é um fator com muito significado para o dimensionamento da fundação de um aerogerador.

3.4. CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS

3.4.1. CAPACIDADE DE CARGA DE UMA ESTACA

Como referido anteriormente, uma estaca é um elemento estrutural esbelto posicionado verticalmente ou com uma ligeira inclinação, ver Figura 3.20, prolongada, ao longo da profundidade do terreno de maneira a transferir as cargas, provenientes da estrutura para as camadas do solo mais profundas.

Entende-se como capacidade resistente última de uma estaca o valor da carga máxima que pode ser aplicada na estaca para que o conjunto resista com a introdução da força sem que sofra rotura do solo, ou seja, é a resistência máxima disponível do conjunto solo-estaca.

A capacidade das estacas é definida pelo menor dos dois valores [18]:

- Resistência estrutural do material que constitui o elemento de fundação;
- Resistência do solo que lhe garante suporte.

Para cargas de compressão a capacidade de carga de uma estaca carregada axialmente, é igual à soma da resistência de ponta, R_b, e a resistência lateral, R_s . É de salientar que uma parte da resistência em questão, é utilizada para equilibrar o peso próprio da estaca (W) e, portanto, a capacidade de carga é igual a:

$$R_u = R_b + R_s - W \text{ (para estacas à compressão)} \tag{3.36}$$

Se a estaca suportar cargas de tração, a resistência de ponta não pode ser mobilizada, portanto, a capacidade é igual:

$$R_t = R_s + W \text{ (para estacas à tração)} \tag{3.37}$$

Por norma, ao realizar a verificação de segurança, o peso próprio da estaca é considerado através de uma carga adicionada à carga da estrutura.

A resistência de ponta pode ser calculada de acordo com a próxima expressão:

$$R_b = q_b \times A_b \tag{3.38}$$

em que, q_b simboliza a resistência de ponta unitária e, A_b corresponde à área da secção transversal da ponta da estaca.

A resistência lateral da estaca é dada por:

$$R_s = \int_0^D q_s\,(z)C(z)dz \cong \sum_i q_{s;i} \times A_{s;i} \tag{3.39}$$

onde, q_s simboliza a resistência lateral unitária, C é o perímetro da estaca e ambos podem variar em profundidade. Normalmente divide-se o solo em camadas e analisa-se a resistência lateral unitária constante em cada camada e multiplica-se pela área lateral da estaca em contacto com o estrato, A_s.

Para determinar as resistências unitárias, q_b e q_s é possível utilizar métodos analíticos, métodos semi-empíricos e testes de carga.

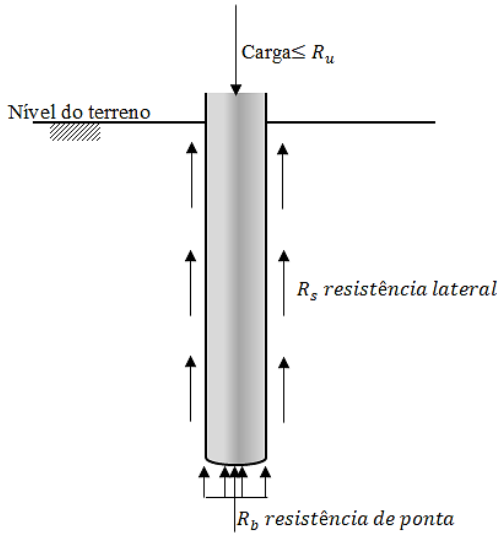


Fig. 3.20 – Estaca profunda

A equação para determinar a resistência lateral (R_s) apresenta elevadas incertezas uma vez que os parâmetros são fortemente influenciados pelo processo construtivo, para além disso, podem variar ao longo do fuste da estaca, [49].

É possível dividir as fórmulas clássicas da capacidade resistente de estacas em dois grupos dependendo do modelo constitutivo do solo [49]:

1. Modelo rígido-plástico: a resistência de ponta depende do nível de tensões e dos parâmetros de resistência ao corte do solo;
2. Modelo elástico perfeitamente plástico: a compressibilidade do material também tem influência.

Existe uma grande complexidade para realizar uma avaliação correta da resistência lateral unitária e da resistência de ponta unitária. Assim sendo, existe vários métodos para a avaliação destas quer sejam através da forma analítica ou empírica. Atualmente, os métodos empíricos são os mais utilizados por se basearem em ensaios que permitem diminuir as incertezas associadas. Existem diversos métodos em engenharia geotécnica baseados em ensaios de campo, como por exemplo o método de Bustamante e Gianeselli (1981), que será o método empregue neste trabalho.

O método de Bustamante e Gianeselli, também conhecido como Método Francês, baseia-se em mais de 400 casos práticos apoiando-se em correlações de resultados de ensaios geotécnicos com resultados de ensaios de carga de estacas protótipo e reais e em maciços com propriedades geotécnicas muito diferentes [50].

Este método foi desenvolvido com base, numa correlação entre a resistência de ponta resultantes do ensaio de penetração estática (CPT: *cone-penetration test)* e a pressão limite obtida através do pressiómetro de Ménard (PMT) para realizar uma previsão da capacidade de carga de estacas com o objetivo de procurar cumprir os seguintes requisitos [50]:

a) Satisfazer coeficiente de segurança razoável em relação à capacidade resistente do terreno;
b) Assegurar convenientes limitações de assentamentos verticais e movimentos horizontais das estacas, de tal forma que se garantam as condições de serviço da estrutura que suportam.

As resistências unitárias de ponta e lateral podem ser obtidas através das seguintes expressões:

- Para resultados baseados no ensaio CPT, a resistência de ponta unitária é dada por:

$$q_b = k_c q_{ce} \tag{3.40}$$

Onde k_c é o coeficiente de resistência de ponta do penetrômetro que depende do tipo de solo e q_{ce} é a resistência equivalente ao cone, representando a média dos resultados dos ensaios numa zona de influência que varia entre uma distância acima e abaixo da base da estaca como representado na Figura 3.21.

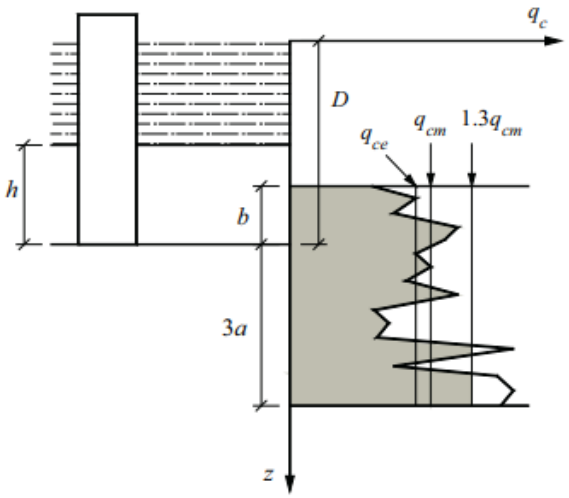


Fig. 3.21 – Cálculo da resistência equivalente do cone, q_{ce}

O coeficiente k_c depende da profundidade efetiva, D_{ef} determinada por:

$$D_{ef} = \frac{1}{q_{ce}} \int_{D-h_D}^{D} q_c(z)\, dz \tag{3.41}$$

Quadro 3.11 – Fator de capacidade de carga $\mathbf{k_c}$ proposto por Bustamante e Gianeselli [50].

Tipo de solo			Gama de valores medidos q_c (MPa)	k_c (ND)	k_c (D)
Argilas e siltes	A	Moles	<3	0,40	0,55
	B	Duras	3-6		
	C	Rijas (nas argilas)	>6		
Areias e Cascalhos	A	Soltos	<5	0,15	0,50
	B	Médios	8-15		
	C	Compactos	>20		
Talco/grés	A	Moles	<5	0,20	0,30
	B	Alterados	>5	0,30	0,45
	C	Consistentes	-	-	-

ND: Estacas sem deslocamento do terreno;
D: Estacas com deslocamento do terreno.

Quando se está perante uma camada homogénea, a resistência equivalente do cone é dada por:

$$q_{ce} = \frac{1}{b + 3a}\int_{D-b}^{D+3a} q_{cc}\,(z)\,dz \tag{3.42}$$

$$a = \max\left\{\frac{B}{2}; 0{,}5m\right\} \tag{3.43}$$

$$b = \min\{a; h\} \tag{3.44}$$

Onde, D é a profundidade da ponta da estaca, q_{cc} o perfil de resistência do cone corrigido, B a largura ou diâmetro da estaca, por fim, h é o comprimento embutido na camada do terreno.

- Para resultados baseados no ensaio CPT, a resistência lateral unitária é:

$$q_s(z) = \alpha_{pile-soil} f_{soil}[q_c(z)] \leq q_{smax} \tag{3.45}$$

Quadro 3.12 – Limites de resistência lateral unitária utilizando o ensaio CPT [50].

Tipo de estaca		Argilas e Siltes					Areias e Cascalhos			Talco	
		A	B		C		A	B	C	A	B
Moldadas sem tubo	β	-	-	75 (1)	40	80	200	200	200	125	80
	q_{smax} (kPa)	15	40	80	-	-	-	-	120	40	120
Moldadas com tubo recuperado	β	-	100	100 (2)	-	100	250	250	300	125	100
	q_{smax} (kPa)	15	40	60	40	80	-	40	120	40	80
Cravadas com tubo metálico fechado	β	-	120		150		300	300	300	(3)	
	q_{smax} (kPa)	15	40		80		-	-	120		
Cravadas de betão pré-fabricado	β	-	75		-		150	150	150	(3)	
	q_{smax} (kPa)	15	80		80		-	-	120		

(1) Remoldadas e com endentamento nas paredes;
(2) Moldadas a seco, sem rotação dos tubos;
(3) É necessário fazer ensaios quando o talco se encontra abaixo do NF, em que o q_s pode ser significativamente afetado.

O ensaio *in situ* mais utilizado em tudo o mundo, é o ensaio SPT (*standard penetration test*). No entanto, o ensaio CPT é bastante mais correto por ser um ensaio automatizado fazendo com que os seus resultados não dependem do operador, mas não é possível recolher amostras através do CPT.

Normalmente o ensaio SPT é a base da prospecção geotécnica, uma vez que as sondagens realizadas, permitem recolher as amostras e assim reconhecer as características dos solos atravessados pelo amostrador normalizado.

Contudo, existem correlações dos parâmetros dos CPT e PMT com os ensaios de STP. A Figura 3.22 apresenta uma proposta, conferida para o dimensionamento de estacas.

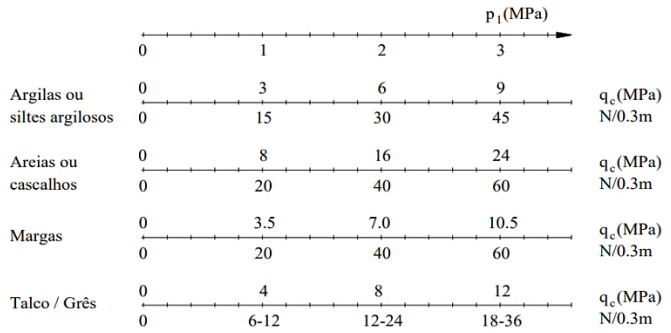


Fig. 3.22 – Conversão de p_l *e/ou* q_c em NSPT para estacas ou vice-versa [50].

4

CASO DE ESTUDO

4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

4.1.1. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS (MEF)

Atualmente, as simulações computacionais, têm vindo a tornar-se cada vez mais utilizadas em engenharia, mais concretamente em Geotecnia para realizar análises e melhorar a qualidade dos projetos.

A maioria das análises é realizada por *softwares* que utilizam o Método dos Elementos Finitos (MEF), sendo este um dos métodos mais utilizados para o cálculo geotécnico.

Este método consiste em dividir a geometria sujeita aos carregamentos, em fragmentos de dimensões mais pequenas, designados por elementos finitos, encontrando-se unidos num determinado número de nós.

A precisão do método é dependente do número de nós, dos elementos, do tamanho e dos tipos de elementos de malha. Ou seja, quanto mais elementos e quanto menor a sua dimensão, maior a precisão nos resultados da análise.

É importante salientar, que para obter resultados realistas a aplicação deste método, requer uma sensibilidade significativa do utilizador devido à geometria da fundação, do tamanho e do número de elementos que constituem a malha bem como as condições de fronteira.

Para além disto, os resultados obtidos devem ser observados com um elevado sentido crítico, no caso de existirem erros ao quantificar os parâmetros necessários para o modelo, aqueles devem ser detetados durante a avaliação criteriosa dos resultados.

4.1.2. *SOFTWARE – AUTODESK ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS*

O *Autodesk Robot Structural Analysis*, usado na presente dissertação, é uma ferramenta de análise estrutural através do método dos elementos finitos que permite realizar análises lineares e não lineares.

Com esta ferramenta, é possível utilizar diferentes tipos de elementos finitos, como por exemplo um elemento de barra, de estado plano de tensão, de laje ou de casca.

Na presente dissertação, com o auxílio deste *software*, serão utilizados elementos finitos de casca para representar uma sapata circular de um aerogerador com vista a realizar uma análise da estabilidade.

4.2. MODELAÇÃO DE UMA FUNDAÇÃO SUPERFICIAL

Neste subcapítulo, vão ser descritos todos os processos necessários para modelar um tipo de fundação das mais utilizadas na construção de torres eólicas: uma sapata de betão com geometria circular.

4.2.1. CARACTERÍSTICAS DO CASO EM ESTUDO

4.2.1.1. Parâmetros geotécnicos

Os parâmetros geotécnicos representados no Quadro 4.1 representam as condições reais do local em análise para a implementação da turbina eólica em estudo.

Quadro 4.1 – Parâmetros geotécnicos a utilizar para o dimensionamento da fundação

Peso próprio do solo, γ (kN/m3)	Ângulo de atrito sapata/fundação ϕ (º)	ν	Es (MPa)	$\boldsymbol{\sigma_{adm}}$ (kPa)
18	30	0,3	1000	300

sendo ν o coeficiente de Poisson, Es o módulo de Young e por fim, σ_{adm} a tensão admissível do solo.

Para representar o comportamento do maciço que suporta a sapata no modelo, foram implementados apoios elásticos verticais na base da fundação. Para incorporar esta rigidez, considerou-se que o solo é representado por um conjunto de molas independentes, com um comportamento elástico em compressão e sem resistência à tração.

O parâmetro da rigidez vertical que representa o solo da fundação (K_v) é determinada pela Equação 4.1, considerando o solo como um meio linear elástico, isotrópico e semi-indefinido.

$$K_v = \frac{4GR}{1-\nu} \tag{4.1}$$

onde G é o módulo de distorção do solo de fundação, R o raio da sapata e ν o coeficiente de Poisson do solo de fundação.

O módulo de distorção do solo de fundação é determinado por:

$$G = \frac{Es}{2(1+\nu)} = \frac{1000 \times 10^3}{2(1+0{,}3)} = 384\,615{,}3846\ KPa \tag{4.2}$$

$$K_v = \frac{4GR}{1-\nu} = \frac{4 \times 384\,615{,}3846 \times 9}{1-0{,}3} = 19\,780\,219{,}78\ KN/m \tag{4.3}$$

Em relação aos apoios elásticos, se se considerar uma área de influência igual à área da sapata, com um valor de 254,469 m^2 a rigidez da mola tomará o valor igual a 77 731,35 KN/m^3 :

$$K = \frac{K_v}{A_{sapata}} = 77\,731{,}35\ KN/m^3 \tag{4.4}$$

A mola foi definida como não linear no Robot, ver Figura 4.1, ou seja, existe deslocamento da sapata.

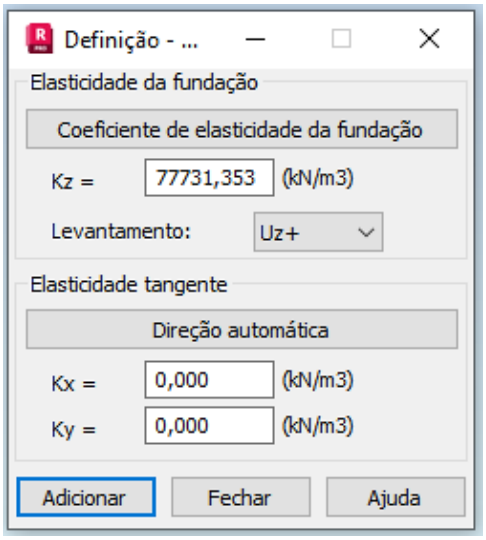


Fig. 4.1 – Definição dos parâmetros de elasticidade da fundação

4.2.1.2 Geometria da fundação

Trata-se de uma fundação circular com diâmetro exterior igual a 18 metros e o diâmetro do pedestal equivalente a 5,60 metros, com uma altura máxima de 3,0 metros, conforme ilustrado na Figura 4.2. A principal tarefa da fundação, consiste no suporte da torre com 95 metros de altura e um rotor de diâmetro igual a 100 metros (V100-2.0 MW).

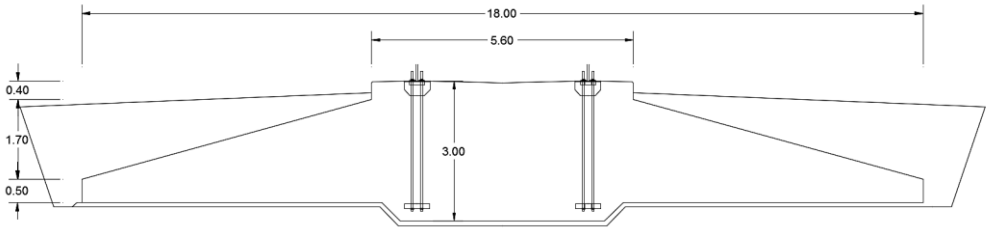


Fig.4.2 – Vista, em corte, da fundação

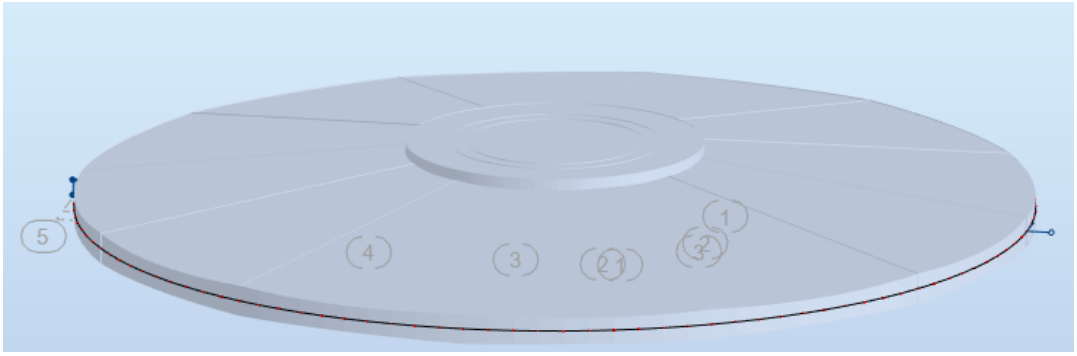


Fig.4.3 – Fundação circular em três dimensões

Quadro 4. 2 – Características da sapata

Características	Valor
Classe de resistência do betão da sapata	C35/45
Classe de resistência do betão de pedestal	C45/55
Classe de resistência das armaduras passivas	500NR SD
Grout não retráctil	Resistência mínima: C100/115

Neste estudo, para o aterro sobre a sapata foi assumido um peso específico igual a $18\ \mathrm{kN/m^3}$.

Foi gerada uma malha de elementos finitos, logo depois da definição do solo e da fundação (ver Figura 4.4). Obteve-se uma malha com 715 nós e 868 elementos. Como se trata de uma modelação 3D, cada nó da malha de elementos finitos apresenta seis graus de liberdade, três translações (ux, uy e uz) e duas rotações (θx, θy).

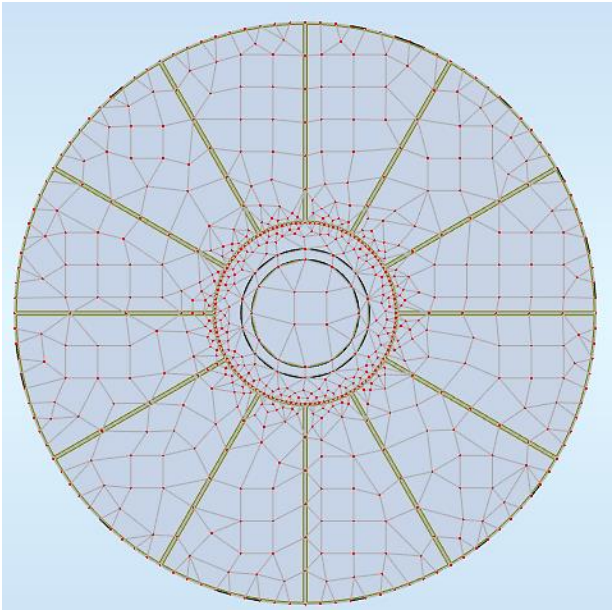


Fig. 4.4 – Visão do *software*: malha de elementos finitos

4.2.2. AÇÕES DE PROJETO

No Quadro 4.3 são apresentadas as ações para os diversos casos de carga. Retiradas de [54]. O ponto de aplicação das forças e os respetivos eixos estão representados na Figura 4.5.

Quadro 4.3 – Ações a ter em conta no dimensionamento da fundação do aerogerador (valores de coeficientes de segurança não incluídos)

Cargas	F_{Res} (kN)	F_v (kN)	$M_{Torção}$ (kNm)	M_{Res} (kNm)
ELU anormal	847	2 636	1 284	69 890
ELU normal	589,6	2 599	987	51 330
ELS CARAC.	603	2 773	3 028	51 327
ELS QP	323	2 727	1 026	30 262

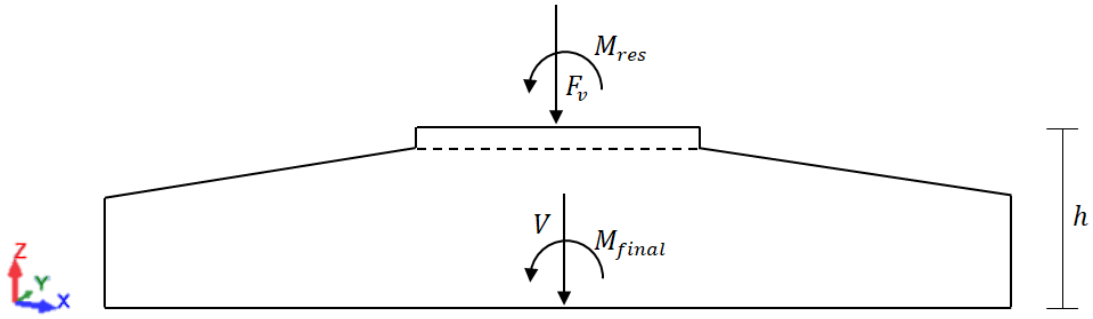
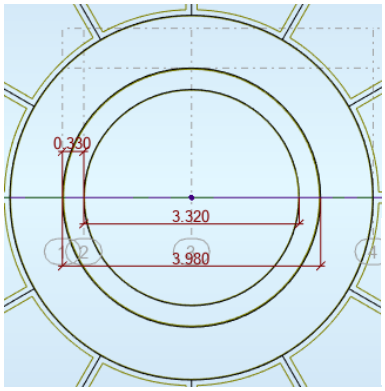


Fig. 4.5 – Cargas atuantes na superfície e na base da fundação

4.2.3. AÇÕES DE CÁLCULO

A introdução das forças atuantes no modelo foi efetuada através de forças distribuídas pela área de contacto entre a flange da torre e a superfície do pedestal, estaticamente equivalentes às forças e momentos definidos pelo fabricante. Para o efeito foram determinados os valores do diâmetro exterior e do diâmetro interior da flange na base da torre, ver Figura 4.6.



D_{int}	3,32 metros
D_{ext}	3,98 metros
R_{int}	1,66 metros
R_{ext}	1,99 metros

Fig. 4.6 – Diâmetros da flange na base da torre

Com a geometria em planta da flange foi determinada a inércia pela seguinte expressão:

$$I = \frac{\pi \times (D_{ext}^4 - D_{int}^4)}{64} = 6{,}353\ m^4 \tag{4.5}$$

onde D_{ext} é o diâmetro exterior e D_{int} é o diâmetro interior.

Os cálculos seguintes exemplificam a determinação das ações introduzidas no modelo para a combinação de ações designada de ELU anormal no Quadro 4.3

A pressão devida à força vertical atuante na base da torre vem dada pela Equação 4.6.

$$V = \frac{F_v}{A} = \frac{2\,636}{\pi\,(R_{ext}^2 - R_{int}^2)} = 697\ KN/m^2 \tag{4.6}$$

onde F_V é a força vertical fornecida pelo fabricante que representa o peso da torre e A a área onde a carga atua.

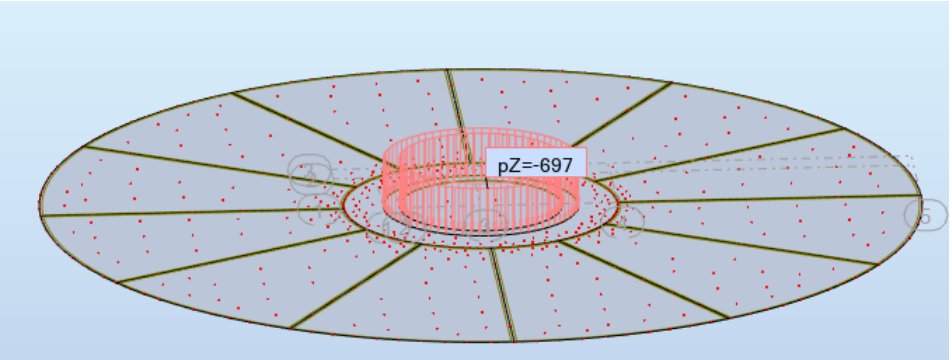


Fig. 4.7 – Força vertical em toda a área do pedestal

Em segundo lugar, calculou-se a distribuição de tensões devidas ao momento fletor na base da fundação:

$$\sigma_{ext} = \frac{M}{I} \times R_{ext} \tag{4.7}$$

onde,

$$M = M_{res} + F_{res} \times h = 69\,890 + 847{,}20 \times 3 = 72\,432\ KN.m \tag{4.8}$$

sendo,

M_{res} o momento flector actuante devido à acção do vento;
F_{res} a força horizontal resultante da ação do vento.
h a altura da fundação

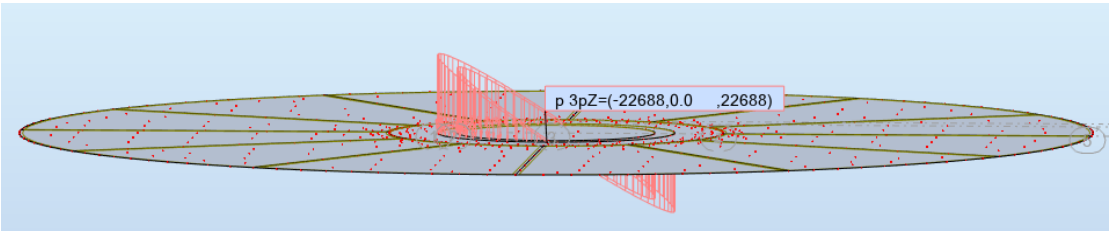


Fig. 4.8 – Momento a atuar como uma tensão

Por fim, mas não menos importante, determinou-se o peso próprio do solo que atua sobre toda a sapata de um aerogerador, ver Figura 4.9, através da equação 4.9 e 4.10.

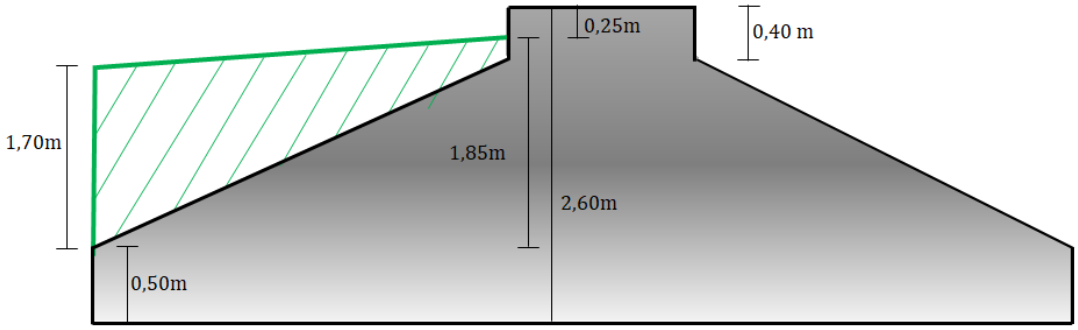


Fig. 4.9 – Desenho esquemático representando o peso do solo distribuído ao longo da sapata

$$P_{aterro,1} = \gamma \times (1{,}70) = 30{,}6\ KN/m^2 \tag{4.9}$$

e

$$P_{aterro,2} = \gamma \times (0{,}15) = 2{,}7\ KN/m^2 \tag{4.10}$$

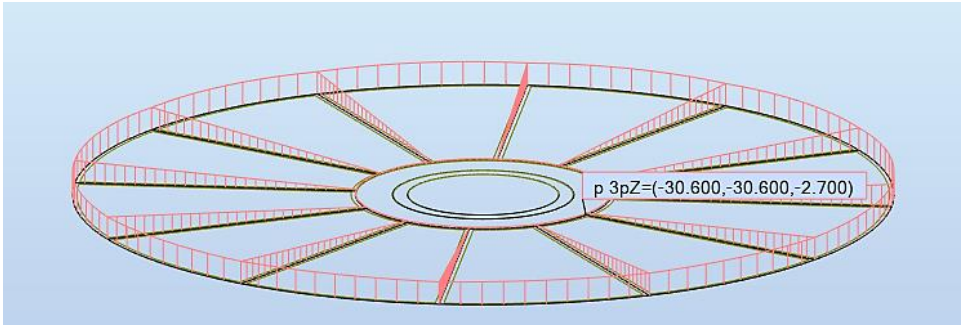


Fig. 4.10 – Peso próprio do solo sobre a sapata

Para determinar o peso próprio da sapata e do aterro, foi necessário dividir a fundação em secções como representado na Figura 4.11 e na Figura 4.12.

- Peso próprio da sapata com secção circular

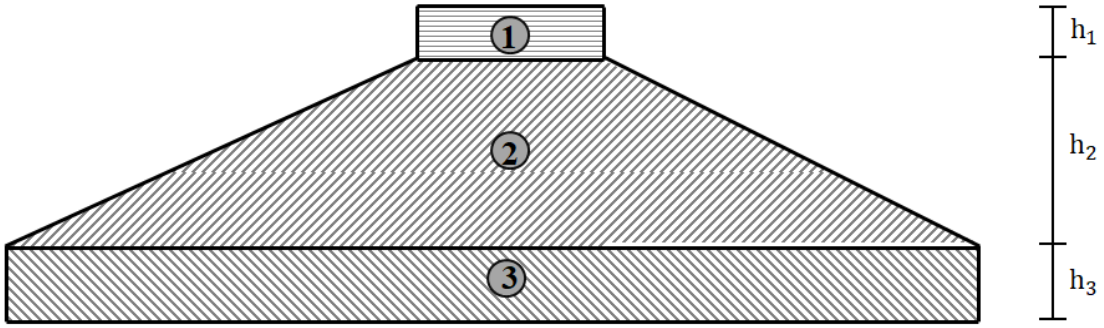


Fig. 4.11 – Sapata dividida em 3 secções

Sendo,

$$V_1 = \pi \times \text{Rpedestal}^2 \times h_1 = \pi \times \left(\frac{5{,}60}{2}\right)^2 \times 0{,}40 = 9{,}852\ m^3 \tag{4.11}$$

$$V_2 = \frac{\pi \times h_2}{3} \times (R^2 + R \times r + r^2) = \frac{\pi \times 1{,}70}{3} \times (9^2 + 9 \times 2{,}8 + 2{,}8^2) = 203{,}018\ m^3 \tag{4.12}$$

$$V_3 = \pi \times R^2 \times h_3 = \pi \times \left(\frac{18}{2}\right)^2 \times 0{,}50 = 127{,}234\ m^3 \quad (4.13)$$

Logo,

$$\text{PP sapata} = (9{,}852 + 203{,}018 + 127{,}234) \times 25 = 8\,503\ KN/m^2 \quad (4.14)$$

- Peso próprio do solo

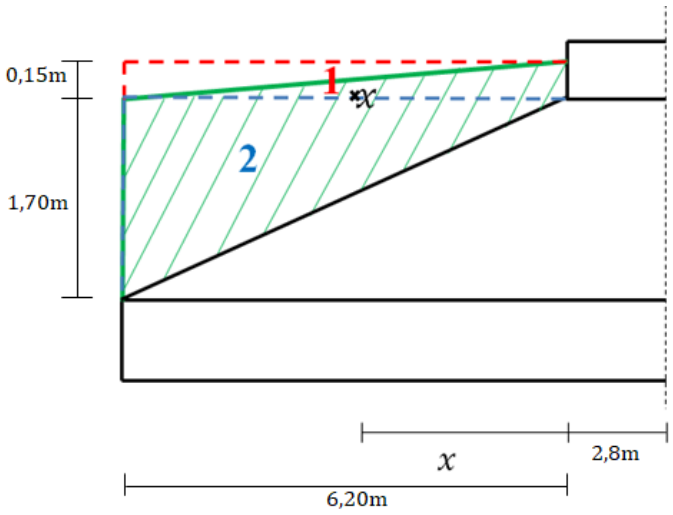


Fig. 4.12 – Solo dividido em secções

Inicialmente determinou-se o centro geométrico (centróide) do solo.

$$x = \frac{\sum x_i A_i}{\sum A_i} = \frac{\frac{6{,}20}{2} \times (6{,}20 \times 0{,}15) + \left(\frac{1{,}70 \times 6{,}20}{2}\right) \times \frac{2}{3} \times 6{,}20}{(6{,}20 \times 0{,}15) + \left(\frac{1{,}70 \times 6{,}20}{2}\right)} = 4{,}0m \quad (4.15)$$

$$d = x + 2{,}8 = 6{,}8\ m \quad (4.16)$$

Sendo,

$$V = (A_{\,tri\hat{a}ngulo,1} + A_{\,tri\hat{a}ngulo,2}) \times \text{Perímetro} = \quad (4.17)$$

$$= \left(\frac{1{,}70 \times 6{,}20}{2} + \frac{0{,}15 \times 6{,}20}{2}\right) \times 2\pi \times 6{,}8 = 5{,}74 \times 43 = 247\ m^3$$

Logo,

$$\text{PP aterro} = V \times \gamma_{solo} = 247 \times 18 = 4\,446\ KN/m^2 \quad (4.18)$$

Quadro 4.4 – Resumo das forças atuantes na base da fundação no ELU e no ELS

	F_v (KN/m^2)	PP sapata (KN/m^2)	PP aterro (KN/m^2)	M_{final} $(KN.m)$
ELU	2 636,00	8 503	4 446	72 432
ELS	2 727,24	8 503	4 446	31 231

4.2.4. COMBINAÇÃO DE AÇÕES

A combinação 1 e a combinação 2 foram estudadas em estado limite último (ELU). No entanto, a combinação 3 encontra-se em estado limite de serviço (ELS) com as cargas quase permanentes.

Foram consideradas as seguintes combinações de ações:

Combinação 1 (ELU anormal):

$$1{,}1 \times M_{res}" + "1{,}35 \times P_{aterro}" + "1{,}1 \times F_V" + "1{,}35 \times PP_{sapata} \quad (4.19)$$

Combinação 2 (ELU anormal):

$$1{,}1 \times M_{res}" + "1{,}0 \times P_{aterro}" + "1{,}0 \times F_V" + "1{,}0 \times PP_{sapata} \quad (4.20)$$

Combinação 3 (ELU normal):

$$1{,}35 \times M_{res}" + "1{,}35 \times P_{aterro}" + "1{,}35 \times F_V" + "1{,}35 \times PP_{sapata} \quad (4.21)$$

Combinação 4 (ELU normal):

$$1{,}35 \times M_{res}" + "1{,}0 \times P_{aterro}" + "1{,}0 \times F_V" + "1{,}0 \times PP_{sapata} \quad (4.22)$$

Combinação 5 (ELS QP):

$$1{,}0 \times M_{res}" + "1{,}0 \times P_{aterro}" + "1{,}0 \times F_V" + "1{,}0 \times PP_{sapata} \quad (4.23)$$

Para análise global da estrutura optou-se por utilizar a combinação 1 e a combinação 2 uma vez que a grandeza dos seus valores é condicionante no seu dimensionamento.

4.2.5. DIMENSIONAMENTO GEOTÉCNICO

4.2.5.1. Capacidade de carga do solo de fundação

➔ Estado Limite Último (ELU)

Segundo a norma IEC 61400-6 existem dois conjuntos de coeficientes parciais de segurança a aplicar às propriedades do solo, como representado do Quadro 4.5.

Quadro 4.5 – Fatores de segurança parciais mínimos, estado limite último

	Método 1	Método 2
Ângulo de atrito ($\emptyset$ ')	$\frac{30°}{1,25} = 24° = \frac{2\pi}{15} rad$	$\frac{30°}{1,00} = 30° = \frac{\pi}{6} rad$
Resistência não drenada (c_u)	0	0
Capacidade de carga (q_{adm})	$\frac{q_{ult}}{1,0}$	$\frac{q_{ult}}{2,0}$

- Combinação 1:

No caso de fundações das turbinas eólicas é introduzido um momento fletor, surgindo assim a necessidade de considerar que a carga vertical é aplicada com uma determinada excentricidade

$$e = \frac{M}{V} = \frac{72\,432 \times 1,1}{2\,636 \times 1,1 + 8\,503 \times 1,35 + 4\,446 \times 1,35} = 3,9 \quad (4.24)$$

Onde M é o momento fletor resultante na base da fundação multiplicado pelo fator de segurança e a V a força vertical a atuar na base da fundação.

A área efetiva (A_{ef}) assim como as dimensões da sapata circular (B_{ef} e L_{ef}) são iguais para ambos os métodos:

$$A_{ef} = 2\left[R^2 \arccos\left(\frac{e}{R}\right) - e\sqrt{R^2 - e^2}\right] = 118,60\ m^2 \quad (4.25)$$

$$B_{ef} = L_{ef}\left(\frac{R - e}{R + e}\right)^{0,5} = 8,63\ m \quad (4.26)$$

$$L_{ef} = \left[A_{ef}\left(\frac{R + e}{R - e}\right)^{0,5}\right]^{0,5} = 13,73\ m \quad (4.27)$$

Método 1:

Para determinar os coeficientes adimensionais da capacidade de carga através das seguintes expressões:

$$N_c = (N_q - 1)\cot \emptyset' = 19,323 \quad (4.28)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \emptyset'} \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\emptyset'}{2}\right) = 9,603 \quad (4.29)$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1)\tan \emptyset' = 7,661 \quad (4.30)$$

Quadro 4.6 – Coeficientes corretivos (ELU): Método 1

Inclinação da base da fundação	$b_c = 1$	$b_q = 1$	$b_\gamma = 1$
Forma da fundação (circular)	$s_c = 1{,}45$	$s_q = 1{,}41$	$s_\gamma = 0{,}7$
Inclinação da carga	$i_c = 1$	$i_q = 1$	$i_\gamma = 1$

Logo,

$$q_{ult} = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma B_{ef} N_\gamma$$
$$= 0 + (18 \times 2{,}2) \times 9{,}603 \times 1 \times 1{,}41 \times 1 + \frac{1}{2} \times 18 \times 18 \times 7{,}661 \times 1 \times 0{,}7 \times 1 = \quad (4.31)$$
$$= q_{ult} = 1\,405 \text{ kPa}$$

Para verificar a segurança é necessário aplicar o coeficiente de segurança à capacidade de carga do solo, obtendo a tensão admissível do solo:

$$q_{admissível} = \frac{q_{ult}}{1{,}0} > \frac{F_v}{A_{ef}} = \quad (4.32)$$
$$\frac{1\,405}{1{,}0} > \frac{2\,636 \times 1{,}1 + 8\,503 \times 1{,}35 + 4\,446 \times 1{,}35}{118{,}60} =$$
$$= 1\,405 \text{ KPa} > 172 \text{ KPa}$$

A segurança é verificada.

Método 2:

Os coeficientes adimensionais da capacidade de carga são definidos da seguinte forma.

$$N_c = (N_q - 1)\cot \emptyset' = 30{,}138 \quad (4.33)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \emptyset'} \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\emptyset'}{2}\right) = 18{,}401 \quad (4.34)$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1)\tan \emptyset' = 20{,}093 \quad (4.35)$$

Os coeficientes corretivos são determinados pelas expressões apresentadas no capítulo anterior.

Quadro 4.7 – Coeficientes corretivos (ELU): Método 2

Inclinação da base da fundação	$b_c = 1$	$b_q = 1$	$b_\gamma = 1$
Forma da fundação (circular)	$s_c = 1{,}53$	$s_q = 1{,}5$	$s_\gamma = 0{,}7$
Inclinação da carga	$i_c = 1$	$i_q = 1$	$i_\gamma = 1$

Logo,

$$q_{ult} = 0 + (18 \times 2{,}2) \times\ 18{,}401 \times 1 \times 1{,}5 \times 1 + \frac{1}{2} \times 18 \times 18 \times 20{,}093 \times 1 \times 0{,}7 \times 1 = \\ = q_{ult} = 3\,372 \text{ kPa} \tag{4.36}$$

$$q_{admissível} = \frac{q_{ult}}{2{,}0} > \frac{F_v}{A_{ef}} = \tag{4.37}$$

$$\frac{3\,372}{2{,}0} > \frac{2\,636 \times 1{,}1 + 8\,503 \times 1{,}35 + 4\,446 \times 1{,}35}{118{,}60} = \\ = 1\,686 \text{ KPa} > 172 \text{ KPa} \tag{4.38}$$

Isso significa que a capacidade de suporte do solo é de 1 686 kPa, muito superior à tensão que a sapata exerce no solo, posto isto, a segurança é verificada.

4.2.5.2. Rigidez rotacional

A rigidez do solo e a sua interação com a fundação podem ser modeladas por meio de elementos finitos de maneira a representar o solo e os elementos da base da fundação. Utilizou-se um método simples e mais económico para simular a rigidez do solo sobre o comportamento dinâmico da torre, utilizando modelos discretizados com molas com comportamento não linear para representar a rigidez do solo.

Na sapata de betão armado, com as características geométricas referidas anteriormente, foram inseridos elementos de mola nos nós da base da sapata com a intenção de simular a interação da rigidez do solo com a estrutura, conforme representado na Figura 4.13.

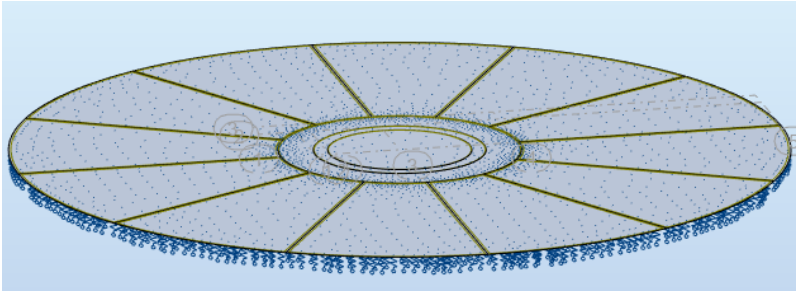


Fig. 4.13 – Elementos de mola nos nós da base da sapata

A Figura 4.14 e a Figura 4.15 exibem os deslocamentos resultantes do modelo em análise.

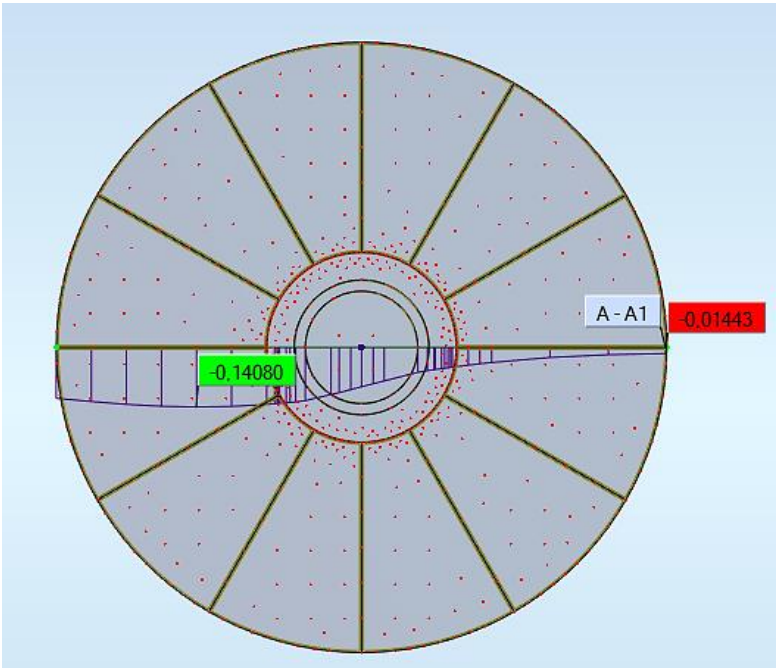


Fig. 4.14 – Os deslocamentos da combinação 3 (em corte)

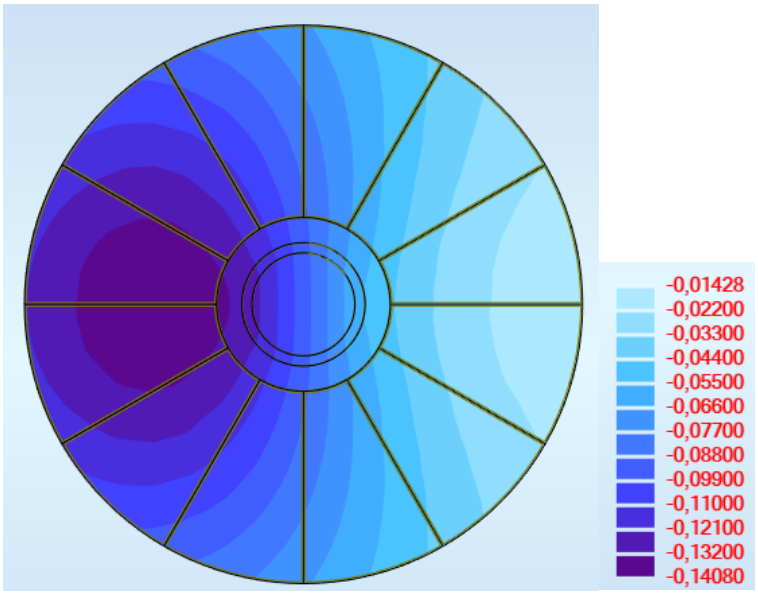


Fig. 4.15 – Mapa de cores: deslocamentos (em cm)

Foram analisados os deslocamentos representados a vermelho (ver Figura 4.14) por se tratarem de deslocamentos localizados onde está aplicada a torre, sendo os mais importantes nas análises realizadas.

Na Figura 4.16 está ilustrada graficamente a deformada em função da distância e do deslocamento.

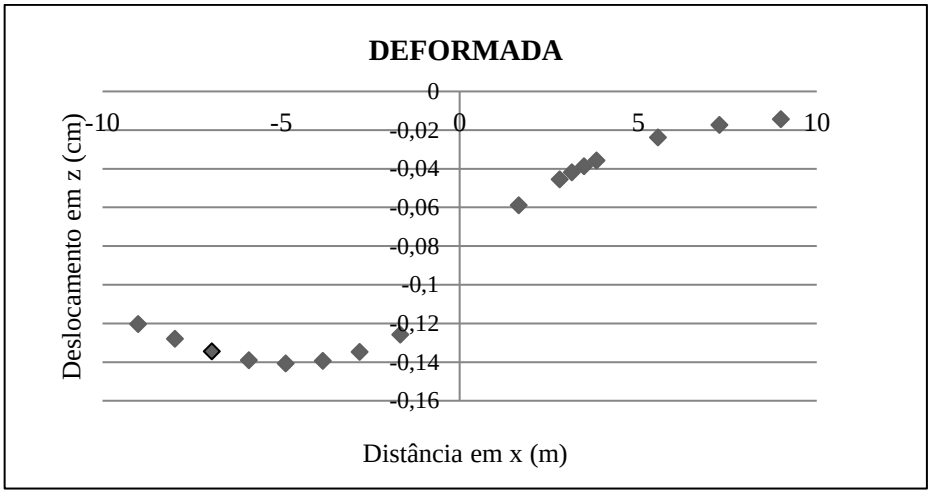


Fig. 4.16 – Deformada da sapata

Através da deformada é possível realizar uma previsão dos momentos fletores resultantes. Na zona onde se observar uma função com a segunda derivada negativa (côncava) é esperado a ocorrência de momentos fletores negativos.

Para determinar a rigidez rotacional, obteve-se o valor das rotações pelo método numérico, e de seguida dividiu-se o momento fletor da combinação quase permanente pelo ângulo de rotação. Este ângulo de rotação é apenas o declive da deformada.

Sendo,

$$K_{R,dyn} = K_\theta = \frac{M_{cqp}}{\theta} \tag{4.39}$$

$$\theta_{cqp} = \frac{(-0{,}05889 - (-0{,}12582)) \times 10^{-2}}{1{,}66 \times 2} = 0{,}000202\ rad \tag{4.40}$$

$$0{,}000202\ rad \times 1000 = 0{,}202\ mm/m \tag{4.41}$$

Logo,

$$K_{R,dyn} = K_\theta = \frac{M_{cqp}}{\theta} = \frac{30262{,}04 \times 10^{-6}}{0{,}000202} = 150\ GNm/rad \tag{4.42}$$

De acordo com o documento de carga de fundações para o aerogerador V100-2.0 MW, a fundação deve atender aos requisitos de rigidez rotacional mínima especificado pelo fabricante, neste caso, deve ser pelo menos $C_{\varphi,dyn} \geq 20\ \mathrm{GNm/rad}$ para que as cargas sejam válidas. Posto isto, neste caso a rigidez da sapata apresentou um valor igual a $150\ \mathrm{GNm/rad}$ o que permite concluir que esta solução é válida.

4.2.6. VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE

Nas sapatas sujeitas a forças horizontais e/ou momentos fletores é importante verificar a segurança ao deslizamento e derrube da fundação.

4.2.6.1. Segurança ao derrube (ELU)

Para verificar a segurança ao derrube é necessário respeitar a seguinte condição:

$$M_{d,estabilizador} \geq \gamma_{Rd} \times M_{d,derrube} \tag{4.43}$$

Sendo,

$M_{d,estabilizador}$, momentos estabilizantes;
$M_{d,derrube}$, momentos de derrube.

Os momentos estabilizantes são resultado da ação do peso próprio da sapata, aterro e aerogerador.

$$\text{PP sapata} = (9{,}852 + 203{,}018 + 127{,}234) \times 25 = 8\,503 \text{ KN/m}^2 \tag{4.44}$$

$$M_{d,estabilizador} = (F_v + PP_{sapata} + PP_{aterro}) \times \frac{18}{2} \tag{4.45}$$

Os momentos de derrube são originados, maioritariamente pela ação do vento, neste caso, traduzidos pela aplicação de um momento fletor e um esforço horizontal, aplicado na base da torre. No Quadro 4.8 apresenta-se a verificação de segurança ao derrube.

Quadro 4.8 – Verificação da segurança ao derrube

Casos de carga	$M_{d,derrube}$ (kN.m)	$\gamma_{Rd} \times M_{d,derrube}$ (kN.m)	F_v (kN)	$M_{d,estabilizador}$ (kN.m)	A segurança é verificada?
COMB1 (ELU anormal)	72 432	$1{,}1 \times 72\,432 = 79\,675{,}2$	2 636	140 265	Sim

4.2.6.2. Deslizamento pela base

O ângulo de resistência ao corte na interface da fundação com o terreno é determinado através da seguinte expressão.

$$\delta_d = \frac{2}{3} \times \tan^{-1}\left(\frac{\tan \emptyset'}{1{,}25}\right) = 16{,}53° \tag{4.46}$$

As forças que destabilizam a estrutura relativamente ao deslizamento, são as forças com direção horizontal, neste caso a força F_{res}. Desprezou-se o momento torsor devido ao seu reduzido valor comparativamente ao momento resultante na base da fundação.

- Estado Limite Último (Combinação 1)

$$W = 8\,503 + 4\,446 + 2\,636 = 15\,585\ \text{kN} \quad (4.47)$$

$$F_{estab} = 15\,585\ \times \tan 16{,}53° = 4\,626\ \text{kN} \quad (4.48)$$

$$F_{desest} = 847{,}20\ \text{kN} \quad (4.49)$$

Quadro 4.9 – Verificação da segurança ao deslizamento

Casos de carga	W (kN)	F_{estab} (kN)	F_{desest} (kN)	$1{,}5 \times F_{desest}$ (kN)	A segurança é verificada?
COMB1 (ELU)	16 107	4 626	847,20	1 271	Sim

4.3. MODELAÇÃO DE UMA FUNDAÇÃO PROFUNDA

4.3.1. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO LOCAL

O caso de estudo baseia-se na análise de uma fundação profunda de um aerogerador fabricado pela empresa VESTAS tratando-se do mesmo caso anterior.

Para o estudo da geologia da zona em apreço, foram realizados 9 ensaios SPT (*Standard Penetration Test*) no interior de uma sondagem à rotação, com um total de 21 metros perfurados. Com este ensaio foi possível determinar as propriedades geotécnicas das diferentes camadas em profundidade.

Além destes ensaios, foram realizados ensaios de laboratório para obter a granulometria do solo, os limites de consistência, o teor em água e a densidade das partículas.

No Quadro 4.10 são apresentadas as diferentes características dos materiais encontrados em profundidade.

Quadro 4.10 – Características geotécnicas dos materiais intersetados

Profundidade (m)	Formações Intersetadas	Intervalos N_{SPT} (nº pancadas)	γ (kN/m^3)	Ø' (°)	Coesão (kPa)	E (MPa)
0,0 – 5,0	Aterros com solos areno siltosos e calhaus	3 - 6	14 - 15	24 – 26	---	2 – 8
5,0 – 10,5	Solos areno argilosos	> 50	19 - 20	26 -28	30 – 50	30 – 80
10,5 – 13,8	Maciço rochoso (W4-5)	---	21 - 22	25 – 30	75 – 100	600 - 800
13,8 – 16,5	Maciço rochoso (W4-3)	---	22 - 23	30 - 35	100 - 150	800 - 1200

16,5 – 19,5	Maciço rochoso (W5)	> 50	20 - 21	24 - 28	50 – 75	400 – 600
19,5 – 21,0	Maciço rochoso (W4-3)	---	22 - 23	30 - 35	100 - 150	800 - 1200

onde, γ é o peso volúmico, Ø é o ângulo de atrito e E é o módulo de deformabilidade.

Dado o intervalo de valores apresentados no Quadro 4.10, foram escolhidos os valores mínimos como sendo os representantes de cada camada.

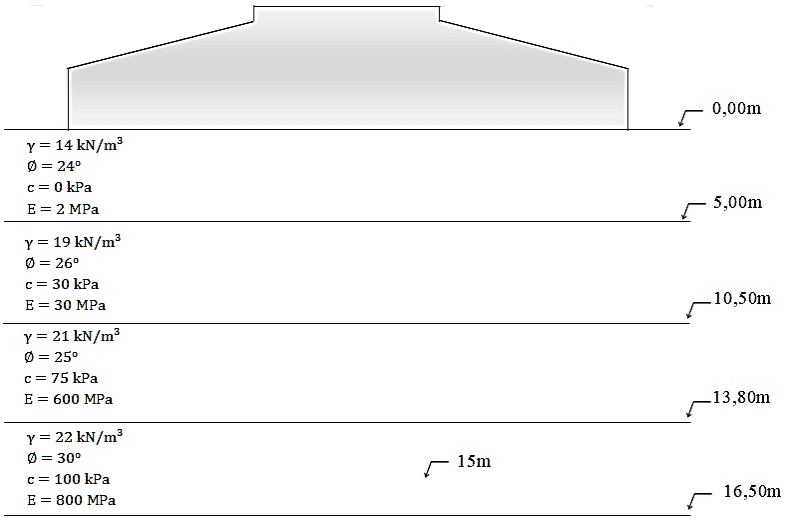


Fig. 4.17 – Caracteristicas geotécnicas do maciço de fundação

Na zona estudada foram intersetadas essencialmente argilas margosas de cor acinzentada, argilas de cor avermelhada e grés de Verba.

Com os resultados obtidos dos nove ensaios SPT, conseguiu-se analisar a evolução da resistência de ponta em profundidade de acordo com a compacidade do maciço terroso segundo N_{spt}, conforme se apresenta no Quadro 4.11.

Quadro 4.11 – Compacidade do solo segundo $\mathbf{N_{SPT}}$

Compacidade	N_{SPT}
Muito solto a solto	< 10
Medianamente compacto	$10 - 30$
Compacto	$30 - 50$
Muito compacto	> 50

De acordo com os ensaios é possível identificar os diferentes estratos a partir dos diferentes valores de q_c, baseando-se no Quadro 2.7 retirado de [33] . Com base nisto, foi feita a seguinte divisão:

- Camada [0-5,0] metros: aproxima-se de um intervalo que varia entre $[0{,}0 - 2{,}5]$ MPa, pelo que foi desprezada, uma vez que se trata de aterros constituídos por solos areno-siltosos com calhaus, apresentando uma compacidade solta a muito solta.
- Camada [5,0-10,5] metros: neste estrato é possível encontrar solos areno argilosos muito compactos e por isso optou-se pelo valor igual a 20 MPa.
- Camada [10,5 – 21,0] metros: detetou-se um maciço rochoso, com grau de alteração desde o muito alterado (W5) a alterado (W3), ostentando valores de q_C superiores a 20 MPa.

4.3.2. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Inicialmente foi realizado um pré-dimensionamento para verificar a otimização da solução em análise, optou-se por utilizar uma sapata com diâmetro igual a 15.1 metros e um total de 20 estacas.

A fundação profunda é composta por 20 estacas moldadas com um diâmetro mínimo igual a 80 centímetros e com o resultado da sondagem é previsto que as estacas possam funcionar por ponta e as estacas devem estar encastradas no maciço rochoso, cerca de 3 a 5 diâmetros, ou seja, a uma profundidade entre 15 a 18 metros. Posto isto, optou-se pelo valor mínimo para o comprimento da estaca de 15 metros.

No Quadro 4.12 são apresentadas as ações a considerar no dimensionamento, fornecidas pelo fabricante do aerogerador.

Quadro 4.12 – Ações a ter em conta no dimensionamento da fundação do aerogerador

Combinação ação	F_{Res} (kN)	F_v (kN)	$M_{Torção}$ (kNm)	M_{Res} (kNm)
ELU	847.20	2 636.00	1 284.00	69 890.00
ELS QP	322.96	2 727.24	1 026.10	30 262.04

4.3.2.1. Ações de cálculo

Como referido, utilizaram os carregamentos típicos de uma torre eólica metálica com *hub* de altura igual a 95,00 m e rotor com raio igual a 50,00 m.

Como no caso da fundação direta, considerou-se que o sistema de eixos localiza-se no centro da base da sapata. Como representado na Figura 4.18.

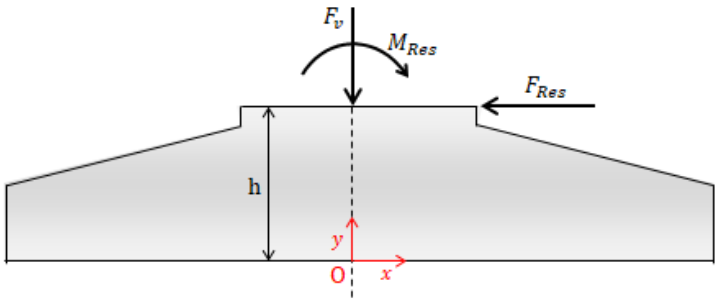


Fig. 4.18 – Representação das cargas transmitidas da torre para a fundação [52].

O momento aplicado no ponto O é determinado pelo somatório do momento resultante fornecido pela fabricante com o momento provocado pela força resultante na zona de contacto da base da torre com a sapata em relação ao eixo localizado na base, como indicado na Equação 4.50:

$$\mathrm{M_{final}} = \mathrm{M_{res}} + \mathrm{F_{res}} \times \mathrm{h} \tag{4.50}$$

Desta forma, o momento total ($\mathrm{M_{final}}$) utilizado para dimensionar a fundação em relação à verificação da segurança ao Estado Limite Último (ELU) é representado na seguinte equação:

$$\mathrm{M_{final}} = 69\,890 + 847{,}20 \times 3 = 72\,093\ KN.m \tag{4.51}$$

Sendo,

$\mathrm{M_{res}}$ o momento flector actuante devido à ação do vento;
$\mathrm{F_{res}}$ a força horizontal resultante da ação do vento.

E por fim, o momento utilizado na verificação da segurança ao Estado Limite de Serviço (ELS) é dado pela seguinte expressão:

$$\mathrm{M_{final}} = 30\,262{,}04 + 322{,}96 \times 3 = 31\,231\ KN.m \tag{4.52}$$

O valor da inércia é determinado através da seguinte expressão:

$$I = \frac{\pi \times (D_{ext}^4 - D_{int}^4)}{64} = 6{,}353\ m^4 \tag{4.53}$$

onde D_{ext} é o diâmetro exterior e D_{int} é o diâmetro interior.

O peso próprio da sapata é igual a:

$$\text{PP sapata} = (9{,}852 + 153{,}069 + 89{,}539) \times 25 = 6\,312\ \mathrm{KN/m^2} \tag{4.54}$$

E o peso próprio do solo é igual a:

$$\mathrm{PP_{solo}} = \mathrm{A} \times \mathrm{P} = \left(\frac{1{,}70 \times 4{,}75}{2} + \frac{0{,}15 \times 4{,}75}{2}\right) \times 2\pi \times 5{,}85 = 162\ \mathrm{m^3} \tag{4.55}$$

Quadro 4.13 – Resumo das forças atuantes na base da fundação no ELU e no ELS

	F_v (KN/m^2)	PP sapata (KN/m^2)	PP solo (KN/m^2)	M_{final} $(KN.m)$
ELU	2 636	6 312	162	72 432
ELS	2 727,24	6 312	162	31 231

4.3.2.2. Combinação de ações

Foram estudados os seguintes conjuntos nas combinações de ações:

Combinação 1 (ULS):

$$1{,}1 \times M_{res}" + " 1{,}35 \times P_{aterro}" + "1{,}35 \times F_V" + "1{,}35 \times PP_{sapata} \quad (4.56)$$

Combinação 2 (ULS):

$$1{,}1 \times M_{res}" + "1{,}0 \times P_{aterro}" + "1{,}0 \times F_V" + "1{,}0 \times PP_{sapata} \quad (4.57)$$

Combinação 3 (SLS QP):

$$1{,}1 \times M_{res}" + "1{,}0 \times P_{aterro}" + "1{,}0 \times F_V" + "1{,}0 \times PP_{sapata} \quad (4.58)$$

4.3.2.3. Cargas atuantes

Com o auxílio do *software* EXCEL e assumindo uma distribuição de forças nas estacas obtida por via analítica baseada na hipótese de que a base da sapata permanece plana, foi possível determinar as cargas atuantes em cada estaca em ELS. Na combinação 3 verificou-se a existência de apenas forças à compressão (Anexos).

Em ELU obteve-se a uma força de tração com um valor máximo igual a 625,69 KN e a estaca mais comprimida apresenta um valor de 1520,44 KN.

4.3.3. CAPACIDADE DE CARGA DE UMA ESTACA

4.3.3.1. Estaca comprimida

A estaca mais comprimida tem uma força atuante com o valor igual a 1520,44 KN ($F_{c,d}$)

- Resistência de ponta:

1. Determinação do coeficiente de resistência de ponta (k_c):

   Através da Figura 4.19 o coeficiente proposto por Bustamante e Gianeselli para areias e cascalhos muito compactos, sem deslocamento do terreno (estaca moldada) será igual a 0,15.

Areias e Cascalhos	A	Soltos	<5	0,15	0,50
	B	Médios	8-15		
	C	Compactos	>20		

Fig. 4.19 – Coeficiente para areias e cascalhos muito compactos.

Logo,

$$k_c = 0{,}15$$

2. Determinação da resistência equivalente ao cone (q_{ce}):

Com o relatório geotécnico é possível identificar que o local onde a estaca é colocada, quer seja no estrato superior ou inferior é possível encontrar sempre 60 pancadas. Posto isto:

$$q_c = q_{ce} = \frac{1}{b + 3a}\int_{D-b}^{D+3a} q_{cc}\,(z)\,dz \tag{4.59}$$

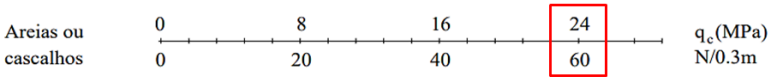


Fig. 4.20 – Valor de $\boldsymbol{q_c(z)}$ para areias e cascalhos.

Através da correlação sugerida por Bustamante e Gianeselli, quando $N_{SPT} = 60$ pancadas, o valor da resistência do cone (q_c) areias e cascalhos, é igual a 24 MPa.

Então,

$$q_b = k_c q_{ce} = 0{,}15 \times 24 = 3{,}6\ \text{MPa} = 3\,600\ \text{KN/m}^2 \tag{4.60}$$

A resistência de ponta será igual a:

$$R_{b,k} = q_b \times A_{base} = 3\,600\ \times \pi R^2 = 3\,600 \times \pi 0{,}4^2 = 1\,809{,}56\ KN \tag{4.61}$$

- Resistência lateral:

$$R_{s,k} = \sum_i q_{s;i} \times A_{s;i} \tag{4.62}$$

1. Determinação da resistência lateral unitária (q_s)

Quadro 4.14 – Valor de $\mathbf{q_c(z)}$ para diferentes números de pancadas

Profundidade (z) (m)	N_{SPT} (nº pancadas)	$q_c(z)$ (MPa)
$[0,0-5,0]$	0	0
$[5,0-10,5]$	50	20
$[10,5-15]$	60	24

A $q_c(z)$ foi determinada através da Figura 4.21.

$$q_{s,1}[0-5,0] = \propto_{pile-soil} \times f_{soil}[q_c(5)] = 0 \text{ KPa} \tag{4.63}$$

Considerou-se uma estaca tipo 4 do grupo GI classe 1 consoante a AFNOR,2012. Posto isto:

$$q_{s,2}[5,0-10,5] = \propto_{pile-soil} \times f_{soil}[q_c(5)] \tag{4.64}$$

Pile type	Clay ($\%CaCO_3 < 30\%$), silt	Intermediate soil	Sand, gravel	Chalk	Marl and marly limestone	Weathered or fragmented rock
1	0.55	0.65	0.70	0.80	1.40	1.50
2	0.65	0.80	1.00	0.80	1.40	1.50
3	0.35	0.40	0.40	0.25	0.85	–
4	0.65	0.80	1.00	0.75	0.13	–

Fig. 4.21 – Valor de $\propto_{pile-soil}$ para areias e cascalhos.

Obtendo-se assim:

$$\propto_{pile-soil} = 1{,}0$$

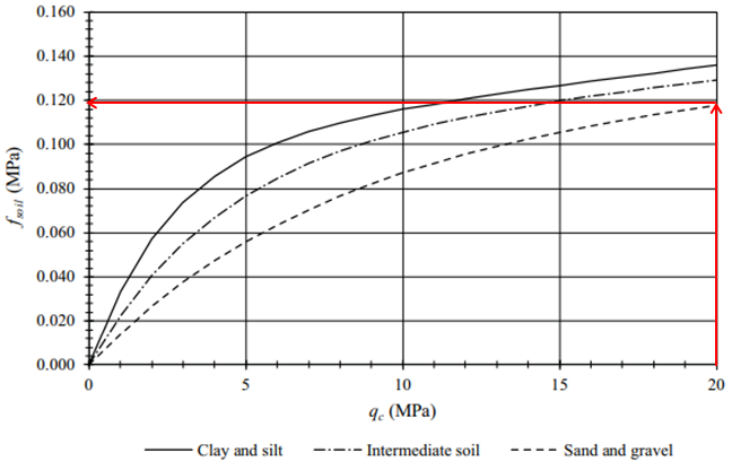


Fig. 4.22 – Valor de $f_{soil}[q_c(z)]$ para areias e cascalhos

Assim,

$$f_{soil}[q_c(10{,}5)] = f_{soil}[20\ MPa] = 0{,}190\ MPa \tag{4.65}$$

Logo,

$$q_{s,2}[5{,}0 - 10{,}5] = \propto_{pile-soil} \times f_{soil}[q_c(5)] = 1{,}00 \times 0{,}190 = \\ = 190\ KN/m^2 \leq q_{smax} = 90KPa \tag{4.66}$$

Logo,

$$q_{s,2}[5{,}0 - 10{,}5] = 90\ KN/m^2 \tag{4.67}$$

e

$$A_{s,2} = \emptyset_{estaca} \times \pi \times h_2 = \frac{22}{5}\pi \tag{4.68}$$

sendo $\emptyset_{estaca}$ o diâmetro da estaca e h_2 é a altura da camada do estrato.

Então,

$$R_{s,2} = q_{s,2} \times A_{s,2} = 90 \times \frac{22}{5}\pi = 1\ 244\ KN \tag{4.69}$$

Para determinar $R_{s,3}$ foi considerado exatamente os mesmos coeficientes e o mesmo solo para determinar $R_{s,2}$, uma vez que na camada superior foi detetado areias, neste estrato, existe arenito e por isso, considerou-se que se tratava de uma areia compacta.

$$q_{s,3}[10{,}5 - 15] = \propto_{pile-soil} \times f_{soil}[q_c(5)] \tag{4.70}$$

$$\propto_{pile-soil} = 1{,}0$$

$$\mathrm{f_{soil}[q_c(5)] = (aq_c + b)(1 - e^{-cq_c}) =} \\ \mathrm{= (0{,}0012 \times 24 + 0{,}1)(1 - e^{-0{,}15 \times 24}) = 0{,}126\ MPa} \tag{4.71}$$

Sendo,

$$\mathrm{q_{s,3}[10{,}5 - 15] = \propto_{pile-soil} \times f_{soil}[q_c(5)] = 126\ KN/m^2 \leq q_{smax} = 90KPa} \tag{4.72}$$

Logo,

$$\mathrm{q_{s,3}[10{,}5 - 15] = 90\ KN/m^2} \tag{4.73}$$

$$\mathrm{R_{s,3} = q_{s,3} \times A_{s,3} = 90 \times \frac{18}{5}\pi = 1\ 018\ KN} \tag{4.74}$$

Por fim,

$$\mathrm{R_{s,k} = R_{s,1} + R_{s,2} + R_{s,3} = 2\ 262\ KN} \tag{4.75}$$

O valor de cálculo da capacidade resistente à compressão de uma estaca, $R_{c,d}$, é determinado pela próxima equação:

$$R_{c,d} = R_{b,d} + R_{s,d} - W \tag{4.76}$$

$$R_{b,d} = \frac{R_{b,k}}{\gamma_b} = \frac{1\,809{,}56}{1{,}6} = 1\,131 \text{ KN} \tag{4.77}$$

$$R_{s,d} = \frac{R_{s,k}}{\gamma_s} = \frac{2\,262}{1{,}3} = 1\,740 \text{ KN} \tag{4.78}$$

$$W = V_{estaca} \times \gamma_{betão} = \pi \times 0{,}4^2 \times 15 \times 25 = 188{,}495 \text{ KN/m}^2 \tag{4.79}$$

Logo,

$$R_{c,d} = R_{b,d} + R_{s,d} - W = 2\,871 - 188{,}495 \times \gamma_{G,j} \tag{4.80}$$

Os valores das forças, presentes no relatório fornecido pela empresa, não estão majorados. As verificações foram realizadas para as duas combinações do EC7.

Para que seja garantida a segurança, é necessário respeitar a equação 4.81.

$$R_{c,d} > F_{c,d} \tag{4.81}$$

No Quadro 4.15 está explicita a verificação da capacidade resistente das estacas.

Quadro 4.15 – Verificação da capacidade resistente da estaca mais comprimida

	Capacidade resistente ($R_{c,d}$) [KN]	$F_{c,d}$ [KN]	Verifica?
Combinação 1	2616,532	2052,594	Sim
Combinação 2	2682,505	1520,44	Sim

Como se pode verificar, a capacidade resistente à compressão ($R_{c,d}$) desta estaca é superior ao carregamento axial de compressão ($F_{c,d}$), por isso a verificação da segurança relativamente à capacidade de carga do terreno de fundação é verificada.

4.3.3.2. Estaca tracionada

A estaca mais tracionada tem uma força atuante com o valor igual a 625,69 KN ($F_{t,d}$)

A estaca como está a suportar cargas de tração a capacidade é igual:

$$R_t = R_s + W \text{ (para estacas à tração)} \tag{4.82}$$

Sendo,

$$R_{t,k} = 2\,262 \text{ KN}$$

$$W = 188{,}495\ KNm^2$$

Logo,

$$R_{t,d} = \frac{R_{t,k}}{\gamma_t} + W = \frac{2\,262}{1{,}6} + 188{,}495 \times \gamma_{G,j} \tag{4.83}$$

Quadro 4.16 – Verificação da capacidade resistente da estaca mais tracionada

	Capacidade resistente ($R_{t,d}$) [KN]	$F_{t,d}$ [KN]	Verifica?
Combinação 1	1 668	844,681	Sim
Combinação 2	1 602	625,690	Sim

Através do Quadro 4.16, é possível concluir que a capacidade resistente à tração é superior ao carregamento axial de tração, por isso a verificação da segurança relativamente à capacidade de carga do terreno de fundação é verificada.

4.3.4. RIGIDEZ ROTACIONAL

Para determinar este parâmetro, foi necessário recorrer a uma modelação numérica da fundação em estudo, através do programa Robot Structural.

No modelo criado, as estacas são colocadas na posição adequada e modelada como apoios pontuais com uma rigidez axial, k calculada com a Equação 4.84.

$$k_{estaca} = \frac{EA}{L} = \frac{33 \times 10^9 \times (\pi \times 0{,}4^2)}{15} = 1\,105{,}8\ MN/m \tag{4.84}$$

O modelo tridimensional da fundação é ilustrado na Figura 4.23 e Figura 4.24.

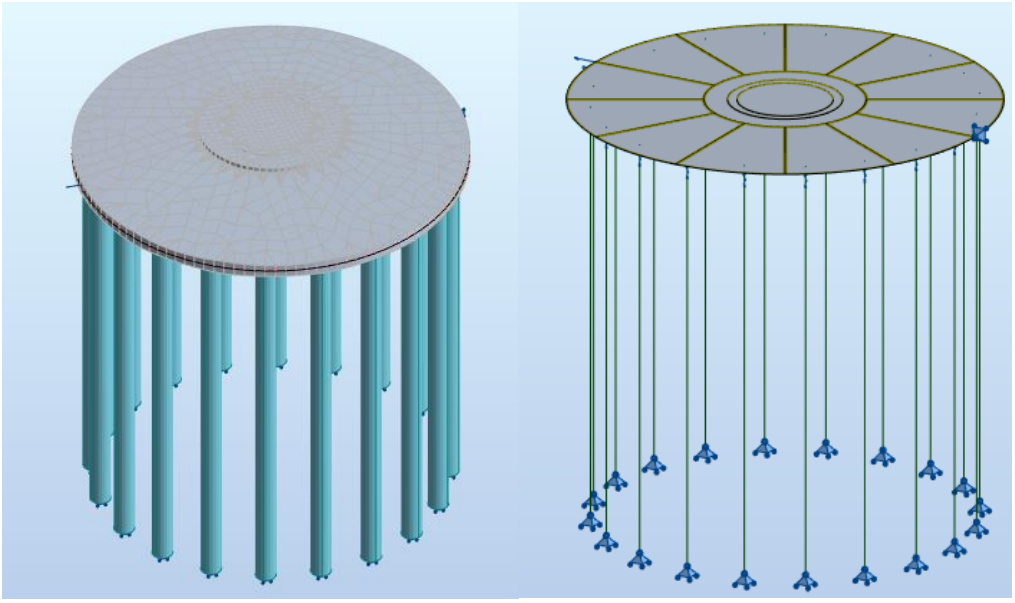


Fig. 4.23 – Fundação profunda em 3D

As cargas aplicadas foram:

- O peso próprio da estrutura;
- Carga vertical e o momento fletor proveniente da estrutura na combinação quase permanente.

A Figura 4.24 exibe a malha de Elementos Finitos e a Figura 4.25 os descolamentos que a estrutura está sujeita.

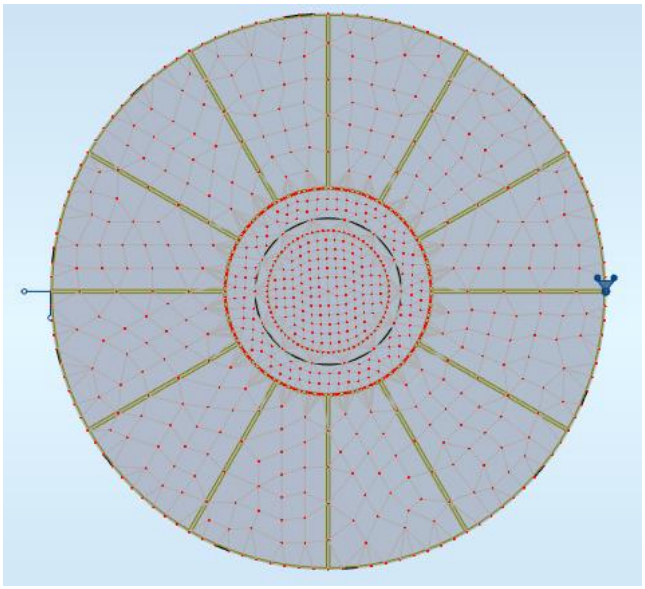


Fig. 4.24 – Malha de elementos finitos (vista de cima)

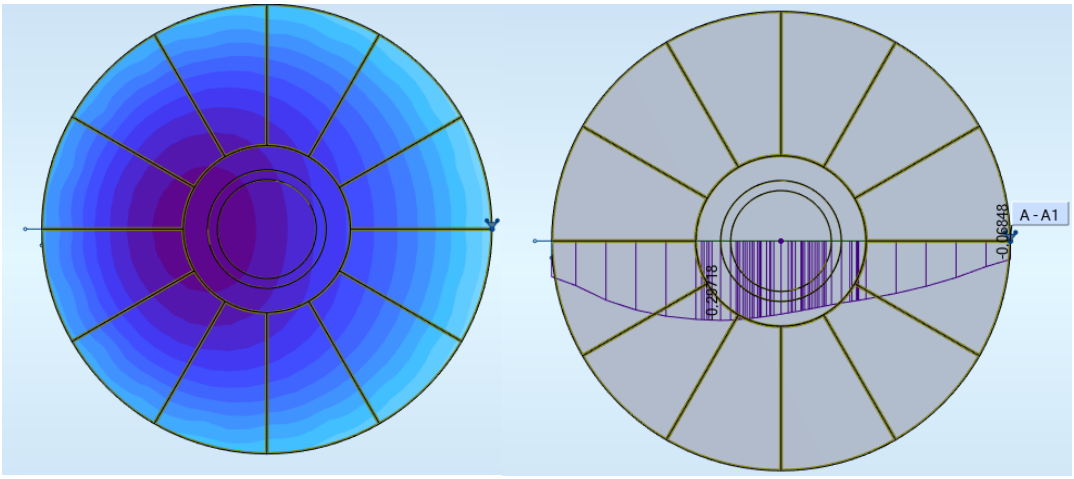


Fig. 4.25 – Deslocamentos da fundação profunda (vista de cima)

Determinou-se a rigidez rotacional a partir da Equação 4.39, em Estado Limite de Serviço:

$$K_\theta = \frac{M}{\theta}$$

$$\theta_{cqp} = \frac{(-0{,}23577 - (-0{,}29616)) \times 10^{-2}}{1{,}66 \times 2} = 0{,}0001819\ rad$$

$$K_{R,dyn} = K_\theta = \frac{M_{cqp}}{\theta} = \frac{30\,262{,}04 \times 10^{-6}}{0{,}0001819} = 166\ GNm/rad$$

A fundação deve atender aos requisitos de rigidez rotacional mínima especificado pelo fabricante, neste caso, deve ser pelo menos $C_{\varphi,dyn} \geq 20\ GNm/rad$ para que as cargas sejam válidas. Assim sendo, a rigidez rotacional é igual a 166 GNm/rad o que permite concluir que esta solução é válida.

5
CONCLUSÕES

5.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Nesta dissertação foram abordados conceitos importantes sobre uma das alternativas à energia produzida pela queima de combustíveis fósseis: a energia eólica.

Atualmente, a energia eólica é cada vez mais importante, para se garantir a sustentabilidade do planeta. No caso de Portugal, a geografia da região tem vindo a ser estudada por de tratar de um país com diversas zonas montanhosas – locais vantajosos para a implementação de parques eólicos.

Este trabalho teve como objetivo principal, simular e analisar o comportamento de duas soluções distintas de fundações de aerogeradores, localizados em terra, com o auxílio do *software Autodesk Robot Structural*.

As fundações estudadas foram: a fundação superficial para solos situados a pouca profundidade e com boas características de resistência, e a fundação indireta com recurso a estacas encastradas no maciço rochoso, localizado a 15 metros de profundidade.

Com base nas características de carregamento e parâmetros geotécnicos, foi possível obter resultados que possibilitaram analisar ambas as fundações relativamente à capacidade de carga, derrube, rigidez rotacional das fundações, deslizamento pela base e os deslocamentos.

Com a realização de uma análise à estabilidade da fundação superficial, foi possível concluir que a estrutura é capaz de resistir tanto às forças verticais quanto ao momento de derrube.

Em relação à capacidade de carga, o solo foi competente para suportar as tensões transmitidas pela sapata. Relativamente à fundação por estacas, o maciço intersetado pela sondagem forneceu resistência suficiente para encastrar a estaca a 15 metros, ou seja, o comprimento desta estaca é suficiente para garantir a segurança.

Quanto à rigidez rotacional, a fundação superficial respeitou o valor mínimo definido pelo fabricante da turbina eólica, de maneira a assegurar que o sistema tenha a frequência natural dentro dos valores assumidos no projeto da turbina [22].

No caso da fundação profunda, os fabricantes de turbinas eólicas pressupõem que nenhuma das estacas deve estar tracionada para a combinação quase permanente de ações, e concluiu-se que este requisito foi cumprido.

5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

A utilização da energia eólica tem vindo a crescer de forma quase exponencial ao longo dos últimos anos e por isso é cada vez mais necessário o estudo da estrutura.

As fundações d são uma parte integrante da turbina e por isso deve-se realizar uma análise bastante detalhada e cuidada. As fundações estudadas estavam submetidas a momentos fletores elevados, acabando por ter um impacto significativo no dimensionamento geotécnico destas.

Em programas computacionais com base no método dos elementos finitos é possível obter uma análise tridimensional com resultados mais próximos dos reais como realizado neste trabalho. Contudo, a modelação da estrutura pode ser realizada com maior detalhe do que a descrita no presente trabalho.

A modelação da torre também é importante para uma análise mais completa. Esta permite a consideração da interação entre a frequência natural da torre e a frequência de rotação da turbina, de forma a evitar que a mesma não sofra ressonância.

O ideal também seria realizar a verificação à fadiga, uma vez que esta desempenha um papel importante para impedir que esta apresente falha ao longo do tempo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] Wind Europe, *Wind energy today*. 2016. https://windeurope.org/about-wind/wind-energy-today/ .26/07/2022.

[2] Wind energy in Europe. *2021 Statistics and the outlook for 2022-2026.* 24/02/2022. https://windeurope.org/intelligence-platform/product/wind-energy-in-europe-2021-statistics-and-the-outlook-for-2022-2026/ .25/07/2022.

[3] Ribeiro, A. *Origem e tipos de ventos*. https://www.infoescola.com/geografia/origem-e-tipos-de-ventos/ . 24/05/2022.

[4] https://www.neoenergia.com/pt-br/te-interessa/meio-ambiente/Paginas/como-funciona-um-aerogerador.aspx. 20/05/2022

[5] Picolo, A. P., Bühler, A. J., Rampinelli, G. A. *Uma abordagem sobre a energia eólica como alternativa de ensino de tópicos de física clássica.* Revista Brasileira de Ensino de Física v. 36, n. 4, 3/10/2014,1-13, Brasil.

[6] Gonçalves, A. eólica onshore/onshore wind power. In *ER/RE (Energias Renováveis/Renewalble Energies)*, 1-308, Atelier Nunes, Porto.

[7] Salvador, P. C. *Influência do perfil vertical de velocidades no funcionamento de um aerogerador*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2012.

[8] Rüncos, F., Carlson, R., Kuo-Peng, P., Voltolini, H., Batistela, N.J. *Geração de energia eólica-tecnologias atuais.*09/2016.https://sinueloagropecuaria.com.br/wpcontent/uploads/2016/09/energia-eolica.pdf. 03/06/2022.

[9] Gomes, P. *Dimensionamento de fundações por estacas para aerogeradores*. Dissertação de Mestrado, FEUP, 2016.

[10] Freitas, L. *Análise do Comportamento Estrutural e Geotécnico de Estruturas em Casca Cónica Empregadas como Fundação para Aerogeradores Onshore.* Dissertação de Mestrado, CEFET-MG, 2021.

[11] https://www.maxwell.vrac.puc-rio.br/19308/19308_3.PDF. 25/05/2022

[12] Carmo, D. *Projeto de uma turbina eólica de eixo vertical para aplicação em meio urbano*. Dissertação de Mestrado, IST Técnico Lisboa, 2012.

[13] Tjiu, W., Marnoto, T., Mat, S., Ruslan, M. H., Sopian, K. *Darrieus vertical axis wind turbine for power generation I: Assessment of Darrieus VAWT configurations.* Renewable Energy, 75, 09/10/2014, 50-67, Elsevier.

[14] https://addpmp.slamjam.com/index/savonius-wind-turbine. 25/05/2022

[15] Gonçalves, P. *Modelação do comportamento dinâmico de um aerogerador em operação.* Dissertação de Mestrado, FEUP, 2018.

[16] Souza, J. S. *Estudo sobre a energia eólica no Brasil e seus impactos.* Trabalho de conclusão de curso, Universidade Federal do Pampa, 2014.

[17] https://fabricioengmec.blogspot.com/2017/. 06/06/2022

[18] Svensson, H. *Design of Foundations for wind turbines.* Dissertação de Mestrado, Lund University, 2010.

[19] Müller, M. N. *Projeto de uma Turbina Eólica de Eixo Horizontal*. Projeto de Graduação, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2015.

[20] https://energes.com.br/componentes-aerogerador/. 06/06/2022.

[21] Chastre, C., Lúcio, V. *Torres pré-fabricadas de betão para suporte de turbinas eólicas.* https://run.unl.pt/bitstream/10362/60211/1/Cap5-%28pag91-106%29.pdf. 26/05/2022.

[22] Dalenogare, T., Rosa, F. G., Tres M., Zaltron R. *Parâmetros de projeto para fundações de turbinas eólicas onshore.* Salão do Conhecimento, 02/10/2019, 1-16.

[23] Silva, B. S. C. *A Engenharia Civil e a Produção Industrial de Energia Eólica.* Dissertação de Mestrado, ISEL, 2013.

[24] [0045-2638] V110-2.0MW, Mk10, ANCH EMB 95m, 2022.

[25] Stavridou, N., Efthymiou, E., Baniotopoulos, C. C. *Verification of Anchoring in Foundations of Wind Turbine Tower*. American Journal of Engineering and Applied Sciences, 20/11/2015, 1-13, Science Publications, Thessaloniki.

[25] https://www.enelgreenpower.com/pt/learning-hub/energias-renoveveis/energia-eolica/helice-eolica. 26/05/2022.

[26] Vieira, P. F. *Caixa Multiplicadora de uma Turbina Eólica: Processos de Fabrico e Ciclos de Vida.* Dissertação de Mestrado, FEUP, 2018.

[27] Staff, G. *Timeline: The history of wind power.* The Guardian, 07/10/2008.

[28] Manwell, J. F., Mcgowan, J. G., Rogers, A. L. *Wind energy explained: Theory, Design and Application*, second edition. Wiley, Reino Unido, 2009.

[29] Ferreira, B. *Projeto mecânico de um aerogerador de eixo vertical para geração de energia em ambientes urbanos.* Projeto de graduação, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2018.

[30] Araújo, K. *Análise do comportamento estrutural de blocos de concreto armado sobre estacas como fundação para aerogeradores onshore.* Dissertação de Mestrado, UFRN, 2018.

[31] Soares, H. *Avaliação da capacidade de carga de estacas sujeitas a ações verticais- Estudo paramétrico.* Dissertação de Mestrado, Instituto Politécnico de Viana do Castelo, 2014.

[32] Silva, A. *Modelagem computacional via MEF da interação solo-estrutura de sistemas eólicos.* Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, 2022.

[33] Fernandes, M. *Mecânica dos Solos: Introdução à Engenharia Geotécnica, Volume 2*. FEUP edições, Porto, 2015.

[34] http://www.ibracon.org.br/eventos/56cbc/56oIBRACON_EoLICA.pdf. 13/06/2022.

[35] Sobrinho, M., Pimentel, M., Magalhães, F. *Nonlinear finite elemento Analysis of onshore wind tower foundations.* Porto.

[36] https://www.youtube.com/watch?v=XGwiXByNHHU. 14/06/2022.

[37] Sales, L. *Estudo do comportamento de fundações superficiais assentes em solos tratados.* Dissertação de Mestrado, UFRGS, 1998.

[38] Nakamura, J. *Jet grouting é alternativo para aumentar resistência de diversos tipos de solos*. https://www.aecweb.com.br/revista/materias/jet-grouting-e-alternativa-para-aumentar-resistencia-de-diversos-tipos-de-solos/16205. 16/06/2022.

[39] https://sumajeoteknik.com/jet-grouting. 16/06/2022.

[40] Teles, F. *Critérios de conceção e dimensionamento do pré-esforço em torres eólicas.* Dissertação de Mestrado, Universidade de Coimbra, 2017.

[41] Ferreira, G. *Análise, dimensionamento e comparação de diferentes soluções de fundações para torres de grande altura.* Dissertação de Mestrado, FEUP, 2014.

[42] Rosa, J. *Programa de cálculo de fundações superficiais em conformidade com os Eurocódigos 2 e 7.* Dissertação de Mestrado, Universidade de Aveiro, 2019.

[43] Moreira, M. *Capacidade de Carga em Fundações Superficiais.* Dissertação de Mestrado, Universidade da Beira Interior, 2011.

[44] Mohamed, W. *Windmill Foundations on weak soils: Evaluation of New Proposals for Cost-Efficient Solutions.* Dissertação de Licenciatura, Lund University, 2016.

[45] Mawer, B. W., Kalumba, D. *Stiffness Considerations of Wind Turbine Gravity Foundations for South African Soil Conditions*. 04/2016. https://www.researchgate.net/publication/314912074_Stiffness_considerations_of_local_wind_turbine_gravity_foundations. 28/06/2022.

[47] Pinto, C. P. J. *Análise de estrutura com interação solo-estrutura e as molas de Winkler.* Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade Federal da Paraíba, 2021.

[48] Papagiannis, M. *Wind Turbine Foundations in clay: Technical and economic considerations for proposals o wind turbine foundations.* Dissertação de Mestrado, Uppsala University, 2018.

[49] http://www.civil.ist.utl.pt/~jaime/EstacasV.pdf. 29/06/2022.

[50] Fonseca, V. *Notas de aulas da cadeira de Fundações- O Método Francês LPC.* FEUP.Porto.

[51] Mirlisenna, G. *Método dos Elementos Finitos: o que é?*. 22/01/2016, https://www.esss.co/blog/metodo-dos-elementos-finitos-o-que-e/. 06/07/2022.

[52] Dantas, D., Maciel, D., Neto, J., Araújo, K., Barros, R. *Análise não linear de blocos de concreto armado sobre estacas como fundação de aerogerador onshore considerando o atrito lateral entre as estacas e o solo*. Research, Society and Development, v. 11, n. 2, 16/01/2022, 1-21.

[53] Fernandes, M. M. *Analysis and design of geotechnical structure.* CRC Press, Abingdon, Oxon ; Boca Raton, 2020.

[54] [0057-5953] V100-2.0 MW, Mk10, IEC2B 95m, Foundation loads, 2017.

ANEXOS

VALOR DAS FORÇAS ATUANTES NAS ESTACAS

Estaca	α	F estaca (kN) (c.q.p)	F estaca (kN) (ELU)
1	0	1069,79	1520,44
2	18	1047,23	1467,92
3	36	981,79	1315,50
4	54	879,85	1078,11
5	72	751,40	778,97
6	90	609,02	447,38
7	108	466,63	115,78
8	126	338,18	-183,36
9	144	236,25	-420,75
10	162	170,80	-573,17
11	180	148,25	-625,69
12	198	170,80	-573,17
13	216	236,25	-420,75
14	234	338,18	-183,36
15	252	466,63	115,78
16	270	609,02	447,38
17	288	751,40	778,97
18	306	879,85	1078,11
19	324	981,79	1315,50
20	342	1047,23	1467,92