



FCTUC DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
FACULDADE DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE DE COIMBRA

Comportamento Dinâmico de Estruturas Offshore

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil
na Especialidade de Mecânica Estrutural

Autor

Lucas Henrique da Silva Ferreira

Orientador

Professora Doutora Maria Constança Simões Rigueiro

Doutor João Pedro Simões Cândido Martins

Esta dissertação é da exclusiva responsabilidade do seu autor, não tendo sofrido correcções após a defesa em provas públicas. O Departamento de Engenharia Civil da FCTUC declina qualquer responsabilidade pelo uso da informação apresentada

Coimbra, Julho, 2015

AGRADECIMENTOS

À minha orientadora, a Professora Doutora Maria Constança Simões Rigueiro pelos conhecimentos transmitidos, pelo interesse e disponibilidade com que acompanhou e orientou o trabalho. Pela paciência, apoio e exigência demonstrada em todos os momentos, sem isso o trabalho aqui apresentado nunca seria possível.

Ao meu orientador, o Doutor João Pedro Simões Cândido Martins pela disponibilidade apresentada e principalmente pela motivação que em certos momentos foi essencial para manter a dedicação ao trabalho.

Ao Professor Doutor Luís Alberto Proença Simões da Silva e à CMM pela oportunidade de frequentar o curso “*Design of Offshore Structures*” organizado pela Universidade de Coimbra e CMM, que me permitiu adquirir conhecimentos que foram essenciais para a elaboração deste trabalho.

À minha família, principalmente à minha irmã e mãe que sempre lutaram para me proporcionar esta oportunidade. Obrigado pela paciência, apoio e carinho.

Aos meus amigos pelo apoio e motivação que sempre me deram ao longo da realização deste trabalho e de todo o curso.

Por fim, mas especialmente à minha namorada por estar sempre comigo, me apoiar incondicionalmente em todos os momentos e decisões e pela paciência que demonstrou ao longo destes meses de trabalho. Pelo carinho e motivação, sem ti nada disto não seria possível.

A todos os que de alguma maneira contribuíram para a realização deste trabalho.

Muito obrigado!

RESUMO

Portugal detém a maior zona económica exclusiva marítima da Europa e a União Europeia é habitualmente referenciada como a maior potência marítima mundial. Na Europa, a produção de petróleo é uma componente importante na economia de alguns países, principalmente no norte, sendo a Noruega um dos maiores produtores mundiais deste combustível. Devido ao crescente investimento no sector da energia, é importante realizar estudos sobre o dimensionamento dos sistemas estruturais utilizados nesta indústria.

Esta dissertação tem como objectivo o estudo do comportamento dinâmico de uma estrutura do tipo jacket, quando sujeita à acção do vento, sismo e água. Este estudo envolveu a análise dos principais aspectos regulamentares a ter em conta para o dimensionamento de estruturas de aço em ambiente offshore. Complementarmente, é realizada uma comparação das normas utilizadas na indústria offshore, a ISO, a API e a NORSOK.

Nesta dissertação efectua-se uma aplicação a um caso de estudo: a plataforma Merluza-1, uma estrutura de aço tipo jacket, onde se determina o seu comportamento dinâmico sob as acções ambientais dominantes na sua localização, nomeadamente, a acção do vento, do sismo, e a acção da água. Foi, ainda, efectuada uma verificação de segurança a dois elementos estruturais da *jacket* sujeitos à combinação mais desfavorável. A estrutura foi modelada através do *software* de cálculo automático *Robot Structural Analysis 2014*, onde foi possível calcular as suas frequências próprias, modos de vibração e esforços actuantes para as diferentes combinações de acções. Foi possível concluir que a estrutura tinha baixa probabilidade de sofrer ressonância para as acções a que está sujeita. Concluiu-se, também, que a acção do vento era menos penalizadora do que a acção sísmica. Em relação às normas, as metodologias de cálculo para a verificação da segurança dos elementos de aço e para a determinação das acções são semelhantes, variando apenas alguns parâmetros.

Palavras-Chave: Estruturas offshore, Jacket, Parâmetros dinâmicos, Vento, Sismo, Pressão hidrostática, Verificação de segurança, *Robot*.

Abstract

Portugal has the largest maritime exclusive economic zone of Europe, which is reflected by the fact that the European Union is usually referred as the world's largest maritime power. In Europe, oil production is an important economical component of some countries, mainly in the north, being Norway one of the largest producers. Due to the increasing investments in the energy sector, it is fundamental to conduct studies on the design of structural systems which are of important value to this industry.

This thesis aims to study the dynamic behaviour of a jacket type structure when subjected to the wind, earthquake and water loads. This study involves the analysis of the main standards aspects to be considered for the design of steel structures in offshore environment. In addition, a comparison between the standards used in the offshore industry, ISO, API and NORSOK is made.

An application of a case study was achieved: platform Merluza-1, a jacket type steel structure, which, the dynamic behaviour under the most important environmental actions in its location, in particular the wind, the seismic and the water action was analysed. Also, two structural components of the jacket subjected to the most unfavourable combination were verified according to the standards. The structure was modelled by the software *Robot Structural Analysis 2014* in which it was possible to calculate its own frequencies, mode shapes and efforts for the different combinations of actions. It was concluded that the structure had a low probability to be subjected to resonance effects. Regarding the standards of offshore industry, the application of the methodologies to determine the actions as well as to verify the safety of steel elements are very similar, in spite of changing in a few parameters.

Keywords: Offshore structures, Jacket, Dynamic parameters, Wind, Earthquake, Hydrostatic pressure, Design, Robot.

Abreviaturas

ALE – Abnormal level earthquake

API – American Petroleum Institute

DNV – Det Norske Veritas

ELE – Externe level earthquake

FEMA – Federal Emergency Management Agency

FPSO – Floating, Production, Storage and Offloading Platform

GEV – Distribuição generalizada de valores extremos

ISO – International Organization for Standardization

PIB – Produto interno bruto

SRC – Categoria de risco sísmico

ULS – Ultimate limit state

VAB – Valor acrescentado bruto

Simbologia

A – Área

a – Amplitude da onda

$C_0(z)$ – Coeficiente de orografia

C_{my}, C_{mz} – Factores de redução do momento flector

C_r – Factor de capacidade de reserva sísmica

$C_r(z)$ – Coeficiente de rugosidade

C_s – Coeficiente de forma

C_x – Coeficiente de encurvadura crítica elástica

D – Diâmetro exterior da secção tubular

d – Profundidade do fundo do mar

E – Módulo de elasticidade

F – Força do vento

f – Frequência

$F_1(v)$ – Função de distribuição de Gumbel

f_b – Tensão de cedência por flexão

$f_{b,h}$ – Tensão de cedência por flexão na presença de pressão hidrostática

$f_{c,h}$ – Tensão de cedência por compressão na presença de pressão hidrostática

$f_{e,y}, f_{e,z}$ – Tensão de cedência por encurvadura de Euler

f_{he} – Tensão de cedência para encurvadura devido à pressão hidrostática

f_{xe} – Tensão de cedência por encurvadura

f_y – Tensão de cedência

f_{yc} – Tensão de cedência por compressão

g – Aceleração da gravidade

G_1 – Carga permanente

H_w – Altura das ondas

I_u – Intensidade de turbulência

H_s – altura média das maiores 3 ondas em um curto período.

K – Rigidez do solo

k – Número de onda

K_y, K_z – Factores de comprimento efectivo

L_r – Comprimento efectivo

L – Distancia entre 2 cristas da onda

M – Massa

N_{ALE} – Factor de escala ALE

p – Pressão hidrostática

$p(u)$ – Função de densidade probabilística

Q_1 – Carga variável

r – Raio de giração

S_0 – Intensidade do sismo

$S_{a,ALE}(T)$ – Aceleração sísmica para sismo ALE

$S_{a,ELE}(T)$ – Aceleração sísmica para sismo ELE

$S_{a,map}(0.2)$ – Aceleração sísmica de 0.2 segundos

$S_{a,map}(1.0)$ – Aceleração sísmica de 1 segundo

$S_{a,site}$ – Aceleração sísmica

t – Espessura da secção tubular

T – Período

t – Tempo

T_0 – Período de referência

T_p – Período do pico

U – Velocidade do vento

$u(t)$ – Rajada de vento

$U(z)$ - Velocidade média do vento à cota z	$\gamma_L \gamma_R$ - Coeficiente parcial
U_c - Velocidade da corrente	ζ_g - Amortecimento do solo
u - deslocamento horizontal	μ_G - Parâmetro de localização
\dot{u} - Velocidade horizontal	ν - Valor extremo
\ddot{u} - Aceleração horizontal	ρ - Densidade do ar
u^* - Velocidade de atrito	ρ_w - Densidade da água
U_0 - Velocidade média do vento para T_0	σ_g^2 - Variação da aceleração do solo
U_G - Velocidade do vento de fluxo livre	σ_c - Tensão devido ao esforço de compressão
U_{ref} - velocidade média do vento à cota de referência	$\sigma_{c,c}$ - Tensão devido ao esforço de compressão das acções actuantes (Sem pressão hidrostática)
U_w - Velocidade média do vento	σ_G - Parâmetro de escala
v - deslocamento vertical	σ_h - Tensão provocada pela pressão hidrostática
\dot{v} - Velocidade vertical	σ_q - Tensão devido ao esforço de compressão devido à pressão hidrostática
\ddot{v} - Aceleração vertical	σ_x - Tensão devido à combinação de compressão com flexão
V_b - Valor de referência da velocidade do vento	ζ_G - Parâmetro de forma
$V_m(z)$ - Velocidade média de 10 minutos	
w_g - Frequência natural do solo	
w - Frequência da onda	
z - Nível acima da superfície	
Z_e - Módulo Elástico	
Z_G - Altura do gradiente	
Z_p - Módulo plástico	
Z_{ref} - Cota de referência	
z_w - Profundidade do elemento	
\ddot{z}_g - Aceleração sísmica normalizada	
$\ddot{z}_{g'}$ - Aceleração sísmica	
\ddot{z}_{gmax} - Aceleração sísmica normalizada máxima	
$\ddot{z}_{gmax'}$ - Aceleração sísmica máxima	
α - Coeficiente de localização	

ÍNDICE

1.	INTRODUÇÃO	1
1.1	Enquadramento	1
1.1.1	Evolução das estruturas offshore	1
1.1.2	Tipos de estruturas <i>offshore</i>	1
1.1.3	Estado actual do investimento no sector da energia.....	2
1.2	Objectivos e descrição do trabalho desenvolvido	4
2.	ACÇÕES EM ESTRUTURAS OFFSHORE – ESTADO DA ARTE.....	5
2.1	Introdução	5
2.2	Normas de referência na indústria offshore.....	5
2.3	Acção do vento.....	6
2.3.1	Descrição estática – Velocidades médias e perfil do vento.....	7
2.3.1.1	Distribuição estatística.....	8
2.3.2	Descrição estática – definição de rajada de vento.....	10
2.3.2.1	Intensidade da turbulência	10
2.3.3	Descrição dinâmica – Espectros de potência	11
2.3.4	Modelação da acção do vento recorrendo a softwares	13
2.3.5	Acção do vento segundo as normas aplicáveis na indústria - Comparação entre API, ISO e NORSOK	15
2.4	Sismo em estruturas <i>offshore</i>	18
2.4.1	Estado da arte.....	18
2.4.2	Procedimento de cálculo segundo a norma (ISO 19901-2, 2004)	22
2.4.3	Acção sísmica segundo as normas aplicáveis na indústria – Comparação entre API, ISO e NORSOK	28
2.5	Acção da água.....	36
2.5.1	Pressão Hidrostática	36
2.5.2	Acção das ondas – Teoria das ondas	36
2.5.2.1	Teoria linear	37
2.5.2.2	Teoria não linear – Teorias de Stokes de 2ª e 5ª Ordem	37
2.5.2.3	Modelo espectral	38
2.5.3	Correntes.....	39
2.5.4	Marés	40

2.5.5	Tsunamis.....	40
2.5.6	Periodicidade das ondas	40
2.6	Conclusões.....	41
3.	CASO DE ESTUDO	42
3.1	Introdução.....	42
3.2	Descrição da plataforma	42
3.2.1	Caracterização do solo.....	44
3.2.2	Acção permanente.....	44
3.2.3	Acção variável	45
3.3	Análise global	45
3.3.1	Frequências e modos de vibração da plataforma	45
3.3.2	Acção do vento segundo a ISO 19901-1 e ISO 19902.....	46
3.3.3	Acção sísmica segundo a ISO 19901-2.....	51
3.3.4	Acção da água.....	55
3.3.4.1	Pressão hidrostática segundo a ISO 19902.....	55
3.4	Análise local.....	56
3.4.1	Pressão hidrostática segundo a ISO 19902.....	56
3.4.1.1	Tensão causada pela pressão hidrostática.....	57
3.4.2	Verificação da segurança de um elemento sujeito a compressão, flexão e pressão hidrostática segundo a ISO 19902	58
3.5	Conclusões.....	61
4.	CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS.....	63

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1: Tipos de estruturas <i>offshore</i>	2
Figura 1.2: Estatísticas referentes à energia eólica offshore em 2014.....	3
Figura 2.1 - Variação média da velocidade do vento.....	7
Figura 2.3 - Espectro de resposta: a) Sismo tipo 1, b) Sismo tipo 2.....	19
Figura 2.4 - Modelo da Plataforma.....	20
Figura 2.5 - Solo e outras especificações.....	20
Figura 2.6 - Curva de Pushover.....	21
Figura 2.7 - Modelo estrutural.....	21
Figura 2.8 - Comportamento estrutural e cedência de membros na Análise Pushover.....	22
Figura 2.9 - Frequência e energia das ondas.....	40
Figura 3.1 - Vista geral da plataforma Merluza-1.....	43
Figura 3.2 - Vista superior da estrutura.....	43
Figura 3.3 - Vista lateral da estrutura.....	43
Figura 3.4 - Vista frontal da estrutura.....	43
Figura 3.5 - Cargas permanentes.....	44
Figura 3.6 - Acções variáveis.....	45
Figura 3.7 - Modos de vibração e frequências próprias.....	46
Figura 3.9 - Vento na direcção x.....	49
Figura 3.8 - Direcção dos eixos.....	49
Figura 3.10 - Vento na direcção y.....	50
Figura 3.11 - Vento a 45° - Vista frontal.....	50
Figura 3.12 – Vento a 45° - Vista lateral.....	50
Figura 3.13 - Mapa sísmico de 1 segundo.....	51
Figura 3.14 - Mapa sísmico de 0.2 segundos.....	51
Figura 3.15 - Espectro de resposta para sismo ALE.....	53
Figura 3.16 - Espectro de resposta para sismo ELE.....	53
Figura 3.17 - Factor de amplificação e ângulo de fase para sistemas amortecidos sujeitos a uma força harmónica.....	54
Figura 3.18 – Representação dos elementos analisados.....	56

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 - Parâmetros do perfil de velocidade do vento	8
Quadro 2.2 - Classificação da zona sísmica	23
Quadro 2.3 - Determinação da categoria de risco sísmico	24
Quadro 2.4 -Tipo de análise de acordo com a categoria de risco sísmico	24
Quadro 2.5 - Factor de escala ALE.....	25
Quadro 2.6 - Factor de capacidade de reserva sísmica	25
Quadro 2.7 - Probabilidade anual de cedência	26
Quadro 2.8 - Factor de correcção	26
Quadro 2.9 - Formulação para a teoria linear	37
Quadro 2.10 - Fórmulas para a Teoria de Stokes de 2ª Ordem	38
Quadro 3.1 - Características do solo	44
Quadro 3.2 - Resultados do processo de cálculo da velocidade média do vento	47
Quadro 3.3 - Parâmetros utilizados na conversão da velocidade média do vento.....	48
Quadro 3.4 - Cálculo da velocidade do vento para diferentes alturas	48
Quadro 3.5 - Cálculo da Força do vento	49
Quadro 3.6 - Classificação do solo	52
Quadro 3.7 - C_a e C_v para fundações profundas	52
Quadro 3.8 - N_{ALE} e C_r	53
Quadro 3.9 - Pressão hidrostática	57
Quadro 3.10 - Tensão devido à pressão hidrostática	57
Quadro 3.11 – Esforços actuantes e propriedades geométricas dos elementos tubulares.....	60
Quadro 3.12 - Cálculo dos parâmetros das equações (50) e (51).	61
Quadro 3.13 - Verificação de segurança dos elementos nas secções mais esforçadas	61

1. INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento

1.1.1 Evolução das estruturas offshore

O início da exploração *offshore* do petróleo e gás natural remonta ao século XIX. Os primeiros poços de petróleo *offshore* foram perfurados a partir de cais estendidos nas águas do Oceano Pacífico, ao largo de Summerlands, na Califórnia, na década de 1890. No entanto, o nascimento da indústria *offshore* é comumente considerado em 1947, quando Kerr-McGee finalizou a construção do primeiro bem-sucedido poço offshore no Golfo do México, com uma altura da água de apenas 4.6 m. A torre de perfuração era suportada por uma plataforma com 11.6x21 m². Em 1975, a profundidade abaixo do nível médio das águas do mar da estrutura chegou aos 144m e, em apenas três anos, atingiu-se a profundidade de 312m com a construção da plataforma COGNAC (Chakrabarti 2005). Esta estrutura manteve o record de maior profundidade até 1991. Nos anos 90, cinco estruturas *offshore* foram construídas com profundidades superiores a 328m, sendo a mais profunda a plataforma da Shell: -Bullwinkle com 412m de profundidade. Desde a introdução de estruturas *offshore*, em 1947, mais de 10000 plataformas foram construídas. Actualmente, a profundidade de exploração já atingiu os 2500m, sendo utilizadas estruturas não fixas. (Chakrabarti 2005)

1.1.2 Tipos de estruturas offshore

As estruturas *offshore* podem ser classificadas em dois grupos, em mediante o tipo de suporte a que recorrem: directamente apoiadas no fundo do mar ou flutuantes.

As plataformas flutuantes podem ser agrupadas como semi-submersíveis, FPSO (Floating Production, Storage and Offloading Platform) e plataformas SPAR. As plataformas semi-submersíveis são estruturas movidas apenas por reboque e apresentam grande estabilidade quando sujeitas à acção das ondas e vento. FPSO é o acrónimo de *Floating Production, Storage and Offloading Platform* e, normalmente, são construídos a partir de navio petrolíferos e, por isso, têm a vantagem de terem grande mobilidade e baixo custo de produção. As plataformas SPAR consistem numa plataforma flutuante com um caixão submerso, sendo, normalmente, uma estrutura cilíndrica e apresentam grande estabilidade porque o seu centro de gravidade se encontra sempre abaixo do metacentro. Neste trabalho não serão abordadas plataformas flutuantes.

Plataformas apoiadas no fundo do mar podem se classificar como estruturas fixas tipo jacket ou *compliant*. Designa-se por estrutura fixa quando a frequência natural da estrutura é maior que a mais alta frequência de excitação da onda característica, comportando-se como um corpo rígido. Estruturas *compliant* apresentam uma frequência natural mais baixa que a da excitação das ondas, apresentando uma flexibilidade considerável. (Chakrabarti 2005)

As estruturas fixas podem ser divididas em três tipos: as do tipo *jacket*, as de Gravidade e as do tipo jack-up ou auto-elevatórias. As primeiras são as estruturas *offshore* mais usadas na indústria petrolífera (Chakrabarti, 2005). São constituídas por um sistema de treliça tridimensional, podendo ter, usualmente, de 4 a 8 montantes sobre o qual se apoia o convés. As do tipo *jack-up* são, também, constituídas por sistemas de treliças de elementos tubulares circulares em aço, podendo, igualmente, ter colunas cilíndricas de betão, mas com colunas de suporte independentes em que se apoia o convés. Estas plataformas permitem grande mobilidade uma vez que o convés pode flutuar. Por fim as plataformas de gravidade são feitas com betão e são mantidas no fundo do mar pelo seu próprio peso.(Chakrabarti 2005).

A ilustração dos diferentes tipos pode ser vista na Figura 1.1.

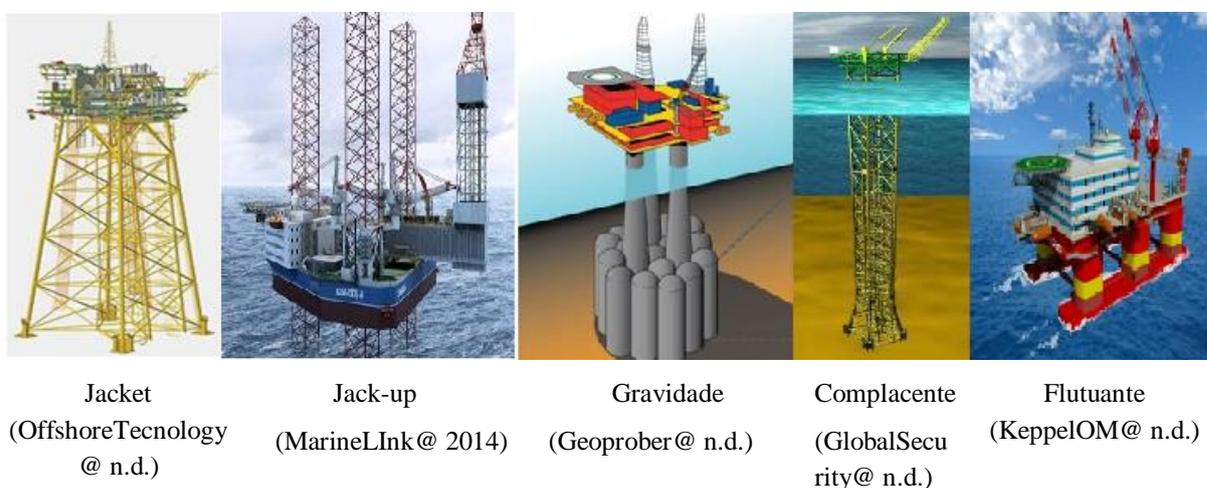


Figura 1.1: Tipos de estruturas *offshore*

1.1.3 Estado actual do investimento no sector da energia

Portugal detém a maior zona económica exclusiva marítima da Europa e estima-se que a economia do mar poderá representar, no país, de forma directa, 5% do VAB e 5% do emprego nacional, chegando a valores de 11% do PIB e 12% do emprego total (Ferreira, 2011). Complementarmente, vemos que a “União Europeia é habitualmente referenciada como a maior potência marítima mundial.” “A Europa tem o maior território marítimo do mundo e as regiões marítimas da União Europeia representam 50% do PIB Europeu.” (Presidência@ 2007). Refira-se que, parte desta riqueza se encontra na produção de energias renováveis e combustíveis fósseis.

Nos últimos anos, têm sido realizados esforços para iniciar a exploração de petróleo e gás natural ao largo da costa portuguesa. “A Galp Energia reiniciou as suas actividades de exploração e produção em Portugal no ano de 2007 com a assinatura de dois contractos de concessão com o Estado português para explorar sete blocos, divididos em duas bacias: a bacia de Peniche e a bacia do Alentejo.”(Galp Energia@ 2014)

De salientar que, na Europa, a produção de petróleo é uma componente importante na economia de alguns países, principalmente nos do norte, sendo a Noruega um dos maiores produtores mundiais deste combustível. (MundoEducação@ 2014)

A nível de recursos energéticos renováveis, a área dos sistemas eólicos *offshore* é aquela que apresenta maior potencial de crescimento, sendo que a costa portuguesa e, principalmente, o norte da Europa, apresentam bons indicadores de desempenho. Nos últimos anos têm sido feitos grandes investimentos nesta área. Note-se que, só em 2014, foram construídas 408 novas turbinas em 9 “*wind farms*”. (Corbetta 2014)

Como representa a Figura 1.2, a região onde ocorre maior percentagem de exploração da energia eólica *offshore* é no Mar do Norte. Realçando também que, o investimento na produção deste tipo de energia, no Oceano Atlântico, só num ano, quase que quadruplicou, passando de 6% do total para 22.5%. Assim, e atendendo à meta da União Europeia para que um quinto do consumo de energia seja proveniente de energias renováveis até 2020 (Cécile Kerebel 2015), o investimento em novas tecnologias será essencial.

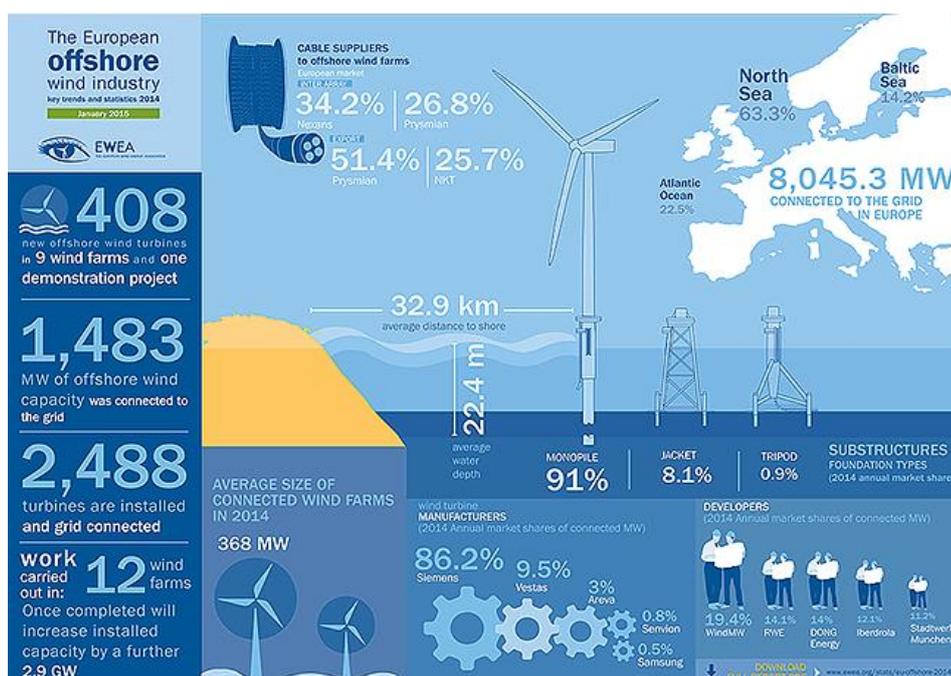


Figura 1.2: Estatísticas referentes à energia eólica offshore em 2014 : (EWEA@ 2015)

Portugal, sendo um dos pioneiros, na Europa, na utilização de energias renováveis, principalmente a energia eólica, continuará a investir nesta área. E sendo a energia eólica offshore mais eficaz e com um impacto ambiental menor que a *onshore* (Morais 2011), prevendo-se que o futuro passará pelo investimento nesta.

Relativamente ao tipo de estrutura utilizada nesta indústria, vemos que o tipo *jacket* tem 8.1% de utilização, sendo que o seu uso aumentou 2% em relação a 2013.(EWEA@ 2015) Apesar de não ser o tipo de estrutura mais utilizado na produção de energia eólica offshore, seu uso tem vindo a aumentar e é também utilizada na construção de centrais eléctricas *offshore*, tal como acontece no parque eólico de *Thornton Bank*. (Portal-Energia@ 2013)

1.2 Objectivos e descrição do trabalho desenvolvido

Devido ao crescente investimento no sector da energia, é importante realizar estudos sobre o dimensionamento dos sistemas estruturais utilizados nesta indústria. Como se constatou nos itens anteriores, o *jacket* é uma estrutura bastante utilizada, tanto na indústria do petróleo e do gás, como das energias renováveis - torres eólicas.

Tendo em conta a escassez de informação disponível na área das estruturas offshore, esta dissertação tem como objectivo analisar os principais aspectos regulamentares que regem o dimensionamento de estruturas offshore e o comportamento dinâmico de uma estrutura do tipo *jacket*. As acções condicionantes no dimensionamento das estruturas offshore fixas são as acções ambientais, devido às ondas e correntes, vento, sismo, e as acções associadas à elevação, fabricação, transporte, instalação e remoção. Complementarmente, existem também as cargas permanentes, entre elas a pressão hidrostática, e as cargas variáveis, que dependem do tipo de actividades que a que a plataforma estará sujeita. Nesta dissertação, apenas são estudadas as acções do vento, da acção sísmica e da acção do mar de acordo com as normas NORSOK, ISSO, API e DNV. Associadamente, será efectuada uma comparação entre estas.

Para a aplicação dos conceitos será utilizado um caso real de uma estrutura offshore do tipo *jacket* – a plataforma Merluza 1, existente na Baía de Santos no Brasil – admitindo-se, neste trabalho, que se encontra localizada ao largo da costa sul portuguesa. A modelação desta estrutura permitiu a determinação das características dinâmicas da estrutura e a verificação de segurança de dois elementos da mesma de acordo com as normas do sector.

Esta dissertação está inserida no *sub-cluster: oil & gas* da unidade de investigação ISISE, em que uma das directrizes de investigação é o desenvolvimento de infra-estruturas offshore robustas que permitam a exploração dos recursos energéticos no mar.

2. ACÇÕES EM ESTRUTURAS OFFSHORE – ESTADO DA ARTE

2.1 Introdução

Sendo uma parte essencial no dimensionamento de estruturas *offshore*, as acções com características dinâmicas devem ser estudadas com algum detalhe. Neste capítulo serão abordadas as metodologias de cálculo de acções que podem ser condicionantes no dimensionamento de uma estrutura *offshore*, a acção do vento, água e a acção sísmica, assim como os estudos já realizados com estas estruturas.

Inicialmente será feita a exposição da acção do vento, fazendo uma descrição estática e dinâmica desta acção. Além disso, apresentar-se-á uma comparação entre as normas aplicáveis na indústria do *Oil and Gas*, neste caso, as normas *International Organization for Standardization* (ISO), *NORSOK* e a *American Petroleum Institute* (API), sendo que, ao longo do texto também se apresentam referências à *Det Norske Veritas* (DNV).

Posteriormente, será apresentada a acção sísmica, onde se irá fazer um resumo de alguns estudos sobre esta acção. Seguidamente, será descrito o procedimento de cálculo da norma ISO 19901-2, que apresenta duas abordagens de cálculo, que variam de acordo com a localização da plataforma, intensidade do sismo, nível de importância da estrutura, entre outros parâmetros. Por fim, será feita uma comparação entre as normas ISO, *NORSOK* e API para esta acção.

Concluindo este capítulo apresenta-se uma breve descrição da acção da água, focando essencialmente na teoria das ondas, apresentando a teoria linear e a teoria de Stokes.

2.2 Normas de referência na indústria offshore

Devido ao grande impacto económico que a indústria do petróleo e gás natural representa, esta é regida por uma variedade de normas e especificações desenvolvidas por diferentes organizações que actuam em níveis distintos, desde organizações de normalização internacional, regional e nacional, assim como pelas próprias empresas líderes no sector. Neste trabalho foram utilizadas quatro normas do sector: a API, a ISO, a *NORSOK* e a DNV.

A *American Petroleum Institute* (API) é a associação que publica todos os aspectos relativos à indústria petrolífera nos Estados Unidos da América. A norma de dimensionamento da API aplicável ao dimensionamento de estruturas offshore fixas é a API RP 2A.

A *International Organization for Standardization* (ISO) publica normas internacionais, para diferentes produtos e serviços. As normas mais utilizadas neste trabalho emitidas pela ISO foram: a ISO 19900 (*General requirements for offshore structures*); a ISO 19902 (*Fixed Steel*

Offshore Structures). No que diz respeito às acções do vento, ondas e correntes, foi utilizada a ISO 19901-1 e para a acção sísmica foi utilizada a ISO 19901-2.

As normas NORSOK foram desenvolvidas por empresas da indústria norueguesas com o objectivo de garantir segurança adequada e eficiência de custos. As normas NORSOK utilizadas para o dimensionamento de estruturas offshore são: a NORSOK N-001 (*Integrity of offshore structures*); a NORSOK N-003 (*Action and action effects*) e a NORSOK N-004 (*Design of steel structures*).

A *Det Norske Veritas* (DNV), actualmente DNVGL, é uma das maiores empresas do ramo da exploração de petróleo e gás. Neste trabalho foi utilizada a norma da DNV referente a acções ambientais, a DNV-RP-205 (*Environmental conditions and environmental loads*) e a DNV-OS-C101 (*Design of offshore steel structures, general (LRFD method)*).

2.3 Acção do vento

O vento é um fenómeno atmosférico causado pelo aquecimento da terra devido ao sol. A libertação do calor não é um acontecimento homogéneo. Nas zonas onde há uma menor libertação de calor, a pressão aumenta e, nas zonas onde existe maior libertação de calor, a pressão diminui, devido ao aquecimento dos gases que compõem a atmosfera. Quando as massas de ar a baixa e alta pressão se encontram, existe a tendência para a transferência de ar para a zona de menor pressão. Pode-se, então, concluir que o vento é a transferência de ar entre zonas de diferentes pressões, e quando maior essa diferença, maior a velocidade da transferência e maior a velocidade do vento. (EniScuola n.d.)

A acção do vento em estruturas offshore pode ser avaliada adoptando metodologias de cálculo utilizadas nas estruturas onshore, tendo em conta condições pertinentes inerentes ao oceano, como por exemplo a rugosidade do terreno. (Haritos 2007)

As cargas derivadas da acção do vento são muitas vezes consideradas como secundárias em relação ao carregamento global de estruturas marítimas. Isto pode ser considerado aceitável, desde que a magnitude das forças e momentos médios do vento sejam apenas uma fracção da carga total. (Hirdaris et al. 2014) No entanto, o efeito do vento sobre uma estrutura offshore torna-se importante quando a superestrutura (porção acima do nível médio da água) tem uma dimensão significativa. (Chakrabarti 2005)

A acção do vento deve ser contabilizada através de uma componente estática, relacionada com a velocidade média do vento, e uma componente dinâmica, relacionada com a flutuação do vento em relação à sua velocidade média, designada por rajada de vento. A flutuação é descrita por um espectro de rajada de vento (Chakrabarti 2005)(Chandrasekaran 2015).

2.3.1 Descrição estática – Velocidades médias e perfil do vento

A componente estática da acção do vento é definida pela velocidade média. Esta deverá ser a velocidade média durante o período de uma hora e a uma altura de referência, normalmente a 10 metros acima do nível da água. Na concepção de estruturas offshore, deve ser considerado a velocidade do vento com um período de retorno de 100 anos, com base na distribuição de velocidades do local específico (Chakrabarti 2005).

Assim, a força resultante da componente estática da acção do vento é dada pela expressão seguinte:

$$F = \frac{1}{2} * \rho * C_s * A * U_w^2 \quad (1)$$

ρ – densidade do ar

C_s – Coeficiente de forma

A – área do elemento ou da superfície normal à acção

U_w – Velocidade do vento

$C_s = 0.65$ para um Número de Reynold $> 5 * 10^5$

$C_s = 1.2$ para um Número de Reynold $< 5 * 10^5$

Num estudo realizado por Haritos (2007) percebeu-se que a acção do vento sobre o mar depende da velocidade de referência do vento. A principal diferença na abordagem do cálculo desta acção para a situação de mar aberto e sobre terra é que, na primeira, temos categorias de rugosidade significativamente inferiores. Desta forma, o perfil do vento apresenta uma variação mais lenta com a altura e menores níveis de intensidade de turbulência. Assim, os valores da velocidade do vento a uma altura acima do nível da água (para condições offshore), quando comparado à mesma altura mas acima do nível do solo (para estruturas terrestres), em condições nominais de tempestade, tendem a ser mais fortes e levar a forças do vento superiores. Esta relação pode ser vista na Figura 2.1.

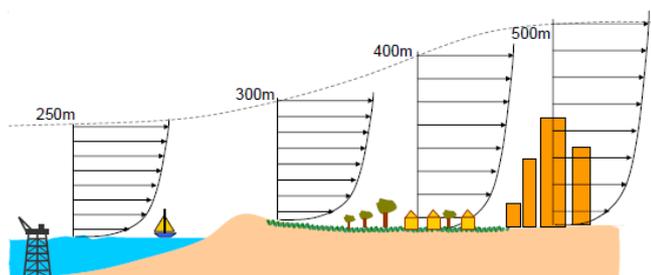


Figura 2.1 - Variação média da velocidade do vento (Haritos 2007)

De acordo com Haritos (2007), para a velocidade do vento de fluxo livre, U_G , na altura do gradiente, z_G (a altura fora da influência da rugosidade na velocidade de fluxo livre), a

velocidade média do vento ao nível z acima da superfície, $U(z)$, é dada pela seguinte lei de potência:

$$U(z) = U_G \left(\frac{z}{z_G} \right)^\alpha = U_{\text{ref}} \left(\frac{z}{z_{\text{ref}}} \right)^\alpha \leq U_G \quad (2)$$

Onde α é um coeficiente que depende da localização da estrutura e de um ponto de referência normalmente correspondente a 10m de altura. α e Z_G podem ser calculados segundo o Quadro 2.1.

Quadro 2.1 - Parâmetros do perfil de velocidade do vento (Haritos 2007)

Terreno	Mar bravo	Relvado	Subúrbios	Centro de Cidade
α	0.12	0.16	0.28	0.40
Z_G (m)	250	300	400	500

De acordo com Andersen & Løvseth (2006), para velocidades de vento extremas correspondentes aos períodos de retorno de 50 anos, o modelo Frøya indica uma expressão que pode ser usada para a conversão da velocidade média do vento durante uma hora para a velocidade média do vento num período de tempo T .

$$U(T, z) = U_0 \left\{ 1 + C \cdot \ln \frac{z}{H} \right\} \cdot \left\{ 1 - 0.41 \cdot I_u(z) \cdot \ln \frac{T}{T_0} \right\} \quad (3)$$

Onde:

$H = 10 \text{ m}$

$T_0 = 1 \text{ hora}$

T – Período, $T < T_0$

U_0 – Velocidade média do vento para T_0

U – Velocidade média do vento para T

z – altura acima do nível do mar

$$C = 5.73 \cdot 10^{-2} \sqrt{1 + 0.148U_0} \quad (4)$$

$$I_u = 0.06 \cdot (1 + 0.043U_0) \cdot \left(\frac{z}{H} \right)^{-0.22} \quad (5)$$

2.3.1.1 Distribuição estatística

Segundo Brebbia & Walker (1979) a velocidade e direcção do vento podem ser descritas através duma distribuição de Weibull. A função de densidade probabilística pode ser escrita como:

$$p(u) = \frac{K}{c} \left(\frac{u}{c}\right)^{K-1} \exp\left[-\left(\frac{u}{c}\right)^K\right] \quad (6)$$

Com uma probabilidade cumulativa dada por:

$$P(> u) = \exp\left[-\left(\frac{u}{c}\right)^K\right] \quad (7)$$

Os coeficientes K e c podem ser obtidos através:

$$\frac{1}{K} \ln\{\ln[P(> u)]\} = \ln u - \ln c \quad (8)$$

Os resultados devem se ajustar a uma linha com inclinação $1/K$, e c pode ser determinado intersectando esta linha com:

$$\ln\{-\ln[P(> u)]\} = 0 \quad (9)$$

Nizamani (2014) realizou um estudo onde analisou as incertezas da modelação do vento em várias zonas do globo. Comparou a utilização da distribuição de Gumbel com a distribuição de Weibull. Neste texto, os parâmetros da distribuição de Weibull e Gumbel são determinados por valores de 10 anos e 100 anos. Foram estudadas a zona da Malásia, o Golfo do México e o Mar do Norte. Em todas as zonas, concluiu que a distribuição de Gumbel dá valores médios superiores durante a extrapolação. Isto significa que a extrapolação por Gumbel sobrestima a velocidade do vento. Assim, foi possível concluir que a distribuição de Weibull ajusta-se melhor.

Wang et al. (2015) avaliou, ao largo da costa leste chinesa, a velocidade extrema do vento através de parâmetros apreciados e quantificados mediante aplicação dos registos históricos disponíveis. A distribuição da velocidade do vento foi modelada por distribuições estatísticas, incluindo Gumbel e a distribuição generalizada de valores extremos (GEV).

A função da distribuição de Gumbel é definida da seguinte forma:

$$F_1(v) = \exp\left\{-\exp\left(-\frac{v-\mu_G}{\sigma_G}\right)\right\} \quad (10)$$

Onde $F_1(v)$ representa a probabilidade acumulada para o valor extremo, (v). μ e σ representam parâmetros de localização e escala, respectivamente.

A função de distribuição generalizada de valores extremos (GEV) é dada por:

$$F_1(v) = \exp \left\{ - \left[1 + \frac{\xi_G(z - \mu_G)}{\sigma_G} \right]^{-\left(\frac{1}{\xi_G}\right)} \right\} \quad (11)$$

Onde μ_G , σ_G e ξ_G representam parâmetros de localização, escala e forma, respectivamente. Se $\xi_G < 0$, a GEV representa a distribuição inversa de *Weibull*. Se $\xi_G > 0$, a GEV representa a distribuição de *Frechet*. Se $\xi_G \rightarrow 0$, a GEV representa a distribuição de *Gumbel*.

Assim, Wang et al. (2015) concluiu que, a distribuição GEV se ajusta melhor para a análise da velocidade extrema do vento.

(Seidal & Kelma 2012) realizaram um estudo onde simularam 100 diferentes eventos de acção do vento e as concluíram o seguinte:

- Os valores instantâneos da série de tempo podem ser aproximados por uma distribuição de Gauss.
- Analisando os valores extremos das 100 amostras, a distribuição de *Gumbel* pode ser utilizada como aproximação destes valores. Para os valores de pico, pode-se utilizar uma distribuição normal.

Considerando a combinação do vento com as ondas, Seidal & Kelma (2012) realizaram um estudo onde foi feita esta combinação no domínio do tempo e 10000 eventos foram analisados. Concluíram que as cargas induzidas pelas ondas são superiores às induzidas pelo vento e a sua combinação pode ser aproximada por uma distribuição de *Gumbel*.

2.3.2 Descrição estática – definição de rajada de vento

A rajada de vento pode ser calculada, segundo Andersen & Løvseth (2006) pela expressão seguinte:

$$u(z, t) = U_w [1 + I_u(z)F(\ln(t/T))] \quad (12)$$

Aqui F é assumido como sendo uma função do argumento $\ln(t/T)$ ($T = 40$ min), em que F deve tender para 0 quando t se aproxima de T .

Tendo em vista a remoção de energia de baixa frequência ao definir a série no período turbulento, as flutuações do vento de baixa frequência são susceptíveis de serem suprimidas. Assim, F é dado por:

$$F = -0.41 \ln(t/T) \quad (13)$$

2.3.2.1 Intensidade da turbulência

No mesmo estudo, Andersen & Løvseth (2006) analisou a intensidade de turbulência, I_u , que é a razão entre o desvio padrão de variações da velocidade do vento e a velocidade média do

vento, à mesma altura z e com base em 40 min de duração. A turbulência é produzida mecanicamente perto da superfície e dissipada para longe da superfície, indicando assim uma redução geral de I_u com z . A interação do vento com a superfície do mar causa o aumento da turbulência. De acordo com este artigo, existe um modelo de Vickery e outro de coeficiente de arrasto. Existem, também, estudos que dão suporte a um comportamento linear. Os três modelos, quando otimizados em relação à velocidade média, durante 40 minutos, resultam em:

$$\text{Modelo de Vikery: } I_u = 0.085 \left(\frac{U_{\text{ref}}}{10} \right)^{0.421} \left(\frac{z}{10} \right)^{-0.2} \quad (14)$$

$$\text{Modelo de Coeficiente de arrasto: } I_u = 0.0857 \left(1 + 0.758 \left(\frac{U_{\text{ref}}}{10} - 1 \right) \right)^{0.5} \left(\frac{z}{10} \right)^{-0.2} \quad (15)$$

$$\text{Modelo linear: } I_u = 0.087 \left(1 + 0.302 \left(\frac{U_{\text{ref}}}{10} - 1 \right) \right) \left(\frac{z}{10} \right)^{-0.2} \quad (16)$$

Assim, Andersen & Løvseth (2006) concluiu que os três modelos comportam-se igualmente bem mas a formulação linear é recomendada para uma abordagem de dimensionamento conservativa.

2.3.3 Descrição dinâmica – Espectros de potência

Para a concepção de elementos sob ação do vento, a maioria dos códigos internacionais aconselham uma análise quase-estática. (Chandrasekaran 2015) No entanto, em algumas situações como, por exemplo, no caso de torres de *flare* e outras estruturas flexíveis, pode-se contabilizar a ação do vento através de uma análise dinâmica.

Segundo a norma (Norsok Standart N-003, 2007) para estruturas com resposta dinâmica significativa, ou seja, estruturas flexíveis onde pode ocorrer ressonância, deve ser utilizada uma análise espectral.

Andersen & Løvseth (2006) e Chandrasekaran (2015) apresentam formulações para espectros para utilização onshore: o modelo de Harris e o modelo de Kaimal, e dois modelos com base nos dados marítimos, os modelos Wills e Ochi. Estes quatro modelos são também propostos no documento da DNV (DNV-RP-C205, 2010) e são dados pelas seguintes relações:

$$\text{Espectro de Harris: } S(f) = \frac{u_*^2}{f} \frac{4X}{(2+X^2)^{5/6}}; \quad X = \frac{1800f}{U(z)} \quad (17)$$

$$\text{Espectro de Kaimal: } S(f) = \frac{u_*^2}{f} \frac{105X}{(1+33X)^{5/3}}; \quad X = \frac{zf}{U(z)} \quad (18)$$

$$\text{Espectro de Will: } S(f) = \frac{\sigma_u^2}{f} \frac{0.66X}{(X^{0.15} + 1.125X)^{5/3}}; \quad X = \frac{1667f}{U(z)}; \quad \sigma_u = 0.075U(80m) \quad (19)$$

$$\text{Espectro de Ochi: } S(f) = \frac{u_*^2}{f} S(X); \quad X = \frac{zf}{U(z)}; \quad (20)$$

Em que:

$$S(X) = \begin{cases} 583X; & 0 \leq X \leq 0.003 \\ 420X^{0.7}(1 + X^{0.35})^{-11.5}; & 0.003 \leq X \leq 0.1 \\ 838X(1 + X^{0.35})^{-11.5}; & X \geq 0.1 \end{cases}$$

De acordo com Andersen & Løvseth (2006), para locais offshore, o espectro de Frøya (21) é recomendado a menos que os dados indiquem o contrário. O espectro Frøya é uma generalização dos espectros Harris e Kaimal com atenção à faixa de baixa frequência. A otimização foi feita com uma ponderação de mínimos quadrados e resultou nos seguintes resultados:

$$\text{Espectro de Froya: } S(f) = 320 \left(\frac{U_{ref}}{10}\right)^2 \left(\frac{z}{10}\right)^{0.45} (1 + X^n)^{-5/3n}, \quad (21)$$

Onde:

$$X = 172 \left(\frac{U_{ref}}{10}\right)^{-0.75} \left(\frac{z}{10}\right)^{2/3} f, \quad n = 0.468$$

O espectro Frøya foi originalmente desenvolvido para condições neutras sobre a água no Mar da Noruega.

A frequência de 1/2400 Hz define o limite inferior para o intervalo de aplicação do espectro Frøya. Esta frequência corresponde a um período de 40 minutos. Para as respostas com períodos naturais desta ordem, o amortecimento é normalmente muito pequeno. (DNV-RP-C205, 2010)

Uma vez que nem sempre pode ser invocado que o processo de velocidade do vento estocástico permanece estacionário em intervalos de tempo da ordem de 2 a 3 horas, esta abordagem pode não ser utilizada para a acção do vento sobre estruturas, cujas frequências naturais estão perto da frequência-limite (1/2400 Hz). (DNV-RP-C205, 2010)

Em Andersen & Løvseth (2006) é efectuada uma comparação entre estes espectros através da realização de procedimentos experimentais onde foi feita uma variação das alturas (10, 20 e 42-46 m) e foram realizados com períodos entre 20s e 40 min para incidir na faixa de baixas

frequências. Concluiu que, os espectros de Harris e Kaimal para onshore apresentam valores muito baixos para os períodos superiores a 1 min. Para períodos mais curtos, o espectro Harris apresenta valores demasiado elevados. Os espectros marítimos de Wills e Ochi dão maior energia à faixa de baixa frequência do que os espectros de Harris e Kaimal e, como tal, estão em maior concordância com os dados Frøya. Mesmo assim, os espectros Ochi e Wills afastam-se significativamente uns dos outros e do espectro Frøya.

Na contabilização da componente dinâmica da acção do vento a velocidade passa a ter uma componente de velocidade média (U_w) e outra de flutuação $u(t)$.

$$U = U_w + u(t) \quad (22)$$

Assim, conclui-se que a força exercida devido à acção do vento pode ser calculada pela seguinte expressão:

$$F = \frac{1}{2} * \rho * C_s * A * (U_w + u(t))^2 \cong F = \frac{1}{2} * \rho * C_s * A * (U_w^2 + 2 * U_w * u(t)) \quad (23)$$

2.3.4 Modelação da acção do vento recorrendo a softwares

De acordo com a norma (ISO19902, 2007), quando as acções do vento são importantes para o projecto estrutural, as pressões do vento e resultantes acções locais serão determinadas a partir de ensaios em túnel de vento sobre um modelo representativo, ou a partir de um modelo computacional que representa a estrutura, considerando a variação da velocidade do vento.

Hirdaris et al. (2014) evidencia que, com o avanço dos computadores, os métodos computacionais complexos são usados como uma alternativa económica aos ensaios em túnel de vento. De referir, também, que a maior parte dos estudos focam-se na previsão do movimento da estrutura e não na definição da acção do vento. Este autor acrescenta que os efeitos da análise do movimento do vento devem ser analisados por modelos numéricos e validados por modelos experimentais. Nestes últimos, o vento pode ser gerado por ventoinhas ou simulado através de cargas de vento usando um molinete dinâmico.

Por exemplo, Hirdaris et al. (2014) cita que Wang, em 2010, realizou uma análise à acção do vento a uma plataforma parcialmente submersa usando uma análise computacional de dinâmica de fluidos e comparou os resultados com uma análise em túnel de vento. O modelo utilizado foi uma unidade de perfuração parcialmente submersa com um comprimento de 114 metros e uma altura da plataforma de 38 metros. O modelo reduzido para a análise em túnel de vento foi realizado com uma escala de 1:192. Concluiu, então, que o modelo computacional apresentava melhores resultados para os coeficientes de pressão e forças de arraste e levantamento quando comparados aos modelos experimentais.

Percebendo que os modelos computacionais apresentavam melhores resultados que os modelos experimentais a um custo menor, foi necessário aumentar a eficiência computacional, diminuindo a complexidade dos modelos e, conseqüentemente, o tempo de análise, isto sem afectar a qualidade dos resultados.

Tendo em conta esta necessidade de diminuir a complexidade dos modelos numéricos, Schafhirt et al. (2012) realizou um estudo no qual se discutiu a modelação de um sistema existente, que consiste numa turbina eólica com uma estrutura de apoio do tipo *jacket*. O objectivo foi introduzir várias possibilidades para reduzir o nível de detalhe de modelação e avaliar a sua influência sobre a qualidade dos resultados da simulação. Começou por criar um modelo de referência (M10) com uma precisão elevada. Este modelo serviu como referência para futuras comparações. O chamado modelo de referência M10 inclui todos os aspectos que podem influenciar os resultados da simulação e afectam o tempo de computação, como as condições do solo, o nível de água e zona de respingo, a erosão, o crescimento marinho, a corrosão e as estruturas secundárias. A fundação foi modelada dividindo as estacas em dez partes iguais. Em seguida, fez variar o modelo de referência de maneira a diminuir a complexidade do mesmo. Foram considerados modelos com diferentes níveis de detalhe e precisão.

Depois de feita a análise e comparação dos modelos, Schafhirt et al. (2012) concluiu que modelos que tinham as estacas mais curtas ou pouca descrição na parte inferior das estacas podiam ser considerados como substitutos adequados para o modelo de referência M10. A velocidade de simulação é reduzida em 75% e 65%, respectivamente.

2.3.5 Acção do vento segundo as normas aplicáveis na indústria - Comparação entre API, ISO e NORSOK

A tabela seguinte apresenta a comparação entre algumas normas utilizadas na indústria *offshore*, entre elas, a API, a ISO e a NORSOK. Esta comparação foi traduzida do relatório da DNV (Yang, et al., 2011), tabela 2-11

Vento	API RP 2A/API 2INT-MET	ISO 19901-1/ISO 19902	NORSOK N-003
Perfis de Vento e Rajadas	<p>API RP 2A, 2.3.2</p> $u(z, t) = U(z) * (1 - 0.41I_u(z) * \ln(t/t_0))$ $U(z) = U_0 * (1 + C * \ln(z/32.8))$ $C = 5.73 * 10^{-2} * (1 + 0.0457 * U_0)^{0.5}$ $I_u(z) = 0.06 * (1 + 0.0131 * U_0) * (z/32.8)^{-0.22}$ $t_0 = 3600 \text{ seg} \geq t$ <p>U_0 a velocidade média do vento durante uma hora, a uma altura de 32.8 ft.</p>	<p>ISO 19901-1, C.7.3</p> $U_{w,T}(z, t) = U_{w,1h}(z) * (1 - 0.41I_u(z) * \ln(T/T_0))$ $U_{w,1h}(z) = U_{w0} * (1 + C * \ln(z/10))$ $C = 5.73 * 10^{-2} * (1 + 0.15 * U_{w0})^{0.5}$ $I_u = 0.06 * (1 + 0.043 * U_{w0}) * (z/10)^{-0.22}$ $t_0 = 3600 \text{ seg} \geq t$ <p>U_0 a velocidade média do vento durante uma hora, a uma altura de 10m.</p>	<p>N-003, 6.3.2</p> $u(z, t) = U(z) * (1 - 0.41I_u(z) * \ln(t/t_0))$ $U(z) = U_0 * (1 + C * \ln(z/10))$ $C = 5.73 * 10^{-2} * (1 + 0.15 * U_0)^{0.5}$ $I_u = 0.06 * (1 + 0.043 * U_0) * (z/10)^{-0.22}$ $t_0 = 3600 \text{ seg} \geq t$ <p>U_0 a velocidade média do vento durante uma hora, a uma altura de 10m.</p>
	Espectros de Vento	<p>API RP 2A, 2.3.2</p> $S(f) = 3444 * \frac{(U_0)^2 (z/32.8)^{0.45}}{(1 + \tilde{f}n)^{3n}}$ $\tilde{f} = 172 f (z/32.8)^{\frac{2}{3}} (U_{w0}/32.8)^{-0.75}$ $n = 0.468$ <p>$S(f)$(m²s⁻²/Hz) é a densidade espectral à frequência f (Hz) z (m) é a altura acima do nível do mar U_0 a velocidade média do vento durante uma hora, a uma altura de 32.8ft.</p>	<p>ISO 19901-1, A.7.4</p> $S(f) = 320 * \frac{(U_{w0})^2 (z/10)^{0.45}}{(1 + \tilde{f}n)^{3n}}$ $\tilde{f} = 172 f (z/10)^{\frac{2}{3}} (U_{w0}/10)^{-0.75}$ $n = 0.468$ <p>$S(f)$(m²s⁻²/Hz) é a densidade espectral à frequência f (Hz) z (m) é a altura acima do nível do mar U_0 a velocidade média do vento durante uma hora, a uma altura de 10m.</p>

Coerência Espacial	API RP 2A, 2.3.2		N-003, 6.3.3
	<p>Rajadas de 3 segundos são apropriadas para a determinação da máxima força estática em elementos individuais.</p> <p>Rajas de 5 segundos são apropriadas para cargas máximas totais em estruturas com dimensão horizontal máxima de 163 ft (50m).</p> <p>Rajas de 15 segundos são apropriadas para a carga do vento total estática em estruturas maiores.</p> <p>1 Minuto de vento sustentado é apropriado para cargas do vento estáticas na superestrutura associada com forças máximas de ondas para estruturas que respondem dinamicamente a excitações do vento mas que não requerem uma análise dinâmica completa.</p> <p>Uma hora de vento sustentado é apropriado para as cargas do vento estáticas na superestrutura associados com forças das ondas máximas.</p>	<p>Rajadas de 3 segundos são apropriadas para a determinação da máxima força estática em elementos individuais.</p> <p>Rajas de 5 segundos são apropriadas para cargas máximas totais em estruturas com dimensão horizontal máxima de 50m.</p> <p>Para estruturas moderadamente sensíveis dinamicamente, mas que não requerem uma análise dinâmica completa, 1 minuto de vento sustentado é apropriado para cargas do vento estáticas na superestrutura associada com forças máximas de ondas para estruturas que respondem dinamicamente a excitações do vento mas que não requerem uma análise dinâmica completa.</p> <p>Para estruturas com resposta dinâmica desprezável, uma hora de vento sustentado é apropriado para as cargas do vento estáticas associados com forças extremas de ondas ou correntes.</p> <p>Para estruturas com resposta dinâmica significativa a excitações com períodos superiores a 20 segundos, uma análise à resposta dinâmica deve ser considerada.</p>	<p>No caso de estruturas ou elementos estruturais onde a máxima dimensão é inferior a 50 metros, rajadas de vento de 3 segundos podem ser utilizadas no cálculo da acção estática do vento.</p> <p>No caso de estruturas ou elementos estruturais onde a máxima dimensão é superior a 50 metros, o período do vento deve ser aumentado para 15 segundos.</p> <p>Quando as acções do vento precisam de ser combinadas com acções extremas devido a ondas ou correntes, a velocidade média do vento durante um minuto pode ser utilizada.</p>

Velocidade do Vento e relação com Força	API RP 2A, 2.3.2	ISO 19902, 9.7	N-003, 6.3.3
	$F = \frac{1}{2} * \rho * C_s * A * u^2$ <p>ρ – densidade do ar (0.0023668 slugs/ft³) C_s – Coeficiente de forma A – área do elemento ou da superfície normal à acção U_m – Velocidade do vento</p>	$F = \frac{1}{2} * \rho * C_s * A * U_w^2$ <p>ρ – densidade do ar (1.25 kg/m³) C_s – Coeficiente de forma A – área do elemento ou da superfície normal à acção U_w – Velocidade do vento</p>	$F = \frac{1}{2} * \rho * C_s * A * U_m^2 * \text{sen}\alpha$ <p>ρ – densidade do ar (1.25 kg/m³) C_s – Coeficiente de forma A – área do elemento ou da superfície normal à acção U_m – Velocidade do vento α – ângulo entre a direcção do vento e o eixo do elemento ou superfície exposta</p>
Coeficiente de forma	API RP 2A, 2.3.2	ISO 19902, 9.7	Secção 6.3.3
	Vigas – 1.5 Fachadas de edifícios – 1.5 Secções cilíndricas – 0.5 Área projectada total da plataforma – 1.0	Paredes planas de edifícios 1.50 Área projectada global da estrutura 1.00 Vigas 1.50 Liso, $R_e > 5 \times 10^5$ 0.65 Liso, $R_e \leq 5 \times 10^5$ 1.20 Cilindros Rugoso, todos os R_e 1.05 Coberto por gelo, todos os R_e 1.20	C_s = 0.65 para um Número de Reynold $> 5 * 10^5$ $C_s = 1.2$ para um Número de Reynold $< 5 * 10^5$ Secções tubulares cobertas com gelo, $C_s = 1.2$. Para mais detalhes refere a <i>ENV 1991-2-4</i> e a <i>DNV classification note 30.5</i>

2.4 Sismo em estruturas offshore

Um sismo é uma súbita libertação de tensão acumulada por ruptura dos materiais na crosta terrestre. Quando a deformação desses materiais excede a força de coesão das rochas sob tensão, eles partem-se através de planos de rotura, os quais que podem já ser preexistentes. A presença de líquidos e a temperatura são factores que facilitam a libertação destas tensões. O local em profundidade onde se inicia a ruptura é denominado hipocentro e o ponto à superfície na sua vertical é denominado epicentro. Por vezes, devido à forte direccionalidade do padrão de distribuição de energia e a uma maior profundidade do foco do sismo, o epicentro pode não ser exactamente o local mais afectado.(IPMT@ n.d.)

As estruturas offshore fixas estão submetidas a vários tipos de acções durante a sua vida útil. Em zonas sismicamente activas, a acção do sismo, pode ser a acção mais condicionante do dimensionamento. Cerca de 100 plataformas offshore tipo *jacket* foram instalados em regiões sismicamente. Grande parte das regiões sismicamente activas com potencial para a exploração de recursos offshore estão actualmente a começar a exploração (Golafshani et al. 2009).

A norma da DNV (DNV-OS-C101 2011) refere que devem ser considerados os efeitos de sismos relevantes em estruturas fixas. Diz também que os efeitos do sismo de dimensionamento podem ser descritos através de um espectro de resposta ou de registos no tempo. Para o método dos espectros de resposta, todos os modos de vibração que contribuem significativamente para a resposta da estrutura devem ser considerados. Quando é realizada uma análise com registos de dados temporais a resposta da estrutura deve ser analisada para um conjunto representativo de eventos (no mínimo 4). Estes eventos devem ser seleccionados e medidos de maneira a garantir uma boa aproximação do comportamento sísmico na gama de frequências próprias da estrutura.

Por fim, a norma requer que as características dinâmicas da estrutura devem ser determinadas através de uma modelo analítico tridimensional.

2.4.1 Estado da arte

Num estudo feito por Park et al. (2011), este dividiu os movimentos sísmicos em dois tipos: tipo 1 e tipo 2. Estes movimentos contêm períodos relativamente longos que causam efeitos substanciais na resposta dinâmica, porque as frequências dominantes destes movimentos são, normalmente, próximas da frequência natural da estrutura.

O tipo 1 é um tipo de movimento localizado no oceano e a alguma distância, e tipo 2 é um tipo de movimento localizado em terra e próximo do local. Em geral, os movimentos tipo 1 duram mais tempo.

Foi feita uma comparação entre os dois tipos e vários sismos foram normalizados utilizando a fórmula seguinte:

$$\ddot{z}_g = \ddot{z}_{g\text{máx}} \times \frac{\ddot{z}'_{g'}}{\ddot{z}'_{g'\text{máx}}} \quad (24)$$

Onde \ddot{z}_g é a aceleração sísmica normalizada, $\ddot{z}_{g\text{máx}}$ a aceleração sísmica normalizada máxima, $\ddot{z}'_{g'}$ é a aceleração sísmica e $\ddot{z}'_{g'\text{máx}}$ a aceleração sísmica máxima. Os resultados são apresentados na Figura 2.2:

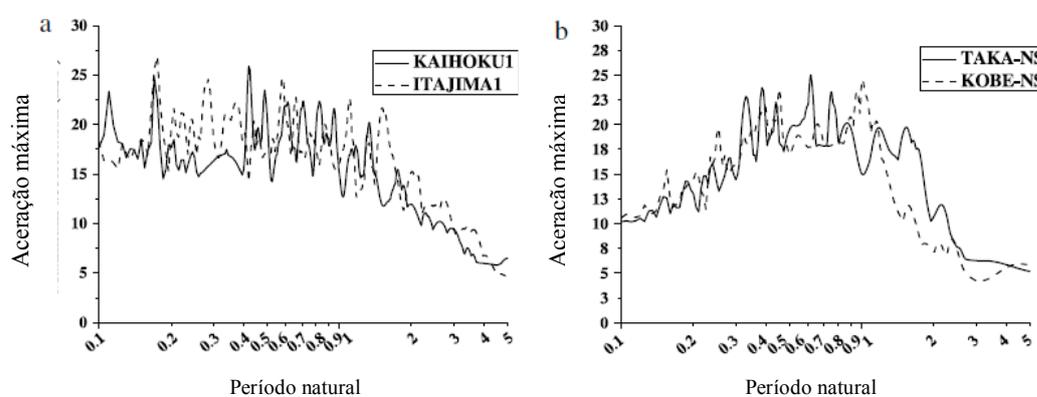


Figura 2.2 - Espectro de resposta: a) Sismo tipo 1, b) Sismo tipo 2

No caso estudado em Park et al. (2011) a magnitude da resposta dinâmica induzida por um movimento sísmico tipo 1 era visivelmente maior do que a induzida por um movimento do tipo 2, porque a frequência dominante do tipo 1 era próxima da frequência natural da plataforma. É possível assim concluir que o tipo de sismo mais condicionante será aquele que apresentar frequências mais próximas das frequências próprias da estrutura.

Barltrop & Adams (1991), fez um estudo sobre a utilização de espectros de resposta sísmica em estruturas offshore. Este afirma que o método de análise com espectros de resposta é o mais comum quando se pretender fazer uma análise sísmica. Este método envolve duas fases. A primeira fase envolve uma análise determinística da resposta de vários sistemas de um grau de liberdade com diferentes frequências próprias utilizando registos históricos típicos da área de interesse. Os resultados são apresentados como um espectro de resposta, normalmente com uma velocidade de pico em função da frequência e para os movimentos do solo nas direcções x, y e z. A segunda fase resume-se à estimativa da resposta de cada modo de vibração à acção sísmica. É calculada a resposta de cada modo e as varias respostas são somadas de acordo com uma regra recomendada pela norma (e.g. a raiz da soma dos quadrados).

De acordo com Chandrasekaran (2015) os movimentos do solo podem ser gerados utilizando o espectro de aceleração do solo de Kanai-Tajimi (espectro K-T) e este é dado por:

$$S_{\ddot{x}_g \ddot{x}_g}(w) = \left[\frac{w_g^4 + 4\zeta_g^2 w_g^2 w^2}{(w_g^2 - w^2)^2 + 4\zeta_g^2 w_g^2 w^2} \right] S_0 \quad (25)$$

$$S_0 = \frac{2\zeta_g \sigma_g^2}{\pi w_g (1 + 4\zeta_g^2)}$$

Onde S_0 é a intensidade do sismo, w_g é a frequência natural do solo, ζ_g é o amortecimento do solo e σ_g^2 é a variação da aceleração do solo.

Num estudo feito por Golafshani et al. (2009) percebe-se que actualmente os procedimentos estáticos não lineares são muito utilizados para a avaliação e reabilitação de estruturas. Estes procedimentos podem ser utilizados para estimar a resposta de estruturas sob carga sísmica. Nesta análise é calculado o deslocamento para incremento de carga. O deslocamento pretende representar o deslocamento máximo de uma determinada componente durante o terremoto de dimensionamento. As tensões e as deformações em cada componente são, então, avaliadas neste nível de deslocamento. Foi, também, comparada a metodologia da FEMA (Federal Emergency Management Agency) com a API.

No mesmo estudo (Golafshani et al. 2009) foi utilizada uma análise pushover. O caso de estudo consiste numa estrutura tipo jacket de 4 pernas instalada numa zona com 67.4 metros de profundidade. A plataforma localiza-se no Golfo Pérsico.

O modelo analítico (Figura 2.3 e 2.4) foi criado utilizando o software de elementos finitos, OpenSees. Os elementos estruturais utilizados foram peças tubulares em aço. As estacas foram modeladas como elementos viga-coluna.

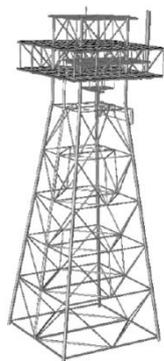


Figura 2.3 - Modelo da Plataforma

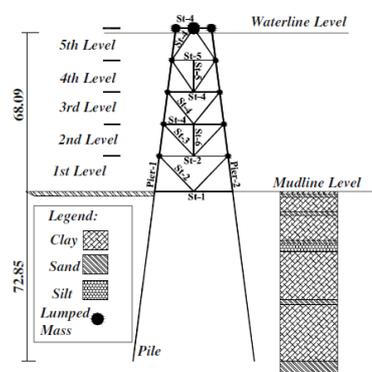


Figura 2.4 - Solo e outras especificações

Para a análise *pushover* a carga foi distribuída uniformemente por cada nível. Na Figura 2.5 pode-se observar as curvas da análise *pushover* para cada nível.

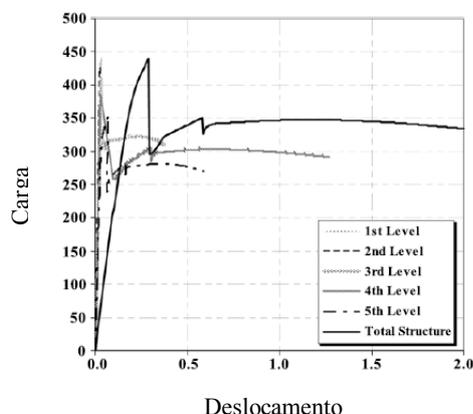


Figura 2.5 - Curva de Pushover

Esta figura mostra, para a estrutura, uma perda de resistência instantânea para um deslocamento do convés igual a 0,29 m. Após o ponto onde o deslocamento do convés é de 1,15 m a curva passa a ter uma inclinação negativa. Também se observa que, para um deslocamento do convés de 2 m, o 1º e 2º nível se mantêm elásticos

Assim, Golafshani et al. (2009) concluiu, no seu estudo, que as estruturas do tipo *jacket* tem uma robustez baixa e que a cedência de um elemento da estrutura pode levar a uma redução imediata de rigidez e resistência e consequentemente levar ao colapso global da estrutura.

Concluiu também que, apesar da metodologia utilizada na API e FEMA ser apropriada e eficiente na avaliação de plataformas tipo *jacket* sujeitas à acção do sismo, e estas apresentarem períodos de retorno relacionados com a situação de colapso de 1000 e 2500 anos respectivamente, no caso da API este valor deve ser revisto.

No artigo de Irmawan et al. (n.d.) foi realizado uma análise não linear *pushover* para um sismo com período de retorno de 800 anos. A estrutura localiza-se em Macáçar. De acordo com a SNI 1726-2002, trata-se de uma zona sísmica com aceleração de 0,1g. Através de registos do sismo foi calculada uma aceleração do solo de 0,452g, muito superior à dada pela SNI. O software utilizado foi o SACS (Structural Analysis Computer System).

O modelo utilizado foi o apresentado na Figura 2.6.

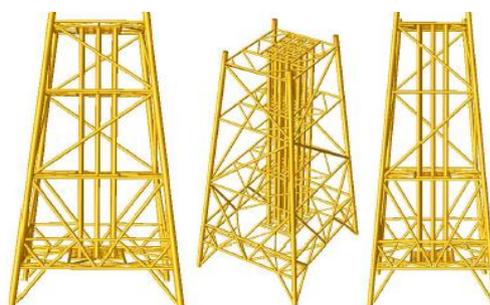


Figura 2.6 - Modelo estrutural

A Figura 2.7 mostra apresenta os resultados da análise *pushover* não-linear na fase final ou perto do colapso:

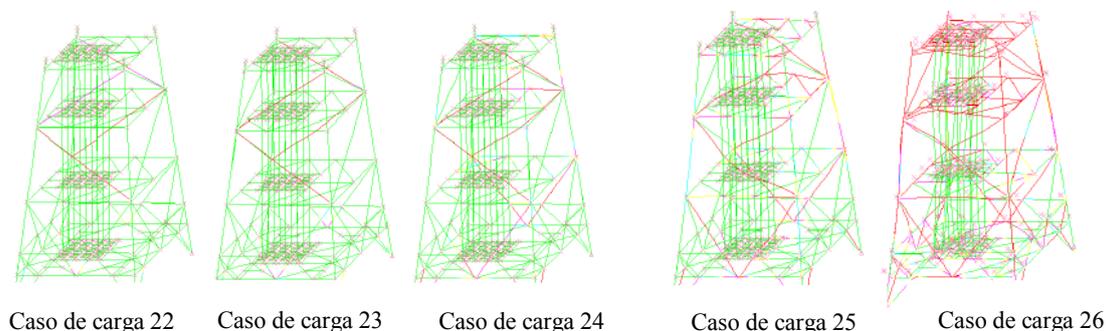


Figura 2.7 - Comportamento estrutural e cedência de membros na Análise Pushover (Irmawan et al. n.d.)

Através do software foi possível calcular o C_r ao longo de cada incremento de carga. No primeiro incremento de carga a estrutura apresentava um C_r de 1.1 e no colapso de 3.6. C_r é o factor de capacidade de reserva sísmica e é calculado pela seguinte fórmula:

$$C_r = \frac{F_{end}}{F_0} = \frac{F_0 + \sum I_{cr}}{F_0} \quad (26)$$

Onde F_0 , F_{end} e $\sum I_{cr}$ são a carga inicial, a carga final em colapso e incremento de carga total, respectivamente.

Irmawan et al. (n.d.) concluiu, então, que a análise *pushover* não-linear na plataforma offshore precisa ser realizada para assegurar que a capacidade de reserva sísmica é adequada. A análise *pushover* determina o nível de performance podendo assim ser possível garantir que a plataforma tem as condições necessárias e não sofre danos significativos na ocorrência de um sismo. Além disso, propõe que deve ser feita mais investigação em análises não lineares *pushover* utilizando análises dinâmicas para medir a ductilidade e comportamento da plataforma em caso de cargas cíclicas.

2.4.2 Procedimento de cálculo segundo a norma (ISO 19901-2, 2004)

A norma (ISO 19901-2, 2004) apresenta uma classificação para os sismos. Considera dois tipos de sismo: um de nível anormal (ALE) e um de nível extremo (ELE).

O sismo de dimensionamento ULS é o sismo de nível extremo (ELE). A estrutura deve ser dimensionada para que este evento cause pouco ou nenhum dano. Os requisitos ULS são direccionados para garantir que não ocorrem danos estruturais para um nível de sismo com baixa probabilidade de serem excedidos durante o tempo de vida da plataforma.

Os requisitos para o sismo de nível anormal (ALE) são direccionados para que haja a garantia que a estrutura e a fundação têm resistência de reserva e capacidade dissipativa suficiente para manter a integridade da estrutural e evitar o colapso.

A norma (ISO 19901-2, 2004) apresenta dois procedimentos de cálculo que dependem da categoria de risco da estrutura. O primeiro passo é a determinação, recorrendo aos mapas de risco sísmico, disponíveis na norma, da aceleração de um sistema com o período de 1 segundo ($S_{a,map}(1.0)$). Posteriormente, e através do Quadro 2.2 determina-se a zona sísmica. Existem cinco zonas sísmicas, desde a zona 0, onde a aceleração do solo durante o sismo é desprezável e a zona 4 onde o sismo é de grande intensidade. Podemos ver no Quadro 2.2 os intervalos de acelerações do solo para a classificação da zona sísmica:

Quadro 2.2 - Classificação da zona sísmica

Classificação da zona sísmica de acordo com $S_{a,map}(1.0)$					
Zona Sísmica	0	1	2	3	4
$S_{a,map}(1.0)$	< 0.03g	0.03g – 0.1g	0.11g – 0.25g	0.26g – 0.45g	> 0.45g

$S_{a,map}(1.0)$ pode ser encontrado nos mapas de risco sísmico disponibilizados na norma.

Após a determinação da zona sísmica, é necessário avaliar o nível de exposição da estrutura. O nível de exposição pode ser L1, L2 ou L3. O nível L1 inclui plataformas de perfuração e / ou produção, armazenamento ou outras plataformas, bem como plataformas que suportam grandes instalações ou tubulações com altas taxas de fluxo. Também estão incluídos nesta categoria as plataformas localizadas onde não é possível ou prático fechar poços antes da ocorrência do sismo. O nível L2 inclui plataformas de perfuração convencional de porte médio e/ou produção, alojamento ou outras plataformas. As plataformas nesta categoria apresentam um potencial muito baixo para a boa circulação em caso de cedência. O nível L3 inclui apaneas pequenos poços. Semelhante à categoria L2 mas devido ao pequeno tamanho das instalações a cedência da plataforma apresentaria perdas económicas baixas.

Seguidamente, de acordo com a zona sísmica e o nível de exposição da estrutura, é possível determinar a categoria de risco e, conseqüentemente, o tipo de análise que deve ser feita. O Quadro 2.4 mostra o tipo de análise para cada categoria de risco e o Quadro 2.3 determina a categoria de risco conforme a zona sísmica e o nível de exposição.

Quadro 2.3 - Determinação da categoria de risco sísmico

Zona Sísmica	L3	L2	L1
0	SRC 1	SRC 1	SRC 1
1	SRC 2	SRC 2	SRC 3
2	SRC 2	SRC 2	SRC 4
3	SRC 2	SRC 3	SRC 4
4	SRC 3	SRC 4	SRC 4

Quadro 2.4 - Tipo de análise de acordo com a categoria de risco sísmico

SRC (Categoria de risco)	Comportamento da acção sísmica	Avaliação da actividade sísmica	Análise não linear
1	-	-	-
2	Simplificado	Mapas de risco sísmico ou mapas regionais	Permitido
3	Simplificado/Detalhado	Estudos específicos da zona ou mapas de risco sísmico	Recomendado
4	Detalhado	Estudos específicos da zona	Obrigatório

Se, de acordo com o Quadro 2.3, a categoria de risco for a 1, então não é necessária qualquer análise sísmica. Se a categoria de risco for a 2 ou a 3 então deve ser feita uma análise sísmica simplificada. Neste caso, deve ser calculado espectro de resposta correspondente a um período de retorno de 1000 anos. Em seguida, pode ser determinado o espectro de aceleração ALE, o factor de capacidade de reserva sísmica e consequentemente o espectro de aceleração ELE. A norma (ISO 19901-2, 2004) apresenta o seguinte espectro de acelerações do solo:

$$\left\{ \begin{array}{ll} S_{a,\text{site}}(T) = (3T + 0.4)C_a \times S_{a,\text{map}}(0.2) & \text{para } T \leq 0.2 \text{ s} \\ S_{a,\text{site}}(T) = C_v \times S_{a,\text{map}}(1.0)/T \leq C_a \times S_{a,\text{map}}(0.2) & \text{para } T \geq 0.2 \text{ s} \\ S_{a,\text{site}}(T) = 4C_v \times S_{a,\text{map}}(1.0)/T^2 & \text{para } T > 4.0 \text{ s} \end{array} \right. \quad (27)$$

Onde $S_{a,\text{site}}(T)$ é a aceleração do solo, T representa o período, C_a e C_v são parâmetros que dependem do tipo de solo e do tipo de fundação, $S_{a,\text{map}}(0.2)$ e $S_{a,\text{map}}(1.0)$ são as acelerações de 0.2 e 1 segundo respectivamente e podem ser encontradas nos mapas sísmicos.

A determinação do espectro de aceleração ALE é feito através da equação seguinte:

$$S_{a,\text{ALE}}(T) = N_{\text{ALE}} \times S_{a,\text{site}}(T) \quad (28)$$

Onde N_{ALE} depende do nível de exposição da estrutura e toma os valores do Quadro 2.5:

Quadro 2.5 - Factor de escala ALE

Nível de exposição	N_{ALE}
L3	0.85
L2	1.15
L1	1.60

A determinação do espectro de aceleração ELE é feito através da equação seguinte:

$$S_{a,ELE}(T) = S_{a,ALE}(T)/C_r \quad (29)$$

Onde C_r é o factor de capacidade de reserva sísmica e a norma (ISO 19901-2, 2004) apresenta valores para este factor de acordo com o seu nível de exposição (Quadro 2.6):

Quadro 2.6 - Factor de capacidade de reserva sísmica

Nível de exposição	C_r
L3	≤ 2.0
L2	≤ 2.4
L1	≤ 2.8

Caso a estrutura apresente uma categoria de risco 3 ou 4, deve ser feita uma análise sísmica detalhada. O processo começa com a determinação da curva de risco sísmico através de estudos específicos no local de instalação. Posteriormente é necessário determinar a inclinação da curva de risco sísmico e o factor de correcção. Depois é possível determinar a aceleração espectral ALE e o seu período de retorno, o factor de capacidade de reserva sísmica e consequentemente a aceleração espectral ELE e o seu período de retorno. Por fim devem ser determinados os efeitos no solo.

A norma (ISO 19901-2, 2004) refere que numa análise probabilística de risco sísmico, as acelerações do solo são estimadas considerando a probabilidade de ocorrência de sismos de diferentes tamanhos e fontes que possam afectar o local de instalação. O somatório de probabilidades individuais de diferentes fontes fornece a probabilidade anual total de excedência de um dado nível de aceleração de pico do solo. A curva de probabilidade de excedência em relação à resposta de um oscilador de um grau de liberdade designa-se por curva de risco sísmico. Como a resposta espectral varia de acordo com os períodos naturais do oscilador, então devem ser feitas varias curvas para diferentes períodos. Os resultados da análise probabilística de risco sísmico são usados para a obtenção de um espectro uniforme de risco, onde todos os pontos do espectro correspondem à mesma probabilidade anual de excedência. A relação entre o período de retorno de um espectro uniforme de risco e a probabilidade de excedência requerida é dada por:

$$T_{ret} = \frac{1}{P_e} \quad (30)$$

Onde, T_{ret} é o período de retorno e P_e a probabilidade de excedência.

Para completar a análise probabilística de risco sísmico pode ser feita uma análise determinística de risco sísmico. Esta análise permite a estimativa dos valores extremos de movimento do solo no local de instalação através da consideração de um único evento com determinada magnitude e distância do local. Para fazer uma análise determinística é necessário definir a fonte do sismo e a sua localização relativamente ao local de estudo, definir uma magnitude do sismo que a fonte é capaz de produzir e é fundamental, também, definir uma relação que descreva a atenuação do movimento do solo com a distância. Quando um local apresenta várias fontes na sua proximidade deve ser definido uma magnitude máxima para cada fonte de acordo com os registos históricos e com o tamanho da falha.

Depois de determinada a curva de risco sísmico e sabendo qual a probabilidade anual de cedência requerida, podem ser definidos os eventos ALE e ELE. Para isto é necessário:

- Traçar a curva de risco sísmico para $T = T_{dom}$ (período modal dominante) com uma escala logarítmica.
- Escolher a probabilidade anual de cedência requerida (P_f) de acordo com o Quadro 2.7 e determinar a aceleração espectral ($S_{a, Pf}(T_{dom})$).
- Determinar a inclinação (α_R) da curva de risco sísmico na zona perto de P_f .
- Pelo Quadro 2.8 determinar o factor de correcção (C_c).

Quadro 2.7 - Probabilidade anual de cedência

Nível de exposição	P_f
L1	1/2500
L3	1/1400

Quadro 2.8 - Factor de correcção

α_R	1.75	2.0	2.5	3.0	3.5
C_c	1.20	1.15	1.12	1.10	1.10

Finalmente é possível determinar o espectro de aceleração ALE, aplicando o factor de correcção ao espectro de acelerações para P_f .

$$S_{a,ALE}(T_{dom}) = C_c \times S_{a,Pf}(T_{dom}) \quad (31)$$

Sabendo o espectro de aceleração ALE e determinando o factor de capacidade de reserva sísmica (C_r) segundo o Quadro 2.6, é possível determinar o espectro de aceleração ELE:

$$S_{a,ELE}(T_{dom}) = S_{a,ALE}(T_{dom})/C_r \quad (32)$$

Por fim deve ser feito uma análise à resposta do solo, isto porque no procedimento de análise sísmica detalhada as análises probabilísticas e determinísticas são aplicáveis a solos moderadamente duros a duros ou bases rochosas. Por esse motivo as acelerações espectrais ALE e ELE devem ser modificadas para ter em conta os efeitos locais do solo.

2.4.3 Acção sísmica segundo as normas aplicáveis na indústria – Comparação entre API, ISO e NORSOK

A tabela seguinte apresenta a comparação entre algumas normas utilizadas na indústria offshore, entre elas, a API, a ISO e a NORSOK. Esta comparação foi traduzida do relatório da DNV (Yang, et al., 2011), tabela 10-12.

Acção Sísmica	API RP 2A			ISO 19901-2		
	SLE (Nível de Resistência) DLE (Nível de ductilidade)			ELE (Sismo de nível extremo) ALE (Sismo de nível anormal)		
Mapas de risco sísmico	Figura C2.3.6.1 (Mapas de risco sísmico nos EUA)			Mapas sísmicos mundiais (Anexo B) - O período de retorno seleccionado para o desenvolvimento dos mapas de movimento do solo foi de 1000 anos. - Os mapas dão acelerações genéricas com 5% de amortecimento, expressas em g,		
Zonas sísmicas	Zona			Zonas		Sa, map (1.0)
	0		0.0g	0		<0.03g
	1		0.05g	1		0.03g-0.10g
	2		0.10g	2		0.11g-0.25g
	3		0.20g	3		0.26g-0.45g
	4		0.25g	4		>0.45g
	5		0.40g	Sa, map (1.0) é a aceleração horizontal do solo correspondente a um sismo de 1000 anos		
Baseado num sismo de 200 anos						
Solo de fundação	Classe	Perfil	Velocidad e da onda	Classe	Perfil	Velocidade da onda v_s m/s
	A	Rocha	>3000 ft/seg	A/B	Rocha, sedimentos com espessura menor que 5m	$v_s > 750$
	B	Areias, siltes e argilas com capacidade resistente de 1500psf (72KPa), limitadas a profundidades até 200 ft (61m) e sobrepostas a camadas de		C	Solo muito compacto	$350 < v_s < 750$
D				Solo duro a muito duro	$180 < v_s < 350$	

		materiais rochosos.			
	C	Areias, siltes e argilas com profundidades superiores a 200 ft (61m) e sobrepostas a camadas de materiais rochosos.		E	Solo solto a firme $120 < v_s < 180$
				F	- Qualquer perfil
Cargas direccionais sísmicas	1.0:1.0 (duas direcções horizontais ortogonais) e 0.5 (vertical) a actuar simultaneamente		1.0:1.0 (duas direcções horizontais ortogonais) e 0.5 (vertical) a actuar simultaneamente		
Combinações direccionais sísmicas	Raiz da soma dos quadrados (SRSS)		SRSS ou 100% de uma direcção e 40% das outras 2 combinadas linearmente		
Análise tempo-história	Mínimo de 3 conjuntos de registos de temporais		Mínimo de 4 conjuntos de registos de temporais		
Forma do espectro de resposta	$T \geq 4.0$ segundos, $S_a(T)$ proporcional a $1/T$		$T \geq 4.0$ segundos, $S_a(T)$ proporcional a $1/T$		
Esbelteza estrutural (DLE ou ALE)	$kl/r \leq 80$ (contraventamento diagonal principal)		$kl/r \leq 80$ (contraventamento diagonal principal)		
Rácio D/t	$D/t \leq 1900/F_y$		$D/t \leq 2000/F_y$		
Desempenho fundação-solo para ELE	$\phi_{PE} = 0.80$ (axial) ($1/0.8 = 1.25$)		Factor de resistência parcial = 1.25 (axial) Factor de resistência parcial = 1.00 (curvas p-y)		
Desempenho fundação-solo para ALE	$\phi_{PE} = 1.0$ (axial)		Factor de resistência parcial = 1.00 (axial) Factor de resistência parcial = 1.00 (curvas p-y)		
Requisitos de capacidade axial da fundação	API-LRFD $\phi_{PE} = 0.80$ (axial)(condições extremas) ($1/0.8 = 1.25$) $\phi_{PE} = 0.70$ (axial)(condições de operação) ($1/0.7 = 1.429$) API-WSD Factor de segurança = 1.50 (condições extremas) Factor de segurança = 2.00 (condições de operação)		Factor de resistência parcial = 1.25 (condições extremas) Factor de resistência parcial = 1.50 (condições de operação)		

		API RP 2A	ISO 19901-2	NORSOK N-003 & N-004
Requisitos de resistência	Modelação estrutural 2.3.6.c2	1. Os requisitos de resistência requerem a resistência a um sismo moderado, que tem uma probabilidade de não ser excedido, sem danos estruturais significativos. 2. Prevenir o colapso da plataforma no caso da ocorrência de um sismo de rara intensidade.	1. O sismo de dimensionamento ULS é o sismo de nível extremo (ELE). A estrutura deve ser dimensionada para que este evento cause pouco ou nenhum dano. Os requisitos ULS são direccionados para garantir que não ocorrem danos estruturais para um nível de sismo com baixa probabilidade de ser excedido. 2. Os requisitos ALE são direccionados para que haja a garantia que a estrutura e a fundação têm resistência de reserva e capacidade dissipativa suficiente para manter a integridade da estrutural e evitar o colapso.	1. Verificação ULS em componentes baseia-se em sismo com uma probabilidade de ocorrência de 10^{-2} e a verificação ALS aplica-se a toda a estrutura e pretende prevenir o colapso durante sismo com uma probabilidade anual de 10^{-4} com factores de acção e material apropriados. 2. Estas verificações focam-se na placa continental da Noruega.
		1. O modelo deve incluir uma distribuição da massa e rigidez da plataforma tridimensional. 2. A acção sísmica deve ser combinada com outras acções simultaneamente, tais como, gravidade, impulso e pressão hidrostática. A carga gravítica deve conter o peso próprio da plataforma, sobrecargas e 75% das cargas máximas de fornecimento e armazenamento. 3. Para uma análise elástica deve ser utilizado um amortecimento de 5%.	Dimensionamento de sismo de nível extremo ELE	Combinações de acções
			1. Acção de dimensionamento: $F_d = 1.1G_1 + 1.1G_2 + 1.1Q_1 + 0.9E$ Onde E: acção de inércia; G_1 e G_2 são as acções permanentes; Q_1 acções variáveis e devem incluir acções que podem ocorrer durante o sismo. Quando a acção do peso é oposta à acção de inércia: $F_d = 0.9G_1 + 0.9G_2 + 0.8Q_1 + 0.9E$ Onde G_1 , G_2 e Q_1 devem incluir acções que podem estar a ocorrer durante o sismo. 2. A massa utilizadas na análise dinâmica: <ul style="list-style-type: none"> • Acção permanente G_1 e G_2 • 75% da acção variável Q_1 • A massa da água aprisionada e a massa adicionada. 3. Deve ser utilizado um amortecimento modal de 5% na análise dinâmica do evento ELE.	1. O número de modos de vibração deve representar pelo menos 90% da energia de resposta total de todos os modos. 2. Na ausência de melhor informação, deve ser utilizado um amortecimento modal de 5%. 3. O sismo deve ser calculado como acção ambiental para os ULS: $ULS(a): 1.3G + 1.3Q + 0.7E$ $ULS(a): 1.0G + 1.0Q + 1.3E$

Requisitos de resistência Análise de resposta 2.3.6.c3	<p>1. Método do espectro de resposta – um espectro de dimensionamento é aplicado igualmente nas duas direcções horizontais. Um espectro de aceleração com metade do valor do que deveria ser aplicado para essa zona na direcção vertical. O método da combinação quadrática completa (CQC) deve ser utilizado para combinar as respostas modais e o método SRSS deve ser utilizado para a combinação da resposta direccional. Pelo menos 2 modos com a maior resposta devem ser incluídos para cada uma das 3 direcções principais, mais os modos torsionais significativos.</p> <p>2. Método de tempo-história – a resposta deve ser calculada como a média das respostas máximas de cada história considerada.</p>	Dimensionamento de sismo de nível extremo ELE	Análise de resposta	<p>1. Em ambos os métodos, as excitações devem compreender 3 direcções, 2 horizontais ortogonais e uma vertical.</p> <p>2. Método do espectro de resposta – Quando as respostas em cada direcção são calculadas separadamente, as respostas devido às 3 direcções do sismo podem ser combinadas através do método SRSS. Alternativamente, as respostas nas 3 direcções podem ser combinadas linearmente assumindo que uma componente tem o valor máximo, enquanto as outras duas direcções apresentam 40% dos seus respectivos valores máximos.</p> <p>3. Métodos de tempo-história – Para a percepção da aleatoriedade dos movimentos do solo devido ao sismo devem ser utilizados 4 conjuntos de registos de tempo-história. O dimensionamento ELE é satisfatório se o código de utilização máximo for inferior a 1.0 para pelo menos metade dos registos. Se forem utilizados menos do que 7 conjuntos de registos deve ser aplicado um factor de 1.05.</p>	ULS	Análise de resposta	<p>1. O movimento do sismo deve ser representado por 2 direcções horizontais ortogonais e uma direcção vertical.</p> <p>2. Uma das excitações horizontais deve ser paralela a um eixo estrutural principal, com a sua maior componente direccionada para obter o valor máximo da resposta. Se não forem realizados cálculos mais precisos, a componente horizontal ortogonal pode ser igual a 2/3 da maior componente.</p> <p>3. Método de análise de registos tempo-história – O efeito da carga deve ser calculado para pelo menos 3 conjuntos de registos. Os valores médios dos efeitos das acções calculadas podem ser considerados no dimensionamento.</p>
-------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------	----------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	------------	----------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Requisitos de resistência Avaliação da resposta 2.3.6.c4 & 2.3.6e	<p>1. Os elementos estruturais não podem entrar em cedência de toda a secção ou sofrer encurvadura.</p> <p>2. Para requisitos de robustez, os esforços aceites pela AISC e os apresentados na secção 3.2 podem ser aumentados em 70%.</p> <p>3. Para a combinação da acção sísmica com a pressão hidrostática, os factores de segurança para encurvadura local e fórmulas de interacção listadas na secção 3.2 são:</p> <p style="margin-left: 20px;">Tração axial 1.0</p> <p style="margin-left: 20px;">Compressão axial 1.0-1.2</p> <p style="margin-left: 20px;">Compressão em arco 1.2</p> <p>4. Orientações adicionais:</p> <p>a) Ligações tubulares são dimensionadas para a cedência ou encurvadura dos elementos ligantes, para que não exista rotura das ligações e se possa manter a ductilidade da estrutura.</p> <p>b) A capacidade das ligações pode ser determinada de acordo com a secção 4.3.</p> <p>c) Estruturas suportadas pelo convés e equipamentos de amarração devem ser dimensionados com um aumento dos esforços admissíveis.</p> <p>d) Isto serve para dar uma margem de segurança sem realizar uma análise detalhada do nível de ductilidade.</p>	Dimensionamento de sismo de nível extremo ELE Desempenho ELE	<p>1. Todas os componentes estruturais e de fundação principais e secundários devem assegurar pouco ou nenhum dano à estrutura. Comportamento não linear é permitido mas degradação frágil deve ser evitada (plastificação do aço vs. encurvadura local)</p> <p>2. As forças internas das ligações devem ser inferiores à sua resistência, calculadas a partir das forças e momentos elásticos.</p> <p>3. Mastros, guindastes e torres de queima devem ter capacidade de suster os movimentos transmitidos por via da estrutura com poucos ou nenhuns danos.</p> <p>4. Para o dimensionamento das estacas para o evento ELE, deve ser utilizado um factor de resistência parcial de 1.25 para determinar a capacidade axial e um factor das curvas p-y de 1.0 para a determinação da resistência lateral.</p>	ULS	Avaliação da resposta	Coeficiente de Material $\gamma_M = 1.15$
----------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	------------	------------------------------	----------------------------------------------

Requisitos de ductilidade Limitações 2.2.6.d2)	<p>1. O rácio de intensidade do movimento do solo do sismo raro e do sismo de nível de resistência é de 2 ou menos.</p> <p>2. Os sistemas são estruturas tipo <i>jacket</i> com 8 ou mais pernas.</p>	Dimensionamento de sismo de nível anormal ALE Modelação estrutural	<p>1. Modelos estruturais e de fundação devem incluir a possível degradação da rigidez e resistência dos componentes sujeitos a acções cíclicas.</p> <p>2. A análise ALS deve ser baseada nas melhores estimativas de parâmetros de modelação, como por exemplo, resistência do material, resistência e rigidez do solo.</p> <p>3. Um amortecimento modal de 5% pode ser utilizado numa análise dinâmica para o evento ALE.</p>	ALS	Modelação estrutural <p>1. O número de modos de vibração deve representar pelo menos 90% da energia de resposta total de todos os modos.</p> <p>2. Na ausência de melhor informação, deve ser utilizado um amortecimento modal de 5%.</p> <p>3. O sismo deve ser calculado como acção ambiental para os ALS.</p> <p>$ALS(a): 1.0G + 1.0Q + 1.0E$</p>
-----------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	-------------------------------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	------------	------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

<p>Método de dimensionamento</p>	<p>1. As pernas da estrutura <i>jacket</i> são dimensionadas para os requisitos de 2.3.6c4, usando duas vezes a carga sísmica que cumpre os requisitos SLE.</p> <p>2. Os elementos diagonais no plano vertical são concebidos de maneira a que as forças de corte nos planos horizontais ou verticais entre as pernas sejam distribuídas igualmente pelas diagonais em tração e compressão, e que os contraventamentos em K não sejam utilizados onde a capacidade de um painel em transmitir as forças seja comprometido devido a encurvadura da diagonal em compressão. Onde estas condições não se aplicam, incluindo as zonas entre o <i>jacket</i> e o convés, as componentes estruturais devem ser dimensionadas de acordo com 2.3.6c4 usando duas vezes a carga sísmica que cumpre os requisitos SLE.</p> <p>3. São fornecidos elementos horizontais entre todas as pernas adjacentes aos níveis de enquadramento horizontais em planos verticais e estes membros tem capacidade de compressão suficiente para suportar uma redistribuição de cargas devido à encurvadura de um elemento diagonal adjacente.</p> <p>4. O rácio de esbelteza (Kl/r) das diagonais principais no plano vertical deve ser inferior a 80 e o rácio de diâmetro sobre espessura está limitado a $1900/F_y$ (em ksi) ou</p>	<p>1. Em ambos os métodos, as excitações devem compreender 3 direcções de movimento, 2 horizontais ortogonais e uma vertical.</p> <p>2. São permitidas 2 abordagens de cálculo para o dimensionamento ALE:</p> <p>a) Análise estática <i>pushover</i> – a ser utilizada para determinar e controlar possíveis mecanismos de rotura ou os deslocamentos globais desta.</p> <p>b) Método não linear de análise de dados tempo-historia – para a realização de uma análise estrutural de deslocamento controlado.</p> <p>3. Para a percepção da aleatoriedade dos movimentos do solo devido ao sismo devem ser utilizados 4 conjuntos de registos de tempo-historia. Se forem utilizados mais do que 7 registos, devem ser demonstrados em metade destes que a estrutura não colapsa. Caso contrário deve ser demonstrado o não colapso da estrutura em 4 registos.</p>	<p>1. O movimento do sismo deve ser representado por 2 direcções horizontais ortogonais e uma direcção vertical.</p> <p>2. Uma das excitações horizontais deve ser paralela a um eixo estrutural principal, com a sua maior componente direccionada para obter o valor máximo da resposta. Se não forem realizados cálculos mais precisos, a componente horizontal ortogonal pode ser igual a 2/3 da maior componente.</p> <p>3. Método de análise de registos tempo-história – O efeito da carga deve ser calculado para pelo menos 3 conjuntos de registos. Os valores médios dos efeitos das acções calculadas podem ser considerados no dimensionamento.</p>
----------------------------------	--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Análise estrutural	<ol style="list-style-type: none"> 1. Os sistemas estrutura-fundação que não seguem as condições referidas em 2.3.6d2 devem ser analisados de maneira a demonstrar a sua capacidade resistente ao evento raro de sismo, sem haver colapso. 2. O método de análise de registos tempo-história é recomendado. 3. Devem ser analisados pelo menos 3 registos. 	<ol style="list-style-type: none"> 1. É permitido aos elementos estruturais apresentar degradação plástica (e.g. encurvadura local), mas o colapso ou a cedência de secções em consola no convém deve ser evitado. 2. São permitidos mecanismos plásticos estáveis nas fundações mas modos de cedência como instabilidade e colapso devem ser evitados. 3. As ligações podem apresentar um comportamento plástico limitado, mas devem permanecer dentro do seu limite de resistência. Alternativamente, em zonas onde seja previsível a existência de grandes deformações nas ligações, estas devem ser dimensionadas de maneira a que tenham níveis de ductilidade e resistência nos níveis de deformação previstos. 	<p>Coefficiente de Material $\gamma_M = 1.0$</p>
---------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------------------

2.5 Acção da água

2.5.1 Pressão Hidrostática

A pressão hidrostática, num líquido em repouso, pode exercer forças elevadas nas zonas submersas das estruturas *offshore*, particularmente a grandes profundidades. Esta apresenta propriedades que afectam a estabilidade de corpos flutuantes. Por isso, a pressão hidrostática pode ter um profundo impacto sobre a concepção de estruturas *offshore* flutuantes e fixas.

A água do mar em repouso está sujeita principalmente a uma força gravitacional em direcção ao centro da Terra. Assim, não há nenhuma força externa a considerar para além do peso da água do mar, e a resultante da pressão hidrostática p no ponto de distância z abaixo da superfície da água pode ser dada por:

$$p = p_a + \rho g z_w \quad (33)$$

Onde p é a pressão hidrostática, p_a é a pressão atmosférica, ρ a densidade do fluido, g a aceleração da gravidade e z_w a profundidade. (Patel 1989)

2.5.2 Acção das ondas – Teoria das ondas

As ondas do mar são geradas, principalmente, pela acção do vento sobre a água. As ondas são formadas, inicialmente, por um processo complexo de ressonância e de corte, em que as ondas de diferentes alturas, comprimento e período são produzidas e viajam em várias direcções. A contínua acção do vento faz com que a onda cresça proporcionalmente a este até destabilizar e quebrar.

As ondas podem ter dois tipos de propagação: as que são criadas localmente e têm diferentes alturas e períodos, chamadas de vaga, e as criadas em grandes massas de água e propagam-se além das zonas onde foram criadas, conhecidas por ondulação.

Normalmente, as ondas do mar são de natureza aleatória. No entanto, ondas maiores em séries de ondas aleatórias podem ser dadas sob a forma de uma onda regular e podem ser descritas por uma teoria determinista. Embora estas teorias de ondas forneçam aproximações irreais das ondas, são muito úteis no dimensionamento de uma estrutura offshore e dos seus elementos estruturais.

Para a descrição de qualquer teoria de ondas existem três parâmetros essenciais: O período (T), que é o tempo entre a passagem de duas ondas consecutivas pela origem (nível médio da água), a altura (H_w), que é a distância vertical entre o vale e a crista da onda, e por fim a profundidade da água (d). (Chakrabarti 2005)

2.5.2.1 Teoria linear

A teoria linear é a teoria mais simples e apresenta uma forma sinusoidal para a onda e a superfície livre é descrita pela seguinte expressão:

$$\eta = a \sin(kx - \omega t) \quad (34)$$

Onde a é a amplitude da onda, ω a frequência da onda e $k = 2\pi/L$ é o número de ondas e L é a distância entre duas cristas (Chakrabarti 2005).

Esta teoria deve ser utilizada quando as ondas têm baixa amplitude, i.e quando $H_w/L \ll 1$.

No Quadro 2.9 (Chakrabarti 2005) apresenta toda a formulação para a teoria linear para águas com profundidade finita:

Quadro 2.9 - Formulação para a teoria linear

Relação de dispersão	$\omega^2 = gk \tanh kd$
Perfil de onda	$\eta = \frac{H_w}{2} \cos(k(x - ct))$
Velocidade horizontal	$u = \frac{gkH_w}{2\omega} \frac{\cosh k(y+d)}{\cosh kd} \cos(k(x - ct))$
Velocidade vertical	$v = \frac{gkH_w}{2\omega} \frac{\sinh k(y+d)}{\cosh kd} \sin(k(x - ct))$
Aceleração horizontal	$\dot{u} = \frac{gkH_w}{2} \frac{\cosh k(y+d)}{\cosh kd} \sin(k(x - ct))$
Aceleração vertical	$\dot{v} = \frac{gkH_w}{2} \frac{\sinh k(y+d)}{\cosh kd} \cos(k(x - ct))$
Pressão dinâmica	$p = \rho g \frac{H_w}{2} \frac{\cosh k(y+d)}{\cosh kd} \cos(k(x - ct))$

Onde $c = \frac{\omega}{k} = \frac{L}{T}$

2.5.2.2 Teoria não linear – Teorias de Stokes de 2ª e 5ª Ordem

À medida que a altura da onda (H_w) aumenta, a onda torna-se não linear e é necessário aplicar as teorias de Stokes de 2ª, 3ª, 4ª e 5ª ordem, sendo a última uma aproximação mais rigorosa.

A teoria de Stokes de segunda ordem apresenta dois componentes para a cinemática de ondas, o primeiro na frequência da onda e o segundo com o dobro da frequência da onda. A contribuição do componente de segunda ordem é menor do que a contribuição do componente de primeira ordem.

No Quadro 2.10 (Chakrabarti 2005) apresenta toda a formulação para a teoria de 2ª ordem:

Quadro 2.10 - Fórmulas para a Teoria de Stokes de 2ª Ordem

	Componente de 1ª ordem	Componente de 2ª ordem
Relação de dispersão	$c^2 = \frac{g}{k} \tanh kd$	$c^2 = \frac{g}{k} \tanh kd$
Perfil de onda	$\eta = \frac{H_w}{2} \cos(kx - wt)$	$\eta = \frac{\pi H_w^2 \cosh kd}{8L \sinh^3 kd} [2 + \cosh 2kd] \cos 2(kx - wt)$
Velocidade horizontal	$u = \frac{\pi H_w \cosh ks}{T \sinh kd} \cos(kx - wt)$	$u = \frac{3}{4c} \left(\frac{\pi H_w}{T} \right)^2 \frac{\cosh 2ks}{\sinh^4 kd} \cos 2(kx - wt)$
Velocidade vertical	$v = \frac{\pi H_w \sinh ks}{T \sinh kd} \sin(kx - wt)$	$v = \frac{3}{4c} \left(\frac{\pi H_w}{T} \right)^2 \frac{\sinh 2ks}{\sinh^4 kd} \sin 2(kx - wt)$
Aceleração horizontal	$\dot{u} = \frac{2\pi^2 H_w \cosh ks}{T^2 \sinh kd} \sin(kx - wt)$	$\dot{u} = \frac{3\pi}{2L} \left(\frac{\pi H_w}{T} \right)^2 \frac{\cosh 2ks}{\sinh^4 kd} \sin 2(kx - wt)$
Aceleração vertical	$\dot{v} = \frac{2\pi^2 H_w \sinh ks}{T^2 \sinh kd} \cos(kx - wt)$	$\dot{v} = \frac{3\pi}{4L} \left(\frac{\pi H_w}{T} \right)^2 \frac{\sinh 2ks}{\sinh^4 kd} \cos 2(kx - wt)$
Pressão dinâmica	$p = \rho g \frac{H_w \cosh ky}{2 \cosh kd} \cos(k(x - ct))$	$p = \frac{3}{4} \rho g \frac{\pi H_w^2}{L} \frac{1}{\sinh 2kd} \left[\frac{\cosh 2ks}{\sinh^2 kd} - \frac{1}{3} \right] \cos 2(kx - wt) - \frac{1}{4} \rho g \frac{\pi H^2}{L} \frac{1}{\sinh kd} [\cosh 2ks - 1]$

Onde $s = y + d$

A teoria de Stokes de 5ª ordem é aplicável em águas profundas com ondulação alta. Como o nome indica, a teoria de quinta ordem tem cinco componentes em formato de série. Cada componente tem uma ordem de grandeza menor do que a componente de ordem anterior. As frequências das componentes mais altas são múltiplas da frequência fundamental da onda. A velocidade horizontal é dada por:

$$u = \sum_{n=1}^5 u_n \cosh nks \cos n(kx - wt) \quad (35)$$

Concluindo, Chakrabarti (2005) afirma que, mesmo quando é utilizada uma teoria não-linear no projecto de uma estrutura offshore, esta apenas tem um efeito significativo sobre a estrutura perto da superfície livre. Longe do nível médio das águas, as ondas comportam-se mais como na teoria linear. Assim, a maior parte dos componentes estruturais submersos podem ser projectados de forma simples com a teoria linear sem qualquer erro mensurável.

2.5.2.3 Modelo espectral

As teorias de ondas comuns são normalmente aplicáveis no dimensionamento de estruturas offshore, onde é apenas considerada uma onda de nível extremo e representada como uma

onda regular com determinado período e altura. Para o caso de ondas aleatórias, é feita uma descrição através de um espectro de densidade energética que descreve o conteúdo energético de uma onda e a sua distribuição de acordo com uma gama de frequências. (Chakrabarti 2005)

Os espectros mais utilizados são o modelo de Pierson-Moskowitz e o modelo de JONSWAP. O primeiro é um modelo espectral de um parâmetro e é caracterizado pela frequência de pico w_0 . O modelo de Pierson-Moskowitz tem a seguinte expressão (Chakrabarti 2005):

$$S(w) = \alpha g^2 w^{-5} \exp(-1.25[w/w_0]^{-4}) \quad (36)$$

Onde :

$$\alpha = 0.0081;$$

g é a aceleração da gravidade

w é a frequência

$$w_0 = \sqrt{\frac{2}{3}} \frac{g}{U_w}; \text{ é a frequência de pico}$$

O modelo de JONSWAP é um modelo de cinco parâmetros que provem do modelo de Pierson-Moskowitz multiplicado por um factor de intensificação de pico e foi desenvolvido para condições do mar do norte. É definido pela seguinte expressão:

$$S(w) = \bar{\alpha} g^2 w^{-5} \exp(-1.25[w/w_0]^{-4}) \times \gamma^{\{\exp\{-(w-w_p)^2/(2\sigma^2 w_p^2)\}\}} \quad (37)$$

Onde:

$$\bar{\alpha} = 5.058 \left[\frac{H_s}{(T_p)^2} \right]^2 (1 - 0.287 \ln \gamma)$$

$$\gamma = 5 \text{ se } T_p/\sqrt{H_s} \leq 3.6 \text{ caso contrário } \gamma = \exp\left(5.75 - 1.15 \frac{T_p}{\sqrt{H_s}}\right)$$

H_s é a altura média das maiores 3 ondas em um curto período.

T_p é o período do pico

2.5.3 Correntes

As correntes ao nível da superfície são normalmente induzidas pelo efeito do vento na água, variação da pressão atmosférica e efeitos de marés. No entanto, ocorrem, também, correntes em profundidade e até no fundo do mar. Essas correntes são, por exemplo, ciclones tropicais. Na generalidade dos casos, as correntes apresentam-se turbulentas mas são, normalmente, aproximadas pelo fluxo médio. No dimensionamento de estruturas offshore é comum considerar as correntes constantes no tempo. No dimensionamento deve ser utilizada uma

velocidade da corrente com período de retorno de 10 anos. Quando não existe informação estatística, as correntes geradas pelo vento na linha média da água podem ser determinadas através da velocidade média de uma hora do vento a 10 m (U_w) de altura através da seguinte expressão (Chakrabarti 2005):

$$U_c = 0.0015U_w \quad (38)$$

2.5.4 Marés

As marés são o movimento de água definido nas zonas costeiras. Fazem com que os níveis de água subam e desçam, o que provoca padrões de correntes de grande escala, por vezes com grandes velocidades. Estas são o resultado de uma combinação de forças que actuam sobre as partículas individuais de água, podendo essas forças ser devido a atracção gravitacional da Terra, a força centrífuga gerada pela combinação da rotação da Terra e Lua, atracção gravitacional da Lua e atracção gravitacional do Sol. (Simões, 2015)

2.5.5 Tsunamis

Tsunami é uma grande onda do mar produzida por um maremoto ou erupção vulcânica submarina. Terremotos, erupções vulcânicas e outras explosões subaquáticas (detonações de artefactos nucleares no mar), deslizamentos de terra e outros movimentos de massas acima ou abaixo dos distúrbios de água têm o potencial para gerar um tsunami. (Simões, 2015)

2.5.6 Periodicidade das ondas

Cada tipo de ondas, conforme a sua formação, tem um determinado período e respectivamente uma frequência. A cada frequência está associada uma energia correspondente à intensidade da acção. Esta comparação pode ser vista na Figura 2.8. (Simões, 2015)

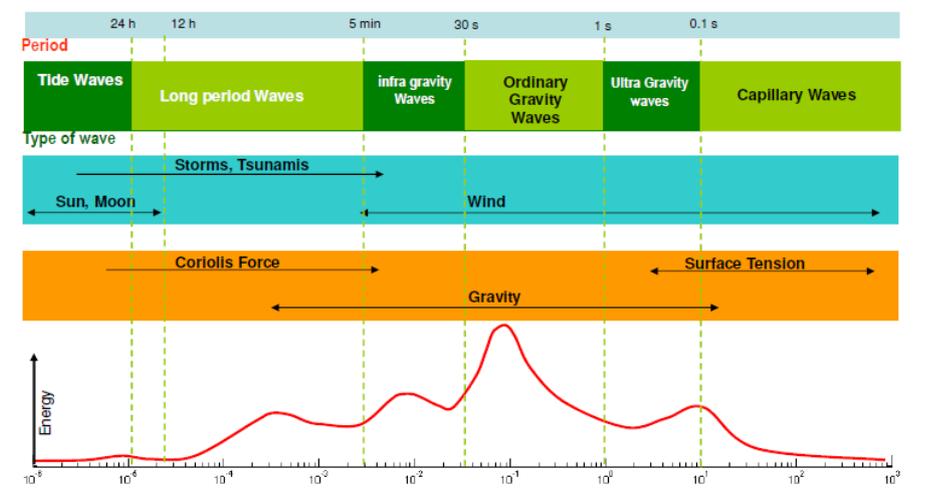


Figura 2.8 - Frequência e energia das ondas

Como se pode observar, as ondas que têm mais energia e, conseqüentemente, levar a uma acção maior sobre a estrutura, são as que apresentam frequências na ordem dos 0.1 Hz, e são provocadas pelo vento. Estruturas com frequências próprias próximas de 0.1 Hz devem ser verificadas com precaução devido à hipótese de ocorrência de ressonância.

2.6 Conclusões

Relativamente à acção do vento percebeu-se que esta, em estruturas offshore, pode ser avaliada adoptando metodologias de cálculo para estruturas onshore desde que se tenha em conta as condições inerentes ao oceano. Esta acção deve ser contabilizada através de uma componente estática e de uma componente dinâmica e a distribuição de Weibull é a que melhor descreve o valor médio da velocidade e direcção. De acordo com as normas, para locais offshore deve ser utilizado o espectro de Frøya, mas para estruturas com frequências próprias próximas de 1/2400 Hz este espectro não é aceitável e deve ser feita uma análise mais cuidada de maneira a evitar a ocorrência de ressonância. Nesse caso devem ser realizados ensaios de túnel de vento ou análises através de modelos numéricos.

O sismo pode ser dividido em dois tipos de acordo com a sua localização em relação à estrutura. O tipo mais condicionante é aquele que apresentar frequências mais próximas das frequências próprias da estrutura. As frequências próprias e outras características dinâmicas da estrutura devem ser obtidos através de um modelo analítico tridimensional. Deve ser realizada uma análise *pushover* para a determinação da capacidade de reserva sísmica. Um dos estudos feitos, através de uma análise *pushover* concluiu que as estruturas tipo *jacket* têm baixa robustez e a cedência de um elemento pode reduzir significativamente a resistência e rigidez da estrutura. Por fim, a norma ISO propões duas metodologias de cálculo, uma simplificada para categorias de risco de nível dois ou três e outra detalhada para as categorias três e quatro. Na metodologia simplificada é feita uma análise através de espectros de resposta obtidos através de dados fornecidos pela mesma norma enquanto na metodologia detalhada é feita uma análise através de espectros de resposta obtidos através de informações do próprio local e através de análises probabilísticas.

A acção da água representa-se pela pressão hidrostática, a acção das ondas e das correntes. A grandes profundidades a pressão hidrostática pode ser condicionante e levar a problemas de encurvadura. Quando as ondas têm baixa amplitude deve ser utilizada a teoria linear e à medida que a altura da onda aumenta torna-se necessário aplicar a teoria não linear de Stokes. A teoria não linear apenas apresenta efeitos significativos perto da superfície porque, em profundidade maiores, as ondas apresentam um comportamento linear e, por isso, elementos em zonas profundas podem ser analisados pela teoria linear. As ondas que provocam forças de maior intensidade são criadas pelo vento e apresentam frequências de 0.1 Hz, sendo necessário ter cuidados redobrados quando as frequências próprias da estrutura rondam esse valor.

3. CASO DE ESTUDO

3.1 Introdução

O caso de estudo aqui apresentado consiste numa plataforma offshore apresentada na Tese da UERJ (Rimola 2010), onde foi feita uma análise dinâmica da estrutura. Nesta tese, o autor procedeu a um estudo sobre a influência das acções dinâmicas provenientes dos equipamentos mecânicos localizados nos decks da plataforma e, com base na obtenção da resposta dinâmica da estrutura (deslocamentos, velocidades e acelerações), avaliou a performance do modelo estrutural em termos de critérios de conforto humano e das tolerâncias máximas referentes aos equipamentos mecânicos.

Neste capítulo é feita uma descrição da estrutura estuda e, posteriormente, é feita uma análise global da estrutura e uma análise local de dois elementos. Na primeira parte explica-se todas as componentes da estrutura, desde as fundações até ao convés e todos os materiais utilizados. Além disso, caracteriza-se o solo, as acções permanentes e as variáveis. Na análise global da estrutura é feita uma análise das frequências próprias e modos de vibração da estrutura, assim como o cálculo da acção do vento, sismo e água sobre a estrutura. Por fim, na análise local será feita uma análise a dois elementos da *jacket*, um na perna e outro de contraventamento, onde se irá apresentar os esforços condicionantes e calcular as tensões devido à acção da água. Posteriormente será feita uma verificação de segurança segundo a norma (ISO19902, 2007).

3.2 Descrição da plataforma

A plataforma em questão é a plataforma de Merluza-1 (PMLZ-1) e está localizada no campo submarino de Merluza, na Bacia de Santos, no litoral do Estado de São Paulo. Para este trabalho foi considerado que a estrutura estava localizada em Portugal, na costa Algarvia. É considerado que a estrutura está instalada numa zona com 134m de profundidade.

A estrutura é composta por uma parte inferior, formada por estacas tubulares e uma treliça espacial designada por *jacket*, e uma parte superior, formada por um convés de dois andares com uma área total de 1915m². O sistema de piso da plataforma é formado por vigas metálicas e revestido por chapas de aço. A estrutura está fundada sobre estacas tubulares com o diâmetro de 2134mm e espessura de 55mm em aço estrutural S355 com tensão de cedência de 352 MPa. Os elementos tubulares e elementos com secção em I laminados são em aço estrutural com $f_y = 315$ MPa e $f_u = 400$ MPa. É apresentada uma figura da plataforma na Figura 3.1.



Figura 3.1 - Vista geral da plataforma Merluza-1

O módulo de elasticidade do aço foi considerado de 210 GPa, o coeficiente de Poisson de 0.30 e a massa específica de 7850 kg/m³.

Nas figuras seguintes (Figura 3.2, 3.3 e 3.4) é possível visualizar a estrutura. A modelação desta foi feita no *software* de cálculo automático *Robot Structural Analysis* da *Autodesk 2014*.

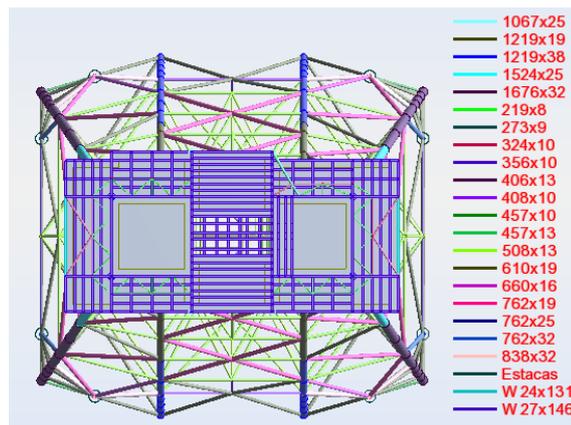


Figura 3.2 - Vista superior da estrutura

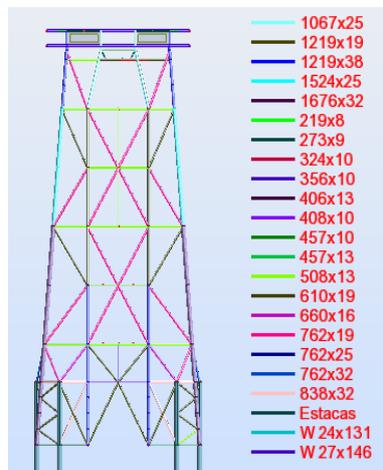


Figura 3.4 - Vista lateral da estrutura

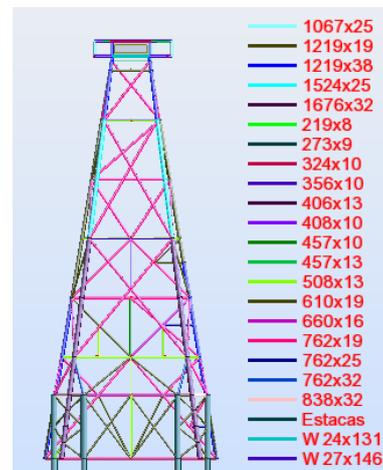


Figura 3.3 - Vista frontal da estrutura

3.2.1 Caracterização do solo

Com base nas características do solo foi possível calcular o parâmetro de rigidez do solo. Estes valores foram calculados em (Rimola 2010) e são apresentados no Quadro 3.1:

Quadro 3.1 - Características do solo

Nível abaixo do solo (m)	Descrição	K (KN/m ²)	Nível abaixo do solo (m)	Solo	K (KN/m ²)	Nível abaixo do solo (m)	Solo	K (KN/m ²)
1	Areia média	4850	23a25	Argila média	281	35	Areia fina	169754
2		9700	26	Areia média	126103	36		174604
3		14550	27		130953	37		179454
4		19400	28		135803	38		184304
5		24250	29		140653	39		189154
6		29100	30		145503	40		194004
7 a 18	Argila rija	5279	31		Areia média	150353	41	198854
19	Areia fina	92152	32	155203		42	203704	
20		97002	33	160053		43	208555	
21		101852	34	164903		44 a 96	Argila rija	5279
22		106702						

3.2.2 Acção permanente

Além do peso próprio dos elementos metálicos, foram também consideradas cargas permanentes referentes às instalações técnicas da plataforma. Foram consideradas cargas permanentes de 1 KN/m² em todo o convés. A Figura 3.5 ilustra as cargas permanentes:

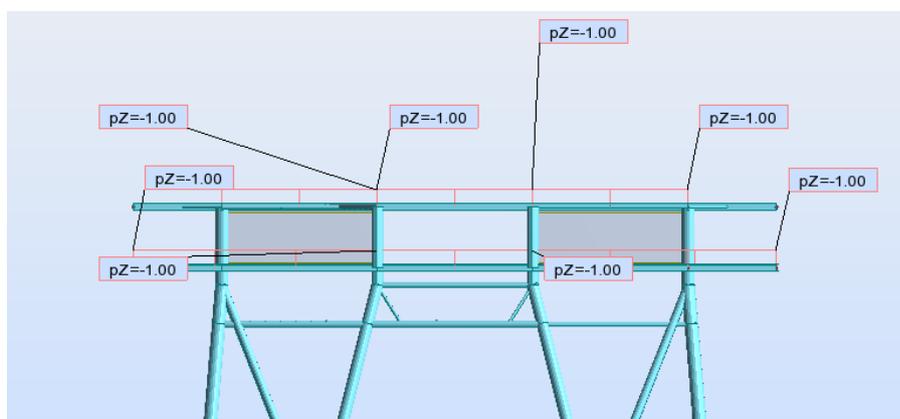


Figura 3.5 - Cargas permanentes

3.2.3 Acção variável

As acções variáveis foram consideradas como sendo iguais a 8.5 KN/m² em zonas de trabalho e alojamento e de 15 KN/m² em zonas de armazenamento e descargas. A Figura 3.6 seguinte ilustra as cargas variáveis:

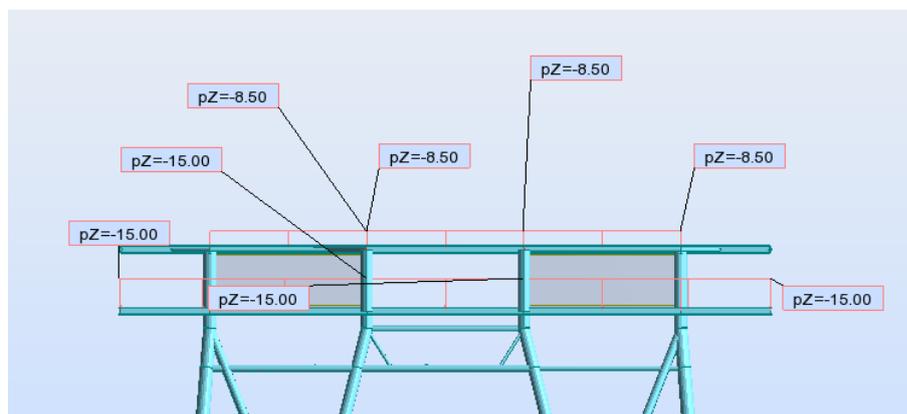


Figura 3.6 - Acções variáveis

3.3 Análise global

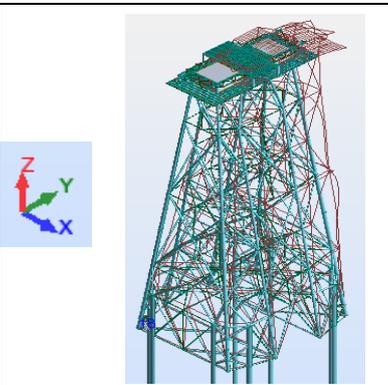
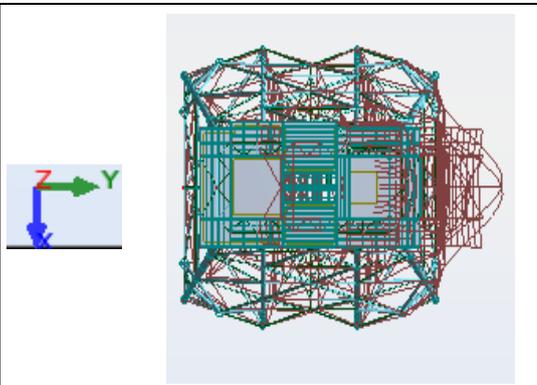
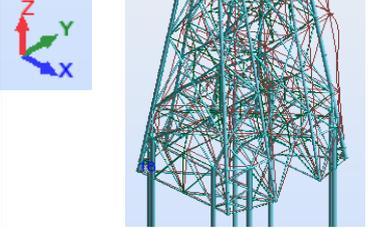
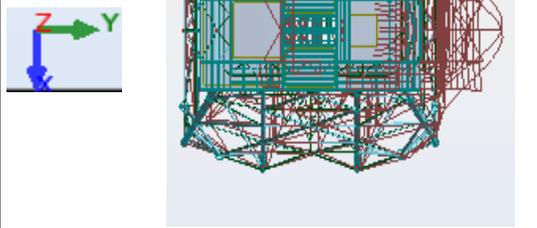
3.3.1 Frequências e modos de vibração da plataforma

Para fazer a caracterização dinâmica da estrutura foi necessário fazer a distribuição das massas. A combinação utilizada foi a sugerida pela norma (ISO 19901-2, 2004):

$$M = M_{G_1} + 0.75M_{Q_1} \tag{39}$$

Onde, M_{G_1} e M_{Q_1} são as massas inerente às acções permanentes e às acções variáveis respectivamente.

Feita a distribuição de massas foi possível calcular, recorrendo ao *software Robot Structural Analysis 2014*, os modos de vibração e frequências próprias (Figura 3.7).

<p>1º Modo (Deslocamento na direcção do eixo y)</p>		
<p>Frequência: 0.538 Hz Período: 1.858 s</p>		

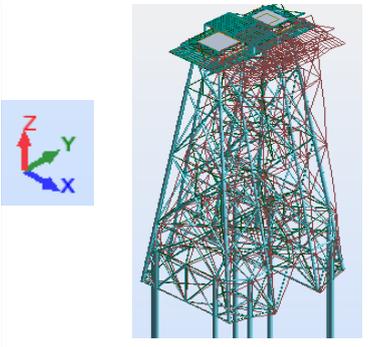
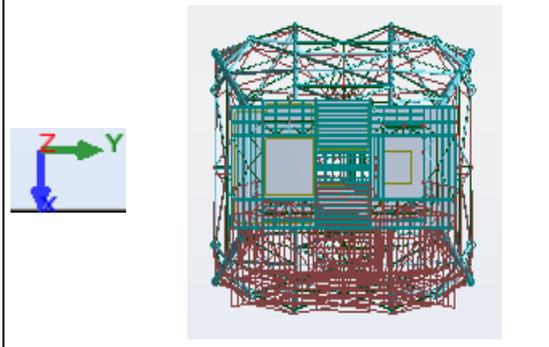
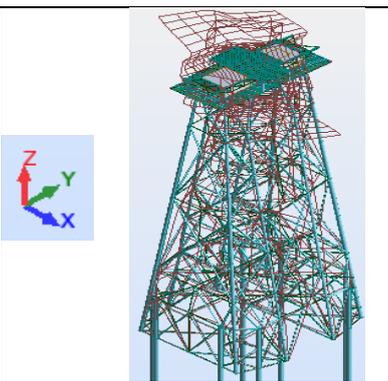
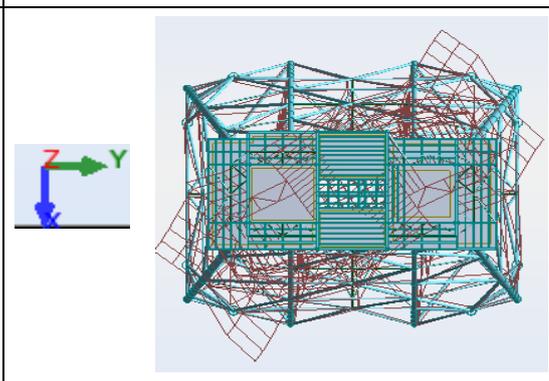
2º Modo (Deslocamento na direcção do eixo x)		
Frequência: 0.548 Hz Período: 1.823 s		
3º Modo (Torção)		
Frequência: 0.945 Hz Período: 1.059 s		

Figura 3.7 - Modos de vibração e frequências próprias

3.3.2 Acção do vento segundo a ISO 19901-1 e ISO 19902

Segundo a norma (DNV-RP-C205, 2010), e tal como foi explicado no Capítulo 2, para estruturas offshore sujeitas à acção do vento, o modelo espectral mais apropriado é o referente ao de Frøya. Neste caso, considerou-se que o processo da velocidade do vento permanece estacionário em intervalos de tempo de 2 a 3 horas, uma vez que as frequências próprias da estrutura são 1000 a 2000 vezes superiores ao valor limite inferior para a aplicação do modelo (1/2400 Hz) e por isso a probabilidade de ocorrência de ressonância é mínima. Por esse motivo considerou-se apenas a componente estática da acção do vento, sendo a sua força calculada através da equação $F = \frac{1}{2} * \rho * C_s * A * U_w^2$ (1)

Para a determinação da velocidade média do vento utilizou-se os dados fornecidos pelo Eurocódigo 1-4. Segundo esta norma (NP-EN-1991-1-4 2010) a velocidade média de 10 minutos do vento a uma altura z acima do solo pode ser calculada pela seguinte expressão:

$$v_m(z) = C_r(z) \cdot C_0(z) \cdot v_b \quad (40)$$

Onde $C_r(z)$ é o coeficiente de rugosidade e deve ser calculado de acordo com a expressão seguinte:

$$C_r(z) = K_r \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right); \quad z = z_{\min} \text{ se } z \leq z_{\min} \quad (41)$$

$$K_r = 0.19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0.07} \quad (42)$$

$$z_{0,II} = 0.05$$

De acordo com o Quadro 4.1 da norma, para mar ou zona costeira exposta a ventos do mar, $z_0 = 0.003$ e $z_{\min} = 1$.

$C_0(z)$ é o coeficiente de orografia e foi desprezado porque o declive médio do terreno é inferior a 3° .

O valor de referência da velocidade do vento, v_b , foi calculado através da expressão apresentada pela norma (NP-EN-1991-1-4 2010) :

$$v_b = C_{\text{dir}} \cdot C_{\text{season}} \cdot v_{b,0} \quad (43)$$

$$C_{\text{dir}} = 1; C_{\text{season}} = 1; v_{b,0} = 30 \text{ m/s} - \text{zona B}$$

Os resultados obtidos foram os apresentados no Quadro 3.2:

Quadro 3.2 - Resultados do processo de cálculo da velocidade média do vento

C_{dir}	1.0	$z_{\min} \text{ (m)}$	1.0
C_{season}	1.0	K_r	0.156
$v_{b,0} \text{ (m/s)}$	30.0	$C_r(z)$	1.266
$v_b \text{ (m/s)}$	30.0	$C_0(z)$	1.0
$z_0 \text{ (m)}$	0.003	$v_m(z) \text{ (m/s)}$	37.972
$z_{0,II} \text{ (m)}$	0.05		

Sabendo a velocidade média do vento durante 10 minutos procedeu-se à transformação desta na velocidade média do vento durante uma hora. A expressão utilizada foi a seguinte e os parâmetros utilizados são apresentados no Quadro 3.3:

$$U_{w,T}(z, t) = U_{w,1h}(z) * (1 - 0.41I_u(z) * \ln(t/T_0)) \quad (44)$$

$$U_{w,1h}(z) = U_0 * (1 + C * \ln(z/10))$$

$$C = 5.73 * 10^{-2} * (1 + 0.15 * U_{w0})^{0.5}$$

$$I_u = 0.06 * (1 + 0.043 * U_{w0}) * (z/10)^{-0.22}$$

$$T_0 = 3600 \text{ seg} \geq t$$

U_0 a velocidade média do vento durante uma hora, a uma altura de 10m.

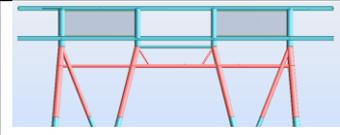
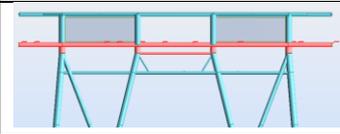
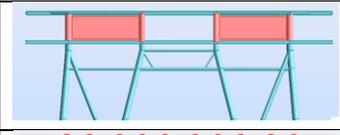
Quadro 3.3 - Parâmetros utilizados na conversão da velocidade média do vento

$U_{w,T}(z, 10\text{min})$ (m/s)	37.972
z (m)	10
t (seg)	600

$$37.972 = U_{w0} * (1 + C * \ln(10/10)) * (1 - 0.41 * (0.06 * (1 + 0.043 * U_{w0}) * (10/10)^{-0.22}) * \ln(600/3600)) \Leftrightarrow U_{w0} = 34.24 \text{ m/s}$$

A expressão (44) foi utilizada para o cálculo da velocidade média do vento durante uma hora para diferentes alturas. Tendo em conta a existência de muitos elementos verticais considerou-se a cota média destes. Os resultados são apresentados no Quadro 3.4.

Quadro 3.4 - Cálculo da velocidade do vento para diferentes alturas

	Cota média (z) em metros	I_u	$t = t_0$ (s)	C	$U_{w,T}(z, t)$ (m/s)
	10 Metros	0.148	3600	0.142	34.241
	13 Metros	0.140			35.516
	17 Metros	0.132			36.819
	20 Metros	0.127			37.609

Posteriormente, calculou-se a força do vento para cada elemento da jacket acima do nível do mar, com os seus resultados no Quadro 3.5. Na aplicação das cargas no modelo considerou-se cargas lineares, pelo que a área considerada foi a altura de cada barra.

Quadro 3.5 - Cálculo da Força do vento

Cota média	Elemento	Área (m)	F (KN/m)
10 Metros	1067x25	1.067	0.94
	1219x38	1.219	1.07
	762x19	0.762	0.67
	406x13	0.406	0.36
	610x19	0.610	0.54
	273x9	0.273	0.24
13 Metros	1067x25	1.067	1.01
	1219x38	1.219	1.15
	457x10	0.457	0.43
17 Metros	1067x25	1.067	1.09
	1219x38	1.219	1.24
	Paredes	-	1.27 KN/m ²
20 Metros	219x8	0.219	0.23
	324x10	0.324	0.34

Nas Figuras 3.9, 3.10, 3.11 e 3.12, apresenta-se a aplicação das forças no modelo. Foram aplicadas forças na direcção x, y e a 45° do plano xz. Na Figura 3.8 apresenta-se a direcção dos eixos.



Figura 3.8 - Direcção dos eixos

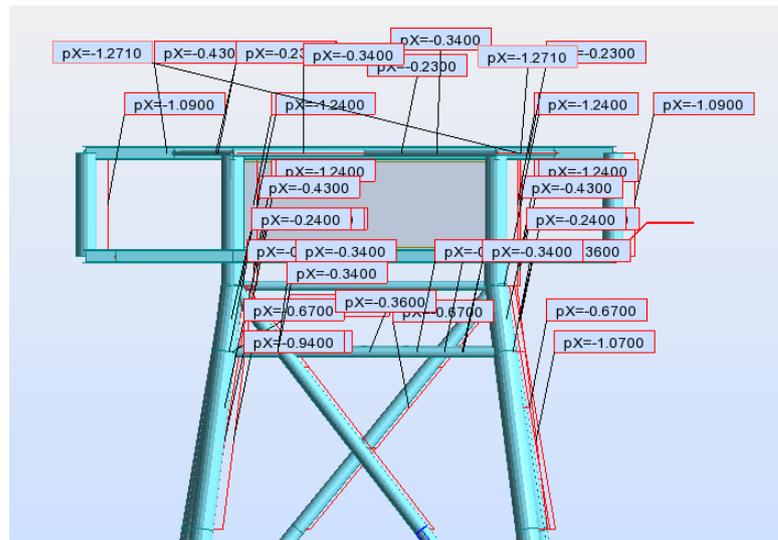


Figura 3.9 - Vento na direcção x

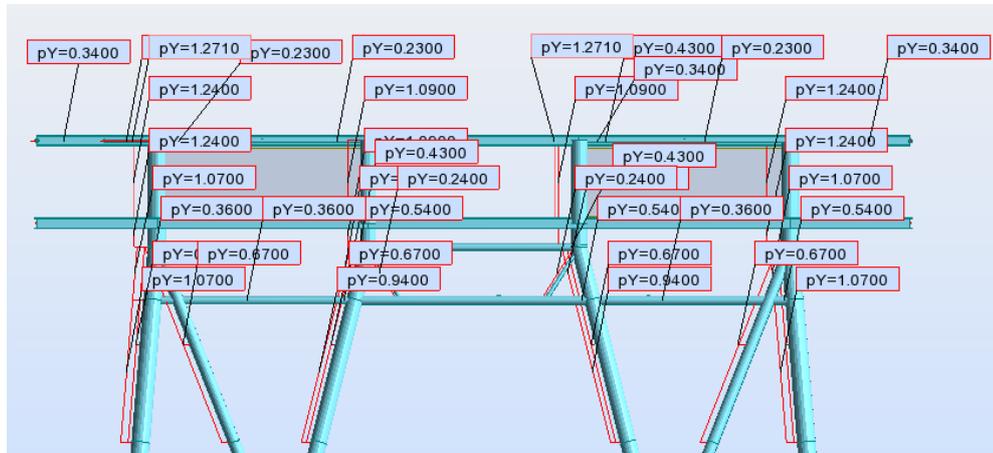


Figura 3.10 - Vento na direcção y

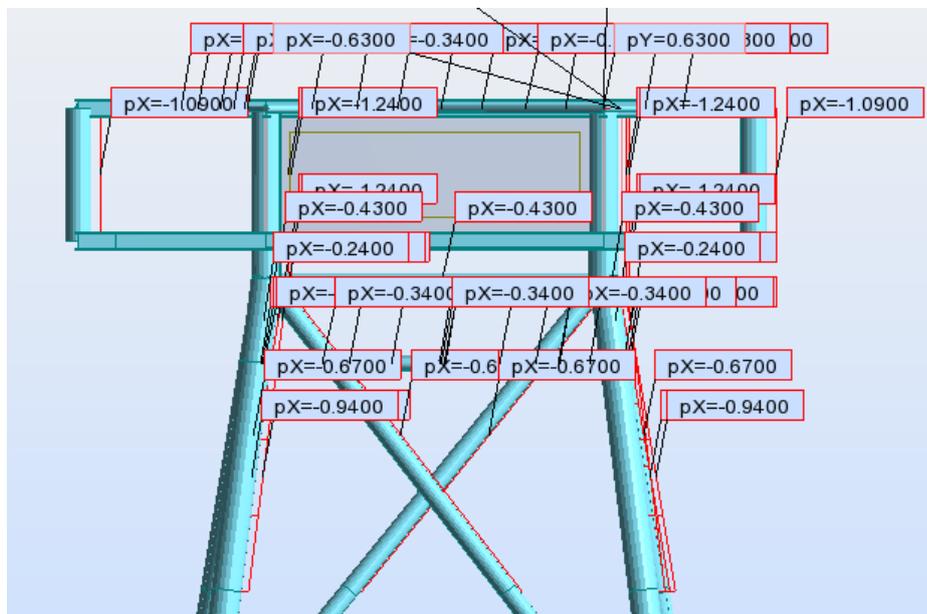


Figura 3.11 - Vento a 45° - Vista frontal

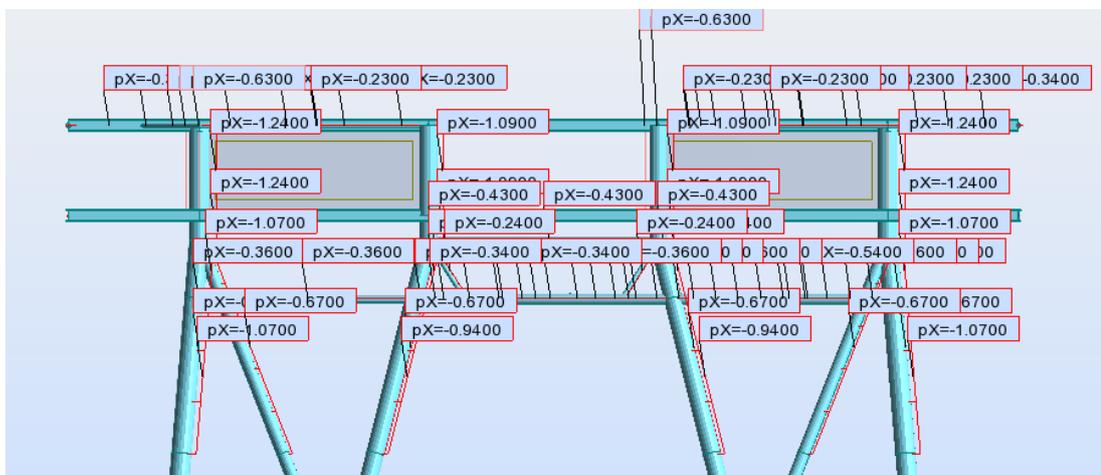


Figura 3.12 - Vento a 45° - Vista lateral

3.3.3 Acção sísmica segundo a ISO 19901-2

O cálculo da acção sísmica foi feito através da utilização de um espectro de resposta.

Inicialmente começou-se por localizar a estrutura: Portugal, Costa Algarvia.

Seguidamente, através da norma (ISO 19901-2, 2004) recorrendo aos mapas de dados sísmicos, foi possível recolher a aceleração horizontal de 1 segundo ($S_{a,map}(1.0)$) e de 0.2 segundos ($S_{a,map}(0.2)$). As acelerações apresentadas na norma foram calculadas para um período de retorno de 1000 anos e admitem um amortecimento estrutural de 5%. As Figuras 3.13 e 3.14 representam o mapa sísmico da zona de intervenção:

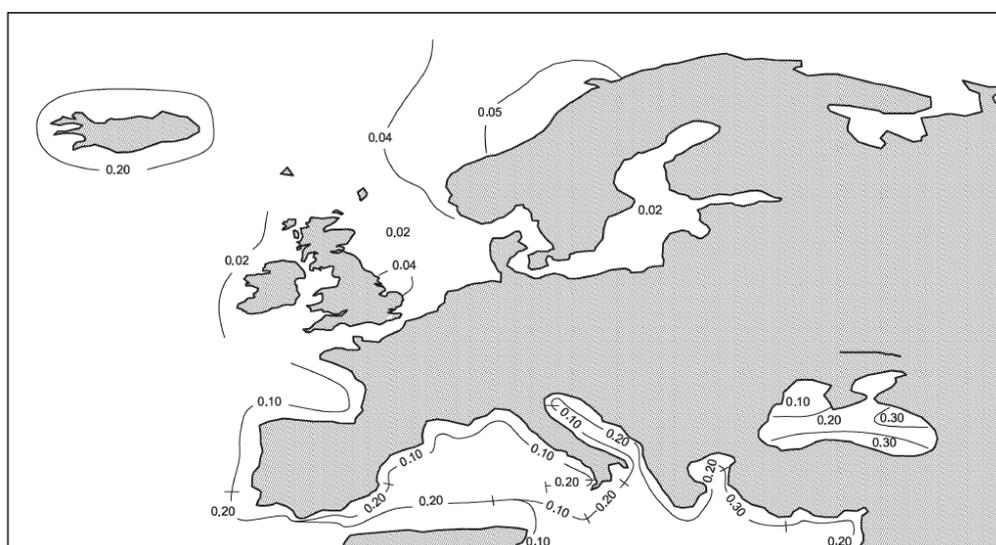


Figura 3.13 - Mapa sísmico de 1 segundo

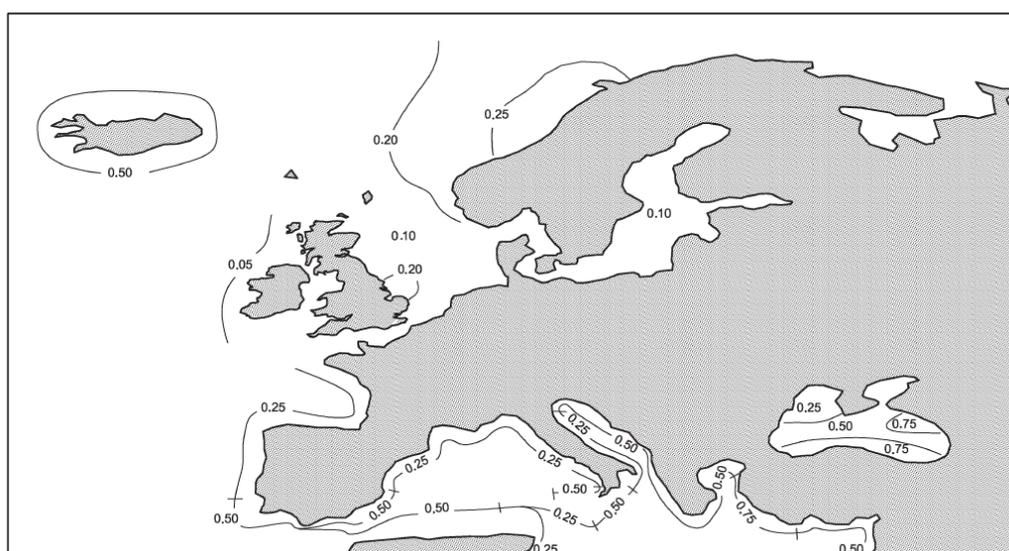


Figura 3.14 - Mapa sísmico de 0.2 segundos

Através das figuras conclui-se que, para a costa Algarvia, a aceleração espectral de 1 e 0.2 segundos é igual a 0.2 m/s^2 e 0.5 m/s^2 respectivamente.

Sabendo a aceleração espectral de 1 segundo foi então possível determinar a zona sísmica que a estrutura se insere através do Quadro 2.2, disponível na norma. Conclui-se, assim, que a estrutura estudada se encontra na zona sísmica 2.

Sendo a estrutura estudada uma plataforma de perfuração convencional de porte médio, considerou-se que a estrutura em estudo se inseria no nível de exposição L2.

Através do Quadro 2.3, disponível na norma, percebeu-se que a estrutura apresentava uma categoria de risco 2. Esta categoria pedia uma avaliação da actividade sísmica através de mapas sísmicos, tal como é apresentado em seguida.

O passo seguinte foi a classificação do solo através do Quadro 3.6.

Quadro 3.6 - Classificação do solo

Classe	Perfil	Velocidade da onda v_s, m/s
A/B	Rocha, sedimentos com espessura menor que 5m	$v_s > 750$
C	Solo muito compacto	$350 < v_s < 750$
D	Solo duro a muito duro	$180 < v_s < 350$
E	Solo solto a firme	$120 < v_s < 180$
F	-	Qualquer perfil incluindo os classificados de A a E

Observando o perfil do terreno apresentado em 3.2.1, decidiu-se classificar o terreno como sendo de classe D. Isto permitiu a determinação dos factores C_a e C_v através do Quadro 3.7:

Quadro 3.7 - C_a e C_v para fundações profundas

Fundações Profundas		
Classe do solo	C_a	C_v
A/B	1.0	0.8
C	1.0	1.0
D	1.0	1.2
E	1.0	1.8

Em seguida, determinou-se através do Quadro 2.5, o N_{ALE} e do Quadro 2.6, o C_r . Os resultados obtidos são visíveis no Quadro 3.8.

Quadro 3.8 - N_{ALE} e C_r

N_{ALE}	1.15
C_r	2.4

Após a deliberação de todos os parâmetros necessários, procedeu-se ao cálculo dos espectros de resposta horizontais e verticais para o sismo de nível anormal e para o sismo de nível extremo. O espectro de resposta horizontal ALE foi calculado através da equação (28) e o espectro de resposta horizontal ELE foi calculado segundo a equação (29). Os espectros verticais são iguais a metade dos horizontais. O espectro local ($S_{a,site}$) foi calculado segundo a equação (27).

As Figuras 3.15 e 3.16 mostram graficamente os resultados:

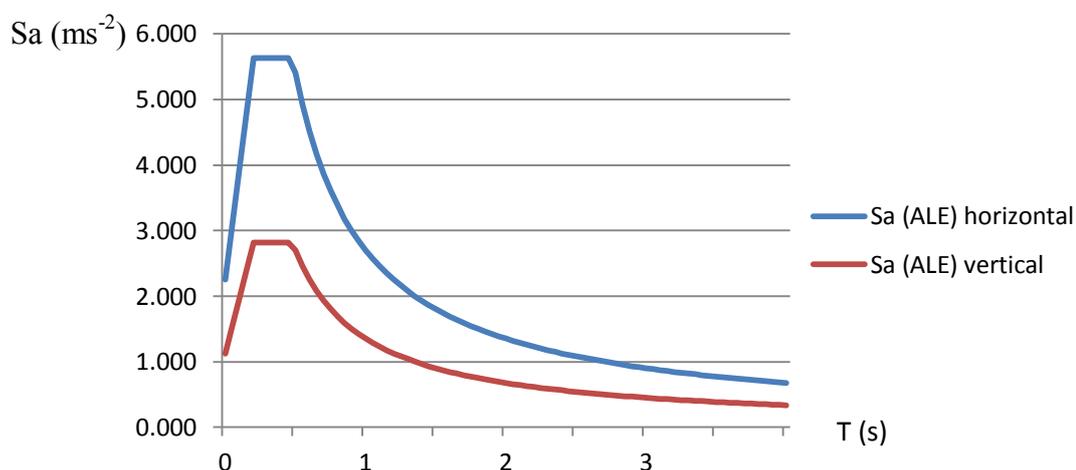


Figura 3.15 - Espectro de resposta para sismo ALE

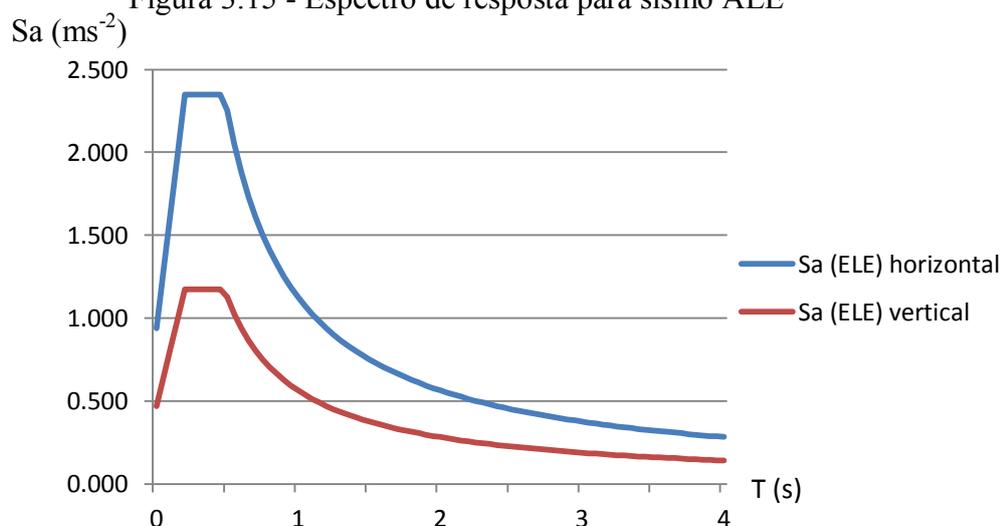


Figura 3.16 - Espectro de resposta para sismo ELE

De acordo com Chopra (2011) pode ocorrer ressonância quando $w/w_n \approx 1$, sendo w a frequência da excitação e w_n a frequência própria, ou seja, quando a frequência da acção é próxima da frequência natural da estrutura a resposta é controlada pelo amortecimento, sendo cerca de 5%, levando a grandes deformações da estrutura (ver Figura 3.17).

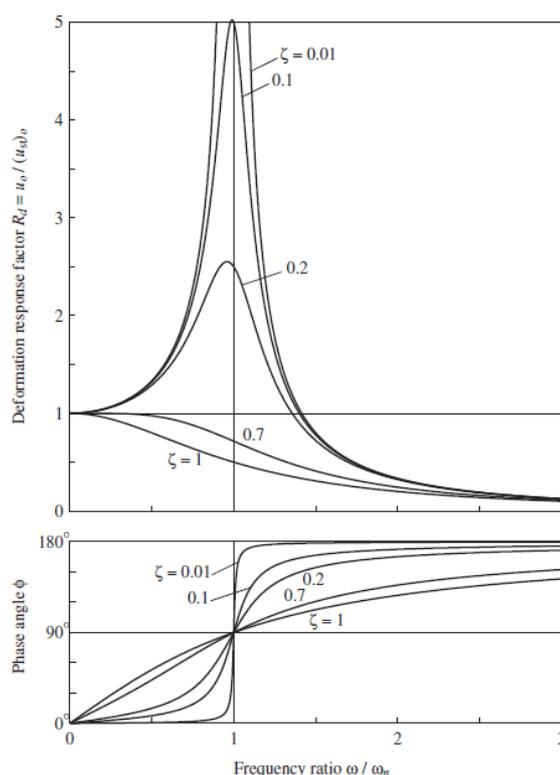


Figura 3.17 - Factor de amplificação e ângulo de fase para sistemas amortecidos sujeitos a uma força harmónica (Chopra 2011)

Como se pode analisar pelos espectros de resposta, observamos que o pico de aceleração horizontal e vertical ocorre para o intervalo de 0.2 a 0.5 segundos, correspondendo a frequências de 5 a 2 Hz. Como as frequências naturais da estrutura são na ordem de 0.5 e 0.8 Hz, podemos afirmar que não haverá problemas de ressonância. Pode-se ainda comprovar que, sendo $w/w_n \gg 1$, a resposta da estrutura será controlada pela massa, sendo pouco dependente do amortecimento e quando $w/w_n \rightarrow \infty$ a resposta tenderá para 0 (ver Figura 3.17).(Chopra 2011)

De acordo com a (ISO 19901-2, 2004) deve ser feita a combinação das 3 direcções do sismo, duas horizontais e perpendiculares e uma vertical. A norma propõe a utilização do valor máximo numa direcção e 40% do seu valor máximo nas outras duas direcções. Assim, as combinações utilizadas foram as seguintes:

$$\text{Acção sísmica} = \begin{cases} X + 0.4Y + 0.4Z \\ 0.4X + Y + 0.4Z \\ 0.4X + 0.4Y + Z \end{cases} \quad (45)$$

Por fim, a norma refere também que a acção sísmica deve ser combinada com as outras acções actuantes na estrutura através da equação seguinte:

$$F_d = 1.1G_1 + 1.1Q_1 + 0.9E \quad (46)$$

Onde:

E: acção de inércia; G_1 e são as acções permanentes; Q_1 acções variáveis e devem incluir acções que podem ocorrer durante o sismo.

3.3.4 Acção da água

Como se pode observar na Figura 2.8, as ondas mais energéticas são as ondas gravitacionais provocadas pelo vento. A frequência que corresponde a ondas de grande energia é de cerca de 0.1 Hz, afastando-se das frequências naturais da estrutura e consequentemente evitando o risco de ressonância devido a uma excitação muito energética. Na faixa de frequências próprias da estrutura pode se ver que a energia das ondas já é significativamente menor, por esse motivo foi apenas considerada como acção da água a pressão hidrostática.

3.3.4.1 Pressão hidrostática segundo a ISO 19902

Segundo a norma (ISO19902, 2007) em elementos submersos deve ser considerada a influência da pressão hidrostática.

A pressão hidrostática pode ser calculada através da equação seguinte:

$$p = \gamma_{f,G1} \rho_w g H_z \quad (47)$$

$\gamma_{f,G1}$ é o coeficiente parcial para acções permanentes;

ρ_w é a densidade da água, 1025 kg/m³;

g é a aceleração da gravidade, 9.8 ms⁻²;

$$H_z = -z_w + \frac{H_w \cosh[k(d+z_w)]}{2 \cosh(kd)} \quad (48)$$

z_w é a profundidade do elemento relativamente ao nível médio da água (positivo de baixo para cima);

d é a profundidade do fundo do mar;

H_w é a altura das ondas;

k é o numero de ondas, $k = 2\pi/\lambda$;

λ é o comprimento da onda.

3.4 Análise local

Após a análise global da estrutura estar concluída procedeu-se à análise de dois elementos da estrutura de apoio. Foram considerados os elementos mais esforçados, sendo que um se localiza na perna da *jacket* e o outro é um elemento de contraventamento da mesma. A Figura 3.18 apresenta os elementos analisados. Ambos os elementos têm secções tubulares, sendo que o elemento localizado na perna é um tubo com 1676 mm de diâmetros e 32 mm de espessura (1676x32) e o elemento de contraventamento um tudo de 660x16 mm. Em seguida, calculou-se a pressão hidrostática e a sua tensão resultante nos elementos referidos.

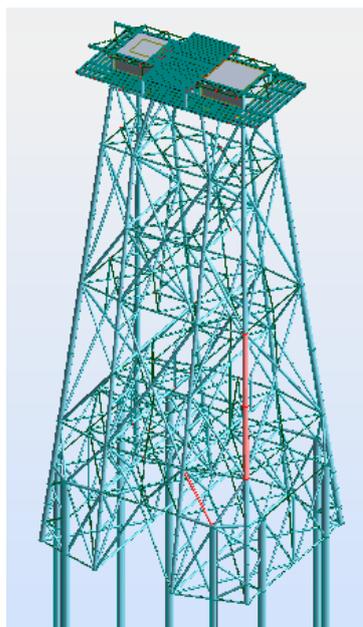


Figura 3.18 – Representação dos elementos analisados

3.4.1 Pressão hidrostática segundo a ISO 19902

No Quadro 3.9 apresenta-se o cálculo da pressão hidrostática dos elementos tubulares descritos anteriormente. Para este cálculo considerou-se a profundidade do elemento onde o momento flector actuante era máximo e para a secção que se encontrava a maior profundidade. No caso do elemento tubular 660x16, a localização destas secções coincidiavam.

Quadro 3.9 - Pressão hidrostática

	660x16	1676x32 – Secção de Momento flector máximo	1676x32 – Secção mais profunda
z_w (m)	-107.6	-51	-93.9
d (m)	134		
H_w (m)	0		
H_z (m) (48)	107.6	51	93.9
g (ms⁻²)	9.8		
ρ_w (kg/m³)	1025		
γ_{f,G1}	1.3		
p (KN/m²) (47)	1545.6	732.6	1348.8

3.4.1.1 Tensão causada pela pressão hidrostática

Elementos tubulares sujeitos a pressões externas, apresentam uma tensão igual a:

$$\sigma_h = \frac{pD}{2t} \quad (49)$$

p é a pressão hidrostática;

D é o diâmetro exterior do elemento;

t é a espessura do elemento.

Procedeu-se então ao cálculo da tensão causada pela pressão hidrostática, cujos resultados são apresentados no Quadro 3.10

Quadro 3.10 - Tensão devido à pressão hidrostática

	660x16	1676x32 – Secção de Momento flector máximo	1676x32 – Secção mais profunda
D (m)	0.66	1.676	
t (m)	0.016	0.032	
L_r (m)	17.95	43.16	
p (KN/m²)	1545.6	732.6	1348.8
σ_h (KPa) (49)	29626.472	19184.487	35322.026

3.4.2 Verificação da segurança de um elemento sujeito a compressão, flexão e pressão hidrostática segundo a ISO 19902

Elementos tubulares sujeitos à combinação de esforços de compressão, flexão e pressão hidrostática devem verificar os seguintes condições:

$$\frac{Y_{R,c}\sigma_{c,c}}{f_{yc}} + \frac{Y_{R,b}\sqrt{\sigma_{b,y}^2 + \sigma_{b,z}^2}}{f_{b,h}} \leq 1.0 \quad (50)$$

$$\frac{Y_{R,c}\sigma_c}{f_{c,h}} + \frac{Y_{R,b}}{f_{b,h}} \left[\left(\frac{C_{m,y}\sigma_{b,y}}{1-\sigma_c/f_{e,y}} \right)^2 + \left(\frac{C_{m,z}\sigma_{b,z}}{1-\sigma_c/f_{e,z}} \right)^2 \right]^{0.5} \leq 1.0 \quad (51)$$

Onde:

$$f_{c,h} = \frac{1}{2} f_{yc} \left[(1.0 - 0.278\lambda^2) - \frac{2\sigma_q}{f_{yc}} + \sqrt{(1.0 - 0.278\lambda^2)^2 + 1.12\lambda^2 \frac{\sigma_q}{f_{yc}}} \right]$$

$$\text{para } \lambda \leq 1.34 \sqrt{\left(1 - \frac{2\sigma_q}{f_{yc}}\right)^{-1}} \quad (52)$$

$$f_{c,h} = \frac{0.9}{\lambda^2} f_{yc} \quad \text{para } \lambda > 1.34 \sqrt{\left(1 - \frac{2\sigma_q}{f_{yc}}\right)^{-1}}$$

$$\lambda = \frac{KL}{\pi r} \sqrt{\frac{f_{yc}}{E}} \quad (53)$$

r – raio de giração

σ_c é a tensão devido ao esforço de compressão;

$$f_{yc} = f_y \quad \text{para } \frac{f_y}{f_{xe}} \leq 0.170 \quad (54)$$

$$f_{yc} = \left(1.047 - 0.274 \frac{f_y}{f_{xe}}\right) f_y \quad \text{para } \frac{f_y}{f_{xe}} > 0.170$$

$$f_{xe} = 2 C_x E t / D \quad (55)$$

$$C_x = 0.3$$

σ_b é a tensão devido ao esforço de flexão segundo y ou z;

$$f_b = \left(\frac{Z_p}{Z_e}\right) f_y \quad \text{para} \quad \frac{f_y D}{E t} \leq 0.0517$$

$$f_b = \left[1.13 - 2.58 \left(\frac{f_y D}{E t}\right)\right] \left(\frac{Z_p}{Z_e}\right) f_y \quad \text{para} \quad 0.0517 < \frac{f_y D}{E t} \leq 0.1034 \quad (56)$$

$$f_b = \left[0.94 - 0.76 \left(\frac{f_y D}{E t}\right)\right] \left(\frac{Z_p}{Z_e}\right) f_y \quad \text{para} \quad 0.1034 < \frac{f_y D}{E t} \leq 120 \frac{f_y}{E}$$

Onde:

Z_p é o modulo plástico

Z_e é o modulo elástico

$$f_{b,h} = f_b \left(\sqrt{1 + 0.9B^2} - B^{2\eta} - 0.3B\right) \quad (57)$$

Onde:

$$B = \frac{\gamma_{R,h} \sigma_h}{f_h} \leq 1 \quad e \quad \eta = 5 - 4 \frac{f_h}{f_y} \quad (58)$$

$$f_{e,i} = \frac{\pi^2 E}{(K_i L_i / r)^2} \quad (59)$$

Onde K_i são os factores de comprimento efectivo e podem ser obtidos segundo o quadro 13.5-1 da (ISO19902, 2007)

$$\sigma_q = 0.5 \sigma_h \quad (60)$$

$$\sigma_{c,c} = \sigma_q + \sigma_c \quad (61)$$

$C_{m,i}$ são os factores de redução do momento correspondentes a y e z e podem ser obtidos segundo o quadro 13.5-1 da (ISO19902, 2007)

$$\gamma_{R,c} = 1.18$$

$$\gamma_{R,b} = 1.05$$

$$\gamma_{R,h} = 1.25$$

Por fim, se $\sigma_x > 0.5 \frac{f_{he}}{\gamma_{R,h}}$ e $\frac{f_{xe}}{\gamma_{R,c}} > 0.5 \frac{f_{he}}{\gamma_{R,h}}$ é necessário verificar a seguinte condição:

$$\frac{\sigma_x - 0.5 \frac{f_{he}}{\gamma_{R,h}}}{\frac{f_{xe} - 0.5 \frac{f_{he}}{\gamma_{R,c}}}{\gamma_{R,c}}} + \left(\frac{\gamma_{R,h} \sigma_h}{f_{he}} \right)^2 \leq 1.0 \quad (62)$$

Onde:

$$f_{he} = 2C_h E t / D \quad (63)$$

$$C_h = 0.44 t / D \quad \text{para } \mu \geq 1.6 D / t$$

$$C_h = 0.44 t / D + 0.21 (D/t)^3 / \mu^4 \quad \text{para } 0.825 D/t \leq \mu < 1.6 D/t \quad (64)$$

$$C_h = 0.737 / (\mu - 0.579) \quad \text{para } 1.5 \leq \mu < 0.825 D/t$$

$$C_h = 0.80 \quad \text{para } \mu < 1.5$$

$$\mu = \frac{L_r}{D} \sqrt{\frac{2D}{t}} \quad (65)$$

Para realizar a verificação de segurança dos elementos foi necessário determinar os esforços actuantes. Através do *software Robot Structural Analysis 2014* foi possível retirar os esforços. Percebeu-se que a combinação mais desfavorável foi a combinação sísmica na direcção y. Os esforços actuantes e as propriedades geométricas das secções são apresentados no Quadro 3.11.

Quadro 3.11 – Esforços actuantes e propriedades geométricas dos elementos tubulares.

	660x16	1676x32 – Ponto de Momento flector máximo	1676x32 – Ponto mais profundo
My (KNm)	130.5	1106	811.7
Mz (KNm)	32.5	1001	592.9
N (KN)	4074.09	14051	14360
D (m)	0.66	1.676	
t (m)	0.016	0.032	
I (m⁴)	0.001679	0.0559	
Ze (m³)	0.005089	0.0667	
Zp (m³)	0.006637	0.0865	
K	0.7	1	
r (m)	0.228	0.581	
E (KPa)	210000000		
λ (53)	0.680	0.915	

Procedeu-se, então, à verificação de segurança. No Quadro 3.12 apresentam-se o resultado de todos os parâmetros e no Quadro 3.13 a verificação dos elementos tubulares.

Quadro 3.12 - Cálculo dos parâmetros das equações (50) e (51).

	660x16	1676x32 – Ponto de Momento flector máximo	1676x32 – Ponto mais profundo
f_{vc} (KPa)	315000		
σ_q (KPa) (60)	15939.042	9592.244	17661.013
$f_{c,h}$ (KPa) (52)	260903.573	234951.745	229269.155
f_{xe} (KPa) (55)	3054545.455	2405727.924	
σ_c (KPa) (61)	109917.126	75426.211	69227.109
$\sigma_{c,c}$ (KPa)	125856.168	85018.455	86888.122
σ_{by} (KPa)	25636.136	16592.787	12177.545
σ_{bz} (KPa)	6390.856	15017.522	8894.994
f_b (KPa) (56)	366892.978	359840.637	
B (58)	0.367	0.356	0.655
η (58)	3.621	4.145	
$f_{b,h}$ (KPa) (57)	328596.772	323425.293	290621.099
L_r (m)	17.95	43.16	
$f_{e,y}$ (KPa) (59)	680994.286	376046.851	
$f_{e,z}$ (KPa) (59)	680994.286	376046.851	
μ (65)	247.029	263.563	
C_h (64)	0.012	0.0084	
f_{he} (KPa) (63)	108606.061	67368.037	
C_{my}	0.935	0.920	0.926
C_{mz}	0.935	0.920	0.926

Quadro 3.13 - Verificação de segurança dos elementos nas secções mais esforçadas

	660x16		1676x32 – Ponto de Momento flector máximo		1676x32 – Ponto mais profundo	
(50)	0.556	OK	0.391	OK	0.380	OK
(51)	0.591	OK	0.462	OK	0.418	OK
σ_x (KPa)	152276.9	Verificar	107398.1	Verificar	101968.4	Verificar
$f_{xe}/\gamma_{R,h}$ (KPa)	43442.4	Verificar	26947.2	Verificar	26947.2	Verificar
(62)	0.177	OK	0.167	OK	0.467	OK

3.5 Conclusões

Os dois primeiros modos de vibração da estrutura apresentam frequências muito semelhantes, o que significa que a estrutura apresenta uma rigidez semelhante nas suas duas direcções longitudinais (x e y).

A probabilidade da estrutura sofrer ressonância devido à acção do vento é baixa, pois as frequências próprias desta são muito superiores à frequência limite de aplicação do espectro

de Fr \ddot{O} ya (1/2400 Hz). Assim, concluiu-se que a modelação da acção do vento como estática ajusta-se. O cálculo da acção do vento permitiu concluir que estas forças são pouco significativas para a verificação da capacidade resistente da estrutura.

Relativamente à acção sísmica, concluiu-se que, sendo a estrutura estudada uma plataforma de perfuração convencional de porte médio se inseria no nível de exposição L2 e enquadrava-se na categoria de risco sísmico 2. Esta categoria permite que se efectue a quantificação da acção sísmica recorrendo aos mapas de risco sísmico indicados na norma (ISO 19901-2, 2004). Através do cálculo dos espectros de resposta determinou-se que o sismo de nível anormal (ALE) era o mais condicionante e apresentava uma aceleração de pico de 5.6 ms^{-2} para a gama de frequências entre 2 e 5 Hz. Sendo estas frequências superiores às frequências próprias da estrutura, concluiu-se que a estrutura não irá sofrer ressonância e a resposta da estrutura será controlada pela massa.

Através da modelação da estrutura foi possível quantificar os esforços actuantes e verificar que os mais desfavoráveis ocorrem devido à acção sísmica. Concluiu-se que o elemento mais esforçado das pernas da *jacket* era um elemento tubular de 1676x32 mm e o elemento de contravento mais esforçado foi um elemento tubular de 660x16 mm. Percebeu-se que estes elementos verificavam a segurança segundo a norma (ISO19902, 2007).

4. CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

Após a análise e compreensão do trabalho realizado conclui-se que, em relação às normas, a acção do vento é determinada de forma idêntica nas três normas comparadas, API, ISO e NORSOK. Relativamente à acção sísmica, a NORSOK não apresenta muita informação devido à fraca actividade sísmica no mar do norte remetendo este assunto para a ISO 19901-2. A principal diferença entre a API e a ISO, é que a primeira apresenta mapas de risco sísmico com acelerações baseadas em sismos de 200 anos, enquanto a ISO apresenta para sismos de 1000 anos. Em relação às metodologias de cálculo, ambas apresentam métodos muito semelhantes.

Concluiu-se, também, que a acção do vento não é tão penalizante quando comparada com a acção sísmica. Uma das possíveis causas foi a pequena dimensão do convés por não haver informação sobre a sua geometria e componentes. Caso existam, no convés, estruturas pouco rígidas e sensíveis a pequenas vibrações como, por exemplo, heliportos e torres de *flare*, deve ser feita uma análise mais detalhada da acção do vento nestas estruturas, nomeadamente recorrendo a modelos dinâmicos da acção do vento. De acordo com o comportamento dinâmico das estruturas, é possível afirmar que a acção do vento torna-se mais condicionante quando as frequências próprias da estrutura são muito baixas ou quando a frequência do vento é semelhante à frequência própria da estrutura, podendo causar fenómenos de ressonância.

No caso de estudo analisado, não é previsível que existam problemas de ressonância na estrutura, sendo que, no caso da acção sísmica para a gama de frequências próprias da estrutura resulta numa resposta de 2.7 ms^{-2} para o sismo de nível anormal, valor muito menor que o valor de pico. Para a acção da água observou-se que a intensidade da acção é maior para ondas com frequências em torno de 0.1 Hz, valores relativamente distantes das frequências próprias da estrutura.

A verificação dos elementos mais esforçados da estrutura permitiu concluir que estes verificavam a segurança. Este resultado é justificado pelo facto da estrutura original ter sido dimensionada para a Bacia de Santos, no litoral do Estado de São Paulo, no Brasil, onde as acções actuantes têm intensidades diferentes. Para a costa sul portuguesa e para as acções calculadas, a estrutura está em segurança mas não se pode descartar a possibilidade da acção das ondas e correntes ser condicionante. Apesar da acção da água ter uma intensidade máxima quando as ondas apresentam frequências próximas de 0.1 Hz, para a gama de frequências próprias da estrutura a intensidade pode ser suficientemente alta para ser condicionante.

As estruturas do tipo *jacket* podem ser aplicadas em águas pouco profundas, até 350 metros, sendo que o seu custo aumenta exponencialmente com a profundidade. Estas estruturas podem apresentar problemas de corrosão por estarem submersas e como estão sujeitas a

cargas cíclicas, como por exemplo, a acção das ondas ou a acção do vento, podem ter problemas de fadiga.

Neste âmbito, propõe-se a realização de estudos mais detalhados da acção das ondas e correntes nesta estrutura. É, também, aconselhável realizar uma análise à fadiga e à corrosão. Por fim, propõe-se também um estudo sobre as acções associadas à elevação, fabricação, transporte, instalação e remoção desta estrutura.

REFERÊNCIAS

- Andersen, O.J. & Løvseth, J. (2006). "The Frøya database and maritime boundary layer wind description". *Marine Structures*, 19(2-3), pp.173–192.
- Barltrop, N.D.P. & Adams, A.J. (1991). "Dynamics of Fixed Marine Structures" 3^a ed., Butterworth-Heinemann Ltd.
- Brebbia, C. a. & Walker, S. (1979). "Dynamic analysis of offshore structures", Newnes-Butterworths.
- Cécile Kerebel (2015). "Energias renováveis", Fichas Técnicas sobre a União Europeia 2015
- Chakrabarti, S. (2005). "Handbook of Offshore Engineering", Elsevier.
- Chandrasekaran, S. (2015). "Dynamic analysis and Design of Offshore Structures". *Ocen Engineering & Oceanography* 5, Springer
- Chopra, A. (2011). "Dynamics of structures - Theory and Applications to Earthquake Engineering", 4th Edition, Prentice Hall.
- Corbetta, G. (2015). "The European offshore wind industry - key trends and statistics 2014". The European offshore wind industry Report
- DNV-OS-C101 (2011). "Design of Offshore Steel Structures , General (Lrfd Method)". *Det Norske Veritas*.
- Económico@, (2010). http://economico.sapo.pt/noticias/economia-do-mar-representara-em-portugal-11-do-pib_99630.html. Económico (página internet oficial).
- EniScuola, "Aeolian knowledge".
- EWEA@, (2015). <http://www.ewea.org/statistics/offshore-statistics/>. The European Wind Energy Association (página internet oficial)
- Ferreira, Ana Maria Correia (2011). "A Sustentabilidade Territorial de um Cluster do Mar em Portugal". Tese de Doutoramento em Geografia e Planetamento Territorial. Universidade Nova de Lisboa.
- Galp Energia@, (2014). <http://www.galpenergia.com/PT/investidor/ConhecerGalpEnergia/Os-nossos-negocios/Presenca-no-mundo/Portugal/Paginas/Exploracao-Desenvolvimento-Portugal.aspx>. GalpEnergia (página internet oficial).
- Geoprober@, <http://www.geoprober.com/subsea-drilling-machine/> Geoprober Drilling Limited (página internet oficial).

- GlobalSecurity@, <http://www.globalsecurity.org/military/systems/ship/platform-compliant-tower.htm> Global Security (página internet oficial).
- Golafshani, A.A., Tabeshpour, M.R. & Komachi, Y. (2009). "FEMA approaches in seismic assessment of jacket platforms (case study: Resselat jacket of Persian gulf)". *Journal of Constructional Steel Research*, 65(10-11), pp.1979–1986.
- Haritos, N. (2007). "Introduction to the analysis and design of offshore structures—An overview". *EJSE Special Issue Load Struct.*
- Hirdaris, S.E. et al., 2014. "Loads for use in the design of ships and offshore structures". *Ocean Engineering*, 78, pp.131–174.
- IPMT@, https://www.ipma.pt/pt/educativa/faq/geofisica/sismologia/faqdetail.html?f=/pt/educativa/faq/geofisica/sismologia/faq_0001.html&print=true. Instituto Português do Mar e da Atmosfera (página internet oficial)
- Irmawan, M., Piscesa, B. & Fada, I.A., "Pushover analysis of jacket structure in offshore platform subjected to earthquake with 800 years return period." , pp.1–9. Department of Civil Engineering, Institut Teknologi Sepuluh Nopember, Surabaya, Indonesia
- KeppelOM@, <http://www.keppelom.com/en/content.aspx?sid=3642>. Keppel Offshore & Marine - Product Showcase (página internet oficial).
- MarineLink@, (2014). <http://www.marinelink.com/news/drydocks-drilling-jackup366970.aspx>. Marine Link (página internet oficial)
- Morais, J.C. (2011). "Energia Offshore". Lisbon Atlantic Conference.
- MundoEducação@, (2014). <http://www.mundoeducacao.com/geografia/principais-paises-produtores-petroleo.htm>. Mundo Educação (página internet oficial).
- Nizamani, Z. (2014). "Environmental Load Factors and System Strength Evaluation of Offshore Jacket Platforms". *Ocean Engineering & Oceanography* 4, Springer
- NP-EN-1991-1-4 (2010). "Eurocódigo 1, Parte 4 - Acções do vento". Norma Europeia
- OffshoreTechnology@, <http://www.offshore-technology.com/projects/mexilhao/mexilhao2.html>. Offshore Technology (página internet oficial).
- Park, M., Koo, W. & Kawano, K. (2011). "Dynamic response analysis of an offshore platform due to seismic motions". *Engineering Structures*, 33(5), pp.1607–1616.
- Patel, H.H. (1989). *Dynamics of offshore structures*, Butterworths

- Portal-Energia@, (2013). <http://www.portal-energia.com/inaugurado-maior-parque-eolico-offshore-mar-norte-belga/> Portal Energia (página internet oficial).
- Presidência@ (2007). <http://www.presidencia.pt/?idc=24&idi=9283&idt=18> [Accessed March 22, 2015]. Presidência da República (página internet oficial).
- Rimola, B.D. (2010). "Análise dinâmica de plataformas de aço para produção de petróleo com base na consideração do efeito da interação solo-estrutura". Dissertação para obtenção do grau de Mestre, Universidade do Estado do Rio de Janeiro.
- Schafhirt, S., Kaufer, D. & Cheng, P.W. (2012). "Optimisation and evaluation of pre-design models for offshore wind turbines with jacket support structures and their influence on integrated load simulations". *Journal of Physics, Conference Series* 555, IOPscience
- Seidal, M. & Kelma, S. (2012). "Stochastic modelling of wind and wave induced loads on jacket piles". *Fachthemen* DOI:10.1002/stab.20120599
- Wang, J. et al. (2015). "Estimation methods review and analysis of offshore extreme wind speeds and wind energy resources". *Renewable and Sustainable Energy Reviews*, 42, pp.26–42.