U.PORTO
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA
UNIVERSIDADE DO PORTO

APLICAÇÃO DE MONOESTACAS CRAVADAS EM TURBINAS EÓLICAS OFFSHORE

GABRIEL MARQUES LOPES

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de

MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor António Joaquim Pereira Viana da Fonseca

JULHO 2013

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@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

Fax +351-22-508 1440

✉ 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 Integrado em Engenharia Civil - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009*.

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.

À minha esposa Joana e aos meus amigos para a vida.

“Innovation distinguishes between a leader and a follower.”

“Stay hungry, stay foolish.”

Steve Jobs

AGRADECIMENTOS

Estou profundamente grato a todos os meus colegas, académicos e profissionais, amigos e professores que de alguma forma, direta ou indiretamente, permitiram que eu apresentasse este trabalho.

Não seria justo se não destacasse, entre todos, o meu orientador, o Professor Doutor António Viana da Fonseca, que me desafiou a desenvolver uma tese sobre o presente tema, ajudando-me e apoiando-me ao longo de todo o processo de investigação e de execução do trabalho.

Não posso deixar de referenciar, também, o meu colega pessoal e de profissão, o engenheiro Pedro Barbosa, pela ajuda e pelo fornecimento de alguns elementos que contribuíram para a realização do mesmo.

Aos meus amigos pessoais e profissionais de longa data e, para a vida, Joaquim Lopes e Pedro Lopes, pelo seu apoio incondicional e pelas sugestões propostas ao longo do desenvolvimento desta dissertação.

Finalmente, o meu grande agradecimento à minha esposa, ao meu irmão e à minha mãe pela confiança, pelo suporte e pela motivação que me dão para tentar sempre subir mais um degrau.

RESUMO

A demanda energética mundial e a necessidade de reduzir as emissões de carbono, combinadas com as limitações dos recursos energéticos não renováveis, levaram a uma aposta marcada em outras fontes energéticas, principalmente conhecidas como "limpas". No centro desta aventura parece estar o aproveitamento do recurso eólico.

Na verdade, a presente e continuada aposta na energia do vento, com origem na Europa (a difundir-se a uma velocidade significava pelo resto do globo), a procura incessante da eficácia no aproveitamento dos recursos energéticos e o desenvolvimento da tecnologia e conhecimento conduziram a uma rentabilização do recurso eólico no mar.

Todavia a construção de turbinas eólicas no mar apresenta novos desafios à engenharia, designadamente à de estruturas e geotécnica. O aproveitamento dos largos conhecimentos da indústria petrolífera e de gás *offshore* foi, sem sombra de dúvida, um ponto de partida importante para o estudo das variáveis aplicadas à construção de turbinas eólicas offshore. Não obstante a este conhecimento, a sua aplicação cega levaria a erros grosseiros e até graves, uma vez que os feitos dinâmicos e a relação entre as ações verticais e horizontais não são da mesma escala.

O presente trabalho pretende traduzir a evolução das tecnologias de aproveitamento da energia eólica até ao presente, através de uma análise do estado da arte, assim como das projeções futuras sobre esta temática. Porém, o objetivo principal passa por um estudo das soluções de fundações, particularmente as de monoestacas cravadas.

A abordagem adotada levará em conta todo o processo envolvido na materialização deste tipo de fundação, desde a caracterização geotécnica até à sua operação, passando pela conceção, projeto e instalação, tendo estes últimos aspetos um enfoque distinto.

O cerne do trabalho focalizar-se-á nos aspetos associados ao dimensionamento. Com efeito, realizar-se-á uma abordagem às ações, aos efeitos diferidos no tempo e também à análise estrutural e geotécnica.

O dimensionamento terá por base os mais recentes desenvolvimentos no estudo deste tipo de fundações e, como tal, será aplicado o método de dimensionamento de estacas do Imperial College — *Imperial College Pile* (ICP). Método este, originário do Reino Unido em 1996, que tem como propulsores Richard Jardine e Fiona Chow.

Claramente será feita uma referência à legislação disponível e aplicável para este tipo de construções.

A aplicação dos conhecimentos será explicitada também através de um exemplo prático simples que irá utilizar como dados de entrada um caso real.

Neste trabalho irá ser feito um paralelismo entre o estudo realizado e a situação nacional procurando assim perceber-se, o mais fielmente possível, a aplicação, as restrições e as preferências em Portugal.

PALAVRAS-CHAVE: Monoestacas, ICP, Eólica, Offshore, CPT

ABSTRACT

The word energy demand and the carbon emissions reduction needs, combined with the limitation of non renewable energy resources, led to a strong bet in other energy sources, known as “clean”. In the centre of this adventure seems to be the exploration of wind energy.

In fact, the present and continued investment in wind energy, originated in Europe (spreading rapidly throughout the world), the restless pursuit of efficient energy use and the technological and knowledge developments led to an increase in offshore wind resources exploration. However, the construction of offshore wind turbines exhibit new engineering challenges, specifically with regards to structural and geotechnical. The use of wide expertise in oil and gas offshore industry were, without any double, an important starting point to the study of the different variables applied to offshore wind turbine construction. Despite this knowledge, its blind application would lead to gross and even serious errors since the dynamic effects and the relationship between the vertical and horizontal actions are not in the same scale.

The present work aims to show the technological development in the wind energy up to the present day, through the state-of-the-art study, as well as, the outlook about this subject. However, the main goal is the study of different foundation solutions, particularly driven monopiles.

The adopt approach will take into account the entire process in the realization of this type of foundations, from the geotechnical and soil study to its operation, through conception, design and installation, with the last ones having a different focus.

The main part of this thesis will focus on aspects related to design. Indeed, a study about the actions and loads, the effects over time and also the structural and geotechnical aspects will be made.

The design will take into consideration the most recent developments in this type of foundations, as such, the Imperial College Pile Method (ICP) will be applied to the pile design. This method, form the UK in 1996, was developed by Richard Jardine and Fiona Chow.

A clear reference to the current standards applicable to this type of construction will be made.

The theoretical content of this thesis will be made in a simple example using real data as an input.

Furthermore, it will include a comparison between the study and the national situation, looking into, as loyal as possible, the application, the restrictions and the preferences in Portugal.

KEYWORDS: Monopiles, ICP, Wind, Offshore, CPT

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS ..... **i**

RESUMO ..... **iii**

ABSTRACT ..... **v**

Caracteres Latinos xix

Caracteres Gregos xxiii

Outros Símbolos xxv

Abreviaturas xxv

1 INTRODUÇÃO 1

2 O ESTADO DA ARTE 3

2.1 O DESAFIO ENERGÉTICO **3**

2.2 A ENERGIA DO VENTO **4**

2.2.1 O VENTO 4

2.2.2 COMO FUNCIONA UMA TURBINA EÓLICA 5

2.3 ESTRUTURAS OFFSHORE **6**

2.3.1 AS TORRES EÓLICAS OFFSHORE 6

2.3.2. FUNDAÇÕES DE TORRES EÓLICAS OFFSHORE - O ESTADO DA ARTE 8

2.3.2.1 Tipos de Fundações 9

2.3.2.1.1 Fundações Gravidade 9

2.3.2.1.2 Estacas 10

2.3.2.2 Estruturas de Suporte 11

2.3.3 DESAFIOS FUTUROS 12

2.3.4 O CASO PORTUGUÊS 13

2.4 LEGISLAÇÃO **14**

2.5 O PROJETO **17**

2.5.1 DESENVOLVIMENTO 17

2.5.2 DIMENSIONAMENTO 18

2.5.3 Implementação 18
2.5.4 Operação 19
2.5.5 Descomissionamento 19

3 CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL 21

3.1 Caracterização do Terreno 21
3.2 Ação do Vento 23
3.2.1 Métodos de Caracterização do Vento 24
3.2.2 Variabilidade do Vento 25
3.2.2.1 Variabilidade Climática 25
3.2.2.2 Turbulência 26
3.2.3 Perfil do Vento 27
3.2.3.1 O Perfil Normal de Vento 27
3.2.3.2 O Perfil Extremo de Vento 28
3.2.3.3 O Perfil de Vento em Situações Transientes 29
3.2.3.4 O Perfil de Vento Reduzido 31
3.2.4 Classes das Turbinas 31
3.3 Ações da Água 32
3.3.1 Nível da Água 32
3.3.2 Correntes 33
3.3.3 Ondas 34
3.3.3.1 Teoria das Ondas 34
3.3.3.2 Interpretação do Estado do Mar 36
3.3.3.2.1 Análise do Registo de Medições do Estado do Mar 37
3.3.3.2.2 Análise do Estado do Mar por Espetros 38
3.3.3.3 Interpretação do Estado do Mar no Longo-Prazo 43
3.3.3.4 Forma das Ondas e Suas Teorias 46
3.3.3.5 Estados do Mar Normalizados 49
3.4 Outras Ações e Condições Ambientais 49

3.4.1 GELO 49
3.4.2 SISMO 50
3.4.3 TEMPERATURA 50
3.4.4 INCRUSTAÇÃO MARINHA 50
3.4.5 MOVIMENTO E EROSÃO DO LEITO DE FUNDAÇÃO 51
3.4.6 EFEITO DE ESTEIRA (WAKE EFFECT) 53
3.4.7 SITUAÇÕES TRANSITÓRIAS 54
3.4.8 CONDIÇÕES AMBIENTAIS 54
3.4.9 OUTRAS CONDIÇÕES AMBIENTAIS 54
3.4.10 INFLUÊNCIA NOS SISTEMAS DE RADARES 55

4 AÇÕES E SEUS EFEITOS 57

4.1 AÇÕES 57
4.1.1 CÁLCULO DAS CARGAS HIDRODINÂMICAS 57
4.1.2 CÁLCULO DAS CARGAS AERODINÂMICAS 60
4.1.2.1 Cálculo das Cargas Aerodinâmicas nas Pás 61
4.1.2.2 Cálculo das Cargas Aerodinâmicas na Torre 65
4.1.3 OUTRAS CARGAS A CONSIDERAR 65
4.1.4 CONDIÇÕES AMBIENTAIS TÍPICAS 65
4.2 SIMULAÇÃO 66
4.2.1 ANÁLISE ESTRUTURAL 66
4.2.2 SENSIBILIDADE DINÂMICA 67
4.2.3. AMORTECIMENTO 68

5 DIMENSIONAMENTO 71

5.1 MATERIAIS 71
5.2 PRINCÍPIOS DE PROJETO 72
5.2.1 ESTADOS LIMITE 72
5.2.2 FATORES DE CARGA E RESISTÊNCIA 75

5.2.3 COMBINAÇÕES 75

5.3 DIMENSIONAMENTO DA FUNDAÇÃO 76

5.3.1 MECANISMOS DE TRANSFERÊNCIA DE CARGAS 77

5.3.2 MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO ICP (IMPERIAL COLLEGE PILE) 79

5.3.2.1 Carregamento Axial 80

5.3.2.1.1 Resistência Lateral 81

5.3.2.1.1.1 Areias 81

5.3.2.1.1.2 Argilas 85

5.3.2.1.2 Resistência de Ponta 89

5.3.2.1.2.1 Areias 91

5.3.2.1.2.2 Argilas 92

5.3.2.1.3 Considerações Adicionais 93

5.3.2.2 Carregamento Transversal 94

5.3.3 REAÇÃO DO SOLO 98

5.3.3.1 Reação do Solo ao Longo do Fuste da Estaca 98

5.3.3.1.1 Reação ao Carregamento Axial 99

5.3.3.1.2 Reação ao Carregamento Transversal 100

5.3.3.1.2.1 Curvas p-y para Argilas 100

5.3.3.1.2.2 Curvas p-y para Areias 101

5.3.3.2 Reação do Solo na Ponta da Estaca 104

5.3.4 EFEITOS NO TEMPO 104

5.3.5 CARREGAMENTOS CÍCLICOS 105

5.3.5.1 Comportamento de Estacas ao Carregamento Cíclico Axial 106

5.3.5.1 Comportamento de Estacas ao Carregamento Cíclico Transversal 106

5.3.6 INSTALAÇÃO E CRAVABILIDADE 107

5.3.6.1 Fabricação, Transporte e Instalação 107

5.3.6.1 Cravabilidade 109

6 ANÁLISE.....111

6.1 MODELAÇÃO.....111

6.1.1 EFEITO DA RIGIDEZ DA ESTACA.....111

6.1.2 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA ESPESSURA DA SECÇÃO.....112

6.2 EXEMPLO.....112

6.2.1 DETERMINAÇÃO DA CAPACIDADE DE CARGA AXIAL DE UMA ESTACA PELO MÉTODO ICP.....114

6.2.2 CURVAS DE REAÇÃO DE UMA ESTACA.....118

6.2.2.1 Curva t-z.....118

6.2.2.1 Curva Q-z.....118

6.2.2.1 Curva p-y.....119

7 CONCLUSÃO.....121

BIBLIOGRAFIA.....123

REFERÊNCIAS CITADAS.....123

REFERÊNCIAS CONSULTADAS.....126

ANEXOS I.....135

AI.1 PLANTA DE LOCALIZAÇÃO.....135

AI.2 LOG DE SONDAGEM.....136

AI.3 LOG DE CPTU.....138

ANEXOS II.....141

AII.1 CÁLCULOS DA CAPACIDADE DE CARGA AXIAL DA ESTACA.....141

AII.2 CÁLCULOS DAS CURVAS DE REAÇÃO DA ESTACA.....143

AII.2.1 Curva t-z.....143

AII.2.2 Curva Q-z.....143

AII.2.3 Curva p-y.....143

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1: Historial do crescimento populacional e dos consumos energéticos per capita e totais a nível mundial. [1] 3

Figura 2.2: Circulação do vento no planeta. 4

Figura 2.3: Subdivisão [3] e componentes de uma estrutura eólica *offshore* [4]. 5

Figura 2.4: Previsões para a produção energética eólica offshore (dados cumulativo). [12]....7

Figura 2.5: Localização da tecnologia de fundações. [15] 9

Figura 2.6: Diferentes tipos de fundações usadas em *offshore*. [17] 9

Figura 2.7: Fazes de instalação de uma estaca de sucção. [4] 11

Figura 2.8: Vários tipos de estruturas de suporte e a sua aplicação com a profundidade. [4] 12

Figura 2.9: Distância à costa e profundidade de projetos em construção. [17] 13

Figura 2.10: Áreas definidas para desenvolvimento eólico *offshore* em Portugal: tecnologia fixa (esquerda) e tecnologia flutuante (direita). [20] 14

Figura 2.11: Cargas típicas em estruturas *offshore* eólica (esquerda) e petrolífera (direita). [8] 15

Figura 3.1: Recurso eólico Europeu em mar aberto. (www.windatlas.dk)....24

Figura 3.2: Variabilidade do vento no tempo. [29]....25

Figura 3.3: Tratamento estatístico do vento para a parcela A (esquerda) e B (direita). [28]....25

Figura 3.4: Exemplos de distribuições anuais de Weibull. [30] 26

Figura 3.5: Distribuição de Weibull (a) e rosa dos ventos (b). [31] 26

Figura 3.6: Variação do perfil da intensidade do vento com a rugosidade. [28] 27

Figura 3.7: Perfil real do vento. [30] 28

Figura 3.8: Definição dos níveis da água. (adaptado) [24] 32

Figura 3.9: Perfis de correntes. (adaptado) [34]....33

Figura 3.10: Onda harmónica. [34]....35

Figura 3.11: Registo do nível do mar num determinado ponto [30] 37

Figura 3.12: Exemplo da determinação direta. (adaptado) [37] 37

Figura 3.13: Principio da transformação de Fourier. (autor desconhecido) 39

Figura 3.14: Amostragem do nível da água em intervalos regulares. [37] 39

Figura 3.15: Sobreposição de ondas lineares. [37]....40

Figura 3.16: Diagrama da variância (esquerda) e espetro da variância (direita). [37] 41

Figura 3.17: Exemplo dos espetros apresentados. [37] 43

Figura 3.18: Exemplo de uma representação de alturas de onda e períodos para eventos extremos, em partes por milhar, para o Windpark Egmond aan Zee. [30] 45

Figura 3.19: Abordagem ao estudo das ondas. [37] 46

Figura 3.20: Perfis dos vários tipos de ondas. [40] 46
Figura 3.21: Intervalos de aplicação das várias teorias das ondas....47
Figura 3.22: Exemplificação da aplicação do método de Wheeler. [30] 48
Figura 3.23: Exemplo da ocorrência do erosão do leito. (desconhecido) 51
Figura 3.24: Exemplo de erosão local e global (fotografia subaquática). [30] 52
Figura 3.25: Efeito de esteira. (adaptado) [44]....53
Figura 4.1: Importância relativa das diferentes componentes das forças das ondas. [42] 57
Figura 4.2: Cargas através da equação de Morison. [47] 58
Figura 4.3: Fator de amplificação devido ao efeito de esteira. [42] 60
Figura 4.4: Variação do fluxo de vento (*Momentum Theory*). [48] [30] 61
Figura 4.5: Forças de sustentação (*lift*) e arrasto (*drag*) num elemento da pá. [30] 62
Figura 4.6: Geometria típica de uma pá. [30] [49]....63
Figura 4.7: *Twist* de uma pá. [48] 63
Figura 4.8: Coeficiente de sustentação (esquerda) e de arrasto (direita) para um perfil alar. [50] 64
Figura 4.9: Forças devidas ao vento. [48] 64
Figura 4.10: Equilíbrio dinâmico. [52]....66
Figura 4.11: Intervalo de frequências para turbinas de velocidade constante (esquerda) e de velocidade variável (direita). [30] 68
Figura 4.12: Intervalos típicos das frequência das solicitações. [4] 68
Figura 4.13: Amplificação dinâmica em função da razão de frequências. [52] 69
Figura 5.1: Distribuição probabilística das solicitações e resistências. (desconhecido) 73
Figura 5.2: Abordagem para o cálculo os efeitos de cálculo das ações. [24] 74
Figura 5.3: Comparação da distribuição de pressões e da perturbação do solo entre sapatas (a) e estacas (b). [56] 77
Figura 5.4: Ensaio de carga à compressão numa estaca (esquerda) e transferencia de carga na estaca ao longo do ensaio (direita). [56]....78
Figura 5.5: Resposta de uma estaca ao carregamento axial. [57]....78
Figura 5.6: Deformação de uma estaca isolada sob carregamento lateral (a) e respetivos estados de tensão numa situação não deformada (b) e deformada (c). [47]....79
Figura 5.7: Definição dos parâmetros para a expressão da tensão efetiva radial. [61] 82
Figura 5.8: Ângulo de atrito na interface em areias (ϕ_{cv}). [61] 84
Figura 5.9: Definição das propriedades intrínsecas da argila em relação ao seu comportamento edométrico. [61] 87
Figura 5.10: Mecanismos de rotura de estacas de ponta aberta em situação *unplugged* (a) e *plugged* (b). [62]....90

Figura 5.11: Fluxo do solo e variação da tensão radial em estacas cravadas com ponta tapada (a), com ponta aberta *unplugged* (b) e parcialmente *unplugged* (c). [62] (adaptado).....90

Figura 5.12: Resposta de uma estaca ao carregamento lateral. [62] 94

Figura 5.13: Princípio de análise de estacas sujeitas a cargas horizontais. [63] (adaptado).....95

Figura 5.14: Forma dos resultados obtidos a partir de uma solução completa. [47] 95

Figura 5.15: Esquema da análise *p-y*. [62] 96

Figura 5.16: Mecanismo de rotura para estacas curtas. [62].....96

Figura 5.17: Mecanismo de rotura para estacas longas. [62] 97

Figura 5.18: Modelo de molas na interação solo-estaca. [30].....98

Figura 5.19: Análise da transferência de carga de um elemento unitário da estaca. [62] 99

Figura 5.20: Curvas típicas de transferência axial tangencial — *t-z*. [64] 99

Figura 5.21: Curvas *p-y* para estacas carregadas lateralmente. Curvas a várias profundidades ao longo da estaca (a) e em eixos comuns (b). [56].....100

Figura 5.22: Forma das curva *p-y* para argilas. [56] 101

Figura 5.23: Coeficientes para a capacidade de carga lateral em areias. [64].....102

Figura 5.24: Módulo de reação inicial. [58] 103

Figura 5.25: Curva típica de transferência axial na ponta — *Q-z*. [64] 104

Figura 5.26: Resposta simplificada de estacas em argilas devido a carregamentos cíclicos. [47]106

Figura 5.27: Efeitos de um carregamento cíclico no comportamento das curvas *p-y*. [47].....107

Figura 5.28: Monoestaca em estaleiro. [17].....107

Figura 5.29: Exemplos de instalação de uma mono-estaca. (*jack-up vessel* (esquerda) e *cranebarge* (direita)) [35] [17] 108

Figura 5.30: Martelo de cravação. [www.menck.com] 108

Figura 5.31: Diagrama esquemático da cravação de uma estaca. [57].....109

Figura 6.1: Rotura axial progressiva ao longo do fuste. [62] 111

Figura 6.2: Esquema tipo das torres da *wind farm* OWEZ. [72] 113

Figura 6.3: Evolução da resistência lateral unitária (esquerda) e lateral e total acumulada (direita). 117

Figura 6.4: Curva *t-z* da estaca estudada para a profundidade de 12 metros. 118

Figura 6.5: Curva *Q-z* da estaca estudada.....119

Figura 6.6: Curva *p-y* da estaca estudada para a profundidade de 12 metros. 120

Figura AI.1: Planta de localização da caracterização geotécnica da *wind farm* OWEZ. [74].....136

Figura AI.2: *Log* de sondagem na localização W-BH06 da *wind farm* OWEZ. [74] 137

Figura AI.3: *Log* de ensaio CPTu na localização W-CPT08 da *wind farm* OWEZ. [74] 139

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1: Princípios base das fundações típicas para turbinas *offshore*. [13] 11
Tabela 3.1: Reconhecimento geológico e geotécnico. [25] 22
Tabela 3.2: Características das classes das turbinas. [33] 31
Tabela 3.3: Parâmetros para a definição dos espetros a partir do vento. 42
Tabela 4.1: Rugosidade de várias superfícies. 59
Tabela 4.2: Comparação das condições ambientais em vários locais. [4] 65
Tabela 5.1: Resumo das abordagens de cálculo. 74
Tabela AII.1: Tabela de cálculo da capacidade de carga axial numa estaca pelo método do ICP. 141
Tabela AII.2: Tabela com a discretização da curva *t*-*z*. 142
Tabela AII.3: Tabela com a discretização da curva *Q*-*z*. 142
Tabela AII.4: Tabela com a discretização da curva *p*-*y*. 142

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

Caracteres Latinos

a	parâmetro do MT
b	parâmetro da turbulência
c	velocidade da onda
c_a	corda do perfil alar
c_f	coeficiente aerodinâmico
c_u	resistência não drenada
d	profundidade do mar
dr	envergadura
e^*_{100}	índice de vazios para uma tensão efetiva vertical de 100 kPa
e_L	índice de vazios no limite de liquidez
f	frequência da onda
f_k	tensão resistente característica do material
f_{nat}	frequência natural da estrutura
f_p	frequência de pico do espetro
f_D	força de arrastamento força de amortecimento
f_I	força de inércia
f_M	força de inércia
f_S	força de restituição
g	aceleração da gravidade
h	altura relativa da ponta da estaca
k	parâmetro de forma de distribuição de Weibull número da onda rugosidade da superfície módulo de reação lateral inicial em areias
m_n	momento estatístico de ordem n
p_a	pressão atmosférica (100 kPa)
p_{us}	capacidade de carga lateral à superfície
p_{ud}	capacidade de carga lateral em profundidade
q	frequência máxima
q_b	resistência na ponta da estaca

q_c	resistência de ponta do piezocone no ensaio CPT
r	raio
s	inclinação do fundo
s_u	resistência não drenada
t	tempo resistência tangencial da estaca
$t_{\max}$	resistência tangencial máxima da estaca
u	deslocamento
$\dot{u}$	velocidade linear
$\dot{u}_{\max}$	velocidade máxima de uma partícula à superfície
$\ddot{u}$	aceleração linear
$\vec{v}$	vetor de velocidade linear
x	valor de não excedência; eixo coordenado longitudinal (direção do vento) profundidade
x^T	altura da onda correspondente ao período de retorno T
x_r	profundidade crítica
y	eixo coordenado horizontal frontal (na direção do vento) deslocamento horizontal
z	cota acima do nível do mar deslocamento vertical
z_{hub}	cota do rotor acima do nível do mar
A	Parâmetro de escala amplitude da onda coeficiente de regressão área projetada parâmetro para determinação do módulo de distorção do solo
A_b	área da base da estaca
A_i	coeficiente de Fourier
A_r	área de varrimento na MT
A_s	área da superfície da estaca
B	coeficiente de regressão parâmetro para determinação do módulo de distorção do solo
B_i	coeficiente de Fourier
C	constante do espetro PM matriz de amortecimento parâmetro para determinação do módulo de distorção do solo

C_1	constante para a capacidade de carga lateral em areias
C_2	constante para a capacidade de carga lateral em areias
C_3	constante para a capacidade de carga lateral em areias
C_A	coeficiente de massa adicionada
C_c^*	declive da reta *Intrinsic Compression Line*
C_D	coeficiente de arrasto
C_{DS}	coeficiente de arrasto do escoamento estacionário
C_L	coeficiente de sustentação
C_M	coeficiente de inércia
D	diâmetro de varrimento das pás duração de medição diâmetro da estaca
D_{CPT}	diâmetro do piezocone do CPT
D_{inner}	diâmetro interior da estaca
D_{outer}	diâmetro exterior da estaca
D_r	densidade relativa
E	energia fator escalar
E_u	módulo de elasticidade do solo
F	comprimento do *fetch* função de probabilidade
F_A	força axial
F_{ax}^{BET}	força no disco na BET
F_{ax}^{MT}	força no disco na MT
F_D	força de arrasto
F_L	força de sustentação
F_T	força tangencial
G	módulo de distorção do solo
H	altura da onda
H_1	altura particular da onda
$H_{1/3}$	altura significativa da onda (terço superior)
H_B	altura da onda de quebra
H_{rms}	valor quadrático médio da altura das ondas

H_s	altura significativa da onda
I_{ref}	intensidade da turbulência à altura do rotor
J	constante empírica adimensional
K	matriz de rigidez
K_c	relação de tensões após estabilização
K_f	relação de tensões na rotura
KC	número de Keulegan-Carpenter
L	largura da torre
M	matriz de massa
N	numero total de intervalos de tempo
N_c	fator de capacidade de carga
P	força período de passagem de cada pá
Q	binário aerodinâmico
Q_b	resistência de ponta de uma estaca
Q_p	capacidade de carga axial de uma estaca
Q_s	resistência lateral de uma estaca
R	raio da estaca
R^*	raio efectivo da estaca
R_{cla}	rugosidade
R_d	resistências de dimensionamento
R_{inner}	raio interior da estaca
R_{outer}	raio exterior da estaca
S_d	solicitações de dimensionamento
S_{JS}	espetro JONSWAP
S_{PM}	espetro Pierson-Moskowitz
S_t	sensibilidade da argila
T	tempo de referência período da onda período de retorno força na turbina
T_i	período intrínseco da onda
T_z	período médio da onda
U	velocidade da corrente

U_{bw} velocidade das correntes induzidas pelas ondas próximas da costa

U_{ss} velocidade das correntes sub-superficiais

U_{w} velocidade das correntes geradas pelo vento

V velocidade do vento
volume

V_{1} velocidade extrema no ETM para o período de retorno de 1 ano
velocidade do vento no MT

V_{2} velocidade do vento imediatamente antes de passar o disco no MT

V_{3} velocidade do vento imediatamente após passar o disco no MT

V_{4} velocidade do vento após passar o disco no MT

V_{10} velocidade média do vento em períodos de 10 minutos

$V_{10\,\mathrm{m}}$ velocidade do vento a 10 metros de altura

$V_{19{,}5\,\mathrm{m}}$ velocidade do vento a 19,5 metros de altura

V_{50} velocidade extrema no ETM para o período de retorno de 50 anos

V_{1-hour} velocidade média do vento em intervalos de uma hora

V_{ave} velocidade média anual do vento

V_{cg} velocidade do vento extrema de rajada

V_{e1} velocidade extrema para o período de retorno de 1 ano

V_{e50} velocidade extrema para o período de retorno de 50 anos

V_{gust} velocidade de rajada

V_{hub} velocidade à altura do rotor

V_{red1} velocidade reduzida para o período de retorno de 1 ano

V_{red50} velocidade reduzida para o período de retorno de 50 anos

V_{ref} velocidade de referência do vento

V_{rel} velocidade relativa do vento

V_{rot} velocidade de rotação do rotor

Caracteres Gregos

α coeficiente do perfil de vento
parâmetro do espetro PM
ângulo de ataque

β parâmetro para o modelo de mudança de direção extrema
coeficiente de amortecimento

	parâmetro do espetro PM
	torção da pá (*twist*)
β_0	ângulo de rotação da pá em torno do eixo longitudinal (*pitch*)
γ	parâmetro de pronunciamento do pico do espetro
	peso volúmico do solo
γ'	peso volúmico submerso do solo
γ_f	coeficiente parcial de dimensionamento para solicitações
γ_m	coeficiente parcial de dimensionamento para materiais
Δr	deslocamento radial
Δt	intervalo de tempo
ΔI_{v0}	variação do índice de vazios antes da cedência
ΔI_{vy}	variação do índice de vazios após a cedência
$\Delta\sigma'_r$	varação da tensão efetiva radial
ε_c	extensão
η	altura da onda no tempo
	parâmetro para determinação do módulo de distorção do solo
θ	paço da hélice
θ_{cg}	variação de direção extrema de rajada
θ_e	variação de direção extrema
λ	comprimento da onda
Λ_1	parâmetro de escala da turbulência
ν	viscosidade
ξ	coeficiente de amortecimento
ρ	densidade da água
ρ_{air}	densidade do ar
σ	constante do espetro PM
σ_1	desvio padrão da turbulência
σ'_{rc}	tensão efetiva radial estabilizada
σ'_{v0}	tensão efetiva vertical em repouso
σ'_{vy}	tensão efetiva vertical na cedência
σ'_{rf}	tensão efetiva radial
τ_f	tensão de corte resistente

ϕ	ângulo de fase da onda
	ângulo de atrito do solo
ϕ'	ângulo de atrito efectivo do solo
ϕ'_{cv}	ângulo de atrito a volume constante
ϕ'_{f}	ângulo de atrito na interface estaca-solo na rotura
ϕ'_{peak}	ângulo de atrito de pico
$\phi'_{ultimate}$	ângulo de atrito último
Φ	função escalar
φ	parâmetro do espetro PM
ψ	fator de amplificação devido ao efeito de esteira
$\vec{\omega}$	vetor de velocidade angular
Ω	velocidade angular

Outros Símbolos

∂	derivada parcial
∇	gradiente

Abreviaturas

ALS	*Accidental Limit State*
API	American Petroleum Institute
UWA	University of Western Australia
BEM	*Blade Element Momentum Theory*
BET	*Blade Element Theory*
BS	*British Standards*
BSH	Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie
BSI	British Standards Institution
CAU	*Consolidated Anisotropic Undrained*
Cov	covariância
CD	maré náutica (*chart datum*)
CPT	Cone Penetration Test
DCL	*Design Load Case*
DNV	Det Norske Veritas
DTU	Danmarks Tekniske Universitet
ECD	*Extreme Coeherent Gust With Direction Change*
ECM	*Extreme Current Model*
EDC	*Extreme Direction Change*

EDP	Energias de Portugal
ESS	*Extreme Sea State*
ETM	*Extreme Turbulence Model*
EWH	*Extreme Wave Height*
EWM	*Extreme Wind Speed Model*
EWLR	*Extreme Water Level Range*
EWS	*Extreme Wind Shear*
FLS	*Fatigue Limit State*
GL	Germanischer Lloyd
HAT	maré astronómica mais alta (*Highest Astronomical Tide*)
HSWL	maré alta máxima (*Highest Still Water Level*)
ICP	Imperial College Pile
IEC	International Electrotechnical Commission
ISO	International Organization for Standardization
JONSWAP	*Joint North Sea Wave Project*
JS	JONSWAP
LAT	maré astronomica mais baixa (*Lowest Astronomical Tide*)
LL	Limite de Liquidez
LNEG	Laboratório Nacional de Energia e Geologia
LSWL	maré baixa máxima (*Lowest Still Water Level*)
LWF	Lillgrund Wind Farm
MCP	*Measure-Correlate-Predict*
MOJS	Morison, O'Brien, Johnson e Schaal
MT	*Momentum Theory*
NCM	*Normal Current Model*
NGI	Norwegian Geotechnical Institute
NSS	*Normal Sea State*
NTM	*Normal Turbulence Model*
NWH	*Normal Wave Height*
NWLR	*Normal Water Level Range*
NWP	*Normal Wind Profile Model*
OWEZ	Windpark Egmond aan Zee
PM	*Pierson-Moskowitz*
REN	Redes Energéticas Nacionais
RWH	*Reduced Wave Heigh*
RWM	*Reduced Wind Speed Model*
SLS	*Service Limit State*
SPT	Standard Penetration Test
SSS	*Severe Sea State*

SWH	*Severe Wave Height*
TBT	tributil-estanho
ULS	*Ultimate Limit State*
UU	*Unconsolidated Undrained*
Var	variância
YSR	*Yield Stress Ratio*

1
INTRODUÇÃO

O presente trabalho desenvolveu-se ao longo de um conjunto de capítulos com o intuito de dar a conhecer os desenvolvimentos e conhecimentos básicos necessário para o dimensionamento e desenvolvimento de um projeto de estacas cravadas em estruturas *offshore*, principalmente torres eólicas fixas.

No capítulo subsequente ao da Introdução (capítulo 1), o capítulo 2, designado de "O Estado da Arte", são apresentados os desenvolvimentos e o estado no campo da energia do vento com uma extensão sobre as estruturas *offshore*. Esta abordagem é complementada pelos desenvolvimentos ocorridos neste campo e a evolução e exposição da legislação de suporte existente. No final do capítulo são apresentadas as diversas fases durante as quais se desenrola um projeto deste tipo.

No terceiro capítulo, intitulado "Caracterização do Local", são explicados todos os elementos necessário caracterizar no local de construção para a correta determinação das ações a considerar no dimensionamento de uma torre eólica *offshore*. A pormenorização dos elementos deste capítulo será maior ao nível das características intrínsecas de um projeto de uma torre eólica *offshore*, como é o caso das ações ambientais — do vento e da água — ficando para segundo plano a caracterização dos elementos menos relevantes para o dimensionamento ou de caracter mais generalista.

Como consequência do capítulo 3, o capítulo 4, "Ações e Seus Efeitos" descreve e explica o modo de determinação das ações para o dimensionamento da estrutura em função dos elementos resultantes dos estudos de caracterização do local. Neste capítulo são ainda tecidas algumas considerações a ter em atenção na simulação e dimensionamento, em especial, efeitos de cariz dinâmico.

O capítulo seguinte (capítulo 5) é sobre o "Dimensionamento" de estacas cravadas. Este tipo de estacas é o mais utilizado e generalizado em estruturas *offshore* fixas. O método selecionado para exposição neste trabalho, método *Imperial College Pile* (ICP), insere-se na nova corrente dos novos métodos baseados no CPT e, apesar do seu desenvolvimento ser recente, tem mostrado ser bastante eficaz e de fiabilidade superior aos métodos mais tradicionais. Adicionalmente são feitas algumas referências e alusões a aspetos complementares ao dimensionamento propriamente dito mas que complementam o tema de forma útil.

Como forma de sintetizar todos os aspetos abordados nos capítulos anteriores, o capítulo 6 apresenta um exemplo simples do dimensionamento de uma estaca do tipo referido complementada com algumas indicações a considerar na modelação e cálculo da mesma.

Por último, é feita uma "Conclusão" de todo o trabalho no capítulo 7. O principal objetivo deste capítulo é desenvolver alguma reflexão crítica sobre o estudo realizado, sobre o tema em si, e sobre as perspetivas futuras.

O presente trabalho termina com a indicação e referenciação de toda a documentação utilizada como suporte, na "Bibliografia".

Por último apresentam-se os anexos complementares aos estudos realizados.

2
O ESTADO DA ARTE

2.1 O Desafio Energético

Desde sempre a humanidade necessitou de energia para conseguir sobreviver. É certo que os primeiros primatas racionais estavam longe de saber que um dia se debateria a racionalização da produção de energia por causa da exaustão do planeta azul, uma vez que as preocupações da altura estariam mais relacionadas com a forma de obtenção de energia do que propriamente com o ambiente ou a sustentabilidade. Escusado será dizer, também, que os consumos energéticos da vida de então, com certeza seriam uma pequena fração dos diários de qualquer cidadão comum de qualquer país desenvolvido atual.

Não há dúvida que a humanidade deve a sua evolução até aos dias de hoje à energia. No entanto, os consumos energéticos nunca foram significativos até chegarmos à Revolução Industrial. Após esse momento, a par do desenvolvimento, o consumo de energia começou a crescer. A cada ano, o consumo de energia aumentava, mas a grande explosão deveu-se ao aumento exponencial da população a partir do século XX. (Figura 2.1) Com o intervalo de anos necessário para duplicar a população a descer vertiginosamente, o consumo mundial de energia segue o mesmo ritmo. Associado a esta taxa de crescimento está sobretudo o aumento da população na Ásia e o aumento do nível económico desse mesmo continente apoiado na procura do conforto e da qualidade de vida e na demanda industrial. Hoje, contamos com consumos nunca antes vistos.

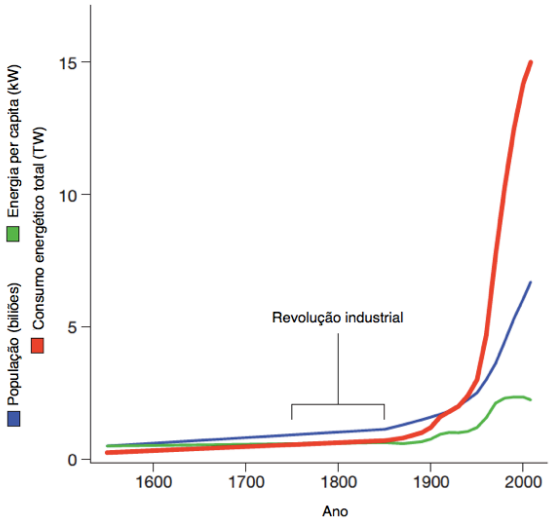


Figura 2.1: Historial do crescimento populacional e dos consumos energéticos *per capita* e totais a nível mundial. [1]

Contudo, nada disto seria um problema se o consumo energético não estivesse a esgotar mais rapidamente os recursos do planeta. Durante muito tempo a ideia generalizada era a de um planeta com capacidades infinitas, mas, com as constantes alterações climáticas, o aumento da poluição e a capacidade finita dos recursos energéticos mais consumidos levaram a uma tomada de consciência para a mudança.

Hoje em dia, a utilização de recursos energéticos renováveis deixou de ser uma questão de moda e excentricidade para passar a ser uma necessidade. Se durante muitos anos os combustíveis fósseis, como o carvão, o petróleo e o gás natural, foram a bandeira no setor da energia, agora, são as energias renováveis que dão o mote. Durante muito tempo ainda se pensou que a energia nuclear seria o futuro, mas, devido à dificuldade em controlar a sua perigosidade e mitigar os efeitos de eventuais acidentes, tem vindo a ser gradualmente abandonada e nunca foi, na realidade, utilizada em grande escala.

Mas a questão permanece, "Porque é que as energias renováveis nunca substituíram as energias não renováveis?". A resposta é simples. O custo de obtenção da energia fóssil foi sempre mais baixo e a combinação em *lobbies* das grandes empresas do setor formaram o fator decisivo para se adiar a mudança. Todavia, o tempo da mudança chegou. Ainda que a fatura a pagar seja elevada economicamente, a sobrevivência humana depende dela.

As energias renováveis como, por exemplo, a solar, a hídrica, a geotérmica e a eólica têm vantagens a longo prazo que, sem dúvida, irão suplantar o elevado custo que se verifica atualmente. A inovação na tecnologia utilizada, o aumento da eficácia, a capacidade infinita, e a diminuição drástica das emissões de dióxido de carbono para a atmosfera levarão a que o custo de produção baixe consideravelmente no futuro.

2.2 A Energia do Vento

2.2.1 O Vento

A Terra é envolvida pela atmosfera, que é composta de ar, de uma mistura de gás, de partículas sólidas e líquidas. Sendo esta aquecida de forma não uniforme pelo sol, este fato leva à ocorrência de um desequilíbrio de pressões que é necessário corrigir. Como o ar frio contém mais partículas de ar do que o ar quente, o ar frio desce na atmosfera, por ser mais pesado, criando áreas de altas pressões. Por outro lado, o ar quente sobe e cria áreas de baixas pressões. Ao tentar equilibrar as diferenças de pressão, o ar movimenta-se na atmosfera (as partículas de ar movem-se das áreas de baixas pressões para as áreas de altas pressões). O resultado desta tentativa de equilíbrio leva a um movimento conhecido como vento.

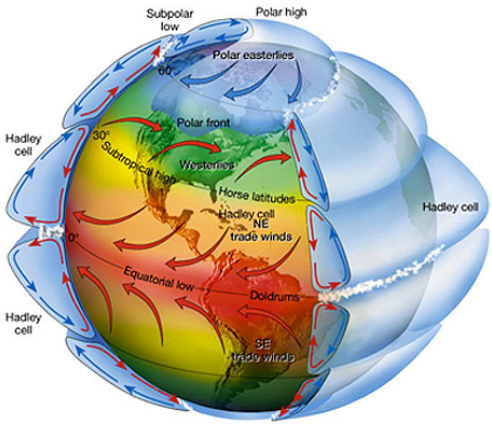


Figura 2.2: Circulação do vento no planeta.

O vento também é influenciado pelo movimento do planeta. Com a rotação em torno do seu eixo, o ar não se move diretamente das áreas de altas pressões para as áreas de baixas pressões. Em vez disso, o ar é empurrado para oeste, no hemisfério norte, e para este, no hemisfério sul. Este efeito é conhecido como força inercial de Coriolis. (Figura 2.2) Outro efeito também conhecido prende-se com o facto da superfície da terra ser irregular. A presença de edifícios, árvores, lagos, mares, vales e montanhas faz variar a direção e a velocidade do vento. [2]

A conversão deste movimento em energia elétrica é feita, por exemplo, pelo movimento de um eixo com pás, ligado a um gerador, que roda devido à passagem do vento. A forma mais comum desta tecnologia são as turbinas eólicas de eixo horizontal. (Figura 2.3)

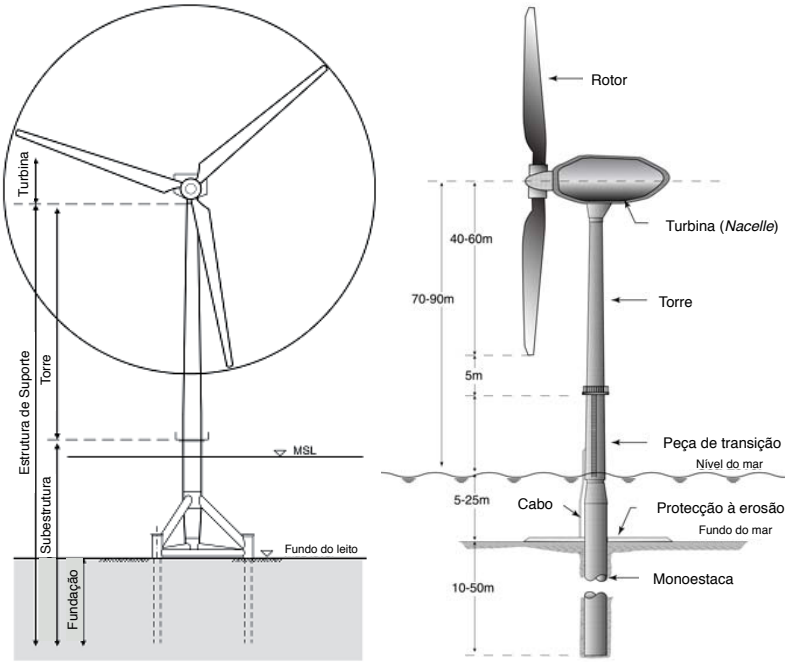


Figura 2.3: Subdivisão [3] e componentes de uma estrutura eólica *offshore* [4].

2.2.2 Como Funciona uma Turbina Eólica

O desafio de construção de turbinas eólicas foi, e continua a ser, muito grande. A complexidade das variáveis em jogo assim como o número e a coordenação das disciplinas envolvidas tornam o processo de inovação e desenvolvimento moroso. Se se analisar com cuidado todo o ciclo de vida de uma destas esbeltas estruturas imediatamente, poder-se-á ressaltar o envolvimento das mais variadas áreas como, por exemplo, a engenharia civil, a engenharia eletrotécnica e a engenharia mecânica. No entanto, o assunto é muito mais vasto. Não será por isso arriscado afirmar que, senão todas, pelo menos a maior parte das ciências estão envolvidas de alguma forma neste processo de aproveitamento energético. Desde as ciências físicas às aplicadas e, até mesmo, às da vida e às sociais.

A maior parte das turbinas atualmente tem três pás aerodinâmicas. As pás encontram-se ligadas ao cubo do rotor que, por sua vez, liga o conjunto à cabine. A cabine aloja o rotor, a caixa de velocidades, o travão e, além de outros componentes, o gerador. O vento ao passar pelas pás cria sustentação (tal como num avião) e provoca a rotação do rotor. Em função da velocidade do vento, a caixa de velocidades ajusta a velocidade do rotor para otimizar a energia obtida. As pás, ao girar o eixo que está ligado ao gerador, fazem com que este produza eletricidade. O gerador elétrico, por sua vez, envia a eletricidade para um transformador que a converte na voltagem correta para a rede elétrica. (Figura 2.3)

Existem três variáveis principais que determinam a quantidade de energia que uma turbina pode produzir: a velocidade do vento, o raio das pás e a densidade do ar. As turbinas produzem energia com vento entre os 4 e os 30 metros por segundo. Os ventos mais fortes produzem mais energia, mas quando os ventos são superiores ao valor máximo que a turbina suporta esta pára para evitar ser danificada. A energia produzida também é proporcional à área de varrimento das lâminas. Quanto maior a área, maior será a energia produzida. Por exemplo, a duplicação do raio pode resultar em quatro vezes mais potência. No que se refere à densidade do ar, que é um fator importante porque a energia cinética é proporcional à massa do ar, esta será tanto melhor quanto mais densa for. Como a densidade do ar varia em função da pressão e da temperatura, sendo que a densidade diminui com a altitude, a localização de turbinas ao nível do mar (baixa altitude) é mais eficiente do que as mesmas turbinas instaladas a grandes altitudes. [5]

A localização ideal de uma turbina será num sítio que possua um fluxo praticamente constante e não turbulento (sem variações no regime de escoamento) de vento ao longo do ano, com o mínimo de rajadas (variações repentinas da intensidade do vento).

A escolha da turbina correta depende de vários fatores como: as condições de vento, a orografia do local, as regras locais/nacionais (nomeadamente as que se referem à altura da turbina), os níveis de ruído e a conservação e impacto na natureza, o risco de ocorrência de fenómenos extremos (como sismos), a facilidade de transporte para o local e a disponibilidade de equipamento para a sua montagem [2].

Muitas vezes as turbinas são instaladas em grandes parques próximas umas das outras (geralmente espaçadas cerca de 500 metros entre si). A estes parques é corrente charmá-los de *wind farms*. Uma *wind farm* grande terá centenas de turbinas individuais espalhadas por extensas áreas.

Muitas das maiores *wind farms* operacionais em terra (*onshore*) estão localizadas nos EUA e na China (com crescimento exponencial neste último país). Em relação à capacidade total instalada, em terra ou não, os líderes mundiais são, por ordem decrescente, a China, os EUA e a Alemanha [6].

2.3 Estruturas *Offshore*

Em oposição à definição americana do termo *offshore*, que é definido como: fora da plataforma continental, a definição europeia é: sujeito a ações hidrodinâmicas. [7] Basicamente *onshore* e *offshore* são antónimos. Nesta última definição ainda é corrente, em alguns casos, uma especificação mais detalhada como *near-shore* (próximo da costa), e *deep-offshore* (águas profundas).

2.3.1 As Torres Eólicas *Offshore*

Com o crescimento explosivo, que se vem verificando no setor das energias limpas, a energia eólica tem tomado a nível mundial, de longe, a maior fatia do investimento. Mas, devido a restrições de espaço aliadas ao impacto visual e à falta de eficiência do sistema, os países têm, progressivamente, preferido os investimentos *offshore* aos *onshore*. Além da mitigação deste efeitos, existe outra enorme vantagem para a instalação *offshore* das turbinas eólicas. Normalmente é possível a criação de grandes áreas concentradas com inúmeras turbinas, maximizando assim o potencial da sua localização. [8] O facto de se instalar um conjunto de turbinas no meio do mar ou lago não se justifica apenas por questões estéticas. A baixa rugosidade da superfície conjugada com a inexistência de obstáculos significativos à circulação do vento contribuem substancialmente para que as velocidades e a constância dos mesmos, ao passarem nas turbinas, resultem num aumento substancial da eficiência do sistema.

Não obstante, o projeto de torres eólicas *offshore* apresentou e continua a apresentar desafios nunca antes vistos pela engenharia, nomeadamente a estrutural e a geotécnica. A desvantagem das ações ambientais que não se verificam em *onshore*, como as ondas e as correntes, tiveram como resultado novas abordagens e soluções inovadoras. No entanto, os largos conhecimentos e tecnologias *offshore* já existentes da indústria do petróleo e do gás, aliados com os conhecimentos de torres eólicas *onshore,* constituíram uma base fundamental no desenvolvimento e exploração dos conhecimentos da tecnologia no mar. O casamento destas duas indústrias permitiu um avanço significativamente rápido no desenvolvimento de eólicas *offshore*. Contudo, existiram barreiras particulares que tiveram que ser ultrapassadas, principalmente devido a fatores como as ações do vento, a ação do gelo e, os efeitos dinâmicos muito severos.

O desenvolvimento *offshore*, apesar de ser mais caro que o *onshore*, está a tornar-se cada vez mais competitivo. À medida que os investimentos e a investigação nesta área aumentam, o desenvolvimento *offshore* torna-se mais viável de explorar. Em termos médios, o custo de instalação de uma turbina em *offshore*, na Europa, varia entre os 2 e os 3 milhões de euros por cada MW. [9] Consequentemente, a instalação de um parque de 10 MW (considerando 4 turbinas de 2.5 MW cada) rondará os 25 M€.

No que respeita ao *offshore*, além de pioneira, a Europa tomou a dianteira com a primeira *wind farm* instalada na Dinamarca em 1991. [6] Um relatório de 2009 da European Wind Energy Association aponta para que 40 GW da capacidade da energia do vento *offshore* esteja em operação na União Europeia até 2020. A mesma associação apresenta ainda metas ambiciosas para 2030 com uma capacidade de produção de 150 GW. [10] Já a Energy Information Administration dos Estados Unidos estima que as necessidades elétricas desse país irão subir 39% até 2030 e que, uma substituição em 20% desse valor pela produção da energia por via eólica em relação aos métodos tradicionais, terão um impacto estrondoso no meio ambiente. Estimativas do resultado dessa mudança apontam para uma redução de 825 milhões de toneladas de dióxido de carbono em emissões para a atmosfera e uma poupança de 15 biliões de litros de água. [11]

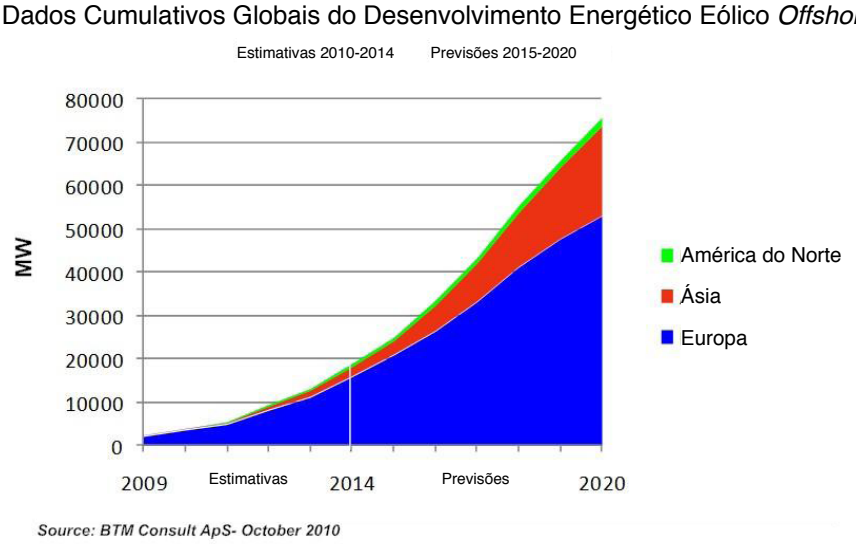


Figura 2.4: Previsões para a produção energética eólica *offshore* (dados cumulativos). [12]

Além do elevado tempo para o licenciamento de projetos *offshore*, o problema mais significativo relacionado com estes projetos prende-se com os atrasos no mar. O equipamento alugado para a instalação é muito caro devido à falta de meios que se evidencia e, qualquer paragem ou atraso, acarreta custos enormes. Para minimizar estes custos, os responsáveis tentam fazer a montagem e os testes da instala-

ção ainda em terra. [13] Outra questão importante é a corrente tecnologia de fundações para este tipo de estruturas. Como o fundo do mar é uma variável que não pode ser alterada, em águas muito profundas (*deep-offshore*) é inviável a colocação de uma estrutura fixa. Nestes casos, umas vez que em muitas circunstâncias as taxas de rendimento são muito superiores em locais de águas profundas, o tipo de fundação terá que evoluir. Tal como aconteceu na indústria petrolífera, a solução de fundações do tipo flutuante minimizará os custo do investimento para níveis razoáveis.

Atualmente, o London Array, composto por 175 turbinas totalizando 630 MW é o maior projeto eólico *offshore* em construção. No entanto, recentemente o Japão anunciou um projeto ainda maior ao largo da costa de Fukushima, local do trágico desastre nuclear em 2011 resultado de um sismo. Este projeto, totalizando 1 GW de potência, será composto por 143 turbinas e deverá estar em funcionamento em 2020. Além de ser o maior, este projeto é revolucionário porque incluirá as primeiras turbinas flutuantes em funcionamento comercial. [14]

Neste momento, a instalação *offshore* centra-se na gama de 3.5 MW por turbina. [8] Contudo, à data, a maior turbina *offshore* produz 7 MW e o varrimento das lâminas tem um diâmetro de 127 metros. [2]

2.3.2. Fundações de Torres Eólicas *Offshore* - O Estado da Arte

Para que as estruturas não se movam aleatoria e irreversivelmente, é necessário assegurar uma ligação suficiente destas ao leito marinho. As fundações garantem essa ligação e asseguram a estabilidade da estrutura.

As fundações podem ser de vários tipos e a sua escolha é geralmente influenciada pela profundidade do fundo do mar —batimetria — (daí a importância de uma boa batimetria) e pelas condições geológicas do local onde é necessário instalar a fundação. A variedade do tipo de fundações é grande e continua a crescer fundamentalmente por causa dos custos elevados que estas assumem no valor global do projeto. Com a evolução para o *offshore*, tal como em outros aspetos, também foram adotadas as soluções tradicionais de fundações da indústria do petróleo mas, em contraste com esta, que nunca sofreu com a obsessão da otimização das fundações, o facto das fundações *offshore* para estruturas eólicas poderem representar até cerca de 35% do custo total da instalação, levou a uma procura incessante de novas e inovadoras soluções. Outra circunstância agravante, mais uma vez em absoluto contraste com as plataformas petrolíferas, é o facto das cargas verticais sobre a fundação terem uma relevância inferior quando comparadas com o momento gerado pelas cargas horizontais que solicitam a estrutura no sentido de a derrubar. [8]

A necessidade de reduzir o peso da fundação no custo global levou ao desenvolvimento de novas tecnologias de fundações como, por exemplo, os baldes de fundação (*bucket foundations*). Esta opção tem-se mostrado mais interessante, em alguns casos, em relação às soluções tradicionais das estacas e das fundações de gravidade. O desenvolvimento destes novos tipos de fundações tem exigido também uma nova estratégia nas técnicas de análise e dimensionamento. Apenas o conhecimento da capacidade de carga máxima previsível, que um solo poderá suportar através do carregamento de uma fundação, já não é suficiente. Por isso, novos métodos e modelos teóricos foram e são necessários para tornar a resposta geotécnica melhor e mais precisa. Novos modelos como, por exemplo, os baseados no endurecimento plástico (expansão da superfície de cedência com a progressão do carregamento) têm-se mostrado bastante promissores e já capazes de serem aplicados em casos de solicitações monotónicas, contudo, serão necessários futuros desenvolvimentos para a generalização desta teoria a cargas cíclicas e transitórias. [8]

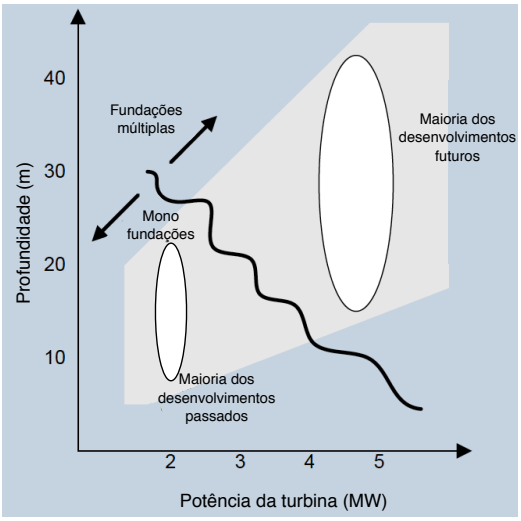


Figura 2.5: Localização da tecnologia de fundações. [15]

2.3.2.1 Tipos de Fundações

Existem, tipicamente, dois grandes grupos de fundações, considerando-se, apenas, como fundações apenas os elementos que fazem a ligação entre a estrutura e o solo: as fundações gravidade e as fundações por estacas (podendo, estas últimas, subdividir-se em vários tipos). Recentemente apareceu um novo grupo, os baldes de fundação (*bucket foundation*), que têm um comportamento que se poderá considerar misto entre os grupos já referidos. [16]

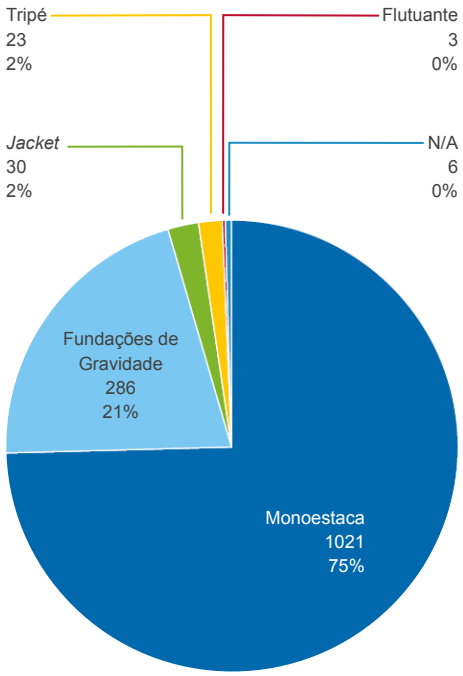


Figura 2.6: Diferentes tipos de fundações usadas em *offshore*. [17]

2.3.2.1.1 Fundações Gravidade

As fundações gravidade estão a ser usadas em alguns projetos na Europa como, por exemplo, no maior projeto eólico *offshore* da Suécia com capacidade de 110 MW, a Lillgrund Wind Farm (LWF). Está localizada a cerca de 10 quilómetros da costa sul da Suécia próximo da famosa ponte Øresund que liga a Dinamarca à Suécia. As fundações gravidade, geralmente não são a opção mais competitiva por vá-

rias razões. A primeira deve-se ao facto de ser necessário criar uma solução tipificada para que a sua construção seja viável. Depois, é necessário que os estratos superficiais do leito marinho sejam competentes em termos de capacidade de carga. Outra desvantagem é o facto de ser necessário fazer uma preparação prévia do leito para a instalação da fundação, como a remoção parcial e a regularização da base do leito. E, quando aplicáveis, sempre em profundidades relativamente reduzidas (a profundidade do leito marinho na LWF é de 4 a 8 metros), os custos de desmaterialização da fundação muitas vezes inviabilizam a solução. Por estas razões, apenas podem ser competitivas em gamas de profundidades a rondar os 15 metros.

2.3.2.1.2 Estacas

Por outro lado, as soluções de estacas são, de longe, as mais utilizadas. Se considerarmos todas as variantes, as estacas são utilizadas em cerca de 80% dos projetos de eólicas *offshore*, sendo destes mais de 90% em mono-estacas. (Figura 2.6) Entre os vários tipos de fundações por estacas podem salientar-se os seguintes: estacas tubulares cravadas, estacas tubulares cravadas em furação prévia, estacas moldadas, estacas compostas "Cravada-Escavada-Cravada" e estacas de sucção. As estacas cravadas são as mais utilizadas por serem um tipo de fundação bastante eficiente e fácil de instalar (a par das de sucção) quando comparadas com as restantes. Consistem num tubo metálico que, quando em posição, é cravado no leito a partir de uma barcaça ou plataforma, através da utilização de um martelo apropriado. Apesar do ruído, a sua instalação é relativamente rápida. Um exemplo de utilização deste tipo de fundações é o London Array, localizado no estuário do Tamisa, onde foram instaladas 177 estacas, uma para cada turbina e duas para a subestação de apoio. Este tipo de fundação é bastante competitivo para médias profundidades, na ordem dos 30 a 40 metros. As mono-estacas são uma solução muito flexível por se adaptarem a uma variedade muito grande de terrenos dos leitos marinhos.

Os restantes tipos de estacas, com exceção das de sucção, são menos relevantes e têm utilização reduzida. A sua utilização normalmente só é considerada no caso dos solos de fundação serem demasiado resistentes que inviabilizem a cravação das estacas, sendo nesse caso, necessário considerar uma opção com furacão (escavação para posterior inclusão da estaca) ou uma solução mista.

Já as estacas de sucção (muitas vezes também referidas como âncoras de sucção, caixotões de sucção ou baldes de sucção) têm assumido, progressivamente, uma importância cada vez maior. As novas soluções de subestruturas para águas profundas e muito profundas — as soluções flutuantes — consideram este tipo de fundações para fazer segurar a estrutura através de cabos. Como os cabos não têm rigidez à compressão, a fundação nunca é solicitada no sentido da gravidade, por isso, a utilização das estacas de sucção é a mais vantajosa. As estacas de sucção consistem num tubo cilíndrico, não tão esbelto como o das estacas normais, com a extremidade do fundo aberta e do topo fechada. A sua instalação é realizada à custa de uma diferença de pressões que é promovida com o recurso a uma bomba. Ao bombear a água no interior da estaca, quando esta está na posição de ser cravada, a estaca avança progressivamente até à sua posição final. Quando a cravação é finalizada, a bomba é retirada. (Figura 2.7) O método de instalação dos baldes de fundação é, em tudo, semelhante. A resistência é mobilizada pelo atrito entre o solo e a superfície da estaca, pelo peso do solo no interior da estaca e pela pressão hidrostática. Esta solução só é possível em solos finos, com uma permeabilidade baixa (exceto rocha), caso contrário o efeito de sucção perder-se-ia porque haveria um restabelecimento hidrostático no interior da estaca de forma rápida, desequilibrando o sistema de vácuo e levando ao arranque da estaca. Outra vantagem deste sistema está na desmaterialização. Para retirar a estaca basta proceder de modo inverso, ou seja, bombear água para o interior da estaca.

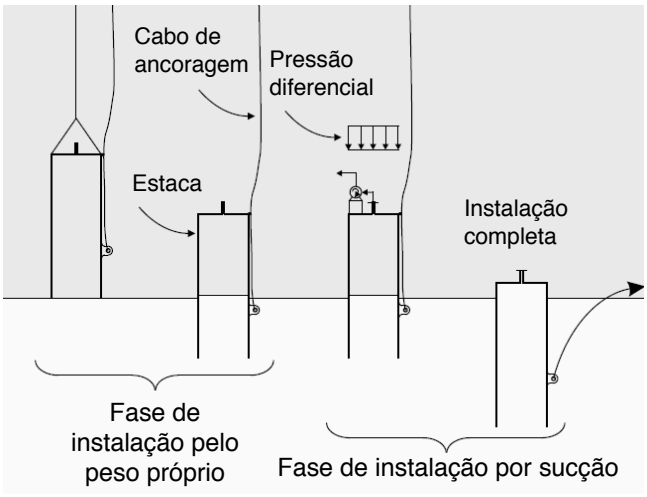


Figura 2.7: Fazes de instalação de uma estaca de sucção. [4]

As considerações para a seleção do tipo de fundação para turbinas eólicas *offshore* incluem as condições do solo, a cravabilidade das estacas e penetrabilidade das estacas de sucção, a construção e logística da instalação, os custos de fabrico e os impactes ambientais. As características do solo são, em regra, a condição que define os aspetos de construção e instalação.

Tabela 2.1: Princípios base das fundações típicas para turbinas *offshore*. [13]

Tipo de Fundação	Tamanho (diâmetro)	Peso
Gravítica	12 - 15 m	500 - 1000 ton.
Mono-estaca	4 - 6 m	175 ton.
Multi-estaca	0,9 m	125 ton.
Balde	10 - 12 m	100 ton.

2.3.2.2 Estruturas de Suporte

A estrutura de suporte é considerada como o elemento que faz a transição entre a fundação e a torre. Sendo, muitas vezes, confundidas com as fundações propriamente ditas, estes elementos foram, em grande parte, adotados da indústria do gás e do petróleo. Têm surgido alguns conceitos novos e adaptações para a indústria eólica. A sua referência é importante porque o tipo de solicitação na fundação depende fortemente do tipo de estrutura de suporte considerada. Genericamente podem dividir-se em cinco grandes categorias (todas elas do grupo das estruturas fixas):

- Mono-estaca;
- Tripé;
- *Jacket*;
- Gravítica;
- Flutuante.

Existem outros tipos de estruturas de suporte e muitas variantes de alguns dos já referidos, exemplos são: tri-estacas; treliças tridimensionais e os diversos tipos do grupo das estruturas flutuantes. Não é objeto deste trabalho fazer uma descrição exaustiva de todos os tipos. Para uma descrição mais por-

menorizada pode ser consultado o relatório "*Support Structure Concepts for Deep Water Sites*" promovido pelo Project UpWind. [18]

A escolha da estrutura de suporte depende essencialmente da profundidade a que se vai fundar a estrutura. A título de exemplo, apresenta-se na figura seguinte (Figura 2.8) uma relação entre as profundidades de referência e as correspondentes estruturas de suporte:

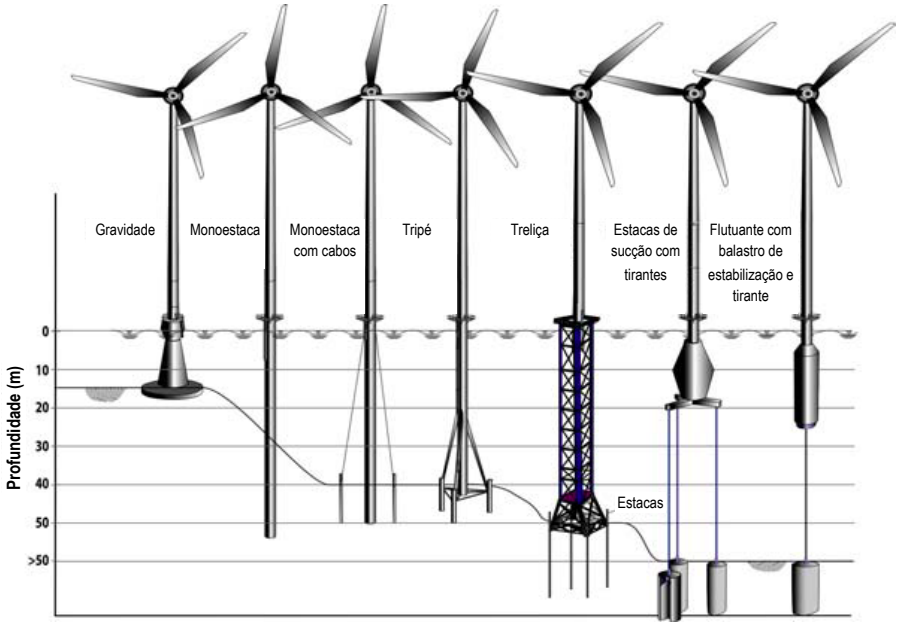


Figura 2.8: Vários tipos de estruturas de suporte e a sua aplicação com a profundidade. [4]

Normalmente existe alguma relação entre a estrutura de suporte e a fundação. Por exemplo, no caso das mono-estacas, tanto a fundação como a estrutura de suporte são o mesmo elemento. Apenas é adicionado um elemento de ligação para fazer a conexão entre a mono-estaca e a torre. Outro caso semelhante, sobretudo devido à baixa profundidade em que são utilizadas, é o das fundações gravidade em que a fundação é materializada com uma forma e altura suficiente para ser também adotada como estrutura de suporte.

2.3.3 Desafios Futuros

As turbinas modernas, nos locais com as melhores condições, operam a menos de 30% da sua capacidade média e as turbinas individuais não chegam a operar na sua capacidade máxima 10% do tempo. Assim sendo, é claramente visível que a presente tecnologia está longe de estar otimizada. Não surpreenderá pois, que a inovação nos componentes e sistemas irão sofrer uma significativa evolução, aumentando a eficiência tanto nas unidades individuais como nas *wind farms*, diminuindo os custos iniciais, de manutenção, como também o ruído e, ainda aumentando o seu tempo de vida. Será de esperar, no futuro próximo, claros avanços em várias vertentes, como na dinâmica de fluidos, nos materiais, no controlo e fabricação, nas estruturas e na distribuição elétrica. O objetivo principal da otimização será a redução significativa do custo de produção e a mitigação dos impactos adversos na vida selvagem e nas pessoas. [11]

A otimização máxima de uma estrutura só será conseguida à custa da contabilização de modelos complexos de interação entre a estrutura, o vento, as ondas e o solo. A fadiga dos componentes estruturais e da fundação, tal como, a capacidade última, são apenas algumas questões a serem resolvidas. São

necessárias análises computacionais que considerem a resposta estrutural tanto estatica como dinamicamente, que avaliem e modelem o vento, as ondas e as correntes e, que modelem a interação da estrutura com o solo através da fundação. Os tipos de análises estruturais e a simulação dos ventos e das ondas já pode ser considerado como aceitável mas, no caso da interação solo-estrutura, existe pressão para o desenvolvimento de modelos que repliquem o comportamento da fundação mais adequadamente, especialmente no que se refere às suas não linearidades. [8]

A maior parte das instalações atuais estão localizadas em batimetrias baixas e médias e só com avanços sólidos em todas as vertentes se conseguirá chegar a soluções que permitam a exploração em massa em águas mais profundas (Figura 2.9).

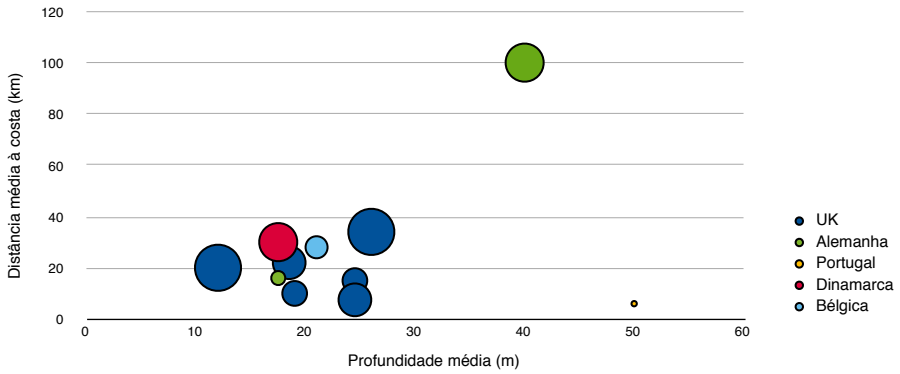


Figura 2.9: Distância à costa e profundidade de projetos em construção. [17]

2.3.4 O Caso Português

Portugal já tem uma escala expressiva para a sua dimensão. Segundo dados do relatório da REN (Redes Energéticas Nacionais), Portugal, no fim do ano de 2012, conta com uma potência instalada de 4464 MW nos seus 220 parques eólicos estando cerca de 94% dessa potência efetivamente ligada à rede. Apesar de no ano passado o crescimento eólico em Portugal ser o mais baixo dos últimos nove, este tipo de energia representa já 20% do consumo energético de todo o sistema elétrico nacional. [19]

Apesar da energia das ondas representar uma percentagem muito maior das metas das renováveis *offshore* em Portugal até 2020, mais de três vezes a potência para as eólicas *offshore*, [20] o elevado potencial eólico *offshore* nacional não pode ser, de modo algum, desperdiçado. Com a aproximação do potencial eólico máximo em terra, sem que introduzam fortes constrangimentos ao nível ambiental e social, a transição para a exploração do recurso no mar parece inevitável. Fatores como a disponibilidade de largas áreas não exploradas com reduzido impacte ambiental e o potencial eólico com baixa turbulência superarão certamente o facto do investimento ser maior. [21]

Estudos levados a cabo pelo Laboratório Nacional de Energia e Geologia (LNEG) para a identificação e avaliação deste recurso *offshore*, ou seja, do potencial eólico, do estudo detalhado da batimetria, e das condições geotécnicas do fundo do mar através de técnicas de mapeamento.(Figura 2.10) Tais mapas permitiram identificar as "macro-regiões" com interesse de exploração *offshore*. As conclusões revelaram que para batimetrias iguais ou inferiores a 40 metros existe um potencial para uma capacidade de até 3500 MW (sobretudo a norte de Lisboa) mas, o verdadeiro recurso encontra-se no *deep-offshore*, com batimetrias entre os 40 e os 200 metros. [22] O aproveitamento eólico para *deep-offshore*, com soluções que passaram pelas estruturas flutuantes, carece de tecnologia comprovada a larga escala.

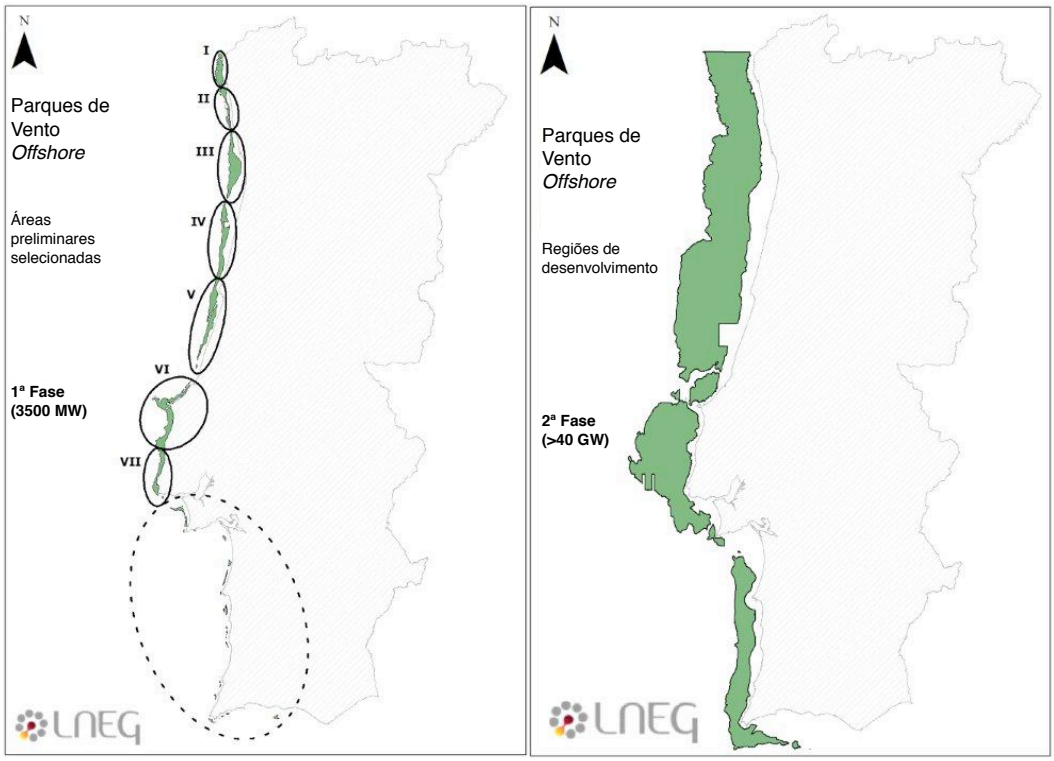


Figura 2.10: Áreas definidas para desenvolvimento eólico *offshore* em Portugal: tecnologia fixa (esquerda) e tecnologia flutuante (direita). [20]

Devido à profundidade das águas junto da costa nacional, o aproveitamento eólico *offshore* no nosso território é, atualmente, quase ou até mesmo nulo. No entanto, com os desenvolvimentos tecnológicos atuais, especialmente, com os esforços de uma *joint venture,* onde se inclui a elétrica nacional - EDP, a exploração do recurso eólico *offshore* em Portugal poderá ter uma ascensão significativa nos próximos anos. Neste momento, o projeto desta *joint venture*, o WindFloat, encontra-se em fase de testes com uma turbina eólica flutuante ao largo da Aguçadoura, na Póvoa do Varzim.

Enquanto não se derem passos firmes na tecnologia flutuante, resta a Portugal aproveitar o curso eólico *offshore* para batimetrias até os 40 metros que, apesar de tudo, ainda representa uma quantidade apreciável para a realidade nacional.

2.4 LEGISLAÇÃO

Durante muito tempo não existiram normas específicas para a indústria eólica. Porém, esta realidade tem mudado progressivamente. Dadas as aparentes semelhanças desta indústria com as estruturas de exploração de petróleo e gás *offshore*, as normas destas últimas foram utilizadas como referência para a indústria eólica. Apesar de serem a única base de sustentação, a sua utilização não poderia ser mais desaconselhada. Existem vários fatores que tornam a utilização das normas desadequadas, por exemplo, a diferença na sensibilidade dinâmica de uma estrutura eólica em relação a uma de exploração petrolífera e a distinta relação entre as cargas verticais e horizontais (Figura 2.11). Além do mais, o peso do custo da fundação e da estrutura no custo global é muito superior nas estruturas eólicas do que nas de extração petrolífera, resultando numa maior necessidade de otimização dos componentes que a constituem e, por conseguinte, levando a uma maior complexidade na análise e dimensionamento. Apesar de tudo, não se pode desprezar o enorme contributo que a indústria petrolífera *offshore* forneceu à iniciação e desenvolvimento dos conhecimentos para a indústria eólica. [13]

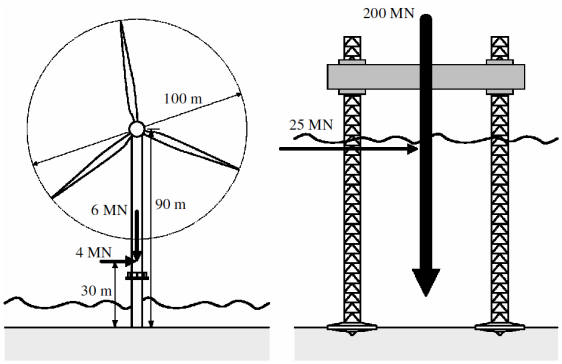


Figura 2.11: Cargas típicas em estruturas *offshore* eólica (esquerda) e petrolífera (direita). [8]

Outro aspeto, que faz distanciar as estruturas *offshore* da indústria petrolífera para a eólica, é a questão do risco. Enquanto uma típica plataforma de petróleo é projetada para um tempo de vida de 20 anos, considerando as ações com um período de retorno de 100 anos, já nas estruturas eólicas é tradição considerar um período de retorno de apenas 50 anos (em alguns elementos 1 ano). [23] Outra questão subjacente ao risco é o facto das consequências de uma falha serem muito mais gravosas, tanto em termos de vidas humanas como em termos ambientais, no caso da indústria petrolífera. Esta condição é traduzida nos coeficientes de segurança que são necessários adotar.

Atualmente já existe uma série de documentação que suporta a indústria eólica *offshore*. Não é objeto deste trabalho fazer uma exposição exaustiva de toda a legislação e documentação acessória na indústria, por isso, só se fará referência àqueles que mais se relacionam com o dimensionamento das estruturas, nomeadamente as fundações por estacas.

Basicamente a normalização pode agrupar-se pelas suas distintas origens. Apesar de, em muitos aspetos, se intersetarem, são mais as vezes em que se complementam. Referir-se-á então a documentação mais relevante:

- International Electrotechnical Commission (IEC)
  - IEC 61400-1:2005 — Wind turbines - Part 1: Design requirements
    - IEC 61400-1-am1:2010 — Amendment 1: Wind turbines - Part 1: Design requirements
  - IEC 61400-2:2006 — Wind turbines - Part 2:Design requirements for small wind turbines
  - IEC 61400-3:2009 — Wind turbines - Part 3: Design requirements for offshore wind turbines
- International Organization for Standardization (ISO)
  - ISO 19902:2007 — Petroleum and natural gas industries - Fixed steel offshore structures
- American Petroleum Institute (API)
  - API RP 2A-LRFD:1993 — Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms - Load and Resistance Factor Design - Errata and Supplement 3
  - API RP 2A-LRFD-S1:1997 — Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms - Load and Resistance Factor Design - Supplement 1

    - API RP 2A-WSD:2000 — Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms - Working Stress Design
    - API RP 2A-WSD-S1:2002 — Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms - Working Stress Design - Errata and Supplement 1
    - API RP 2A-WSD-S2:2005 — Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms - Working Stress Design - Errata and Supplement 2
    - API RP 2A-WSD-S3:2007 — Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms - Working Stress Design - Errata and Supplement 3
- Det Norske Veritas (DNV)
    - DNV OS-J101:2013 — Design of Offshore Wind Turbine Structures
    - DNV CN30.4:1992 — Classification Notes N.º 30.4 - Foundations
- Germanischer Lloyd (GL)
    - Guideline for the Certification of Offshore Wind Turbines (2013)
- Danish Energy Agency
    - Recommendation For Technical Approval of Offshore Wind Turbines (2001)
- Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (BSH)
    - Ground Investigations for Offshore Wind Farms (2008)
    - Design of Offshore Wind Turbines (2007)

Tanto a Det Norske Veritas como a Germanischer Lloyd são organizações independentes de classificação de navios e plataformas de petróleo. Estas empresas aproveitaram para entrar no mercado eólico quando este passou para o *offshore*. Ambas possuem um bom e fundamentado conjunto de normas para a indústria eólica *offshore*. Aliás, até ao aparecimento das normas emitidas pela International Electrotechnical Commission, essas eram as melhores referências no setor. Existem outras entidades que também já entraram ou, estão a preparar-se para entrar, no mercado como a Bureau Veritas, a Lloyds Register of Shipping, e a American Bureau of Shipping.

Apesar do esforço da International Electrotechnical Commission, refletindo o trabalho de diversas personalidades no estudo e avaliação de casos reais, as normas deste organismo não são suficientes, porque não cobrem todos os aspetos técnicos, nem têm exigências para determinados detalhes, reportando-os em muitos casos para documentos da DNV e/ou da GL.

Em alguns casos as prescrições de diversos organismos são diferentes. Por exemplo, as combinações de cargas do GL são diferentes da IEC. [7]

Ainda que o desenvolvimento das normas do IEC tenha como objetivo harmonizar os requisitos de tantos países quanto possíveis, existem outros que ainda possuem normas próprias como é o caso da Alemanha. O Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie dispõe de um conjunto de normas e recomendações bem específicas para a utilização no projeto de estruturas eólicas *offshore*.

No que respeita à certificação dos projetos eólicos (importantes para questões de seguro, por exemplo), esta, em geral, irá depender dos cumprimentos das exigências que cada organização responsável pela certificação (e.g. DNV, GL, etc.) exigir, o que pode, na maior parte dos casos, traduzir-se na conformidade com as suas instruções técnicas.

À parte da normalização propriamente dita e das entidades a ela associadas, outras entidades, grupos e projetos têm dado uma contribuição significativa no aprofundamento, aperfeiçoamento e desenvolvimento da tecnologia eólica *offshore*. De entre estas destacam-se o trabalho do grupo de investigação DUWind da Delft University of Technology, o projeto UpWind fundado sob o sexto programa-quadro da União Europeia, o grupo de investigação Risø DTU National Laboratory for Sustainable Energy (atual DTU Wind Energy e DTU Energy Conversion) parte da Technical University of Denmark, o trabalho do National Renewable Energy Laboratory dos EUA e também, não menos importante, o contributo do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aalborg (Dinamarca).

No desenvolvimento do restante trabalho serão usadas como referência as normas do IEC (principalmente a IEC 61400-3:2009) por estarem a ser adotadas ou em vias de adoção pelos países da União Europeia. Por exemplo no Reino Unido estas normas já foram adotadas e publicadas pelo British Standards Institution (BSI), organismo responsável pela produção e publicação das British Standards (BS) e por representar os interesses do Reino Unido nas organizações de normalização internacionais e europeias. Sempre que a norma usada como referência for insuficiente ou omissa serão usadas outras normas referidas no documento ou então outras que melhor apresentem ou documentem os aspetos em estudo. Sempre que não for utilizada a norma de referência, será indicado a norma, ou documento, usado.

2.5 O Projeto

Generalizando, o projeto de uma *wind farm* compreende tanto componentes individuais como também o sistema completo. Porém, as fases que lhes estão associadas são similares e podem ser especificadas como sendo as seguintes: [3]

- Desenvolvimento
- Dimensionamento
- Implementação (produção, transporte, instalação e comissionamento)
- Operação
- Descomissionamento

2.5.1 Desenvolvimento

Nesta fase inicial estão associadas várias medidas a tomar. A primeira tarefa a realizar deve ser o reconhecimento do local, na qual este é avaliado e a informação é recolhida. Esta informação, reportada, servirá de base ao projeto. Exemplo de informação recolhida são os dados meteorológicos e oceanográficos (e.g. vento, ondas, correntes, batimetria, etc.), informações geológicas e geotécnicas, e outra informação relevante ao projeto (e.g. erosão, corrosão, gelo, etc.). Esta fase é vital, porque este tipo de informação, que serve de base ao dimensionamento, é específica do local variando, como seria de esperar, de local para local.

Ainda nesta fase são desenvolvidos estudos de dimensionamento e planeamento relativamente simples sobre os quais recairá a escolha de uma solução a adotar para aprofundamento futuro.

Por último, é realizado um conjunto de propostas e feita a sua avaliação.

2.5.2 Dimensionamento

No dimensionamento será aprofundada a solução adotada e será realizado o dimensionamento final de todos os elementos que servirão para a implementação e concretização do projeto de acordo com as certificações necessárias. Deverão ser preparados e evidenciados, com todo o detalhe, os desenhos e especificações do layout do projeto, da estrutura de suporte, das subestações elétricas e a sua ligação à rede, do(s) mastro(s) de medições e de quaisquer outros componentes adicionais. Em regra, as turbinas em si são certificadas por tipo, sendo apenas necessário escolher uma e certificar a sua adequabilidade ao local.

Também associada a esta fase está o plano de implementação que servirá de suporte à fase precedente. Aqui deverão constar todos os documentos necessários à implementação, à preparação logística e ao descomissionamento.

2.5.3 Implementação

Nesta fase de materialização do projeto, está inerente um conjunto de atividades que irão materializar toda a conceção feita até então. Entre as atividades referidas destacam-se a produção, o transporte, a instalação e o comissionamento.

Durante a produção, todos os componentes da *wind farm offshore* são fabricados em terra. Ao longo desta atividade deve efetuar-se, através da monitorização do fabrico, a inspeção de todos os elementos para garantir a sua conformidade.

Após a fabricação, é necessário deslocar todos os componentes até ao local previsto. O transporte geralmente é feito por via marítima. As peças são transportadas por barcaças até ao local mas, por exemplo, no caso das fundações tubulares, como alternativa, estas podem ser rebocadas, uma vez que, com as suas extremidades devidamente seladas, estas flutuam na água. Outro exemplo do transporte com reboque são as fundações por gravidade. As recomendações sugerem o transporte do conjunto da turbina mais torre numa só peça. Na fabricação, tal como e nas seguintes atividades, deve fazer-se uma monitorização e inspeção dos trabalhos.

Quando os elementos já estão no local desejado procede-se à sua instalação. A instalação não se refere apenas às torres em si, mas a todos os componentes e sistemas de suporte, tanto no mar como em terra. No caso da instalação dos componentes no mar, muitas vezes, a barcaça que serve para fazer o transporte também dispõe de meios para auxiliar a instalação, como gruas e equipamento para a cravação de estacas. A sequência de instalação de uma turbina eólica *offshore* depende da fundação escolhida. Uma *wind farm offshore* requer cuidados adicionais e uma integração muito mais apertada das atividades de projeto e construção, devido aos desafios adicionais da operação no mar. [13]

A partir do momento em que tudo está pronto a funcionar, passa-se para um período de testes para verificar se a instalação ocorreu como previsto. Após a confirmação do bom funcionamento procede-se à certificação do projeto e ao pedido de autorização para a sua operação. Quando concedido, o projeto está comissionado e entra em operação.

Além disto, uma inspeção independente deve assegurar e garantir que a turbina, a estrutura de suporte, a cablagem, as subestações e quaisquer outros componentes do parque estão de acordo com a certificação (ensaios de implementação), não apresentando nenhum defeito ou dano sério.

2.5.4 Operação

Durante a operação, devem ser estipuladas e mantidas inspeções e manutenções anuais regulares que certifiquem a conformidade do funcionamento de todos os componentes. Estas atividades compreendem testes e ensaios que certifiquem a continuação da conformidade de funcionamento dos componentes. Qualquer reparação ou substituição deve ser devidamente assinalada e realizada.

2.5.5 Descomissionamento

No término do período de comissionamento, todos os componentes instalados no local devem ser removidos devendo este ser deixado da mesma maneira aquando da implementação. Antes do fim deste período de operação deve ser realizado um plano de descomissionamento onde deverão constar todas as atividades a realizar, bem como os *timings* respetivos. Quando a fase de operação termina procede-se, então, à retirada de todos os componentes em conformidade com o plano definido. Normalmente, esta operação é obrigatória pela lei do país em que se encontra o projeto. Após esta operação o projeto é dado como concluído.

3
CARACTERIZAÇÃO DO LOCAL

À semelhança do que acontece nas obras de engenharia civil em geral, todas elas (ou a maior parte delas) são encaradas mais como protótipos do que como produtos. Isto deve-se, principalmente, ao facto das condições, que interferem no projeto/produção, serem altamente dependentes de condições fronteira variáveis, ou seja, são dependentes não só de si mesmo, mas de condições altamente variáveis de local para local. Esta variabilidade faz com que as tentativas da criação de uma solução tipificada a larga escala se torne completamente inviável. Apesar de alguns elementos da turbina eólica terem uma aplicação generalizada como, por exemplo, as pás, a turbina em si, o rotor e o gerador, outros elementos dependem fortemente das condições onde serão aplicados. Esta dependência leva à necessidade de criação de soluções específicas para elementos como as fundações e a estrutura de suporte, com o intuito de se tornarem adequadas às condições locais, sejam elas atmosféricas, hidráulicas ou geotécnicas.

Por esta razão se prova a indispensabilidade de se fazer uma correta e intensa caracterização do local.

3.1 Caracterização do Terreno

No que respeita à caracterização do terreno, esta não é uma atividade isolada no decorrer do projeto eólico *offshore*. As atividades a ela associadas deverão, apesar de estarem mais concentradas a montante da construção (com o devido grau de precisão e variação), decorrer ao longo de todo o projeto, mesmo depois da materialização da estrutura.

Obviamente que a caracterização geológica e geotécnica deve ser avaliada por um engenheiro geotécnico, devidamente qualificado para o efeito, e esta deve fornecer informação adequada, tanto em termos planimétricos como altimétricos, para o dimensionamento das fundações. A caracterização deve incluir a avaliação geológica do local; a avaliação batimétrica do fundo do mar incluindo o registo de blocos, ondulação ou obstruções no fundo; investigação geofísica e caracterização geotécnica com ensaios *in-situ* e laboratoriais. Esta caracterização deve combinar, também, informação geológica superficial da região.

A caracterização do solo deve ser feita através de uma ou mais sondagens com recolha de amostra para avaliação das propriedades mecânicas do solo. O número de sondagens depende do número e da localização das turbinas, da variabilidade do solo, do tipo de fundação e dos resultados geofísicos preliminares. Os ensaios deverão incluir penetrómetros estáticos, tipo CPT, em adição às sondagens, sendo que, pelo menos um ensaio CPT deve ser realizado na vizinhança de uma sondagem para efeitos de calibração. [24]

A caracterização deverá fornecer dados para cada uma das camadas dos solos sobre:

- Classificação e descrição;
- Parâmetros de resistência e deformabilidade;
- Parâmetros sobre consolidação e assentamentos a longo prazo;
- Permeabilidade;
- Rigidez e amortecimento desde muito baixas deformações (para a previsão do comportamento dinâmico da estrutura);
- Informação sobre o potencial de liquefação e instabilidade hidráulica.

Na opinião do autor, no que se refere às indicações relativas à caracterização geológica e geotécnica, as indicações expostas na norma de referência (atrás indicada) são algo generalistas e incipientes. Como é sabido, à parte dos aspetos construtivos e das ações, os maciços de fundação desempenham um papel principal e, por esta razão e pela importância que esta temática assume no presente trabalho, será feita uma referência adicional sobre as indicações apresentadas pela norma Ground Investigations for Offshore Wind Farms do BSH [25].

A tabela seguinte apresenta-se uma sinopse das atividades do reconhecimento geológico e geotécnico ao longo das diversas fases do projeto.

Tabela 3.1: Reconhecimento geológico e geotécnico. [25]

Fase	Objetivos	Atividades
Desenvolvimento	‣ Encontrar um local adequado ‣ Fazer um *layout* preliminar da *wind farm* ‣ Fazer um estudo preliminar das fundações	1. Estudo prévio “de gabinete” com pesquisa e avaliação de informação existente; 2. Caracterização geofísica 2.1. Levantamento da batimetria com equipamentos de sondagens acústicas mono-feixe (para fundos relativamente nivelados) ou multi-feixe (para fundos acidentados) devendo ser registada a batimetria de toda a área da instalação das turbinas. 2.2. Levantamento dos tipos e perfis dos leitos sedimentares com sonar de varrimento lateral no local de cada turbina ou em toda a área se o fundo for heterogéneo (as interpretações devem ser verificadas e/ou calibradas com amostras recolhidas). 2.3. Determinação da localização e tipo das unidades geológicas utilizando reflexão sísmica em cada componente da *wind farm* com espaçamento máximo de 2000 metros. 2.4. Investigação de zonas onde possa haver restos de naufrágios, cabos, munições e outros metais com recurso a um magnetómetro (baseado no estudo prévio). 3. Caracterização geotécnica 3.1. Pelos menos uma sondagem e um CPT em cada canto da *wind farm* e no centro. Adicionalmente, uma cobertura de, pelos menos, 10% dos locais das turbinas, em investigação preliminar, ou em todos os locais de turbinas em investigações definitivas. 3.2. O engenheiro geotécnico deverá determinar quais os ensaios laboratoriais necessários a realizar.

Fase	Objetivos	Atividades
Dimensionamento	‣ Dimensionamento das fundações	1. Caracterização geotécnica 1.1. Pelos menos uma sondagem ou um CPT (determinado pelo engenheiro geotécnico) em cada local de turbina no caso de fundações mono-estacas em leito homogéneo, caso contrário o engenheiro geotécnico deverá determinar as sondagens e/ou CPTs adicionais em função da estratificação esperada, do tipo de fundação previsto e dos resultados das investigações anteriores. As profundidades, como mínimo, devem ser as necessárias para o dimensionamento. 1.2. O engenheiro geotécnico deverá determinar quais os ensaios laboratoriais necessários a realizar.
Implementação	‣ Monitorização da instalação	1. Pré-instalação 1.1. Ensaios adicionais definidos pelo engenheiro geotécnico. 1.2. Possíveis ensaios de cravabilidade e de capacidade de carga a definir pelo engenheiro geotécnico. 2. Instalação 2.1. Relatórios de cravabilidade das fundações. 2.2. Medição das deformações. 2.3. Medição dos excessos de pressão neutra.
Operação	‣ Monitorização das fundações ‣ Monitorização do leito de fundação	1. Caracterização geofísica (todas as primaveras nos primeiros anos após a construção) 1.1. Levantamento da batimetria com sondagens acústicas multi-feixe para registo de alterações batimétricas devido à erosão ao longo de cada lado dos alinhamentos de turbinas, incluindo toda a área correspondente a, pelo menos, 200 metros de afastamento de cada lado do alinhamento. 1.2. Levantamento das áreas erodidas e obstruidas com sonar de varrimento lateral ao longo de cada lado dos alinhamentos de turbinas, incluindo toda a área correspondente a, pelo menos, 200 metros de afastamento de cada lado do alinhamento (as interpretações devem ser verificadas e/ou calibradas com amostras recolhidas). 2. Medição de deformações

Como se pode verificar, os trabalhos geotécnicos neste tipo de estruturas são altamente complexos e, por isso, o engenheiro geotécnico tem um papel fundamental no desenrolar das operações e tomadas de decisões. Por estas razões, o engenheiro geotécnico responsável deve ter uma adequada qualificação e ser capaz de provar a sua experiência em trabalhos de dificuldade comparável.

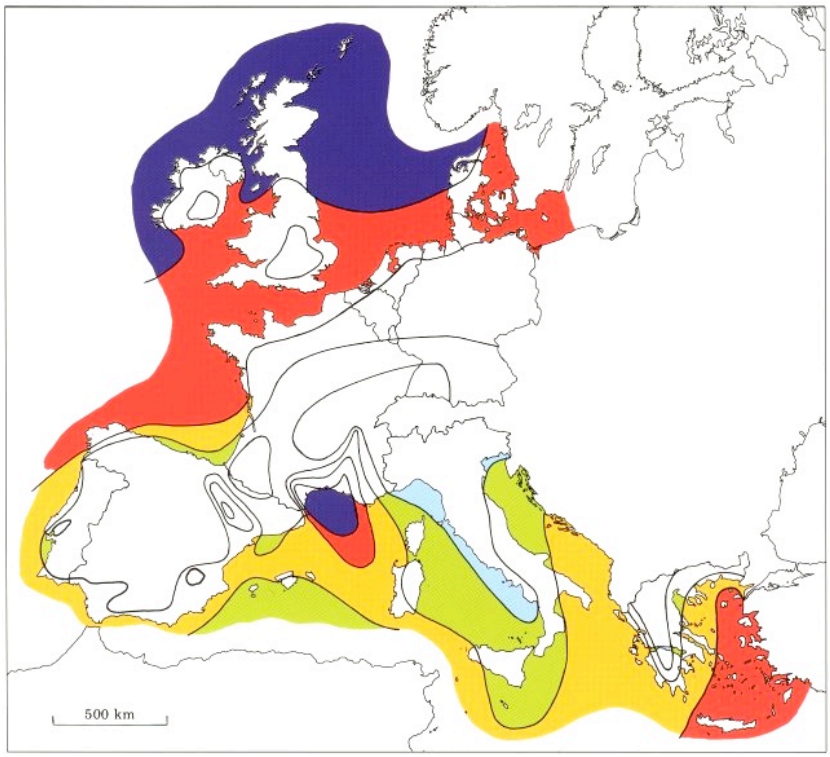
3.2 Ação do Vento

A caracterização do vento tem um caracter fundamental no dimensionamento de torres eólicas, sejam elas *onshore* ou *offshore*. Uma previsão apurada da intensidade e variabilidade do vento requer uma investigação intensa e prolongada do local onde a estrutura será construída. Infelizmente, principalmente por questões de tempo, quase nunca é possível fazer recolha de dados demasiado prolongados,

sendo esta situação a razão principal para a utilização de métodos de extrapolação para a estimativa dos ventos no local.

3.2.1 Métodos de Caracterização do Vento

A solução para a obtenção de informação estatística para um determinado local pode ser feita por duas vias. Sem entrar em demasiados pormenores, o primeiro método baseia-se em dados existentes registados por estações sinóticas. Com estes dados e com recurso à lei do arrasto geostrófico é determinado o vento geostrófico, ou seja, o vento teórico que resulta do equilíbrio exacto entre a força de Coriolis e a força do gradiente de pressão, para uma determinada localização e altitude. Como estes dados não têm a representatividade necessária, a solução passa pela aplicação de correções ao vento geostrófico condicionados, por exemplo, pelos obstáculos e pela orografia.Este processo é moroso e complexo, por isso, atualmente, o processo mais utilizado para fazer esta análise é a utilização do software WAsP conjuntamente com informação de atlas de ventos já realizados, tais como os Mapas de Vento Europeus (European Wind Atlas) (Figura 3.1).



Recurso eólico em mar aberto (mais de 10 km *offshore*) para cinco alturas

	10 m		25 m		50 m		100 m		200 m	
	$m\,s^{-1}$	Wm^{-2}	$m\,s^{-1}$	Wm^{-2}	$m\,s^{-1}$	Wm^{-2}	$m\,s^{-1}$	Wm^{-2}	$m\,s^{-1}$	Wm^{-2}
	> 8.0	> 600	> 8.5	> 700	> 9.0	> 800	> 10.0	> 1100	> 11.0	> 1500
	7.0-8.0	350-600	7.5-8.5	450-700	8.0-9.0	600-800	8.5-10.0	650-1100	9.5-11.0	900-1500
	6.0-7.0	250-300	6.5-7.5	300-450	7.0-8.0	400-600	7.5- 8.5	450- 650	8.0- 9.5	600- 900
	4.5-6.0	100-250	5.0-6.5	150-300	5.5-7.0	200-400	6.0- 7.5	250- 450	6.5- 8.0	300- 600
	< 4.5	< 100	< 5.0	< 150	< 5.5	< 200	< 6.0	< 250	< 6.5	< 300

Figura 3.1: Recurso eólico Europeu em mar aberto. (www.windatlas.dk)

Já o segundo método é baseado em medições realizadas no local com recurso a anemômetros mecânicos ou sónicos. Como estas medições são de curta duração, é difícil obter bons resultados estatísticos para o longo prazo. Para solucionar este problema, são aplicados métodos que fazem a correlação com outros locais para os quais se tem informação fiável de longa duração. Um dos métodos principais utilizados é o MCP (Measure-Correlate-Predict). [26] [27] [28]

3.2.2 Variabilidade do Vento

Com os dados estatísticos do local é necessário proceder-se ao seu tratamento para prever os valores característicos que servirão de base à determinação das ações do vento. A extrema variabilidade, que se deve a flutuações contínuas na velocidade e direção, resulta de diferentes fenómenos físicos que têm as suas próprias características e ocorrem em comprimentos, escalas e durações temporais características. Como se pode constatar da figura seguinte (um espetro indicativo da variabilidade temporal) vários efeitos afetam a velocidade do vento em situações diferentes. Os efeitos da turbulência ocorrem com curta duração, enquanto outros efeitos (efeitos térmicos ou variações dos sistemas meteorológicos de grande escala) ocorrem com média e longa duração. Entre estes dois blocos temporais existe um vazio espetral (indicado na figura como *"spectral gap"*) onde a variabilidade não é acentuada. É assim possível dividir nesta fronteira a análise do vento em duas parcelas distintas, A e B. A primeira corresponde à variabilidade devido à turbulência, enquanto a segunda representa a variabilidade devido ao clima.

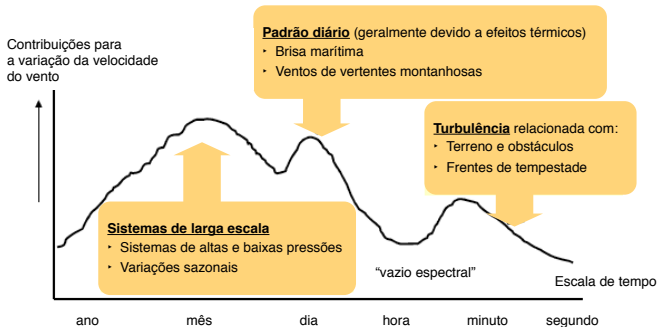


Figura 3.2: Variabilidade do vento no tempo. [29]

O tratamento estatístico de ambas as partes é semelhante. O processo passa pela criação de um histograma feito com base no registo dos valores extremos da velocidade média do vento, em períodos de 10 minutos (V_{10}), à altura do rotor e com um período de retorno de 50 anos. A criação do histograma servirá de base à criação de uma função densidade de probabilidade. As funções de ajuste recomendadas para o caso da parcela A, é a distribuição de Gauss (por vezes a log-normal), enquanto no caso da parcela B, é a distribuição de Weibull. [28]

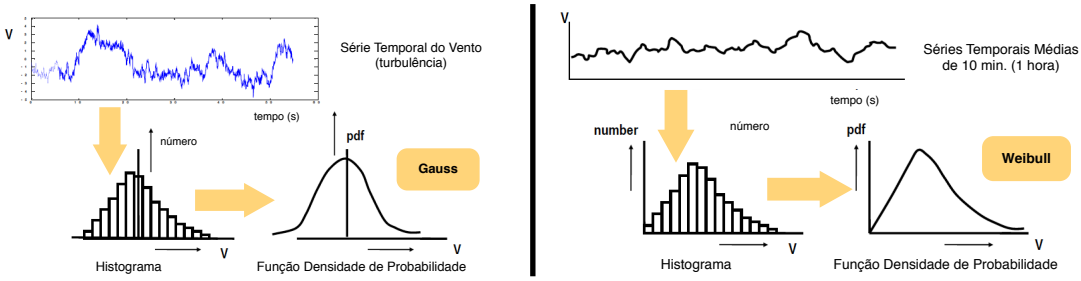


Figura 3.3: Tratamento estatístico do vento para a parcela A (esquerda) e B (direita). [28]

3.2.2.1 Variabilidade Climática

A função densidade de probabilidade da distribuição de Weibull é dada por:

$$p(V) = \frac{k}{V}\left(\frac{V}{A}\right)^{k} e^{-(V/A)^{k}} \qquad (3.1)$$

sendo A o parâmetro de escala [m/s] e k o parâmetro de forma da distribuição.

Estes parâmetros são dependentes do local, da direção e da altura considerada. [24] Valores típicos do parâmetro k são: 1,75 para *onshore*, 2,0 para *near-shore* e 2,2 para *offshore*. [30]

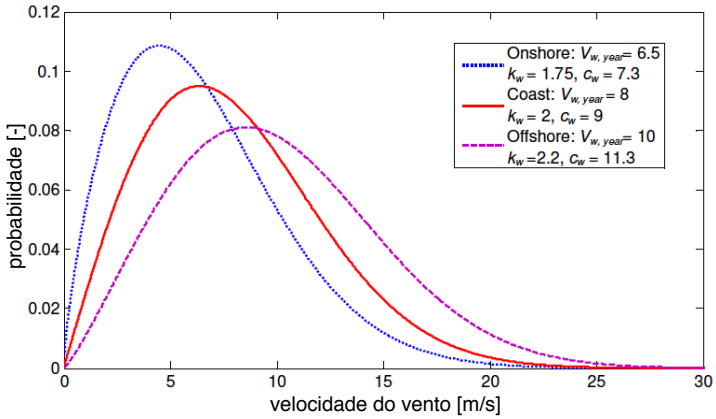


Figura 3.4: Exemplos de distribuições anuais de Weibull. [30]

A análise deve ser efetuada para as várias direcções devendo estar dividida em, pelo menos, setores de 30º e com uma resolução de, pelo menos, 2 m/s. [24] A representação geral pode ser feita através de rosas dos ventos como a apresentada, a título de exemplo, na figura seguinte:

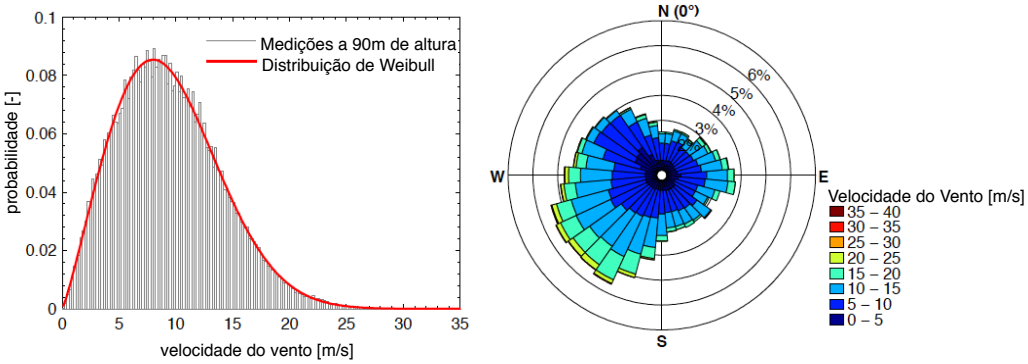


Figura 3.5: Distribuição de Weibull (a) e rosa dos ventos (b). [31]

3.2.2.2 Turbulência

A turbulência, ou seja, variações da velocidade em relação ao seu valor médio, não tem muito significado no carregamento da estrutura. No entanto, a sua consideração nos efeitos dinâmicos da estrutura é fundamental. A turbulência é decomposta em três componentes: a componente longitudinal (com a mesma direção do vento), a componente lateral, (normal à longitudinal), ambas horizontais, e a componente ascendente (normal às outras duas). O valor representativo da componente longitudinal (a mais importante para o estudo) da turbulência num modelo de turbulência normal (NTM - *normal turbulence model*) corresponde ao quantil de 90% e é dado por:

$$\sigma_1 = I_{ref}\left(0{,}75V_{hub} + b\right) \qquad (3.2)$$

A expressão indicada refere-se à altura do rotor, sendo o valor de b igual a 5,6 m/s (IEC 61400-1:2005), e o valor de I_{ref} , valor esperado para a intensidade da turbulência à altura do rotor, para médias de 10 minutos de ventos de referência de 15 m/s (valor tabelado em função da categoria da turbina escolhida).

O valor da intensidade da turbulência decresce com o aumento da velocidade do vento. [32]

3.2.3 Perfil do Vento

O vento, à parte das flutuações no tempo e da turbulência, não tem velocidade constante com a altitude. O facto de haver fricção entre um fluido, o ar, e um sólido, a terra, e esta interação ser função da temperatura e da rugosidade da superfície faz com que haja uma variação da intensidade do vento com a altura. O efeito da fricção da superfície faz-se sentir na camada superficial, entre 0 e 100 metros de altitude. Outro efeito conhecido é a variação na direção do vento com a altitude, devido à prevalência da força de Coriolis sobre o atrito. Este efeito faz-se sentir sobretudo a altas altitudes, na denominada camada de Ekman. [29] Mas é sobretudo o efeito da variação da rugosidade que mais interesse tem nas obras em estudo e nas obras de engenharia civil em geral. A rugosidade superficial tem muita influência na intensidade do vento e a magnitude da intensidade do vento altera-se progressivamente com a transição da rugosidade superficial. Na figura seguinte é possível observar-se esta variação, dando resposta à ocorrência de maiores velocidade para a mesma altitude com o afastamento da costa. [28] Nela se vê, no segundo esquema, como há ganhos na intensidade do vento quando as turbinas se situam afastadas da costa, em relação à sua instalação em terra.

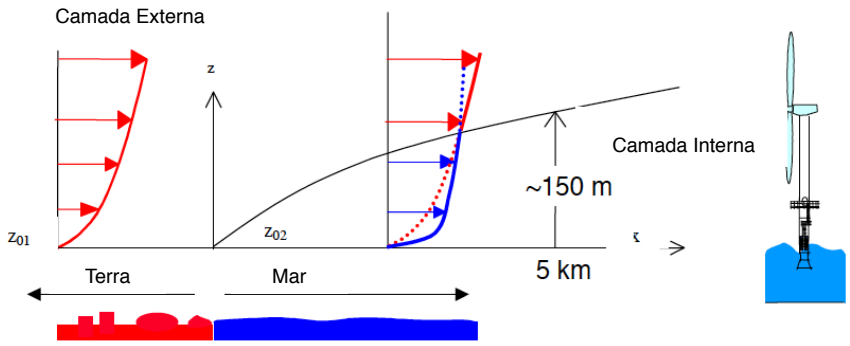


Figura 3.6: Variação do perfil da intensidade do vento com a rugosidade. [28]

É importante referir que a forma do perfil de ventos em locais muito afastados da costa (mais de 30 quilómetros) depende praticamente apenas da rugosidade da superfície. No caso contrário, a forma do perfil de ventos nas proximidades da costa apresenta dificuldades acrescidas devido à forte interação dos gradientes de temperatura ar/água. [28]

3.2.3.1 O Perfil Normal de Vento

O perfil normal de vento (NWP - *normal wind profile model*) sobre águas calmas é dado pela seguinte lei de potência (expressão aproximada):

$$V(z) = V_{hub}\left(\frac{z}{z_{hub}}\right)^{\alpha} \qquad (3.3)$$

O valor do coeficiente α é igual a 0,14 para condições normais de vento *offshore* e, cerca de 0,10 no caso de *onshore*. O valor da velocidade considerada não tem necessariamente que ser à altura do rotor (V_{hub}), pode ser noutra posição mas, o valor da altura considerada deve ser correspondente à posição da medição, em substituição da altura do rotor (z_{hub}).

Outra equação comum e mais exata para a definição do perfil é a equação logarítmica. Esta última equação considera o valor da rugosidade de forma explícita.

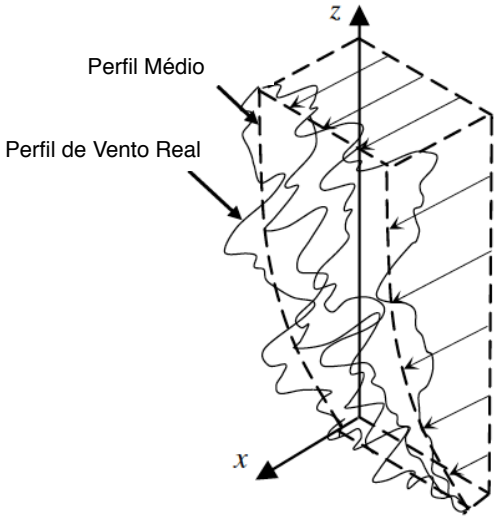


Figura 3.7: Perfil real do vento. [30]

3.2.3.2 O Perfil Extremo de Vento

As condições extremas de vento (EWM - *extreme wind speed model*) devem basear-se no valor da velocidade de referência (V_{ref}) e num valor fixo do desvio padrão da turbulência (σ_1). Os valores dos extremos uniformes são referenciados para um período de retorno de 50 anos (V_{e50}), e a velocidade extrema do vento para um período de retorno de 1 ano (V_{e1}).

$$V_{e50}(z) = 1{,}40 \cdot V_{ref}\left(\frac{z}{z_{hub}}\right)^{0{,}11} \tag{3.4}$$

$$V_{e1}(z) = 0{,}80 \cdot V_{e50}(z) \tag{3.5}$$

Com o desvio padrão longitudinal da turbulência (este valor não tem relação com os modelos NTM e ETM) dado por:

$$\sigma_1 = 0{,}11 V_{hub} \tag{3.6}$$

Para o modelo de turbulência extrema (ETM - *extreme turbulence model*), os perfis de velocidades em função da altura, para os períodos de retorno de 50 e 1 anos (V_{50} e V_1), são dados por:

$$V_{50}(z) = V_{ref}\left(\frac{z}{z_{hub}}\right)^{0{,}11} \tag{3.7}$$

$$V_1(z) = 0{,}80 V_{50}(z) \tag{3.8}$$

No que se refere ao desvio padrão da turbulência para o modelo ETM, é dado por:

$$\sigma_1 = c \cdot I_{ref}\left(0{,}072\left(\frac{V_{ave}}{c} + 3\right)\left(\frac{V_{hub}}{c} - 4\right) + 10\right) \tag{3.9}$$

Com c a tomar o valor de 2 m/s.

3.2.3.3 O Perfil de Vento em Situações Transientes

Os modelos, apresentados em seguida, têm a particularidade de serem transientes, ou seja, a sua representatividade não é estática no tempo. A consideração da rajada é feita através do perfil de vento tendo em conta a magnitude da rajada na altura do rotor (EOG - *extreme operating gust*). O valor da velocidade é dado por:

$$V(z,t)=\begin{cases} V(z)-0,37V_{gust}\sin\left(3\pi\frac{t}{T}\right)\left(1-\cos\left(2\pi\frac{t}{T}\right)\right) & \text{para} \quad 0\le t\le T \\ V(z) & \text{para} \quad t>T \end{cases} \tag{3.10}$$

Sendo a magnitude da rajada (V_{gust}) dada por:

$$V_{gust}=\min\left\{1,35\left(V_{e1}-V_{hub}\right);3,30\left(\frac{\sigma_1}{1+0,1\left(\frac{D}{\Lambda_1}\right)}\right)\right\} \tag{3.11}$$

Sendo $V(z)$ o NWP, σ_1 o valor de NTM, D o diâmetro do varrimento das pás, T o tempo de referência, com o valor de 10,5 segundos, e Λ_1 o parâmetro de escala da turbulência (em metros), dado por:

$$\Lambda_1=\begin{cases} 0,70\cdot z & \text{para} \quad z\le 60\text{m} \\ 42 & \text{para} \quad z>60\text{m} \end{cases} \tag{3.12}$$

A consideração da variação da direção do vento é feita em dois casos transientes extremos: um considerando o NWP (EDC - *extreme direction change*) no qual o perfil de vento se mantém constante no tempo e o outro como sendo uma combinação dos efeitos de rajada com a variação da direção do vento (ECD - *extreme coeherent gust with direction change*). No primeiro caso, a variação do ângulo no tempo é dada por:

$$\theta(t)=\begin{cases} 0^{\circ} & \text{para} \quad t<0 \\ \pm 0,50\cdot\theta_e\left(1-\cos\left(\pi\frac{t}{T}\right)\right) & \text{para} \quad 0\le t\le T \\ \theta_e & \text{para} \quad t>T \end{cases} \tag{3.13}$$

Com T igual a 6 segundos e, o valor da magnitude da variação de direção extrema (θ_e), estando limitada a ±180º, dada por:

$$\theta_e=\pm 4\cdot\arctan\left(\frac{\sigma_1}{V_{hub}\left(1+0,1\left(\frac{D}{\Lambda_1}\right)\right)}\right) \tag{3.14}$$

Já no caso da conjugação entre o efeito de rajada com a variação da direção do vento, a velocidade e variação da direção são dados por:

$$V(z,t)=\begin{cases} V(z) & \text{para} \quad t<0 \\ V(z)+0{,}50\cdot V_{cg}\left(1-\cos\left(\pi\dfrac{t}{T}\right)\right) & \text{para} \quad 0\le t\le T \\ V(z)+V_{cg} & \text{para} \quad t>T \end{cases} \tag{3.15}$$

$$\theta(t)=\begin{cases} 0^{\circ} & \text{para} \quad t<0 \\ \pm 0{,}50\cdot\theta_{cg}\left(1-\cos\left(\pi\dfrac{t}{T}\right)\right) & \text{para} \quad 0\le t\le T \\ \pm\theta_{cg} & \text{para} \quad t>T \end{cases} \tag{3.16}$$

Com o valor de T igual a 10 segundos, V_{cg} igual a 15 m/s e θ_{cg} dado por:

$$\theta_{cg}\left(V_{hub}\right)=\begin{cases} 180^{\circ} & \text{para} \quad V_{hub}\le 4 \text{ m/s} \\ \dfrac{1 \text{ m/s}}{V_{hub}}\times 720^{\circ} & \text{para} \quad 4 \text{ m/s}< V_{hub}\le V_{ref} \end{cases} \tag{3.17}$$

Por último define-se o perfil de vento extremo (EWS - *extreme wind shear*), que é caracterizado tri-dimensionalmente e ao longo do tempo da seguinte forma para o perfil vertical central e horizontal:

$$V(z,t)=\begin{cases} \text{para } 0\le t\le T: \\ V_{hub}\left(\dfrac{z}{z_{hub}}\right)^{\alpha}\pm\left(\dfrac{z-z_{hub}}{D}\right)\cdot\left(2{,}5+0{,}20\cdot\beta\cdot\sigma_1\cdot\left(\dfrac{D}{\Lambda_1}\right)^{1/4}\right)\cdot\left(1-\cos\left(2\pi\dfrac{t}{T}\right)\right) \\ \text{para } t>T: \\ V_{hub}\left(\dfrac{z}{z_{hub}}\right)^{\alpha} \end{cases} \tag{3.18}$$

$$V(y,z,t)=\begin{cases} \text{para } 0\le t\le T: \\ V_{hub}\left(\dfrac{z}{z_{hub}}\right)^{\alpha}\pm\left(\dfrac{y}{D}\right)\cdot\left(2{,}5+0{,}20\cdot\beta\cdot\sigma_1\cdot\left(\dfrac{D}{\Lambda_1}\right)^{1/4}\right)\cdot\left(1-\cos\left(2\pi\dfrac{t}{T}\right)\right) \\ \text{para } t>T: \\ V_{hub}\left(\dfrac{z}{z_{hub}}\right)^{\alpha} \end{cases} \tag{3.19}$$

Sendo os valores de α e β iguais a 0,2 e 6,4, respetivamente, e o valor de T igual a 12 segundos. A consideração da turbulência deve respeitar o NTM. y representa o eixo horizontal no plano do rotor, com origem no eixo da torre.

3.2.3.4 O Perfil de Vento Reduzido

No caso de ocorrências extremas, a combinação dos ventos máximos com as ondas máximas é demasiado conservativa, devendo, nesse caso, utilizar-se extremos reduzidos (RWM - *reduced wind speed model*) dos valores da intensidade do vento na combinação com as alturas extremas de ondas. Para essas combinações os valores a utilizar seguem as expressões seguintes (os índices 1 e 50 correspondem a períodos de retorno de 1 e 50 anos, respetivamente):

$$V_{red\,50}(z) = 1{,}10 \cdot V_{ref}\left(\frac{z}{z_{hub}}\right)^{0{,}11} \tag{3.20}$$

$$V_{red\,1}(z) = 0{,}80 \cdot V_{red\,50}(z) \tag{3.21}$$

3.2.4 Classes das Turbinas

As condições externas as serem consideradas no projeto dependem do local pretendido para a construção da estrutura de conversão da energia do vento. Como as turbinas não são desenhadas e produzidas de local para local, mas sim como uma gama de produtos normalizados, estão definidos um conjunto de classes de turbinas. Cada classe tem associada uma velocidade de referência (V_{ref}) (média de 10 minutos à altura do rotor) e uma intensidade de turbulência esperada (I_{ref}) (valor esperado a 15 m/s).

A classe da turbina é definida pelo conjunto de um número, em função da velocidade de referência, e de uma letra, em função da intensidade de turbulência esperada.

Apesar da norma IEC 61400-1 [33] fazer notar que as classes indicadas não se aplicam a *offshore*, a norma IEC 61400-3 [24], especifica para *offshore*, remete às classes da primeira norma.

Além das classes normalizadas existe uma adicional (classe S), para turbinas personalizadas, especificadas pelo projetista.

As classes são as que se apresentam na tabela seguinte:

Tabela 3.2: Características das classes das turbinas. [33]

	Classe da Turbina	**I**	**II**	**III**	**S**
	V_{ref} [m/s]	50	42,5	37,5	
I_{ref}	**A**	0,16			Especificada pelo projetista
	B	0,14			
	C	0,12			

O valor médio anual da velocidade do vento à altura do rotor (V_{ave}) é considerado como sendo 20% da velocidade de referência (V_{ref}).

3.3 Ações da Água

Por definição, este tipo de ações é o que faz diferenciar uma estrutura *offshore* de uma *onshore*. O facto da água ter um papel importante no dimensionamento da estrutura e os seus efeitos não poderem ser negligenciáveis, torna o dimensionamento mais complexo.

Tal como as ações induzidas pelo vento, as cargas provocadas pela ação da água, sejam elas hidrostáticas (impulsão) ou hidrodinâmicas, representam um parcela significativa e extremamente importante a considerar. Por esta razão, a sua caracterização e avaliação deve ser cuidada. Mais uma vez, tal como a ação do vento, a procura de padrões num registo aparentemente errático revela-se fundamental. Como seria de esperar, a sua análise e caracterização é trabalhosa e complexa, não estando, de forma alguma, livre de erros.

3.3.1 Nível da Água

Sempre que possível, o nível da água deve ser caracterizado estatisticamente com base em medições. Contudo, estas medições devem cobrir largos períodos de tempo para terem alguma fiabilidade. Apesar disto nem sempre ser possível, pois o nível da água está fortemente ligado a fenómenos de atração gravitacional relativamente bem conhecidos, os dados existentes apresentam-se como uma boa fonte de referência para utilização. Já a sobre-elevação do nível do mar proporcionada por fenómenos meteorológicos deve ser analisada com mais cuidado.

O nível da água é caracterizado pelo seu nível médio, devido à variação induzida pelas marés (marés astronômicas), e às variações induzidas pelo vento e pressão (marés meteorológicas). Se a variação for significativa, esta deve ser tomada em consideração. Os diferentes níveis da água, ilustrados na figura seguinte, devem-se a variações das marés entre a maior (HAT) e a menor (LAT), e à conjugação destas com configurações de tempestade que podem assumir um novo máximo (HSWL) e um mínimo (LSWL). Normalmente o nível registado nas cartas náuticas (CD) é, normalmente, igual à maré baixa (LAT).

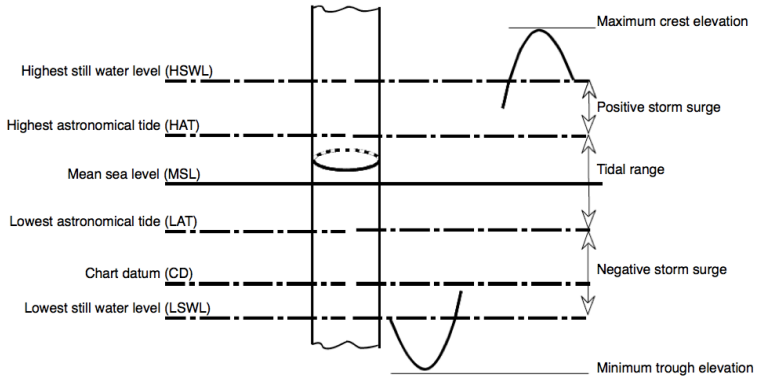


Figura 3.8: Definição dos níveis da água. (adaptado) [24]

Na consideração do nível da água, para efeitos de cálculo das ações, são considerados dois intervalos, o normal (NWLR-*normal water level range*) e o extremo (EWLR-*extreme water level range*). O primeiro é assumido como sendo igual à variação do nível da água para um período de retorno de um ano. Na falta de dados estatísticos do local, pode ser admitido como a variação entre o HAT e o LAT. Por outro lado, as condições extremas devem considerar um período de retorno de 50 anos. Na falta de dados estatísticos do local, o projetista deve determinar o nível da água nesta situação baseando-se na combinação apropriada entre as marés astronómicas e as marés de tempestade.

3.3.2 CORRENTES

As correntes são uma forte componente na solicitação dinâmica da estrutura. A sua consideração depende de várias componentes como as associadas com as marés, com as tempestades, com os ventos, com o perfil do fundo, etc. A avaliação das correntes pode ser feita por meio de dados medidos no local, mas essa via não é exclusiva. As correntes podem ser caracterizadas por meio de dados existentes e perfis normalizados (Figura 3.9) e, apesar de variarem no espaço e no tempo, são, geralmente, consideradas como um fluxo horizontal uniforme com velocidade e direção constantes, variando apenas em função da profundidade.

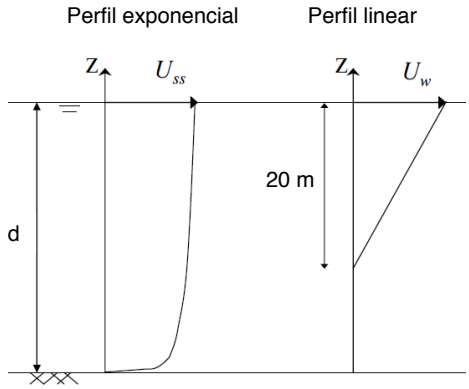


Figura 3.9: Perfis de correntes. (adaptado) [34]

A caracterização da corrente é feita através das seguintes componentes:

- correntes sub-superficiais geradas pelas marés, tempestades, variações de pressão, etc. (U_{ss});
- correntes geradas pelo vento, próximas da superfície (U_w);
- correntes induzidas pelas ondas próximas da costa, correndo paralelamente à costa (U_{bw}).

A velocidade total da corrente é o vetor soma de todas estas componentes.

$$U(z) = U_{ss}(z) + U_w(z) + U_{bw} \tag{3.22}$$

As correntes sub-superficiais são caracterizadas por um perfil definido por uma função de potência do tipo:

$$U_{ss}(z) = U_{ss}(0)\left(\frac{z+d}{d}\right)^{\frac{1}{7}} \tag{3.23}$$

Os valores de $U_{ss}(0)$ devem ser determinados para periodos de retorno de 1 e 50 anos com base em medições do local. É em geral aceitável considerar que estas correntes estão alinhadas com a direção das ondas, que deve ser estudada para a zona de cada projeto. A identificação da zona de rebentação poderá ser determinada através de ábacos (ver capítulo seguinte).

As correntes geradas pelo vento, as superficiais, são caracterizadas através de uma distribuição linear correspondente à equação seguinte:

$$U_w(z) = U_w(0)\left(1+\frac{z}{20}\right) \tag{3.24}$$

Este tipo de corrente só se faz sentir até aos 20 metros, logo abaixo da superfície. A consideração desta corrente em batimetrias inferiores a 20 metros levará a um valor não nulo no fundo. Este tipo de correntes assume-se como estando alinhado com a direção do vento (também estudada para a zona de cada projeto) e o valor de referência é dado pela seguinte expressão:

$$U_w(0) = 0{,}01 \cdot V_{1-hour}(z = 10\ \text{m}) \qquad (3.25)$$

Sendo $V_{1-hour}(z = 10\ \text{m})$ a velocidade média do vento em intervalos de uma hora, a uma altura de dez metros acima do nível da água.

Quando a localização das turbinas se encontra nas proximidades da costa, onde é natural a formação de ondas na zona de rebentação, é necessário ter em consideração as correntes decorrentes da formação deste tipo de ondas (*breaking waves*). O facto das ondas "sentirem" o fundo na aproximação à costa provoca uma alteração distorcional do movimento orbital das mesmas que, por conseguinte, gera este tipo de ondas e, consequentemente, correntes.

As correntes geradas pelas formação de ondas na proximidade da costa, à falta de modelos cinemáticos mais elaborados, pode ser estimado por:

$$U_{bw} = 2 \cdot s\sqrt{g \cdot H_B} \qquad (3.26)$$

Sendo s a inclinação do fundo e H_B a altura da onda.

A expressão anterior é apenas aplicável para situações em que este tipo de correntes tem direção paralela à costa.

Tal como na consideração do nível da água, a consideração das correntes para efeitos de cálculo das ações é feita através de dois intervalos, o normal (NCM-*normal current model*) e o extremo (ECM-*extreme current model*). No modelo normal, as correntes devem ser consideradas como a combinação das correntes geradas pelo vento com as correntes induzidas pelas ondas próximas da costa (se aplicável). Este modelo é utilizado conjuntamente com condições normais e severas das ondas. Já o modelo extremo, deve considerar todas as formas de correntes e é assumido em casos de carga envolvendo condições reduzidas ou extremas de ondulação. Na consideração dos efeitos de ondulação e de correntes, os períodos de retorno considerados devem ser coincidentes. A direção da ação das correntes deve ser a mesma do vento ou das ondas, como foi indicado anteriormente.

3.3.3 Ondas

A superfície da água é irregular por estar sujeita a fatores externos que influenciam a sua geometria. A ondas podem ter várias origens, podem ser induzidas por atividade sísmica (tsunami), pelo movimento de um corpo, ou pelo vento. Neste trabalho, apenas, se fará referência às ondas induzidas pelo vento.

O tamanho das ondas, criadas pela perturbação na superfície da água devido a forças de pressão e fricção que se geram por atuação do vento, depende da velocidade do vento, do intervalo de tempo, durante o qual o vento se mantém, e do comprimento, ao longo do qual o vento sopra sem obstruções (*fetch*).

3.3.3.1 Teoria das Ondas

Em termo físicos, uma onda de um movimento harmónico simples, como o apresentado na figura seguinte, pode ser definida através da sua posição no tempo. A posição espacial é definida pela amplitude (A) ou pela altura (H) (o dobro da amplitude), ou seja, a variação máxima vertical

(distância entre a cava e a crista), pelo período (T) — o tempo necessário para que dois máximos consecutivos ocorram — e pelo comprimento (λ) — a distância entre duas cristas.

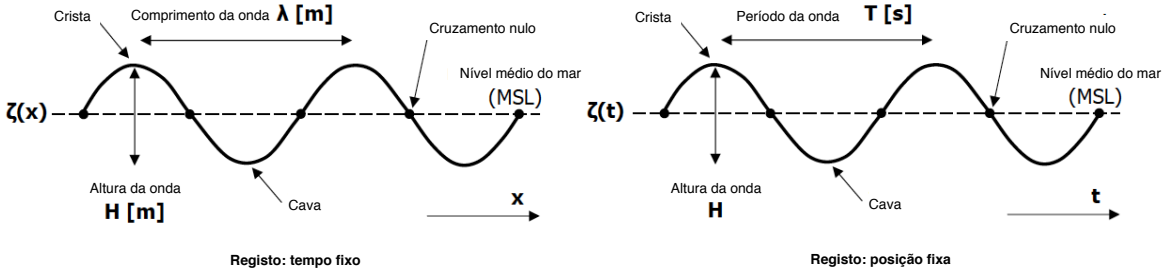


Figura 3.10: Onda harmónica. [34]

Outros parâmetros importantes, que derivam das relações dos já indicados acima, são: a frequência (f), a velocidade (c), o número da onda (k) e a declividade (H/λ).

$$f = \frac{1}{T} \tag{3.27}$$

$$c = \frac{\lambda}{T} \tag{3.28}$$

$$k = \frac{2\pi}{\lambda} \tag{3.29}$$

A equação geral, para a determinação da altura da onda (η) ao longo do tempo (t), de uma onda sinusoidal é dada por:

$$\eta(t) = A \cdot \sin(2\pi \cdot f \cdot t + \phi) \tag{3.30}$$

Sendo ϕ o ângulo de fase ou simplesmente fase, traduzindo o afastamento da onda à origem.

As ondas marítimas podem ser classificadas como vaga ou ondulação. As vagas (*sea*) são ondas geradas por ação direta do vento e tem como características a sua irregularidade e períodos curtos. Já a ondulação (*swell*) consistem em ondas que já saíram da zona onde foram geradas e não têm ação direta do vento (normalmente geradas por tempestades a grandes distâncias), tendo como características a sua regularidade, a forma ondulada e períodos longos. [35]

A configuração das ondas é afetada pela posição batimétrica (d). Quanto menor for a altura batimétrica, maior será a influência do fundo na configuração da onda. Para distinguir as diferentes configurações, estão definidos diferentes intervalos batimétricos: [35]

- Águas profundas: $d/\lambda \geq 0{,}5$
- Intervalo de transição: $0{,}04 < d/\lambda < 0{,}5$
- Águas pouco profundas: $d/\lambda \leq 0{,}04$

Quando uma onda se movimenta de águas profundas para águas pouco profundas, devido à conservação da energia, a velocidade e o comprimento baixam, e a altura sobe, logo, a declividade também sobe. Esta afirmação é comprovada através da análise da velocidade (c) pela teoria das ondas de Airy, que é uma teoria linear de ondulação de uma superfície de uma camada de fluido homogéneo.

$$c = \sqrt{\frac{g \cdot \lambda}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi \cdot d}{\lambda}\right)} \qquad (3.31)$$

Se fizermos substituir, na equação, a profundidade pelo critério de profundidade de águas profundas, verifica-se que a tangente hiperbólica da equação aproxima-se da unidade, resultando numa velocidade aproximadamente igual a $1{,}25\sqrt{\lambda}$. No caso de águas profundas, a profundidade deixa de contribuir, de forma significativa, para a velocidade. Já no caso de águas pouco profundas, uma vez que o comprimento da onda, quando comparado com a profundidade, é muito maior. No limite, o comprimento tende para infinito e a velocidade será aproximadamente de $3{,}13\sqrt{d}$. Neste caso, a contribuição para a velocidade é, sobretudo, devido à profundidade. [36]

Outro fenómeno nas ondas é a rebentação (*breaking waves*). Quando a altura da onda aumenta (aumento da declividade), a velocidade da crista aumenta em relação à velocidade da cava, levando a um avanço da crista sobre esta. No momento em que este avanço é suficientemente elevado, para que a onda perca sustentação, dá-se a rebentação. Este fenómeno é mais frequente em águas pouco profundas, mas, em certas circunstâncias, pode também ocorrer em águas profundas. A rebentação pode ser classificada como transbordante (*spilling*), mergulhante (*plunging*) e arfante (*surging*). Os dois primeiros têm mais relevância em águas profundas. Em geral, esta diferença faz-se com o aumento do declive do fundo, sendo a transbordante característica de baixos declives e a arfante de grandes declives. As teorias associadas à rebentação são: a teoria das ondas de Stokes (ocorrência devido à declividade) e a teoria da onda solitária (ocorrência devido à profundidade). [37]

3.3.3.2 Interpretação do Estado do Mar

O estudo do estado do mar é realizado através da análise de registos de medições efetuadas no local de estudo ou, na ausência destes registos, através da correlação que existe entre o vento e a ondulação.

A descrição matemática do estado do mar pode ser feita no domínio do tempo, através de parâmetros, representativos das ondas, obtidos pela análise de dados estatísticos de curta e longa duração ou, no domínio da frequência, no qual se obtém a energia em função da frequência e da direção. O primeiro é usado, normalmente, na consideração de eventos extremos, enquanto o segundo é mais direccionado para a análise dinâmica da estrutura. [35]

As medições devem ser realizadas recorrendo a bóias ondógrafo, localizadas na mesma posição ao longo do tempo, fazendo o registo do nível da água. Os registos devem ser feitos com durações entre 10 e 30 minutos, a cada três horas, visto que o estado do mar é admitido como estacionário pelo mesmo período. Um exemplo desse registo pode ser observado na Figura 3.11. Embora estas medições sejam a base das considerações de curto prazo, para o longo prazo o processo de medição é o mesmo. Neste último caso, os registos devem ser efetuados ao longo de um ano, no mínimo, sendo recomendável períodos de registo mais longos [38]. Esta longevidade nos registos deve-se ao facto de o comportamento das ondas ser altamente variável no longo prazo.

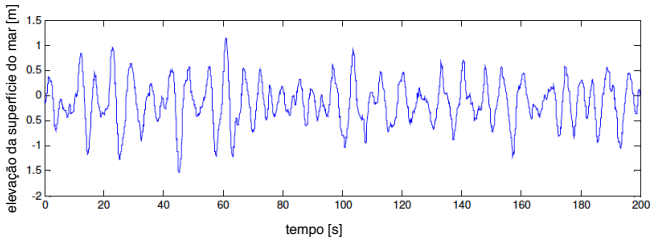


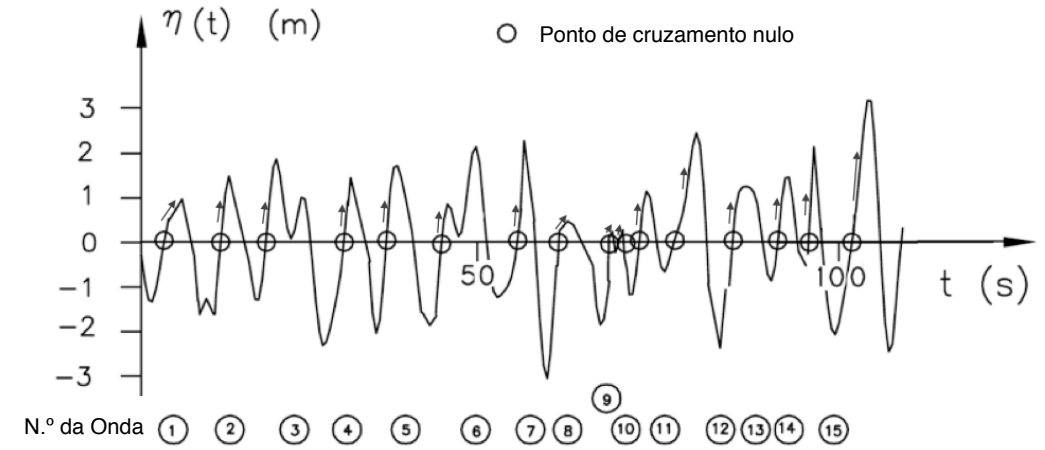
Figura 3.11: Registo do nível do mar num determinado ponto [30]

Após a recolha dos registos do nível do mar, é necessário proceder-se ao seu tratamento estatístico. Com o tratamento estatístico serão obtidos parâmetros que servirão à caracterização das ações das ondas.

3.3.3.2.1 Análise do Registo de Medições do Estado do Mar

Da análise temporal do registo, normalmente, obtêm-se dois parâmetros que são: a altura significativa da onda (H_s) e o período médio da onda (T_z). Estes parâmetros podem ser conseguidos pela determinação direta ou pela análise da sua distribuição estatística.

A determinação direta é feita a partir da determinação das alturas individuais das ondas e da contagem dos seus períodos, considerando uma trajetória antecedente da onda. A determinação da altura significativa é feita através da média das ondas mais altas (considera-se o terço superior como sendo o mais alto): $H_{1/3}$. O período é determinado a partir da média dos períodos de cada uma das ondas ou fazendo dividir a duração do registo pelo número de ondas registadas (Figura 3.12).



Terço superior

rank i	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
H (m)	5.5	4.8	4.2	3.9	3.8	3.4	2.9	2.8	2.7	2.3	2.2	1.9	1.8	1.1	0.23
T (s)	12.5	13.0	12.0	11.2	15.2	8.5	11.9	11.0	9.3	10.1	7.2	5.6	6.3	4.0	0.9
N.º da Onda	7	12	15	3	5	4	2	11	6	1	10	8	13	14	9

Terço superior

Figura 3.12: Exemplo da determinação direta. (adaptado) [37]

A utilização da distribuição estatística apresenta-se como sendo a melhor opção. Tal acontece porque, geralmente, é necessário determinar-se a altura das ondas com base em vários critérios, dependendo das considerações de cálculo da estrutura. A distribuição mais adequada para o ajuste dos registos é a distribuição de Rayleigh. A determinação do valor quadrático médio da altura das ondas (H_{rms}) é suficiente para caracterizar a distribuição de Rayleigh dada por [39]:

$$f(H) = \frac{2H}{H_{rms}} e^{-\left(\frac{H}{H_{rms}}\right)^2} \qquad (3.32)$$

Sendo a correspondente função densidade de probabilidade para qualquer altura de onda que seja menor ou igual a uma dada altura particular (H_1) dada por:

$$F(H_1) = 1 - e^{-\left(\frac{H}{H_{rms}}\right)^2} \tag{3.33}$$

Com o valor quadrático médio da altura das ondas, sendo a raiz quadrada da média da soma dos quadrados da altura de cada uma das ondas do registo, ou seja:

$$H_{rms} = \sqrt{\frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N}\left(H_i^2\right)} \tag{3.34}$$

Pelas equações anteriores é possível mostrar que:

$$\begin{aligned} &H_m = 0{,}885 \cdot H_{rms} \\ &H_{1/3} = 1{,}416 \cdot H_{rms} \\ &H_{1/10} = 1{,}800 \cdot H_{rms} \\ &H_{\max} = 2{,}631 \cdot H_{rms} \end{aligned} \qquad T_{(H_{1/3})} \approx T_{(H_{1/10})} \approx T_{(H_{\max})} \approx 1{,}20 \cdot T_m \tag{3.35}$$

Normalmente, para a altura máxima, considera-se esta como sendo a moda da maior altura da onda num registo de mil ondas.

Verifica-se que, no caso de águas relativamente profundas, a distribuição de Rayleigh apresenta bons resultados, no entanto, para águas pouco profundas esta distribuição deve ser corrigida. [37]

Para a distribuição do período das ondas não existe uma expressão generalizadamente aceite. Empiricamente considera-se que o período máximo, o período correspondente ao terço superior e o período correspondente à decima parte superior são, aproximadamente, iguais e valem, aproximadamente, mais 20% que o período médio. [37]

3.3.3.2.2 Análise do Estado do Mar por Espetros

Na análise de uma estrutura, é fundamental saber-se se a solicitação, quando é variável no tempo e em intensidade, poderá ou não ser superior à carga máxima aplicada de forma estática. Para tal, apesar da aparente aleatoriedade da solicitação, é necessário saber se existe um padrão no carregamento. Mas, no caso das estruturas, muitas vezes, o mais importante não é a intensidade da carga, mas sim a periodicidade com que a estrutura é solicitada. O problema acontece quando a frequência da solicitação se aproxima da frequência do modo de vibração natural da estrutura. Neste caso, a solicitação, apesar de poder ser baixa em intensidade, amplifica os efeitos da estrutura, podendo levá-la ao colapso. Quando as frequência são coincidentes, a frequência em causa é definida como frequência ressonante. Para que isso não aconteça, é necessário conhecer as frequências predominantes da solicitação para poder ser feita a comparação com a frequência da estrutura.

Acontece que os registo obtidos são no domínio do tempo e não no domínio da frequência. Para fazer a passagem do primeiro domínio para o último, faz-se uma análise espetral. A análise espetral em si mesmo não é mais do que uma técnica para decompor um registo físico aleatório e complexo num conjunto de componentes individuais com uma forma regular e uma determinada frequência. [37] A representação das diferentes frequências é feita através de um espetro de amplitudes. A representação do registo no tempo nos espetros de amplitudes é obtida através da decomposição do registo do nível do mar em vários harmónicos. Esta operação é feita com recurso a uma transformação de Fourier.

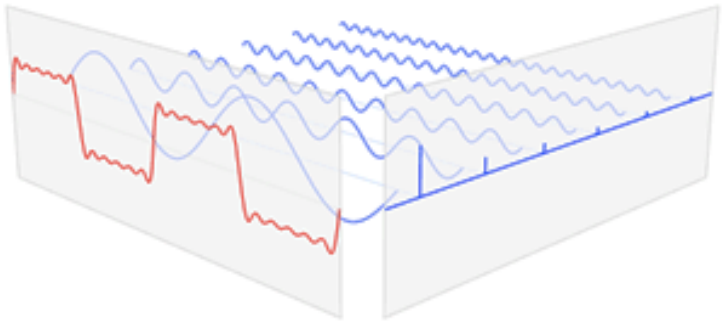


Figura 3.13: Principio da transformação de Fourier. (autor desconhecido)

A base da série de Fourier é a assunção de que sinais aleatórios podem ser representados pela soma de sinusoides, cada uma com uma amplitude, frequência e fase específicas (Figura 3.13). No entanto, como a medição do nível da água é feita de forma não contínua no tempo, ou seja, é efetuada em intervalos de tempo específicos e constantes, tal não resultará numa função contínua, mas sim num conjunto de pontos igualmente espaçados no tempo. (Figura 3.14)

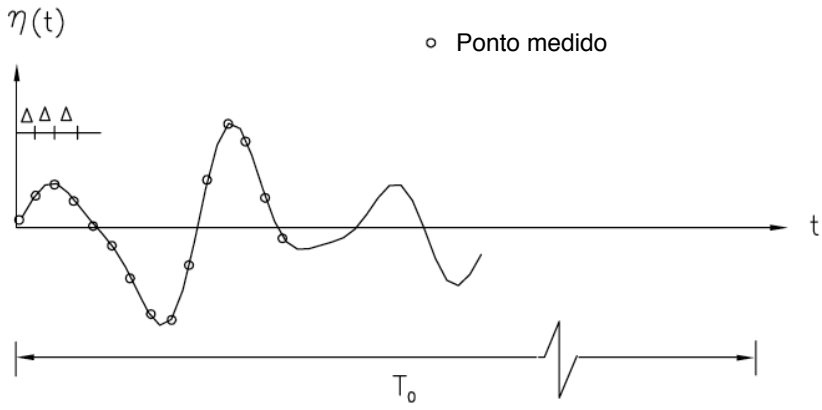


Figura 3.14: Amostragem do nível da água em intervalos regulares. [37]

Considerando a onda combinada, a função contínua representativa do comportamento aleatório (como o registo do nível da água), será:

$$\eta(t) = \sum_{i=1}^{n} A_i \cdot \sin\left(2\pi \cdot f_i \cdot t + \phi_i\right) \qquad (3.36)$$

E, se agora aplicarmos o princípio inverso, de que a onda combinada está disponível (registo medido) e se for assumida como sendo composta por um conjunto finito de ondas discretas, a série de Fourier permite reproduzir as ondas sinusoides que compõe a onda somada [30]. A generalização deste processo para a aplicação discreta é dada por:

$$\eta(t) = A_0 + \sum_{i=1}^{\infty} \left\{ A_i \cdot \cos\left(2\pi \cdot f_i \cdot t\right) + B_i \cdot \sin\left(2\pi \cdot f_i \cdot t\right) \right\} \qquad (3.37)$$

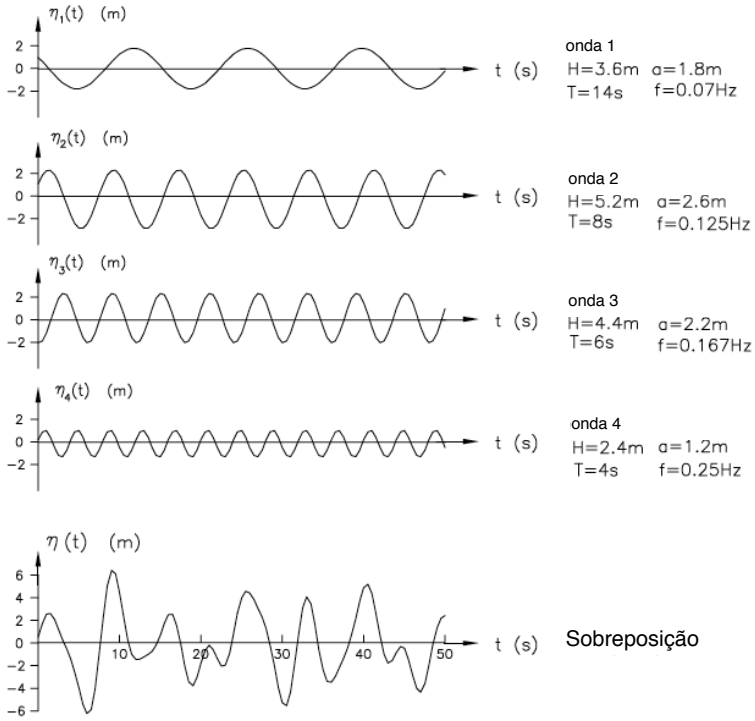


Figura 3.15: Sobreposição de ondas lineares. [37]

Sendo o valor de A_0 o valor médio da amplitude do sinal e, A_i e B_i os coeficientes de Fourier dados por:

$$A_i = \frac{2}{N}\sum_{n=1}^{\infty}\left\{\eta_{(t=n)}\cdot\cos\left(\frac{2\pi\cdot i\cdot n}{N}\right)\right\} \tag{3.38}$$

$$B_i = \frac{2}{N}\sum_{n=1}^{\infty}\left\{\eta_{(t=n)}\cdot\sin\left(\frac{2\pi\cdot i\cdot n}{N}\right)\right\} \tag{3.39}$$

O valor de N é o numero total de intervalos de tempo (Δt) considerados na duração da medição (D). O valor do número de intervalos de tempo é definido à priori e deve ser um número de potência de base 2 (em regra, com expoente de 10 ou 11).

Através da análise de Fourier de um sinal discreto (como o das ondas marítimas), podem ser consideradas frequências superiores às existentes, por isso, deve limitar-se a análise a frequências inferiores a $1/(2\Delta t)$, sendo a frequência máxima obtida para $q = N/2$. A transformação de Fourier pode ser aplicada também a espetros de resposta. No entanto, neste caso, a resposta pode apresentar picos nas frequências ressonantes que podem ser camuflados na aplicação da transformação de Fourier. Para que isso não aconteça, é recomendável que o intervalo de frequências seja igual ou inferior a $2\cdot\beta\cdot f_{nat}$. Sendo f_{nat} a frequência natural da estrutura e β o coeficiente de amortecimento. [30]

Aplicando a transformação de Fourier, podemos obter um sinal contínuo da medição realizada. Com a obtenção das várias sinusoides, que compõem o sinal, é possível fazer-se um diagrama representando as amplitudes e os ângulos de fase em função da frequência. Pode observa-se que o espetro do ângulo de fase apresenta uma distribuição uniforme, no entanto, em termos de amplitudes, existem frequências dominantes. Por si só, a amplitude não tem significado físico.

A energia da onda, por outro lado, pode ser utilizada na análise estrutural. A energia é igual a:

$$E = \frac{1}{8}\rho \cdot g \cdot H^2 \tag{3.40}$$

sendo a amplitude metade da altura, verificando-se assim que a energia é igual ao produto entre a aceleração da gravidade (g), a densidade da água (ρ) e a variância da elevação da onda. Por esta razão, é mais comum fazer-se a representação do diagrama da variância em função da frequência. Ao dividir o valor da variância pelo intervalo de frequências, obtém-se o histograma da variância. No limite, quando o intervalo das frequências é zero, o histograma torna-se uma curva contínua, denominada de espetro da variância. (Figura 3.16)

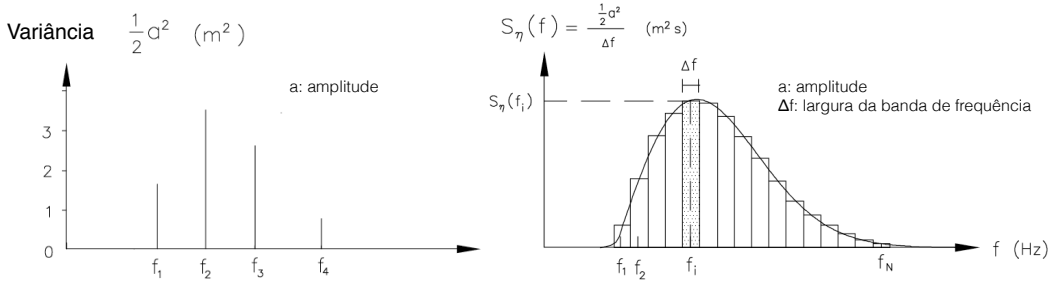


Figura 3.16: Diagrama da variância (esquerda) e espetro da variância (direita). [37]

A determinação da altura significativa e do período através do espetro da variância é dada por [39]:

$$H_s = \sqrt{4 \cdot m_0} \tag{3.41}$$

$$T_z = \sqrt{\frac{m_0}{m_2}} \tag{3.42}$$

Sendo m_n o momento de ordem n, definido como:

$$m_n = \int_0^\infty f^n \cdot S_\eta(f) \quad df \tag{3.43}$$

O que acontece, muitas vezes, é que as estruturas são projetadas para locais onde não existe medição direta das ondas e, neste caso, é necessário estimar os parâmetros de dimensionamento. O método dos espetros das ondas geradas pelo vento, que fornece o espetro da variância em função do vento, serve para estimar a altura significativa da onda e o período médio. Os espetros mais utilizados e que melhor se ajustam são o de Pierson-Moskowitz (PM) e o JONSWAP. O primeiro é o mais antigo e foi desenvolvido em 1964 por W.J.Pierson e L.Moskowitz. Foi desenvolvido com o pressuposto da existência de um equilíbrio entre a energia fornecida à onda pelo vento e a energia perdida. Este pressuposto é válido, em regra, para condições de águas profundas, onde o estado do mar apresenta ondulação bem desenvolvida. Já o JONSWAP não é mais que uma variante do anterior, desenvolvido pelo Joint North Sea Wave Project (JONSWAP). Este projeto de colaboração entre diversas entidades, iniciado em 1967, teve como objetivo estudar a geração de ondas com *fetch* limitado. Esta consideração é, geralmente válida, para águas pouco profundas e tem aplicação, sobretudo, no Mar do Norte. [37] Os espetros devem ser calibrados de acordo com o local. Apesar de ser comum a utilização generalizada do PM, não que dizer que para certos locais não existam ajustes melhores. Por exemplo, o Japão desenvolveu os seus próprios espetros.

Estes espetros também podem ser utilizados, com as devidas considerações, para se fazer a representação contínua da variância, quando se determina o valor da altura da onda significativa.

De uma forma generalizada, o espetro JONSWAP é dado por:

$$S_{JS}(f) = C(\gamma) \cdot S_{PM}(f) \cdot \gamma^{\varphi} \tag{3.44}$$

Como se pode observar, este espetro é uma variante do PM que é dado por:

$$S_{PM}(f) = \frac{\alpha \cdot g^2}{(2\pi)^4} \cdot f^{-5} \cdot e^{\left[-\beta \cdot \left(\frac{f_p}{f}\right)^4\right]} \tag{3.45}$$

O parâmetro α e o produto $\alpha \cdot C(\gamma)$ é a denominada constante de Phillips generalizada, o parâmetro β é uma constante e g a aceleração da gravidade. A frequência do pico do espetro (f_p) pode ser determinada quando existe medição da altura das ondas ou, no caso contrário, pode ser estimada através da velocidade do vento a 19,5 metros de altura ($V_{19,5\mathrm{m}}$), no caso do PM, ou pela velocidade do vento a 10 metros de altura ($V_{10\mathrm{m}}$) e o comprimento do *fetch (F)*, no caso do JONSWAP.

Os valores do parâmetros α, β e f_p, para a definição do espetro a partir da velocidade do vento, são os apresentados na tabela seguinte.

Tabela 3.3: Parâmetros para a definição dos espetros a partir do vento.

Espetro	α	β	f_p
PM	0,0081	0,74	$\frac{g}{2\pi \cdot U_{19,5}}$
JS	$0,076 \cdot \left(\frac{V_{10\mathrm{m}}^2}{g \cdot F}\right)^{0,22}$	$\frac{5}{4}$	$\frac{3,5 \cdot g^{\frac{2}{3}}}{\left(V_{10\mathrm{m}} \cdot F\right)^{\frac{1}{3}}}$

Quando os espetros são definidos através de medições da altura das ondas, os valores dos parâmetros α e β são os mesmos, independentemente de ser utilizado o espetro PM ou o JONSWAP, e assumem os seguintes valores:

$$\alpha = \frac{5\pi^4 \cdot H_s^2 \cdot f_p^4}{g^2} \qquad \beta = \frac{5}{4} \tag{3.46}$$

O parâmetro f_p é estimado pelas medições.

Os restantes parâmetros que intervêm na equação são apresentados seguidamente:

$$C(\gamma) = 1 - 0,287 \cdot \ln(\gamma) \tag{3.47}$$

$$\gamma = \begin{cases} 1 & \text{para} \quad \dfrac{T_p}{\sqrt{H_s}} \le 3{,}6 \\ e^{\left(5{,}75-1{,}15\frac{T_p}{\sqrt{H_s}}\right)} & \text{para} \quad 3{,}6 < \dfrac{T_p}{\sqrt{H_s}} \le 5 \\ 5 & \text{para} \quad 5 < \dfrac{T_p}{\sqrt{H_s}} \end{cases} \tag{3.48}$$

$$\varphi = e^{\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{f-f_p}{\sigma \cdot f_p}\right)^2\right]} \tag{3.49}$$

$$\sigma = \begin{cases} 0{,}07 & \text{para} \quad f \le f_p \\ 0{,}09 & \text{para} \quad f > f_p \end{cases} \tag{3.50}$$

O espetro JONSWAP é caracterizado pelo parâmetro de pronunciamento do pico (γ) que controla a agudeza do pico. Este parâmetro varia entre o intervalo de 1 e 7 (para o Mar do Norte), podendo ser considerado o seu valor médio de 3,3 na falta de dados mais precisos. Quando o parâmetro de pronunciamento do pico é igual à unidade, o espetro JONSWAP torna-se no espetro PM.

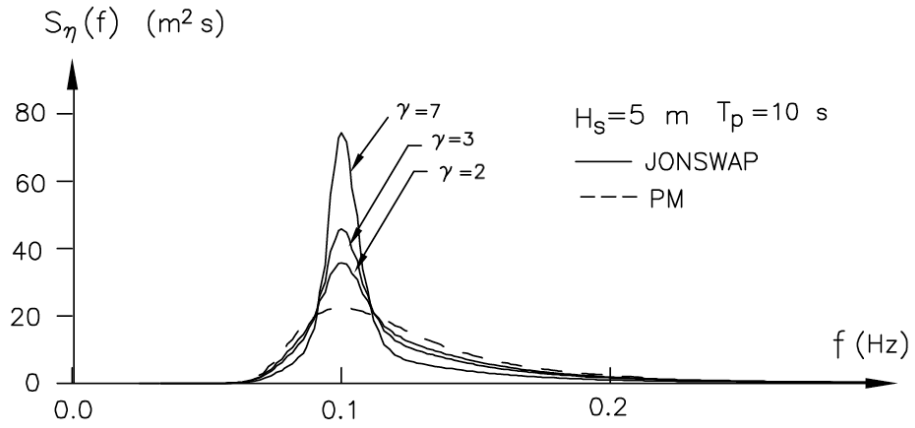


Figura 3.17: Exemplo dos espetros apresentados. [37]

3.3.3.3 Interpretação do Estado do Mar no Longo-Prazo

A altura das ondas é representada pela altura significativa da onda, no entanto, esta variável é aleatória e varia com o tempo e a localização. Como as estruturas são dimensionadas para resistirem a um prazo longo, é necessário determinar a altura significativa da onda que esteja em concordância com esse tempo. A análise extrema da altura da onda permite dar resposta a esta indefinição. A referida análise baseia-se na importância da estrutura e na análise estatística da altura das ondas medidas no longo-prazo. Como antes se referiu, o pré-requisito, para a caracterização das ondas no longo-prazo, consiste em que seja feita uma colecção de registos de curto prazo (3 horas) durante, pelo menos, um ano. [39]

O procedimento da análise compreende as seguintes tarefas: após a determinação da altura significativa dos registos de curto prazo, é necessário escolher a distribuição estatística que melhor se ajusta aos valores obtidos; posteriormente, determina-se a altura da onda considerando um período de retorno, ou seja, o período estimado para a ocorrência de uma determinada altura de onda.

A determinação da altura significativa já foi exposta. O passo seguinte será o ajuste estatístico. Este pode ser efetuado recorrendo a várias distribuições conhecidas, tais como: a exponencial, a de Weibull, a de Gumbel, a de Frechet e a Log-normal. Geralmente, são consideradas várias distribuições e é escolhida a aquela que oferecer o melhor ajuste, mas a experiência tem demonstrado que a de Weibull e a de Gumbel apresentam ajustes melhores sendo, esta última, a mais conservativa. [37] Por esta razão, só será exposto, neste trabalho, o ajuste pela distribuição de Gumbel:

$$F = e^{-e^{-\left(\frac{x-B}{A}\right)}} \tag{3.51}$$

Sendo F a probabilidade de não excedência do valor x.

$$F = P\left(X < x\right) \tag{3.52}$$

Considerando o ajuste pelo método dos mínimos quadrados, a distribuição de Gumbel pode ser re-escrita da seguinte forma:

$$X = A \cdot Y + B \tag{3.53}$$

Com:

$$Y = -\ln\left[-\ln\left(F\right)\right] \tag{3.54}$$

O processo de ajuste pode ser realizado do seguinte modo:

i. Re-arranjar os valores da altura significativa de cada um dos registo por ordem descendente de altura (x_i);

ii. Para cada valor de x_i, fazer corresponder uma probabilidade de não excedência (F_i);

iii. Calcular o correspondente valor de y_i através da expressão (3.54) substituindo Y por y;

iv. Determinar os coeficientes da regressão A e B.

A probabilidade de não excedência pode ser atribuída pela expressão empírica de Weibull:

$$F_i = 1 - \frac{i}{n+1} \tag{3.55}$$

Os coeficientes de regressão podem ser determinados por:

$$A = \frac{Cov\left(Y,X\right)}{Var\left(Y\right)} \qquad B = \overline{X} - A \cdot \overline{Y} \tag{3.56}$$

$$Var\left(Y\right) = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\left(y_i - \overline{Y}\right)^2 \quad Cov\left(Y,X\right) = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\left(y_i - \overline{Y}\right)\left(x_i - \overline{X}\right) \tag{3.57}$$

$$\overline{Y} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\left(y_i\right) \qquad \overline{X} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\left(x_i\right) \tag{3.58}$$

A determinação da altura da onda correspondente a um período de retorno (x^T), a partir da consideração da distribuição de Gumbel, é dada por:

$$x^T = A\left\{-\ln\left[-\ln\left(1-\frac{1}{\lambda \cdot T}\right)\right]\right\} + B \qquad (3.59)$$

Com:

$$\lambda = \frac{\text{número de eventos extremos}}{\text{número de anos de observação}} \qquad (3.60)$$

Os parâmetros A e B representam os coeficientes da regressão e T o número de anos do período de retorno considerado.

Não existe nenhuma teoria para determinar o período correspondente à altura da onda obtida em situações extremas, dada a complexidade que está em jogo. Por este motivo, geralmente, estes períodos são representados em gráficos de dispersão, traduzindo a frequência das ocorrências em função da altura significativa da onda e do período médio ou de pico. Um exemplo dessa representação pode ser observada na figura seguinte:

T_z [s] / H_s [m]	0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	Sum:
6.5-7.0									**0.0**
6.0-6.5								0.1	**0.1**
5.5-6.0							0.1	0.1	**0.2**
5.0-5.5							0.1	0.1	**0.2**
4.5-5.0							1		**1.0**
4.0-4.5							4		**4.0**
3.5-4.0						4	5		**9.0**
3.0-3.5						19	0.1		**19.1**
2.5-3.0					0.1	38			**38.1**
2.0-2.5					27	43			**70.0**
1.5-2.0				0.1	115	5			**120.1**
1.0-1.5				6	220	1			**227.0**
0.5-1.0				236	145	1			**382.0**
0.0-0.5	1		1	113	14	0.1			**129.2**
Sum:	**1.0**	**0.0**	**1.0**	**355.1**	**521.1**	**111.1**	**10.4**	**0.3**	**1000**

Figura 3.18: Exemplo de uma representação de alturas de onda e períodos para eventos extremos, em partes por milhar, para o Windpark Egmond aan Zee. [30]

À falta de informação mais pormenorizada, o período pode ser estimado/validado considerando o seguinte intervalo:

$$11{,}1\sqrt{\frac{H_s}{g}} \le T \le 14{,}3\sqrt{\frac{H_s}{g}} \qquad (3.61)$$

De forma resumida, a abordagem à análise das ondas pode ser esquematizada da seguinte maneira:

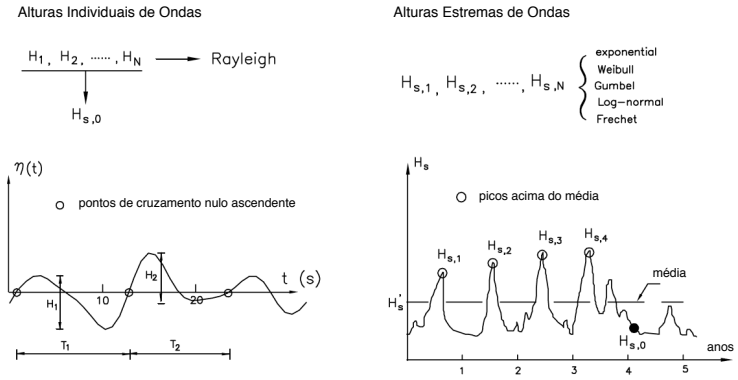


Figura 3.19: Abordagem ao estudo das ondas. [37]

3.3.3.4 Forma das Ondas e Suas Teorias

As ondas podem ser classificadas, em relação à sua linearidade, como lineares ou não-lineares. As primeiras caracterizam-se pelo seu movimento não ser rotacional, ou seja, a matéria não se desloca; já as segundas, apresentam a parte da crista a movem-se mais rapidamente que a cava, havendo assim uma deslocação das partículas na direção da onda (*drift*). As teorias subjacentes a estes tipos de ondas são a de Airy (idêntica à de Stokes, de 1ª ordem) para as ondas lineares, e as de Stokes (2ª, 3ª, 4ª e 5ª ordens), a Cnoidal e a onda solitária, para as ondas não-lineares. Nas ondas lineares (Figura 3.20a), a elevação da onda é aproximadamente uma sinusoide, já as ondas não lineares apresentam diferentes relações entre a altura da cava e da crista. As ondas de Stokes (Figura 3.20b) têm uma crista mais alta e uma cava mais achatada, no entanto, tal como as ondas sinusoidais, apresenta simetria no plano vertical. Esta teoria descrita por Stokes é baseada no fluxo irrotacional com uma distribuição de pressões não hidrostática. Na teoria das ondas Cnoidal, a cava e esta tem um comprimento superior ao da crista (Figura 3.20c). A onda solitária (Figura 3.20d) consiste, apenas, numa elevação única da superfície e não possui nenhuma cava sendo, teoricamente, de comprimento infinito. [40]

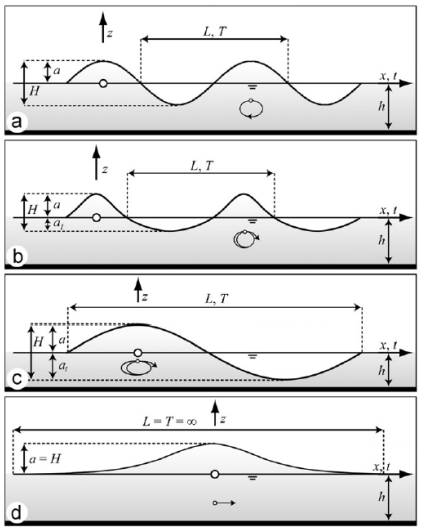


Figura 3.20: Perfis dos vários tipos de ondas. [40]

A escolha da teoria aplicável pode ser feita recorrendo ao gráfico de Le Méhauté (Figura 3.21).

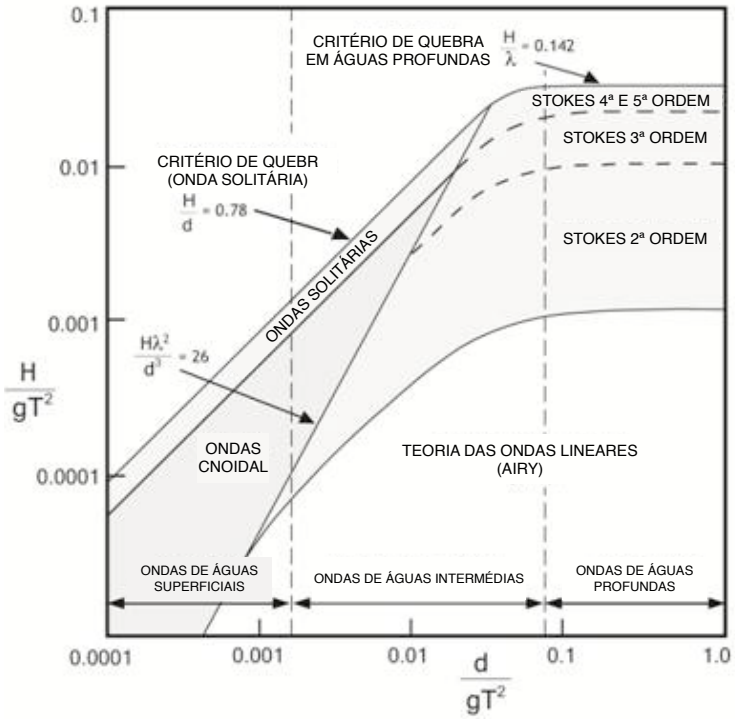


Figura 3.21: Intervalos de aplicação das várias teorias das ondas.

Dada a diversidade e complexidade inerente às teorias aplicáveis, apenas, será feita uma explicitação sumária da teoria de Airy. A teoria de Airy tem como pressupostos a assunção de uma superfície de profundidade constante, cujo fluido não tem viscosidade, é incompressível e irrotacional (não ocorre *drift*).

Considerando a equação da continuidade, a partir da equação geral de Navier-Stokes, forma generalizada da mecânica dos fluidos, temos:

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \nabla\left(\rho \vec{v}\right) = 0 \qquad (3.62)$$

Considerando a conservação da massa (válida para fluidos incompressíveis) vem, simplificadamente:

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} = 0 \qquad \text{logo} \qquad \nabla \vec{v} = 0 \qquad (3.63)$$

Com a passagem do tempo, as partículas do fluido podem experimentar uma rotação, então:

$$\vec{\omega} = \nabla \times \vec{v} \qquad (3.64)$$

A consideração de um fluido irrotacional, $\vec{\omega} = 0$, pode ser assumida como válida porque o fluido é, normalmente, assumido com viscosidade e fricção interna negligenciável, resultando assim numa simplificação bastante útil. Logo:

$$\vec{\omega} = 0 \qquad \text{então} \qquad \vec{v} = \nabla \Phi \qquad (3.65)$$

Sendo Φ uma função escalar, mais conhecida por velocidade potencial.

Substituindo, resulta a forma de Laplace da equação de continuidade.

$$\nabla^2 \Phi = 0 \qquad (3.66)$$

Como não há escoamento transversal, pois é assumido que a onda se desenvolve apenas numa direção, ou seja, o perfil da onda não varia no plano perpendicular ao da onda, então,

$$\frac{\partial \Phi}{\partial y} = 0 \tag{3.67}$$

Como condições fronteira temos a nulidade da velocidade normal ao fundo (uma partícula na superfície livre do fluido irá lá permanecer e ter a mesma velocidade vertical da superfície do fluido) e a pressão exterior à superfície é considerada constante e igual à pressão atmosférica. Como a pressão é constante, não altera o fluxo.

$$\left(\frac{\partial \Phi}{\partial z} = 0\right)\Bigg|_{z=-d} \qquad \left(\frac{\partial \eta}{\partial t} = \frac{\partial \Phi}{\partial z}\right)\Bigg|_{z=\eta} \qquad \left(\frac{\partial \Phi}{\partial t} + g \cdot \eta = 0\right)\Bigg|_{z=\eta} \tag{3.68}$$

Sendo a equação dinâmica de Bernoulli igual a:

$$\frac{\partial \Phi}{\partial t} + \frac{1}{2}\left|\nabla \Phi\right|^2 + \frac{p}{\rho} + g \cdot z = 0 \tag{3.69}$$

Através da separação das variáveis pode resolver-se a equação laplaciana em ralação a Φ e a η. A velocidade ($\dot{u}$) e acelerações ($\ddot{u}$) horizontais são dadas pelas seguintes equações:

$$\dot{u}(x,z,t) = 2\pi \cdot A \cdot f \cdot E(z) \cdot \cos(k \cdot x - 2\pi \cdot f \cdot t) \tag{3.70}$$

$$\ddot{u}(x,z,t) = 4\pi^2 \cdot A \cdot f^2 \cdot E(z) \cdot \sin(k \cdot x - 2\pi \cdot f \cdot t) \tag{3.71}$$

$$E(z) = \frac{\cosh\left[k \cdot (z+d)\right]}{\sinh(k \cdot d)} \tag{3.72}$$

O termo $E(z)$ é um fator escalar que traduz o decaimento exponencial da velocidade com a profundidade. Contudo, quando $z > 0$, o fator escalar sobe muito rapidamente, amplificando a velocidade para intervalos irrealistas. Existem vários métodos para corrigir isso, sendo o de Wheeler um dos mais utilizados. O método consiste em prolongar o perfil até à superfície da onda, como exemplificado na Figura 3.22. A aplicação deste método faz-se substituindo o valor de z por z', sendo: [41]

$$z' = d\frac{z+d}{\eta+d} - d \tag{3.73}$$

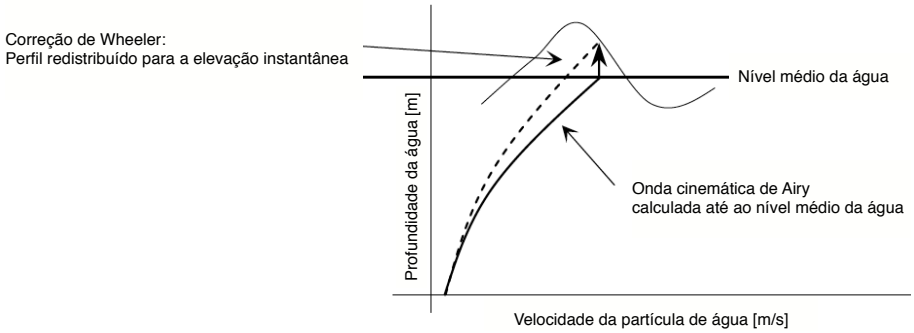


Figura 3.22: Exemplificação da aplicação do método de Wheeler. [30]

3.3.3.5 Estados do Mar Normalizados

Para a consideração dos efeitos das ondas no dimensionamento, estão definidos, pelas normas, um conjunto de estados de ondulação e de alturas das ondas. Os diferentes estados dividem-se em normal, severo e extremo. Existe ainda um outro estado, o reduzido, para a combinação com extremos de outras ações. Os diferentes estados são, então, os seguintes:

- *Normal Sea State* (NSS)
  A caracterização deste estado é definida pela consideração da altura significativa da onda condicionada pela velocidade média do vento. O cálculo deve basear-se nos valores do período de pico do espetro.
- *Normal Wave Height* (NWH)
  As considerações deste estado são idênticas às do anterior, no entanto, apesar do valor da altura da onde ser o mesmo, o valor do período deve ser considerado como o mais desfavorável para a estrutura, no intervalo indicado pela equação (3.61).
- *Severe Sea State* (SSS)
  A consideração dos estados severos tem em conta a extrapolação dos registos das alturas significativas das ondas para um período de retorno de 50 anos.
- *Severe Wave Height* (SWH)
  Este estado é como uma combinação das premissas do NWH e do SSS, ou seja, aqui deve ser considerado o período no intervalo da equação dada para uma altura de onda com um período de retorno de 50 anos.
- *Extreme Sea State* (ESS)
  Este estado tem as mesmas considerações que o SSS, mas o período de retorno é devidamente especificado para a combinação em causa. Geralmente é considerada para um período de retorno de 1 ou 50 anos.
- *Extreme Wave Height* (EWH)
  Este estado tem as mesmas considerações que o SWH, mas o período de retorno é devidamente especificado para a combinação em causa. Geralmente é considerado para um período de retorno de 1 ou 50 anos.
- *Reduced Wave Heigh* (RWH)
  Não é verosímil a ocorrência simultânea de fenómenos severos das ações do vento e das ondas, por isso, este estado é considerado como uma redução da severidade das condições das ondas quando combinadas com fenómenos severos do vento.

3.4 Outras Ações e Condições Ambientais

3.4.1 Gelo

A ação do gelo deve ser considerada no dimensionamento da estrutura. Tanto a acumulação do gelo nos elementos da turbina e da estrutura como aquele que se forma na superfície da água, podem assumir uma importante parcela no dimensionamento, sobretudo em regiões onde a formação de gelo é normal, como no norte da Europa. O choque, resultante do movimento do gelo, ou a compressão diametral, do confinamento da estrutura, podem levar a roturas catastróficas das estruturas.

Uma das formas de mitigar a ação do gelo sobre a estrutura é através da criação de saliências cónicas à sua volta, à cota do nível da água. Esta forma promove a quebra do gelo impedindo, assim, a geração de forças demasiado acentuadas na estrutura, como as que se gerariam se estes elementos não existissem.

3.4.2 Sismo

Por regra, não é normal a existência de requisitos mínimos para a consideração das ações dos sismos nas estruturas, porque este fenómeno não acontece (probabilidade muito reduzida) em algumas partes do globo. Mas, no caso do local ser suscetível a intensidade sísmica significativa, deve ser feita a avaliação da aceleração do solo e aplicação de legislação local que contemple tais efeitos. A aceleração do solo deve ser avaliada para um período de retorno de 475 anos.

Tipicamente, a solicitação sísmica é feita considerando a atuação segundo três direcções, uma vertical e duas horizontais, ortogonais entre si. No caso das estruturas eólicas, as três referidas direcções podem ser reduzidas a duas, podendo ser suficiente considerar apenas uma direção horizontal, por causa da simetria da estrutura (no caso das mono-estacas). A consideração dos efeitos na direção vertical, serve sobretudo para verificações de instabilidade da estrutura (e.g. encurvadura). [42]

Simplificada, mas conservativamente, a análise sísmica pode ser feita considerando, apenas, o primeiro modo de vibração de flexão da estrutura e admitir que toda a estrutura está sujeita à mesma aceleração. O facto de ignorar o segundo modo de vibração é uma simplificação não conservativa significativa, mas este facto é compensado incorporando a massa da torre à altura do rotor. O cálculo deve considerar um amortecimento igual a 1% do amortecimento crítico e a massa do rotor, da turbina e das pás, assim como 50% da massa da torre, devem ser consideradas como estando concentradas no topo da torre. [33]

A potencialidade da geração de ondas induzidas pelos sismos (*tsunamis*) deve fazer parte da avaliação da sismicidade do local.

3.4.3 Temperatura

O intervalo da variação da temperatura a considerar em condições ambientais normais é de -10 ºC a +40 ºC para o ar e de 0 ºC a +35 ºC para a água. Em condições extremas e à falta de informação mais pormenorizada, este deve ser de -20 º C a +50 ºC.

3.4.4 Incrustação Marinha

O facto de, numa estrutura offshore, a torre estar em contacto com a água e esta ser, por natureza, um meio biológico ativo, leva a que a torre seja um local de incrustação marinha de plantas, animais e bactérias. A avaliação deste aspeto, à partida estranho, deve ser concretizado para as condições do local da instalação e deve abranger o estudo da natureza, da espessura provável e da altura da zona suscetível de sofrer com esta condição. De facto, a incrustação marinha influencia a massa, a geometria e a textura da superfície da estrutura de suporte e, consequentemente, pode vir a influenciar as cargas hidrodinâmicas, a resposta dinâmica da estrutura, a acessibilidade e a taxa de corrosão da própria estrutura.

A incrustação marinha, apesar de estabilizar passados alguns anos, começa a desenvolver-se logo após o momento da instalação da estrutura de suporte. A natureza deste fenómeno pode ser dividida em

"dura" e "macia". A primeira é provocada, geralmente, pelos animais como moluscos e crustáceos, caracterizando-se por espessuras finas mas rugosas; sendo a segunda motivada, principalmente, pela fixação de algas, resultando numa incrustação com características opostas à da anterior, ou seja, espessuras maiores e menos rugosa.

A natureza e a espessura da incrustação marinha dependem de vários fatores, tais como: da posição dos membros estruturais em relação ao nível do mar, do posicionamento em relação às correntes dominantes, salinidade, oxigénio, temperatura e pH.

Dada as incertezas envolvidas nas estimativas relacionadas com a incrustação marinha, a estratégia para um planeamento de inspecções e remoções periódicas da incrustação pode ser a mais acertada. Apesar disto, devem ser tomados os devidos cuidados no dimensionamento da estrutura de suporte. À falta de informação mais precisa, a Det Norske Veritas recomenda a adoção dos seguintes valores para o Mar do Norte: [42]

- Norte e Centro:
  100 milímetros de espessura entre as cotas -2 e 40 abaixo do MWL e 50 milímetros abaixo dos 40 metros;
- Sul:
  150 milímetros entre o nível do mar e a cota LAT-10 m.

Valores para outros locais podem ser encontrados na mesma publicação.

A consideração desta espessura deve ser feita pelo aumento do diâmetro exterior dos elementos estruturais, ao longo de toda a superfície da torre (ou elemento estrutural), mas só nas cotas especificadas.

3.4.5 Movimento e Erosão do Leito de Fundação

Quando o percurso natural de um fluido é interrompido por um objecto, este tende a procurar percursos alternativos para manter o mesmo fluxo. No caso de um obstáculo, se existir energia suficiente no fluxo, o fluido tende a contornar o objecto através do percurso que consuma o mínimo de energia. A definição de percursos alternativos modifica tridimensionalmente as direcções do movimento em proporções semelhantes à volumetria do obstáculo.

No caso de obras *offshore*, sobretudo em estruturas fixas, existirá sempre um novo objecto que servirá de obstáculo ao fluxo normal das correntes e das ondas existentes. Este obstáculo irá, naturalmente, impedir a passagem da água onde for instalado. O obstáculo irá criar um fluxo turbulento que, consequentemente, induzirá tensões à superfície do solo superiores às experimentadas antes do obstáculo. O facto das forças resultantes superarem a ação gravítica das partículas de solo faz com que estas sejam transportadas para jusante até que a sua força gravítica volte a superar a força da corrente. (Figura 3.23)

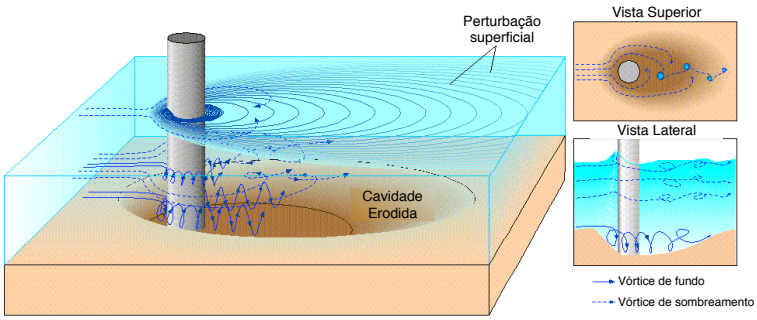


Figura 3.23: Exemplo da ocorrência do erosão do leito. (desconhecido)

O fenómeno pode ser dividido em duas parte, a ocorrência da erosão global e a ocorrência da erosão local. Último ocorre sempre, pois está no local do obstáculo, enquanto o segundo, geralmente, só se verifica se a estrutura tiver uma dimensão razoável e for composta por vários elementos.

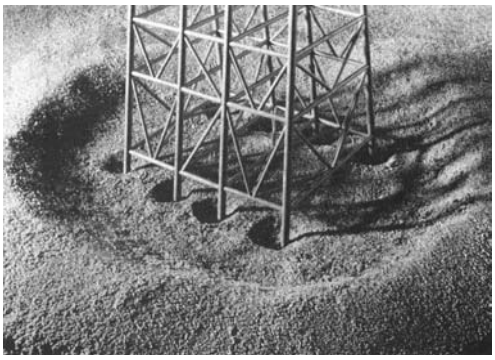


Figura 3.24: Exemplo de erosão local e global (fotografia subaquática). [30]

Como se pode observar na figura anterior, é bem notória a erosão local e global. Pode constatar-se que, junto de cada uma das "pernas" desta estrutura *jacket*, é bem visível a ocorrência da erosão local (respeitante a cada "perna"). Por outro lado, também se pode visualizar claramente, através da mesma imagem, uma erosão global que envolve toda a estrutura e que se deve ao efeito do conjunto estruturas e não ao obstáculo local de cada "perna".

Este fenómeno é crítico não só para a integridade das fundações, como também, para a resposta dinâmica da estrutura. A alteração das condições de apoio, sobretudo para as estruturas isoestáticas, modificará, de forma reduzida a resposta dinâmica da estrutura o que, consequentemente, poderá alterar significativamente os padrões de fadiga estrutural, que são muito sensíveis ao decréscimo da frequência própria da estrutura por falta de confinamento na zona de perda de material. [30] Outra consequência negativa da erosão é a remoção de suporte do tubo de ligação da torre à rede elétrica (o *J-tube*).

O principal modo de transferência das cargas da estrutura para a fundação é feita pelo carregamento lateral do solo (no caso das mono-estacas). Ao longo da estaca, a parte mais solicitada do solo, na ocorrência de um carregamento horizontal da cabeça da estaca, é a parte superior. É natural que, com a remoção da parte superior do solo devido à erosão, a estaca não apresente capacidade suficiente para suportar as ações previstas com o solo na posição inicial sendo, por isso, necessário uma estaca mais longa.

A contabilização dos efeitos da erosão pode ser feita por duas vias: por medidas de mitigação, ou seja, mecanismos de proteção contra a erosão, ou, por via da consideração direta da ocorrência do fenómeno. Sendo, neste último caso, necessário estimar a profundidade dos efeitos da erosão.

A proteção contra a erosão do solo ao redor dos elementos de fundação pode ser realizada através da deposição de material mais pesado que não seja suscetível de ser transportado com a variação das forças da corrente. Estes materiais podem ser de vários tipos, desde tapetes de asfalto ou betão, até à deposição de agregados ou pétreo-enrocamento, sendo estas últimas soluções, economicamente mais viáveis. Este tipo de proteção, geralmente, requer grandes quantidades de material, o que pode inviabilizar a sua utilização quando comparado com o prolongamento da estaca. Por exemplo, uma solução típica, com uma saia de 25 metros de raio e uma altura de 1,5 metros em torno da estaca, pode apresentar um custo de cerca de 350 mil euros por turbina. [30]

Quando a solução passa pela consideração da variação do nível do leito, por causa da erosão, é necessário avaliar a suscetibilidade para o solo erodir. Para isso é necessário conhecer as características da corrente (velocidade e direção), das ondas (altura, período e direção) e do solo à superfície (tipo e gra-

nulometria). Existem estudos e formas de determinar mais pormenorizadamente as profundidades motivadas pela erosão (por exemplo no Anexo J da DNV-OS-J101 [42]). Sem entrar em demasiados pormenores, as profundidades típicas esperadas nestes processos de erosão variam entre um a dois diâmetros da estacas. A DNV [42] recomenda a consideração de profundidade em torno de 1,3 vezes o diâmetro da estaca à falta de estudos mais pormenorizados.

Na realidade este fenómeno ocorre constantemente no leito marinho. A dinâmica constante das partículas segue os mesmos princípios já explicados, contudo, como não existem alterações significativas no fluxo, apenas em termos de intensidade, o deslocamento de uma partícula para jusante, ou seja, no sentido do fluxo, é, quase de imediato, compensado por uma partícula vinda de montante. Assim sendo, o movimento de partículas existe, contudo, não ocorrem alterações significativas dos níveis do leito pela remoção e reposição simultâneas das mesmas.

3.4.6 Efeito de Esteira (*Wake Effect*)

O facto de o vento passar através de um obstáculo, neste caso de uma turbina, irá provocar uma desaceleração e uma quebra na intensidade do vento a jusante da mesma. Este efeito, de "sombra", provoca um abrandamento do vento e, ao mesmo tempo, um aumento da turbulência. Consequentemente, o vento terá menos energia e, no caso da turbina estar num parque, fará com que haja uma redução significativa da energia produzida entre as turbinas da frente e as restantes. Observações feitas no parque Horns Rev, localizado no Mar do Norte, na costa Dinamarquesa, indicam uma redução para cerca de 60% da potência para as turbinas atrás da primeira fila. [43]

Umas das formas de mitigar estes efeitos é através do aumento dos afastamentos entre as turbinas. Em teoria, a eliminação completa destes efeitos acarretaria distâncias excessivamente grandes, no entanto, afastamentos típicos entre 1,5 a 3 vezes do diâmetro do rotor (diâmetro de varrimento das pás) na direção perpendicular à direção dominante do vento e afastamentos na direção do vento entre 8 a 10 vezes o diâmetros são, normalmente, suficientes para reduzir esses efeitos para margens aceitáveis. (Figura 3.25) Adicionalmente, pode ser feita uma disposição distorcida da malha de forma a que as turbinas não estejam todas alinhadas na direção do vento.

Por estas razões, estudos sobre os efeitos de esteira devem ser realizados e devidamente considerados quando se projecta uma *wind farm*, caso contrário, pode ser deitada por terra a viabilidade de um projeto de enorme envergadura.

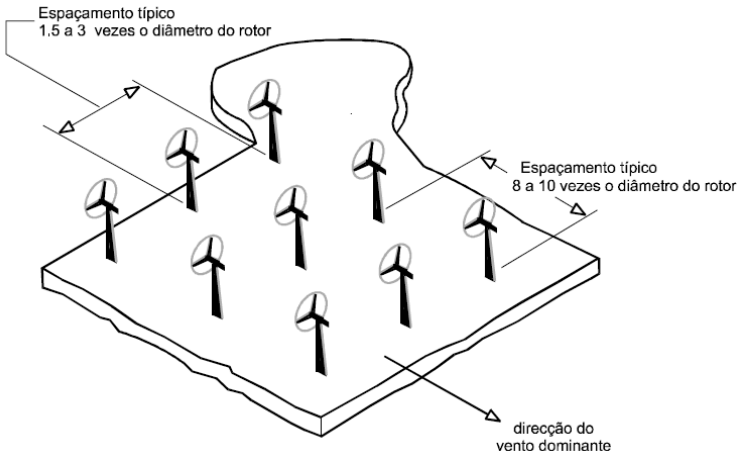


Figura 3.25: Efeito de esteira. (adaptado) [44]

3.4.7 Situações Transitórias

A operação e controlo de uma turbina tem inerente eventos transitórios no seu funcionamento. O facto de existirem essas variações leva a que existam solicitações à estrutura diferentes das das ações estacionárias. Os eventos transitórios devem ser considerados no dimensionamento e combinados devidamente com as restantes ações. Os eventos, que produzem ações transientes a considerar, são os seguintes:

- Arranque após paragem ou após estado inativo;
- Encerramento (paragem) normal;
- Encerramento de emergência;
- Falhas normais: falha no sistema de controlo e perda de ligação à rede elétrica;
- Falhas anormais: falha nos sistemas de proteção e sistemas eléctricos;
- Guinada do rotor.

3.4.8 Condições Ambientais

Comparando o impacte ambiental deste tipo de energia com o das tradicionais, a energia eólica é, sem dúvida, melhor, pois, acima de tudo, proporciona impactes muito menores. A produção de energia por via eólica não emite poluentes atmosféricos e a energia consumida, durante o fabrico e o transporte, é compensada em poucos meses de funcionamento de uma turbina. [6]

Uma vez que é impossível projetar as estruturas sem emissões de poluentes, sem alterações de ruído e de luz no ambiente marinho, deve ter-se o cuidado de minimizar ao máximo este efeitos negativos. [3]

Outra questão relevante prende-se com o facto de, em geral, os métodos de proteção à corrosão por via de revestimentos apresentarem uma elevada toxidade para os seres vivos. Por esta razão, os revestimentos contendo tributil-estanho (TBT) estão proibidos. [3]

3.4.9 Outras Condições Ambientais

Outras condições ambientais, que devem ser avaliadas e tidas em conta, para além das relacionadas com o vento e com as condições marítimas, e que podem afetar a integridade e segurança da turbina são as seguintes: humidade, densidade do ar, radiação solar, chuva, granizo, substâncias químicas ativas, partículas mecânicas ativas, salinidade, raios, densidade da água e trânsito marítimo.

Muitas destas condições mencionadas não afetam diretamente o dimensionamento estrutural da torre e da fundação, mas, em certos casos, a sua não consideração pode limitar ou até mesmo anular a integridade destes elementos. Por exemplo, numa zona com muito tráfego marítimo, podem acorrer choques acidentais de navios ou, até mesmo, de barcos de manutenção, com a torre. Por estas razões, este eventos devem ser considerados. Outro aspeto importante a considerar é a corrosão. Dependendo das características ambientais (como, por exemplo, a composição química do ar e da água, a salinidade, entre outros), a taxa de corrosão da estrutura pode ser, substancialmente, afetada, pondo em causa a segurança da mesma.

3.4.10 Influência nos Sistemas de Radares

Um efeito negativo, mas que, apesar de tudo, até se revela interessante, tem a ver com o facto de o funcionamento de uma turbina eólica interferir nos sistemas de radar terrestres usados na defesa, meteorologia ou controlo aéreo. O grande e rápido movimento das lâminas da turbina emite ondas, particularmente sonora, ou de compressão, ao radar, que podem ser confundidos com as originadas por outras fontes como as de passagem de aviões ou qualquer outro evento atmosférico. [6]

4
AÇÕES E SEUS EFEITOS

4.1 AÇÕES

O cálculo das ações e os seus efeitos deve ser feito utilizando métodos apropriados para o efeito, contabilizando a resposta dinâmica da estrutura para as combinações de ações adequadas, especialmente em estruturas dinamicamente sensíveis como as torres com mono-estaca.

4.1.1 CÁLCULO DAS CARGAS HIDRODINÂMICAS

Como consequência das ações hidrodinâmicas, o cálculo das cargas nos membros estáticos deve ser feito utilizando métodos adequados. Os métodos aplicáveis dependem do tamanho, da forma, do tipo de estrutura, como também da relação entre o comprimento da onda e o volume do elemento estrutural. Quando o elemento obstrutor do fluxo é esbelto, ocorre uma separação do fluído e desenvolve-se um efeito de esteira a jusante do obstáculo, aumentando a força de arrasto. Em contrapartida, quando o obstáculo é volumétrico, este modifica o padrão do fluxo e ocorre difração. A separação do fluxo é localizada e confinada a regiões pequenas à volta do obstáculo. Neste caso, as forças de arrasto não são tão significativas. Estes diferentes efeitos acarretam a aplicação de diferentes teorias.

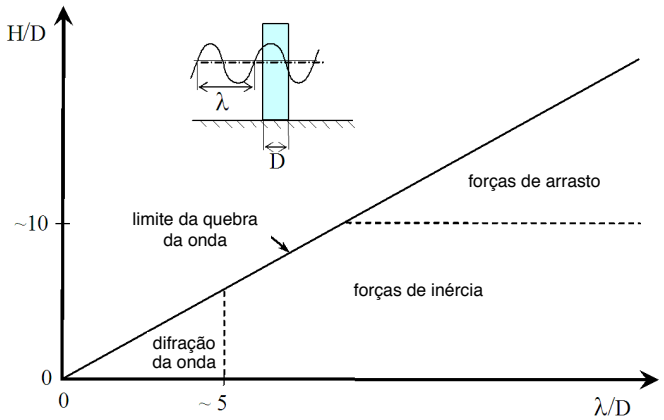


Figura 4.1: Importância relativa das diferentes componentes das forças das ondas. [42]

O método mais utilizado para a determinação das cargas nos elementos estruturais esbeltos, quando sujeitos a ações hidrodinâmicas como as do vento ou das ondas, foi desenvolvido por Morison, O'Brien, Johnson e Schaal, em 1950 [45]. Apoiando-se em resultados experimentais, definiu a chamada equação MOJS ou, mais conhecida como a equação de Morison. A sua aplicabilidade é válida para $\lambda/D \geq 5$. Caso esta condição não se verifique, a equação de Morison deixa de ser válida e, deve utili-

zar-se a teoria da difração. A consideração da teoria da difração não precisa de ser usada explicitamente porque surgiu uma correção à equação de Morison, para poder ser utilizada de forma mais generalizada, proposta por MacCamy e Fuchs (não abordada no presente trabalho). [30] Em geral, a equação de Morison é aplicável às situações de *jackets* e mono-estacas. Por esta razão, apenas se fará uma explicitação deste método. Informação mais pormenorizada sobre o método da difração e outros pode ser encontrada na DNV-OS-J101 [42].

A força num corpo sujeito a uma fluxo estacionário de um fluido não viscoso é nula (paradoxo de D'Allembert). Contudo, para fluxos não permanentes, com fluidos reais, o resultado não é o mesmo e geram-se forças de inércia. Como na realidade os fluidos têm viscosidade, existem outras forças, de natureza diferente, que se geram nos corpos. Devido à viscosidade do fluido a passar pelo corpo, em resultado da fricção, geram-se forças denominadas de arrasto. Como resultado, em condições gerais, a força num corpo sujeito a um fluxo não permanente de um fluido viscoso é dada pela soma de duas parcelas, uma relativa à inércia (f_M), e outra relativa ao arrastamento (f_D) — Equação de Morison. [46]

$$f(x,z,t) = f_M(x,z,t) + f_D(x,z,t) \tag{4.1}$$

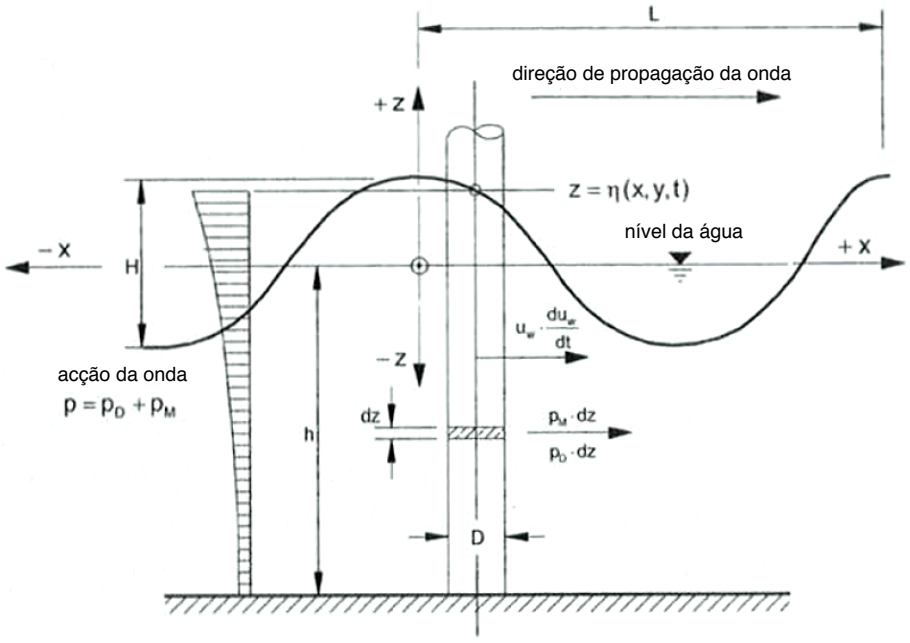


Figura 4.2: Cargas através da equação de Morison. [47]

A força de inércia resultante de um fluxo com aceleração $\ddot{u}$, não é mais do que o somatório da força de Froude-Krylov ($\rho \cdot V \cdot \ddot{u}$) com a força hidrodinâmica da massa ($C_A \cdot \rho \cdot V \cdot \ddot{u}$) resultando na seguinte equação:

$$f_M(x,z,t) = C_M \cdot \rho \cdot V \cdot \ddot{u} \tag{4.2}$$

Com o coeficiente de inércia (C_M) sendo igual ao coeficiente da massa adicionada (C_A) mais um. A densidade (ρ) é igual ao peso volúmico do fluido (neste caso água, salgada) sobre a aceleração da gravidade (γ_w / g) e, V é o volume. No caso de um elemento cilíndrico de altura infinitesimal (dz), é igual a $\pi \cdot D^2 / 4\, dz$.

A força de arrasto é dada por:

$$f_D(x,z,t) = \frac{1}{2} \cdot C_D \cdot \rho \cdot A \cdot \dot{u} \cdot |\dot{u}| \tag{4.3}$$

Dependendo da velocidade ($\dot{u}$), da área projetada (A), que no caso de um volume cilíndrico de altura infinitesimal é igual $D \cdot dz$, e do coeficiente de arrasto (C_D).

Os valores dos coeficientes de inércia e de arrasto variam em função do número de Reynolds, da rugosidade da superfície e da geometria e orientação do elemento obstrutor, do número de Keulegan-Carpenter e da relação entre a velocidade das ondas e da corrente (velocidade conjugada máxima de uma partícula à superfície — $\dot{u}_{\max}$). Para elementos obstrutores cilíndricos, como o caso das mono-estacas, o número de Reynolds e o de Keulegan-Carpenter são definidos como:

$$\mathrm{Re} = \frac{\dot{u}_{\max} \cdot D}{\nu} \tag{4.4}$$

$$\mathrm{KC} = \frac{\dot{u}_{\max} \cdot T_i}{D} \tag{4.5}$$

Sendo ν a viscosidade cinemática da água (deve ter-se em atenção que a salinidade e a temperatura alteram o valor deste parâmetro, assim como o da densidade) e T_i o período intrínseco da onda. Os coeficientes de inércia e de arrasto podem, agora, ser determinados através da relação com o coeficiente de arrasto do escoamento estacionário (C_{DS}). Este coeficiente depende da rugosidade da superfície (k), tomando os seguintes valores:

$$C_{DS} = \begin{cases} 0{,}65 & \text{para} \quad \dfrac{k}{D} < 10^{-4} \quad \text{(liso)} \\ \dfrac{29 + 4 \cdot \log_{10}\left(\dfrac{k}{D}\right)}{20} & \text{para} \quad 10^{-4} \le \dfrac{k}{D} \le 10^{-2} \\ 1{,}05 & \text{para} \quad \dfrac{k}{D} > 10^{-2} \quad \text{(rugoso)} \end{cases} \tag{4.6}$$

Podem ser tomados como referência os seguintes valores para a rugosidade:

Tabela 4.1: Rugosidade de várias superfícies.

Superfície	k **[m]**
Aço limpo ou pintado	~0 (liso)
Aço enferrujado	0,003
Com incrustação marinha	0,005 ~ 0,05

A determinação do coeficiente de arrasto é dada pelo produto entre o coeficiente de arrasto estacionário com um fator de amplificação devido ao efeito de esteira (ψ). Por sua vez, este coeficiente é fun-

ção da relação do número de Keulegan-Carpenter com o coeficiente de arrasto estacionário (KC/C_{DS}). O valor do fator de amplificação pode ser determinado através da leitura do gráfico da figura seguinte. A linha a cheio é representativa de uma superfície lisa e a linha a traço interrompido de uma superfície rugosa. Para valores intermédios pode ser feita uma interpolação linear.

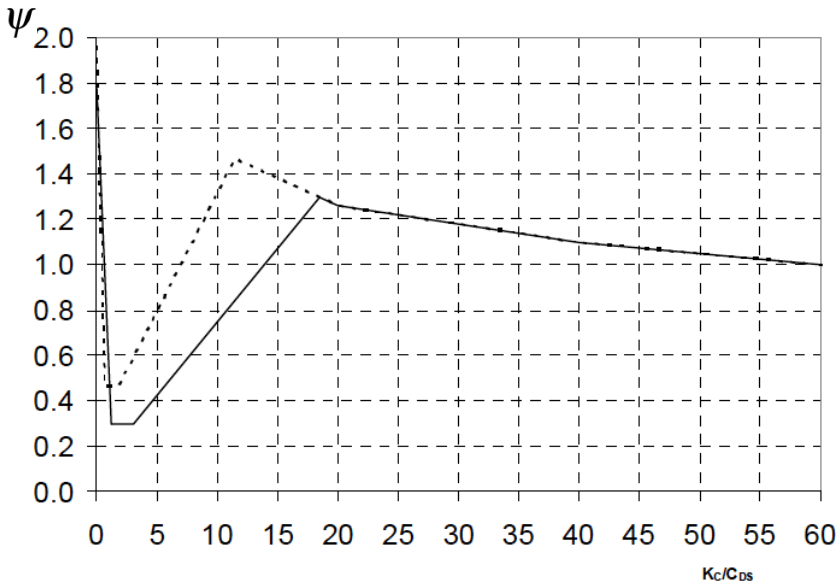


Figura 4.3: Fator de amplificação devido ao efeito de esteira. [42]

A determinação do coeficiente de arrasto resulta, finalmente, na seguinte expressão:

$$C_D = C_{DS} \cdot \psi\left(C_{DS}, KC\right) \tag{4.7}$$

E, o valor do coeficiente de inércia deve ser tomado igual a:

$$C_M = \begin{cases} 2{,}0 & \text{para} \quad \mathrm{KC} \le 3 \\ \max\left\{2{,}0 - 0{,}044\left(\mathrm{KC} - 3\right); 1{,}6 - \left(C_{DS} - 0{,}65\right)\right\} & \text{para} \quad \mathrm{KC} > 3 \end{cases} \tag{4.8}$$

Deve ter-se em atenção que o valor da velocidade deve ser tomado como o valor máximo da velocidade horizontal na superfície média da água. Outra nota a ter-se em atenção é o facto de, na determinação dos coeficientes e das forças, o valor da velocidade apresentado deve ser a conjugação da velocidade das ondas e da corrente, se o valor desta última for significativo. Por último, importa referir que o valor dos coeficientes não têm necessariamente que ter os mesmos valores de combinação para combinação uma vez que dependem do valor da velocidade e do período das ondas.

A força resultante será, naturalmente, o integral das forças ao longo de todo o comprimento da estrutura submersa.

4.1.2 Cálculo das Cargas Aerodinâmicas

Neste tipo de estruturas, apesar da ação horizontal do vento representar cerca de 25% da total esta, devido a ser aplicada a uma altura elevada, representa cerca de 75% do momento derrubador. [8]

4.1.2.1 Cálculo das Cargas Aerodinâmicas nas Pás

A passagem do vento pelas pás do rotor faz com que estas entrem em movimento e, essa transferencia de energia, do vento para a turbina, resultará na geração de energia elétrica pelo gerador. Todavia, este movimento só ocorre porque o vento exerce forças sobre as pás para que estas, com a geometria e a secção adequadas e condicionadas para um grau de liberdade de rotação, entrem em movimento.

As forças resultantes do vento correspondem, de forma direta, à passagem pelo vento e, de forma indireta, ao movimento consequente da passagem do vento, bem como do movimento operacional da turbina. As primeiras consistem nas forças aerodinâmicas nas pás e nas forças de arrasto na torre e na cabine. As segundas correspondem às forças de gravidade das pás (que variam no tempo devido à rotação), à força centrífuga e à de Coriolis por causa da rotação, à força giroscópica devido à ginada, e à força de travagem.

Pelo exposto, facilmente se percebe a dificuldade inerente à determinação das forças na estrutura provocadas pelo vento. A caracterização apurada das intensidades das forças requer modelos e análises bastante complexos que contabilizem a interação entre o fluido e a estrutura assim como os movimentos em jogo. Um método de análise corrente é a referida Teoria do Momento do Elemento Lâmina, *Blade Element Momentum Theory* (BEM). Na realidade, esta teoria deriva da conjugação de duas terias: a Teoria do Elemento Lâmina, *Blade Element Theory* (BET), na qual é feito um estudo individual de cada uma das pás, e a Teoria do Momento, *Momentum Theory* (MT), em que o rotor é encarado como um disco e é avaliado o seu impacto na variação da velocidade do vento. [48]

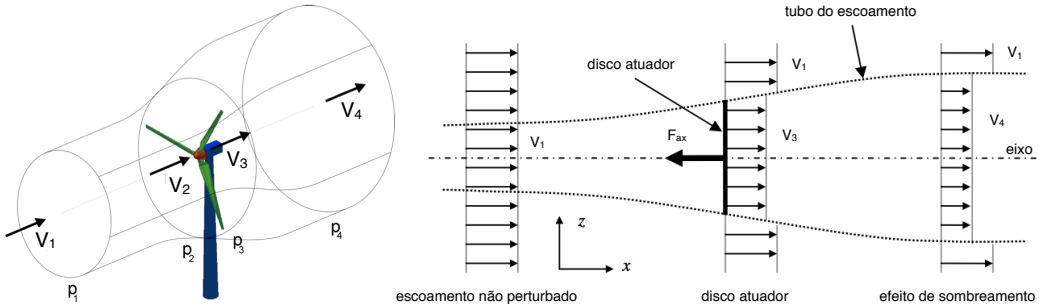


Figura 4.4: Variação do fluxo de vento (*Momentum Theory*). [48] [30]

Como se observa na figura anterior, a consideração da existência de um disco, para simular a área de arrasto das pás, provoca uma alteração do fluxo do vento. Este disco desacelera o vento, retirando-lhe energia.

Considerando que a velocidade do vento à passagem pelo disco (V_2) é uma fração da velocidade de indução axial (V_1) vem: [48]

$$V_2 = V_1 \cdot (1 - a) \tag{4.9}$$

É possível demonstrar que a velocidade do vento após a passagem no disco é:

$$V_4 = V_1 \cdot (1 - 2a) \tag{4.10}$$

O parâmetro a, denominado fator de indução, toma o valor de 1 quando o disco retira toda a energia cinética ao vento e, o valor de 0 quando não existe qualquer entrave à passagem do vento. O valor maximizado do fator de indução é o que corresponde à potência máxima convertida pela turbina eólica. O valor máximo da potência corresponde a um fator de indução igual a $1/3$. [48]

A força resultante no disco e na direção do vento é dado pela diferença de pressões antes e depois do rotor.

$$F_{ax}^{MT} = \frac{1}{2} \cdot A_r \cdot \rho_{air} \cdot \left(V_1^2 - V_4^2 \right) \tag{4.11}$$

equivalente a:

$$F_{ax}^{MT} = \frac{1}{2} \cdot A_r \cdot \rho_{air} \cdot V_1^2 \cdot 4 \cdot a \cdot \left(1 - a \right) \tag{4.12}$$

Como o valor de a não é conhecido à partida, é necessário recorrer à *Blade Element Theory* para determinar este parâmetro.

Quando o vento passa por uma pá da turbina, geram-se forças de sustentação e de arrasto. A sustentação é a força perpendicular à direção do vento relativo (V_{rel}), ou seja, o vento resultante da velocidade passagem pelo disco com a velocidade de rotação do rotor.

$$V_{rel} = \sqrt{V_2^2 + V_{rot}^2} \tag{4.13}$$

A velocidade de rotação do rotor (V_{rot}) é igual ao produto da velocidade angular (Ω) com a distância do elemento da pá ao eixo de rotação (r).

$$V_{rot} = \Omega \cdot r \tag{4.14}$$

Cada uma das forças atuantes em cada elemento da pá pode depois ser decomposta perpendicularmente e paralelamente ao disco. O integral resultará em forças axiais e tangenciais.

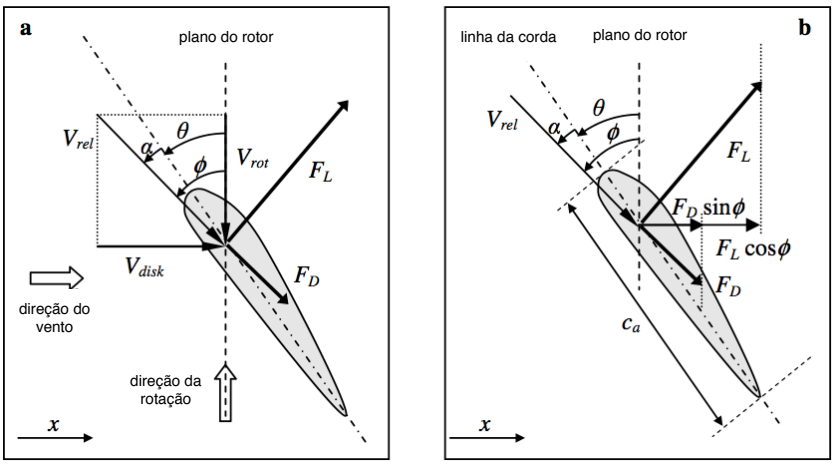


Figura 4.5: Forças de sustentação (*lift*) e arrasto (*drag*) num elemento da pá. [30]

As forças de arrasto (F_D) e de sustentação (F_L) são finalmente dadas por:

$$F_D = \frac{1}{2} \cdot C_D \cdot \rho_{air} \cdot V_{rel}^2 \cdot A_s \qquad F_L = \frac{1}{2} \cdot C_L \cdot \rho_{air} \cdot V_{rel}^2 \cdot A_s \tag{4.15}$$

Com a resultante na direção do vento (considerada perpendicular ao disco para estar em concordância com a MT) para cada uma das secções de cada pá, é igual a:

$$F_x^{BET} = F_L \cos\left(\phi\right) + F_D \sin\left(\phi\right) \tag{4.16}$$

A resultante total, contabilizando todas as pás, é dada por:

$$F_{ax}^{BET} = N_b \cdot \int_0^r F_x^{BET}\, dr \qquad (4.17)$$

A_s é a denominada área do segmento alar e é igual ao produto da corda do perfil alar (c_a) pela sua envergadura (dr).

Ambas as forças são determinadas da mesma forma, o que as faz variar são os coeficientes de sustentação (C_L) e de arrasto (C_D). Estes coeficientes dependem da geometria, da posição do objecto em relação ao fluxo, do número de Reynolds e do número de Mach e são determinados experimentalmente. Se a pá não tiver secção constante, como é corrente, os valores dos coeficientes indicados estão sempre a variar porque dependem da secção. (Figura 4.6)

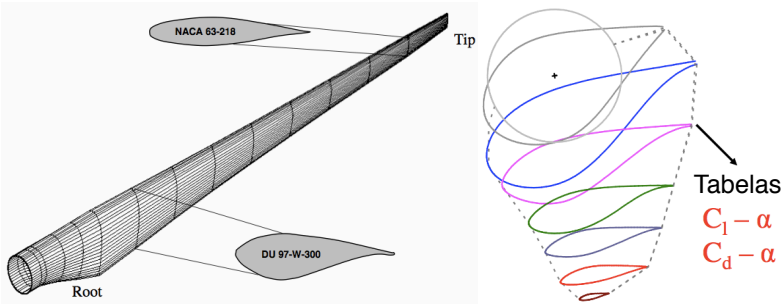


Figura 4.6: Geometria típica de uma pá. [30] [49]

Também dependem do ângulo de ataque (α), ou seja, o ângulo relativo entre o vetor da velocidade relativa com a corda do perfil alar. (Figura 4.5)

$$\alpha = \phi - \beta - \beta_0 \qquad \phi = \arctan\left(\frac{V_2}{V_{rot}}\right) \qquad (4.18)$$

Um exemplo da variação destes coeficientes para um determinado perfil alar em função do ângulo de ataque pode ser observado na Figura 4.8.

A orientação da secção da pá em relação à velocidade do vento é importante para a determinação das forças referidas. Esta orientação, o paço da hélice (θ), dá-nos a relação entre o deslocamento axial e o deslocamento tangencial. O paço da hélice é igual à soma do ângulo de rotação de toda a pá em torno do eixo longitudinal (β_0) — *pitch* — com a rotação se cada secção em torno desse mesmo eixo (β) — *twist* — devido a uma torção da pá. (Figura 4.7) O *twist* varia em função do raio. Como a velocidade tangencial varia com o raio, o *twist* é usado para optimizar o ângulo de ataque ao longo de toda a pá. Por outro lado, o *pitch* é utilizado para regular a potência elétrica do aerogerador. A alteração do *pitch* levará a uma alteração do ângulo de ataque e, consequente variação da sustentação.

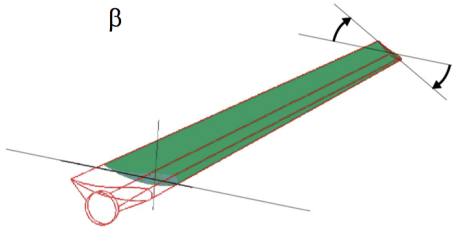


Figura 4.7: *Twist* de uma pá. [48]

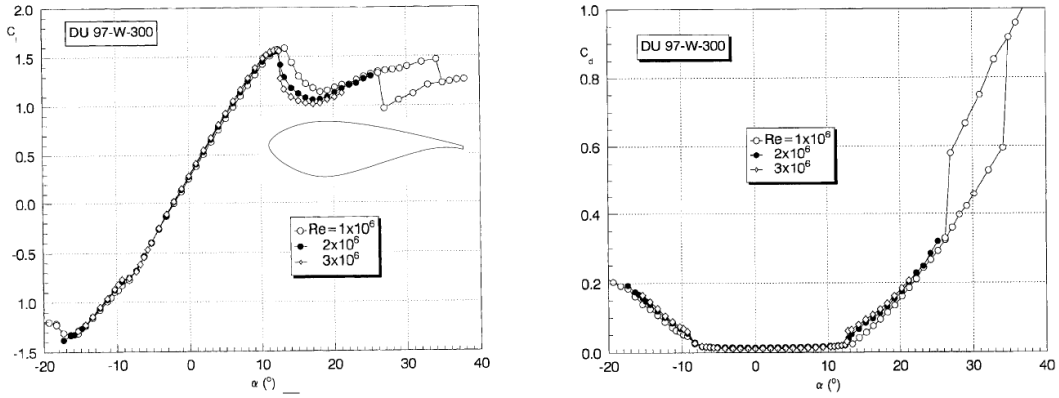


Figura 4.8: Coeficiente de sustentação (esquerda) e de arrasto (direita) para um perfil alar. [50]

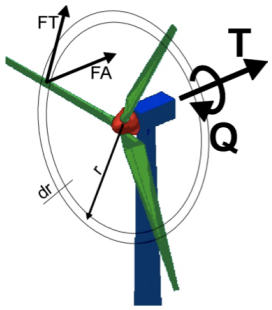


Figura 4.9: Forças devidas ao vento. [48]

Considerando o referencial e a nomenclatura indicada na figura anterior, é possível desenvolver as seguintes relações:

- O integral de todas as forças axiais (F_A) de todas as pás resultará na força exercida na turbina (T);
- O integral do produto todas as forças tangenciais (F_T) pelo raio resultará no binário aerodinâmico (Q).

Como se pode constatar, a determinação das forças pelo Teorema do Elemento Lâmina (BET) depende da velocidade relativa que, por sua vez, depende da velocidade do vento pelo disco, dependente do parâmetro a . Dada esta dependência, a relação entre as duas teorias é implícita sendo, assim, necessário recorrer à sua determinação por via numérica. O processo iterativo para a determinação do parâmetro a é feita da seguinte forma: [50]

- Escolher um valor de partida para a ;
- Calcular o ângulo de ataque e determinar os coeficientes de arrasto e de sustentação;
- Calcular as forças pela BET (F_{ax}^{BET});
- Determinar a pela MT fazendo igualar as forças obtidas pelo BET ($F_{ax}^{MET} = F_{ax}^{BET}$);
- Variar o valor de a até convergir.

Dada a complexidade e morosidade na determinação das forças, hoje em dia são usados programas de cálculo automatizado que permitem fazer esta determinação muito rapidamente (e.g. AERODYN).

4.1.2.2 Cálculo das Cargas Aerodinâmicas na Torre

A determinação das cargas aerodinâmicas na torre segue o mesmo princípio da determinação das cargas nas pás ou o mesmo da determinação das cargas na torre causadas pela água. Contudo, o seu cálculo é bastante mais simples.

A determinação da carga do vento na torre pode ser feita da seguinte forma:

$$F_{Wx} = \frac{1}{2}\rho_{air} \cdot \int_0^z c_f \cdot V^2 \cdot L \, dz \qquad (4.19)$$

A densidade do ar é variável com a temperatura do mesmo. Para uma temperatura de 10ºC, a densidade é de 1,25 kg/m^3. Tanto o valor do coeficiente aerodinâmico (c_f), como a velocidade do vento (V) e a largura da coluna da torre (L) — se for de secção variável — são variáveis em altura. O coeficiente aerodinâmico, à falta de cálculos mais pormenorizados, pode ser tomado como sendo igual a 0,7. No caso de ser necessário mais rigor neste parâmetro (pouco significativo) este pode determinar-se recorrendo às indicações de, por exemplo, o Eurocódigo 1, parte 1-4, sobre a ação do vento (norma EN 1991-1-4) [51].

4.1.3 Outras Cargas a Considerar

As outras cargas como as permanentes, sobrecargas de utilização, temperatura, impulsão, hidrostáticas e outras similares, são consideradas como aplicadas estaticamente, visto que a sua aplicação é mais ou menos estável no tempo ou a sua variação é lenta não se gerando forças de inércia ou amortecimento da estrutura.

No caso de cargas de aplicação súbita ou com variação rápida devem ser consideradas com mais cuidado devido às componentes dinâmicas que se podem gerar nas estruturas. Cargas devido a sismos, com carácter dinâmico importante, de choque ou transitórias devem ser consideradas de forma dinâmica.

4.1.4 Condições Ambientais Típicas

No quadro seguinte pode-se observar um resumo das condições ambientais típicas em diferentes locais onde existem obras *offshore*.

Tabela 4.2: Comparação das condições ambientais em vários locais. [4]

Característica	Mar do Norte	Mar Báltico	Costa do Reino Unido	Golfo do México	Costa Este dos Estados Unidos	Costa Oeste dos Estados Unidos
Vento						
Vento extremo de médias de 10 min. para um período de retorno de 50 anos [m/s]	50	54,5	38 - 46	45	46	33
Rajada extrema de 5 seg. para um período de retorno de 50 anos [m/s]	60	65	46 - 55	54	55	40

Característica	Mar do Norte	Mar Báltico	Costa do Reino Unido	Golfo do México	Costa Este dos Estados Unidos	Costa Oeste dos Estados Unidos
Ondas						
Altura máxima da onda para um período de retorno de 50 anos [m]	22.3	5	8 - 12	19,9	24,2	17
Período da onda associado [s]	14,5	13	14	13	13,7 - 14,5	15 - 17
Correntes						
Velocidade da superfície da corrente de maré para um período de retorno de 50 anos [m/s]	1,71	1,7	3,0	1,03	2,06	1,0

4.2 SIMULAÇÃO

4.2.1 ANÁLISE ESTRUTURAL

A determinação dos esforços que servem para fazer o dimensionamento estrutural dos diversos elementos que fazem parte de uma torre eólica apresenta desafios que saem da esfera tradicional de análise de estruturas. Embora o tema e a complexidade do mesmo não sejam uma novidade, a verdade é que a sua aplicação não é generalizada. Contrariamente à análise estrutural tradicional, linear estática, no qual se admite um comportamento elástico dos materiais e uma relação linear entre os esforços e os deslocamentos, a análise de uma torre eólica não pode assentar nos mesmos pressupostos. Além do facto das ações aero e hidro dinâmicas variarem no tempo, a resposta estrutural não pode apenas ser realizada com base numa análise linear dinâmica. O facto da resposta estrutural estar muito dependente do comportamento não linear, sobretudo do solo, leva a que a correta análise estrutural a este tipo de problemas se faça no domínio do tempo em regime não linear.

A análise estática linear, onde existe proporcionalidade entre forças e deslocamentos e, onde é assumido que o carregamento da estrutura é feita muito lentamente e constante ao longo do tempo, logo, não se geram forças de inércia devido à aceleração (na realidade estas geram-se mas são insignificantes quando comparadas com as de restituição).

A equação fundamental da dinâmica de estruturas, cujo o equilíbrio se esquematiza na figura seguinte, é dada por:

$$f_S + f_D + f_I = p(t) \tag{4.20}$$

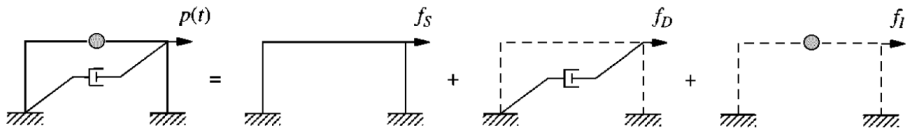


Figura 4.10: Equilíbrio dinâmico. [52]

Como se pode observar pela associação entre a equação e esquema da figura anterior, o equilíbrio dinâmico de um sistema é feito pela igualdade entre a solicitação da estrutura com as forças que se geram na estrutura provocadas pela mesma solicitação. Todas as forças promovidas pela estrutura que equilibram a solicitação exterior dependem de características intrínsecas à estrutura. As forças de restituição (f_S), as de amortecimento (f_D) e as de inércia (f_I) dependem de características como, rigidez, amortecimento e massa, respetivamente. Estas forças dependem também do movimento da estrutura. As forças de restituição dependem do deslocamento, as forças de amortecimento dependem da velocidade e as forças de inércia dependem da aceleração. Dependendo do tipo de resposta da estrutura, estas três variáveis podem variar no tempo.

$$Ku + C\dot{u} + M\ddot{u} = P \tag{4.21}$$

A consideração da não linearidade da estrutura é feita à custa de uma variação das características da estrutura com a resposta da estrutura. A variação da massa e do amortecimento com o tempo não é tão frequente nas estruturas de engenharia civil (a sua variação não é muito significativa), no entanto, a rigidez pode variar significativamente uma vez que geralmente os materiais entram em regime não linear em algumas zonas dos elementos estruturais.

A equação fundamental da dinâmica (Equação 4.21) trata-se de uma equação diferencial linear de segunda ordem. A sua resolução pode ser feita, basicamente, através de dois métodos, o método da sobreposição modal e o método de integração numérica. O método de sobreposição modal baseia-se no princípio da sobreposição dos efeitos, logo, só é aplicável a sistemas com comportamento linear. A resolução pelo método de integração numérica consiste na integração direta da equação de equilíbrio dinâmico. A integração direta pode ser feita por via analítica contudo, devido à complexidade da maior parte das estruturas, a via numérica é a mais prática.

A integração numérica é feita através de procedimentos incrementais — integração passo-a-passo — permitindo assim considerar a variação da rigidez e do amortecimento ao longo do tempo (consideração do comportamento não-linear). A integração passo-a-passo consiste na satisfação da equação de equilíbrio a cada intervalo de tempo. A cada incremento de tempo, a resolução da equação considera as condições inicias iguais às finais do incremento anterior e assim sucessivamente até se obter a resposta total. Os métodos de integração numérica podem ser explícitos ou implícitos. A escolha do intervalo de integração deve ter por base, não só motivos de estabilidade numérica (aplicado ao métodos explícitos), mas também a precisão dos resultados. Dos diversos métodos de integração numéricos utilizados destacam-se o Método de Winson e o Método de Newmark como métodos implícitos e o Método das Diferenças Centrais como método explícito. [53] [52]

4.2.2 Sensibilidade Dinâmica

Como se pode constatar, a resposta dinâmica da estrutura é um fator crucial na análise de torres eólicas *offshore*. Não seria possível fazer o presente trabalho, fazendo uma reflexão sobre as ações e dimensionamento, sem prestar a devida consideração à sensibilidade dinâmica deste tipo de estruturas. Neste tipo de estruturas, a resposta da estrutura a uma solicitação e, a própria solicitação, dependem da deformação da estrutura. Outra questão pertinente é o facto da possível ocorrência de ressonância na estrutura. Como existem variadas ações de carácter repetitivo e com determinadas frequências expressivas, a sua aproximação à frequência de vibração natural da estrutura, mesmo que a solicitação tenha uma intensidade baixa, pode levar a uma amplificação elevada da deformação da estrutura e, como consequência, ao seu colapso.

A passagem das pás (com o período da passagem de cada pá igual a *P*) pelos vórtices turbulentos criam picos de excitação nas frequências de *1P* e *3P* (para rotores com três pás), correspondente à passagem de cada uma das pás e de uma pá por um ponto qualquer. Para evitar a ressonância, a frequência da estrutura deve situar-se num dos seguintes intervalos: antes da frequência *1P*, entre a frequência *1P* e *3P* ou após a frequência *3P*. Uma estrutura rígida (*stiff*) cai no último intervalo, com frequências próprias maiores, e uma estrutura muito flexível (*soft*) encontrar-se-á no primeiro intervalo. Por esta razão, as estruturas caracterizam-se como *soft-soft*, *soft-stiff* e *stiff-stiff*, consoante o intervalo onde a sua frequência natural esteja. [30] Quando as turbinas são de velocidade variável, as suas frequências são caracterizadas por um intervalo de frequências e não por uma frequência, ao contrário do que acontece nas turbinas de velocidade constante (Figura 4.11). Intervalos típicos de frequências de passagem situam-se entre os 0,18 Hz e os 0,26 Hz para *1P*, e três vezes estes valores para *3P* (Figura 4.12). [4]

Uma estrutura mais rígida será, naturalmente mais cara ou maior (normalmente também resultará numa mais cara pelos custos de transporte e instalação que lhes estão associados).

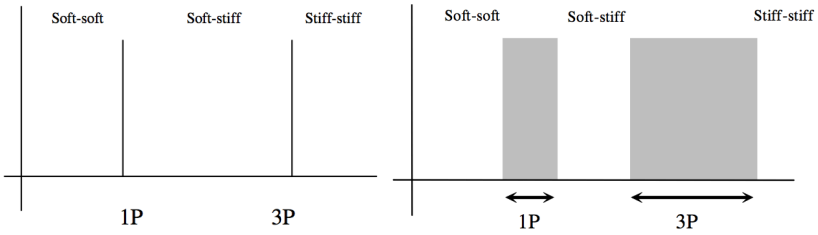


Figura 4.11: Intervalo de frequências para turbinas de velocidade constante (esquerda) e de velocidade variável (direita). [30]

Outra questão pertinente tem a ver com as frequências de solicitação das ondas. Por regra, estas, tipicamente, situam-se entre os 0,04 Hz e os 0,34 Hz (Figura 4.12). [4]

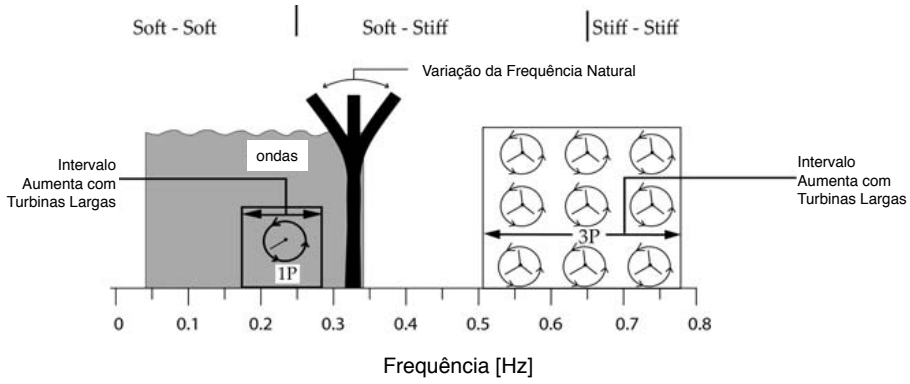


Figura 4.12: Intervalos típicos das frequência das solicitações. [4]

4.2.3. AMORTECIMENTO

Como referido anteriormente, a resposta da estrutura depende de vários fatores, entre eles o amortecimento. O amortecimento da estrutura desempenha um papel fundamental na resposta estrutural, pois provoca um decaimento da amplitude de deslocamento com o tempo, quando a estrutura é sujeita a uma força, por exemplo, a um impulso. Por que na realidade as estruturas têm amortecimento, causado por vários fatores, como por exemplo, a dissipação de energia à custa de fricção interna na estrutura dos materiais, a entrada em ressonância (para amplitude de deslocamentos infinitos) é, em teoria, im-

possível. Contudo, nestes casos em que a falha da estrutura não se deve à ressonância em si, esta, ocorre, devido a efeitos de segunda e terceira ordem. O que acontece é que o amortecimento da estrutura provoca uma atenuação da resposta estrutural quando a frequência da solicitação coincide com a frequência natural da estrutura. Esta redução da amplificação dinâmica está, como se prevê, ligada à intensidade do amortecimento da estrutura. Como se pode verificar a partir da figura seguinte, quanto maior for o amortecimento, menor será a amplificação dinâmica da estrutura. Por outras palavras, menor serão os deslocamentos provocados pela aplicação dinâmica da carga quando comparada com a aplicação da mesma carga, de forma estática. No caso indicado na figura, a representação apresentada refere-se ao coeficiente de amortecimento (ξ) que não é mais do que a razão entre o amortecimento da estrutura e o amortecimento crítico da mesma, ou seja, o valor do amortecimento para o qual a estrutura não entra em movimento oscilatório.

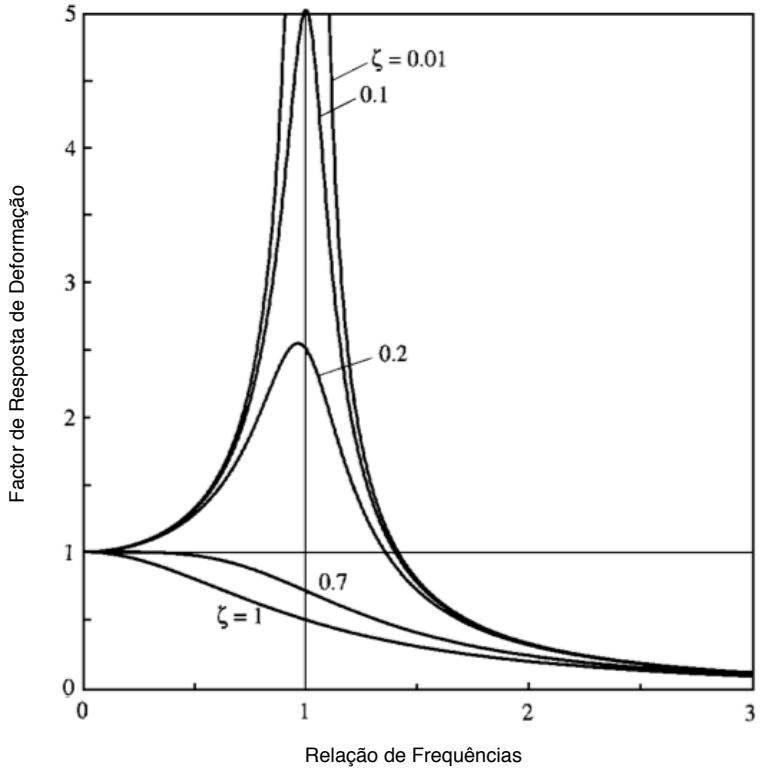


Figura 4.13: Amplificação dinâmica em função da razão de frequências. [52]

Apesar de, aparentemente, não haver uma importância significativa do amortecimento de mono-estacas de estruturas *offshore*, na verdade, tem uma importância elevada, especialmente porque o amortecimento não depende apenas da fricção interna do material, mas também de outros fatores como a interação fluído estrutura, seja ela hidro- ou aerodinâmica, e da interação solo-estrutura. Este último, apresenta a contribuição mais significativa. [54]

O amortecimento do solo consiste em amortecimento geométrico ou radiação (devido à distribuição da energia ao longo de volumes de solo cada vez maiores) e em amortecimento interno ou material (que se deve ao atrito das partículas). O amortecimento interno é o parâmetro mais complexo e, ao mesmo tempo, aquele que mais contribui para o amortecimento do solo. [54]

O amortecimento a considerar na análise de uma estrutura podem variar entre 0,8% a 1,5%, sendo o valor de 1%, o valor considerado em alguns códigos para a análise de estruturas do tipo estudado. [54] [30]

5
DIMENSIONAMENTO

5.1 MATERIAIS

Os materiais utilizados nas estruturas eólicas não são muitos variados. Tradicionalmente, os mais utilizados são as fibras de vidro para a estrutura das pás, o aço para a torre e o betão ou o aço para a fundação, dependendo do seu tipo. Atualmente começam a surgir algumas propostas para torres em betão armado e pré-esforçado, mas a sua generalização ainda não se verificou. A vantagem desta solução em relação à de aço está no facto de poderem ser pré-fabricados vários segmentos separados de betão armado que depois são acoplados no local com recurso a cabos de pré-esforço. Esta solução pode ser uma boa opção para a construção de torres em terra mas, no mar (onde os custos de transporte e montagem são elevados), o fato de ser feita a montagem no local em vez de se optar por uma solução onde a torre vai montada e apenas é colocada (como acontece com as torres metálicas) pode inviabilizar a sua utilização.

No que se refere às fundações (sobretudo em *offshore*), tema mais relevante para o presente trabalho, estas, dependendo do seu tipo, podem ser de betão ou metálicas. As fundações por estacas são, na sua maior parte, de aço. Existem soluções de betão, mas são menos comum. A utilização de soluções de betão só é considerada quando a cravabilidade das estacas metálicas é difícil. Quando o atravessamento de estratos mais duros impede a utilização de estacas cravadas, a utilização de estacas betonadas *in situ* pode ser considerada, mas estão-lhe associadas numerosas desvantagens entre as quais a necessidade de colocação de armadura e o transporte de enormes quantidades de betão para *offshore*, disparando assim os custos. Os casos mais correntes são a utilização de estacas metálicas cravadas. O fato de, geralmente, os estratos a atravessar no fundo do mar serem depósitos moles e da cravação das estacas ser um processo rápido, coloca as estacas metálicas numa posição mais favorável, pois apresentam uma boa relação de resistência-peso e, as suas baixas espessuras, facilitam a sua cravação. [4]

Pelas razões expostas, apenas será feita uma exposição dos materiais metálicos mais correntes para a utilização em estacas de fundação para soluções *offshore*.

Como a dimensão das torres e das estacas (especialmente no caso de mono-estacas) são elevadas, muitas vezes com diâmetros e espessuras variáveis, não é possível criar um perfil acabado na siderurgia com tais especificações. Em vez disso, são perfiladas chapas que, depois de calandradas, são soldadas entre si para construir o tubo com as especificações da estrutura da torre ou fundação. No caso de estruturas *jacket*, como as estacas têm menor diâmetro, existem algumas séries de perfis normalizados que podem ser utilizados.

A norma europeia que rege a composição dos aços para a utilização em estruturas *offshore* é a EN 10225. As tensões de cedência mínimas (para espessuras iguais ou inferiores a 16 milímetros) disponí-

veis, que caracterizam o tipo de aço, são: 355, 420 e 460 MPa. O aço S355 é, normalmente, o que apresenta uma relação resistência/preço mais favorável.

Deve ter-se em atenção que a tensão de cedência depende da espessura da chapa utilizada, a título de exemplo, uma chapa de aço do tipo S355G8+N com 75 milímetros de espessura terá uma tensão de 325 MPa e não de 355 MPa. A tensão de cedência para a espessura correspondente deverá ser consultada na norma.

A designação do aço a ser utilizado em determinado projeto deve, além da indicação da tensão de cedência para espessuras menores ou iguais a 16 milímetros, incluir também a classe do aço e as condições de entrega do mesmo.

5.2 Princípios de Projeto

O dimensionamento de uma estrutura pressupõe a caracterização dos seus elementos baseando-se em hipóteses de comportamento com vista a garantir a segurança, primeiramente, em relação ao colapso. Na realidade, a segurança absoluta em relação ao colapso não pode ser garantida, porque existe sempre uma determinada probabilidade, mesmo que ínfima, da solicitação, que provoca o colapso, ser superior àquela que foi prevista no dimensionamento. Mesmo quando essa probabilidade não existe (teoricamente) pode ocorrer o colapso, porque, como as estruturas são materializadas pelo homem, com materiais com características variáveis da composição ideal (apesar de em regra não terem significado), pode haver um desfasamento em relação às características, tanto da capacidade resistente dos materiais como do modelo estrutural, reduzindo a capacidade resistente prevista. Existem ainda outras variáveis que podem ocorrer para pôr em causa a segurança estrutural como, por exemplo, o erro humano na determinação das resistências e das solicitações, os efeitos anómalos ou não conhecidos que podem acontecer, entre outros.

Nos primeiros métodos desenvolvidos, com vista a minimizar este tipo de incertezas, denominados de métodos clássicos de dimensionamento de estruturas, eram considerados coeficientes globais de segurança (também conhecidos como dimensionamento por tensão admissível — *allowable stress design - ASD*) através dos quais se minorava a capacidade resistente que depois era comparada com a solicitação da estrutura. Quando os efeitos da solicitação eram menores ou iguais à capacidade resistente minorada, admitia-se que a estrutura era segura em relação ao colapso. No entanto, estes métodos apresentavam algumas falhas. Uma delas era, por exemplo, o facto de não se conhecerem, na realidade, as solicitações e as resistências. Além disso, os coeficientes de segurança eram determinados com base na experiência, sem grande fundamentação teórica. Estes métodos eram os mais básicos e são, em regra, denominados como métodos de nível 0.

Com a necessidade de melhorar e aperfeiçoar os métodos clássicos de verificação da segurança estrutural, foram desenvolvidos outros métodos mais complexos baseados em probabilidades. Os métodos mais conhecidos são os semi-probabilísticos (nível 1), os métodos probabilísticos baseados na caracterização das variáveis base (nível 2) e os métodos puramente probabilísticos, baseados em técnicas que têm em conta a distribuição conjunta de todas as variáveis básicas (nível 3). [55]

5.2.1 Estados Limite

A filosofia corrente dos códigos estruturais assenta na verificação da segurança estrutural considerando a incerteza inerente às variáveis que intervêm na caracterização das ações e na resposta estrutural. As variáveis podem ser agrupadas em diferentes tipos de incerteza: o da física (associada à natureza

das propriedades dos materiais, da geometria dos elementos, da variabilidade e da simultaneidade das diferentes ações, etc.); o da modelação (resultante de aproximações teóricas do comportamento real dos materiais e das simplificações na consideração das ações e seus efeitos); o da estatística (associada à inferência de parâmetros com base num número limitado de dados) e, o resultante de fatores humanos (erros devidos à intervenção humana).

As atuais normas estruturais baseiam-se nos métodos de nível 1 com a aferição dos coeficientes se segurança realizada através de métodos de nível 2 ou 3. [55]

A verificação da segurança é feita através da satisfação da seguinte condição:

$$S_d \leq R_d \tag{5.1}$$

Nesta condição, é postulado que o valor de cálculo do efeito das ações (S_d) deve ser menor ou igual ao valor de cálculo da resistência correspondente (R_d). A definição dos valores de cálculo do efeito das ações é feita através da majoração dos seus valores característicos. No que se refere ao valor de cálculo da resistência, esta é obtida por meio da minoração dos seus valores característicos. Tanto a majoração, do primeiro caso, como a minoração, do segundo, são efetuadas à custa de coeficientes de segurança aplicados a cada uma delas (chamados também de coeficientes parciais de segurança).

Como se pode observar na figura seguinte, supondo as variáveis — solicitação e resistência — ambas com distribuição normal, os valores característicos são tomados com uma fração dos seus valores médios. No caso da solicitação (linha verde da figura) o valor característico é superior ao valor médio. Contrariamente, o valor característico da resistência (linha vermelha) é inferior ao seu valor médio. Os valores de dimensionamento ou de cálculo (com o índice d na figura) são valores majorados e minorados das solicitações e das resistências características, respetivamente. O dimensionamento ideal atingir-se-á quando os valores de cálculo forem coincidentes. No caso apresentado na figura, existe uma margem de segurança adicional entre os dois valores, ou seja, existe um sobre-dimensionamento.

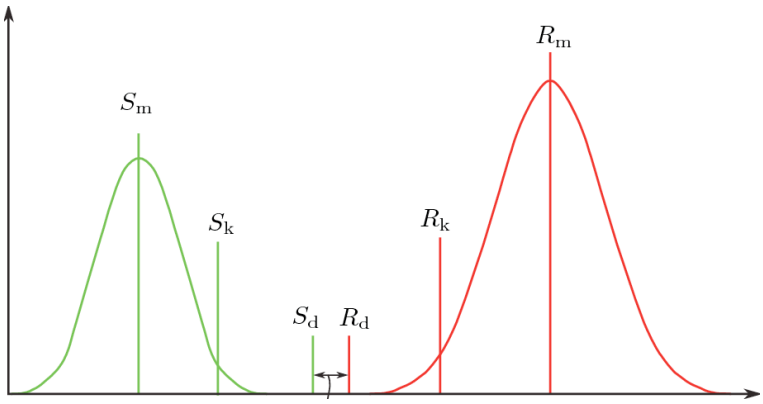


Figura 5.1: Distribuição probabilística das solicitações e resistências. (desconhecido)

Devido à utilização de análises não-lineares, na maior parte das situações, deixa de existir uma proporcionalidade linear em forças e deslocamentos, logo, a realização das análises estruturais, considerando ou não os fatores de segurança à partida, altera os resultados da análise. Por outras palavras, nas análises lineares, a obtenção dos efeitos das ações, por meio dos seus valores característicos que, depois de obtidos, são tornados em valores de cálculo através dos coeficientes de segurança, apresentam o mesmo valor que os efeitos das ações obtidos através dos seus valores de cálculo. Já no caso da análise não linear, devido à dependência não linear das relações força-deslocamento, o mesmo já não acontece.

Por esta razão, estão previstas duas abordagens para a verificação da segurança estrutural. Basicamente, a primeira considera a determinação dos efeitos das ações através dos seus valores característicos a partir dos quais, posteriormente, são determinados os seus valores de cálculo, enquanto a segunda postula o contrário. (Figura 5.2) No que se refere à determinação da resistência de cálculo, na primeira abordagem a resistência é determinada pela fatorização da resistência do material, a segunda, a resistência é determinada pelos seus valores característicos e depois é fatorizada. A abordagem a utilizar na determinação do efeitos das ações e da capacidade resistente deve ser correspondente. (ver Tabela 5.1)

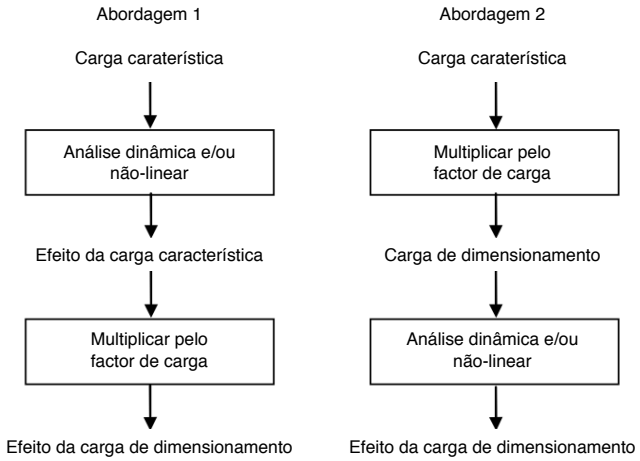


Figura 5.2: Abordagem para o cálculo os efeitos de cálculo das ações. [24]

Tabela 5.1: Resumo das abordagens de cálculo.

	Abordagem 1	**Abordagem 2**
Efeito das ações	$S_{d,i} = \gamma_{f,i} \cdot S_{k,i}$	$F_{d,i} = \gamma_{f,i} \cdot F_{k,i}$
Resistência	$R_d = R\left(\frac{f_k}{\gamma_m}\right)$	$R_d = \frac{R_k}{\gamma_m}$

A diferença entre S e F consiste apenas, na distinção entre efeitos da carga e a carga, respetivamente. O valor de f_k corresponde ao valor da tensão resistente característica do material. γ_m e γ_f são, respetivamente, os coeficientes de segurança parciais dos materiais e das ações.

A abordagem 1 é geralmente utilizada na determinação dos efeitos de cálculo das cargas quando uma representação adequada da resposta dinâmica é a principal preocupação. A abordagem 2 é utilizada quando a consideração do comportamento não linear dos materiais ou, das não linearidades geométricas, ou de ambas, são o principal objetivo.

A abordagem 1 aplica-se, tipicamente, no dimensionamento da torre, enquanto a abordagem 2 é utilizada normalmente no dimensionamento da estrutura de suporte e fundação.

Existem vários estados limites. Os mais importantes, do ponto de vista da integridade da estrutura, são os denominados de Estados Limites Últimos (*Ultimate Limit State* — ULS). Estes estados limites definem a capacidade da estrutura resistir às ações, tendo como princípio a rotura da sua estrutura ou elemento estrutural. Outro tipo de estados limites importantes neste tipo de estruturas são os Estados Limites de Fadiga (*Fatigue Limit State* — FLS). Estes referem-se à capacidade da estrutura resistir numa situação de fadiga, ou seja, numa situação em que ocorre um ciclo contínuo de carga e descarga (ou

mudança do sinal na tensão) provocando um decaimento nas características resistentes dos materiais, podendo levar à falha estrutural. Outros estados limites, não menos importantes, são os de serviço ou utilização (*Service Limit State* — SLS), nos quais se pretende manter a estrutura em condições de funcionamento adequadas limitando, por exemplo, as deformações ou assentamentos, e os relativos a situações acidentais (*Accidental Limit State* — ALS), para situações com muito pouca probabilidade de ocorrência de, por exemplo, um choque, explosão ou sismo (em alguns códigos pode ter um tratamento diferenciado).

Importa também referir que, no que se refere aos estados limites últimos deste tipo de estruturas, a falha da estrutura pode dever-se a duas situações: à falta de capacidade resistente ou deformação excessiva dos elementos estruturais (incluindo a fundação) ou à falta de capacidade do terreno de fundação suportar as solicitações da estrutura.

As condições a verificar, até mesmo para vias de certificação, devem ser diferenciadas em [3]:

- Estados Limites Últimos (Ultimate Limit States — ULS)
- Estados Limites de Fadiga (Fatigue Limit States — FLS)
- Estados Limites de Serviço/Utilização (Service Limit States — SLS)
- Estados Limites Acidentais (Accidental Limit States — ALS)

5.2.2 Fatores de Carga e Resistência

Salvo raras exceções, os valores dos coeficientes parciais para as ações a admitir no cálculo de uma estrutura eólica são [24]:

- Cargas desfavoráveis:
  - Condições normais: 1,35;
  - Condições Anormais: 1,10;
  - Condições de transporte e montagem: 1,50;
- Cargas favoráveis:
  - Qualquer condição: 0,90.

No que se refere aos coeficientes parciais para aplicação na capacidade resistente dos materiais a norma de referência [24] não indica nenhum valor remetendo o mesmo para outras normas de referência no dimensionamento offshore ou, como alternativa, para a parte 1 da presente norma (referente a torres *onshore*) [33]. O valor referido na norma sugerida é de, no mínimo, 1,10. Este valor aplica-se a modos de rotura com comportamento dúctil. Nos modos de rotura frágil, seja devido ao comportamento dos materiais ou à instabilização da estrutura, devem ser utilizados coeficientes de segurança maiores, de geralmente, 1,20 ou 1,30.

5.2.3 Combinações

Como as cargas a considerar no dimensionamento de uma estrutura têm, muitas vezes, naturezas diferentes, distribuições probabilísticas distintas e ocorrências temporais, tanto nos seus valores médios como extremos, desfasadas, não seria plausível a sua consideração simultânea e na máxima intensidade. Por esta razão, é necessário considerar hipóteses de ocorrências simultâneas das ações em jogo, mas com valores de intensidade verosímeis. Esta conjugação das diferentes ações, atuando simultaneamente de forma ponderada, denominam-se de combinação de ações.

As normas de referência apresentam já um conjunto de combinações mínimo a considerar no dimensionamento da estrutura. Claro que o projetista deverá ter em atenção outras combinações para além das apresentadas, desde que a ocorrência dessas mesmas combinações seja plausível.

As combinações especificadas conjugam as ações permanentes, do vento, das ondas, das correntes, do nível da água, do gelo e de outras condições especiais, sempre que necessário. É igualmente especificado o tipo de análise que deve ser feito em cada caso, em relação aos estados limites últimos ou à fadiga. As combinações apresentadas não se limitam a regimes de funcionamento da turbina estacionários, como as situações de plena produção ou de plena paragem, sendo também considerados regimes transientes, a referir: plena produção com ocorrência de falha; arranque; paragem normal; paragem de emergência e; plena paragem em condições de falha. Outras condições temporárias são também indicadas, sejam elas de transporte, montagem, manutenção ou reparação.

Um exemplo de uma combinação pode ser o seguinte (Combinação DCL 1.1 da IEC 61400-3:2009):

- Situação: Plena produção;
- Condições de Vento: NTM ($V_{in} < V_{hub} < V_{out}$) com a velocidade no rotor;
- Condições da ondas: NSS ($H_s = E\left[H_s \mid V_{hub}\right]$);
- Direção do vento e das ondas: co-direccional e uni-direccional;
- Condição do mar: NCM;
- Nível da água: MSL.

Em regra, a condição mais desfavorável para a fundação é a situação da combinação entre as cargas do vento, hidrodinâmicas e permanentes.

5.3 Dimensionamento da Fundação

O equilíbrio de qualquer estrutura de engenharia civil é conseguido à custa de uma reação que, no limite, será sempre obtida a partir do solo. Esta transmissão dos esforços para o solo que, em contrapartida, recebe uma reação que equilibra o sistema de forças, é materializado através de elementos estruturais denominados de fundações.

As fundações podem ser de vários tipos. Os vários tipos de fundações dividem-se, tradicionalmente, em fundações diretas ou superficiais (sapatas e ensoleiramentos) e indiretas ou profundas (estacas). A escolha do tipo adequado de fundação depende de vários fatores como, por exemplo: a intensidade das cargas a transmitir ao solo, o tipo e estratigrafia da zona a fundar e o processo de execução. Outro aspeto que diferencia os diversos tipos de fundação é a forma como são transmitidas as cargas para o solo, assim como, o funcionamento mecânico da fundação e a interação entre o solo e a fundação.

Neste trabalho apenas se irá estudar a fundação por estacas, nomeadamente, as mono-estacas cravadas. Como já foi referido, as fundações por mono-estacas cravadas são as que dominam a construção de torres eólicas *offshore* mas, apesar da sua vasta utilização, o conhecimento do seu funcionamento e o modo de transmissão de cargas para o terreno ainda hoje é objecto de controvérsia. Os conhecimentos nesta área são cada vez maiores e as dúvidas subjacentes a toda a caracterização do funcionamento vão sendo diluídas com os avanços na investigação e também, tecnológicos que, contribuem para uma melhor compreensão do fenómeno, seja através da realização e monitorização de ensaios, ou do tratamento desses dados.

A mono-estaca numa estrutura eólica é ligada à torre através de uma peça de transição. É, na sua maior parte, feita em aço e com dimensões que podem chegar aos 6 metros de diâmetro e 150 milímetros de espessura. Tipicamente é cravada com auxílio de barcaças e através da utilização de martelos de alto impacto ou vibradores. No caso do estrato de fundação ser rocha, situação mais rara devido às características sedimentares da maioria dos leitos *offshore*, as estacas são seladas na rocha através de perfuração e betonagem no estrato rochoso (esta opção pode não ser a mais adequada para estes casos).

5.3.1 Mecanismos de Transferência de Cargas

Os mecanismos de transferência de carga, ou seja, a forma como são transmitidas as cargas das estruturas ao solo através da fundação, podem variar significativamente entre os diversos tipos de fundação. Provavelmente o caso mais simples é o de sapatas horizontais de desenvolvimento infinito, carregadas verticalmente. Este caso bem estudado mobiliza a capacidade de carga através da degradação da carga atuante por uma superfície cada vez maior que se vai desenvolvendo, sobretudo, em profundidade no meio semi-indefinido que é o solo de fundação (Figura 5.3a). Como é sabido, as forças e os deslocamentos estão inevitavelmente ligados através de uma relação de rigidez. Sejam elas com variações lineares ou não (em geral altamente não lineares na enquadramento das fundações) as reações do solo dependem fortemente da deformação/distorção relativa entre a fundação e o solo. Quando uma sapata não carregada está sobre o solo (admitindo que não tem peso) não existe nenhuma tensão adicional no maciço por isso, este não fica com o seu estado de tensão alterado nem qualquer movimento das suas partículas ocorre. Quando a sapata é carregada, ocorre um assentamento que, por sua vez, faz alterar o estado de tensão do maciço até que o acréscimo de tensão provocado pelo carregamento seja equilibrado.

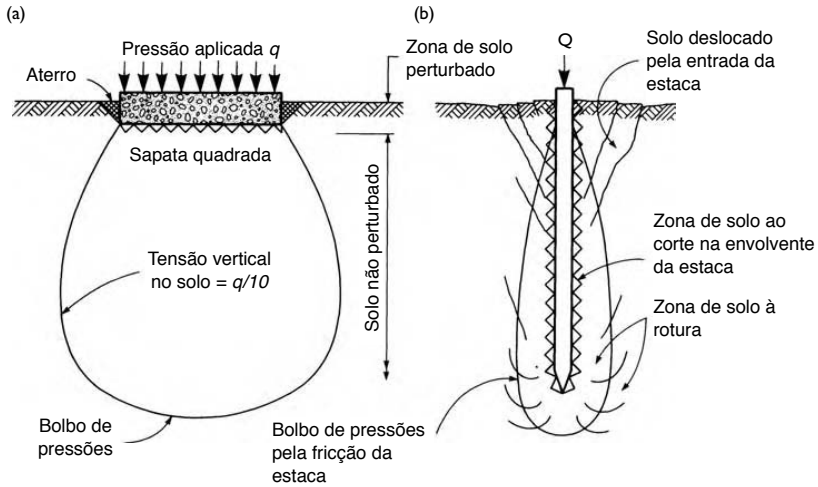


Figura 5.3: Comparação da distribuição de pressões e da perturbação do solo entre sapatas (a) e estacas (b). [56]

No caso das estacas (Figura 5.3b), o mecanismo é mais complexo. A carga na estaca é progressivamente equilibrada ao longo da sua profundidade pela mobilização do atrito lateral devido à fricção entre o solo e a estaca. Só no caso de deslocamentos significativos da cabeça da estaca, é que a resistência lateral da estaca é saturada e é mobilizada a resistência na ponta da estaca. Enquanto a resistência lateral de uma estaca é totalmente mobilizada, já a de ponta, em teoria, não é. Isto porque o volume de solo que se pode mobilizar para equilibrar o carregamento é infinito. Na prática, o que se estabelece como critério para a definição da capacidade última da estaca é a carga correspondente a um assentamento para o qual a estrutura que é suportada não consegue compatibilizar. Em geral, este desloca-

mento que corresponde à capacidade "última" da estaca pode ser admitido em torno dos 10% do diâmetro da estaca, quando não há evidências de quebras e variações abruptas da rigidez para assentamentos inferiores a essa razão.

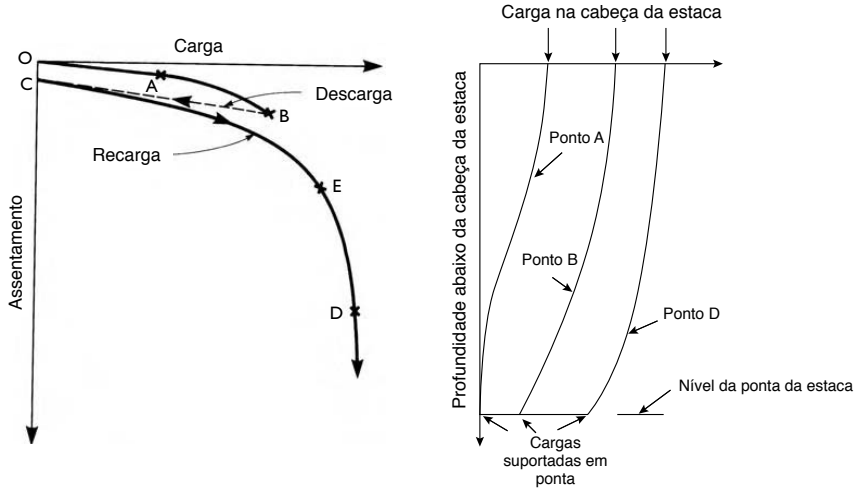


Figura 5.4: Ensaio de carga à compressão numa estaca (esquerda) e transferencia de carga na estaca ao longo do ensaio (direita). [56]

Pelo exposto, facilmente se conclui que a capacidade de carga de uma estaca (Q_p) quando solicitada a um carregamento axial (vertical em estacas verticais), é composta por uma componente resultante do atrito lateral — resistência lateral (Q_s) — e a outra da mobilização do solo na ponta — resistência de ponta (Q_b). Naturalmente, no caso das estacas à tração, a componente de ponta não deve ser considerada. O peso da estaca deve ser considerado sempre.

$$Q_p = Q_b + Q_s \tag{5.2}$$

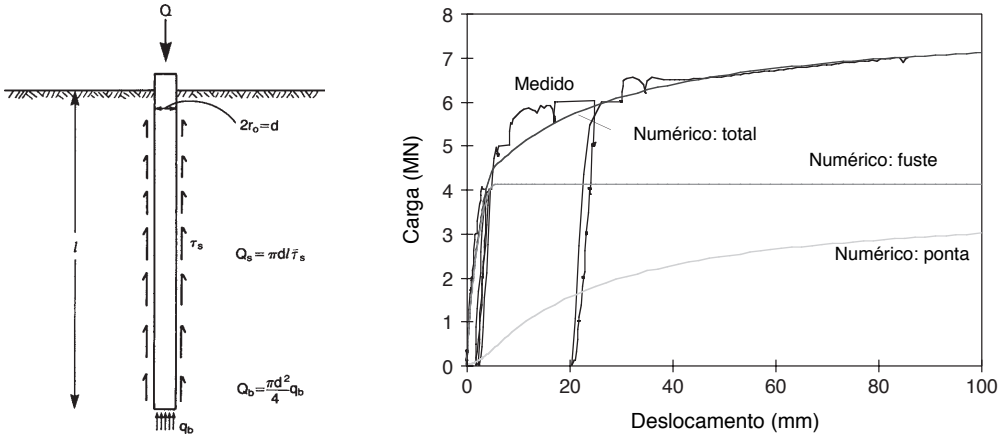


Figura 5.5: Resposta de uma estaca ao carregamento axial. [57]

Em termos de carregamento lateral, as estacas têm um comportamento muito melhor que as sapatas. Enquanto as sapatas apenas contam com impulsos passivos e ativos e algum atrito lateral no seu contorno, a maior parte das vezes desprezado porque o solo que a mobiliza não apresenta características adequadas para esse efeito, é à custa do atrito entre o solo e a sapata através da sua base que a componente correspondente ao carregamento lateral, é equilibrada. A estaca, por sua vez, mobiliza impulsos passivos e ativos de acordo com a sua deformação no interior do solo. O princípio da estaca é seme-

lhante ao de uma viga num meio elástico. Tal como no caso da ponta, a resistência última é, em teoria, infinita. Isto porque, à medida que a deformação aumenta, maior será o volume de solo mobilizado para equilibrar as forças atuantes (Figura 5.6). Mais uma vez, será a magnitude da deformação e a adequação desta à estrutura que irá ditar a limite máximo admissível.

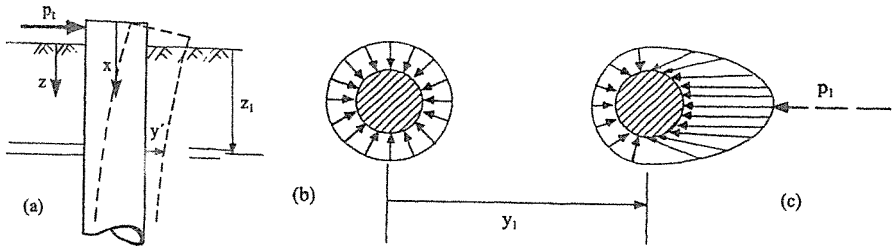


Figura 5.6: Deformação de uma estaca isolada sob carregamento lateral (a) e respetivos estados de tensão numa situação não deformada (b) e deformada (c). [47]

5.3.2 Método de Dimensionamento ICP (Imperial College Pile)

A norma de referência não faz nenhuma abordagem sobre os métodos a utilizar para o dimensionamento das fundações remetendo para outras publicações de referência como a DNV-OS-J101 [42]. As prescrições desta norma para o dimensionamento de mono-estacas são as mesmas que vêm indicadas nas diversas versões da norma da American Petroleum Institute (API) [58]. A metodologia da API para o dimensionamento de mono-estacas vem sendo utilizada há vários anos e ainda é tomada como um método de referência. Contudo, estudos levados a cabo sob a liderança do Professor Richard Jardine do Imperial College de Londres desde 1985 numa serie de casos de estudo em diversos locais [59] complementados com modelos teóricos [60], que culminaram na publicação "*ICP Design Methods for Driven Piles in Sands and Clays*" [61], resultaram no desenvolvimento de um novo método de dimensionamento de estacas cravadas com recurso a resultados de ensaios CPT.

A abordagem seguida pela equipa de Jardine teve como base o facto dos métodos utilizados até então para a estimativa da carga axial das estacas terem pouca fiabilidade, muito menos que aquela que os profissionais reconhecem ter. Apesar dos ensaios de estacas servirem para suportar o dimensionamento, para mitigar os desvios e calibrar o método de estimativa da capacidade de carga, estes, muitas vezes, não estão disponíveis em *offshore* e, quando estão, a sua execução em estacas de grandes diâmetros é muito difícil. Mesmo sendo raros, os relatos existentes de roturas de estacas por carregamento axial, existia uma clara necessidade de melhorar a previsão da capacidade de carga para a obtenção de economias no dimensionamento, assim como, melhorar a performance e a segurança. [61]

As normas e recomendações aplicadas para o dimensionamento de estruturas *offshore*, incluindo as suas fundações, têm, até há bem pouco tempo, sido quase exclusivamente as da API. Por isso, a falta de suporte normativo para os novos métodos baseados no CPT fez com que a sua aplicação não se generalizasse até à publicação, em 2007, pela API de novas recomendações a aplicar em estruturas *offshore* [58]. Nesta versão, a norma referencia a utilização, como alternativa ao método API, de novos métodos baseados no CPT com a indicação de quatro métodos [58]:

- ICP-05 (*Imperial College Pile Method*);
- UWA-05 (*University of Western Australia Method*);
- Fugro-05 (*Fugro-05 Method*);
- NGI-05 (*Norwegian Geotechnical Institute Method*).

Todos os métodos partilham dos mesmos princípios e a maior parte deles são variantes do método ICP desenvolvido por Jardine. Por esta razão, e pela profundidade dos estudos realizados e do número de publicações disponíveis sobre este método, apenas se fará a exposição do método ICP-05.

Outro fator importante que pesou na decisão da utilização e exposição do método ICP tem a ver com o facto da sua fiabilidade (quando comparado com o do API, em relação a ensaios de campo devidamente medidos) apresentar valores médios da relação carga estimada/carga medida muito melhores, e com menores variações.

Outra consideração nas exposições subsequentes é aquela que considera, apenas, estacas com secção transversal circular (as que são tipicamente utilizadas em estruturas *offshore*).

5.3.2.1 Carregamento Axial

Como já foi indicado anteriormente, a determinação da capacidade resistente ao carregamento axial é feita pela soma de uma componente resultante do atrito lateral com uma componente devido à resistência na ponta.

Tal como a maior parte dos métodos desenvolvidos para a estimativa da capacidade de carga de estacas, o método do ICP tem abordagens distintas para solos puramente arenosos ou puramente argilosos. Esta diferenciação faz-se, essencialmente, devido ao comportamento drenado ou não drenado que está associado a cada um destes tipos de solo. Na realidade, tais ocorrências nem sempre se verificam pelo que a escolha da aplicação de cada uma das variantes deve ser devidamente acautelada. A aplicação de cada um dos métodos depende assim da decisão na consideração de um solo como idealmente arenoso, no qual a instalação e funcionamento da estaca se processa em condições drenadas, ou como idealmente argiloso, onde a instalação e funcionamento ocorre em condições não drenadas (sobretudo). Como o método do ICP se baseia no CPT e, em rigor, na maior parte dos casos dos equipamentos usados atualmente faz-se o registo das pressões neutras (CPTu), será mais fácil ajuizar o tipo de material em causa dependendo da resposta do ensaio em relação à geração ou não de excessos de pressão neutra. Se a resposta do CPTu for não drenada, ou seja, se não houver registo de acréscimos das pressões neutras durante a penetração do piezocone, então a metodologia desenvolvida para solos argilosos deve ser aplicada.

Ensaios SPT (ou outros) podem ser igualmente utilizado para a determinação da capacidade de carga pelo método ICP através da sua conversão para resultados de ensaios CPT. Os resultados serão, inevitavelmente, menos fiáveis, acrescendo a evidente inadequabilidade do recurso ao SPT em operações de *offshore*. A contabilização de uma fiabilidade menor deve ser mitigada através da consideração de margens de segurança maiores ou de ensaios complementares. [61] A consideração de um índice de velocidade normalizada (V), igual a:

$$V = \frac{v \cdot d}{c_h} \tag{5.3}$$

sendo v a velocidade de penetração do piezocone de diâmetro d e c_h o coeficiente de consolidação radial estimado num ensaio de dissipação com o CPTu, permite avaliar se estamos em condições drenadas ou não drenadas, ou em situações intermédias.

Por vezes, em materiais de transição como, siltes, areias-argilosas ou argilas com baixa plasticidade pode ser difícil decidir qual a metodologia a aplicar. Nestes casos, conservativamente, dever-se-á testar as duas hipóteses e aplicar aquela que apresentar uma estimativa pelo lado da segurança. [61]

5.3.2.1.1 Resistência Lateral

A determinação da resistência lateral resulta da integração ao longo de toda a superfície da estaca do atrito na interface estaca/solo. A determinação da resistência lateral total na estaca é dada por:

$$Q_s = \int_0^h A_{si} \cdot \tau_{fi}\, dz \tag{5.4}$$

A partir da análise da equação anterior depreende-se que a resistência lateral não é mais do que o somatório, ao longo de toda a altura da estaca, do produto entre a área da superfície da estaca (A_s) (note-se que é a área da superfície perimetral da estaca e não a área da secção da estaca) e a tensão de corte resistente correspondente (τ_f).

A tensão de corte resistente na superfície da estaca segue o critério de rotura de Coulomb:

$$\tau_f = \sigma'_{rf} \cdot \tan\left(\phi'_f\right) \tag{5.5}$$

sendo o valor de σ'_{rf} corresponde ao valor da tensão efetiva radial na rotura e, ϕ'_f corresponde ao valor do ângulo de atrito da interface estaca-solo na rotura.

5.3.2.1.1.1 Areias

O método proposto avalia a capacidade de carga estática, axial, de mono-estacas cravadas em areia a curto prazo. Estudos e experiências recentes mostram que a capacidade das estacas variam com a idade e com o método de ensaio. [61]

Os parâmetros que intervêm na determinação da tensão de corte resistente na superfície da estaca, apresentados anteriormente, assumem um significado mais pormenorizado quando se trata de areias. O valor da tensão efetiva radial deve ser tomado como o valor uniforme da tensão efetiva atuando na estaca alguns dias depois da instalação, σ'_{rc} (quando a pressão neutra e a tensão radial está estabilizada após a colocação/execução da mesma). O valor do ângulo de atrito corresponde ao valor do ângulo de atrito da areia a volume constante, ϕ'_{cv} , ou seja, o ângulo que se desenvolve na interface quando o solo não dilata nem contrai.

Um certo número de considerações devem ser tidas em conta para a correta determinação da resistência lateral. Os pontos mais importantes são: [61]

- A estaca deve ser dividida num número suficiente de segmentos que permita enquadrar devidamente as diferentes camadas de solo, assim como, as variações dos principais parâmetros do solo na determinação da resistência (σ'_{v0} ; q_c ; ϕ'_{cv}). Tipicamente, em perfis de solo uniforme, 15 divisões são suficientes. São recomendados segmentos menores (maior discretização) junto da ponta da estaca;
- Os valores de σ'_{rc} variam profundamente com a densidade relativa (D_r) da areia, como reflectido pela resistência de ponta, q_c . Eles também são altamente sensíveis à distância relativa à ponta da estaca, h , (ver figura seguinte) uma vez que a passagem da ponta da estaca durante a cravação faz provocar um decréscimo do nível de tensão efetiva desenvolvido;

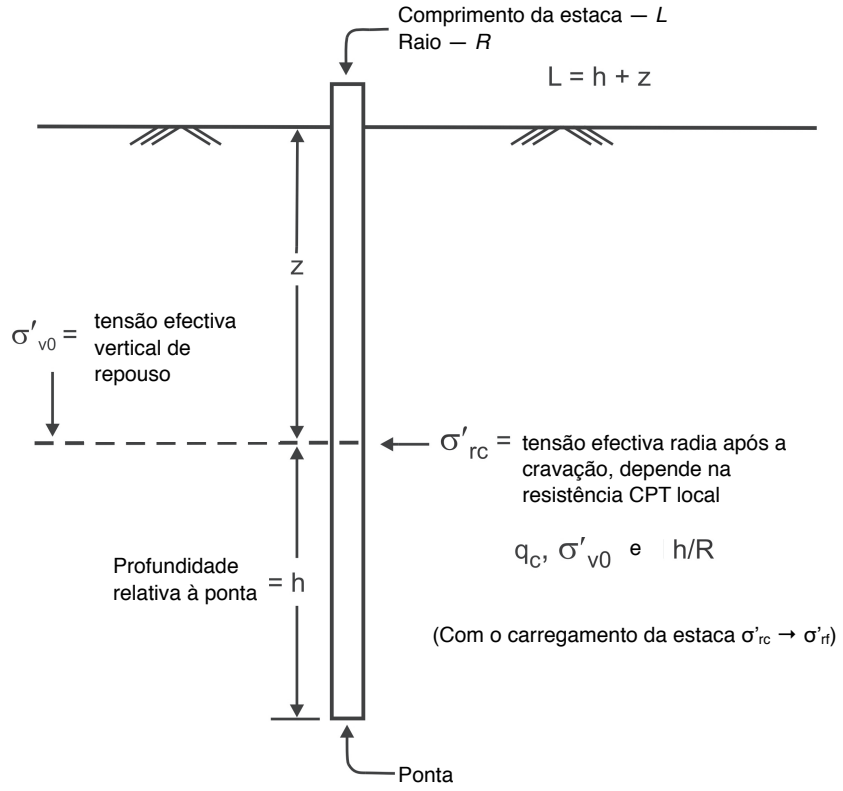


Figura 5.7: Definição dos parâmetros para a expressão da tensão efetiva radial. [61]

- Como o efeito da altura relativa da ponta da estaca é tomado de forma inversa, resultaria numa tendência para infinito quando a altura se aproxima de zero. Por isso, é recomendado que a tensão σ'_{rc} seja determinada com um valor limite inferior de $h/R = 8$ (este conceito de limitação do acréscimo da tensão de confinamento em profundidade é sobretudo uma consequência da carga "residual" do levantamento (*uplift*) que se instala após a cravação das estacas);
- As estacas tubulares com a ponta aberta, podem desenvolver, tanto no exterior, como no interior, resistência lateral. Estudos indicam que a resistência lateral que se desenvolve no interior da estaca só tem significado na proximidade da ponta da estaca. Por esta razão, e por simplicidade, a contribuição interior é tida em conta como um acréscimo da contribuição exterior da resistência lateral e também uma contribuição na resistência de ponta, próxima dos extremos inferiores da estaca;
- As estacas tubulares com a ponta aberta, apresentam uma redução de σ'_{rc} com h mais rápida (em qualquer profundidade). Para tomar esta propriedade em consideração, o valor do raio da estaca (R) é substituído por um raio efectivo (R^*). Mantém-se o mesmo limite de $h/R^* = 8$ para as condições já indicadas;
- Verifica-se que, quando uma estaca é levada à rotura em compressão (tanto em areias soltas como densas), existe uma variação de tensão efetiva radial ($\Delta\sigma'_r$) que é interpretada como sendo uma dilatação da interface restringida;

- Para que ocorra escorregamento, um deslocamento radial (Δr) tem que se desenvolver na fina interface de corte. A magnitude deste deslocamento dilatante é dependente da rugosidade ($\Delta r = 2 \cdot R_{cla}$) da superfície da estaca, que é estimada através do ensaio *Ring Shear Interface Test*. Este deslocamento origina uma variação na tensão que pode ter pouca relevância em estacas de pequeno diâmetro, mas com significado em estacas maiores. A estimativa desta variação pode ser feita, entre outros métodos, pela teoria da expansão da cavidade cilíndrica. Para estacas ligeiramente rugosas, pode assumir-se Δr como sendo aproximadamente igual a 0,02 milímetros;
- A rigidez de corte é sabida como sendo não-linear, dependente da pressão e anisotrópica. Nos casos em que não existem medições fiáveis do módulo de distorção do solo (G), este pode ser estimado pelo parâmetro q_c do ensaio CPT, como sugerido por vários autores e que no método apresentado por Jardine [61], se sugere utilizar a expressão que se segue:

$$G = \frac{q_c}{A + B \cdot \eta - C \cdot \eta^2} \tag{5.6}$$

Com:

$$\eta = q_c \cdot \left(p_a \cdot \sigma'_{v0} \right)^{-0,5} \tag{5.7}$$

E os parâmetros A, B e C da equação de 2º grau iguais a:

$$\begin{aligned} A &= 0,0203 \\ B &= 0,00125 \\ C &= 1,216 \times 10^{-6} \end{aligned} \tag{5.8}$$

- O desenvolvimento da resistência lateral à tração da estaca é menor. Esta redução deve-se ao facto de ocorrer a rotação dos eixos das tensões principais e do efeito de Poisson que ocorre na estaca quando tracionada (a secção reduz-se ligeiramente). Para ter em conta estas considerações, a resistência lateral às trações em estacas tubulares com a ponta aberta é reduzida em 10%;
- O ângulo de atrito da interface a volume constante (ϕ'_{cv}), depende do tamanho das partículas, da forma e do tipo de mineral, e da rugosidade e dureza da superfície da estaca (também pode depender do nível de tensão). Este ângulo é uma propriedade intrínseca da constituição granulométrica do solo, não depende, naturalmente, da densidade relativa inicial e, aumenta com a rugosidade relativa da superfície comparada com o grão das partículas. A figura seguinte reproduz as tendências resultantes de ensaios de corte directo realizados em estacas metálicas, com solos de granulometria (expressa no diâmetro médio das partículas, d_{50}) diversa e para condições de tensão normais em serviço. O ângulo de 29º pode ser utilizado como referência para estudos preliminares mas, devem ser feitos ensaios para a determinação deste ângulo para fases posteriores do projeto;

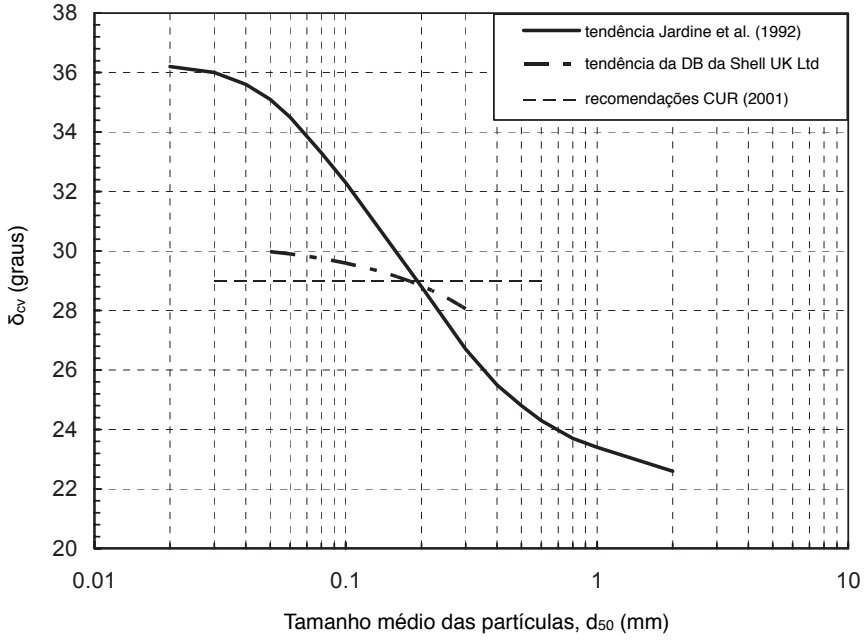


Figura 5.8: Ângulo de atrito na interface em areias (ϕ_{cv}). [61]

- Medições da rugosidade em aços patinados sem proteção apresentam, antes da instalação, valores de R_{cla} em torno do 5 a 10 μm. Sempre que possível, a fim de aferir mais corretamente o valor de R_{cla} , devem ser realizados ensaios *Ring Shear Interface Test* para as condições do solo onde as estacas vão ser instaladas. Nesses mesmo ensaios, devem ser estipulados vários níveis de tensão, assim como as características dos materiais a utilizar nas estacas;

O procedimento para a determinação da capacidade resistente lateral das estacas tubulares cravadas utilizando o método ICP em areias, proposto por Jardine [61], é o que se segue:

i. Equação geral:

$$Q_s = \pi \cdot D \cdot \int_0^h \tau_{fi}\, dz \tag{5.9}$$

$$\sigma'_{rc} = 0{,}029 \cdot q_c \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a}\right)^{0{,}13} \cdot \left(\frac{h}{R}\right)^{-0{,}38} \tag{5.10}$$

$$\Delta\sigma'_{rd} = 2 \cdot G \cdot \frac{\Delta r}{R} \tag{5.11}$$

ii. Estacas tubulares circulares:

$$\tau_f = \sigma'_{rf} \cdot \tan\left(\phi'_{cv}\right) \tag{5.12}$$

ii.i. Com a ponta fechada

ii.i.i. Em compressão:

$$\sigma'_{rf} = \left(\sigma'_{rc} + \Delta\sigma'_{rd}\right) \tag{5.13}$$

ii.i.ii.Em tração:

$$\sigma'_{rf} = \left(0{,}8 \cdot \sigma'_{rc} + \Delta\sigma'_{rd}\right) \tag{5.14}$$

ii.ii. Com a ponta aberta:

ii.ii.i.Em compressão:

O valor de h/R deve ser substituído por h/R^* sendo:

$$R^* = \sqrt{R_{outer}^2 - R_{inner}^2} \tag{5.15}$$

ii.ii.ii.Em tração:

$$\tau_f = 0{,}9 \cdot \sigma'_{rf} \cdot \tan\left(\phi'_{cv}\right) \tag{5.16}$$

$$\sigma'_{rf} = \left(0{,}8 \cdot \sigma'_{rc} + \Delta\sigma'_{rd}\right) \tag{5.17}$$

5.3.2.1.1.2 Argilas

A grande novidade dos estudos realizados no âmbito do desenvolvimento do método do ICP é o facto da rotura ao corte no fuste da estaca não ser governado pelas características de resistência inicial ao corte não drenada do solo (s_u), mas sim pela envolvente de rotura em tensões efetivas de Coulomb, tal como nas areias. [61] Esta opção assume o pressuposto de que os métodos de cálculo baseados em tensões totais em condições não drenadas como o método "alfa" são incorretos.

Na equação de Coulomb (5.5), a tensão efetiva radial corresponde à tensão que se desenvolve na rotura, que difere ligeiramente da tensão antes do carregamento (mas após o equilíbrio das tensões efetivas e neutras depois da instalação). Geralmente este valor excede a tensão efetiva horizontal em repouso antes da instalação.

Um dos grandes problemas da aplicação dos métodos "alfa" é o facto de não considerar, explicitamente, que na instalação da estaca se criar uma interface entre a estaca e o solo mais fraca. Por outras palavras, este processo altera as características da resistência não drenada na proximidade da estaca e o método "alfa" considera este efeito implicitamente, o que o torna menos generalista. Outro problema que surge da aplicação destes métodos prende-se com a dificuldade em estimar a resistência não drenada do solo. Apesar desta ser determinada a partir de ensaios triaxiais em condições não drenadas, são na maior parte das vezes em *offshore* ensaiados não consolidadas (UU). Ora, sendo as amostras severamente afetadas durante a recolha, os valores determinados não são fiáveis.

Os fatores que mais influenciam, a longo-prazo e em condições de equilibro, a tensão efetiva radial esperada no fuste da estaca são: o *Yield Stress Ratio* localizado da argila (YSR , ou grau de sobre-consolidação aparente); a sua sensibilidade ou "sensitividade" (S_t); e a altura relativa à ponta da estaca. As variações são traduzidas pela relação (K_c) entre a tensão efetiva radial estabilizada (σ'_{rc}) com a tensão efetiva vertical em repouso (σ'_{v0}):

$$K_c = \frac{\sigma'_{rc}}{\sigma'_{v0}} \tag{5.18}$$

A ângulo de atrito de pico (ϕ'_{peak}) e último ($\phi'_{ultimate}$) são parâmetros do solo mensuráveis. Estes parâmetros dependem do tipo de solo, do historial de tensão e das propriedades da interface solo-estaca. A

instalação da estaca modifica significativamente a estrutura do solo em torno da estaca. Por esta razão, o ângulo de atrito estimado deve ser obtido através de ensaios *Ring Shear Interface Tests*.

Tal como nas areias, um certo número de considerações deve ser tido em conta para a correta determinação da resistência lateral nas argilas. Os pontos importantes são: [61]

- A estaca deve ser dividida num número de segmentos suficientemente pequenos mas que contemplem corretamente as variações do tipo de solo, assim como, os parâmetros não constantes considerados no cálculo da resistência lateral como: σ'_{v0} ; YSR ; S_t ; h/R ; e ϕ' . Para perfis relativamente uniformes, 15 divisões são geralmente suficientes, mas são recomendados incrementos menores juntos da ponta da estaca ou em zona de grande variação do parâmetro K_c ;
- Os ensaios realizados no âmbito do desenvolvimento dos estudos para o método ICP mostraram variações da pressão neutra e das tensões totais durante o processo de instalação levando, normalmente, a uma redução da tensão efetiva radial para cerca de $0{,}2 \cdot \sigma'_{rc}$, ou menos;
- O ensaio *Ring Shear Interface Test* que modela os níveis de tensão efetiva esperados, a rugosidade da interface, o historial e rácios de tensão, é o melhor método para estimar o ângulo de atrito. A não realização destes ensaios compromete significativamente a fiabilidade dos resultados;
- Uma conclusão feita a partir de ensaios de campo realizados permite afirmar que, para estacas curtas e rígidas, a capacidade é dominada pelo ϕ'_{peak} , enquanto em estacas longas e compressíveis, as camadas superiores desenvolvem escorregamento suficiente (cerca de 5 milímetros ou menos) para que seja considerado apenas o $\phi'_{ultimate}$;
- O valor do ângulo de atrito a considerar na determinação da resistência lateral (ϕ'_f) deve situar-se entre os valores de ϕ'_{peak} e $\phi'_{ultimate}$, e deve ser obtido através de ensaios *Ring Shear Interface Test;*
- Os principais fatores que afetam os valores de σ'_{rc} ao longo do fuste de qualquer estaca é a tensão efetiva vertical em repouso e o rácio de tensão de cedência, YSR . O YSR depende da tensão efetiva vertical na cedência (σ'_{vy}) que pode, na maior parte das vezes, ser obtida por ensaios edométricos com amostras em bom estado. O ensaio deve conter um número suficiente de incrementos de carga e incluir uma progressão nos carregamentos até atingir $5 \cdot \sigma'_{vy}$;

$$YSR = \frac{\sigma'_{vy}}{\sigma'_{v0}} \tag{5.18}$$

- Tal como nas areias, as estacas tubulares com a ponta aberta, apresentam uma redução σ'_{rc} com h mais rápida (em qualquer profundidade). Para tomar esta propriedade em consideração, o valor do raio da estaca (R) é substituído por um raio efectivo (R^*).

Mantém-se tanto o limite inferior de $h/R = 8$ como também, o mesmo limite inferior de $h/R^* = 8$ para as condições já indicadas;

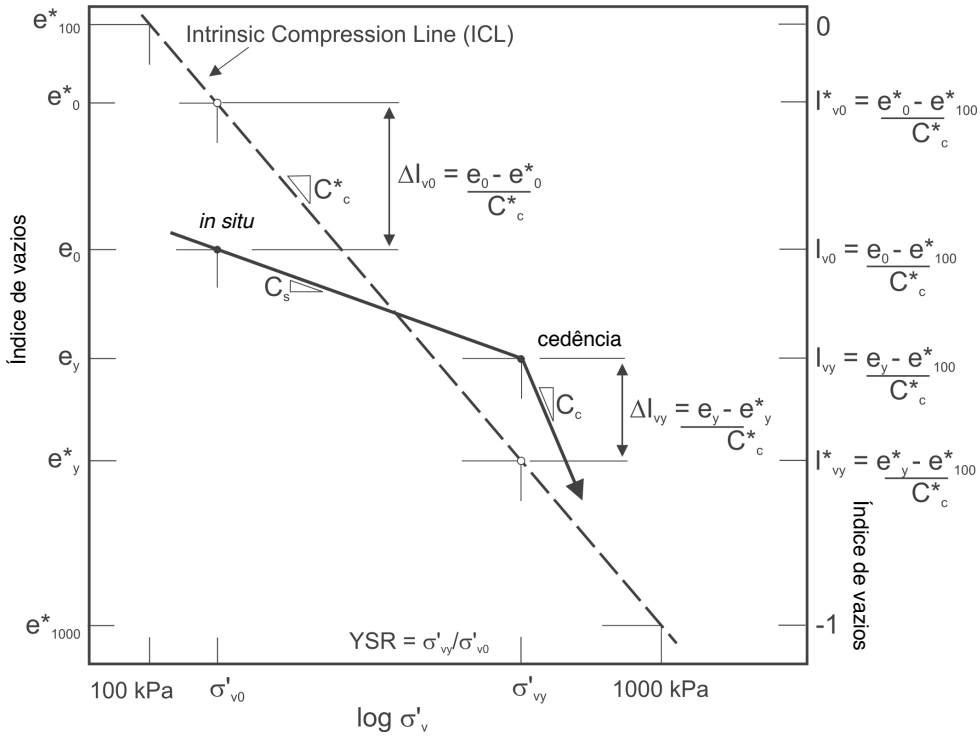


Figura 5.9: Definição das propriedades intrínsecas da argila em relação ao seu comportamento edométrico. [61]

- Nos solos em consolidação, quando a consolidação, devido a um carregamento, ainda não se processou totalmente, o valor de YSR é igual à unidade e o valor da tensão efetiva vertical inicial deve ser determinada através da subtração da pressão neutra medida em relação à tensão total;
- Para a maior parte dos depósitos com baixo YSR e para algumas argilas com alto YSR, o YSR pode ser estimado com base na razão da resistência ao corte não drenada desenvolvida em ensaios triaxiais consolidado anisotropicamente em condições não drenadas (CAU) sob tensões *in-situ*. Os valores resultantes do ensaio (s_u/σ'_{v0}) e do mesmo ensaio conduzido numa situação normalmente consolidada ($\left[s_u/\sigma'_{v0}\right]_{nc}$) permitem a determinação de YSR pela seguinte expressão:

$$s_u/\sigma'_{v0} = \left[s_u/\sigma'_{v0}\right]_{nc} \cdot YSR^{0,85} \qquad (5.20)$$

- Os ensaios triaxiais UU são mais comuns que os CAU, mas devem ser utilizados com cautela para a determinação de YSR, pois são mais suscetíveis de induzir erros;
- Os ensaios CPT e o *Vane Test* também podem servir para estimar o valor de YSR em particular com recurso às novas metodologias unificadas baseadas na Teoria dos Estados Críticos (TEC ou CSSM na literatura anglo-saxónica). A sua utilização carece de calibração com ensaios de resistência do solo;

- A sensibilidade (S_t) das argilas reflecte as suas condições de deposição e o historial pós-deposição. Os depósitos marítimos profundos tem valores de S_t entre os 4 e os 8 enquanto que argilas depositadas rapidamente ou com grande energia podem ter valores menores;
- O valor de S_t pode ser determinado diretamente através da relação entre a resistência ao corte de pico não drenada em amostra intacta pelo valor da resistência ao corte não drenada na amostra remoldada. Outra alternativa, menos suscetível de erros, é através de relações com o ensaio edométrico. Através deste ensaio é possível estimar o parâmetro S_t através da variação do índice de vazios antes da cedência (ΔI_{v0}) ou após a cedência (ΔI_{vy}). Preferencialmente deve ser utilizado este último (Figura 5.9);
- Os parâmetros ΔI_{v0} e ΔI_{vy} são determinados através da intersecção com a curva *Intrinsic Compression Line* (linha de compressão intrínseca) que, na impossibilidade de ser determinada diretamente com o ensaio edométrico numa amostra de solo misturada com água para que a amostra tenha 1,25 vezes o conteúdo de água do limite de liquidez (LL), pode ser considerada através das correlações empíricas seguintes: (Figura 5.9)

$$e_{100}^{*} = 0{,}109 + 0{,}679 \cdot e_L - 0{,}089 \cdot e_L{}^2 + 0{,}016 \cdot e_L{}^3 \qquad (5.21)$$

$$C_c^{*} = 0{,}256 \cdot e_L - 0{,}04 \qquad (5.22)$$

  O valor de e_{100}^{*} corresponde ao índice de vazios para uma tensão efetiva vertical de 100 kPa, o C_c^{*} é o declive da reta *Intrinsic Compression Line* (é uma reta numa representação bi-logarítmica) e o valor de e_L é o índice de vazios no limite de liquidez;
- O parâmetro ΔI_{vy} é hoje reconhecidamente determinável com alguma confiabilidade pelo CPTu, em particular pela relaçao entre S_t e F_r (ou razão de fricção do piezocone)m como provado por vários outros;
- Tal como nas areias, nas argilas, as estacas tubulares com a ponta aberta desenvolvem menos resistência lateral que as estacas tubulares com a ponta fechada.

O procedimento para a determinação da capacidade resistente lateral das estacas tubulares cravadas utilizando o método ICP em argilas, proposto por Jardine [61], é o que se segue:

i. Equação geral:

$$Q_s = \pi \cdot D \cdot \int_0^h \tau_{fi}\, dz \qquad (5.23)$$

$$\tau_f = \sigma'_{rf} \cdot \tan\left(\phi'_f\right) \qquad (5.24)$$

$$\sigma'_{rf} = \frac{K_f}{K_c} \cdot \sigma'_{rc} \qquad (5.25)$$

$$\frac{K_f}{K_c} = 0{,}8 \qquad (5.26)$$

$$\sigma'_{rc} = K_c \cdot \sigma'_{v0} \tag{5.27}$$

i.i. Estacas tubulares circulares com a ponta fechada:

i.i.i. K_c determinado através de ΔI_{vy} (ensaio edométrico):

$$K_c = \left[2{,}2 + 0{,}016 \cdot YSR - 0{,}870 \cdot \Delta I_{vy} \right] \cdot YSR^{0{,}42} \cdot \left(\frac{h}{R} \right)^{-0{,}20} \tag{5.28}$$

i.i.i.i. ΔI_{vy} estimado através da determinação direta de S_t :

$$\Delta I_{vy} = \log_{10}\left(S_t \right) \tag{5.29}$$

i.i.i.ii. ΔI_{vy} estimado através da metodologia unificada do CPTu;

i.i.ii. K_c determinado através de ΔI_{v0} (ensaio edométrico):

$$K_c = \left[2 - 0{,}625 \cdot \Delta I_{v0} \right] \cdot YSR^{0{,}42} \cdot \left(\frac{h}{R} \right)^{-0{,}20} \tag{5.30}$$

i.ii. Estacas tubulares circulares com a ponta aberta:
A determinação é feita da mesma forma que as relações anteriores apresentadas para as estacas tubulares circulares com a ponta fechada mas substituindo R por R^*, determinado pela mesma expressão que foi indicada no caso das areias.

5.3.2.1.2 Resistência de Ponta

A determinação da resistência de ponta resulta da mobilização da capacidade de carga na área da ponta da estaca. A determinação da resistência de ponta total na estaca é dada por:

$$Q_b = A_b \cdot q_b \tag{5.31}$$

Observando a equação anterior, a capacidade de carga total não é mais do que o produto da tensão resistente do solo quando carregado, análoga à que se verifica nas sapatas, com a área da ponta da estaca.

A área da ponta da estaca, por sua vez, pode ter três variantes possíveis. A primeira, correspondente a uma estaca tubular com a ponta fechada, não é mais do que a área da secção transversal cheia que, para uma estaca circular será $\pi \cdot D^2/4$. As outras variantes ocorrem em estacas tubulares com a ponta aberta. Uma situação que se pode verificar é o facto de, durante a cravação, poder haver um arrastamento do solo na ponta da estaca levando à formação de uma "rolha" (*plug*) na ponta da estaca (Figura 5.10b). Neste caso, considera-se que a resistência da ponta é metade daquela que se mobilizaria numa situação de estaca com a ponta fechada. Nos casos em que não se verifique a formação da "rolha" (Figura 5.10a), a área que contribui para a mobilização da resistência será apenas a referente à da espessura da parede do tubo, ou seja, $\pi \cdot \left(D_{outer}^2 - D_{inner}^2 \right) / 4$.

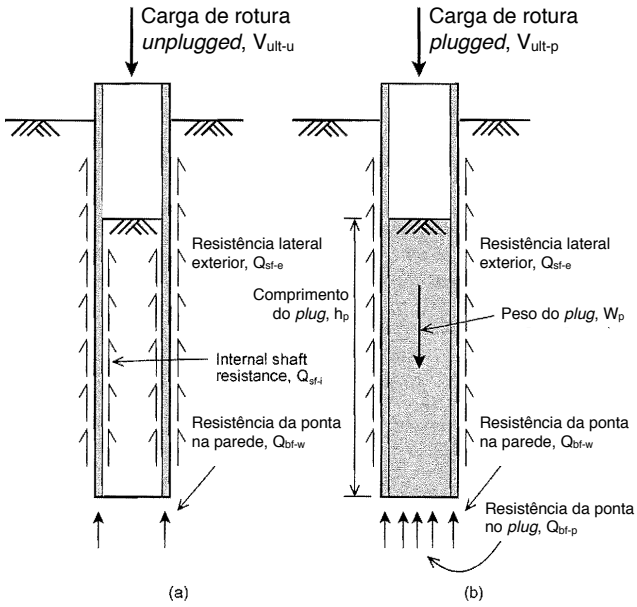


Figura 5.10: Mecanismos de rotura de estacas de ponta aberta em situação *unplugged* (a) e *plugged* (b). [62]

O grau de *plugging* durante a instalação afeta a resistência lateral subsequente porque afeta o volume de solo que é deslocado pela ponta da estaca, consequentemente, o nível de tensão do solo envolvente. Uma estaca fechada penetra de forma similar a um CPT, abrindo uma cavidade cilíndrica do nada, gerando um nível de tensão radial, similar ao do ensaio CPT (normalizando o efeito de escala), necessário para deslocar o solo (Figura 5.11a). Uma estaca aberta que não promova o arrasto do solo provocará uma variação mais pequena na tensão radial apenas devido, principalmente, à espessura da estaca (Figura 5.11b). O caso intermédio é o de uma estaca aberta parcialmente *unplugged* (Figura 5.11c). É de notar que a tensão radial é superior na ponta da estaca. [62]

Devido às dimensões típicas para estacas de turbinas eólicas *offshore*, o mais comum é estar-se na presença de estacas em que, dada a sua dimensão, não se forma nenhuma "rolha", ou seja, cair-se no caso de estacas *unplugged*.

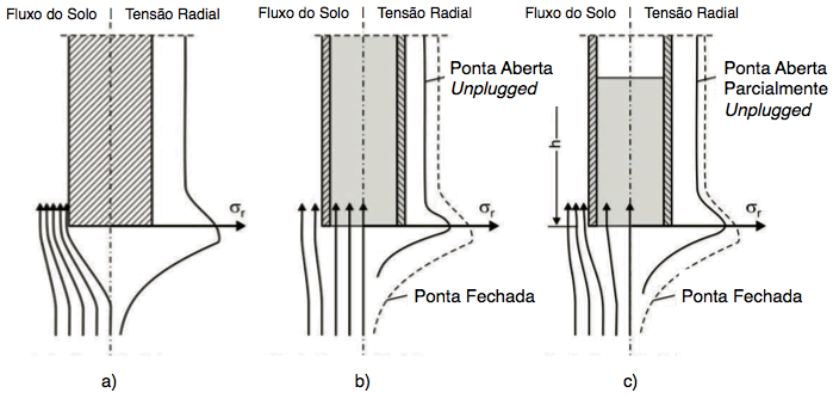


Figura 5.11: Fluxo do solo e variação da tensão radial em estacas cravadas com ponta tapada (a), com ponta aberta *unplugged* (b) e parcialmente *unplugged* (c). [62] (adaptado)

Os valores para a determinação da capacidade resistente com base no CPT são estimados a partir de uma relação de escala com a aplicação direta da resistência de ponta (q_c) do ensaio.

5.3.2.1.2.1 Areias

A abordagem do ICP baseia-se em medições de CPT, incorporando os efeitos de escala e a distinção entre estacas com a ponta fechada ou aberta. A determinação da capacidade resistente na ponta centrou-se em assentamentos até 10% do diâmetro da estaca. Resistências superiores podem ser obtidas para assentamentos superiores.

A escolha correta dos valores de q_c (a maior parte das vezes muito variáveis) dos ensaios CPT, pode ter uma influência considerável na resistência estimada. Seguindo a proposta de Bustamante & Gianeselli, o valor de q_c a utilizar na estimativa da capacidade de carga será a média de q_c do ensaio CPT na zona da estaca compreendida entre 1,5 diâmetros da estaca, acima e a baixo da cota da ponta da estaca. Deve no entanto ter-se em atenção ao facto de não haver variações bruscas na variação de q_c constantes no registo do ensaio na zona considerada e, ainda, da distância entre o valor mais alto e mais baixo no registo não ser superior a metade do diâmetro da estaca. Em estaca com a ponta fechada, o valor de q_b a adotar não deve ser inferior a $0{,}30 \cdot q_c$.

Em estacas com a ponta aberta, existe contribuição, tanto ao nível do efeito de arco que se desenvolve (devido ao atrito na interação solo-estaca na coluna de solo no interior desta), como também da resistência sob o anel da secção do tubo. A primeira pode ter um valor significativo, sobretudo para valores altos do ângulo de atrito e para areias com dilatância elevada. Contudo, este efeito desvanece-se com o aumento do diâmetro da estaca. Esta contribuição é feita empiricamente através do efeito de "rolha" (*plugging*). A zona de solo que mais influencia este efeito é, naturalmente, aquela que se situa na proximidade da ponta da estaca.

Apesar das estacas, que desenvolvem uma "rolha" completa (*fully plugged*), terem resistências semelhantes às das estacas com a ponta fechada para grandes deslocamentos, para deslocamentos na ordem de 10% do diâmetro da estaca, a resistência mobilizada é de apenas de cerca de metade do de uma estaca com a ponta fechada. Também neste caso se aplica um limite inferior para o valor de q_b que, não deve ultrapassar $0{,}15 \cdot q_c$ (para estacas com diâmetros superiores a 90 centímetros). A capacidade resistente numa estaca em que se forma a "rolha" não deve ser inferior à capacidade da mesma estaca sem a "rolha" (*unplugged*).

O procedimento para a determinação da capacidade resistente na ponta das estacas tubulares cravadas utilizando o método ICP em areias, proposto por Jardine [61], é o que se segue:

i. Equação geral:

$$Q_b = A_b \cdot q_b \tag{5.32}$$

i.i. Estacas tubulares com a ponta fechada:

$$A_b = \pi \cdot D^2 / 4 \tag{5.33}$$

$$q_b = q_c \cdot \left[1 - 0{,}5 \cdot \log\left(\frac{D}{D_{CPT}} \right) \right] \tag{5.34}$$

i.ii. Estacas tubulares com a ponta aberta:

i.ii.i. Estacas *fully plugged:*

(se: $D_{inner} < 0{,}02 \cdot (D_r - 30)$ e $D_{inner}/D_{CPT} < 0{,}083 \cdot q_c/P_a$)

$$A_b = \pi \cdot D_{outer}^2 / 4 \tag{5.35}$$

$$q_b = q_c \cdot \left[0{,}5 - 0{,}25 \cdot \log\left(\frac{D}{D_{CPT}} \right) \right] \tag{5.36}$$

i.ii.ii. Estacas *unplugged:*

$$A_b = \pi \cdot \left(D_{outer}^2 - D_{inner}^2 \right) / 4 \tag{5.37}$$

$$q_b = q_c \tag{5.38}$$

O diâmetro do cone do CPT (D_{CPT}) é de 0,036 metros.

5.3.2.1.2.2 Argilas

Assim como nas areias, a resistência de ponta mobiliza-se nas argilas através de um mecanismo de rotura contido que depende da geometria da estaca, das condições de tensão *in-situ* e do comportamento do solo, tanto para pequenas como para grandes deformações.

A resistência de ponta em argilas é uma parte relativamente pequena quando comparada com a resistência lateral e só é mobilizada para deslocamentos maiores.

Em estacas com a ponta fechada, tradicionalmente calculadas com uma resistência de ponta igual a $N_c \cdot S_u$ (com $N_c = 9$) atuando em toda a área da secção da ponta, não poderiam ser mais desfasadas do ideal. Os estudos levados a cabo durante o desenvolvimento do método ICP depreendeu que valores superiores a 9 eram comuns em todas as estacas com a ponta fechada. Por outro lado, verificou-se que a resistência de ponta está intimamente ligada com o valor da resistência de ponta do ensaio CPT.

Foi possível observar uma tendência clara na determinação dos valores de q_b , tanto para condições drenadas como não drenadas. [61]

O procedimento para a determinação da capacidade resistente na ponta das estacas tubulares cravadas, utilizando o método ICP em argilas, proposto por Jardine [61], é o que se segue:

i. Equação geral:

$$Q_b = A_b \cdot q_b \tag{5.39}$$

i.i. Estacas tubulares com a ponta fechada:

$$A_b = \pi \cdot D^2 / 4 \tag{5.40}$$

i.i.i. Condições drenadas

$$q_b = 1{,}30 \cdot q_c \tag{5.41}$$

i.i.ii. Condições não drenadas

$$q_b = 0{,}80 \cdot q_c \tag{5.42}$$

i.ii. Estacas tubulares com a ponta aberta:

i.ii.i. Estacas *fully plugged:*

(se: $\left[D_{inner}/D_{CPT}+0,45\cdot q_c/p_a\right]<36$)

$$A_b=\pi\cdot D_{outer}^2/4 \tag{5.43}$$

i.ii.i.i. Condições drenadas

$$q_b=0,65\cdot q_c \tag{5.44}$$

i.ii.i.ii. Condições não drenadas

$$q_b=0,40\cdot q_c \tag{5.45}$$

i.ii.ii. Estacas *unplugged:*

$$A_b=\pi\cdot\left(D_{outer}^2-D_{inner}^2\right)/4 \tag{5.46}$$

i.ii.ii.i. Condições drenadas

$$q_b=1,60\cdot q_c \tag{5.47}$$

i.ii.ii.ii. Condições não drenadas

$$q_b=q_c \tag{5.48}$$

5.3.2.1.3 Considerações Adicionais

A exposição do método do ICP, feita anteriormente, para areias, aplica-se sobretudo a areias de sílica. Areias com elevado conteúdo de mica devem ser objecto de atenção redobrada uma vez que, a presença deste mineral, pode originar alto volume de vazios e pode desenvolver padrões de escorregamento quando sujeito a tensões de corte incrementais, resultando assim em problemas inesperados de estabilidade do maciço, de assentamentos de fundações e de capacidade de carga nas estacas [61]. As areias calcárias com quantidades de carbonato de cálcio superiores a 50%, podendo estar cimentadas (difícil cravação) ou não, devem ser tratadas como não dilatantes, pelo facto das partículas serem mais quebráveis, e com um ângulo de atrito último de 25º. Neste tipo de areias devem ser utilizadas as seguintes expressões: [61]

i. Equação geral:

$$Q_s=\pi\cdot D\cdot\int_0^h\tau_{fi}\,dz \tag{5.49}$$

$$\sigma'_{rc}=72\cdot\left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a}\right)^{0,84}\cdot\left(\frac{h}{R}\right)^{-0,38} \tag{5.50}$$

i.i. Estacas tubulares circulares com a ponta fechada:

$$\tau_f=\sigma'_{rf}\cdot\tan\left(25^\circ\right) \tag{5.51}$$

i.i.i. Em compressão:

$$\sigma'_{rf}=\sigma'_{rc} \tag{5.52}$$

i.i.ii. Em tração:

$$\sigma'_{rf} = 0,80 \cdot \sigma'_{rc} \tag{5.53}$$

i.ii. Estacas tubulares circulares com a ponta aberta:

i.ii.i. Em compressão:

O valor de h/R deve ser substituído por h/R^* sendo:

$$R^* = \sqrt{R_{outer}^2 - R_{inner}^2} \tag{5.54}$$

$$\sigma'_{rf} = \sigma'_{rc} \tag{5.55}$$

i.ii.ii. Em tração:

$$\sigma'_{rf} = 0,72 \cdot \sigma'_{rc} \tag{5.56}$$

Outra nota a reter na determinação da capacidade de carga em maciços estratificados é o facto de não haver cuidados especiais, exceto em casos muito específicos como os indicados seguidamente. As regras de areias e argilas devem ser aplicadas a cada uma das camadas dependendo do tipo de solo que aparentam. Atenção especial deve ser dada no caso de argilas com ângulos de atrito baixos que se sobreponham a argilas com ângulos de atrito superiores, ou a areias. Neste caso, o ângulo de atrito na camada inferior deve ser reduzido numa zona de transição que pode ter uma altura igual a três vezes o diâmetro da estaca, ou mais (para estacas com ponta fechada). Esta zona de transição é uma consequência do arrastamento do solo da camada superior (com piores características) durante a cravação. [61]

5.3.2.2 Carregamento Transversal

Como já foi dito, as ações horizontais induzidas pela estrutura são transmitidas ao nível da fundação e equilibradas através da reação lateral do solo.

A grande diferença entre o carregamento axial e o carregamento lateral, é que os efeitos deste último estão, sobretudo, confinados na altura superior da estaca com cerca de 10 a 15 diâmetros. (Figura 5.12) O processo de dimensionamento inclui as seguintes considerações: [62]

- Rigidez lateral da estaca:
  - prevenção de deslocamentos laterais excessivos;
- Resistência lateral da estaca:
  - prevenção da rotura do solo levando a movimentos da estaca como um corpo rígido;
  - prevenção da rotura estrutural da estaca.

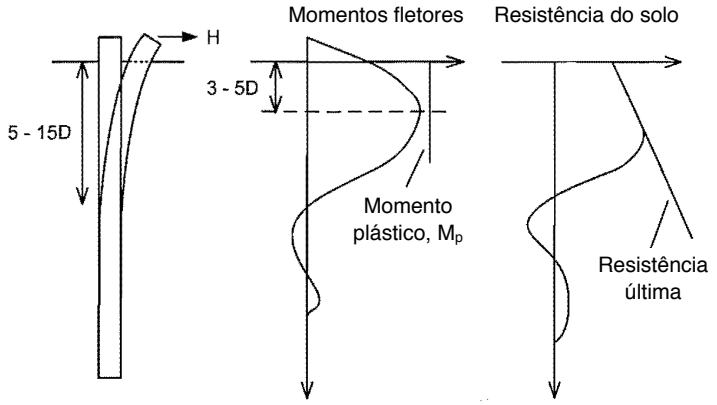


Figura 5.12: Resposta de uma estaca ao carregamento lateral. [62]

Para o dimensionamento de estacas sujeitas a este tipo de ações existem vários métodos. Todos partilham o mesmo princípio variando apenas em detalhes. O principio é o de fazer assimilar o modelo da estaca a uma viga num meio elástico (não necessariamente linear). A estaca é modelada com a respetiva rigidez e, os seus apoios, são considerado contínuos ao longo de todo o comprimento em contacto com o solo. A interação entre o solo e a estaca é feito através da consideração da rigidez do solo nos apoios da estaca. (Figura 5.13)

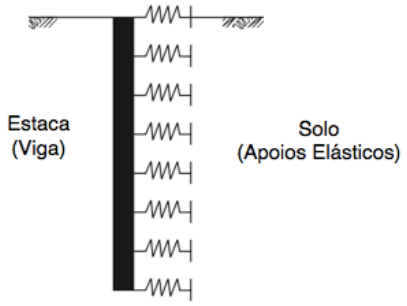


Figura 5.13: Princípio de análise de estacas sujeitas a cargas horizontais. [63] (adaptado)

A análise rigorosa de estacas sujeitas a carregamentos horizontais é complexa porque exige um estudo da interação solo-estaca. Esta interação depende de vários fatores, entre eles, a tridimensionalidade afeta ao problema, e a não-linearidade do comportamento dos materiais, sobretudo do solo. [63]

Os modelos de análise mais comuns são os contínuos ou os discretos. Os primeiros, também chamados de soluções completas, podem ser deduzidos matematicamente através de um conjunto de equações diferenciais das relações da mecânica dos sólidos e fornecem soluções teóricas exatas. (Figura 5.14) O grande problema deste modelos é que, apesar de serem um bom ponto de partida, normalmente têm grandes limitações na aplicação a casos reais. Isto porque têm restrições muito grandes como condições de partida que servem para a determinação da solução. Tais condições são, por exemplo, as condições fronteira na cabeça da estaca, o comportamento linear dos materiais e a variação linear, nula ou simplificada das características do solo em profundidade. Estas duas últimas são as maiores limitações do modelo. No caso dos modelos discretos, o sistema é dividido numa série de elementos com características próprias que depois são compatibilizados entre si. A utilização do método dos elementos finitos ou o método das diferenças finitas, ou dos elementos fronteira podem resolver casos mais gerais. Atualmente, este métodos são de utilização frequente, sobretudo devido à utilização de computadores para o seu cálculo (de outra forma não teriam utilização prática em projetos correntes).

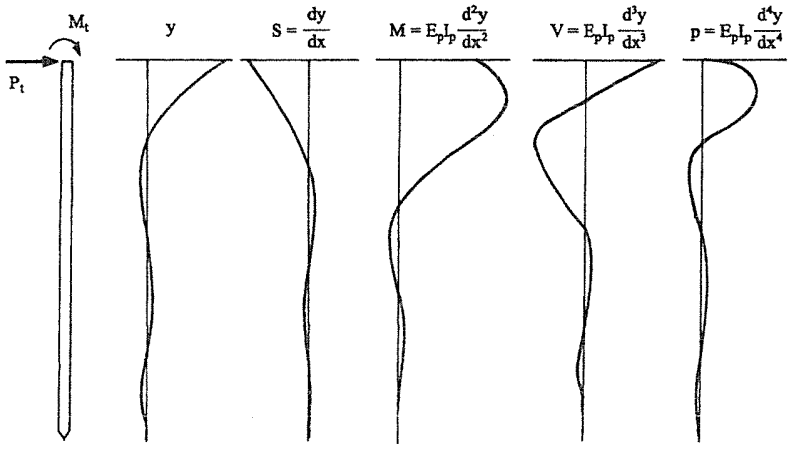


Figura 5.14: Forma dos resultados obtidos a partir de uma solução completa. [47]

Um método discreto muito utilizado é o de dividir a estaca num conjunto de segmentos e, a cada um desses segmentos fazer associar um conjunto de relações de reação-deslocamento para simular a interação com o solo. Este modelo permite simular a estratificação e a não-linearidade do solo. As curvas de reação são denominadas de curvas *p-y*. (Figura 5.15)

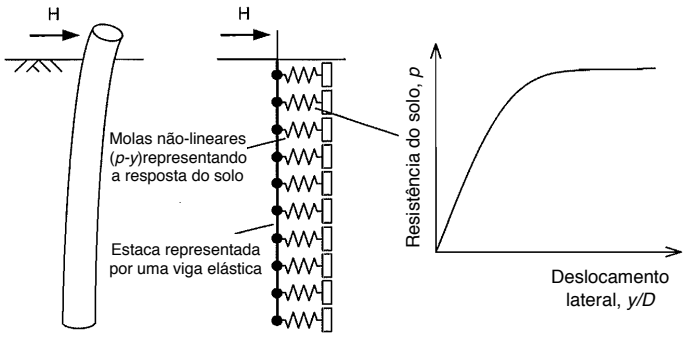


Figura 5.15: Esquema da análise p-y. [62]

Desta forma é possível simular o sistema solo-estaca de forma mais realista. Apesar disto, este método é altamente criticado por diversos investigadores, dado que os parâmetros intervenientes não são grandezas fisicamente mensuráveis e a construção das curvas *p-y* baseia-se muito na experiência empírica adquirida num número restrito de ensaios de carga. [63] Outra limitação é o facto do modelo não reflectir o comportamento do solo como um todo, ou seja, cada elemento de solo funciona de forma independente.

Neste trabalho apenas se fará referência a este tipo de análise visto que as soluções completas podem ser muito pouco conservativas neste tipo de estruturas e, a aplicação de modelos mais complexos, apesar de mais rigorosos, ainda não tem uma aplicação prática generalizada.

Este assunto será abordado em mais pormenor no sub-capítulo seguinte, denominado “Reação do Solo”.

A falha de uma monoestaca, sem impedimento da rotação na sua cabeça, como é o caso em estudo, quando sujeita a um carregamento transversal pode ocorrer em duas situações distintas. Uma das situações deve-se à rotura do solo envolvente à estaca. Esta rotura ocorre se, ao tentar mobilizar a reação no solo suficiente para equilibrar a solicitação, este não for capaz de a assegurar, levando à movimentação da estaca como um corpo rígido através de uma rotação em torno de um ponto próximo da ponta. (Figura 5.16) Este mecanismo de rotura pelo solo, geralmente denominado — mecanismo de rotura lateral para estacas curtas — só se verifica se a estaca tiver rigidez e resistência suficiente para não entrar em rotura primeiro.

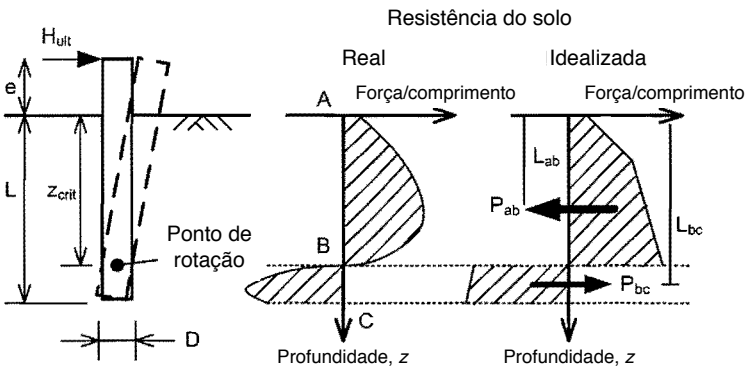


Figura 5.16: Mecanismo de rotura para estacas curtas. [62]

O equilíbrio limite é feito através de um equilíbrio de foças e de momentos originados pelas forças atuantes (H_{ult}) e as forças resistentes (P_{ab} e P_{bc}). As condições de equilíbrio resultam nas equações seguintes:

$$H_{ult} = P_{ab} - P_{bc} \tag{5.57}$$

$$H_{ult} \cdot e = -P_{ab} \cdot L_{ab} + P_{bc} \cdot L_{bc} \tag{5.58}$$

A distância do ponto de rotação da estaca (z_{crit}) situa-se a cerca de 70~80% da altura embebida da estaca. A resistência do solo tem uma distribuição semelhante ao de uma parede de contenção de terras e pode ser assumida, simplificadamente, com os diagramas indicados na figura anterior. (consultar a bibliografia indicada para informações mais pormenorizadas, e.g. apontamentos de disciplina de Fundações da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto) [62]

Nos casos em que o solo oferece resistência suficiente contra a solicitação, o mecanismo de rotura diz-se — mecanismo de rotura para estacas longas — e este ocorre pela rotura (plastificação de uma secção) material da estaca e não pela rotura do solo. (Figura 5.17)

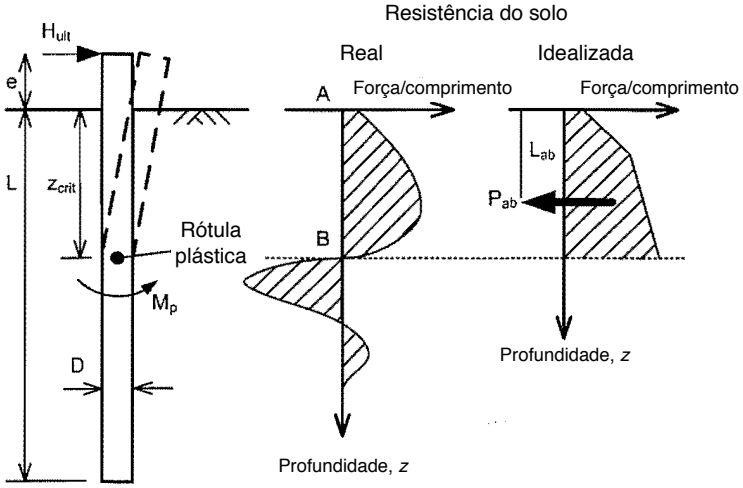


Figura 5.17: Mecanismo de rotura para estacas longas. [62]

Neste caso, a rotura provoca uma rotação parcial da estaca. O ponto de rotação, local da plastificação da secção é, geralmente, no local de momento máximo ou próximo deste (para estacas sujeitas a flexão composta). Isto implica que, as forças laterais acima da rotula estejam em equilíbrio limite imediatamente antes da rotura. O solo abaixo da rotula está auto-equilibrado. As equações que garantem o equilíbrio limite são as seguintes: [62]

$$H_{ult} = P_{ab} \tag{5.59}$$

$$M_p = P_{ab} \cdot \left(L_{ab} + e \right) \tag{5.60}$$

O mecanismo de rotura verificado depende das relações de rigidez e resistência entre a estaca e o solo. No caso de turbinas *offshore* apoiadas em monoestacas, dada o elevado comprimento da estaca que é necessário para garantir o equilíbrio por causa da natureza usual dos estratos de fundação, o mecanismo de rotura mais comum é o de estacas longas.

Informação mais detalhada sobre os mecanismos de rotura para estacas com a cabeça impedida de rodar, que tem outros mecanismo de rotura mas saem fora do âmbito deste trabalho, pode ser encontrada em [62].

5.3.3 Reação do Solo

Tal como foi introduzido anteriormente, aquando da descrição do comportamento de estacas quando solicitadas transversalmente, o funcionamento de uma estaca é, de facto, o resultado da interação entre a estaca e o solo, seja qual for o tipo de solicitação.

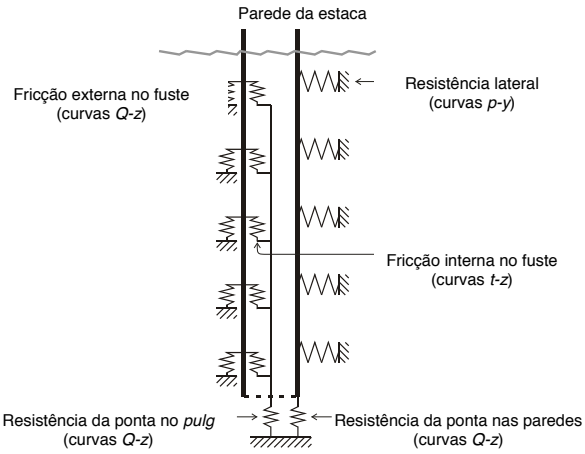


Figura 5.18: Modelo de molas na interação solo-estaca. [30]

Quando é necessário conhecer melhor o comportamento de uma estaca, e do solo que a envolve, ao longo do carregamento, sobretudo em análise mais avançadas como, por exemplo, para conhecer o nível de deformação e assentamento ou de plastificação do solo e da estaca. As análise mais correntes são efetuadas recorrendo a curvas de comportamento ou reação do material (especialmente do solo) através de um sistema de apoios elásticos independentes, quer ao longo do fuste para reação transversal ou axial, como para a ponta. (Figura 5.18) Estas curvas não são mais do que a relação entre as forças e os deslocamentos na direção considerada. Basicamente trata-se da generalização do princípio do já referido de reação lateral.

Este assunto tem sido bastante estudado e, apesar de controverso, continua a ser utilizado largamente, quer através da utilização de curvas de reação parametrizadas empiricamente em bibliografia da especialidade como também através do ajuste de ensaios de carga em verdadeira grandeza que depois são traduzidos em curvas utilizadas no dimensionamento.

Na norma de referência não é feita nenhuma especificação em relação às curvas de reação do solo, remetendo o assunto para a norma API [58] e ISO [64] que são usadas como suporte nesta temática. Muitas vezes mesmo fora do âmbito *offshore*. Para uma abordagem mais profunda sobre este assunto, outras publicações podem ser consultadas: [47] [65] [65] [66] [67] [68].

As curvas utilizadas devem ser sempre não lineares. Na eventualidade dos meios utilizados não permitirem a consideração de relações não-lineares, devem ser adotadas relações lineares devidamente ajustadas às curvas não lineares para os níveis de tensão previsíveis. Estas curvas devem ser geradas a partir de informação geotécnica do local.

5.3.3.1 Reação do Solo ao Longo do Fuste da Estaca

Ao longo do fuste da estaca, como se pode observar pela figura seguinte, é mobilizada uma reação lateral (perpendicular ao eixo da estaca) e uma reação vertical (paralela ao eixo da estaca). A primeira é traduzida através das, já referidas, curvas *p-y*. A reação tangencial é traduzida pelas curvas de reação *t-z*. (Figura 5.19)

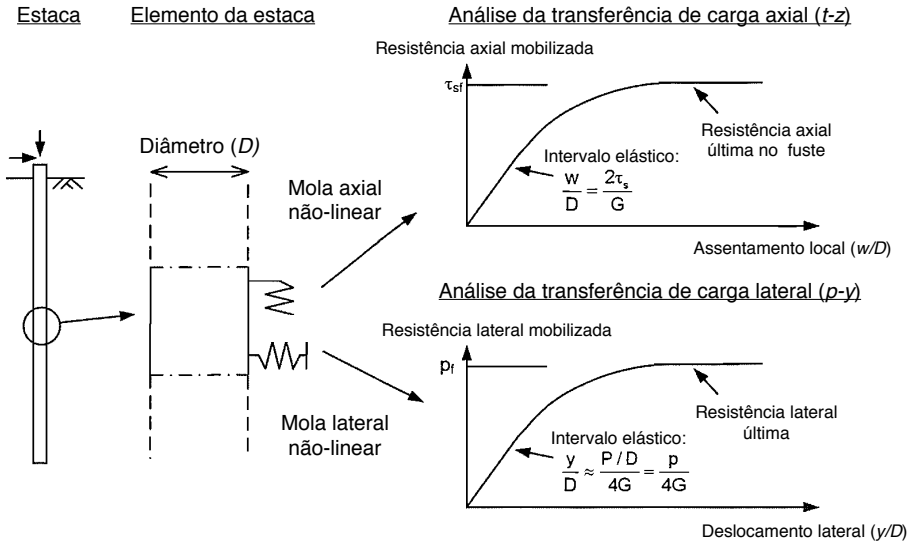
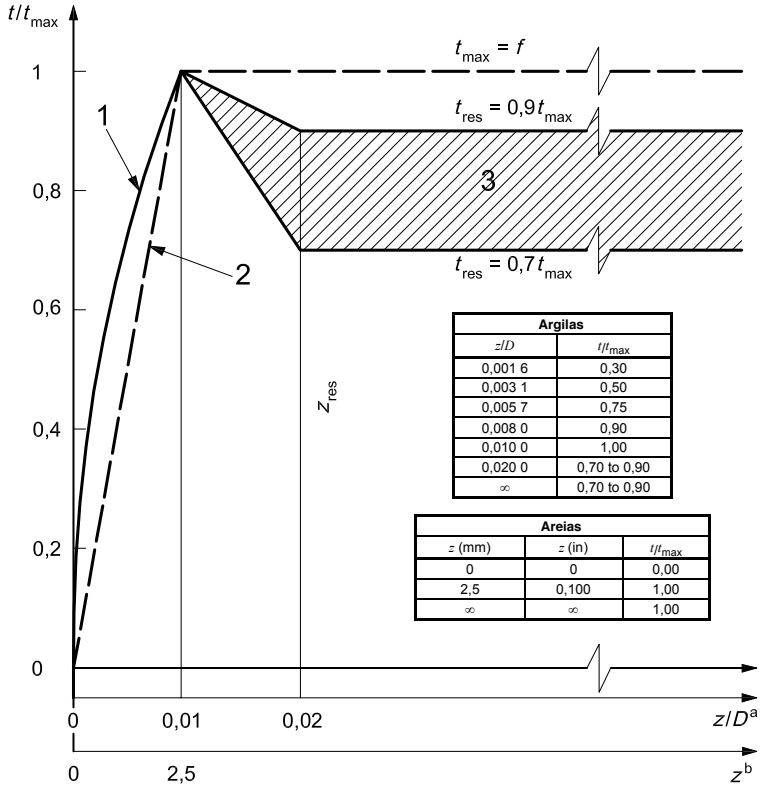


Figura 5.19: Análise da transferência de carga de um elemento unitário da estaca. [62]

5.3.3.1.1 Reação ao Carregamento Axial

Na ausência de informação mais detalhada, as curvas *t-z* a utilizar são as apresentadas na figura seguinte.



Argilas	
z/D	t/tmax
0,001 6	0,30
0,003 1	0,50
0,005 7	0,75
0,008 0	0,90
0,010 0	1,00
0,020 0	0,70 to 0,90
∞	0,70 to 0,90

Areias		
z (mm)	z (in)	t/tmax
0	0	0,00
2,5	0,100	1,00
∞	∞	1,00

Figura 5.20: Curvas típicas de transferência axial tangencial — *t-z*. [64]

As curvas indicadas na figura anterior são para argilas (traço cheio — indicado com *1* e abcissas indicadas com *a*) e para areias (traço interrompido — indicado com o número *2* e abcissas indicadas com *b*).

A curva desenvolve-se em relação à resistência lateral máxima da estaca (t_{max}), determinado através das expressões da capacidade de carga. No caso das argilas, após a tensão máxima ser atingida existe

uma diminuição da tensão mobilizada (tornando-se residual) em função do deslocamento (intervalo 3 da figura anterior) que pode variar entre 70% e 90% da tensão máxima. A tensão residual deve ser avaliada com ensaios *in situ*.

5.3.3.1.2 Reação ao Carregamento Transversal

As estacas devem ser dimensionadas para resistir às solicitações laterais, sejam elas estáticas ou cíclicas. Estas últimas serão abordadas posteriormente. Como foi possível constatar anteriormente, a parte superior do solo é aquela que mais contribui para a estabilidade lateral da estaca mas, por outro lado, esta zona também é a mais debilitada podendo, neste caso, ser móvel. A zona superior, geralmente, é a que possui as piores características de resistência e também a mais suscetível de sofrer as consequências de uma deterioração de capacidade devido aos efeitos dinâmicos da estrutura, de carregamento cíclico, como também, da erosão superficial do solo.

As curvas *p-y*, que representam a reação do solo a uma determinada solicitação lateral, são independentes da forma e rigidez da estaca e descrevem a deformação de uma determinada área vertical de solo discreta que não é afetada pelo carregamento acima e abaixo dela, ou seja, não se admite interação entre as diversas camadas.

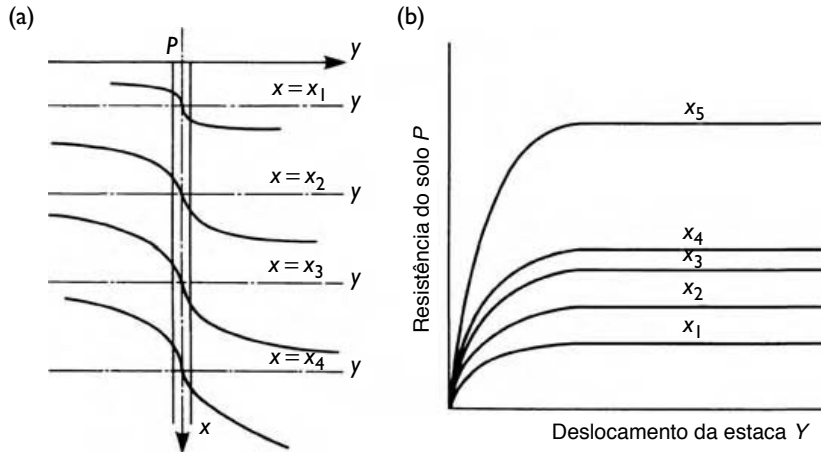


Figura 5.21: Curvas *p-y* para estacas carregadas lateralmente. Curvas a várias profundidades ao longo da estaca (a) e em eixos comuns (b). [56]

As curvas de reação lateral têm diferentes características ao longo da profundidade e, tendencialmente, para o mesmo solo, as condições de reação melhoram com a profundidade. (Figura 5.21)

5.3.3.1.2.1 Curvas *p-y* para Argilas

O método descrito na norma ISO [64] é o mesmo que o descrito por Matlock [56]. O primeiro passo a realizar no método de Matlock é a determinação da resistência última ao carregamento lateral da argila (p_u).

$$p_u = N_c \cdot D \cdot c_u \tag{5.61}$$

O valor do fator de capacidade de carga (N_c) varia em profundidade (x) entre o valor de 3 à superfície e de 9 na profundidade crítica (x_r). Este valor não sofre alterações abaixo desta profundidade.

$$N_c = 3 + x \cdot \left(\frac{\gamma}{c_u} + \frac{J}{D} \right) \tag{5.62}$$

$$x_r = \frac{6 \cdot c_u \cdot D}{\gamma \cdot D + J \cdot c_u} \tag{5.63}$$

Nas equações anteriores, c_u é a resistência não drenada, γ é o peso volúmico do solo (no caso *offshore* é o peso volúmico submerso), e J é uma constante empírica adimensional baseados em ensaios experimentais levados a cabo por Matlock que toma valores entre 0,25, para argilas rijas, e 0,50, para argilas moles (é prática comum adotar o valor de 0,5 se não existir informação adicional sobre o solo). [56] Valores da profundidade crítica são, em regra, superiores a duas vezes e meia o diâmetro da estaca. [64]

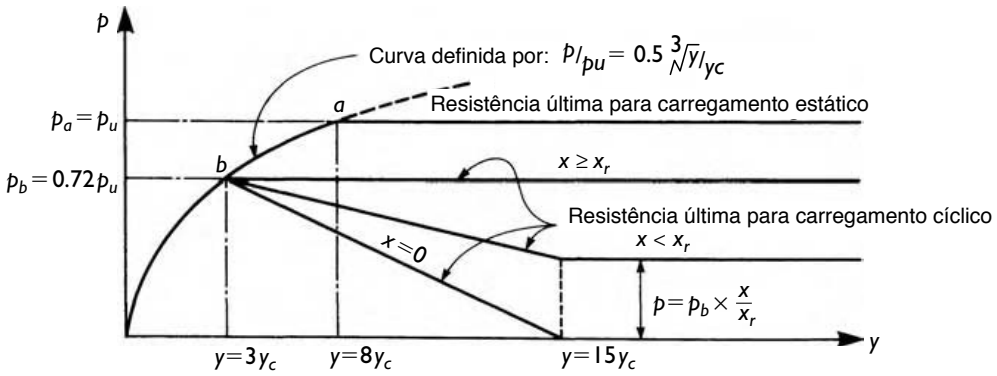


Figura 5.22: Forma das curva *p-y* para argilas. [56]

A forma da curva *p-y* para argilas até ao ponto *a* da figura anterior, derivada a partir de curvas de tensão/extensão de ensaios triaxiais não drenados de compressão e de ensaios carga/deslocamento em estacas, é dado pela seguinte equação:

$$\frac{p}{p_u} = 0{,}5 \cdot \sqrt[3]{\frac{y}{y_c}} \tag{5.64}$$

A curva de reação é função do deslocamento (y_c) correspondente à extensão (ε_c) para a qual a tensão iguala a máxima tensão resultante da curva laboratorial tensão/extensão. O valor da extensão ε_c pode também ser obtido através de relações entre c_u e o modulo de deformação E_u . Matlock recomenda valores de ε_c iguais a 0,005 para argilas frágeis e sensíveis, 0,010 para argilas normalmente consolidadas e 0,020 para argilas remoldadas ou sedimentos não consolidados. [56]

$$y_c = 2{,}5 \cdot \varepsilon_c \cdot D \tag{5.65}$$

5.3.3.1.2.2 Curvas *p-y* para Areias

A capacidade de carga lateral para areias varia crescentemente com a profundidade. A capacidade de carga próximo da superfície (p_{us}) e em profundidade (p_{ud}) são dadas pelas equações seguinte:

$$p_{us} = \left(C_1 \cdot x + C_2 \cdot D\right) \cdot \gamma' \cdot x \tag{5.66}$$

$$p_{ud} = C_3 \cdot D \cdot \gamma' \cdot x \tag{5.67}$$

A resistência a considerar em cada zona será o valor mínimo das equações anteriores, ou seja:

$$p_u = \min\left\{p_{us}; p_{ud}\right\} \tag{5.68}$$

Todos os parâmetros intervenientes nas equações anteriores são os mesmo que já foram especificados para as argilas, com as exceção dos coeficientes C_1, C_2 e C_3 que são obtidos pelo diagrama seguinte, função do ângulo de atrito (ϕ').

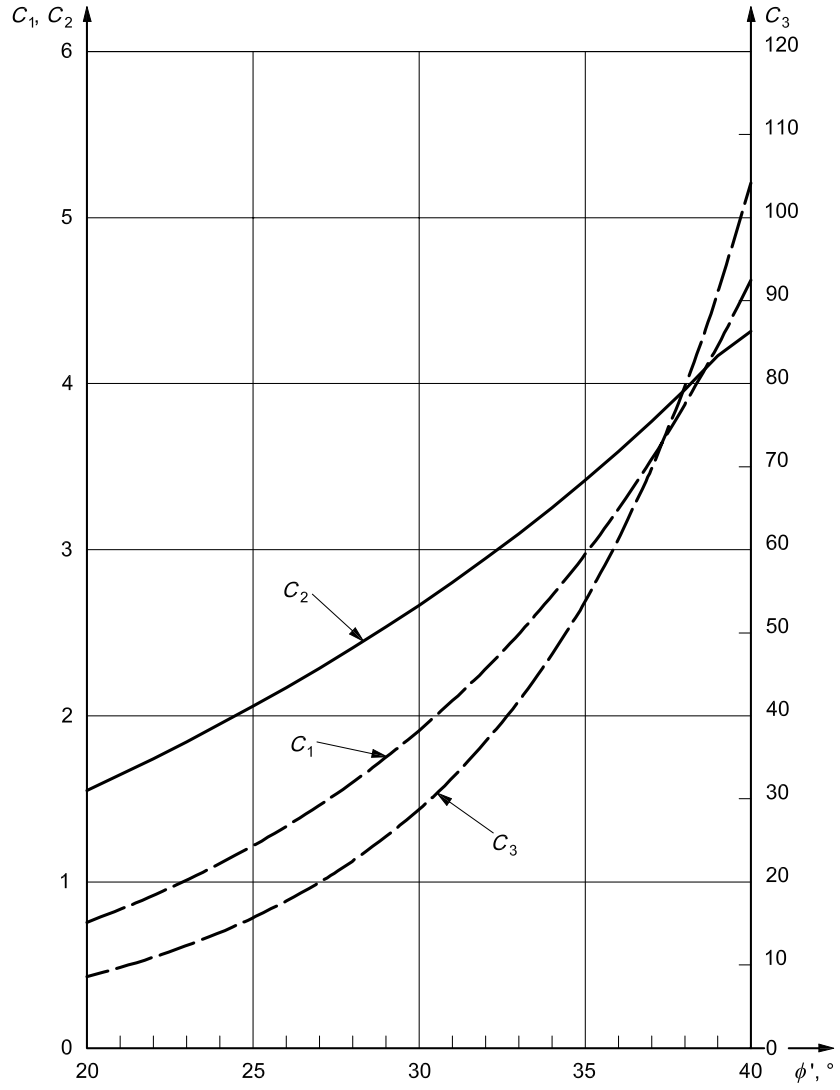


Figura 5.23: Coeficientes para a capacidade de carga lateral em areias. [64]

As relações resistência-deslocamento lateral para areias são, também, não lineares. À falta de informação mais pormenorizada, a seguinte aproximação pode ser utilizada:

$$p = A \cdot p_u \cdot \tanh\left(\frac{k \cdot x}{A \cdot p_u} \cdot y\right) \tag{5.69}$$

O fator A serve para ter em conta o tipo de carregamento, estático ou cíclico. Para carregamentos estáticos, o parâmetro A é dado por:

$$A = \max\left\{0,9; 3,0 - 0,8\frac{x}{D}\right\} \tag{5.70}$$

O parâmetro k é o módulo de reação inicial e pode ser obtido através da figura seguinte. A partir do ângulo de resistência ao corte do solo ou da densidade relativa do mesmo determina-se o módulo de reação inicial. Para as situações *offshore* devem ser consultados os módulos da curva referente à situação da areia abaixo do nível freático.

Outras curvas como as propostas por Reese [47] ou obtidas através de ensaios de estacas no local podem também ser utilizadas, sendo preferíveis as últimas.

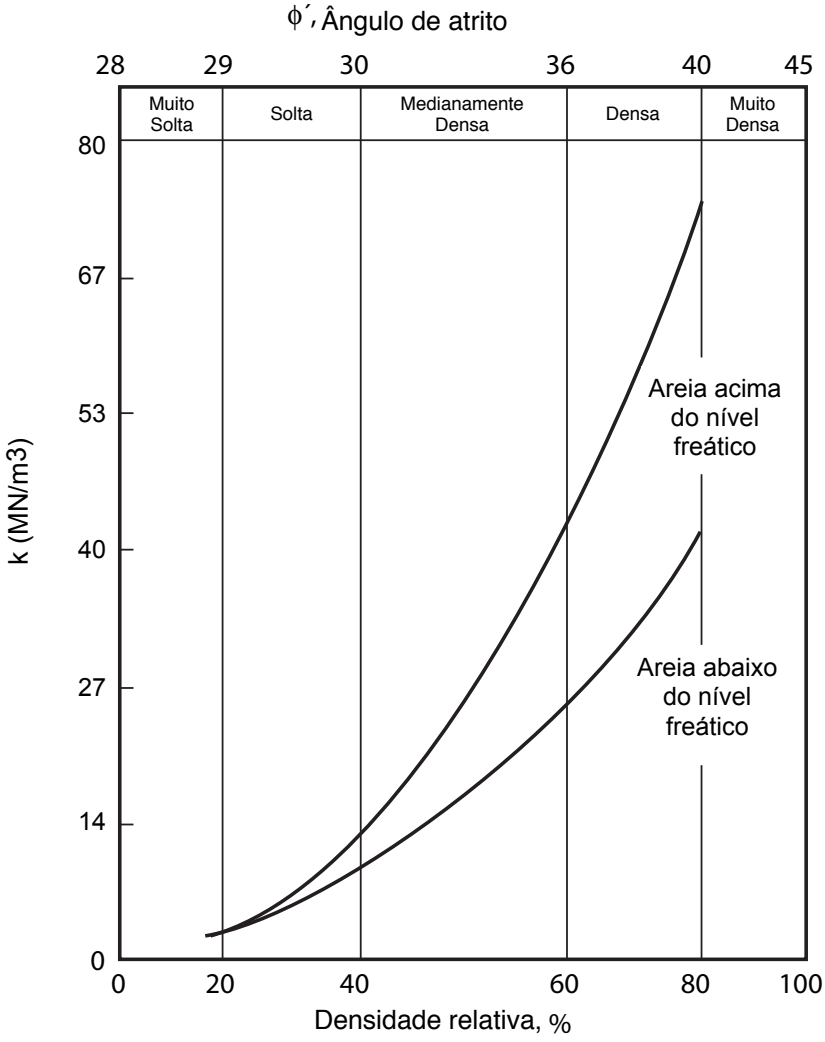
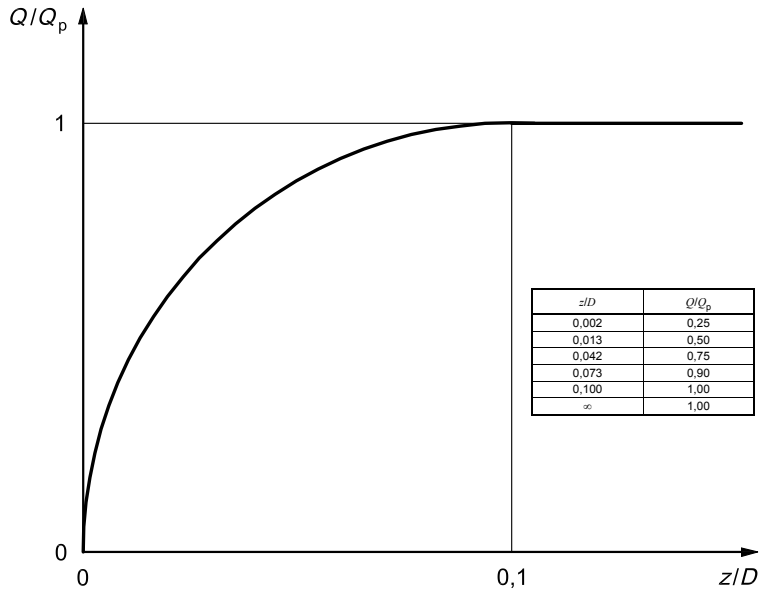


Figura 5.24: Módulo de reação inicial. [58]

5.3.3.2 Reação do Solo na Ponta da Estaca

A resistência de ponta só se mobiliza totalmente, tanto em areias como em argilas, para deslocamentos na ordem dos 10% do diâmetro da estaca. As resistência intermédias, tanto para areias como para argilas, podem ser determinadas a partir da seguinte curva de reação para a ponta da estaca — *Q-z*:



z/D	Q/Q_p
0,002	0,25
0,013	0,50
0,042	0,75
0,073	0,90
0,100	1,00
∞	1,00

Figura 5.25: Curva típica de transferência axial na ponta — Q-z. [64]

A resistência mobilizada na ponta da estaca (Q) é dada pela relação com a capacidade de carga na ponta da estaca (Q_p), função do deslocamento da ponta (z) e do diâmetro da estaca (D).

5.3.4 Efeitos no Tempo

As implicações da passagem do tempo na resistência das estacas são várias. As resistências medidas durante a cravação são, pouco provavelmente, iguais às resistências de ensaios a curto prazo e, muito menos, a médio prazo. Por esta razão é necessário conhecer minimamente a variação da resistência com o tempo para interpretar corretamente os ensaios de carga das estacas (efeito de *setup*).

Em muitos casos, estacas com algum tempo podem apresentar resistências superiores às estimadas. Esta maior capacidade pode estar disponível para carregamentos superiores ao previsto ou na reutilização de estacas existentes em projetos novos.

Estudos de Jardine e Chow [69] reportam aumentos substanciais na capacidade de carga com o tempo das estacas cravadas em areias. Mesmo depois de ensaios de cargas levando as estacas à rotura, verifica-se uma recuperação da resistência com o tempo à mesma taxa que se verificava antes do ensaio. Verificou-se um acréscimo de resistências ao longo dos primeiros seis meses. A variação da resistência de ponta não foi significativa ao contrário da lateral. Pensa-se que a estabilização do efeito de arco na tensão efetiva radial em torno da estaca, devido ao relaxamento por fluência, foi o fator principal mas admitimdo-se também, uma possível contribuição do efeito de dilatância na interface. [61]

Não devem ser efetuados ensaios de carga em estacas, em areias, num período de sete dias após a cravação. [56]

Porque o método de instalação de uma estaca, seja ele qual for, tem um importante efeito na fricção lateral, é expectável que, com o tempo após a instalação, haja também mudanças significativas do estado da argila em torno da estaca, levando a um aumento ou redução no atrito lateral. É comum um considerável aumento da resistência de estacas cravadas em argilas moles sensíveis devido a efeitos de re-consolidação. Em argilas rijas não existem observações conclusivas mas pode haver uma redução da resistência. [56]

A resistência lateral pode variar significativamente nas argilas durante o período de estabilização após a cravação. Quando o YSR é baixo e o solo é sensível, podem ser esperados grandes ganhos após o período de estabilização das pressões neutras. Por outro lado, argilas com altos YSR mostram uma redução na resistência. Estas variações estão corelacionadas com a variação de tensão efetiva radial (σ'_r) com o tempo. [61]

Já Ralph Peck afirma que os projetistas devem ter cuidado para uma possível redução da capacidade de carga de estacas cravadas em argilas finas e siltes. Uma justificação é a tendência dilatante e o desenvolvimento de pressões neutras negativas devido às distorções durante a cravação. Esta experiência enfatiza a necessidade de re-cravação após um período mínimo de 24 horas após o termino da cravação inicial.

5.3.5 Carregamentos Cíclicos

Ensaios à escala mostraram que os carregamentos cíclicos degradam a capacidade das estacas cravadas em argilas. O grau de degradação depende principalmente da amplitude do carregamento cíclico imposto (comparado com a capacidade estática), e o número de ciclos impostos. A recuperação, e em alguns casos, o melhoramento, da capacidade estática, pode ocorrer após o carregamento cíclico. Contudo, em alguns casos ocorre uma degradação permanente. [61]

O carregamento cíclico afeta a resistência lateral das estacas por: [61]

- alterar a tensão efetiva radial localizada ao longo do fuste da estaca;
- potencial (em argilas frágeis) degradação dos valores do ângulo de atrito nos casos onde o escorregamento solo-estaca se começa a desenvolver;
- transferência da resistência lateral para maiores profundidades quando a zona superficial se começa a degradar.

Os efeitos do carregamento cíclico desenvolvem-se progressivamente. A degradação desenvolve-se em profundidade (da cabeça da estaca para a ponta) a uma taxa que depende da carga cíclica, da rigidez da estaca, do solo e da fragilidade do ângulo de atrito. [61] É possível observar a partir da figura seguinte a progressão dos efeitos do carregamento cíclico em argilas. A carga é progressivamente transferida para posições inferiores do solo mas, como consequência, haverá uma amplificação dos momentos flectores na estaca e um aumento da rotação da cabeça da estaca.

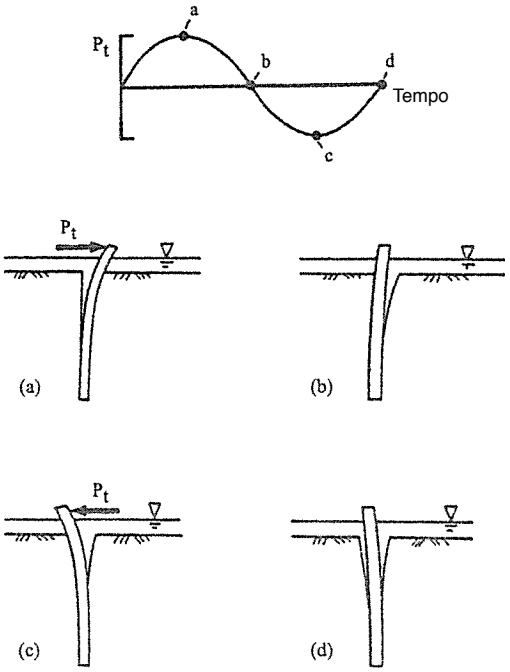


Figura 5.26: Resposta simplificada de estacas em argilas devido a carregamentos cíclicos. [47]

Na consideração de eventos de curta duração como tempestades (com períodos de ondas de cerca de 10 segundos), o comportamento do solo junto da estaca é predominantemente não drenado em argilas e drenado em areias.

O carregamento cíclico das ondas pode ser considerado, em condições normais, para o dimensionamento da fundação como sendo estático. A mesma simplificação não deve ser feita em eventos de ocorrência extrema como, por exemplo, a ocorrência de tempestades.

Outra consequência do carregamento cíclico pode ser a liquefação do solo, especialmente se se tratar de areias soltas. [47]

5.3.5.1 Comportamento de Estacas ao Carregamento Cíclico Axial

O carregamento cíclico axial não assume uma importância significativa no caso de torres eólicas *offshore*. Por esta razão, o estudo deste assunto será mais pormenorizado para o caso do carregamento cíclico transversal. A generalização das considerações para carregamentos cíclicos axiais não é simples e, além de ser altamente dependente das condições do local, também depende das condições especificas da estaca. Para um aprofundamento desta temática pode ser consultada a obra *Offshore Geotechnical Engineering* de Randolph e Gourvenec [62].

5.3.5.1 Comportamento de Estacas ao Carregamento Cíclico Transversal

A figura seguinte mostra uma curva *p-y* representativa. O ponto *b* indica a carga última que se mantém constante para deslocamentos superiores ao do ponto referido. A parte sombreada (Figura 5.27) indica a perda de resistência devido ao carregamento cíclico. As características das curvas (de carregamento estático e cíclico) são semelhantes para deslocamento pequenos, seja nas relações lineares da carga-deslocamento (*o-a*), como no inicio do ramos não-linear subsequente (*a-c*). Neste último ponto (ponto *c*), a resistência decresce acentuadamente para um valor inferior devido ao carregamento cíclico, o ponto *d*. A intensidade da degradação depende do número de ciclos de carga e da zona afetada pelo carregamento.

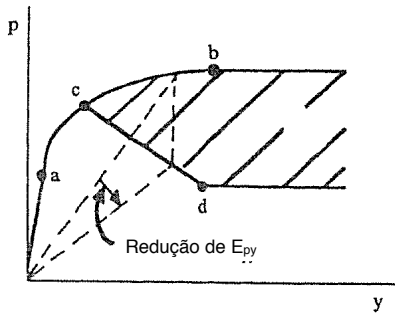


Figura 5.27: Efeitos de um carregamento cíclico no comportamento das curvas *p-y*. [47]

A consideração dos efeitos do carregamento cíclico nas curva *p-y* em argilas (Figura 5.22) é feito através da limitação da capacidade última a $0,72 \cdot p_u$ e uma redução progressiva em função do deslocamento e da posição relativa da reação. Estas variações ocorrem entre os deslocamento iguais a $3 \cdot y_c$ e $15 \cdot y_c$, nas posições entre a superfície do solo e a posição igual a x_r abaixo desta.

Nas areias, o efeito cíclico é feito através a consideração do parâmetro A (Equação 5.70) igual a 0,9.

5.3.6 Instalação e Cravabilidade

5.3.6.1 Fabricação, Transporte e Instalação

Os perfis metálicos para utilização em estacas de grande diâmetro, como são as estacas utilizadas em fundações de torres eólicas *offshore*, não são fabricadas por produção em série dada a sua dimensão e à personalização que cada fundação exige. Estacas de pequeno diâmetro, como por exemplo as utilizadas em fundações *jacket*, são produzidas em séries normalizadas. Dada esta impossibilidade, as estacas são produzidas a partir de chapas com a espessura pretendida, que são calandradas e soldadas entre si, produzindo uma secção circular com o diâmetro desejado. Depois de fabricadas, as estacas são levadas para um parque à espera de serem transportadas para o local de cravação.

Figura 5.28: Monoestaca em estaleiro. [17]

As estacas são fabricadas em estaleiro e depois transportadas por rebocagem ou por carregamento em barcaças. Estes meios de transporte, em regra, estão equipadas com todos os elementos necessários à instalação da estaca e posterior montagem da torre. Elas possuem gruas que possibilitam, antes de se iniciar a cravação propriamente dita, fazer a elevação, alinhamento e colocação da estaca na sua posição final. (Figura 5.29)

Figura 5.29: Exemplos de instalação de uma mono-estaca. (*jack-up vessel* (esquerda) e *cranebarge* (direita)) [35] [17]

A instalação das estacas é feita por cravação com recurso a martelos hidráulicos. Este martelos podem ser de vibração ou impacto. (Figura 5.30) Os tempos de instalação das estacas são relativamente curtos, por exemplo, cada uma das estacas da Scroby Sands *wind farm* demoraram menos de 24 horas a serem instaladas. [4]

Se for necessário adicionar rigidez à estaca, esta é preenchida com solo ou com betão. Este processo deve ser evitado, tanto por causa dos custos associados ao material adicional, como também devido ao tempo e meios necessários à sua colocação.

Usualmente a monoestaca estaca estende-se acima do nível da água e nela é colocada a peça de transição que servirá para encaixar a torre. Estas peças são fixadas definitivamente com uma calda.

Figura 5.30: Martelo de cravação. [www.menck.com]

5.3.6.1 Cravabilidade

A avaliação, selecção e escolha do martelo é uma parte crucial do processo. [4] A cravação das estacas em *offshore* é feita através de martelos que operam acima do nível da água ou submersos. No caso das mono-estacas para torres eólicas, os martelos utilizados não são submersíveis. A tendência atual é a utilização de martelos hidráulicos com energia constante por pancada. Existem outros tipos de martelos, como os a *diesel*, a ar comprimido ou a vapor. [35] [56]

O rácio entre o peso do martelo e o peso da estaca, para evitar danificar a estaca, deve ser, no mínimo, 1:1, sendo preferível o rácio de 2:1. A energia cinética gerada pelo martelo é transferida para a estaca através de um impulso que faz com que a estaca penetre no solo. Esta transferência de energia ocorre quando o martelo atinge a cabeça da estaca que, para evitar uma danificação local, é geralmente protegida com um elmo. [35]

A escolha do martelo mais adequado é feita através de uma análise da cravabilidade da estaca. O objetivo das análises de cravabilidade são a determinação da energia requerida para a cravação. Esta energia depende da geometria da estaca e do solo a penetrar. A regulação da energia providenciada é feita através do peso do martelo e, sobretudo, da altura de queda. Energia em excesso danificará a estaca e, energia insuficiente fará com que a estaca não deforme o solo plasticamente durante a penetração, logo, não fazendo avançar a estaca.

O principal processo de análise da cravabilidade é baseada no modelo de Smith [70]. Basicamente este modelo basea-se na teoria da propagação da onda uni-dimensionalmente, reproduzindo todos os componentes intervenientes na cravação (estaca, solo, elmo, martelo, etc.) através de uma série de massas concentradas e molas. (Figura 5.31) A resistência à penetração resulta assim da resistência lateral e de ponta. Ambas compreendem uma componente estática e uma componente dinâmica. A componente estática é ativada pelo peso próprio da estaca e pelo martelo, modelado como bi-linear visco-elástico plástico. A parte dinâmica tem em consideração o amortecimento do solo proporcional à velocidade durante o impacto do martelo. Este modelo foi automatizado há vários anos, sendo o GRL WEAP (GRL Engineers) um dos programas mais utilizados e usado como referência nesta matéria.

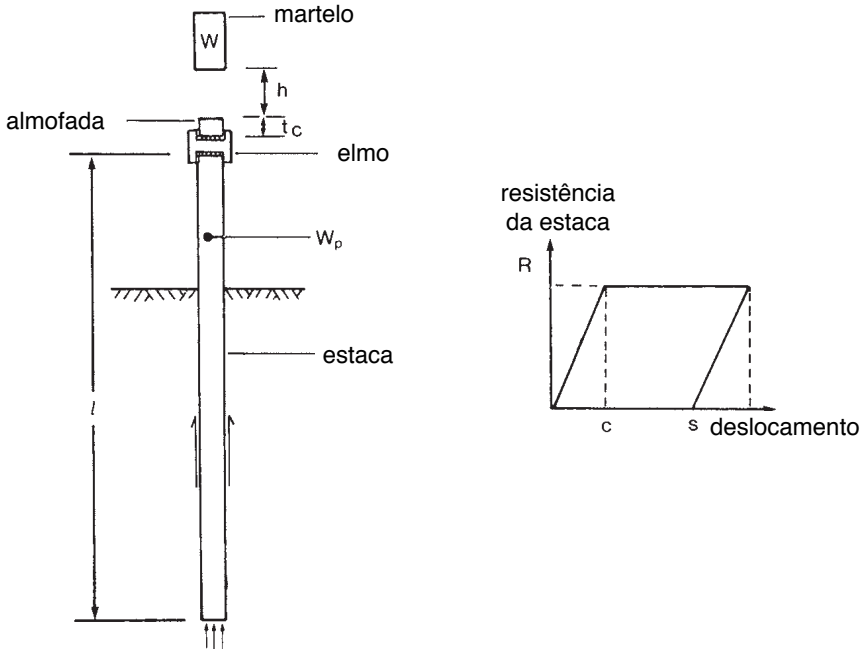


Figura 5.31: Diagrama esquemático da cravação de uma estaca. [57]

Os dados de entrada necessários à análise da cravabilidade são os seguintes: [56]

i. comprimento da estaca;
ii. material da estaca;
iii. peso da estaca por unidade de comprimento;
iv. peso e altura de queda do martelo (ou a energia por pancada);
v. eficiência do martelo;
vi. peso do elmo e outros componentes;
vii. modulo de elasticidade da estaca;
viii. modulo de elasticidade do elmo e outros componentes;
ix. compressão elástica do solo (*quake*);
x. propriedades de amortecimento do solo;
xi. resistência última à cravação necessária.

Os pontos i., ii., iii., iv., vi. e xi. são fatuais. A eficiência do martelo (v.) é fornecida pelo fabricante. O *quake* é, normalmente, tido como igual ao módulo elástico do solo em carregamentos estáticos. Os valores do *quake,* do amortecimento do solo não são particularmente influentes no cálculo da cravabilidade, por isso, não produzirão grandes erros nos resultados.

No estudo de cravabilidade, a resistência à penetração é comparada com a capacidade de cravação do sistema ou o número máximo de pancadas necessário para uma penetração de 25 centímetros.

A cravabilidade é influenciada primeiramente pela resistência de ponta da estaca. A espessura da parede da estaca e a geometria da secção também são importantes. Para largas secções transversais de aço, são possíveis maiores transferências de energia e performances mais elevadas. Não obstante, para a mesma resistência de ponta, secções transversais menores são uma possível vantagem para reduzir a resistência à penetração. O diâmetro da estaca tem um papel secundário exceto no caso de estacas com a ponta aberta em que se pode formar a "rolha". Neste caso, a resistência à penetração aumenta com o diâmetro da estaca. [35]

Um conjunto de problemas podem surgir durante o processo de cravação: [35]

- afundamento da estaca quando a tensão admissível no solo é inferior ao peso da estaca;
- ocorrência do *soil-setup* em solos coesivos: fenómeno de consolidação que pode ocorrer quando a cravação é interrompida, levando a um aumento da tensão radial e consequente aumento da resistência lateral, sendo necessárias energias de cravação superiores para a cravação;
- densificação do solo (não-coesivos) na zona de contacto da estaca levando ao aumento da resistência de penetração.

O problema na cravação podem ser resolvido pelo aumento das energias de cravação ou pela remoção do solo no interior da estaca (reduzindo a resistência à penetração e a massa da estaca), embora tal seja de grande dificuldade operacional. Acresce que, pelo que já foi dito, o processo não deve ser interrompido, o que pode ser um dos grandes contratempos mais problemáticos. [35]

6
ANÁLISE

6.1 MODELAÇÃO

6.1.1 EFEITO DA RIGIDEZ DA ESTACA

A rotura progressiva pode afetar a capacidade de estacas longas ou compressiveis em determinados estratos com as camadas superiores perto da cabeça da estaca a chegarem à capacidade última antes das camadas inferiores e próximas da ponta sequer chegarem ao pico da resistência. [61] Em estaca consideradas como perfeitamente rígidas (indeformáveis axialmente), a resistência lateral de pico é mobilizada simultaneamente ao longo de toda a estaca (se o solo tiver as mesmas características de resistência) porque o deslocamento vertical é igual em todas as secções da estaca uma vez que não existe deformação por compressão da estaca. Por esta razão, uma melhor representação e determinação da capacidade resistente de uma estaca ao longo do fuste deve ser feito através de um modelo que represente fielmente a rigidez axial da estaca. Isto porque, naturalmente, conduzirá a resultados mais realistas e mais próximos da segurança, ao contrário do que acontece nas situação em que se considera a estaca como um elemento axialmente indeformável. (Figura 6.1)

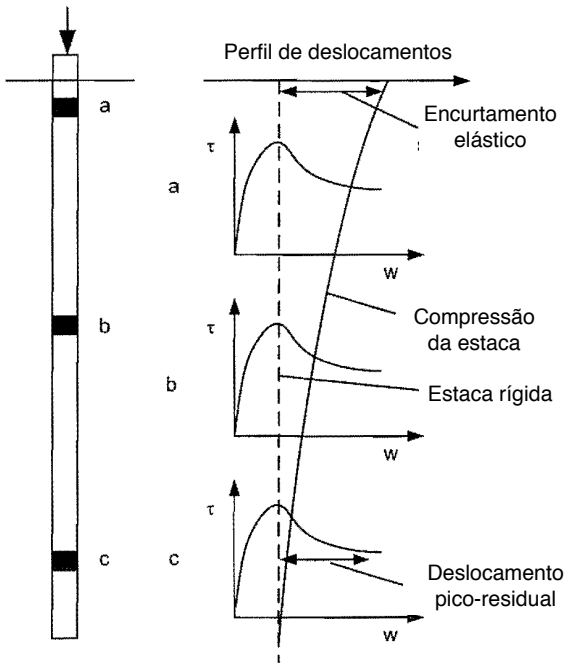


Figura 6.1: Rotura axial progressiva ao longo do fuste. [62]

Também por esta razão é importante uma boa discretização das camadas, sobretudo superiores, para que haja uma correta tradução da tensão em função do deslocamento. Como se pode observar na figura seguinte, nas camadas superiores o nível de deslocamentos é maior porque a estaca está sujeita a uma tensão axial maior tendo assim maiores extensões, baixando rapidamente em profundidade, onde o nível de tensão na estaca é menor, logo, com extensões axiais menores e, consequentemente, um nível de tensão de corte no solo diferente das posições superiores.

6.1.2 Pré-dimensionamento da Espessura da Secção

O pré-dimensionamento da espessura da estaca pode ser feita através do critério que evite a instabilidade local da secção nas diferentes situação que podem ocorrer durante a vida deste elemento. A relação entre o diâmetro e a espessura pode ser um bom ponto de partida. As espessuras tipicas apresentam a relação [62]:

$$\frac{D}{t} \approx 40 \tag{6.1}$$

No entanto, nos casos em que a cravação seja dificil, não devem ser tomadas espessuras inferiores a [58]:

$$t[\mathrm{mm}] = 6{,}35 + \frac{D[\mathrm{mm}]}{100} \tag{6.2}$$

6.2 Exemplo

A título de exemplo será determinada a capacidade de carga axial de uma estaca pelo método ICP. A complementar este exemplo, será também explicitada a determinação das curvas de reação a uma determinada profundidade.

Para a realização do presente exemplo, foram utilizados dados relativos à *wind farm* OWEZ. Esta wind farm localiza-se no Mar do Norte junto da costa Holandesa (a cerca de 10 a 18 quilómetros). Esta *wind farm* é composta por um conjunto de 36 turbinas de 3MW do tipo Vestas V90-3MW [71], sendo a capacidade total igual a 108MW.

O nível médio das águas do mar é de 12,4 metros com o nível da plataforma localizado a 13,5 metros acima desse nível. O nível das águas varia entre +2,4m MSL e -1,0m MSL.

A torre tem uma altura total de 68 metros dividida em duas secção de 34 metros cada. A secção é variável com um diâmetro exterior na base 5,6 metros e uma espessura de 32 milímetros e, com um diâmetro de 4,0 metros no topo e uma espessura de 30 milímetros. A espessura varia ao longo da altura da torre, com uma espessura mínima de 20 milímetros e máxima de 32 milímetros.

A velocidade da corrente ao nível da superfície MSL é de 0,6 m/s e 1,2 m/s para eventos normais e extremos, respetivamente.

O tamanho da onda significativa, para um período de retorno de 50 anos, é de 8,07 metros e um período de 11,3 segundos. Para um período de retorno de 1 ano, os valores referidos descem para 6,06 metros e 9,7 segundos.

Em relação ao vento, os parâmetros da distribuição de Weibull, baseados em medições, para a caracterização do vento à altura do rotor são os seguintes: A igual a 10,61 m/s e k igual a 2,08. Resultando na velocidade média de 9,29 m/s.

Em termos de incrustação marinha, estas foram tomadas de acordo com a norma DNV [42].

No que se refere à estrutura de suporte, trata-se de uma mono-estaca circular com a ponta aberta de 45 metros dos quais 30 são enterrados. O diâmetro é de 4,6 metros e a espessura varia entre os 40 e os 60 milímetros. Em relação à erosão, esta foi acautelada através de uma saia de agregados com um diâmetro de cerca de duas vezes e meia o diâmetro da estaca.

A peça de transição tem 27 metros de altura.

Informação adicional e mais pormenorizada pode ser encontrada no relatório técnico do projeto UpWind [72] e no relatório da NoordzeeWind [73].

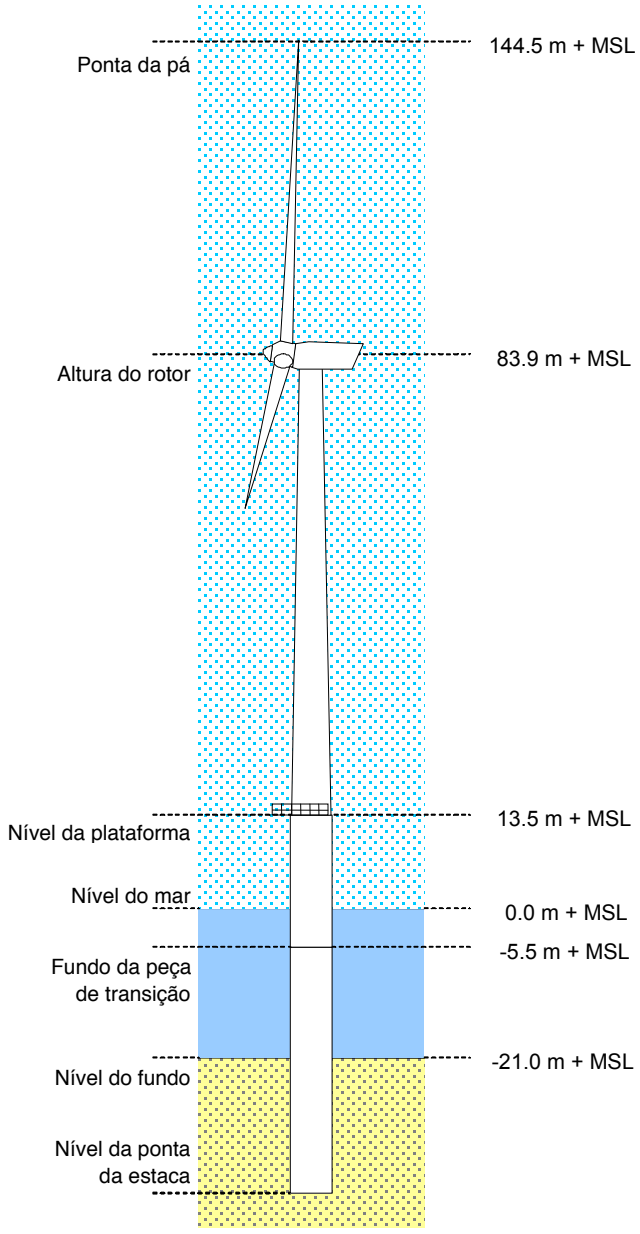


Figura 6.2: Esquema tipo das torres da *wind farm* OWEZ. [72]

O solos de fundação são, essencialmente, areias com ângulo de resistência ao corte em torno dos 38º. O ângulo de resistência ao corte a volume constante foi considerado através de relações empíricas tendo em atenção o tipo de solo e a compacidade do mesmo. Alguns *log's* de sondagens (localização W-BH06) e e registos CPTu (localização W-CPT08), usados (ver Anexo I) para o exemplo da determinação da capacidade de carga axial pelo método ICP que em seguida será exposto, podem ser encontrados na tese de mestrado de Etienne A. Alderlieste [74].

Como não existe informação em relação ao ensaio Ring Shear Test, será usado o valor de referência de 0,02 milímetros para o valor de Δr .

6.2.1 Determinação da Capacidade de Carga Axial de Uma Estaca Pelo Método ICP

O processo iniciou-se com a avaliação e tratamento dos registo geotécnicos e a estratificação do maciço de fundação com base nesses mesmos dados. As características utilizadas em cada uma das camadas apresenta-se em conjunto com o cálculo ao longo de toda a profundidade, apresentado no Anexo II.

É de salientar que o nível médio das águas do mar utilizado foi de 18,5 metros como indicado no registo do CPTu. Contrariamente ao que foi realizado na OWEZ, considerou-se uma perda por erosão de 7 metros (cerca de 1,5 vezes o diâmetro da estaca) mas não foi considerado nenhum alívio da tensão efetiva devido a este efeito. Outra consideração foi a de uma profundidade de cravação de 35 metros e o facto da espessura da estaca ter sido mantida constante (igual a 60 milímetros).

Apresenta-se então, como exemplo, o cálculo da resistência lateral para a profundidade de 12 metros. Para as restantes profundidade o cálculo é feito de forma análoga.

Para esta profundidade, aplicam-se os seguintes valores:

i. $q_c = 26\,\text{MPa}$

$\overline{q}_{c;b}\Big|_{-1,5D}^{+1,5D} = 19,5\,\text{MPa}$

$D_r = 85\%$

$\Delta r = 0,02\,\text{mm}$

$\phi'_r = 33^\text{o}$

ii. Determinação de R^* :

$$R^* = \sqrt{R_{outer}^2 - R_{inner}^2}$$

$$R^* = \sqrt{\left(\frac{4,6}{2}\right)^2 - \left(\frac{4,6}{2} - 0,06\right)^2}$$

$$R^* = 0,522\,\text{m}$$

iii. Determinação de σ'_{v0} :

$$\sigma'_{v0} = (19 - 9,81) \times 6,0 + (18 - 9,81) \times (12 - 6,0)$$

$$\sigma'_{v0} = 104,3\,\text{kPa}$$

iv. Determinação de h/R^* :

$$\frac{h}{R^*} = \max\left\{\frac{35-12}{0,522}; 8\right\}$$

$$\frac{h}{R^*} = 44,1$$

v. Determinação de G :

$$\eta = q_c \cdot \left(p_a \cdot \sigma'_{v0}\right)^{-0,5}$$

$$\eta = 26 \times 1000 \cdot \left(100 \times 104,3\right)^{-0,5}$$

$$\eta = 254,6$$

$$G = \frac{q_c}{A + B \cdot \eta - C \cdot \eta^2}$$

$$G = \frac{26}{0,0203 + 0,00125 \times 254,6 - 1,216 \times 10^{-6} \times 254,6^2}$$

$$G = 100,1\,\text{MPa}$$

vi. Determinação de σ'_{rc}

$$\sigma'_{rc} = 0,029 \cdot q_c \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a}\right)^{0,13} \cdot \left(\frac{h}{R}\right)^{-0,38}$$

$$\sigma'_{rc} = 0,029 \cdot 26 \times 1000 \cdot \left(\frac{104,3}{100}\right)^{0,13} \cdot \left(44,1\right)^{-0,38}$$

$$\sigma'_{rc} = 179,9\,\text{kPa}$$

vii. Determinação de $\Delta\sigma'_{rd}$

$$\Delta\sigma'_{rd} = 2 \cdot G \cdot \frac{\Delta r}{R}$$

$$\Delta\sigma'_{rd} = 2 \times 100,1 \times 1000 \times \frac{0,02 \diagup 1000}{0,522}$$

$$\Delta\sigma'_{rd} = 7,7\,\text{kPa}$$

viii. Determinação de σ'_{rf} e τ_f :

viii.i.Em compressão:

$$\sigma'_{rf} = \left(\sigma'_{rc} + \Delta\sigma'_{rd}\right)$$

$$\sigma'_{rf;c} = \left(179,9 + 7,7\right)$$

$$\sigma'_{rf;c} = 187,6\,\text{kPa}$$

$$\tau_f = \sigma'_{rf} \cdot \tan\left(\phi'_{cv}\right)$$

$$\tau_{f;c} = 187{,}6 \times \tan(33^{\circ})$$
$$\tau_{f;c} = 121{,}8\,\text{kPa}$$

viii.ii.Em tração:

$$\sigma'_{rf} = \left(0{,}8 \cdot \sigma'_{rc} + \Delta\sigma'_{rd}\right)$$
$$\sigma'_{rf;t} = \left(0{,}8 \times 179{,}9 + 7{,}7\right)$$
$$\sigma'_{rf;t} = 151{,}6\,\text{kPa}$$

$$\tau_f = 0{,}9 \cdot \sigma'_{rf} \cdot \tan\left(\phi'_{cv}\right)$$
$$\tau_{f;t} = 0{,}9 \times 151{,}6 \times \tan(42^{\circ})$$
$$\tau_{f;t} = 88{,}6\,\text{kPa}$$

ix. Determinação de Q_s para uma espessura de 0,5 metros:

ix.i.Em compressão:

$$Q_s = \pi \cdot D \cdot \int_0^h \tau_{fi}\, dz$$
$$Q_{s;c} = \pi \times 4{,}6 \times 121{,}8 \times 0{,}5$$
$$Q_{s;c} = 880\,\text{kN}$$

ix.ii.Em tração:

$$Q_s = \pi \cdot D \cdot \int_0^h \tau_{fi}\, dz$$
$$Q_{s;t} = \pi \times 4{,}6 \times 88{,}6 \times 0{,}5$$
$$Q_{s;t} = 640\,\text{kN}$$

O cálculo para a resistência de ponta (35 metros abaixo da superfície do terreno de fundação) é dada por:

i. $\overline{q}_{c;b}\Big|_{-1,5D}^{+1,5D} = 19{,}512\,\text{MPa}$

$D_r = 80\%$

$D_{CPT} = 0{,}036\,\text{m}$

ii. Verificação se ocorre *plugging* ou não:

$D_{inner} < 0{,}02 \cdot \left(D_r - 30\right)$

$\left(4{,}6 - 2 \times 0{,}06\right) < 0{,}02 \cdot \left(80 - 30\right)$

$4{,}48 < 1$

como uma das condições não se verifica, estamos num caso *unplugged*

iii. Determinação de q_b:

é feita a média dos valores de q_c em 1,5 diâmetros da estaca acima e abaixo da ponta desta: $\overline{q}_{c;b}\Big|_{-1,5D}^{+1,5D}$

iv. Determinação de A_b:

$$A_b = \pi \cdot D^2 / 4$$

$$A_b = \pi \times \left((4{,}6)^2 - (4{,}6 - 2 \times 0{,}06)^2 \right) / 4$$

$$A_b = 0{,}856\,\text{m}$$

v. Determinação de Q_b:

$$Q_b = A_b \cdot q_b$$

$$Q_b = 0{,}856 \times 19{,}512 \times 1000$$

$$Q_b = 16702\,\text{kN}$$

Nas figuras seguintes apresentam-se, à direita, a evolução da resistência lateral axial em cada camada de 0,5 metros.

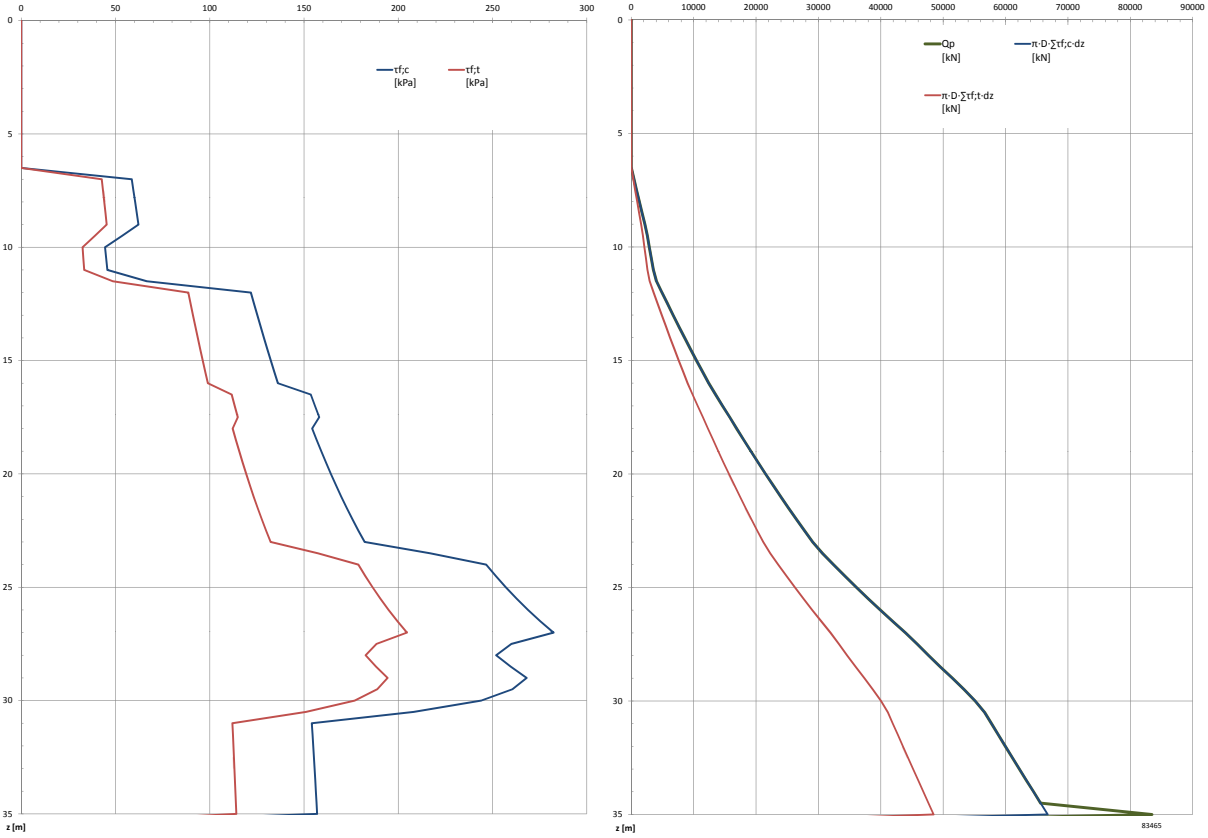


Figura 6.3: Evolução da resistência lateral unitária (esquerda) e lateral e total acumulada (direita).

A vermelho está representada a resistência à tração e a azul a resistência à compressão. No gráfico da direita encontram-se as resistências acumuladas ao longo da profundidade da estaca. As cores têm o mesmo significado da figura da esquerda, acrescentando-se a resistência total a verde.

A resistência total à compressão é de 83,4MN, sendo uma parte, 66,7MN, correspondente à resistência lateral e o restante, 16,7MN, correspondente à resistência de ponta. Quanto à resistência à tração, esta apenas depende da resistência lateral, totalizando 48,5MN.

6.2.2 Curvas de Reação de Uma Estaca

6.2.2.1 Curva *t-z*

A determinação da curva *t-z* em areias é feita pela determinação de um evolução linear das relação força-deslocamento que a partir dos 2,5 milímetros de deslocamento não existe incremento de carga, mantendo-se constante para deslocamentos superiores.

Assim sendo, para a profundidade de 12 metros:

i. Determinação de t_f:

i.i. Em compressão:

$$\tau_{f;c} = 121{,}8\,\text{kPa}$$

$$t_{f;c} = \pi \times 4{,}6 \times 121{,}8$$

$$t_{f;c} = 1760\,\text{kN/m}$$

i.ii. Em tração:

$$\tau_{f;t} = 88{,}6\,\text{kPa}$$

$$t_{f;t} = \pi \times 4{,}6 \times 88{,}6$$

$$t_{f;c} = 1280\,\text{kN/m}$$

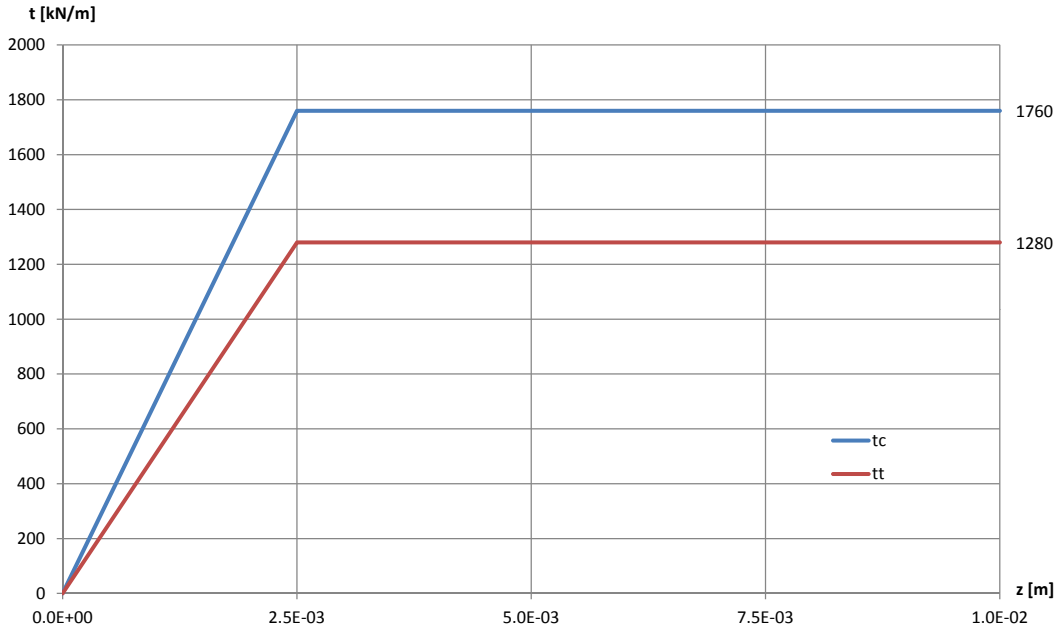


Figura 6.4: Curva *t-z* da estaca estudada para a profundidade de 12 metros.

6.2.2.1 Curva *Q-z*

i. Determinação de Q_b:

$$Q_b = 0{,}856 \times 19{,}512 \times 1000$$

$$Q_b = 16702\,\text{kN}$$

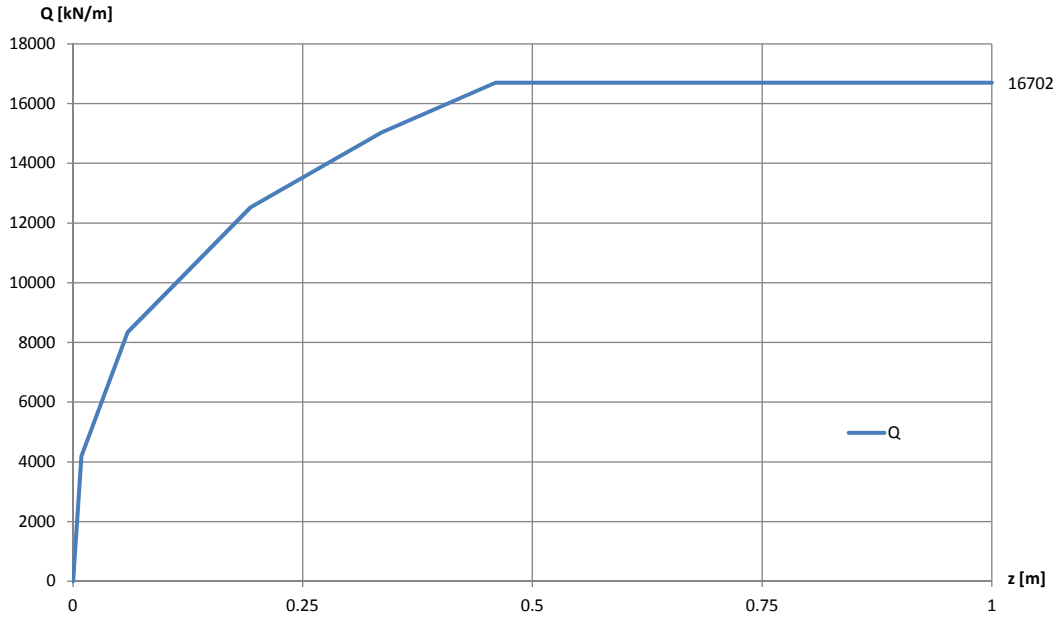


Figura 6.5: Curva *Q-z* da estaca estudada.

6.2.2.1 Curva *p-y*

i. Determinação C_1, C_2 e C_3 a partir do ábaco da Figura 5.23:

$C_1 = 2{,}1$

$C_2 = 2{,}5$

$C_3 = 62$

ii. Determinação de k a partir do ábaco da Figura 5.24:

$k = 24\,\text{MN/m}^3$

iii. Determinação de p_u:

$$p_{us} = \left(C_1 \cdot x + C_2 \cdot D\right) \cdot \gamma' \cdot x$$

$$p_{us} = \left(2{,}1 \times 12 + 2{,}5 \times 4{,}6\right) \times 19 \times 12$$

$$p_{us} = 8368\,\text{kN/m}$$

$$p_{ud} = C_3 \cdot D \cdot \gamma' \cdot x$$

$$p_{ud} = 62 \times 4{,}6 \times 19 \times 12$$

$$p_{ud} = 65026\,\text{kN/m}$$

$$p_u = \min\left\{p_{us}; p_{ud}\right\}$$

$$p_u = \min\left\{8368; 65026\right\}$$

$$p_u = 8368\,\text{kN/m}$$

iv. Determinação de A:

$$A = \max\left\{0,9; 3,0 - 0,8\frac{x}{D}\right\}$$

$$A = \max\left\{0,9; 3,0 - 0,8\frac{12}{4,6}\right\}$$

$$A = 0,913$$

v. Determinação da equação *p-y*:

$$p = A \cdot p_u \cdot \tanh\left(\frac{k \cdot x}{A \cdot p_u} \cdot y\right)$$

$$p = 0,913 \times 8368 \times \tanh\left(\frac{24 \times 1000 \times 12}{0,913 \times 8368} \cdot y\right)$$

$$p = 7640 \cdot \tanh\left(37,7 \cdot y\right)$$

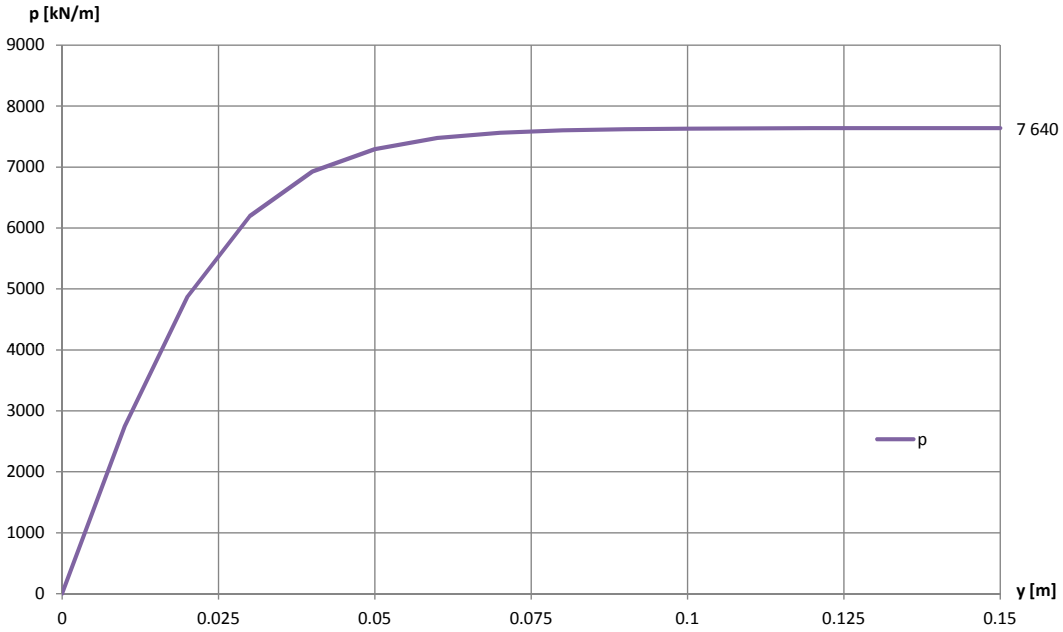


Figura 6.6: Curva *p-y* da estaca estudada para a profundidade de 12 metros.

7
CONCLUSÃO

A energia eólica é hoje em dia uma realidade expressiva. No entanto os conhecimentos técnicos e a tecnologia ainda tem um longo caminho a percorrer para tornar este tipo de fonte renovável altamente rentável e de aplicação generalizada. É de salientar que, apesar da elevada complexidade do assunto, já não existem folgas para adiar o investimento. Neste momento, é absolutamente necessário avançar com investimentos técnico-económicos para que este tipo de energia seja cada vez mais um substituto às energias não renováveis, especialmente, as fosseis.

O presente trabalho pretende ser uma porta de entrada para esta temática. A exposição realizada ao longo de tese desenvolvida teve como objetivo, não só, o de explicar o básico, como também, dar espaço à continuidade do estudo sobre o projeto de estruturas *offshore*, principalmente no que se refere a torres eólicas sobre monoestacas.

A legislação e a documentação técnica disponível atualmente, apesar da existência de algum sigilo industrial, são numerosas, sendo a maior parte delas detentoras do selo de qualidade dos líderes da indústria e das universidades/entidades ligadas à temática da energia do vento, sobretudo as localizadas no norte da Europa.

A exposição elaborada não teve a pretensão de ser exaustiva (nem seria possível), teve apenas, o fim de se apresentar como um fio condutor entre as diversas fases que um projeto de uma estrutura deste tipo acarreta.

No que se refere às ações, foram expostos os conhecimentos mínimos necessários à realização de um projeto simples. Relativamente ao dimensionamento da fundação, a abordagem passou por apresentar os últimos desenvolvimentos e métodos utilizados hoje em dia. É importante que os estudos que possam vir a ser realizados se foquem na importância dinâmica da estrutura e da contribuição da função para esse efeito. Outro aspeto importante que deve ser estudado tem a ver com a importância e a influência dos diferentes tipos de modelação, quer da fundação quer da estrutura.

Os dados indicados no exemplo demonstrado, assim como a documentação referenciada, apresentam-se em excesso no presente trabalho para possibilitar a utilização e a continuação de estudos sobre o caso apresentado.

O nosso país possui um potencial enorme para o aproveitamento da energia do vento. Apesar de já existir alguma expressão em *onshore,* existem enormes vantagens no investimento *offshore*. Os conhecimentos e ensinamentos no nosso país em relação a estas tecnologias ainda têm algumas limitações e, por esta razão, será interessante que, futuramente, este trabalho servisse de base a estudos e aplicações mais aprofundadas sobre o tema, demonstrando, assim, que este trabalho não teria sido realizado em vão. É importante haver formação especializada acessível a qualquer engenheiro, quer para aproveitamento no mercado interno quer para exportação do conhecimento que é tão comum, e necessário, nos dias de hoje.

BIBLIOGRAFIA

REFERÊNCIAS CITADAS

[1] P. R. Ehrlich, P. M. Kareiva, and G. C. Daily, "Securing natural capital and expanding equity to rescale civilization," Nature, vol. 486, no. 7401, pp. 68–73, Jun. 2012.

[2] "Wind energy FAQ," ewea.org, 09-Oct-2012. [Online]. Available: http://www.ewea.org/wind-energy-basics/wind-energy-faq/. [Accessed: 22-Oct-2012].

[3] "Design of Offshore Wind Turbines," Hamburg, BSH no. 7005, Dec. 2007.

[4] S. Malhotra, "Selection, Design and Construction of Offshore Wind Turbine Foundations," in Wind Turbines, no. 10, I. Al-Bahadly, Ed. InTech, 2011, pp. 231–264.

[5] European Wind Energy Association, "How a wind turbine works," ewea.org, 09-Oct-2012. [Online]. Available: http://www.ewea.org/wind-energy-basics/how-a-wind-turbine-works/. [Accessed: 24-Oct-2012].

[6] "Wind farm," Wikipedia.org, 09-Oct-2012. [Online]. Available: http://en.wikipedia.org/wiki/Wind_farm#Offshore. [Accessed: 22-Oct-2012].

[7] M. Sharples, "Structure, Equipment and Systems for Offshore Wind Farms on the OCS," Houston, M09PC00015, Dec. 2009.

[8] B. W. Byrne and G. T. Houlsby, "Foundations for offshore wind turbines," Philosophical Transactions of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences, vol. 361, no. 1813, pp. 2909–2930, Dec. 2003.

[9] "Offshore wind power," Wikipedia.org. [Online]. Available: http://en.wikipedia.org/wiki/Offshore_wind_power. [Accessed: 22-Oct-2012].

[10] N. Fichaux and J. Wilkes, "Oceans of Opportunity," European Wind Energy Association, Sep. 2009.

[11] A. T. Zehnder and Z. Warhaft, Eds., University Collaboration on Wind Energy. New York: Cornell University, 2011, pp. 1–34.

[12] BTM-Consult AsP, "Danske virksomheder har en meget stærk position på leverancer til Offshore Vindkraft anlæg," BTM-Consult ApS, Ringkøbing, Nov. 2010.

[13] "Offshore technology," www.offshorewindenergy.org, 02-Oct-2012. [Online]. Available: http://www.offshorewindenergy.org. [Accessed: 24-Oct-2012].

[14] R. Gilhooly, "Japan to build world's largest offshore wind farm," News Scientist, pp. 1–6, 16-Jan-2013.

[15] B. W. Byrne, "Foundation Design for Offshore Wind Turbines," Géotechnique Lecture 2011. pp. 1–78, 11-Nov-2011.

[16] L. B. Ibsen and R. Brincker, "Design of a new foundation for Offshore Wind Turbines," pp. 1–8.

[17] G. Dalén, "Wind," presented at the Chalmers Energy Conference,, 2012, pp. 1–31.

[18] W. de Vries, "Integrated Wind Turbine Design," UpWind, pp. 1–210, Mar. 2011.

[19] "A Energia Eólica em Portugal 2012," Redes Energéticas Nacionais, Feb. 2013.

[20] A. Estanqueiro, P. Costa, and M. Fernandes, "The Portuguese MSP status," presented at the Workshop SEANERGY, Lisbon, 2011, pp. 1–7.

[21] A. Estanqueiro and P. Costa, "Energia Eólica Offshore em Portugal," presented at the Conferência Energia e Geologia – Desafios e Oportunidades, Lisboa, 2010, pp. 1–25.

[22] A. Estanqueiro and P. Costa, "Energia Eólica Offshore," presented at the Conferência Energia 2020, Lisboa, 2010, pp. 1–37.

[23] N. J. Tarp-Johansen, J. Manwell, and J. McGowan, "Application of design standards to the design of offshore wind turbines in the U.S.," Offshore Technology Conference, pp. 1–15, May 2006.

[24] undefined author, "Wind turbine," IEC 61400-3, Feb. 2009.

[25] "Ground Investigations for Offshore Wind Farms," Hamburg, BSH-No. 7004, Feb. 2008.

[26] E. L. Peterson, N. G. Mortensen, L. Landberg, J. Højstrup, and H. P. Frank, Wind Power Meteorology. Roskilde: Risø National Laboratory, 1997, pp. 1–46.

[27] L. Kristensen and G. Jensen, Geostrophic Winds in Denmark: a preliminary study. Roskilde: Risø National Laboratory, 1999, pp. 1–44.

[28] "Offshore wind climate," in Offshore Wind Farm Design, no. 3, TU Delft, 2008, pp. 1–64.

[29] G. A. M. van Kuik and W. Bierbooms, "Introduction to wind turbine design," pp. 1–16, Jan. 2002.

[30] J. van der Tempel, "Design of support structures for offshore wind turbines," TU Delft, Delft, 2006.

[31] B. Ernst and J. R. Seume, "Investigation of Site-Specific Wind Field Parameters and Their Effect on Loads of Offshore Wind Turbines," Energies, vol. 5, no. 12, pp. 3835–3855, Dec. 2012.

[32] T. Fischer, "Integrated Wind Turbine Design," UpWind, pp. 1–146, Feb. 2011.

[33] undefined author, "Wind turbines," IEC 61400-1:2005, Aug. 2005.

[34] "Waves, currents and combined statistics," in Offshore Wind Farm Design, no. 4, TU Delft, 2008, pp. 1–52.

[35] K. Lesny, Fundations for Offshore Wind Turbines. VGE Verlag GmbH, 2010, pp. 1–179.

[36] J. A. Dias, "Ondas," presented at the Universidade do Algarve, Algarve, 2010, pp. 1–36.

[37] Z. Liu and P. Frigaard, Generation and Analysis of Random Waves. Aalborg: Aalborg Universitet, 2001, pp. 1–81.

[38] M. C. Deo, "Random Waves," in Waves and Structures, no. 3, Mumbai: Indian Institute of Technology Bombay, 2007.

[39] M. C. Deo, "Design Water Depth," in Waves and Structures, no. 6, Mumbai: Indian Institute of Technology Bombay, 2007.

[40] V. Heller and W. H. Hager, "Wave types of landslide generated impulse waves," Ocean Engineering, vol. 38, no. 4, pp. 630–640, Mar. 2011.

[41] P. J. Eecen, "Wind Waves," Energieonderzoek Centrum Nederland, ECN-C--03-097, Sep. 2003.

[42] Det Norske Veritas, “Design of Offshore Wind Turbine Structures,” DNV-OS-J101, Jan. 2013.

[43] M. Méchali, R. Barthelmie, S. Frandsen, P.-E. Réthoré, and L. Jensen, “Wake effects at Horns Rev and their influence on energy pro-duction,” European Wind Energy Conference and Exhibition, p. 10, 2006.

[44] A. Estanqueiro, “Aproveitamento do Potencial Eólico Sustentável em Portugal,” presented at the Fontes de Energia Renovável: Que Futuro?, Coimbra, 2005, pp. 1–35.

[45] M. C. Deo, “Wave Force on Small Diameter Members,” in Waves and Structures, no. 8, Mumbai: Indian Institute of Technology Bombay, 2007.

[46] A. H. Techet, “Morrison’s Equation,” in Design Principles for Ocean Vehicles, Massachusetts Institute of Technology, 2005, pp. 1–8.

[47] L. C. Reese and W. F. Van Impe, Single Piles and Pile Groups Under Lateral Loading, 2nd ed. London: Taylor and Francis, 2007, pp. 1–479.

[48] A. W. Freitas, “Controlo de Passo de Aerogeradores de Baixa Potência,” Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2008.

[49] “Loads, dynamics and structural design,” in Offshore Wind Farm Design, no. 6, TU Delft, 2008, pp. 1–95.

[50] “Introduction to wind energy,” in Offshore Wind Farm Design, no. 1, TU Delft, 2008, pp. 1–103.

[51] “Eurocode 1-1-4,” Brussels, EN 1991-1-4:2005+A1:2010, Apr. 2010.

[52] A. K. Chopra, Dynamics of Structures, 1st ed. Prentice Hall, 1995, pp. 1–794.

[53] R. P. Bento and M. S. Lopes, Modelação Fisicamente Não Linear de Estruturas de Betão. Lisboa: Instituto Superior Técnico, 2000, pp. 1–60.

[54] P. Gujer, Ed., Overall Damping for Piled Offshore Support Structures, 1st ed. Hamburg: Germanischer Lloyd, 2005, pp. 1–4.

[55] A. A. Henriques, Segurança Estrutural. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 1998, pp. 1–17.

[56] M. J. Tomlinson and J. Woodward, Pile Design and Construction Practice, 5 ed. Taylor & Francis, 2007.

[57] A. W. M. R. A. K. E. Ken Fleming, Piling Engineering, 3rd ed. Oxon: Taylor and Francis, 2009, pp. 1–407.

[58] American Petroleum Institute, Recommended Practice for Planning, Designing, and Constructing Fixed Offshore Platforms-Working Stress Design: Upstream Segment, 21st ed. American Petroleum Institute, 2007, pp. 1–288.

[59] R. Jardine, F. Chow, and R. F. Overy, “Applications and Case Histories,” Barcelona, 2012, pp. 1–32.

[60] R. Jardine, “Understanding the underlying research and basis of the new design methods for piles driven in sand and clay,” Barcelona, 2012, pp. 1–55.

[61] R. Jardine, F. Chow, R. F. Overy, and J. R. Standing, ICP Design Methods for Driven Piles in Sands and Clays. Thomas Telford Publishing, 2005, pp. 1–112.

[62] M. F. Randolph and S. Gourvenec, Offshore Geotechnical Engineering, First Edition. Oxon: Spon Press, 2011, pp. 1–558.

[63] J. A. Santos, Ações Horizontais. Lisboa: Instituto Superior Técnico, 2008, pp. 1–20.

[64] International Organization for Standardization, "Petroleum and natural gas industries," ISO 19902:2007, Dec. 2007.

[65] S. P. H. Sørensen, M. Møller, K. T. Brodbæk, A. H. Augustesen, and L. B. Ibsen, "Evaluation of Load-Displacement Relationships for Non-Slender Monopiles in Sand," Aalborg University, Aalborg, DCE Technical Report No. 79, Dec. 2009.

[66] K. T. Brodbæk, M. Møller, S. P. H. Sørensen, and A. H. Augustesen, "Review of p-y relationships in cohesionless soil," Aalborg University, Aalborg, DCE Technical Report No. 57, Jan. 2009.

[67] K. Thomassen, H. R. Roesen, L. B. Ibsen, and S. P. H. Sørensen, "Small-Scale Testing of Laterally Loaded Non-Slender Monopiles in Sand," Aalborg University, Aalborg, DCE Technical Report No. 90, Jun. 2010.

[68] S. P. H. Sørensen, K. T. Brodbæk, M. Møller, and A. H. Augustesen, "Review of laterally loaded mono-piles employed as the foundation for offshore wind turbines," Aalborg University, Aalborg, DCE Technical Report No. 137, Feb. 2012.

[69] F. Chow, R. Jardine, J. F. Nauroy, and F. Brucy, "Time-related increases in the shaft capacities of driven piles in sand," Geotechnique, vol. 47, no. 2, p. 353±361, 1997.

[70] E. A. Smith, "Pile-driving analysis by the wave equation," American Society of Civil Engineers, no. 118, pp. 837–863, 1962.

[71] "V90-3.0MW." Vestas, Randers, pp. 1–16, Nov-2009.

[72] T. Fischer, W. de Vries, and B. Schmidt, "Upwind Design Basis," UpWind, Stuttgart, 019945 (SES6), Oct. 2010.

[73] "Offshore Windfarm Egmond aan Zee," NoordzeeWind, IJmuiden, OWEZ_R_141_20080215, Feb. 2008.

[74] E. A. Alderlieste, "Experimental Modelling of Lateral Loads on Large Diameter Mono-Pile Foundations in Sand," Delft University of Technology, Delft, 2011.

Referências Consultadas

[75] "Installation," in *Offshore Wind Farm Design*, no. 9, TU Delft, 2008, pp. 1–70.

[76] A. S. Merritt, R. Jardine, B. Stuyts, and W. Cleverly, "Development of pile design methodology for an offshore wind farm in the North Sea," pp. 1–9, Oct. 2012.

[77] A. J. Bond, Health And Safety Executive, D. W. Hight, R. Jardine, Health And Safety Executive, *Design of Piles in Sand in the UK Setor of the North Sea*. 1997, pp. 1–194.

[78] F. Chow, "Behaviour of Driven Piles in Sand and Clay," presented at the Worley Parsons, 2011, pp. 1–81.

[79] "Introduction to course," in *Offshore Wind Farm Design*, no. 0, TU Delft, 2008, pp. 1–5.

[80] "Design considerations," in *Offshore Wind Farm Design*, no. 2, TU Delft, 2008, pp. 1–90.

[81] "Foundations," in *Offshore Wind Farm Design*, no. 5, TU Delft, 2008, pp. 1–46.

[82] "Wind farm aspects," in *Offshore Wind Farm Design*, no. 10, TU Delft, 2008, pp. 1–36.

[83] G. Van Bussel and W. Bierbooms, "Analysis of different means of transport in the operation and maintenance strategy for the reference DOWEC offshore wind farm," *Proc OW EMES, Naples*, pp. 1–12, 2003.

[84] M. J. Kühn, "WP 4 Offshore Support Structures," presented at the UpWind, Suttgart, 2007, pp. 1–20.

[85] N. K. Vemula, "Integrated Wind Turbine Design," *UpWind*, pp. 1–90, 2010.

[86] A. Cordle, "Integrated Wind Turbine Design," *UpWind*, vol. 4, pp. 1–145, 2011.

[87] J. Jonkman and W. Musial, "Offshore Code Comparison Collaboration (OC3) for IEA Task 23 Offshore Wind Technology and Deployment," National Renewable Energy Laboratory, NREL/TP-5000-48191, Dec. 2010.

[88] G. Bir and J. Jonkman, "Modal Dynamics of Large Wind Turbines with Different Support Structures," National Renewable Energy Laboratory, NREL/CP-500-43045, Jul. 2008.

[89] J. Jonkman, S. Butterfield, P. Passon, S. T. Larsen, T. R. Camp, J. Nichols, J. Azcona, and A. Martinez, "Offshore Code Comparison Collaboration within IEA Wind Annex XXIII: Phase II Results Regarding Monopile Foundation Modeling," National Renewable Energy Laboratory, NREL/CP-500-42471, Jan. 2008.

[90] "Investigation of the Impacts of Offshore Wind Turbines on the Marine Environment (StUK 3)," Hamburg, BSH-Nr. 7003, Feb. 2007.

[91] R. Jardine, "Site investigations and parameter derivation," Barcelona, 2012, pp. 1–42.

[92] R. Jardine, "Design Methods for Piles Driven in Sands and Clays," Barcelona, 2012, pp. 1–41.

[93] R. Jardine, "Recent developments relating to API and ISO design recommendations," Barcelona, 2012, pp. 1–42.

[94] Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie, "Guidance for use of the BSH standard "Design of Offshore Wind Turbines"," *BSH*, pp. 1–13, Sep. 2011.

[95] H. F. Veldkamp, "Chances in wind energy," TU Delft, Delft, 2006.

[96] S. Frandsen and J. Lemming, "Offshore Wind Turbine Certification," presented at the Vinddag 2010, pp. 1–16.

[97] American Petroleum Institute, "Geotechnical and Foundation Design Considerations," Aug. 2011.

[98] D. C. Quarton, "An international design standard for offshore wind turbines: IEC 61400-3," 2005, pp. 1–30.

[99] J. B. Ibsø, "Offshore Wind Turbines Design Standards," 2004, pp. 1–28.

[100] P. H. Madsen, "Introduction to the IEC 61400-1 standard," 2008, pp. 1–23.

[101] American Bureau of Shipping, "Design Standards for Offshore Wind Farms," American Bureau of Shipping, Houston, M10PC00105:, Sep. 2011.

[102] D. C. Quarton, "An international design standard for offshore wind turbines: IEC 61400-3," pp. 1–10.

[103] A. Ghoneim, "Comparison of API, ISO, and NORSOK offshore structural standards," Det Norske Veritas, EP034373-2011-01, Jan. 2012.

[104] P. Frohböse and K. Freudenreich, "IEC 61400-1:2005 ('edition 3') - Experiences," presented at the Applied Intelligence in Renewables, Risø, 2010, pp. 1–24.

[105] G. C. Larsen and K. S. Hansen, *Database on Wind Characteristics*. Risø National Laboratory, 2004, pp. 1–83.

[106] E. Danson, Ed., "Geotechnical & Geophysical Investigations for Offshore and Nearshore Developments," International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Sep. 2005.

[107] T. R. Aldridge, T. M. Carrington, and N. R. Kee, "Propagation of pile tip damage during installation," *Proceedings of Frontiers in Offshore Geotechnics: ISFOG 2005*, pp. 1–6, 2005.

[108] R. Jardine, J. R. Standing, and F. Chow, "Field research into the effects of time on the shaft capacity of piles driven in sand," *Proceedings of Frontiers in Offshore Geotechnics: ISFOG 2005*, pp. 1–6, 2005.

[109] E. Bush and L. Manuel, "Foundation Models for Offshore Wind Turbines," *American Institute of Aeronautics and Astronautics*, pp. 1–7, Jan. 2009.

[110] D. R. Kopp, "Foundations for an offshore wind turbine," Massachusetts Institute of Technology, 2010.

[111] J. M. Peeringa, *Wave loads on offshore wind turbines*. 2004, pp. 1–24.

[112] T. Feld, "State-of-the-art design standard specific developed and applicable for offshore windturbine structures," pp. 1–8.

[113] K. Freudenreich and K. Argyriadis, "The Load Level of Modern Wind Turbines according to IEC 61400-1," *Journal of Physics: Conference Series*, vol. 75, no. 1, pp. 1–11, Jul. 2007.

[114] H. Bagbanci, "Dynamic Analysis of Offshore Floating Wind Turbines," Istituto Superior Técnico, Lisboa, 2011.

[115] C. LeBlanc, "Design of Offshore Wind Turbines Support Structures - Selected topics in the field of geotechnical engineering," Aalborg University, Aalborg, 2009.

[116] H. R. Roesen, K. Thomassen, S. P. H. Sørensen, and L. B. Ibsen, "Evaluation of Small-Scale Laterally Loaded Non-Slender Monopiles in Sand," Aalborg University, Aalborg, DCE Technical Report No. 91, Jun. 2010.

[117] F. Villalobos, "Model Testing of Foundations for Offshore Wind Turbines First Year Report," University of Oxford, Oct. 2003.

[118] W. Carswell, "Probabilistic Analysis of Offshore Wind Turbine Soil-Structure Interaction," University of Massachusetts Amherst, 2012.

[119] Cape Wind Associates, "Hydrodynamic Effects on Offshore Wind Turbine Support Structures," in *Cape Wind Energy Project*

Draft Environmental Impact Statement, no. 3, US Army Corps of Engineers, 2004, pp. 1–6.

[120] S. T. Larsen, H. Gravesen, S. L. Sørensen, L. Jørgensen, and P. Vølund, "Wind and Wave Loads to Borkum Riffgrund Offshore Wind Farm," pp. 1–11.

[121] S. Chauhan, "Pile design using wave equation analysis program application in offshore wind farm," Massachusetts Institute of Technology, 2008.

[122] V. M. J. Maia, "Análise e Dimensionamento de Torre Eólica Offshore: Estudo Paramétrico," Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2009.

[123] M. L. Damsgaard, H. Gravesen, and T. L. Andersen, "Design loads on platforms on offshore wind turbine foundations with respect to vertical wave run-up," pp. 1–7.

[124] S. P. H. Sørensen, K. T. Brodbæk, M. Møller, A. H. Augustesen, and L. B. Ibsen, "Evaluation of the Load-Displacement Relationships for Large-Diameter Piles in Sand," *Proceedings of the Twelfth International Conference on*

Civil, Structural and Environmental Engineering Computing, BHV, pp. 1–19, 2009.

[125] A. H. Augustesen, L. Andersen, and C. S. Sørensen, "Assessment of Time Functions for Piles Driven in Clay," Aalborg University, Aalborg, DCE Technical Memorandum No. 1, Sep. 2006.

[126] L. Fransson and L. Bergdahl, "Recommendations for design of Offshore foundations exposed to ice loads," Elforsk, 09:55, Apr. 2009.

[127] S. P. H. Sørensen, M. Møller, K. T. Brodbæk, A. H. Augustesen, and L. B. Ibsen, "Numerical Evaluation of Load-Displacement Relationships for Non-Slender Monopiles in Sand," Aalborg University, Aalborg, DCE Technical Report No. 80, Dec. 2009.

[128] L. Margheritini, P. Frigaard, L. Martinelli, and A. Lamberti, "Scour around monopile foundations for off-shore wind turbines," *CoastLab06*, pp. 1–4, 2006.

[129] B. J. Larsen and P. Frigaard, "Scour and Scour Protection for Windturbine Foundations," Aalborg University, Aalborg, Hydraulics and Coastal Engineering No. 17, May 2005.

[130] T. R. Camp, M. J. Morris, R. van Rooij, J. van der Tempel, M. B. Zaaijer, A. Henderson, H. Just, W. Grainger, and D. Pearce, "Design Methods for Offshore Wind Turbines at Exposed Sites," The European Commission, Bristol, 2317/BR/22D, Nov. 2003.

[131] W. Musial, "Designing for Renewable Energy," presented at the Offshore Energy Knowledge Exchange Workshop, Washington, DC, 2012, pp. 1–22.

[132] M. Hänler, U. Ritschel, and I. Warnke, "Systematic modelling of wind turbine dynamics and earthquake loads on wind turbines," pp. 1–6.

[133] M. Achmus, "Design of Axially and Laterally Loaded Piles for the Support of Offshore Wind Energy Converters," *Indian Geotechnical Conference*, pp. 1–10, Dec. 2010.

[134] V. J. Kurian and C. Ganapathy, "Monopile Foundations for Offshore Wind Turbines," pp. 1–6.

[135] T. Feld, J. L. Rasmussen, and P. H. Sørensen, "Structural and Economic Optimization of Offshore Wind Turbine Support Structure and Foundation," Aalborg University, Aalborg, Foundation Engineering Paper No 15, Jul. 1999.

[136] A. H. Augustesen, K. T. Brodbæk, M. Møller, S. P. H. Sørensen, L. B. Ibsen, T. S. Pedersen, and L. Andersen, "Numerical Modelling ofLarge-Diameter Steel Piles at Horns Rev," *Proceedings of the Twelfth International Conference on*

Civil, Structural and Environmental Engineering Computing, BHV, pp. 1–14, 2009.

[137] S. P. H. Sørensen and L. B. Ibsen, "Small-scale quasi-static tests on non-slender piles situated in sand," Aalborg University, DCE Technical Report No. 112, Jul. 2011.

[138] S. Frandsen, N. J. Tarp-Johansen, E. Norton, K. Agyrides, B. Bulder, and K. Roossis, "Recommendations for design of offshore wind turbines," The European Commission, ENK5-CT2000-00322, Mar. 2003.

[139] L. B. J. Ljjj and H. Gravesen, "Design Basis Foundations," VATTENFALL VINDKRAFT AB, Jan. 2008.

[140] B. J. Larsen and P. Frigaard, "Wave Forces on Windturbine Foundations," Aalborg University, Hydraulics and Coastal Engineering No. 30, Aug. 2005.

[141] K. Argyriadis and S. Schwartz, "Load Analysis and Certification of Offshore Wind Turbines," pp. 1–6.

[142] H. Svensson, "Design of Foundations for Wind Turbines," Lund University, Lund, 2010.

[143] B. J. Larsen, T. L. Andersen, and P. Frigaard, "Wave Forces on Offshore Windturbine Foundations on Borkum Riff," Aalborg University, Hydraulics and Coastal Engineering No. 5, Dec. 2004.

[144] B. Petersen, M. Pollack, B. Connell, D. Greeley, D. Davis, C. Slavik, and B. Goldman, "Evaluate the Effect of Turbine Period of Vibration Requirements on Structural Design Parameters: Technical Report of Findings," Applied Physical Sciences Corp., Herdon, M10PC00066-8, Sep. 2010.

[145] Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie, *Standard for Geotechnical Site and Route Surveys*. Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie, 2003, pp. 1–31.

[146] B. J. Larsen and P. Frigaard, "Scour and Scour Protection for Bucket Foundations," Aalborg University, Aalborg, Hydraulics and Coastal Engineering No. 16, Mar. 2005.

[147] S. P. H. Sørensen and L. B. Ibsen, "Small-scale cyclic tests on non-slender piles situated in sand," Aalborg University, DCE Technical Report No. 118, Oct. 2011.

[148] L. Margheritini, A. Lamberti, L. Martinelli, and P. Frigaard, "Scour around monopile foundation for off-shore wind turbine in presence of steady and tidal currents," *Proceedings of the First International Conference on the Application of Physical Modelling to Port and Coastal Protection*, pp. 1–10, 2006.

[149] M. S. Jensen, B. J. Larsen, P. Frigaard, L. De Vos, E. D. Christensen, E. A. Hansen, T. Solberg, B. H. Hjertager, and S. Bove, "Offshore Wind Turbines situated in Areas with Strong Currents," Offshore Center Danmark, Esbjerg, 6004RE01ER1, Feb. 2006.

[150] G. Watson, "Structure and foundations design of offshore wind installations," *Offshore Wind Energy Network*, pp. 1–27, Mar. 2000.

[151] "Eólica 'Offshore':," 2012, pp. 1–25.

[152] L. Andersen and J. Clausen, "Efficient Modelling of Wind Turbine Foundations," in *Fundamental and Advanced Topics in Wind Power*, no. 6, R. Carriveau, Ed. InTech, 2011, pp. 1–60.

[153] S. Frandsen, "Design of offshore wind turbines," presented at the International Trade Fair, Hamburg, 2002, pp. 1–16.

[154] "Assessment of Offshore Wind Energy in Portuguese Shallow Waters," pp. 1–108, Dec. 2011.

[155] T. M. V. N. S. Esteves, "Base de Dados do Potencial Energético do Vento em Portugal," Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa, Lisboa, 2004.

[156] "The WindFloat Project," pp. 1–37, Oct. 2012.

[157] A. Estanqueiro, "Curso de Energias Renováveis," pp. 1–21, Nov. 2004.

[158] "Curso de Energias Renováveis," pp. 1–20, Nov. 2004.

[159] S. Patrício, "Diapositivo 1," pp. 1–26, Jan. 2012.

[160] P. A. da Silva Costa, "Atlas to Potencial Eólico para Portugal Continental," Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa, Lisboa, 2004.

[161] P. Costa, T. Simões, and A. Estanqueiro, "Assessment of the Sustainable Offshore Wind Potential in Portugal," *European Wind Energy Conference*, pp. 1–8, 2006.

[162] M. B. Zaaijer, "Foundation models for the dynamic response of offshore wind turbines," *Marine Renewable Energy Conference (MAREC)*, pp. 1–8, 2002.

[163] F. Kirsch, T. Richter, and M. Coronel, "Multiple pile foundationsfor Offshore Windturbines: From design and testing to long term monitoring," presented at the 2nd International Conference Offshore Foundations for Wind Turbines, Bremen, 2012, pp. 1–38.

[164] "Guideline for the Certification of Offshore Wind Turbines," Hamburg, 2012.

[165] A. R. Henderson, M. B. Zaaijer, and T. R. Camp, "Design Methods for Offshore Wind Turbines at Exposed Sites (OWTES)," TU Delft, Delft, OWTES Task 4.2, Mar. 2003.

[166] M. C. Deo, *Waves and Structures*. Mumbai: Indian Institute of Technology Bombay, 2007, pp. 1–1.

[167] A. H. Techet, "Free Surface Water Waves," in *Hydrodynamics*, no. 7, Massachusetts Institute of Technology, 2005, pp. 1–13.

[168] C. Devriendt, E.-K. Mahmoud, G. De Sitter, and P. Guillaume, "Damping Estimation of Offshore Wind Turbines on a Monopile Foundation Using State-of-the-Art Operational Modal Analysis Techniques," *DINAME 2013*, Feb. 2013.

[169] A. Jha, D. Dolan, T. Gur, S. Soyoz, and C. Alpdogan, "Comparison of APE & IEC Standards for Offshore Wind Turbine Applications in the U.S. Atlantic Ocean: Phase II," National Renewable Energy Laboratory, Houston, NREL/SR-5000-49688, Jan. 2013.

[170] A. Curvers and P. A. van der Werff, "Owez Wind Farm Efficiency," NoordzeeWind, IJmuiden, NZW-16-C-2-R01, Dec. 2009.

ANEXOS I

AI.1 PLANTA DE LOCALIZAÇÃO

Planta de localização da caracterização geotécnica da *wind farm* OWEZ.

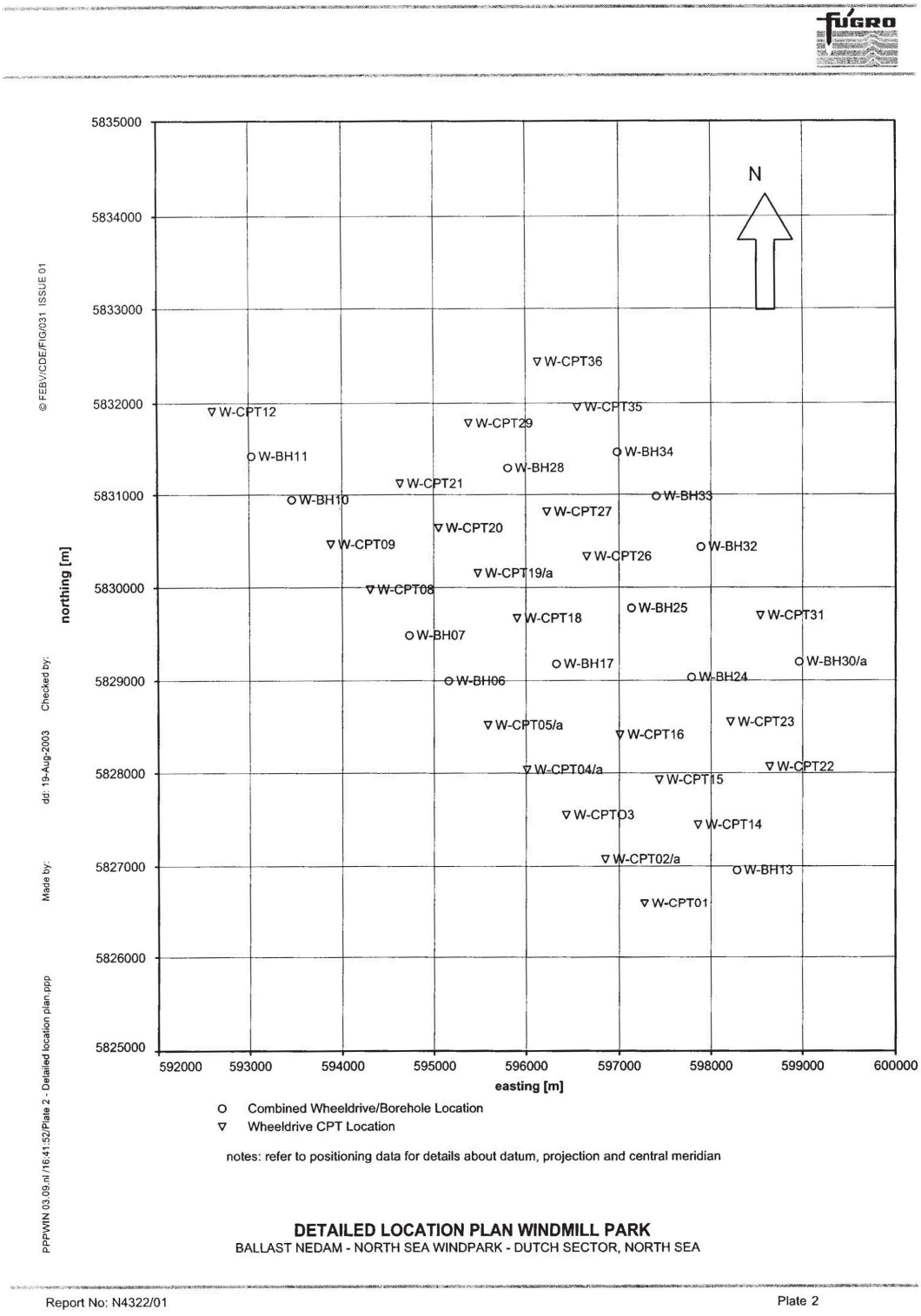
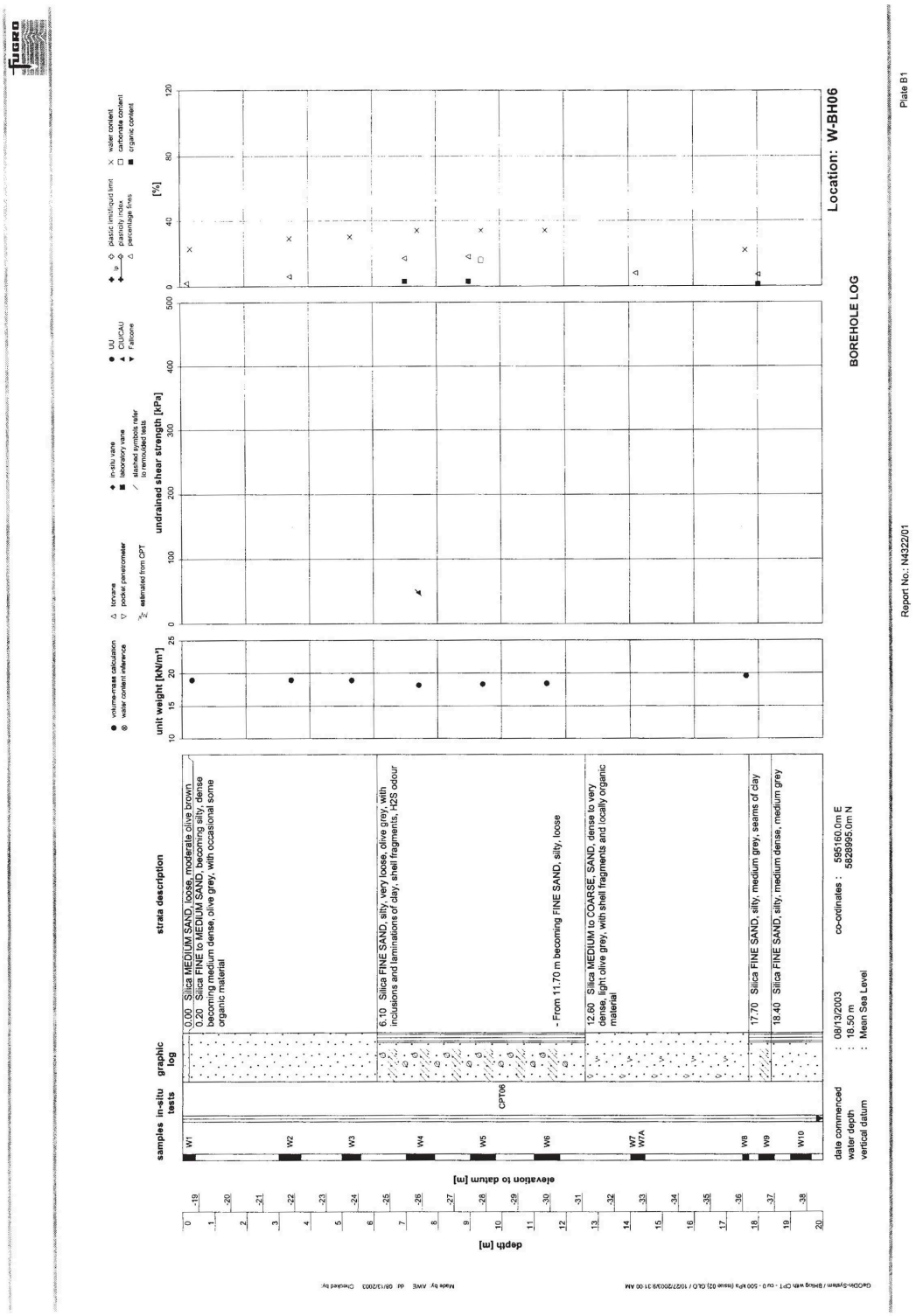


Figura AI.1: Planta de localização da caracterização geotécnica da *wind farm* OWEZ. [74]

AI.2 LOG DE SONDAGEM

Log de sondagem na localização W-BH06 da *wind farm* OWEZ.



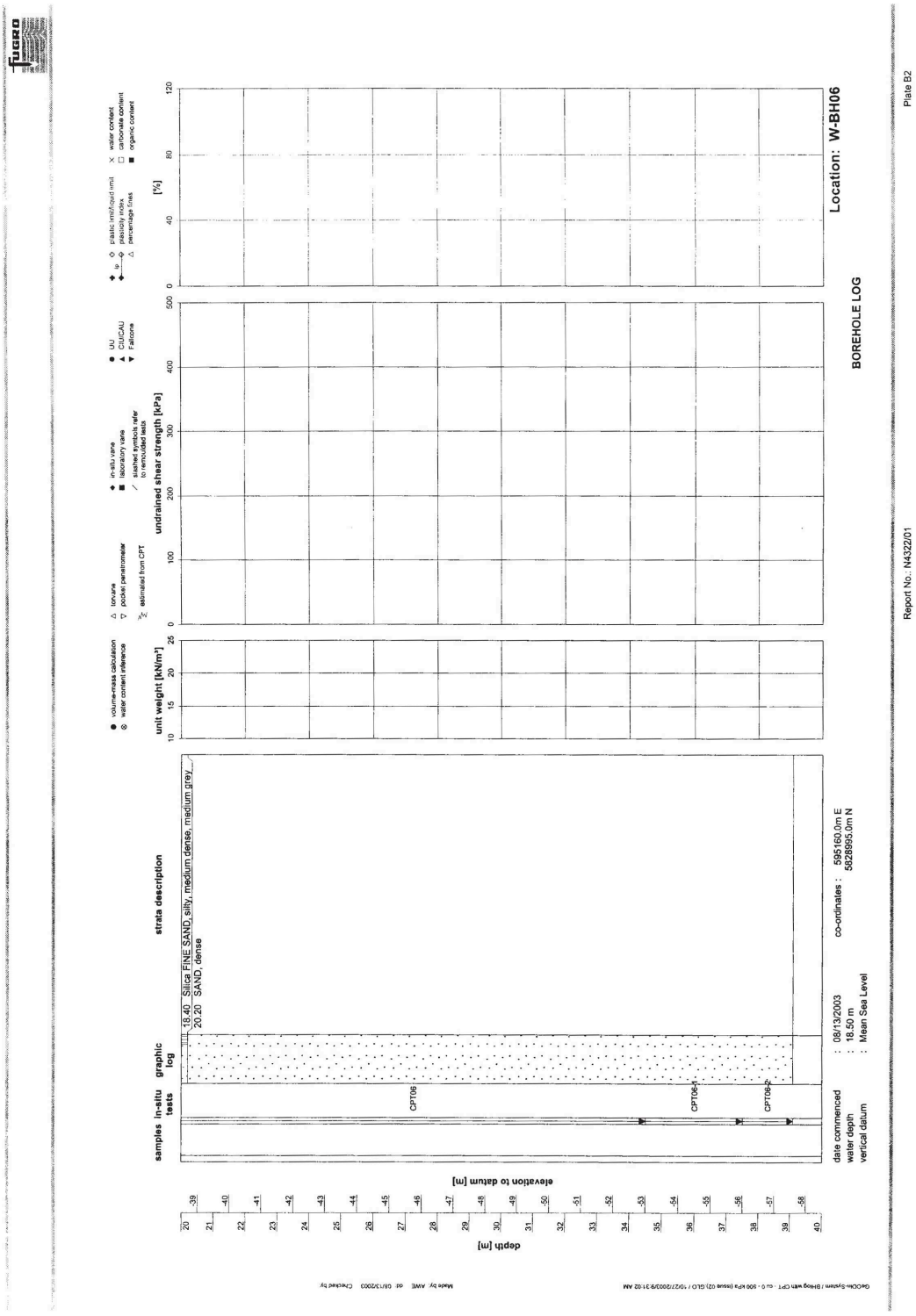
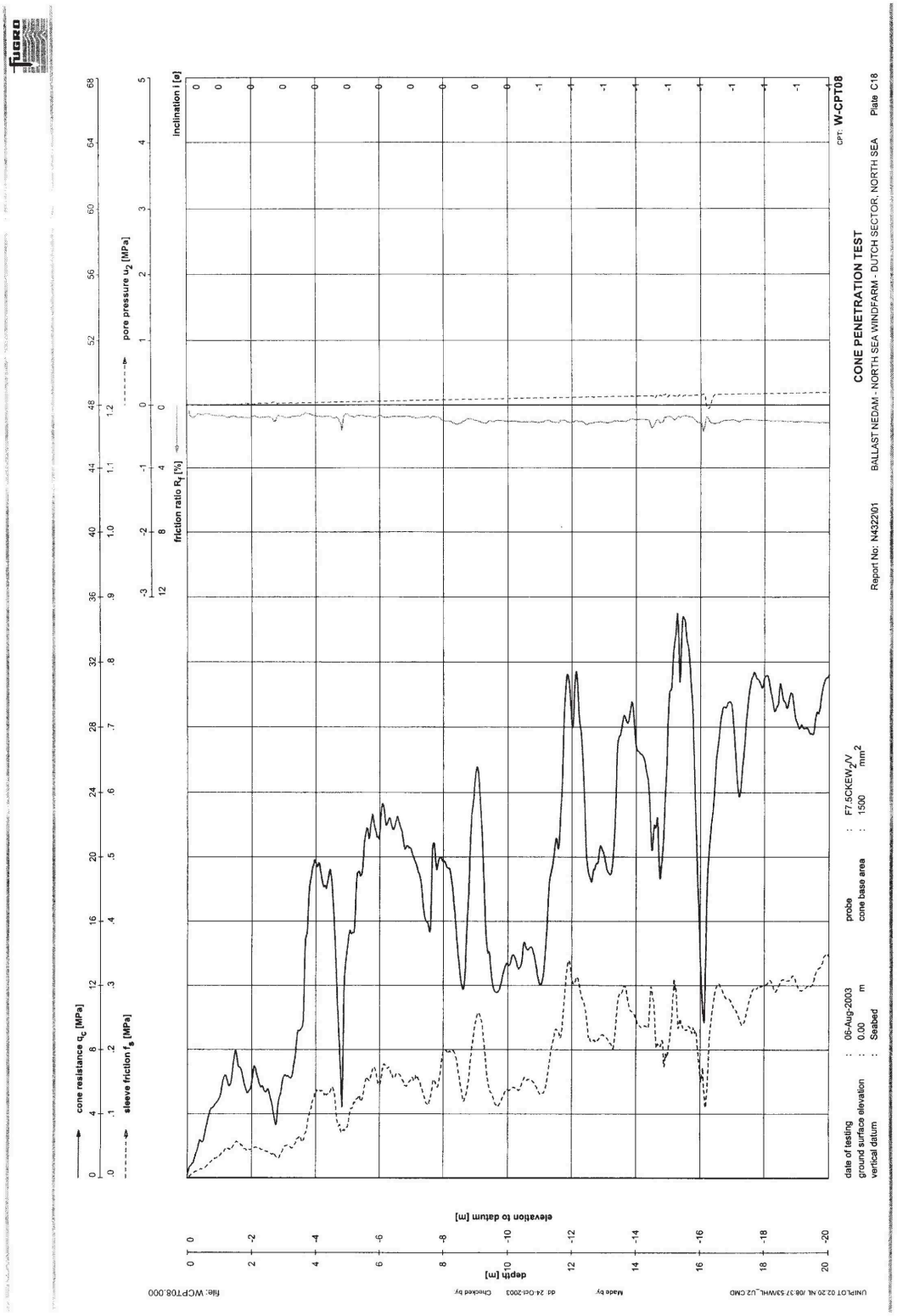


Figura AI.2: Log de sondagem na localização W-BH06 da *wind farm* OWEZ. [74]

AI.3 LOG DE CPTU

Log de ensaio CPTu na localização W-CPT08 da *wind farm* OWEZ.



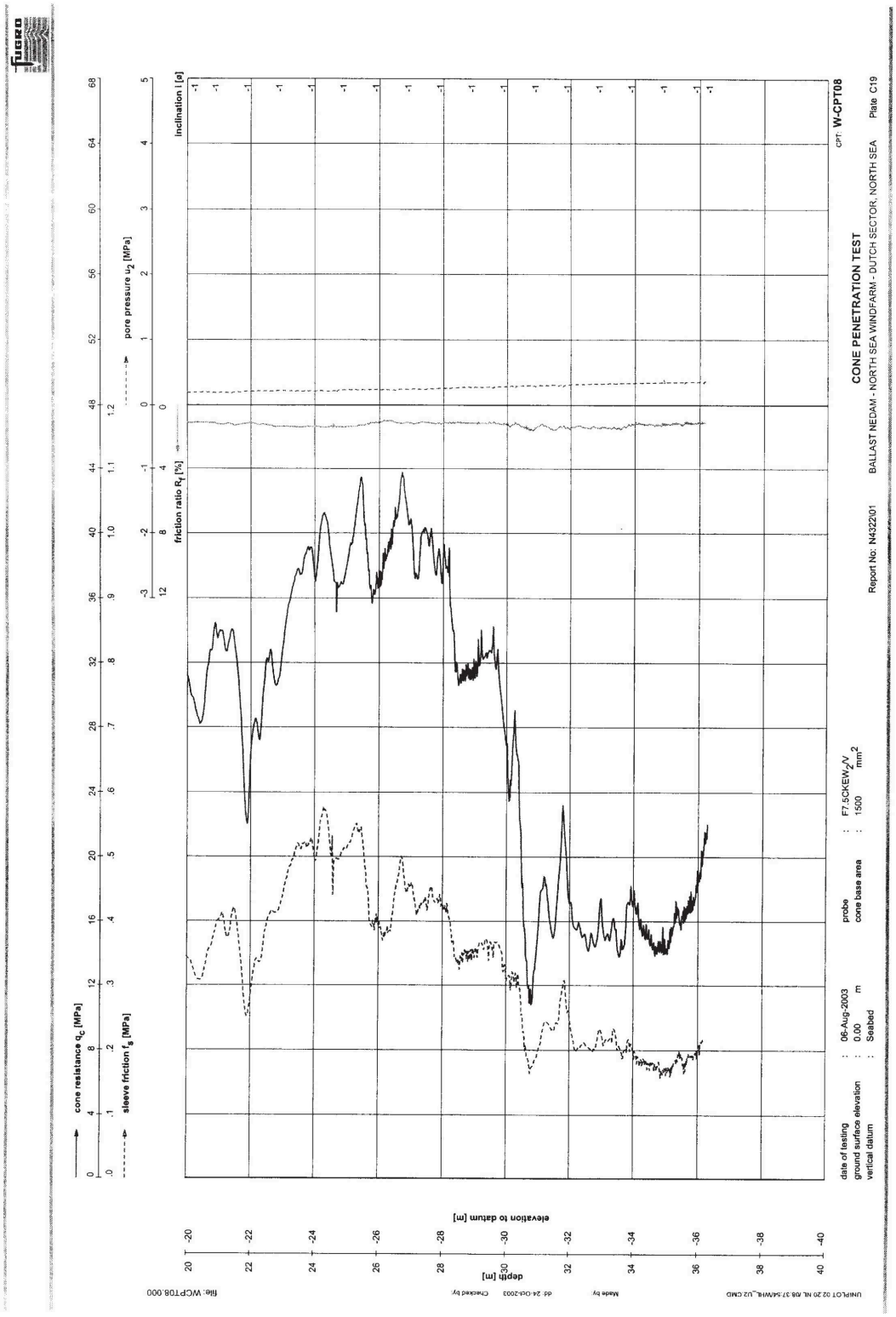


Figura AI.3: Log de ensaio CPTu na localização W-CPT08 da *wind farm* OWEZ. [74]

ANEXOS II

AII.1 CÁLCULOS DA CAPACIDADE DE CARGA AXIAL DA ESTACA

Tabela AII.1: Tabela de cálculo da capacidade de carga axial numa estaca pelo método do ICP.

	z [m]	dz [m]	γ [kN/m³]	σ'_{v0} [kPa]	q_t [MPa]	h/R*	D_r [%]	η	G [MPa]	σ'_{rc} [kPa]	$\Delta\sigma'_{rd}$ [kPa]	φ' [°]	φ'_{cv} [°]	Compressão – Lateral: $\sigma'_{rd,c}$ [kPa]	$\tau_{f,c}$ [kPa]	$\tau_{f,c}$ dz [kN/m]	Compressão – Ponta: $\pi \cdot D \sum \tau_{f,c}$ dz [kN]	Q_b [kN]	Tração – Total: Q_p [kN]	Tração – Lateral: $\sigma'_{rd,t}$ [kPa]	$\tau_{f,t}$ [kPa]	$\tau_{f,t}$ dz [kN/m]	$\pi \cdot D \sum \tau_{f,t}$ dz [kN]
Areia fina a média densa a medianamente compacta	0.0	0.5	19	0.0	0	-	75%	186.6	18.9	0.0	0.0	35	30	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	0.5	0.5	19	4.6	4	-	75%	186.6	18.9	0.0	0.0	35	30	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	1.0	0.5	19	9.2	6	-	75%	197.9	27.3	0.0	0.0	35	30	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	1.5	0.5	19	13.8	6	-	75%	161.6	31.5	0.0	0.0	35	30	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	2.0	0.5	19	18.4	6	-	75%	140.0	35.0	0.0	0.0	35	30	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	2.5	0.5	19	23.0	6	-	75%	125.2	38.0	0.0	0.0	35	30	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	3.0	0.5	19	27.6	6	-	75%	114.3	40.7	0.0	0.0	35	30	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	3.5	0.5	19	32.2	12	-	75%	211.6	52.1	0.0	0.0	38	31	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	4.0	0.5	19	36.8	12	-	75%	197.9	54.5	0.0	0.0	38	31	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	4.5	0.5	19	41.4	19	-	75%	295.5	67.0	0.0	0.0	38	31	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	5.0	0.5	19	46.0	19	-	75%	280.3	69.1	0.0	0.0	38	31	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	5.5	0.5	19	50.5	19	-	75%	267.2	71.0	0.0	0.0	38	31	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Areia fina muito solta a solta	6.0	0.5	18	55.1	19	-	60%	255.9	72.9	0.0	0.0	38	26	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	6.5	0.5	18	59.2	19	-	60%	246.9	74.6	0.0	0.0	38	26	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	7.0	0.5	18	63.3	19	53.6	60%	238.8	76.2	114.3	5.8	38	26	120	59	29	423	0	423	97	43	21	309
	7.5	0.5	18	67.4	19	52.7	60%	231.4	77.7	116.0	6.0	38	26	122	60	30	853	0	853	99	43	22	622
	8.0	0.5	18	71.5	19	51.7	60%	224.7	79.2	117.8	6.1	38	26	124	60	30	1290	0	1290	100	44	22	940
	8.5	0.5	18	75.6	19	50.8	60%	218.5	80.7	119.5	6.2	38	26	126	61	31	1733	0	1733	102	45	22	1263
	9.0	0.5	18	79.7	19	49.8	60%	212.8	82.2	121.2	6.3	38	26	127	62	31	2182	0	2182	103	45	23	1590
	9.5	0.5	18	83.8	16	48.9	60%	174.8	79.4	103.5	6.1	38	26	110	53	27	2568	0	2568	89	39	19	1872
	10.0	0.5	18	87.9	13	47.9	60%	138.7	76.4	85.2	5.9	38	26	91	44	22	2889	0	2889	74	32	16	2107
	10.5	0.5	18	92.0	13	46.9	60%	135.5	77.7	86.4	6.0	38	26	92	45	23	3214	0	3214	75	33	16	2345
	11.0	0.5	18	96.1	13	46.0	60%	132.6	78.9	87.6	6.0	38	26	94	46	23	3544	0	3544	76	33	17	2586
	11.5	0.5	18	100.2	19	45.0	60%	169.8	88.9	129.7	6.8	38	26	137	67	33	4025	0	4025	111	49	24	2937
Areia média a grossa densa a muito densa	12.0	0.5	19	104.3	26	44.1	85%	254.6	100.1	179.9	7.7	42	33	188	122	61	4905	0	4905	152	89	44	3577
	12.5	0.5	19	108.9	26	43.1	85%	249.2	101.5	182.4	7.8	42	33	190	124	62	5798	0	5798	154	90	45	4226
	13.0	0.5	19	113.5	26	42.2	85%	244.1	102.8	185.0	7.9	42	33	193	125	63	6703	0	6703	156	91	46	4884
	13.5	0.5	19	118.1	26	41.2	85%	239.3	104.1	187.5	8.0	42	33	196	127	63	7620	0	7620	158	92	46	5552
	14.0	0.5	19	122.7	26	40.2	85%	234.8	105.4	190.2	8.1	42	33	198	129	64	8550	0	8550	160	94	47	6228
	14.5	0.5	19	127.3	26	39.3	85%	230.5	106.6	192.8	8.2	42	33	201	131	65	9493	0	9493	162	95	47	6914
	15.0	0.5	19	131.9	26	38.3	85%	226.4	107.9	195.6	8.3	42	33	204	132	66	10450	0	10450	165	96	48	7610
	15.5	0.5	19	136.4	26	37.4	85%	222.6	109.1	198.3	8.4	42	33	207	134	67	11420	0	11420	167	98	49	8315
	16.0	0.5	19	141.0	26	36.4	85%	218.9	110.3	201.2	8.5	42	33	210	136	68	12403	0	12403	169	99	50	9031
	16.5	0.5	19	145.6	29	35.4	85%	240.3	115.8	227.6	8.9	42	33	236	154	77	13513	0	13513	191	112	56	9837
	17.0	0.5	19	150.2	29	34.5	85%	236.6	116.9	230.9	9.0	42	33	240	156	78	14639	0	14639	194	113	57	10655
	17.5	0.5	19	154.8	29	33.5	85%	233.1	118.1	234.3	9.1	42	33	243	158	79	15781	0	15781	197	115	57	11485
	18.0	0.5	20	159.4	29	32.6	85%	229.7	119.2	237.8	9.1	42	32	247	154	77	16896	0	16896	199	112	56	12295
	18.5	0.5	20	164.5	29	31.6	85%	226.1	120.5	241.5	9.2	42	32	251	157	78	18028	0	18028	202	114	57	13118
	19.0	0.5	20	169.6	29	30.7	85%	222.7	121.7	245.3	9.3	42	32	255	159	80	19178	0	19178	206	116	58	13953
	19.5	0.5	20	174.7	29	29.7	85%	219.4	122.9	249.3	9.4	42	32	259	162	81	20346	0	20346	209	117	59	14802
	20.0	0.5	20	179.8	29	28.7	85%	216.3	124.1	253.3	9.5	42	32	263	164	82	21532	0	21532	212	119	60	15664
	20.5	0.5	20	184.9	29	27.8	85%	213.3	125.2	257.6	9.6	42	32	267	167	83	22739	0	22739	216	121	61	16540
	21.0	0.5	20	190.0	29	26.8	85%	210.4	126.4	261.9	9.7	42	32	272	170	85	23965	0	23965	219	123	62	17431
	21.5	0.5	20	195.1	29	25.9	85%	207.6	127.5	266.5	9.8	42	32	276	173	86	25212	0	25212	223	125	63	18337
	22.0	0.5	20	200.2	29	24.9	85%	205.0	128.6	271.3	9.9	42	32	281	176	88	26482	0	26482	227	128	64	19259
	22.5	0.5	20	205.3	29	24.0	85%	202.4	129.8	276.2	9.9	42	32	286	179	89	27774	0	27774	231	130	65	20197
	23.0	0.5	20	210.4	29	23.0	85%	199.9	130.9	281.4	10.0	42	32	291	182	91	29090	0	29090	235	132	66	21153
	23.5	0.5	20	215.5	34	22.0	85%	231.6	139.0	336.4	10.7	42	32	347	217	108	30667	0	30667	280	157	79	22940

| Área densa | | |

AII.2 Cálculos das Curvas de Reação da Estaca

AII.2.1 Curva *t-z*

Tabela AII.2: Tabela com a discretização da curva *t-z*.

z [m]	t_c [kN/m]	t_t [kN/m]
0	0	0
2.50E-03	1760	1280
1.00E-02	1760	1280

AII.2.2 Curva *Q-z*

Tabela AII.3: Tabela com a discretização da curva *Q-z*.

z [m]	Q [kN/m]
0	0
0.009	4176
0.060	8351
0.193	12527
0.336	15032
0.460	16702
1.000	16702

AII.2.3 Curva *p-y*

Tabela AII.4: Tabela com a discretização da curva *p-y*.

y [m]	p [kN/m]
0.00	0
0.01	2751
0.02	4870
0.03	6199
0.04	6926
0.05	7296
0.06	7476
0.07	7562
0.08	7603
0.09	7623
0.10	7632
0.11	7636
0.12	7638
0.13	7639
0.14	7640
0.15	7640