



INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA

Área Departamental de Engenharia Civil

**Forças em Estruturas de Acostagem Descontínuas em
Zonas Desabrigadas: Avaliação de ferramentas de cálculo
existentes**

TIAGO ALEXANDRE FERREIRA JOSÉ DA SILVA PEREIRA

Licenciado em Engenharia Civil

Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil na Área de Especialização
em Hidráulica

Orientadores:

Doutor João Alfredo Ferreira dos Santos

Mestre Lucília Alves Luís

Júri:

Presidente: Doutora Maria Helena Teixeira Cardoso Gâmboa

Vogais: Mestre Lucília Alves Luís

Doutora Maria Teresa Leal Gonçalves Veloso dos Reis

Janeiro de 2015

Agradecimentos

Em primeiro lugar gostaria de endereçar os meus agradecimentos ao professor João Alfredo dos Santos, do ISEL, e à Engenheira Lucília Luís, da CONSULMAR – Projetistas e Consultores, pela sua disponibilidade, pela sua simpatia e pelo apoio prestado ao longo destes meses que duraram a realização desta dissertação.

Em segundo lugar, agradecer aos meus pais o seu apoio e compreensão ao longo destes longos meses de realização desta dissertação e pelas suas palavras de incentivo que nunca faltaram.

Em terceiro lugar, gratificar todos aqueles que me acompanharam ao longo da minha caminhada de estudo no ISEL e a quem posso chamar de amigos.

Em último, agradecer à instituição ISEL, aos seus funcionários e professores, pelo acolhimento e pelas condições proporcionadas para o processo de leccionamento e consequente aprendizagem.

.

Resumo

O crescimento dos navios e do seu respetivo calado tem levado a uma necessidade cada vez maior de estabelecer postos de acostagem em zonas de maior profundidade e muitas vezes fora das bacias portuárias, onde a agitação marítima é mais favorável.

Nesse âmbito, surgem os *jetties*, um tipo de estrutura de acostagem, composta, na sua forma mais geral, por uma plataforma, elevada sobre o nível do mar, com o auxílio de estacas e sustentada por vigas, nas quais os navios acostam e descarregam mercadorias.

No entanto, estas estruturas desprotegidas estão sujeitas a forças de difícil quantificação que resultam do cariz aleatório do mar e que introduzem um problema de difícil resolução, tanto para engenheiros, como para investigadores nesta área específica de conhecimento.

Nesse âmbito, nesta dissertação são abordados para além dos tipos de estruturas de acostagem, com um enfoque especial em *jetties*, as forças a que estas estão sujeitas, também designadas de *wave-in-deck loads* e algumas das diferentes ferramentas de cálculo existentes para a sua quantificação. As ferramentas de cálculo consideradas dividem-se em empíricas hidrostáticas (McConnell et al. (2004), Douglass et al. (2006) e Cuomo et al. (2007)) e semi-empíricas cinemáticas (Kaplan et al. (1995) e API (2002)), num total de 5.

É realizada uma análise de sensibilidade das ferramentas de cálculo para diferentes condições de agitação, para diferentes níveis de maré e de profundidade, numa plataforma de 20 m de comprimento, 0.16 m de espessura e 5 m de largura, sustentada por 6 vigas, igualmente espaçadas, transversais ao sentido de propagação das ondas, de 5 m de comprimento, 0.2 m de largura e 0.5 m de altura.

Por fim, são estabelecidas análises individuais e comparados os diferentes métodos considerados, estabelecidas conclusões para as condições de agitação definidas previamente e propostas sugestões para desenvolvimentos futuros na temática em estudo.

Palavras chave: Jetty, análise de sensibilidade, plataforma, hidroestáticas, cinemáticas, ondas

Abstract

The increase of ship's dimensions, including their draft, has led to an increasing need for berths in deeper areas and often out of port basins, where sea waves are more favorable.

It is in this context that jetties are used. They are a kind of docking structures, consisting, in its most general form, of a platform, raised above sea level, with the aid of piles and supported by beams, where ships berth to and unload goods.

However, the design of these unprotected structures is difficult mainly due to the random nature of sea waves that introduce a difficult problem to solve by both engineers and researchers in this specific area of knowledge.

In this context, this thesis will address the different types of berthing structures, with a special emphasis on *jetties*, forces that those structures are subject to, also known as wave-in-deck loads, and the existing calculation tools for their quantification. The considered calculation tools are divided into hydrostatic empirical (McConnell et al. (2004) Douglass et al. (2006) Cuomo et al. (2007)) and kinematic semi-empirical (Kaplan et al. (1995) and API (2002)), in a total of 5.

A sensitivity analysis, of the calculation tools, for different sea state conditions, different tide and depth levels, in a 20 m long, 0.16 m thick and 5 m wide six beam supported platform, is made in which the beams are transverse to the wave propagation direction, 5 m long, 0.2 m wide and 0.5 m high.

Finally, the considered methods are analyzed both individually and between themselves, conclusions according to the previously established sea state conditions are taken and future development proposals are made in the subject under study.

Keywords: jetty, sensitivity analysis, platform, hydrostatic, kinematic, waves

Índice

1	Introdução.....	37
1.1	Enquadramento.....	37
1.2	Objetivos.....	38
1.3	Estrutura da Dissertação	39
2	Agitação Marítima.....	41
2.1	Tipos de ondas	41
2.2	Formação de ondas pelo vento	43
2.3	A irregularidade/regularidade da agitação.....	45
2.3.1	Ondas regulares	45
2.3.1.1	Teoria Linear.....	47
2.3.1	Ondas irregulares.....	51
2.4	Fenómenos de alteração das ondas	54
2.4.1	Influência dos fundos na altura de onda.....	59
2.5	Onda de projeto	64
2.5.1	Valores extremos.....	65
2.5.1.1	Distribuição de Rayleigh.....	66
2.5.1.2	Distribuição de Weibull	67
3	Portos, Terminais e Estruturas de Acostagem.....	71
3.1	Introdução.....	71
3.2	Estruturas de acostagem	72
3.2.1	Classificação quanto à localização e condições de abrigo	73
3.2.2	Classificação quanto à especialização.....	74
3.2.3	Comparação literatura inglesa vs literatura portuguesa	76
3.2.4	Classificação quanto à estabilidade.....	78
3.2.4.1	Estruturas de gravidade.....	79
3.2.4.2	Estruturas assentes em estacas	82

3.2.4.3	Estruturas em cortina	83
3.3	Estruturas do tipo <i>jetty</i>	85
3.3.1	Estruturas flutuantes	87
3.3.2	Estruturas fixas	88
3.3.2.1	Jetties de paramento vertical contínuo	89
3.3.2.2	Jetties assentes em estacas	90
3.3.2.3	Jetties assentes em talude ou quebra-mar	91
3.4	Estruturas de acostagem em Portugal	92
3.4.1	Monoboia de Leixões	93
3.4.2	Terminal de gás natural de Sines.....	96
4	Forças em Estruturas do Tipo <i>Jetty</i>	101
4.1	Introdução	101
4.2	Forças de origem operacional.....	102
4.2.1	Cargas permanentes, móveis e sobrecargas	102
4.2.2	Forças de acostagem e amarração	103
4.3	Forças naturais	105
4.3.1	Marés e correntes	105
4.3.2	Ação do gelo e da neve	106
4.3.3	Variação da temperatura.....	107
4.3.4	Ação do vento.....	107
4.3.5	Forças sísmicas.....	107
4.3.6	Ação das ondas.....	107
4.3.6.1	Forças verticais	114
4.3.6.2	Forças horizontais	117
5	Métodos de Cálculo das Forças em <i>Jetties</i>	121
5.1	Kaplan <i>et al.</i> (1995)	121
5.2	American Petroleum Institute (2002)	124

5.3	McConnell <i>et al.</i> (2004).....	127
5.4	Douglass <i>et al.</i> (2006).....	131
5.5	Cuomo <i>et al.</i> (2007).....	133
6	Análise de Sensibilidade	137
6.1	Considerações iniciais	137
6.2	Discussão de Resultados.....	142
6.2.1	Kaplan <i>et al.</i> (1995).....	142
6.2.2	American Petroleum Institute (2002).....	150
6.2.3	McConnell <i>et al.</i> (2004)	154
6.2.4	Douglass <i>et al.</i> (2006)	163
6.2.5	Cuomo <i>et al.</i> 2007	166
6.2.6	Análise conjunta dos métodos.....	173
7	Conclusões e Desenvolvimentos Futuros.....	191
7.1	Conclusões.....	191
7.2	Desenvolvimentos futuros	194
	Bibliografia.....	197
	Anexos.....	203

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1 - Diferentes tipos de ondas (Wright <i>et al.</i> 1999)	42
Figura 2-2 - Processo de formação das ondas (APRH, 2014).....	44
Figura 2-3 - Representação de uma onda de propagação (APRH, 2014)	46
Figura 2-4 - Domínio de aplicabilidade das teorias das ondas (USACE, 2002).....	48
Figura 2-5 - Evolução da órbita das partículas ao longo de profundidade decrescente (IH, 2014).....	50
Figura 2-6 - Perfil de uma onda irregular (USACE, 2002).....	52
Figura 2-7 - Espectros Jonswap e Pierson-Moskowitz (Fonte: http://folk.ntnu.no)	54
Figura 2-8 - Empolamento da onda na aproximação a terra (Fonte:Ericbeiers)	56
Figura 2-9 - Refração das ondas, convergência e divergência (USACE, 2002)	56
Figura 2-10 - Tipos de rebentação (adaptado de Fonte: fhwa.dot.gov)	57
Figura 2-11 - Difração ao longo de uma ilha (Fonte: coastal.udel.edu).....	59
Figura 2-12 - Ábaco do índice de rebentação (USACE, 2002).....	62
Figura 2-13 - Densidade de probabilidade da distribuição de Weibull para vários valores de k (Goda, 2000).....	68
Figura 3-1 - Estrutura naturalmente protegida (Gaythwaite, 2004)	73
Figura 3-2 - Estrutura artificialmente protegida (Gaythwaite, 2004).....	74
Figura 3-3 - Estrutura exposta (Gaythwaite, 2004).....	74
Figura 3-4 - Terminal de granéis sólidos e terminal de contentores (Fonte: Porto de Lisboa e Público, respetivamente)	76
Figura 3-5 - Terminal Ro-ro e terminal de ferries (Fonte: iaphworldports e KaplanInternational , respetivamente)	76
Figura 3-6 – a) Configurações em relação à costa (CEO, 2004); b) <i>Dolphin</i> (Fonte: engineeringcivil.com).....	77
Figura 3-7 – a) Duque d'alba (Fonte: taylormarineconstruction.com); b) Ponte-cais (Fonte: constantinidis.org).....	78
Figura 3-8 – Classificação das estruturas de acordo com a sua estabilidade	79
Figura 3-9 - Cais em blocos (Gaythwaite, 2004)	80
Figura 3-10 - Cais em caixotões (Gaythwaite, 2004).....	81
Figura 3-11 - Cais em L (Gaythwaite, 2004)	81
Figura 3-12 - Cais maciço (BSI, 2010)	82

Figura 3-13 - Cais assentes em estacas (Gaythwaite, 2004)	82
Figura 3-14 – a) Estrutura simples; b) estrutura Ancorada; c) estrutura com plataforma de alívio (Gaythwaite, 2004).....	84
Figura 3-15 - Estacas prancha metálicas na execução de um cais (Fonte: ICOSA)	84
Figura 3-16 - Terminal LNG de Dampier, Austrália (Fonte: Blamclough)	86
Figura 3-17 - Sistema SPM e CBM, respetivamente (Fonte: MarineInsight; PMI)	88
Figura 3-18 - <i>Jetty</i> nas conceções a) Norte-Americana e b) Europeia, respetivamente (Fonte: Wikipedia).....	88
Figura 3-19 - a) Perfil transversal e b) perfil longitudinal de um <i>jetty</i> em caixotões (Gaythwaite, 2004).....	89
Figura 3-20 - Perfis transversais tipo de <i>jetties</i> assentes em estacas (Gaythwaite, 2004).....	90
Figura 3-21 - Perfil transversal de uma ponte-cais na sua extremidade costeira (Gaythwaite, 2004).....	91
Figura 3-22 - Perfis transversais a) de um <i>jetty</i> em talude e b) de um <i>jetty</i> assente em quebra-mar (Gaythwaite, 2004).....	92
Figura 3-23 – Principais portos comerciais ao longo da costa continental portuguesa (adaptado Fonte: Wikipédia).....	93
Figura 3-24 - Localização da monoboia de Leixões	94
Figura 3-25 - Planta do Porto de Leixões (Fonte: APDL)	95
Figura 3-26 - Amarração de navio à monoboia de Leixões	96
Figura 3-27 - Planta do complexo portuário de Sines (Fonte: APS).....	97
Figura 3-28 - Tanques de armazenamento de GNL do Porto de Sines (Fonte: REN)	98
Figura 3-29 - Terminal de granéis líquidos do Porto de Sines (Fonte: Portos de Portugal)	99
Figura 4-1 - Terminal de contentores de Leixões (Fonte: APDL)	102
Figura 4-2 - Esquema de acostagem (Leal, 2011).....	103
Figura 4-3 - Defensas cónica, cilíndrica e em arco (Fonte: Maritime International).....	104
Figura 4-4 - Esquema de amarração de um navio (dic.academic.ru).....	105
Figura 4-5 - Processo de rotura das estacas por ação do gelo (USACE, 2002)	106
Figura 4-6 - Espriamento numa estrutura em talude (Abbot & Price, 1994)	108
Figura 4-7 - Galgamento por espriamento extenso (Abbot & Price, 1994)	109
Figura 4-8 - Galgamento por onda de altura elevada (Abbot & Price, 1994)	109
Figura 4-9 - Reflexão de uma onda por uma estrutura sólida (Abbot & Price, 1994)	110
Figura 4-10 - Transmissão de onda através de uma estrutura permeável (Abbot & Price, 1994)	110

Figura 4-11 - Folga entre a onda e a face inferior da plataforma.....	111
Figura 4-12 - Formas de interação das ondas com a estrutura (Bron, 2013)	112
Figura 4-13 - Onda de impacto e forças verticais e horizontais (Araki & Deguchi, 2012) ...	112
Figura 4-14 - <i>Wave-in-deck loads</i> (Lamberti, 2011).....	113
Figura 4-15 - <i>Wave-in-deck loads</i> pormenorizadas (Bron, 2013)	114
Figura 4-16 - Série temporal do impacto onda-estrutura (Lamberti, 2011)	115
Figura 4-17 - Evolução do processo de impacto onda-estrutura (Bron, 2013)	116
Figura 4-18 - Forças em estacas verticais (Arntsen & Gudmestad, 2014).....	118
Figura 4-19 - Série temporal de a) uma onda não rebentada e b) uma onda de rebentação (Kisacik, 2011).....	119
Figura 4-20 - Série temporal típica em <i>jetties</i> (Tirindelli <i>et al.</i> 2003)	119
Figura 5-1 - Projeção das áreas de acordo com o ângulo de incidência (DNV, 2010)	125
Figura 5-2 - Método de determinação do comprimento molhado (DNV, 2010)	126
Figura 5-3 - Modelo da abordagem de cálculo (McConnell <i>et al.</i> 2004).....	129
Figura 5-4 - Modelo de cálculo das forças horizontais e verticais (Douglass <i>et al.</i> 2006)	132
Figura 6-1 – Esquema representativo da estrutura considerada na análise	138
Figura 6-2 - Variação da força quase-estática vertical positiva na plataforma, segundo Kaplan <i>et al.</i> (1995) em função da variação do período T_{med} (SWL=+4 m (Z.H.); CP=+4.6 m (Z.H.); Cl=0.6 m ; D= -15 m (Z.H.)).....	143
Figura 6-3 - Variação da força quase-estática vertical negativa, segundo Kaplan <i>et al.</i> (1995) em função da variação do período T_{med} (SWL=+4 m (Z.H.); CP=+4.6 m (Z.H.); Cl=0.6 m ; D= -15 m (Z.H.)).....	143
Figura 6-4 - Variação da força quase-estática horizontal positiva na plataforma, segundo Kaplan <i>et al.</i> (1995) em função da variação do período T_{med} (SWL=+4 m (Z.H.); CP=+4.6 m (Z.H.); Cl=0.6 m ; D= -15 m (Z.H.)).....	143
Figura 6-5 - Variação da força quase-estática vertical positiva, na plataforma, segundo Kaplan <i>et al.</i> (1995) em função da variação da folga, C_1 , disponível para fundos de referência de -15 m (Z.H.) (T_{med} =8 s; CP=4.6 m (Z.H.)).....	145
Figura 6-6 - Variação da força quase-estática vertical negativa, na plataforma, segundo Kaplan <i>et al.</i> (1995) em função da variação da folga, C_1 , disponível para fundos de referência de -15 m (Z.H.) (T_{med} =8 s; CP=4.6 m (Z.H.)).....	145
Figura 6-7 - Variação da força quase-estática horizontal positiva, na plataforma, segundo Kaplan <i>et al.</i> (1995) em função da variação da folga, C_1 , disponível para fundos de referência de -15 m (Z.H.) (T_{med} =8 s; CP=4.6 m (Z.H.)).....	145

Figura 6-8 - Variação da força quase-estática vertical positiva na plataforma, segundo Kaplan <i>et al.</i> (1995) em função da variação da cota batimétrica do fundo ($T_{med}=8$ s; $SWL=+4$ m (Z.H.); $CP=+4.6$ m (Z.H.); $C_1=0.6$)	147
Figura 6-9 - Variação da força quase-estática vertical negativa na plataforma, segundo Kaplan <i>et al.</i> (1995) em função da variação da cota batimétrica do fundo ($T_{med}=8$ s; $SWL=+4$ m (Z.H.); $CP=+4.6$ m (Z.H.); $C_1=0.6$)	147
Figura 6-10 - Variação da força quase-estática horizontal positiva na plataforma, segundo Kaplan <i>et al.</i> (1995) em função da variação da cota batimétrica do fundo ($T_{med}=8$ s; $SWL=+4$ m (Z.H.); $CP=+4.6$ m (Z.H.); $C_1=0.6$)	147
Figura 6-11 - Série temporal das forças verticais (F_{qsv}) e força horizontal (F_{qsh}), segundo Kaplan <i>et al.</i> (1995) para $T_{med}=8$ s; $D=-15$ m (Z.H.); $C_1=0.6$ m; $SWL=+4$ m (Z.H.)	149
Figura 6-12 - Variação da força quase-estática vertical positiva (F_{qsv+}) na plataforma segundo API (2002), em função da variação do período, T_{med} ($CP=+4.1$ m (Z.H.); $SWL=+4$ m (Z.H.); $D=-15$ m; $C_1=0.1$ m)	150
Figura 6-13 - Variação da força quase-estática horizontal positiva (F_{qsh+}), na plataforma, segundo API (2002) em função da variação do período, T_{med} ($CP=+4.1$ m (Z.H.); $SWL=+4$ m (Z.H.); $D=-15$ m; $C_1=0.1$ m).....	151
Figura 6-14 - Variação da força quase-estática vertical, (F_{qsv+}), na plataforma, segundo API (2002) com a variação da folga, C_1 , para fundos de referência de -15 m (Z.H.) ($T_{med}=8$ s, $CP=+4.1$ m (Z.H.))	152
Figura 6-15 - Variação da força quase-estática horizontal, (F_{qsh+}), na plataforma, segundo API (2002) com a variação da folga, C_1 , para fundos de referência de -15 m (Z.H.) ($T_{med}=8$ s, $CP=+4.1$ m (Z.H.))	152
Figura 6-16 - Variação das forças quase-estáticas vertical, (F_{qsv+}) e horizontal, (F_{qsh+}), com a variação da cota batimétrica do fundo ($CP=+4.1$ m (Z.H.); $SWL=+4$ m (Z.H.); $T_{med}=8$ s; $C_1=0.1$ m).....	153
Figura 6-17 - Variação da força vertical quase-estática positiva (F_{qsv+}), segundo McConnell <i>et al.</i> (2004), majorada e minorada, na laje externa, em função da variação da folga, C_1 ($T_{med}=8$ s; $CP=+4.6$ m (Z.H.))	155
Figura 6-18 - Variação da força vertical quase-estática positiva (F_{qsv+}), segundo McConnell <i>et al.</i> (2004), majorada e minorada, na laje interna, em função da variação da folga, C_1 ($T_{med}=8$ s; $CP=+4.6$ m (Z.H.))	156

Figura 6-19 - Variação da força vertical quase-estática positiva (F_{qsv+}), segundo McConnell <i>et al.</i> (2004), majorada e minorada, na viga externa, em função da variação da folga, C_1 ($T_{med}=8$ s; $CP= +4.6$ m (Z.H.))	156
Figura 6-20 - Variação da força vertical quase-estática positiva (F_{qsv+}), segundo McConnell <i>et al.</i> (2004), majorada e minorada, na viga interna, em função da variação da folga, C_1 ($T_{med}=8$ s; $CP= +4.6$ m (Z.H.))	156
Figura 6-21 - Variação da força vertical quase-estática negativa, (F_{qsv-}), segundo McConnell <i>et al.</i> (2004) majorada e minorada, na laje externa, em função da variação da folga, C_1 ($T_{med}=8$ s; $CP= +4.6$ m (Z.H.))	157
Figura 6-22 - Variação da força vertical quase-estática negativa, (F_{qsv-}), segundo McConnell <i>et al.</i> (2004) majorada e minorada, na laje interna, em função da variação da folga, C_1 ($T_{med}=8$ s; $CP= +4.6$ m (Z.H.))	157
Figura 6-23 - Variação da força vertical quase-estática negativa, (F_{qsv-}), segundo McConnell <i>et al.</i> (2004) majorada e minorada, na viga externa, em função da variação da folga, C_1 ($T_{med}=8$ s; $CP= +4.1$ m (Z.H.))	158
Figura 6-24 - Variação da força vertical quase-estática negativa, (F_{qsv-}), segundo McConnell <i>et al.</i> (2004) majorada e minorada, na viga interna, em função da variação da folga, C_1 ($T_{med}=8$ s; $CP= +4.1$ m (Z.H.))	158
Figura 6-25 - Variação da força horizontal quase-estática positiva (F_{qsh+}), segundo McConnell <i>et al.</i> (2004) majorada e minorada, na viga externa, em função da variação da folga, C_1 ($T_{med}=8$ s; $CP= +4.1$ m (Z.H.))	159
Figura 6-26 - Variação da força horizontal quase-estática positiva (F_{qsh+}), segundo McConnell <i>et al.</i> (2004) majorada e minorada, na viga interna (somente majorada), em função da variação da folga, C_1 ($T_{med}=8$ s; $CP= +4.1$ m (Z.H.))	159
Figura 6-27 - Variação da força horizontal quase-estática negativa (F_{qsh-}), segundo McConnell <i>et al.</i> (2004) majorada e minorada, na viga externa, em função da variação da folga, C_1 ($T_{med}=8$ s; $CP= +4.1$ m (Z.H.))	159
Figura 6-28 - Variação da força horizontal quase-estática negativa (F_{qsh-}), segundo McConnell <i>et al.</i> (2004) majorada, na viga interna, em função da variação da folga, C_1 ($T_{med}=8$ s; $CP= +4.1$ m (Z.H.))	160
Figura 6-29 - Variação da força vertical quase-estática positiva (F_{qsv+}) e negativa (F_{qsv-}), segundo McConnell <i>et al.</i> (2004) majorada e minorada, na laje externa, em função da variação da altura de onda significativa, H_s , e do período, T_{med} ($SWL= +4$ m (Z.H.); $CP=+4.6$ m (Z.H.); $C_1=0.6$ m).....	161

Figura 6-30 - Variação da força vertical quase-estática positiva (F_{qsv+}) e negativa (F_{qsv-}), segundo McConnell <i>et al.</i> (2004) majorada e minorada, na laje interna, em função da variação da altura de onda significativa, H_s , e do período, T_{med} (SWL= +4 m (Z.H.); CP=+4.6 m (Z.H.); $C_l=0.6$ m).....	161
Figura 6-31 - Variação da força vertical quase-estática positiva (F_{qsv+}) e negativa (F_{qsv-}), segundo McConnell <i>et al.</i> (2004) majorada e minorada, na viga externa, em função da variação da altura de onda significativa, H_s , e do período, T_{med} (SWL= +4 m (Z.H.); CP=+4.1 m (Z.H.); $C_l=0.1$ m).....	161
Figura 6-32 - Variação da força vertical quase-estática positiva (F_{qsv+}) e negativa (F_{qsv-}), segundo McConnell <i>et al.</i> (2004) majorada e minorada, na viga interna, em função da variação da altura de onda significativa, H_s , e do período, T_{med} (SWL= +4 m (Z.H.); CP=+4.1 m (Z.H.); $C_l=0.1$ m).....	162
Figura 6-33 - Variação da força horizontal quase-estática positiva (F_{qsh+}) e negativa (F_{qsh-}), majorada e minorada, na viga externa, em função da variação da altura de onda significativa, H_s , e do período, T_{med} SWL= +4 m (Z.H.); CP=+4.1 m (Z.H.); $C_l=0.1$ m)	162
Figura 6-34 - Variação da força horizontal quase-estática positiva (F_{qsh+}) e negativa (F_{qsh-}), majorada e minorada, na viga interna, em função da variação da altura de onda significativa, H_s , e do período, T_{med} SWL= +4 m (Z.H.); CP=+4.1 m (Z.H.); $C_l=0.1$ m)	162
Figura 6-35 - Variação da força vertical quase-estática positiva (F_{qsv+}), segundo Douglass <i>et al.</i> (2006), majorada e minorada, na plataforma, em função da variação do período, T_{med} (CP=+4.6 m (Z.H.); SWL=+4 m (Z.H.); $C_l=0.6$ m)	163
Figura 6-36 - Variação da força horizontal quase-estática positiva (F_{qsh+}), segundo Douglass <i>et al.</i> (2006), minorada e majorada, na plataforma, em função da variação do período, T_{med} (CP=+4.1 m (Z.H.); SWL=+4 m (Z.H.); $C_l=0.1$ m)	164
Figura 6-37 - Variação da força vertical quase-estática positiva (F_{qsv+}), segundo Douglass <i>et al.</i> (2006), majorada e minorada, na plataforma, em função da variação da folga, para fundos de referência de -10 m (CP=+4.6 (Z.H.); $T_{med}=8s$).....	165
Figura 6-38 - Variação da força horizontal quase-estática positiva (F_{qsh+}), segundo Douglass <i>et al.</i> (2006) majorada e minorada, na plataforma, em função da variação da folga, para fundos de referência de -10 m (Z.H.) (CP=+4.1 m (Z.H.); $T_{med}=8s$).....	165
Figura 6-39 - Variação das forças verticais quase-estáticas positivas (F_{qsv+}), e negativa (F_{qsv-}), segundo Cuomo <i>et al.</i> (2007), na laje externa, em função da variação da folga, C_l , para fundos de referência de -15 m (Z.H.) ($T_m=8$ s; CP=+4.6 m (Z.H.))	167

Figura 6-40 - Variação das forças verticais quase-estáticas positivas (F_{qsv+}), e negativa (F_{qsv-}), segundo Cuomo <i>et al.</i> (2007), na laje interna, em função da variação da folga, C_l , para fundos de referência de -15 m (Z.H.) ($T_m=8$ s; $CP=+4.6$ m (Z.H.)).....	167
Figura 6-41 - Variação das forças verticais quase-estáticas positivas (F_{qsv+}), e negativa (F_{qsv-}), segundo Cuomo <i>et al.</i> (2007), na viga externa, em função da variação da folga, C_l , para fundos de referência de -15 m (Z.H.) ($T_m=8$ s; $CP=+4.1$ m (Z.H.))	167
Figura 6-42 - Variação das forças verticais quase-estáticas positivas (F_{qsv+}), e negativa (F_{qsv-}), segundo Cuomo <i>et al.</i> (2007), na viga interna, em função da variação da folga, C_l , para fundos de referência de -15 m (Z.H.) ($T_m=8$ s; $CP=+4.1$ m (Z.H.))	168
Figura 6-43 - Variação das forças horizontais quase-estáticas positiva (F_{qsh+}), e negativa (F_{qsh-}), segundo Cuomo <i>et al.</i> (2007), na viga externa, em função da variação da folga, C_l , para fundos de referência de -15 m ($T_m=8$ s; $CP=+4.1$ m (Z.H.))	168
Figura 6-44 - Variação das forças horizontais quase-estáticas positiva (F_{qsh+}), e negativa (F_{qsh-}), segundo Cuomo <i>et al.</i> (2007), na viga interna, em função da variação da folga, C_l , para fundos de referência de -15 m ($T_m=8$ s; $CP=+4.1$ m (Z.H.))	169
Figura 6-45 - Variação das forças verticais quase-estáticas positiva, (F_{qsv+}), e negativa, (F_{qsv-}), segundo Cuomo <i>et al.</i> (2007), na laje externa, em função da variação do período, T_{med} (SWL=+4 m (Z.H.)); D=-15 m (Z.H.); CP=+4.6 m (Z.H.), $C_l=0.6$ m)	169
Figura 6-46 - Variação das forças verticais quase-estáticas positiva, (F_{qsv+}), e negativa, (F_{qsv-}), segundo Cuomo <i>et al.</i> (2007), na laje interna, em função da variação do período, T_{med} (SWL=+4 m (Z.H.)); D=-15 m (Z.H.); CP=+4.6 m (Z.H.), $C_l=0.6$ m)	169
Figura 6-47 - Variação das forças verticais quase-estáticas positiva, (F_{qsv+}), e negativa, (F_{qsv-}), segundo Cuomo <i>et al.</i> (2007), na viga externa, em função da variação do período, T_{med} (SWL=+4 m (Z.H.)); D=-15 m (Z.H.); CP=+4.1 m (Z.H.), $C_l=0.1$ m)	170
Figura 6-48 - Variação das forças verticais quase-estáticas positiva, (F_{qsv+}), e negativa, (F_{qsv-}), segundo Cuomo <i>et al.</i> (2007), na viga interna, em função da variação do período, T_{med} (SWL=+4 m (Z.H.)); D=-15 m (Z.H.); CP=+4.1 m (Z.H.), $C_l=0.1$ m)	170
Figura 6-49 - Variação das forças horizontais quase-estáticas positiva (F_{qsh+}), e negativa (F_{qsh-}), segundo Cuomo <i>et al.</i> (2007), na viga externa, em função da variação do período, T_{med} (SWL=+4 m (Z.H.)); D=-15 m (Z.H.); CP=+4.1 m (Z.H.), $C_l=0.1$ m)	170
Figura 6-50 - Variação das forças horizontais quase-estáticas positiva (F_{qsh+}), e negativa (F_{qsh-}), segundo Cuomo <i>et al.</i> (2007), na viga interna, em função da variação do período, T_{med} (SWL=+4 m (Z.H.)); D=-15 m (Z.H.); CP=+4.1 m (Z.H.), $C_l=0.1$ m)	171

Figura 6-51 - Variação das forças verticais quase-estáticas positiva (F_{qsv+}), e negativa (F_{qsv-}), segundo Cuomo <i>et al</i> (2007), na laje externa, em função da variação da profundidade ($T_{med}=8$ s; SWL=+4 m (Z.H.); CP=+4.6 m (Z.H.), Cl=0.6 m)	171
Figura 6-52 - Variação das forças verticais quase-estáticas positiva (F_{qsv+}), e negativa (F_{qsv-}), segundo Cuomo <i>et al</i> (2007), na laje interna, em função da variação da profundidade ($T_{med}=8$ s; SWL=+4 m (Z.H.); CP=+4.6 m (Z.H.), Cl=0.6 m)	171
Figura 6-53 - Variação das forças verticais quase-estáticas positiva (F_{qsv+}), e negativa (F_{qsv-}), segundo Cuomo <i>et al</i> (2007), na viga externa, em função da variação da profundidade ($T_{med}=8$ s; SWL=+4 m (Z.H.) ; CP=+4.1 m (Z.H.), Cl=0.1 m)	172
Figura 6-54 - Variação das forças verticais quase-estáticas positiva (F_{qsv+}), e negativa (F_{qsv-}), segundo Cuomo <i>et al</i> (2007), na viga interna, em função da variação da profundidade ($T_{med}=8$ s; SWL=+4 m (Z.H.); CP=+4.1 m (Z.H.), Cl=0.1 m)	172
Figura 6-55 - Variação da força vertical quase-estática positiva (F_{qsh+}), e negativa (F_{qsh-}), segundo Cuomo <i>et al.</i> (2007), na viga externa, em função da variação da profundidade ($T_{med}=8$ s; SWL=+4 m (Z.H.); CP=+4.1 m (Z.H.), Cl=0.1 m))	172
Figura 6-56 - Variação da força vertical quase-estática positiva (F_{qsh+}), e negativa (F_{qsh-}), segundo Cuomo <i>et al.</i> (2007), na viga interna, em função da variação da profundidade ($T_{med}=8$ s; SWL=+4 m (Z.H.) ; CP=+4.1 m (Z.H.), Cl=0.1 m))	173
Figura 6-57 - Variação da força vertical quase-estática positiva, F_{qsv+} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5, com a variação do nível de maré ($T_{med}=8$ s; SWL=+1 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.)).....	174
Figura 6-58 - Variação da força vertical quase-estática positiva, F_{qsv+} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5, com a variação do nível de maré ($T_{med}=8$ s; SWL=+2 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.)).....	174
Figura 6-59 - Variação da força vertical quase-estática positiva, F_{qsv+} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5, com a variação do nível de maré ($T_{med}=8$ s; SWL=+3 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.)).....	175
Figura 6-60 - Variação da força vertical quase-estática positiva, F_{qsv+} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5, com a variação do nível de maré ($T_{med}=8$ s; SWL=+4 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.)).....	175
Figura 6-61 - Variação da força vertical quase-estática negativa, F_{qsv-} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5, com a variação do nível de maré ($T_{med}=8$ s; SWL=+1 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.)).....	176

Figura 6-62 - Variação da força vertical quase-estática negativa, F_{qsv-} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5, com a variação do nível de maré ($T_{med}=8$ s; SWL=+2 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.)).....	176
Figura 6-63 - Variação da força vertical quase-estática negativa, F_{qsv-} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5, com a variação do nível de maré ($T_{med}=8$ s; SWL=+3 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.)).....	177
Figura 6-64 - Variação da força vertical quase-estática negativa, F_{qsv-} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5, com a variação do nível de maré ($T_{med}=8$ s; SWL=+4 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.)).....	177
Figura 6-65 - Variação da força horizontal quase-estática positiva, F_{qsh+} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5, com a variação do nível de maré ($T_{med}=8$ s; SWL=+1 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.)).....	178
Figura 6-66 - Variação da força horizontal quase-estática positiva, F_{qsh+} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5, com a variação do nível de maré ($T_{med}=8$ s; SWL=+2 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.)).....	178
Figura 6-67 - Variação da força horizontal quase-estática positiva, F_{qsh+} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5, com a variação do nível de maré ($T_{med}=8$ s; SWL=+3 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.)).....	179
Figura 6-68 - Variação da força horizontal quase-estática positiva, F_{qsh+} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5, com a variação do nível de maré ($T_{med}=8$ s; SWL=+4 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.)).....	179
Figura 6-69 - Variação da força horizontal quase-estática negativa, F_{qsh-} , na plataforma interior, com a variação do nível de maré ($T_{med}=8$ s; SWL=+1 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.)).	180
Figura 6-70 - Variação da força horizontal quase-estática negativa, F_{qsh-} , na plataforma interior, com a variação do nível de maré ($T_{med}=8$ s; SWL=+2 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.)).	180
Figura 6-71 - Variação da força horizontal quase-estática negativa, F_{qsh-} , na plataforma interior, com a variação do nível de maré ($T_{med}=8$ s; SWL=+3 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.)).	181
Figura 6-72 - Variação da força horizontal quase-estática negativa, F_{qsh-} , na plataforma interior, com a variação do nível de maré ($T_{med}=8$ s; SWL=+4 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.)).	181
Figura 6-73 - Variação da força vertical quase-estática positiva, F_{qsv+} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5, com a variação do período ($T_{med}=8$ s; SWL=+4 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.)).....	182

Figura 6-74 - Variação da força vertical quase-estática positiva, F_{qsv+} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5, com a variação do período ($T_{med}=10$ s; SWL=+4 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.)).....	182
Figura 6-75 - Variação da força vertical quase-estática positiva, F_{qsv+} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5, com a variação do período ($T_{med}=12$ s; SWL=+4 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.)).....	183
Figura 6-76 - Variação da força vertical quase-estática positiva, F_{qsv+} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5, com a variação do período ($T_{med}=14$ s; SWL=+4 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.)).....	183
Figura 6-77 - Variação da força vertical quase-estática negativa, F_{qsv-} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5 ($T_{med}=8$ s; SWL=+4 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.)).....	184
Figura 6-78 - Variação da força vertical quase-estática negativa, F_{qsv-} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5 ($T_{med}=10$ s; SWL=+4 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.)).....	184
Figura 6-79 - Variação da força vertical quase-estática negativa, F_{qsv-} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5 ($T_{med}=12$ s; SWL=+4 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.)).....	185
Figura 6-80 - Variação da força vertical quase-estática negativa, F_{qsv-} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5 ($T_{med}=14$ s; SWL=+4 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.)).....	185
Figura 6-81 - Variação da força vertical quase-estática negativa, F_{qsv-} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5 ($T_{med}=8$ s; SWL=+4 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.)).....	186
Figura 6-82 - Variação da força vertical quase-estática negativa, F_{qsv-} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5 ($T_{med}=10$ s; SWL=+4 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.)).....	186
Figura 6-83 - Variação da força horizontal positiva, F_{qsh+} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5 ($T_{med}=12$ s; SWL=+4 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.)) .	186
Figura 6-84 - Variação da força horizontal positiva, F_{qsh+} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5 ($T_{med}=14$ s; SWL=+4 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.)) .	187
Figura 6-85 - Variação da força vertical quase-estática positiva, F_{qsv+} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5, com a variação da profundidade	188

Figura 6-86 - Variação da força vertical quase-estática negativa, F_{qsv-} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5, com a variação da profundidade 188

Figura 6-87 - Variação da força horizontal quase-estática positiva, F_{qsh+} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5, com a variação da profundidade 189

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Coeficientes de aplicação da fórmula de (Goda, 2000)	64
Tabela 2 - Características da monoboia de Leixões	96
Tabela 3 - Características do TGNL no Porto de Sines (Fonte: APS)	99
Tabela 4 - Características do TGL do Porto de Sines (Fonte: APS)	100
Tabela 5 - Coeficientes para aplicação da formulação (64) proposta por McConnell (Adaptado de: McConnell <i>et al.</i> 2004).....	130
Tabela 6 - Coeficientes a e b para aplicação da formulação (65) proposta por McConnell (Adaptado de: McConnell <i>et al.</i> 2004).....	131
Tabela 7 - Coeficientes a e b para aplicação da formulação proposta por Cuomo <i>et al.</i> para determinar as forças quase-estáticas (Adaptado de Cuomo <i>et al.</i> 2007).....	134
Tabela 8 – Coeficiente a para aplicação da formulação proposta por Cuomo <i>et al.</i> para determinar as forças de esmagamento (Adaptado de: (Cuomo <i>et al.</i> 2007)	135
Tabela 9 - Profundidades efetivas estudadas.....	139
Tabela 10 - Altura máxima da onda incidente em função do período médio e da altura significativa	140
Tabela 11 - Elevação máxima da onda em função de período médio e da altura de onda significativa	141
Tabela 12 - Comprimentos de onda para os períodos, profundidades e níveis de maré considerados	142
Tabela 13 - Resumo da variação das forças quase-estáticas verticais e horizontais, segundo Kaplan <i>et al.</i> (1995) em função do período, T_{med} (SWL=+4 m (Z.H.); CP=+4.6 m (Z.H.); $C_1=0.6$ m ; D= -15 m (Z.H.))	144
Tabela 14 - Resumo da variação das forças quase-estáticas verticais e horizontais, segundo Kaplan <i>et al.</i> (1995) em função da folga, C_1 (D=-15 m (Z.H.); $T_{med}= 8$ s; CP= +4.6 m (Z.H))	146
Tabela 15 - Resumo da variação das forças quase-estáticas verticais e horizontais, segundo Kaplan <i>et al.</i> (1995) em função da cota batimétrica do fundo ($T_{med}=8$ s; SWL= +4 m (Z.H.); CP= +4m (Z.H.); $C_1= 0.6$ m)	148
Tabela 16 - Resumo da variação das forças quase-estáticas verticais e horizontais, segundo API (2002) em função do período, T_{med} (SWL= +4 m (Z.H.); CP= +4.1 m (Z.H.); $C_1 = 0.1$ m; D= -15 m (Z.H.))	151
Tabela 17 - Resumo da variação das forças quase-estáticas verticais e horizontais, segundo API (2002) em função da folga (D=-15 m (Z.H.); $T_{med}= 8$ s; CP= +4.1 m (Z.H.))	153

Tabela 18 - Resumo da variação das forças quase-estáticas verticais e horizontais, segundo API (2002) em função da variação da cota batimétrica do fundo (CP= +4.1 m (Z.H.); SWL= +4 m (Z.H.); $T_{med}= 8$ s; $Cl= 0.1$ m)	154
Tabela 19 - Resumo da variação das forças quase-estáticas verticais e horizontais, segundo Douglass <i>et al.</i> (2006) em função do período, T_{med} , e da altura de onda significativa, H_s	164
Tabela 20 - Resumo da variação das forças quase-estáticas verticais e horizontais, segundo Douglass <i>et al.</i> (2006) em função da folga, C_1	166

SÍMBOLOS E ACRÓNIMOS

Acrónimos

CBM	<i>Conventional Buoy Mooring</i>
CFF	Comprimento total do navio
C.P.	Cota da plataforma
DWT	<i>DeadWeight Tonnage</i>
LNG	<i>Liquefied Natural Gas</i>
LPG	<i>Liquefied Petroleum Gas</i>
SWL	<i>Sea water level</i>
Z.H.	Zero Hidrográfico
SPM	<i>Simple Point Mooring</i>
TGNL	Terminal de Gás Natural Liquefeito
TGL	Terminal de Granéis Líquidos

Letras Latinas Maiúsculas

A	Área do elemento calculado de acordo com Cuomo <i>et al.</i> (2007)
A_h	Área horizontal da plataforma de acordo com Douglass <i>et al.</i> (2006)
A_v	Área vertical da plataforma de acordo com Douglass <i>et al.</i> (2006)
A_x	Área da plataforma na direção x de acordo com API (2002)
A_y	Área da plataforma na direção y de acordo com API (2002)
C	Celeridade da onda
C_o	Celeridade da onda ao largo
C_d	Coefficiente de arrasto
C_h	Fator de arrasto na direção horizontal de acordo com API (2002)
C_{h-imp}	Coefficiente impulsivo da força horizontal de acordo com Douglass <i>et al.</i> (2006)
C_{h-va}	Coefficiente majorativo da força horizontal de acordo com Douglass <i>et al.</i> (2006)
C_{inf}	Coefficiente minorativo da fórmula de McConnell <i>et al.</i> (2004)
C_l	Folga entre o nível de repouso da água e a cota da face inferior da plataforma
C_r	Coefficiente de reflexão da estrutura
C_{sup}	Coefficiente majorativo da fórmula de McConnell <i>et al.</i> (2004)
C_t	Coefficiente de transmissão da estrutura
C_v	Fator de arrasto na direção vertical de acordo com API (2002)
C_{v-imp}	Coefficiente impulsivo da força vertical de acordo com Douglass <i>et al.</i> (2006)
C_{v-va}	Coefficiente majorativo da força vertical de acordo com Douglass <i>et al.</i> (2006)
E_i	Energia incidente na estrutura
E_r	Energia refletida pela estrutura

E_t	Energia transmitida pela estrutura
F^*	Força horizontal ou vertical base
$F^*_{\max 1/250}$	Força impulsiva de acordo com Cuomo <i>et al.</i> (2007)
$F^*_{qs1/250}$	Força quase-estática de referência (a um nível de significância de 1/250) de acordo com Cuomo <i>et al.</i> (2007)
$F^*_{qs+1/250}$	Força quase-estática positiva de referência (a um nível de significância de 1/250) de acordo com Cuomo <i>et al.</i> (2007)
F_{bz}	Força de impulsão de acordo com a direção vertical
F_{dx}	Força de arrasto de acordo com a direção horizontal
F_{dz}	Força de arrasto de acordo com a direção vertical
F_h	Força horizontal incidente na plataforma de acordo com Kaplan (1995)
F_h^*	Força horizontal base de acordo com McConnell <i>et al.</i> (2004) e Douglass <i>et al.</i> (2006)
$F(H)$	Função de distribuição da variável altura de onda H
F_{ix}	Força de inércia de acordo com a direção horizontal
F_{iz}	Força de inércia de acordo com a direção vertical
F_{\max}	Força impulsiva de acordo com McConnell <i>et al.</i> (2004)
F_{qs}	Força quase-estática positiva ou negativa
F_{qs+}	Força quase-estática positiva
F_{qs-}	Força quase-estática negativa
$F_{qs1/250}$	Força quase-estática (a um nível de significância de 1/250) de acordo com Cuomo <i>et al.</i> (2007)
F_{qsh+}	Força quase-estática positiva de acordo com a direção horizontal
F_{qsh-}	Força quase-estática negativa de acordo com a direção horizontal
F_{qsv+}	Força quase-estática positiva de acordo com a direção vertical
F_{qsv-}	Força quase-estática negativa de acordo com a direção vertical
F_{sx}	Força de esmagamento de acordo com a direção horizontal

F_{sz}	Força de esmagamento de acordo com a direção vertical
F_v	Força vertical incidente na plataforma de acordo com Kaplan (1995)
F_v^*	Força vertical base de acordo com McConnell <i>et al.</i> (2004) e Douglass <i>et al.</i> (2006)
F_x	Força de acordo com a direção horizontal
F_z	Força de acordo com a direção vertical
H	Altura de onda
H_0	Altura de onda ao largo
$H_{1/3}$; H_s	Altura de onda significativa
$H_{1/10}$	Altura média do décimo mais alto das ondas
$H_{1/20}$	Altura média do vigésimo de ondas mais altas
$H_{1/100}$	Altura média do centésimo de ondas mais altas
H_b	Altura de onda admissível para uma profundidade d_b
H_{max}	Altura máxima da onda
H_{med}	Altura média da onda
H_{rms}	Altura média quadrática da onda
K_d	Coefficiente de difração da onda
K_r	Coefficiente de refração da onda
K_s	Coefficiente de empolamento
L	- Comprimento de onda - Vão entre vigas
L_{plat}	Comprimento horizontal da face vertical da plataforma
L_0	Comprimento de onda ao largo
M_3	Componente de massa adicionada de acordo com Kaplan (1995)
N	- Número de ondas num determinado registo de acordo com a distribuição de Rayleigh - Número de vigas, de acordo com Douglass <i>et al.</i> (2006)

$P_{qs1/250}^*$	Pressão quase-estática de referência (a um nível de significância de 1/250) de acordo com Cuomo <i>et al.</i> (2007)
P (A)	Probabilidade do evento A
P_{max}	Pressão impulsiva de acordo com McConnell <i>et al.</i> (2004)
P_{qs}	Pressão quase-estática positiva ou negativa
$P_{qs1/250}$	Pressão quase-estática (a um nível de significância de 1/250) de acordo com Cuomo <i>et al.</i> (2007)
T	Período da onda
T_{max}	Período máximo da onda
T_{med}	Período médio da onda
$T_{1/3}; T_s$	Período de onda significativo
$T_{1/10}$	Período médio do décimo mais alto das ondas
T_p	Período de pico da onda
V_{max}	Vão máximo entre vigas numa plataforma

Letras Latinas Minúsculas

- a
- Parâmetro empírico da expressão de Weggel (1972)
 - Fator de escala da distribuição de Weibull
 - Coeficiente empírico da fórmula de McConnell *et al.* (2004)
 - Coeficiente empírico da fórmula de Cuomo *et al.* (2007)
 - Amplitude de onda
- b
- Parâmetro empírico da expressão de Weggel (1972)
 - Parâmetro de localização da distribuição de Weibull;
 - Coeficiente empírico da fórmula de McConnell *et al.* (2004)
 - Coeficiente empírico da fórmula de Cuomo *et al.* (2007)
 - Largura da plataforma de acordo com Kaplan (1995)

b_h	Espessura do elemento calculado de acordo com McConnell <i>et al.</i> (2004)
b_l	Comprimento do elemento calculado de acordo com McConnell <i>et al.</i> (2004)
b_w	Largura do elemento calculado de acordo com McConnell <i>et al.</i> (2004)
c	Espessura molhada da plataforma de acordo com Kaplan (1995)
c_r	Coefficiente de redução da força horizontal de acordo com Douglass <i>et al.</i> (2006)
d	Profundidade
d_b	Profundidade mínima admissível para uma determinada altura de onda H_b
f	Frequência da onda
$f(H)$	Função densidade de probabilidade da variável altura de onda, H
g	Aceleração da gravidade
h	Espessura da plataforma
k	- Número de onda - Parâmetro de forma da distribuição de Weibull
l	Comprimento molhado da plataforma de acordo com Kaplan (1995)
m_2	Massa adicionada lateral da face vertical da plataforma
p_1	Pressão auxiliar para o cálculo das forças de acordo com o método de McConnell <i>et al.</i> (2004)
p_2	Pressão auxiliar para o cálculo das forças de acordo com o método de McConnell <i>et al.</i> (2004)
t	Instante de tempo
t_r	Período de tempo que medeia o início do impacto onda/estrutura e a verificação da componente impulsiva, de acordo com o McConnell <i>et al.</i> (2004)
u	Velocidade horizontal das partículas de acordo com a teoria linear
\dot{u}	Aceleração horizontal das partículas de acordo com a teoria linear
w	Velocidade vertical das partículas de acordo com a teoria linear

\dot{w}	Aceleração vertical das partículas de acordo com a teoria linear
z	- Cota de cálculo das velocidades e acelerações de acordo com a teoria linear - Profundidade a partir do nível de repouso

Letras Gregas

β	Inclinação dos fundos
β^*_0	Coefficiente da expressão de Goda (2000)
β^*_1	Coefficiente da expressão de Goda (2000)
β^*_{max}	Coefficiente da expressão de Goda (2000)
β_0	Coefficiente da expressão de Goda (2000)
β_1	Coefficiente da expressão de Goda (2000)
β_{max}	Coefficiente da expressão de Goda (2000)
γ	Peso específico da água do mar
γ_b	Índice de profundidade de rebentação
ΔZ_v	Distância entre a máxima elevação da onda e a face inferior da plataforma
ΔZ_h	Distância entre o centro geométrico da área molhada da face lateral e a crista da onda máxima incidente
ε	Declividade da onda
η	Elevação da superfície livre da água
η_{max}	Elevação máxima da onda incidente
θ	Ângulo de incidência da onda com a praia em águas pouco profundas
θ_w	Ângulo de incidência da onda na plataforma de acordo com API (2002)
θ_0	Ângulo de incidência da onda com a praia ao largo
ξ_0	Parâmetro de Iribarren
π	Constante (3.14159...)

ρ Densidade da água
 ω Frequência angular da onda

1 Introdução

1.1 Enquadramento

Tradicionalmente, o homem sempre procurou posicionar os terminais de acostagem que construía em locais naturalmente protegidos, como baías, estuários, zonas protegidas por cabos, ilhas, restingas, entre outros. Nestes locais, são garantidos, quase permanentemente, regimes de agitação mais favoráveis, o que confere uma maior segurança nas manobras de acostagem dos navios e de carga/descarga de mercadorias para terra.

Posteriormente, com a evolução do conhecimento, foi possível conceber estruturas, como os quebra-mares, capazes de criar zonas artificialmente abrigadas e de garantir um regime de agitação marítima, nessa zona, dentro de limites aceitáveis à acostagem de navios e à carga e descarga de bens. Com essa evolução, a localização das obras acostáveis passou a obedecer a um princípio de necessidade do ser humano, mais do que a um princípio de condições naturais existentes no local (McConnell *et al.* 2004)

Atualmente, com a intensificação das rotas comerciais e a necessidade de rentabilizar ao máximo o transporte de mercadorias, tem-se verificado o aumento da dimensão média dos navios e o surgimento de navios de dimensões muito grandes que requerem, por sua vez, profundidades maiores, em função do seu calado, para a sua acostagem e manobra. Perante isto, tem-se verificado que é economicamente mais viável projetar obras acostáveis a distâncias maiores da costa, onde as profundidades são ideais para a acostagem, do que proceder à dragagem de grandes quantidades de material sólido do fundo do mar para a realização e manutenção de canais que permitam a chegada e a manobra de navios até um porto junto à costa.

Este tipo de estruturas onde se enquadram, por exemplo, os terminais de granéis líquidos de gás natural (*Liquefied Natural Gas*) e petróleo (*Liquefied Petroleum Gas*), são materializadas através de *jetties* ou pontes-cais e são frequentemente necessárias em zonas remotas do globo, onde não existe proteção natural, faltam infraestruturas de proteção e onde a construção dessas infraestruturas tornaria a obra extremamente dispendiosa.

Os *jetties*, na literatura inglesa, ou pontes-cais, na literatura portuguesa, são estruturas de acostagem aproximadamente perpendiculares à linha de costa e que podem assumir diversas configurações ou tipologias consoante a distância à mesma e as condições locais (Cuomo *et al.* 2007).

Este tipo de estruturas são frequentemente constituídas por uma plataforma horizontal em betão, madeira ou materiais compósitos sustentados por uma subestrutura sólida, realizada através de blocos de betão, ou de outro material, ou apresentam uma configuração aberta concretizada através de estacas de madeira, betão ou outro material de resistência e características adequadas ao meio marítimo.

As pontes-cais são frequentemente construídas com o recurso a uma tipologia de paramento descontínuo, ao invés de uma tipologia de paramento contínuo, uma vez que a segunda tem clara interferência no normal desenvolvimento dos fluxos ao longo da costa e no transporte sólido ao longo da mesma. Neste tipo de estruturas de paramento descontínuo, a plataforma é implantada a uma determinada distância vertical da superfície da água, de modo a que exista uma “almofada de ar” entre a crista máxima da onda de projeto e a face inferior da plataforma da ponte-cais. A existência desta folga pretende minimizar a ocorrência de galgamentos originados pelas ondas, que possam introduzir ações horizontais na laje da ponte-cais ou destruir equipamentos existentes sobre esta, assim como reduzir as pressões, originadas pelas ondas, sob a laje do tabuleiro.

As forças neste tipo de estruturas podem variar significativamente de acordo com o tipo de estrutura presente e com as condições da agitação. As estruturas maioritariamente compostas por elementos verticais e horizontais, espessos, podem estar mais sujeitos a forças horizontais, enquanto estruturas com elementos horizontais, esbeltos, podem estar mais sujeitos a forças verticais, que aumentam de intensidade com a aproximação da plataforma ao nível da água (Alderson *et al.* 2008).

As incertezas que envolvem a quantificação das forças em jogo, no processo de impacto de uma onda com a plataforma de uma estrutura do tipo *jetty*, tornam este uma temática interessante e para a qual ainda existe espaço para maior investigação e aprofundamento de conhecimento, apesar de todas as formulações existentes apresentadas por diferentes autores.

1.2 Objetivos

O principal objetivo deste trabalho passa pelo conhecimento e avaliação das formulações apresentadas por diferentes autores, para o cálculo de forças horizontais e verticais, quase-estáticas, em plataformas. Esta avaliação será feita através da realização de uma análise de sensibilidade que procura apreciar a influência de algumas variáveis características, tanto da onda como do local, no valor final das respetivas forças. A partir dessa análise espera-se

retirar conclusões sobre a razoabilidade dos resultados obtidos e sobre a validade das respetivas expressões dentro do domínio de aplicação.

Para além do referido, pretende-se igualmente realizar uma pesquisa bibliográfica que procure enquadrar o tema e aprofundar conhecimento no domínio das estruturas de acostagem, em particular das estruturas de acostagem descontínuas semelhantes aos *jetties*.

1.3 Estrutura da Dissertação

A presente dissertação foi organizada em 7 capítulos cujos conteúdos são seguidamente descritos:

- **Capítulo 1:** Introdução, incluindo o enquadramento, os objetivos do estudo realizado e a estrutura desta dissertação;
- **Capítulo 2:** Considerações sobre as ondas e a agitação marítima com uma abordagem do processo de formação das ondas, do cariz regular e irregular da agitação, dos fenómenos de alteração das ondas e métodos de cálculo da onda de projeto;
- **Capítulo 3:** Revisão bibliográfica dos tipos de estruturas de acostagem, no geral, e das estruturas do tipo *jetty*, no particular, e referência à Monoboia de Leixões e ao Terminal de Gás Natural de Sines;
- **Capítulo 4:** Abordagem das ações incidentes em estruturas de acostagem e em particular nas estruturas de acostagem do tipo *jetty*;
- **Capítulo 5:** Descrição das diferentes formulações consideradas e as quais serão alvo de uma avaliação no capítulo 6;
- **Capítulo 6:** Análise de sensibilidade das formulações apresentadas no capítulo 5, discussão dos resultados e apresentação de notas finais sobre estes;
- **Capítulo 7:** Apresentação das conclusões obtidas do estudo realizado e dos desenvolvimentos futuros.

2 Agitação Marítima

O processo de geração de uma onda pressupõe a transferência de energia para uma massa de água que se encontra, aproximadamente, imperturbada. As ondas marítimas, que são as mais relevantes para a presente dissertação, são ondas mecânicas, superficiais em que uma força periódica, como a força gravítica da lua e do sol, ou uma força não periódica, como o vento, a agitação provocada pela passagem de navios ou um evento sísmico, introduz uma perturbação na massa de água, que se vai propagar ao longo desta sobre a forma de energia, entre o local de geração e o local de dissipação. No entanto, é de referir que a maior parte das ondas marítimas são geradas por perturbações de cariz não periódico onde ocorre o deslocamento das partículas da água da sua posição de equilíbrio (APRH, 2014).

Uma vez perturbadas as partículas, verifica-se na massa de água a ocorrência de forças designadas de restauro, como as forças gravitacional e tensão superficial, que contrariam a perturbação e fazem a onda tender para a sua posição de equilíbrio. É o movimento das partículas resultante da atuação dessas forças de restauro durante um ciclo da onda que fornece a força de deslocamento que atuará no ciclo seguinte. Esta sucessão alternada de deslocamentos e restauros estabelece o movimento oscilatório, idealizado para as ondas, de forma sinusoidal (Wright *et al.* 1999).

Na secção 2.1 do presente capítulo serão abordados os diferentes tipos de ondas marítimas que podem ser geradas e que podem atingir a costa. Na secção 2.2 é feita uma descrição do fenómeno de geração das ondas pelo vento. Por sua vez, na secção 2.3 são apresentadas as duas formas de abordagem de uma agitação marítima, considerando a agitação regular ou irregular. Na secção 2.4 são tratados os fenómenos físicos da alteração a que as ondas são sujeitas na sua aproximação da costa, bem como a influência que os fundos têm na máxima altura de onda verificável. Por fim, na secção 2.5, é abordada a temática da onda de projeto e algumas das distribuições estatísticas utilizadas no tratamento de agitação regular e irregular.

2.1 Tipos de ondas

Na sua generalidade, as ondas marítimas são do tipo superficial uma vez que a perturbação por si induzida, sob a forma de energia, é transmitida ao longo da camada mais superficial da massa de água, aquela que estabelece a fronteira entre os meios marítimo e atmosférico, entre o ponto de perturbação e o ponto de dissipação. Não obstante do referido é também frequente em meio marinho, a existência de ondas internas. Estas ondas são igualmente designadas de

superficiais, uma vez que se desenvolvem no interface entre dois meios que para o caso, são dois estratos de massa de água com densidades distintas. Quando as ondas internas apresentam frequências semelhantes às da maré são designadas por marés internas (APRH, 2014).

As ondas marítimas, que se formam entre os meios marítimos e atmosférico, e as internas são, geralmente, designadas de progressivas uma vez que vão, progressivamente, transferindo a sua perturbação, em forma de energia, de um ponto de geração a um ponto, geralmente, junto à costa. No entanto, em condições especiais, pode ocorrer a junção de duas ondas progressivas, semelhantes, de sentido contrário, e a formação de uma onda estacionária. Nestes casos, a onda não se move, apresentando velocidade nula, os pontos nodais estão fixos e os pontos antinodais oscilam verticalmente entre cavas e cristas (Wright *et al.* 1999).

As ondas podem ser classificadas consoante a força de restauro que apresenta maior relevância para determinado estado de agitação, Figura 2-1. Quando as ondas têm comprimentos de onda muito pequenos (tipicamente inferiores a 1.7 cm), a principal força de restauro é a tensão superficial da água. São as denominadas ondas capilares que se formam à superfície da água devido à atuação do vento e que, devido à tensão superficial, rapidamente desaparecem quando o vento deixa de atuar. Todavia, na grande maioria das ondas marinhas (cujos comprimentos de onda são bastante maiores do que o aludido, podendo os períodos ser mesmo superiores a 20 s) a principal força de restauro é a da gravidade, pelo que se designam por ondas gravíticas. Ondas com períodos superiores a 30 s são designadas de ondas infra-gravíticas, e normalmente resultam de interações harmónicas não lineares de grupos de ondas gravíticas.

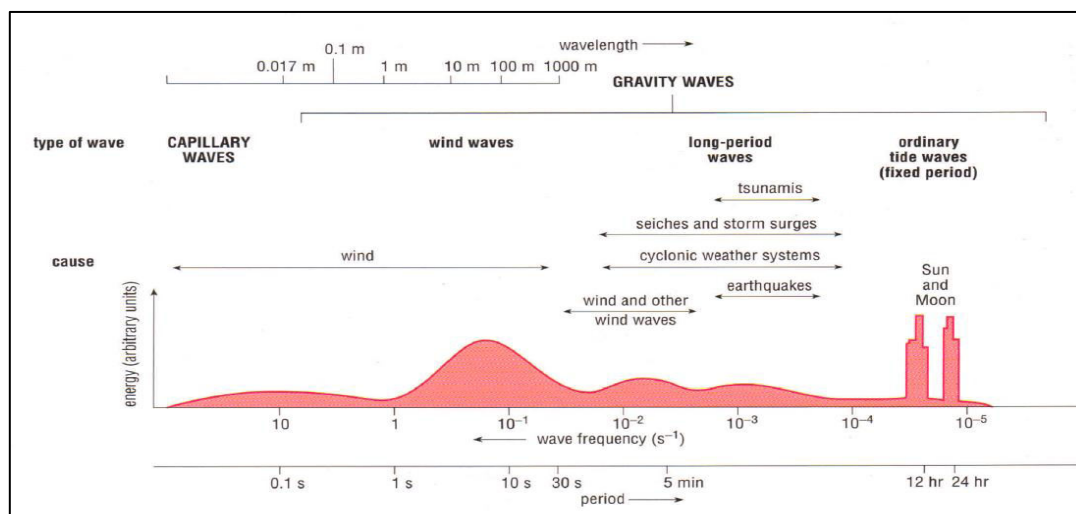


Figura 2-1 - Diferentes tipos de ondas (Wright *et al.* 1999)

Segundo Coelho (2005) a agitação marítima pode assumir as formas de ondulação (*swell*), com períodos que podem variar entre 8 e 25 segundos, vagas (*wind-sea waves*), com períodos inferiores a 8 segundos, seichas e *tsunamis* (maremotos).

Os *tsunamis* são ondas geradas, maioritariamente, por perturbações sísmicas com epicentro no mar, embora a derrocada de massas oceânicas, explosões vulcânicas e queda de asteroides no mar também estejam incluídas nas causas deste tipo de fenómeno. Este tipo de ondas é caracterizado por um comprimento de onda que pode ascender a centenas de quilómetros, ao ponto de, tendo em conta a sua razão comprimento de onda/profundidade, ela pode comportar-se como uma onda de águas pouco profundas, mesmo em mar aberto, sendo a sua velocidade influenciada somente pela batimetria.

As *seichas* são exemplos de ondas estacionárias de longo período. Este tipo de ondas pode ser gerado através da reflexão das ondas geradas pela passagem de navios e tem especial importância no estudo da agitação no interior de portos e nos fenómenos de ressonância.

As *vagas* e a *ondulação* são exemplos de ondas geradas por ventos. As *vagas* são ondas de período inferior a 8 s, de amplitudes reduzidas, resultantes da atuação de ventos locais e em que não houve tempo nem distância suficiente para uma maior transferência de energia entre a superfície do oceano e o vento que permitisse um maior desenvolvimento do estado de agitação. Na sua generalidade têm um aspeto irregular e caótico. Por sua vez, a *ondulação* corresponde a ondas de período compreendido entre 8 e 25 s, muito energéticas, geradas por ventos em regiões distantes e que apresentam amplitudes maiores e um aspeto aparentemente mais regular. Estas ondas são usualmente verificáveis mais perto da costa.

2.2 Formação de ondas pelo vento

Apesar de terem sido referidos alguns dos agentes responsáveis pela geração de ondas, o vento é aquele que, de forma mais persistente, contribui para a criação de ondas superficiais. O processo de formação deste tipo de ondas segue o princípio físico de que sempre que dois fluidos se desloquem a velocidades distintas, o fluido de maior celeridade transfere, por atrito, energia ao que se desloca mais lentamente, Figura 2-2.

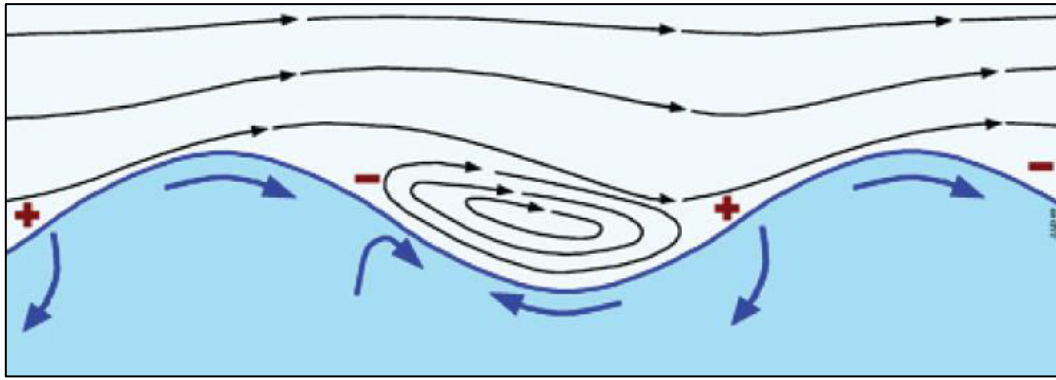


Figura 2-2 - Processo de formação das ondas (APRH, 2014)

A geração das ondas de superfície pelo vento inicia-se no momento em que o vento começa a soprar sobre a superfície do oceano, deformando-a e promovendo a criação de ondas de cristas arredondadas e cavas em forma de “V”. Estas ondas inicialmente formadas apresentam comprimentos de onda muito reduzidos, enquadrando-se na categoria das ondas capilares, que acabam por ser anuladas pela tensão superficial que tende a devolver à superfície da água um aspeto liso. À medida que o vento continua a soprar sobre a massa de água a sua superfície torna-se progressivamente mais deformada. O aumento da deformação da superfície do oceano faz aumentar a área de contato entre o vento e a água o que propicia a transferência de energia entre estes dois fluídos e o aumento, progressivo, do desenvolvimento das ondas. O vento exerce maior pressão nos flancos das ondas voltadas para o lado de onde este sopra, e sendo menor a pressão no lado oposto, do que resultam gradientes de pressão que desenvolvem vórtices. Com a continuação do processo as ondas vão aumentando de altura, de comprimento e de velocidade (APRH, 2014)

O estado de desenvolvimento que a agitação marítima que tem o vento como agente perturbador adquire, está intimamente relacionado com três fatores: a intensidade do vento, o período de tempo em que este sopra e o *fetch* ou distância em que o mesmo se faz sentir. Os referidos fatores têm como referência a intensidade de vento incidente, na medida em que essa intensidade traduz a sua energia e o seu potencial para gerar estados de agitação, também eles, mais energéticos e, conseqüentemente, com maior altura de onda.

No entanto, mesmo que um vento apresente uma intensidade suficientemente grande, esse facto, por si só, não garante que o estado de agitação atinja o seu potencial, na medida em que o vento pode não soprar durante o período de tempo e na distância suficientes para que ocorra a respetiva transferência de energia. Quando, para um determinado vento, não existe limitação

de *fetch* nem de duração do vento, diz-se que o estado de agitação gerado se apresenta completamente desenvolvido.

2.3 A irregularidade/regularidade da agitação

A abordagem mais simples para caracterizar o comportamento das ondas é assumir que estas são regulares, puramente bidimensionais, de amplitude reduzida e de forma sinusoidal. Esta abordagem é no entanto simplista, dado que, na realidade, as ondas diferem largamente do aspeto puramente sinusoidal que só é verificável em ondas geradas em laboratório (APRH, 2014). Na realidade, a agitação marítima apresenta um carácter irregular, composta por várias ondas, de períodos, alturas e direções de propagação variadas, muito distintas da primeira abordagem apresentada (Marinho, 2013).

Assumir a agitação como irregular e partir para a determinação da sua cinemática e dinâmica seria portanto a abordagem correta a adotar, não fosse a incapacidade existente para descrever matematicamente o comportamento dessas ondas, em consequência das não-linearidades, comportamento aleatório e características tridimensionais verificadas (McConnell *et al.* 2004). Sendo assim, torna-se necessário adotar uma abordagem combinada para suprir as lacunas de conhecimento e chegar a uma solução aproximada, mas já com um bom nível de rigor.

Numa primeira fase a agitação é considerada como irregular e tratada estatisticamente com o objetivo de determinar uma altura de onda e um período representativo para o problema em estudo. Numa segunda fase, as ondas são consideradas como regulares para a determinação da sua cinemática e da sua dinâmica expectáveis tendo em conta as diversas teorias aplicáveis (USACE, 2002).

2.3.1 Ondas regulares

As ondas regulares são analisadas partindo do pressuposto de que estas são progressivas, oscilatórias e que assumem um aspeto puramente sinusoidal ou, próximo disso, consoante a profundidade de análise e a teoria das ondas utilizada para o efeito, Figura 2-3.

As ondas sinusoidais são compostas por elevações sobre o nível estático do mar, designadas de cristas, e por pontos mais baixos em relação a este, designados de cavas, num perfil que se

desenvolve e repete ao longo do espaço (x) e para o mesmo ponto, ao longo do tempo (t). Os parâmetros indispensáveis na caracterização de ondas sinusoidais são:

- Altura de onda (H): diferença vertical entre a crista e a cava adjacente. É habitualmente representado em metros (m).
- Comprimento de onda (L): Distância entre dois pontos na mesma fase, duas cavas ou duas cristas consecutivas. É usualmente representado em m (m).
- Período (T): intervalo de tempo entre a passagem de dois pontos na mesma fase por um ponto fixo. É usualmente representado em segundos (s).

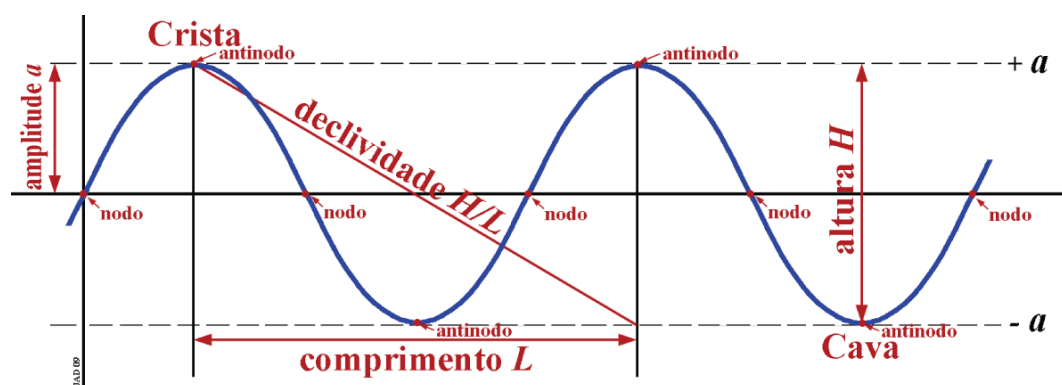


Figura 2-3 - Representação de uma onda de propagação (APRH, 2014)

Dos referidos parâmetros é possível retirar outros que ajudam a compreender e a melhor caracterizar o comportamento da onda em questão. São eles:

- Freqüência da onda (f): Consiste no número de cristas ou cavas que atravessa um ponto num segundo. É representado em Hertz (Hz) e dado pela expressão 1.

$$f = \frac{1}{T} \quad (1)$$

- Declividade da onda (ε): É a razão entre a altura e o comprimento de onda. É dada pela expressão 2:

$$\varepsilon = \frac{H}{L} \quad (2)$$

- Número de onda (k): Representa o número de vezes que a onda atinge a mesma fase por unidade de distância de propagação. É representado em m^{-1} e dada pela expressão 3:

$$k = \frac{2\pi}{L} \quad (3)$$

- Frequência angular da onda (ω): Magnitude do vetor velocidade angular da onda. É representada em radianos por segundo ($rad.s^{-1}$) e dada pela expressão 4:

$$\omega = \frac{2\pi}{T} \quad (4)$$

- Celeridade (C): Representa a velocidade a que a onda se desloca. É representada em m/s e dada pela expressão 5:

$$C = \frac{L}{T} = \frac{w}{T} \quad (5)$$

2.3.1.1 Teoria Linear

Os modelos matemáticos que permitem descrever a cinemática e a dinâmica das ondas, designados de teorias das ondas, assumindo-as como regulares, são aproximações da realidade. Estas teorias têm por base um maior ou menor número de simplificações, hipóteses e aproximações, assumidas na resolução matemática do problema da propagação de uma onda ao longo de um fluido (USACE, 2002).

Como tal, essas teorias têm um domínio de aplicabilidade no qual determinados fenómenos são descritos com alguma fiabilidade. No entanto, fora desse domínio de aplicabilidade, que difere, em geral, com a declividade da onda e com a profundidade relativa, Figura 2-4, ou quando se pretende caracterizar fenómenos que vão em sentido contrário ao preconizado pela teoria, esta deixa de apresentar garantias de resultados coerentes com a realidade.

Entre as inúmeras teorias das ondas existentes é possível identificar as denominadas teorias de amplitude finita, onde se distinguem a teoria linear ou de Airy e as teorias não lineares da onda solitária, de Stokes e cnoidal, para além de métodos numéricos mais avançados (Sorensen, 2006). De acordo com McConnell *et al.* (2004), a teoria cnoidal apresenta uma

aproximação aceitável para caracterizar ondas localizadas em zonas pouco profundas, enquanto a teoria da onda solitária apresenta uma boa concordância para ondas localizadas perto da zona de rebentação.

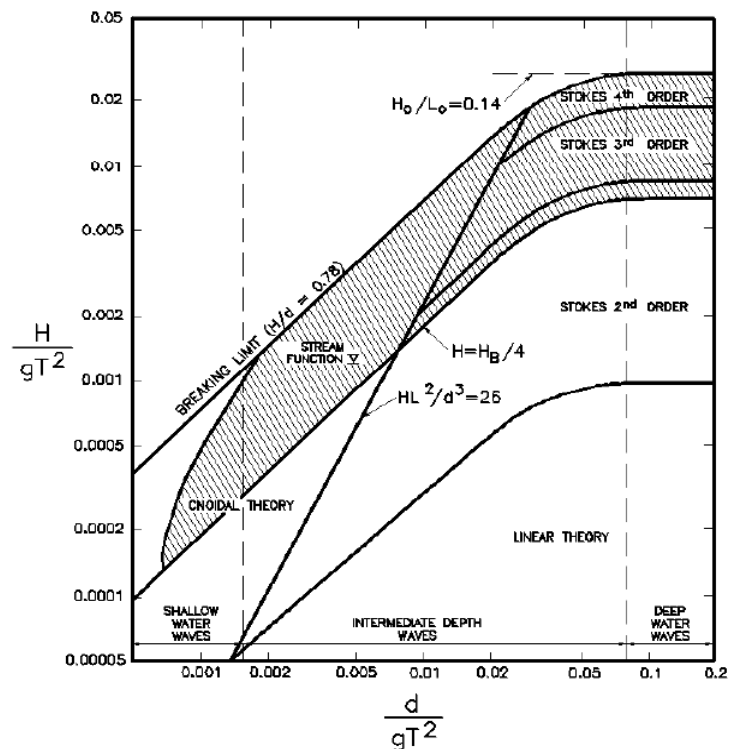


Figura 2-4 - Domínio de aplicabilidade das teorias das ondas (USACE, 2002)

A mais simples e a mais utilizada das teorias, tendo em consideração a facilidade de utilização, é a teoria bidimensional para ondas de pequenas amplitudes de Airy ou, mais correntemente, teoria linear. Esta teoria apresenta equações que definem a cinemática e a dinâmica das ondas superficiais de gravidade e prevê as suas características dentro de limites aceitáveis para a maioria das práticas. Esta teoria assume-se válida para todo o domínio da profundidade relativa, d/L , desde que a declividade da onda se mantenha em valores reduzidos,

O nome de teoria linear advém do facto de esta constituir uma linearização de um problema não-linear (ASCE, 1996), as condições de fronteira à superfície (Sorensen, 2006). Para o desenvolvimento desta teoria, foram levadas em consideração algumas simplificações que dizem respeito tanto às ondas em si, como ao fluido (meio) onde se propagam. A saber:

- O fluido é homogéneo e incompressível e as tensões superficiais negligenciáveis;
- O fluido é irrotacional e inviscido;

- O fundo é estacionário, impermeável e horizontal, não adicionando nem dissipando energia ao escoamento;
- A pressão na interface ar/água é constante;
- A altura de onda é reduzida em relação ao seu comprimento e profundidade.

Como já foi referido, a teoria linear assume que a onda pode ser descrita por uma forma puramente sinusoidal, repetível no tempo, onde, presumivelmente, tanto as cristas como as cavas são semelhantes na forma e na altura (Abbot & Price, 1994). Como tal, a elevação da superfície da água, $\eta(x,t)$, pode ser descrita através de uma expressão trigonométrica, expressão 6, que garante que o mesmo perfil de onda se repete para a passagem de um comprimento de onda ou de um período completo (ASCE, 1996).

$$\eta(x, t) = a \cos(kx - \omega t) = \frac{H}{2} \cos\left(\frac{2\pi x}{L} - \frac{2\pi t}{T}\right) \quad (6)$$

A movimentação da onda é determinada através da equação de potencial de velocidades, uma função matemática que considera espaço (x, y, z) e tempo (t) e que permite a determinação de velocidades, acelerações das partículas e pressões sob a onda (Abbot & Price, 1994). A referida equação de potencial, com as assunções de um fluido irrotacional e incompressível transforma-se na equação de Laplace, apresentada na expressão 7, que permite a determinação de velocidades e pressões de acordo com a teoria linear.

$$\phi(x, z, t) = \frac{Hg \cosh k(d+z)}{2\omega \cosh kd} \sin(kx - \omega t) \quad (7)$$

onde g corresponde à aceleração da gravidade, z a profundidade a partir da linha de repouso, d a profundidade do local e ω^2 a relação de dispersão, expressão 8, que fixa a dependência do número de onda k da frequência angular ω .

$$\omega^2 = gk \tanh kd \quad (8)$$

A relação de dispersão refere que um grupo de ondas de diferentes frequências se irá dispersar no espaço uma vez que as ondas de maior período se deslocam mais rapidamente do que aquelas de menor período (Abbot & Price, 1994). Substituindo k e ω pelos respetivos valores a expressão 8, rescreve-se em:

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh kd \quad (9)$$

No entanto, para índices de profundidade relativa, d/L , inferiores a $1/20$ que é o valor para os quais as águas são consideradas como pouco profundas, em função do comprimento de onda, a expressão 9, simplifica-se e assume a expressão 10. Como se pode aferir, a velocidade de propagação das ondas é função da profundidade em águas pouco profundas.

$$L = T\sqrt{gd} \quad (10)$$

Por sua vez, para índices d/L superiores a $1/2$ as águas são consideradas como profundas e a expressão 9 assume o aspeto apresentado na expressão 11. Através da análise da expressão é intuitivo perceber que em águas consideradas como muito profundas a celeridade não é afetada pelos fundos, mas somente pelo período da onda.

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \quad (11)$$

De acordo com a teoria linear, as partículas das ondas descrevem órbitas fechadas. Estas órbitas, no entanto, variam consoante a onda se encontre em águas profundas, intermédias ou pouco profundas, Figura 2-5. Em águas profundas as partículas de águas descrevem uma órbita circular fechada, de diâmetro igual à amplitude da onda à superfície, que se reduz à medida que se desce ao longo da coluna líquida. Por sua vez, à medida que a onda se propaga através de águas sucessivamente menos profundas a órbita das partículas torna-se progressivamente mais achatada tanto à superfície como ao longo da coluna líquida (Holthuijsen, 2007).

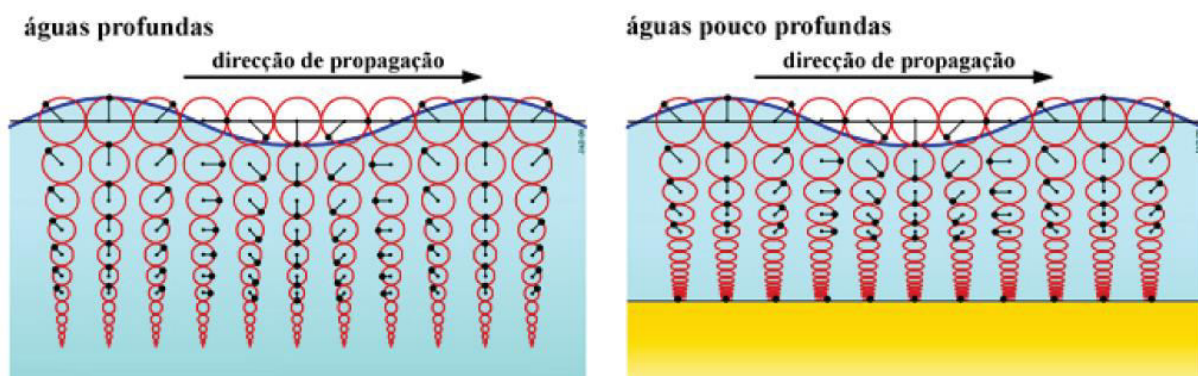


Figura 2-5 - Evolução da órbita das partículas ao longo de profundidade decrescente (IH, 2014)

De acordo com Holthuijsen (2007), as velocidades vertical e horizontal das partículas são facilmente determinadas através da derivação da função potencial em ordem a x e z , respetivamente. A velocidade das partículas de acordo com a teoria linear depende da posição das partículas relativamente à superfície livre e de acordo com a fronteira sólida no fundo (ASCE, 1996). As velocidades horizontal, u , e vertical, w , das partículas é dada pelas expressões 12 e 13, respetivamente:

$$u(x, z, t) = \frac{H g T}{2 L} \frac{\cosh\left[\frac{2\pi(z+d)}{L}\right]}{\cosh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)} \cos(kx - \omega t) \quad (12)$$

$$w(x, z, t) = \frac{H g T}{2 L} \frac{\sinh\left[\frac{2\pi(z+d)}{L}\right]}{\cosh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)} \sin(kx - \omega t) \quad (13)$$

Por sua vez, derivando as respetivas componentes horizontal e vertical das partículas em ordem ao tempo, t , obtém-se a aceleração das partículas na direção respetiva, expressões 14 e 15.

$$\dot{u} = \frac{du}{dt} = \frac{g\pi T}{L} \frac{\cosh\left[\frac{2\pi(z+d)}{L}\right]}{\cosh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)} \sin(kx - \omega t) \quad (14)$$

$$\dot{w} = \frac{dw}{dt} = -\frac{g\pi T}{L} \frac{\sinh\left[\frac{2\pi(z+d)}{L}\right]}{\cosh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)} \cos(kx - \omega t) \quad (15)$$

2.3.1 Ondas irregulares

Ao contrário do aspeto regular idealizado para a determinação das características cinemáticas e dinâmicas da onda, a agitação marítima real apresenta uma configuração, aparentemente, aleatória e de grande variabilidade.

Se, num determinado local, através de uma boia ondógrafo, equipamento capaz de medir a variação do deslocamento vertical da superfície do mar durante um período de tempo, fosse possível medir a agitação marítima, esta apresentaria um aspeto semelhante ao representado na Figura 2-6, em que, tanto períodos, como alturas de onda, não apresentam um padrão definido. Tendo em conta estas particularidades da agitação real, torna-se difícil, senão quase impossível, proceder à caracterização da agitação por métodos determinísticos, restando, por isso, os métodos estatísticos e espectrais.

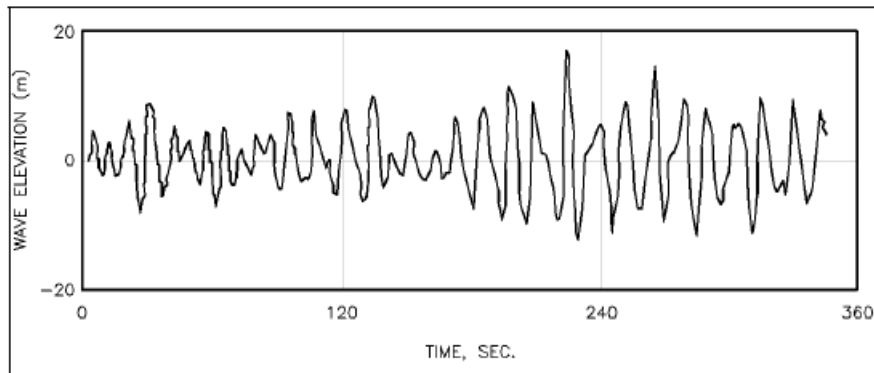


Figura 2-6 - Perfil de uma onda irregular (USACE, 2002)

Para ser possível realizar uma análise estatística dos parâmetros característicos da agitação marítima é necessário a existência de um número expressivo de dados para que, após a análise, as conclusões obtidas sejam representativas do estado de agitação (USACE, 2002). Para tal, é necessário que sejam efetuadas medições através de boias ondógrafo, em séries temporais, que devolvam registos semelhantes aos apresentados na Figura 2-6.

O registo de dados necessita, ainda assim, de ser tratado para ser possível extrair conclusões a seu respeito. Antes de mais, é necessário decompor a onda irregular em pequenas ondas, de período e altura de onda distintos entre si. Para o efeito, é frequente utilizar o método do zero ascendente (ou análise através das cristas) ou do zero descendente (ou análise através das cavas). O primeiro método passa por identificar os pontos em que a onda cruza ascendentemente o eixo definido como o zero do registo, enquanto o segundo identifica os pontos em que a onda cruza o eixo descendentemente. Entre dois zeros ascendentes ou dois descendentes está definida uma onda, assim como o seu respetivo período. Por sua vez, a distância entre o ponto máximo e mínimo da onda definida entre dois zeros ascendentes ou descendentes, devolve a altura da respetiva onda (Goda, 2000).

Finalmente na presença das ondas individualizadas e das respectivas características definidoras, procede-se à atribuição de um número de ordem a cada uma das ondas em ordem decrescente da sua altura de onda. A partir da análise estatística dessa amostra é possível proceder à determinação vários tipos de ondas características, tais como:

- Onda máxima: H_{\max} , T_{\max} . Referem-se à altura de onda e ao período associado à onda de maior altura verificada no registo.
- Onda média do décimo superior: $H_{1/10}$, $T_{1/10}$. Referem-se à altura de onda e ao período resultantes da média das alturas de ondas dos 10% das ondas maiores.
- Onda significativa: $H_{1/3}$, $T_{1/3}$. Referem-se à altura de onda e ao período resultantes da média do terço mais alto das ondas. A altura de onda $H_{1/3}$ é frequentemente designada de altura significativa, H_s , enquanto $T_{1/3}$ é designado de período significativo, T_s .
- Onda média: H_{med} , T_{med} . Referem-se à altura e ao período médio da amostra.

O conceito de espectro é conhecido de outras áreas da física, nomeadamente da ótica e está associado à decomposição da luz nas suas componentes. O referido conceito pode, igualmente, ser utilizado na análise de estados irregulares de agitação marítima através da caracterização da distribuição de energia do referido estado de agitação pelos seus períodos (USACE, 2002).

Um estado de agitação real, de cariz irregular, que dá origem a um registo como o apresentado na Figura 2-6, pode ser entendido como o resultado da sobreposição de um grande número de ondas monocromáticas, com alturas e períodos constantes, originárias de localizações diferentes e apresentando rumos distintos, que se encontram num determinado local de registo (Goda, 2000). Como tal, através de métodos matemáticos complexos, como as transformadas de Fourier, é possível proceder à decomposição dessas ondas complexas e à representação da sua densidade de energia em função de frequência ou período, no caso de o espectro ser energético, ou em função da direção, no caso de este ser direcional (Goda, 2000).

A partir da análise dos espectros é possível determinar alguns parâmetros que de outra forma seriam de obtenção impossível, como o período de pico, T_p , e a direção de pico. O primeiro parâmetro representa o período, em segundos, associado ao sistema de ondas predominante, enquanto o segundo representa a direção de origem do sistema de ondas predominante, em graus (IH, 2014). Dois dos espectros característicos idealizados são o espectro JONSWAP e Pierson-Moskowitz, Figura 2-7.

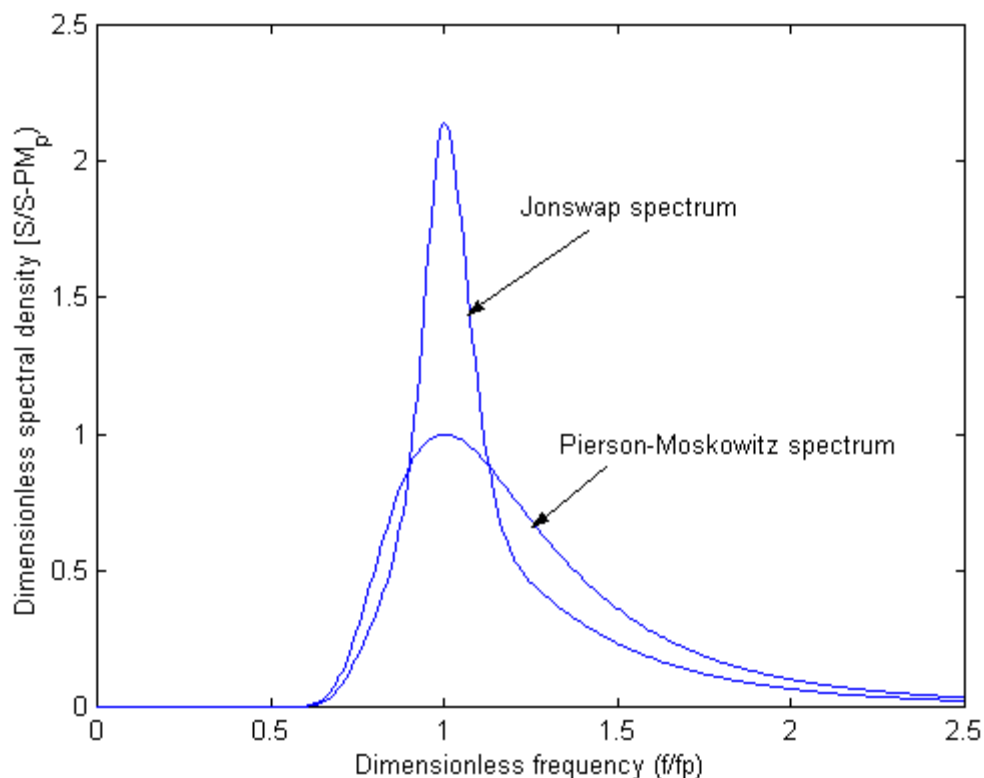


Figura 2-7 - Espectros Jonswap e Pierson-Moskowitz (Fonte: <http://folk.ntnu.no>)

2.4 Fenómenos de alteração das ondas

As condições das ondas ao largo diferem consideravelmente daquelas que se podem observar junto à costa, ou em zonas de menor profundidade. Ao largo, as ondas não apresentam grande variabilidade ao longo de grandes extensões enquanto, junto à costa, devido à redução da profundidade, à configuração dos fundos e à presença de fronteiras sólidas, as ondas experienciam fenómenos que promovem a sua alteração. Estes fenómenos são responsáveis pela alteração dos parâmetros característicos das ondas, como a velocidade de propagação, comprimento, altura, mecânica das partículas de água constituintes da onda e direção de propagação (BSI, 2000).

De acordo com USACE (2002), os processos que podem afetar a onda na sua propagação entre as regiões ao largo e as regiões junto à costa incluem a refração, o empolamento, a difração, a dissipação por fricção, a dissipação por percolação, a rebentação, o crescimento adicional por efeito do vento, a interação onda-corrente e a interação onda-onda. A estes é possível ainda adicionar a reflexão (Goda, 2000).

Dentro dos referidos processos é possível enquadrar alguns deles dentro da mesma categoria, tendo em conta os respetivos efeitos sobre as ondas. Sendo assim, o empolamento, a difração e a refração são considerados fenómenos de propagação, dado que resultam da convergência e divergência das ondas causada pela forma apresentada pela batimetria e que influenciam a direção de propagação das ondas, assim como a sua concentração de energia.

Por sua vez, os fenómenos de rebentação, dissipação por percolação e por fricção podem ser denominados de mecanismos de dissipação de energia, e agrupados na mesma categoria, dado que todos contribuem para a subtração de energia às ondas propagadas. No que concerne à interação onda-corrente, este é um fenómeno relacionado com as correntes e com o efeito que estas podem ter na propagação e dissipação das ondas. A interação onda-onda está relacionada com efeitos de transferência de energia de umas ondas para outras, resultantes do seu acoplamento.

Finalmente, o crescimento adicional por efeito do vento é um fenómeno que está relacionado com o vento e o seu carácter de fonte energética para as ondas.

Dos processos referidos serão abordados mais em pormenor os fenómenos de empolamento, refração, rebentação, reflexão e difração.

Empolamento

O empolamento consiste no processo de modificação da altura de onda na propagação das ondas para zonas menos profundas (Goda, 2000).

A fundamentação teórica do empolamento parte do princípio de que não ocorre dissipação de energia, nem reflexão da onda e de que a onda se propaga com direção constante sendo, portanto, o fluxo de energia constante (APRH, 2014). Assumindo-se que o fluxo de energia é constante e sabendo-se que na transição para águas pouco profundas a velocidade, bem como o comprimento de onda diminuem, ocorre a necessidade da onda se ajustar para conseguir transportar a mesma energia, numa área de superfície mais reduzida (Pereira, 2008). Atendendo a que a energia da onda é função da sua altura, para se adaptar a estas condições estas vão aumentar de altura num fenómeno que é regulado pela rebentação, Figura 2-8.

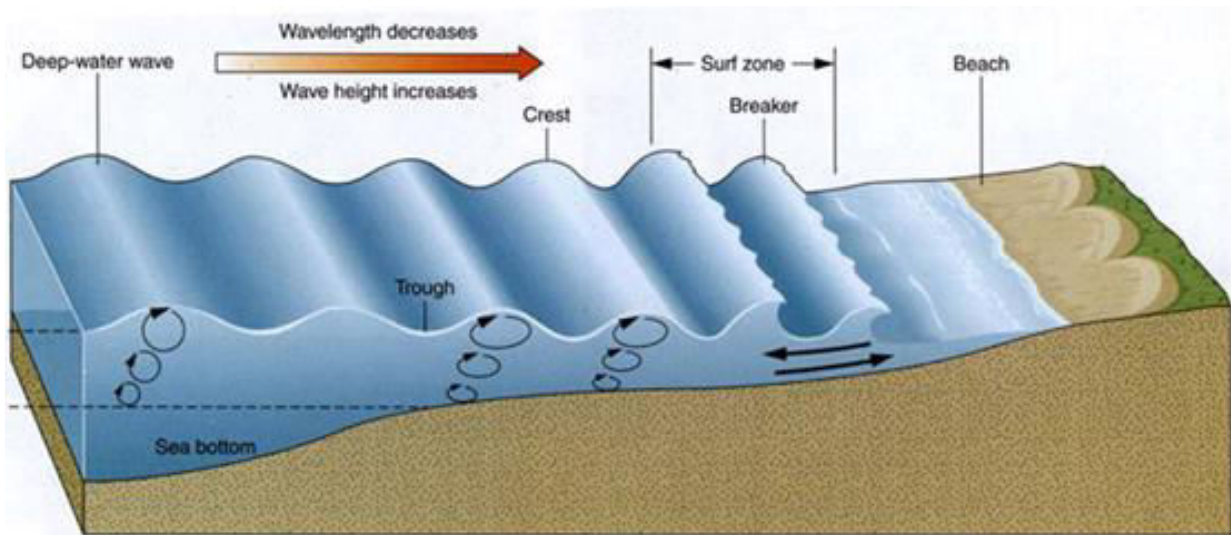


Figura 2-8 - Empolamento da onda na aproximação a terra (Fonte:Ericbeiers)

Refração

A refração é o processo de ajustamento da direção de propagação das ondas que faz com que as respectivas cristas fiquem praticamente paralelas aos contornos da batimetria. As ondas podem divergir ou convergir em relação a um ponto, Figura 2-9. No caso de ocorrer convergência, a altura de onda no local aumenta, no caso de ocorrer divergência acontece o inverso (Wright *et al.* 1999). Este é um processo semelhante ao que se verifica noutro tipo de ondas e está relacionado com a variação espacial da propagação (Goda, 2000).

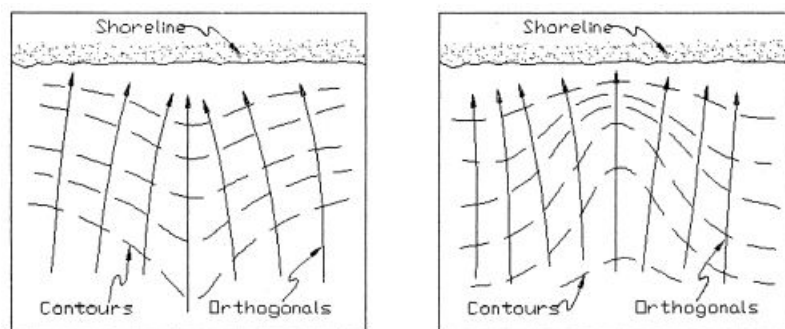


Figura 2-9 - Refração das ondas, convergência e divergência (USACE, 2002)

A refração ocorre em consequência da redução da profundidade em que a onda se desloca e, conseqüentemente, da diminuição da celeridade da onda. Uma vez que a batimetria não se apresenta uniforme e as ondas podem provir de inúmeras direções, vão ocorrer situações em que pontos diversos da mesma onda se encontram a profundidades distintas. Como tal, os

segmentos da crista que se deslocam a menor profundidade propagam-se mais lentamente do que os segmentos de maior profundidade, fazendo a onda rodar no sentido de menor velocidade de propagação, adaptando-se à morfologia do fundo (APRH, 2014).

O processo de refração em águas progressivamente menos profundas pode ser descrito pela Lei de Snell, expressão 16, que descreve a refração de raios de luz através de materiais de índices refrativos distintos (Wright *et al.* 1999).

$$\frac{\sin \theta}{C} = \frac{\sin \theta_0}{C_0} \quad (16)$$

onde C e C_0 correspondem às velocidades em águas pouco profundas e ao largo, respetivamente, e θ e θ_0 são os ângulos de incidência que a onda faz com a praia em águas pouco profundas e ao largo, respetivamente.

Rebentação

A velocidade de propagação das ondas em águas pouco profundas é função da própria profundidade, como aliás já foi referido na abordagem da teoria linear. Este fenómeno é, em parte, explicado pela fricção verificada entre as partículas de água existentes em profundidade e o próprio fundo (Pereira, 2008). Como tal, a profundidades muito baixas, a diferença entre a velocidade que se verifica na crista da onda, onde a profundidade é maior, e a cava, onde esta é menor, pode ser muito significativa. Uma vez que, o fluxo energético tem que se manter constante, a altura da onda, que é proporcional à sua energia, vai progressivamente aumentando (APRH, 2014). O crescimento desproporcionado da altura da onda e a diferença de velocidades entre a crista e a cava adjacente provoca um avanço da crista sobre a cava, a instabilização da onda e a sua rebentação.

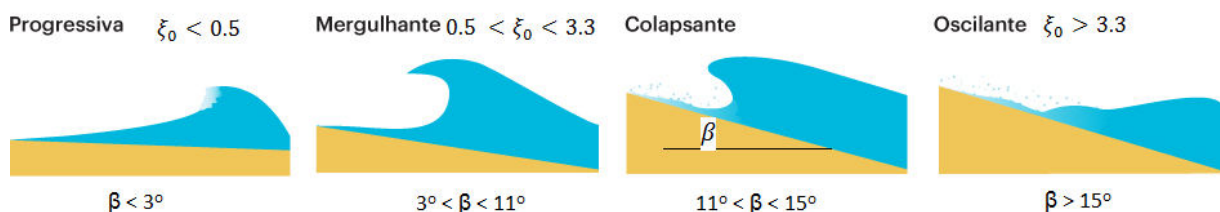


Figura 2-10 - Tipos de rebentação (adaptado de Fonte: fhwa.dot.gov)

O tipo de rebentação que a onda vai verificar está dependente não só da sua declividade, mas igualmente da inclinação apresentada pelos fundos. De acordo com Galvin (1968) a rebentação das ondas pode ser classificada em quatro tipos: progressiva, mergulhante, colapsante e oscilante, Figura 2-10. A classificação de acordo com os quatro tipos mencionados está relacionada com um parâmetro proposto por Iribarren, ξ_0 , em que se relaciona a declividade da onda ao largo, H_0/L_0 , com a inclinação do fundo, β (expressão 17):

$$\xi_0 = \tan \beta \left(\frac{H_0}{L_0} \right)^{-\frac{1}{2}} \quad (17)$$

Reflexão

Na sua propagação para terra a onda transporta energia que não é dissipada na sua totalidade. Como tal, ao embater de encontro com uma superfície que se apresenta vertical ou com uma forte inclinação, a energia acaba por ser refletida, total ou parcialmente, para o mar, com alguma perda de energia (APRH, 2014). Este fenómeno está eminentemente dependente das características físicas do obstáculo, bem como da sua geometria (Pereira, 2008), e pode dar origem a fenómenos complexos como as seichas.

Difração

A difração é um fenómeno de transmissão lateral da energia da onda ao longo de sua crista, no sentido das zonas em que a altura de onda é menor (APRH, 2014). Este fenómeno sucede quando uma onda encontra um obstáculo ao longo da sua propagação, seja ele um quebra-mar, ilha, ou pilares de uma ponte, promovendo a alteração da direção de propagação da onda, Figura 2-11, bem como o aumento do seu comprimento de onda e a transferência para dentro da zona de sombra promovida por esse obstáculo (Goda, 2000).

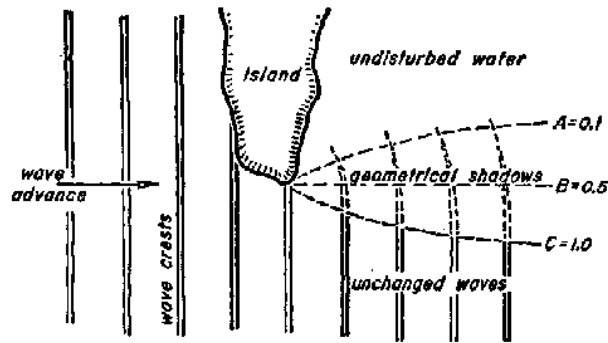


Figura 2-11 - Difração ao longo de uma ilha (Fonte: coastal.udel.edu)

2.4.1 Influência dos fundos na altura de onda

A aproximação das ondas à costa provoca a sua instabilização e a sua rebentação, como, aliás, já foi referido. Porém, na conceção de estruturas de acostagem ou de outra estrutura portuária, surge a necessidade de se saber qual a altura máxima da onda verificável à profundidade de implantação das referidas estruturas. Como tal, ao longo dos tempos, foram levados a cabo inúmeros ensaios em modelo reduzido com o intuito de desenvolver ferramentas capazes de descrever a relação entre os fundos e a altura das ondas. Desses esforços resultaram expressões com maiores ou menores limitações, muitas das quais sob a forma de índices, e das quais algumas serão descritas em seguida.

McCowan (1981)

McCowan (1981), determinou teoricamente o valor para o índice de profundidade de rebentação, γ_b , de 0.78, expressão 18, para uma onda solitária que se propaga sobre um fundo horizontal. Este é usualmente utilizado como primeira estimativa do índice de rebentação, expressão 19, no primeiro levantamento feito para a conceção de uma estrutura (USACE, 2002).

$$\gamma_b = \frac{H_b}{d_b} \quad (18)$$

$$\frac{H_b}{d_b} = 0.78 \quad (19)$$

Nas expressões 18 e 19, o parâmetro H_b refere-se à altura máxima da onda, enquanto d_b se refere à profundidade mínima admissível para a respetiva altura de onda.

O valor proposto por McCowan (1981) para o índice de rebentação apresenta algumas limitações, uma vez que foi determinado para uma agitação regular, para além de não levar em linha de consideração os efeitos de variação da inclinação dos fundos, comprimento de onda, entre outros (Marinho, 2013).

Miche (1951)

Miche (1951) deduziu, para ondas regulares, um critério de rebentação para determinar a altura de onda máxima em função do comprimento de onda e profundidade da água (Marinho, 2013). A expressão 20 leva em consideração não só a profundidade, d , como o comprimento de onda, L .

$$\left(\frac{H}{L}\right)_{max} = 0.14286 \tanh \frac{2\pi d}{L} \quad (20)$$

A expressão proposta por (Miche, 1951) ignora a inclinação dos fundos o que, como se sabe, afeta o desenvolvimento do empolamento, instabilização e rebentação das ondas. Como tal, a presente formulação apresenta algumas limitações na determinação da altura de onda máxima em águas pouco profundas, embora esta possa apresentar uma boa primeira estimativa para esse valor e dê boas indicações para o limite da rebentação em águas de profundidades maiores. A expressão 20, para águas profundas, reduz-se à expressão 21 enquanto para águas pouco profundas se reduz às expressões 22 e 23.

$$\left(\frac{H_0}{L_0}\right)_{max} = 0.14286 \quad (21)$$

$$\left(\frac{H}{L}\right)_{max} = \frac{1}{7} \left(\frac{2\pi d}{L}\right) \quad (22)$$

$$\Downarrow$$

$$\left(\frac{H}{d}\right)_{max} \approx 0.9 \quad (23)$$

Tendo em conta que os estados de agitação são irregulares, e para fazer face a essa limitação que os trabalhos de Miche (1951) apresentam, Smith (1999), levando em linha de consideração os trabalhos feitos pelo primeiro, realizou ensaios em modelo físico à escala 1:50, com a presença de correntes, dos quais resultaram critérios de rebentação apresentados nas expressões 24 a 28, baseados nos parâmetros estatísticos de análise de agitações irregulares.

$$H_{med} = 0.07L \tanh kd \quad (24)$$

$$H_{1/3} = 0.10L \tanh kd \quad (25)$$

$$H_{1/10} = 0.12L \tanh kd \quad (26)$$

$$H_{1/20} = 0.13L \tanh kd \quad (27)$$

$$H_{1/100} = 0.15L \tanh kd \quad (28)$$

Refere-se igualmente, que apesar das condições experimentais terem incluído a presença de correntes, as expressões acima mencionadas podem ser aplicadas razoavelmente em condições em que estas não existam.

Weggel (1972)

Na sequência da informação obtida a partir de ensaios experimentais levados a cabo com ondas monocromáticas e a sua rebentação em fundos planos de inclinação suave, Weggel (1972) desenvolveu a expressão 29 para a determinação da máxima altura de onda, H_b , compatível com a profundidade d .

$$\gamma_b = b - a \frac{H_b}{gT^2} \quad (29)$$

$$\gamma_b = \frac{H_b}{d_b} \quad (30)$$

$$\frac{H_b}{d_b} = b - a \frac{H_b}{gT^2} \quad (31)$$

O parâmetro γ_b refere-se ao índice de profundidade de rebentação, o T ao período da onda, g à aceleração da gravidade. Por sua vez, os parâmetros a e b são coeficientes decorrentes das experiências empíricas levadas a cabo no desenvolvimento desta abordagem e pretendem caracterizar a inclinação dos fundos, β . O parâmetro a é dado pela expressão 32 e o parâmetro b pela expressão 33, respetivamente.

$$a = 43.8(1 - e^{-19 \tan \beta}) \quad (32)$$

$$b = \frac{1.56}{1 + e^{-19.5 \tan \beta}} \quad (33)$$

O parâmetro que se deseja obter, H_b , como se observa pela expressão 31, surge em ambos os lados das equações propostas por Weggel (1972). Como tal, a referida expressão só é resolúvel iterativamente ou com o recurso a um ábaco, Figura 2-12, previamente construído para o efeito, onde se fazem variar os parâmetros da expressão 31. Analisando o referido ábaco verifica-se que para ondas de declividade reduzida, o índice de profundidade de rebentação é limitado pelo valor teórico de 0.78. Por outro lado, à medida que a inclinação da praia se aproxima de zero, o valor do índice aproxima-se, igualmente, de 0.78, enquanto se a inclinação tender para infinito, o respetivo índice tende para 1.56. De acordo com o respetivo autor, para fundos irregulares deve ser utilizado, para efeitos de cálculo, a inclinação entre o ponto de rebentação e um ponto a um comprimento de onda do primeiro, em direção ao mar.

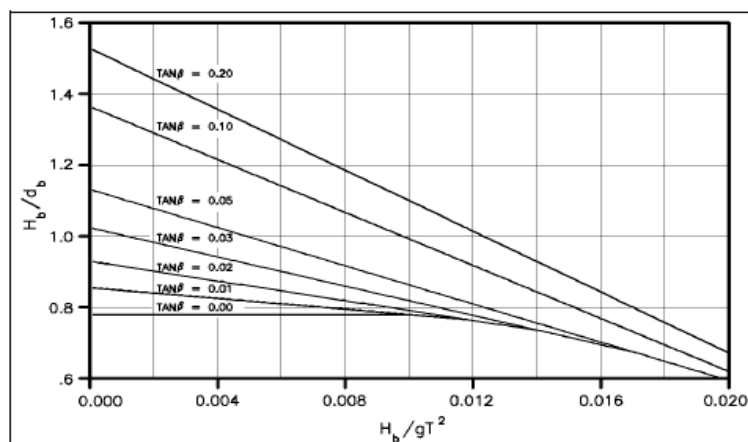


Figura 2-12 - Ábaco do índice de rebentação (USACE, 2002)

USACE (2002)

De acordo com USACE (2002), para estados de agitação irregular, a rebentação pode ocorrer ao longo de uma área de mar relativamente extensa na medida em que as várias ondas individuais que compõem aquele estado de agitação atingem a sua declividade limite a profundidades distintas. Na zona onde a grande maior parte das ondas rebenta, a zona de rebentação saturada, para ondas irregulares, a altura de onda média quadrática (H_{rms}) e a altura significativa (H_s) podem relacionar-se com a profundidade através das expressões 34 e 35, respetivamente, obtendo-se as respetivas alturas máximas para a referida profundidade.

$$H_{rms} = 0.42d \quad (34)$$

$$H_s = 0.60d \quad (35)$$

USACE (2002) refere que se espera alguma variabilidade nos valores obtidos em virtude da não consideração da inclinação do fundo e da declividade da onda.

Goda (2000)

Segundo Goda (2000), a altura de onda significativa, H_s , e a altura de onda máxima, H_{max} , admitidas pelos fundos na zona de rebentação, podem ser estimadas a partir das expressões 36 e 37:

$$H_s = \begin{cases} K_s H'_0 \\ \min\{(\beta_0 H'_0 + \beta_1 d), \beta_{max} H'_0, K_s H'_0\} \end{cases} \quad (36)$$

$$H_{max} = \begin{cases} 1.8 K_s H'_0 \\ \min\{(\beta_0^* H'_0 + \beta_1^* d), \beta_{max}^* H'_0, 1.8 K_s H'_0\} \end{cases} \quad (37)$$

com K_s a referir-se ao coeficiente de empolamento, L_0 ao comprimento de onda ao largo e H'_0 à altura de onda equivalente ao largo. Os coeficientes, β_0 , β_1 , β_{max} , β_0^* , β_1^* e β_{max}^* são determinados através da Tabela 1, em função da inclinação dos fundos, β .

Tabela 1 - Coeficientes de aplicação da fórmula de (Goda, 2000)

Coeficientes para $H_{1/3}$	Coeficientes para H_{max}
$\beta_0 = 0.028 \left(\frac{H'_0}{L_0}\right)^{-0.38} \exp[20 \tan \beta^{1.5}]$	$\beta_0^* = 0.028 \left(\frac{H'_0}{L_0}\right)^{-0.38} \exp[20 \tan \beta^{1.5}]$
$\beta_1 = 0.52 \exp[4.2 \tan \beta]$	$\beta_1^* = 0.63 \exp[3.8 \tan \beta]$
$\beta_{max} = \left\{ 0.92, 0.32 \left(\frac{H'_0}{L_0}\right)^{-0.29} \times \exp[2.4 \tan \beta] \right\}$	$\beta_{max} = \left\{ 1.65, 0.53 \left(\frac{H'_0}{L_0}\right)^{-0.29} \times \exp[2.4 \tan \beta] \right\}$

2.5 Onda de projeto

A conceção das estruturas de acostagem está eminentemente relacionada com a altura de onda e, conseqüentemente, com a agitação irregular incidente na estrutura. É portanto, correto afirmar, que a segurança estrutural de um cais de acostagem do tipo *jetty*, um quebra-mar ou outra qualquer estrutura marítima ou portuária, estará tanto mais assegurada quanto melhor acautelada e quantificada estiver a intensidade da onda de projeto.

Por outro lado, uma deficiente quantificação da onda de projeto poderá acarretar custos elevados, não só associados a uma construção excessivamente onerosa, no caso do sobredimensionamento da onda de projeto, mas também ao custo de reconstrução, relacionado com uma onda de projeto nivelada por baixo.

A grande maioria das estruturas de acostagem são construídas e concebidas para um período vida útil, que constitui o número de anos que se espera que a estrutura venha a estar operacional sem a necessidade de reconstrução integral, e para um período de retorno, que representa o número, médio, de anos entre duas excedências de determinado evento. Se a vida útil de um projeto é geralmente estabelecida com base nas especificidades do próprio, para além dos naturais fatores económicos, o período de retorno, por sua vez, é estabelecido com base na segurança que se pretende conferir à referida estrutura, pesando os custos de construir uma edificação mais robusta e os de reconstruir uma mais frágil. É portanto, um compromisso de onde resultará um determinado risco de excedência (McConnell *et al.* 2004).

É de referir, no entanto, que um período de retorno, apesar de corresponder ao número médio de anos entre duas excedências de determinado evento, também está associado a uma probabilidade de excedência anual. Como tal, não significa que um evento com um período de retorno de 100 anos não se verifique, mais do que uma vez, ao longo de 20 anos de período de vida útil de uma estrutura. É para o período de retorno definido em projeto que são feitos os

cálculos estatísticos para a extrapolação de valores de ocorrência extremos que servirão de referência ao dimensionamento da estrutura.

2.5.1 Valores extremos

Como já foi referido, a agitação irregular precisa de ser tratada através de métodos espectrais ou de métodos estatísticos. Em ambos os casos um dos requisitos fundamentais, para além da independência da amostra, é a existência de uma série suficientemente extensa e representativa de dados que, após o seu tratamento, dê origem a resultados característicos de determinado evento extremo. No entanto, uma das maiores dificuldades na caracterização de um clima de agitação passa por dispor de dados em número suficiente para realizar extrapolações para períodos de retorno muito elevados. De acordo com Goda (2000), as fontes de dados utilizadas neste tipo de análise são:

- Medições por intermédio de instrumentação;
- Medições visuais;
- Modelação do estado de agitação através de “*hindcast*”;
- Métodos de previsão sistemáticos de estados de agitação.

A partir das séries de dados obtidas, através dos métodos atrás descritos, são realizadas extrapolações estatísticas, recorrendo a distribuições que se adequem às séries de dados, por forma a determinar os valores extremos das alturas de onda, períodos e direção associados a determinado período de retorno.

Sorensen (2006), citando (Ochi, 1982), refere que não existe uma distribuição de probabilidade universal que se adequa a toda e qualquer amostra de alturas de onda no longo prazo. De acordo com BSI (2000), é tido como aceite que, para diferentes situações, a distribuição a utilizar na extrapolação de dados seja diferente. O referido autor acrescenta ainda que, para determinadas amostras de dados, se verifica uma boa concordância da população de alturas de onda mais baixas a uma distribuição de probabilidades e da população de alturas de ondas mais elevadas a outra completamente diferente. Nesse caso a extrapolação é feita para a distribuição ajustada à população de alturas de onda mais elevadas.

As previsões da altura de onda de projeto a considerar no dimensionamento de uma estrutura poderão ser feitas a curto ou a longo prazo (Marinho, 2013). A análise a curto prazo tem

como objetivo caracterizar um estado de agitação estacionário, ou seja, um evento com uma duração e um número de ondas perfeitamente definido, de onde se extrapola o valor da altura de onda máxima a partir da altura de onda significativa. Na análise de curto prazo é frequentemente utilizada a distribuição de Rayleigh, por vários autores terem atestado o seu aceitável ajustamento à distribuição de altura de ondas de um registo de ondas irregulares.

Por sua vez, a análise a longo prazo pretende caracterizar aquela que será a maior das alturas significativas verificada num período de retorno delimitado (BSI, 2000). Para esta análise são geralmente utilizadas as alturas significativas máximas anuais para cada ano do registo e uma ou mais distribuições de probabilidades ajustáveis à série de dados.

De acordo com Goda (2000), as distribuições mais utilizadas no ajuste às séries de dados são a distribuição de Gumbell ou Fisher-Tippett de tipo I, a distribuição de Fréchet ou Fisher-Tippet de tipo II, a distribuição de Weibull e a distribuição Log-normal. Por sua vez, as distribuições de Weibull e Log-normal são aquelas que mais se adequam à extrapolação de valores de altura de onda significativa com pouca probabilidade de ocorrência e a de Weibull aquela que mais se ajusta ao caso específico do Oceano Atlântico. Nas secção 2.5.1.1 será abordada a distribuição de Rayleigh e na 2.5.1.2 a de Weibull.

2.5.1.1 Distribuição de Rayleigh

De acordo com Meng *et al.* (2011) a altura de onda, como variável aleatória, segue a distribuição estatística de Rayleigh. Por sua vez, Goda (2000) refere que a distribuição citada fornece uma boa aproximação para a distribuição de alturas de ondas individuais que são definidas pelo método do zero ascendente e zero descendente. Finalmente, Sorensen (2006) menciona que a utilização desta distribuição está limitada a espectros energéticos de banda estreita, ou seja a frequências dentro de limites bem definidos, e que a comparação entre a distribuição de Rayleigh e alturas de onda medidas, feitas por outros autores, revelaram a existência de uma concordância aceitável entre si. A função densidade de probabilidade da distribuição de Rayleigh é dada pela expressão 38, onde H_{rms} é a altura média quadrática da onda, e pode ser apresentada sob a forma adimensional pela expressão 39:

$$f(H) = \frac{2H}{H_{rms}^2} \exp \left[- \left(\frac{H}{H_{rms}} \right)^2 \right] \quad (38)$$

Onde: $H_{rms} = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_i^N H_i^2}$

$$p\left(\frac{H}{H_{med}}\right) = \frac{\pi H}{2H_{med}} \exp\left[-\frac{\pi}{4}\left(\frac{H}{H_{med}}\right)^2\right] \quad (39)$$

Utilizando a distribuição de Rayleigh, como uma aproximação para a distribuição de altura de ondas individuais, é possível estabelecer relações entre diferentes parâmetros estatísticos de alturas de onda, de grande interesse, manipulando a função densidade de probabilidade (Goda, 2000). De acordo com Melo *et al.* (2006) e Goda (2000) as relações apresentadas nas expressões 40 e 41 revelam uma maior aproximação da realidade para amostras superiores a 100 ondas e um afastamento para amostras inferiores àquele valor.

$$H_{1/10} = 1.27H_{1/3} = 2.03H_{med} \quad (40)$$

$$H_{1/3} = 1.60H_{med} \quad (41)$$

A maior altura provável de ocorrer num registo com N ondas não pode ser prevista deterministicamente, devido à sua variabilidade em registos com alturas significativas semelhantes (McConnell *et al.* 2004). De acordo com Sorensen (2006) o valor mais provável, ou a moda da distribuição, é função da duração do registo e do número de ondas nele contido, N. A altura máxima mais provável é dada por:

$$(H_{max}/H_{1/3}) = 0.706\sqrt{\ln N} \quad (42)$$

Finalmente, Goda (2000) refere que, para uma amostra, a maior altura provável está usualmente balizada entre 1.6 a 2 vezes a altura significativa. O referido autor menciona ainda que no dimensionamento de estruturas *offshore* é usual utilizar o fator 2.

$$H_{max} = (1.6 \sim 2.0)H_{1/3} \quad (43)$$

2.5.1.2 Distribuição de Weibull

O método usualmente empregue para estimar um valor de retorno de altura de onda, para um período T, considerando uma amostra com elevada densidade de dados, é ajustar a

distribuição num determinado período de anos e extrapolar a probabilidade de ocorrência para o período de tempo desejado.

Nesse âmbito, a distribuição de Weibull é um dos métodos mais utilizados na análise de valores extremos de altura significativa da onda para uma distribuição de longo prazo (Piccinini, 2006). A distribuição de Weibull tem como função de distribuição e função densidade de probabilidade as expressões 44 e 45, respetivamente, onde x corresponde ao valor extremo da variável (altura de onda):

$$F(H) = 1 - \exp \left[- \left(\frac{x - b}{a} \right)^k \right] \quad (44)$$

$$f(H) = \frac{k}{a} \left(\frac{x - b}{a} \right)^{k-1} \exp \left[- \left(\frac{x - b}{a} \right)^k \right] \quad (45)$$

O parâmetro a das funções apresentadas corresponde ao fator de escala que governa a escala linear de x . Por sua vez, o parâmetro b é o denominado parâmetro de localização, uma vez que fixa a localização do eixo de x . Finalmente, o parâmetro k é denominado o parâmetro de forma e define a forma que a distribuição assume, Figura 2-13. Tanto o fator a como o parâmetro b assumem as mesmas unidades que a variável x enquanto o parâmetro k se apresenta adimensional (Goda, 2000). Os valores de x variam entre b e infinito (Piccinini, 2006).

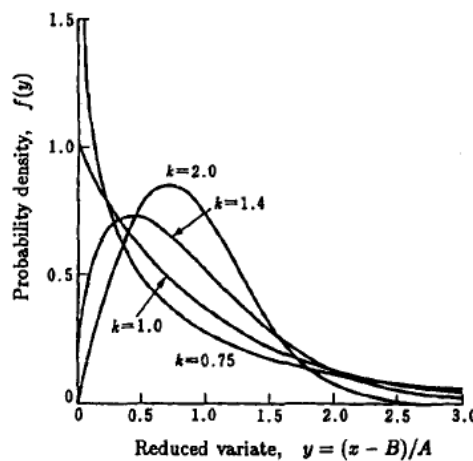


Figura 2-13 - Densidade de probabilidade da distribuição de Weibull para vários valores de k (Goda, 2000)

De acordo com Marinho (2013), considerando como um evento A uma onda máxima que iguale ou exceda um determinado valor H , cuja probabilidade $P(A)$ é dada por $1 - F(H)$, e T o tempo aleatório entre ocorrências consecutivas de eventos A, o período de retorno do evento é o valor médio τ , expresso em anos, da variável T (expressão 46).

$$T = \frac{1}{P(A)} = \frac{1}{1 - F(x)} \quad (46)$$

O valor de retorno (H_s), associado ao período de retorno, é obtido a partir da solução da expressão 47 e dado pela expressão 48.

$$F(H_s) = 1 - P \quad (47)$$

$$H_s = b + a[-\ln(1 - F(H_s))]^{1/k} \quad (48)$$

A altura das ondas é limitada pelo comprimento de onda e pela profundidade. Para uma determinada profundidade e período de onda, existe uma altura máxima a partir da qual a onda se torna instável e acaba por rebentar. Este limite varia consoante a onda se encontre em águas profundas, onde é função do comprimento de onda, ou em águas intermédias e pouco profundas, onde é função de comprimento de onda e profundidade (USACE, 2002).

3 Portos, Terminais e Estruturas de Acostagem

3.1 Introdução

“Nos últimos 20 anos tem existido uma grande evolução na forma como são construídos e concebidos os portos e as estruturas de acostagem” (Thoresen, 2003)

Uma estrutura de acostagem é o termo genérico utilizado para designar uma obra, em meio marítimo, que possibilita a amarração e acostagem de navios, por forma a garantir uma transferência adequada, de acordo com princípios técnicos, de segurança e de eficiência, de pessoas e bens entre os meios marítimo e terrestre. Estas estruturas podem assumir diversas configurações e serem classificadas de formas distintas consoante o ponto de vista sob o qual são analisadas.

Por sua vez, uma infraestrutura portuária ou porto pode ser considerado como uma área naturalmente protegida ou artificialmente protegida, através de quebra-mares, onde a agitação marítima é mais favorável à navegação, amarração e acostagem de navios para a transferência de bens e pessoas ou para a reparação de navios. Os portos podem ser compostos por estruturas de acostagem em número e tipologia diversa, existindo a possibilidade de estas se encontrarem abrigadas dentro da bacia portuária ou fora dela, por questões de operacionalidade das navios (grandes dimensões e profundidades) e de segurança (e.g. manuseamento de produtos combustíveis) (Gaythwaite, 2004).

Finalmente, a expressão “terminal” remete para uma estrutura de acostagem cuja conceção foi dirigida para a receção de navios de características restritas (e.g: graneleiros, petroleiros, cargueiros, *ferries*, entre outros) e, eventualmente, de produtos de características específicas (graneis sólidos, líquidos, contentores, pessoas, entre outros) (Agerschou *et al.* 2004). Apesar da referida terminologia remeter para um posto de acostagem altamente especializado, refere-se que, atualmente, ao nível da conceção da estrutura de acostagem, se procura construir terminais multifacetados e capazes de acomodar uma maior variedade de navios e de produtos sem prejuízo da sua função específica (Gaythwaite, 2004).

A especialização dos terminais condiciona, decisivamente, a sua configuração, assim como o equipamento neles existentes para a movimentação de cargas (Santos, 2010). Para Gaythwaite (2004) e Santos (2010) os critérios a levar em conta na conceção de uma nova estrutura de acostagem podem dividir-se em critérios que são função do navio e outros critérios mais gerais. Entre os critérios que são função do navio ou navios de projeto, enumeram-se:

1. Dimensões e configuração geral da estrutura;
2. Elevação da plataforma de acostagem;
3. Profundidade disponível junto à estrutura de acostagem;
4. Cargas associadas aos equipamentos e às mercadorias;
5. Ações de amarração;
6. Ações de atracação;
7. Tipos de mercadorias a movimentar;
8. Equipamentos necessários para os movimentos de carga e descarga.

Entre os critérios mais gerais na conceção de uma estrutura de acostagem, enumeram-se:

1. Critérios económicos;
2. Características dos terrenos de fundação;
3. Batimetria dos fundos;
4. Importância das correntes e da agitação local;
5. Condições climáticas.

Tendo em conta o disposto, na secção 3.2 apresentam-se, em termos gerais, as estruturas de acostagem existentes na bibliografia, assim como as diversas perspetivas de análise e de classificação. Por sua vez, na secção 3.3 aborda-se, mais ao pormenor, as estruturas mais utilizadas na concretização de terminais de transporte de granéis líquidos, que são o objeto desta dissertação. Finalmente, na secção 3.4 abordam-se duas estruturas reais, existentes em Portugal, Leixões e Sines, para a transferência de granéis líquidos entre o meio marítimo e terra.

3.2 Estruturas de acostagem

Os postos de acostagem podem assumir diversas configurações e características para fazer face aos requisitos operacionais específicos de um determinado tipo, ou leque, de navios ou para resistir de forma adequada às solicitações existentes num determinado local.

As estruturas de acostagem podem ser classificadas de diversas formas dependendo do prisma pelo qual são analisados. Este tipo de estruturas pode ser categorizado em função: da sua localização, das condições de abrigo no local de implantação, da sua especialização (ou carga

transportada), da configuração em planta, do modo de transmissão das ações às fundações, do seu perfil transversal, do tipo de material de que é composto, entre outros (Santos, 2010).

3.2.1 Classificação quanto à localização e condições de abrigo

Os novos portos ou novas estruturas portuárias tornam-se necessários quando o tráfego marítimo existente aumenta ou quando surge a necessidade de acomodar um tráfego de características diferentes que não se enquadrem nas estruturas de acostagem existentes. Por princípio, tendo em vista a sua competitividade, as novas estruturas portuárias devem ser implantadas em locais onde exista uma relação ótima entre as rotas marítimas de chegada e partida de mercadorias e os meios de transporte terrestre, ferroviário, aéreo ou tubular existentes no local (Agerschou *et al.* 2004).

Por questões económicas, verifica-se que nem sempre é viável realizar estruturas de acostagem dentro de bacias portuárias, protegidas por quebra-mares, ou dentro de baías naturalmente abrigadas, onde a agitação marítima é, geralmente, mais favorável. Como tal, o grau de exposição de uma estrutura de acostagem à agitação marítima incidente é decisivo no dimensionamento destas, não só na perspetiva da intensidade das ondas a que a estrutura vai estar submetida, mas igualmente na frequência com que determinados fenómenos de agitação são sentidos.

De acordo com Gaythwaite (2004) as estruturas de acostagem podem ser classificadas, de acordo com a sua exposição ou proteção em relação à agitação marítima, em naturalmente protegidas (Figura 3-1), artificialmente protegidas (Figura 3-2) ou em estruturas expostas (Figura 3-3)

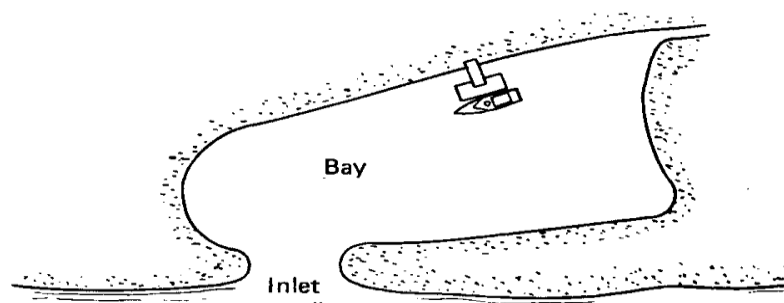


Figura 3-1 - Estrutura naturalmente protegida (Gaythwaite, 2004)

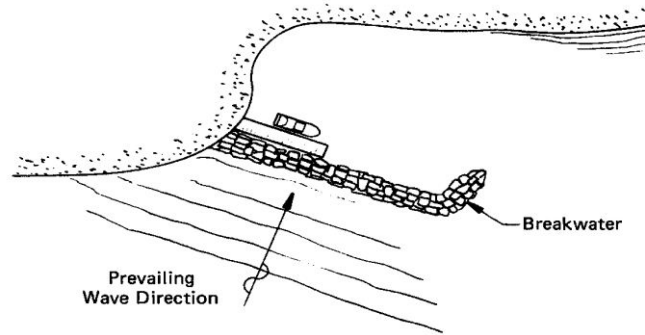


Figura 3-2 - Estrutura artificialmente protegida (Gaythwaite, 2004)

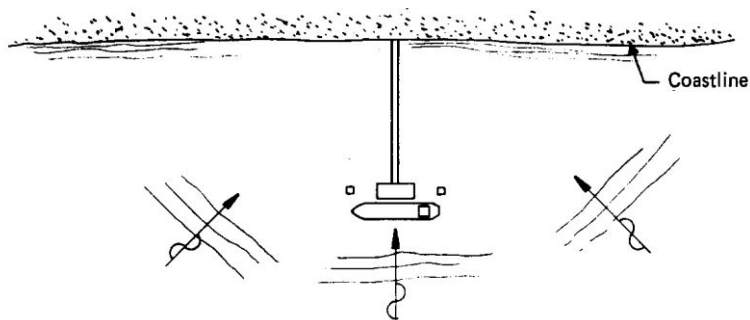


Figura 3-3 - Estrutura exposta (Gaythwaite, 2004)

Para além do grau de exposição que afeta decisivamente a agitação sentida na estrutura de acostagem, refere-se que a sua localização em meio lacustre, fluvial ou marítimo também tem influência nas características da agitação a que a estrutura poderá estar exposta.

3.2.2 Classificação quanto à especialização

Como já foi oportunamente referido, os terminais de acostagem são muitas das vezes especializados para a receção de determinados tipos de navios e para a carga/descarga de produtos de características específicas. A especialização das estruturas de acostagem decorre da necessidade de minimizar os tempos de acostagem necessários para a carga/descarga das navios, com ganhos na competitividade da estrutura portuária e na rentabilização do transporte marítimo.

De acordo com Tsinker (2004) e Gaythwaite (2004), os terminais de acostagem podem ser classificados de acordo com a carga transportada em:

- Terminais de carga geral: são estruturas de acostagem que recebem e estão aptas a movimentar todo o tipo de cargas que sejam movimentáveis por guias, mas onde não haja uma predominância muito relevante de uma carga em relação às outras;
- Terminais de contentores: são terminais, como o nome indica, especializados na acomodação e manuseamento de contentores. Este tipo de estruturas requerem equipamentos para manusear mercadorias pesadas e uma área útil elevada para acomodar os contentores, Figura 3-4;
- Terminais Ro-Ro (Roll on / Roll off): neste tipo de terminais o transporte de mercadorias é feito, horizontalmente, através de rampas que se estendem dos navios para o cais. É um tipo de terminal especialmente concebido para a transferência de cargas automóveis, Figura 3-5;
- Terminais para *ferries*: estes terminais são utilizados na acomodação de navios especializados, *ferries*, de transporte regular de passageiros e veículos. A forma de transferência entre o *ferry* e o cais é feita através de pontes que ligam o navio ao cais ou através de uma forma semelhante à dos terminais *Ro-Ro*, Figura 3-5;
- Terminais de passageiros: os terminais de passageiros referem-se, principalmente, a cais de recepção de cruzeiros;
- Terminais multiusos: como o nome indica, são terminais que reúnem características adequadas para uma série de funções, sejam elas de carga e descarga de mercadorias, ou de desembarque de passageiros;
- Terminais de granéis sólidos: entre os tipos de granéis sólidos possivelmente movimentados mencionam-se o carvão, os fertilizantes, produtos alimentares em grão, entre outros. A transferência das mercadorias é feita através de guias, Figura 3-4;
- Terminais de granéis líquidos: dentro do tipo de cargas movimentadas por este tipo de terminais incluem-se produtos petrolíferos, gases liquefeitos comprimidos, produtos químicos e alguns produtos alimentares específicos. A transferência de bens combustíveis é feita, na sua generalidade, a uma certa distância da costa, por motivos de segurança e de acomodação dos navios, através de sistemas de bombas e tubagens aos quais os navios se conectam.



Figura 3-4 - Terminal de granéis sólidos e terminal de contentores (Fonte: Porto de Lisboa e Público, respetivamente)

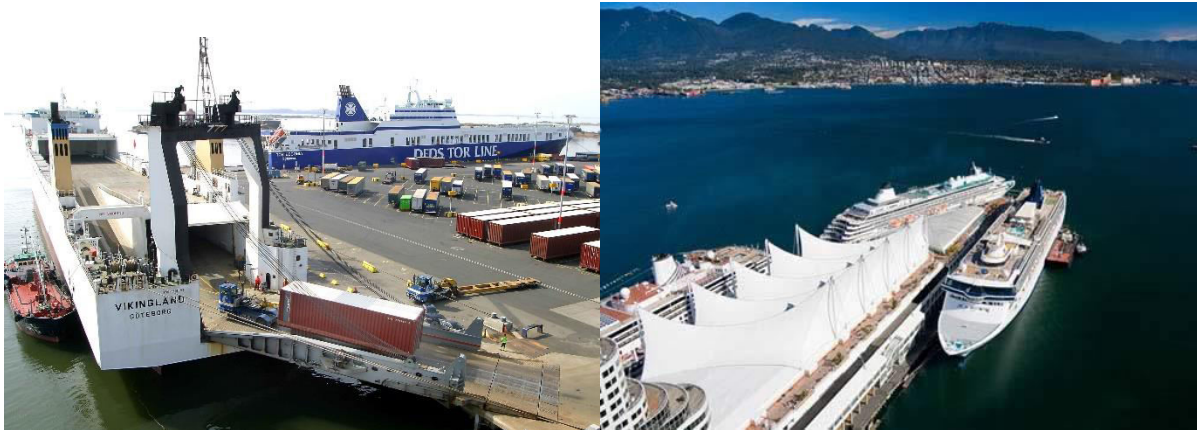


Figura 3-5 - Terminal Ro-ro e terminal de ferries (Fonte: iaphworldports e KaplanInternational, respetivamente)

3.2.3 Comparação literatura inglesa vs literatura portuguesa

Existe uma grande diferença de abordagens, entre as literaturas inglesa e portuguesa, na classificação de estruturas de acostagem na sua generalidade. A literatura inglesa classifica as estruturas de acostagem em função da sua disposição em relação à costa, enquanto a literatura portuguesa faz essa classificação em função do método construtivo utilizado ou do perfil transversal da estrutura.

De acordo com a literatura inglesa, existem três tipos de classificações para as estruturas de acostagem (Figura 3-6-a): *quay* ou *wharf*, *jetty*, *pier* (Agerschou *et al.* 2004) e uma quarta que, apesar de não ser uma estrutura de acostagem tradicional, serve de ponto de amarração e acostagem de navios, o *dolphin* (Figura 3-6-b) (Liu & Burcharth, 1999).

O *quay* ou *wharf* consiste numa estrutura paralela ou contígua à linha de costa e que é geralmente criada através da criação de um muro ou de outra estrutura de retenção dos solos que vão sustentar a plataforma da estrutura.

O *pier* é uma estrutura marítima, perpendicular, ou aproximadamente, à linha de costa e conectada a esta através de um passadiço, que pode assumir uma configuração em T ou L e que pode fornecer um ou mais pontos de acostagem ao longo do seu desenvolvimento.

Finalmente, o *jetty* é em tudo semelhante ao *pier* referindo-se, no entanto, que existe a tendência de conferir esta designação a estruturas que estejam a uma distância maior da costa (Tsinker, 2004). A Figura 3-6 apresenta as configurações das estruturas de acostagem em planta.

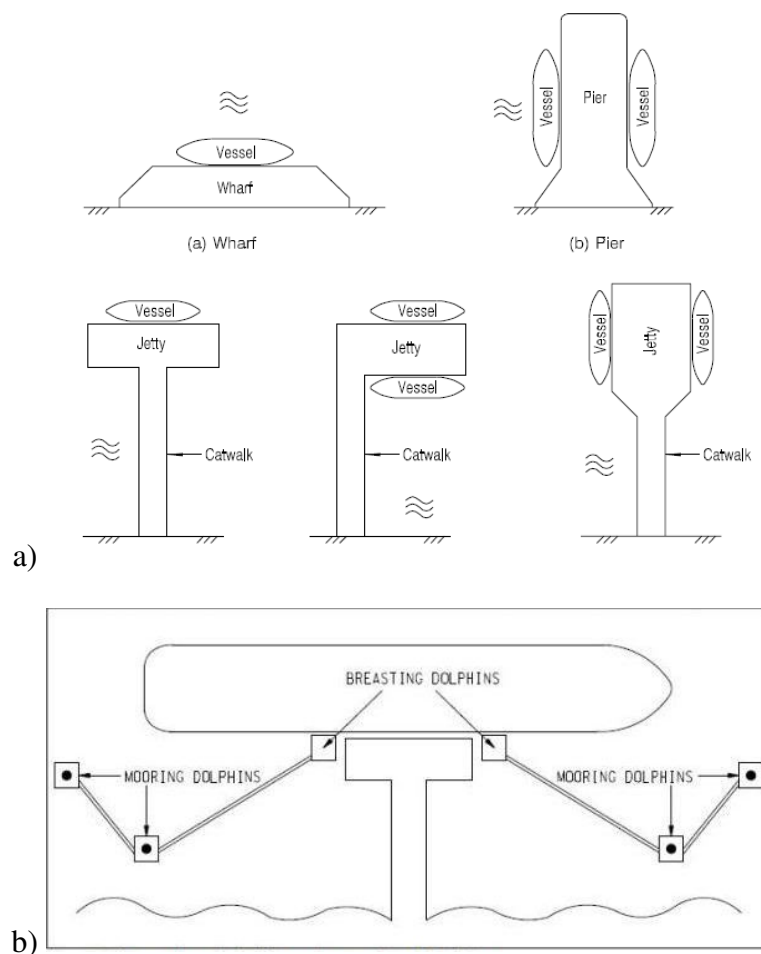


Figura 3-6 – a) Configurações em relação à costa (CEO, 2004); b) *Dolphin* (Fonte: engineeringcivil.com)

Por sua vez, a literatura portuguesa atribui a praticamente todas as estruturas de acostagem a designação de cais e não faz a distinção entre elas de acordo com o seu posicionamento em relação à costa, mas antes de acordo com a sua composição estrutural. As únicas exceções a esta disposição prendem-se com os duques d’alva (Figura 3-7-a), em tudo semelhantes ao conceito de *dolphin* da literatura inglesa, e com as pontes-cais (Figura 3-7-b).

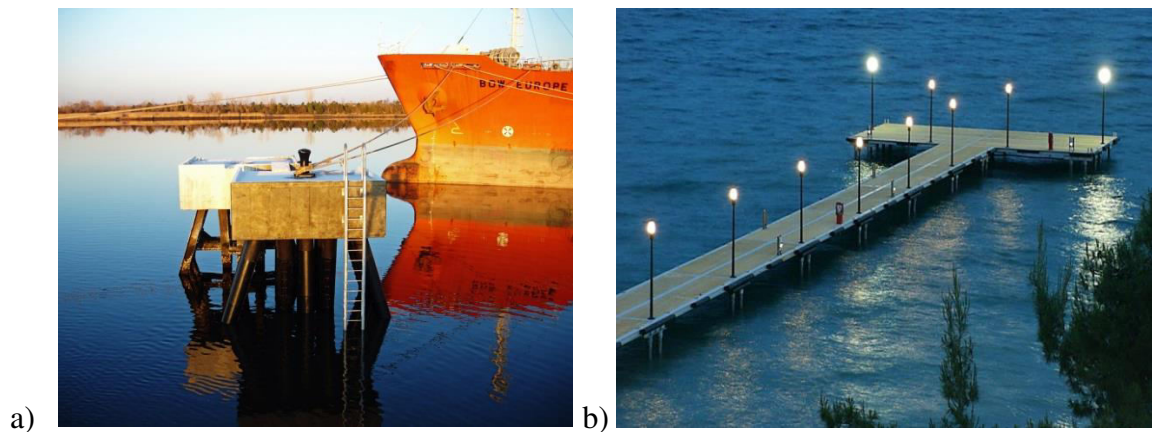


Figura 3-7 – a) Duque d'alba (Fonte: taylormarineconstruction.com); b) Ponte-cais (Fonte: constantinidis.org)

3.2.4 Classificação quanto à estabilidade

Um tipo de classificação que é mais uniforme entre as literaturas de ambos os países é aquela em que se caracteriza as estruturas de acostagem em função do seu modo de estabilização, ou seja, da forma através da qual transferem as cargas para o terreno de fundação. Neste particular, a classificação pode ser feita de três formas (Figura 3-8): estruturas de gravidade, estruturas assentes em estacas ou em cortina, também designadas de estruturas flexíveis ou estruturas mistas, que englobam dois ou mais meios de concretização da sua estabilidade. Para além desta classificação, em função da sua estabilidade, refira-se que as estruturas de gravidade e em cortina também se podem designar de estruturas contínuas, sólidas ou de paramento vertical, enquanto as estruturas em estacas também se podem designar de estruturas descontínuas ou transparentes.

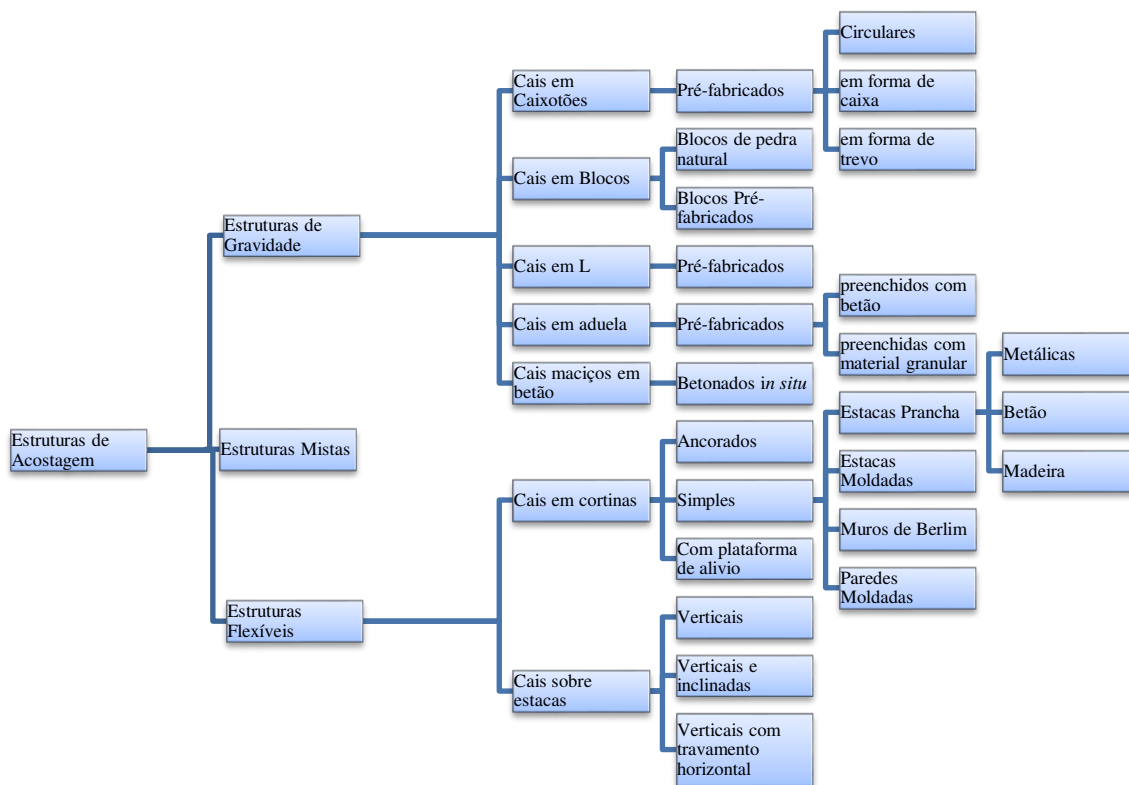


Figura 3-8 – Classificação das estruturas de acordo com a sua estabilidade

3.2.4.1 Estruturas de gravidade

As estruturas de gravidade podem ser concretizadas de duas formas distintas: na sustentação de um terreno, no seu tardo, que vai servir de base para o cais, ou na realização de uma estrutura avançada, sustentada em blocos ou caixotões. Em ambos os casos a estabilidade é garantida através do seu peso próprio e do atrito, que se produz ao nível da base, na interação bloco/terreno (Liu & Burcharth, 1999).

Este tipo de estruturas é particularmente sensível a assentamentos diferenciais no terreno de fundação, o que resulta na necessidade de solos de boa qualidade, que não originem assentamentos de grande relevância, para a sua implantação (BSI, 2010). Nos casos em que o solo de fundação não apresente as características necessárias, é frequente a substituição por outro de características mais adequadas.

Os cais de gravidade podem assumir diferentes configurações, dos quais se referem: cais em caixotões, cais em blocos, cais em L, cais em aduelas e cais maciços em betão (Morais, 2010).

O cais em blocos é a tipologia mais antiga utilizada na concretização de estruturas de acostagem (Tsinker, 2004; Thoresen, 2003). Nos primórdios, esta solução era materializada

através de blocos de pedra natural que, atualmente, devido ao seu elevado custo, passaram a ser preteridos em relação a blocos de betão pré-fabricados (Thoresen, 2003). O método construtivo desta solução passa pelo alinhamento e pela sobreposição, sequencial e vertical, de blocos de dimensões e peso elevado, finalizados como uma plataforma maciça de betão armado.

O peso dos blocos varia consoante o material utilizado e está limitado pela capacidade dos equipamentos de movimentação de cargas, no entanto é aceite que os pesos variem entre 1 a 5 t para o caso de pedras naturais e entre 5 a 200 t para blocos pré-fabricados (Gaythwaite, 2004). Refira-se ainda que os blocos pré-fabricados vêm munidos de reentrâncias, tanto verticalmente como horizontalmente, que permitem o encaixe em outros blocos, de forma a criar estruturas solidarizadas (Tsinker, 2004) assim como facilitar a sua colocação (BSI, 2010). A Figura 3-9 exemplifica um cais em blocos.

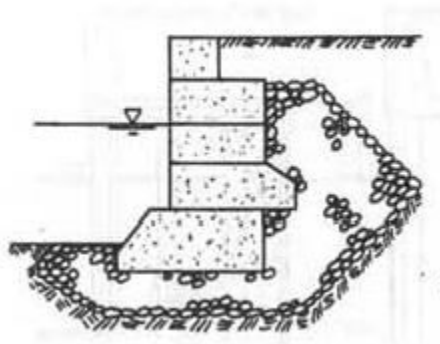


Figura 3-9 - Cais em blocos (Gaythwaite, 2004)

Os cais em caixotões diferem da solução em blocos na medida em que, ao invés de serem empilhados uma série de blocos, se utiliza uma única unidade na execução da estrutura. Os caixotões são caixas, pré-fabricadas, de grandes dimensões, em betão, geralmente armado. Estes elementos são colocados, através de navios, no local pretendido e posteriormente preenchidos com um material granular, geralmente areia, ou betão, que os afunda, pelo efeito do peso próprio, e os acomoda no fundo do mar. Os caixotões são colocados alinhados, no fundo do mar, sobre uma camada de enrocamento bem compactado e nivelado para contrariar a erosão das fundações provocada pela agitação marítima e pelas solicitações provocadas pelas acelerações geradas pelas hélices dos navios (Agerschou *et al.* 2004). Para além dos tradicionais caixotões em forma de caixa existem também outras formas possíveis, como o circular e em forma de trevo (BSI, 2010). A Figura 3-10 exemplifica um cais em caixotões.

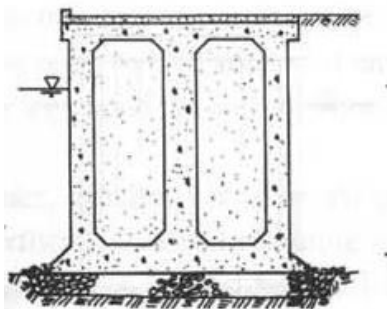


Figura 3-10 - Cais em caixotões (Gaythwaite, 2004)

Os cais em L são uma solução que foi desenvolvida para combinar os efeitos estabilizadores do seu peso próprio e da interação com o fundo, com os efeitos estabilizadores conferidos pelo terreno sobrejacente. Esta solução é composta por elementos pré-fabricados em betão, em forma de L, que são colocados no fundo do mar com o auxílio de guias, sobre um terreno de exigências mecânicas semelhantes ao verificado com os caixotões e os blocos (BSI, 2010). Na Figura 3-11 apresenta-se um perfil transversal de um cais em L.

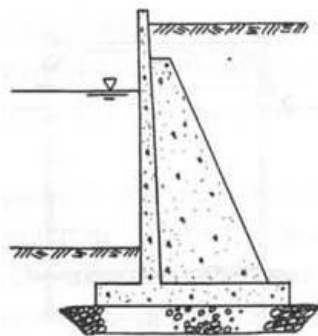


Figura 3-11 - Cais em L (Gaythwaite, 2004)

Os cais em aduelas são semelhantes aos cais em caixotões com a diferença de que, neste caso, as caixas são completamente furadas formando uma espécie de aro retangular. A construção deste tipo de solução é feita através da sobreposição de aduelas, em colunas, com recurso a guias, que, posteriormente, serão preenchidas com betão ou outro material granular. A utilização desta solução não é muito frequente, uma vez que requer um terreno de fundação de boa qualidade e cotas pouco profundas (Morais, 2010).

Os cais maciços, Figura 3-12, são estruturas em betão, betonadas *in situ*, com uma secção que aumenta de largura em profundidade e que, devido à grande quantidade de betão necessário

para a sua execução, são pouco utilizadas. O princípio de funcionamento desta solução é em tudo semelhante ao verificado nos muros de gravidade para a retenção de solos.

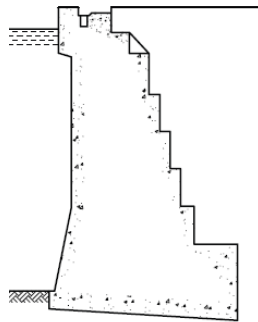


Figura 3-12 - Cais maciço (BSI, 2010)

3.2.4.2 Estruturas assentes em estacas

As estruturas assentes em estacas são caracterizadas por uma plataforma em betão, madeira, aço ou outro material, sustentado por estacas de materiais e formas variáveis.

Este tipo de estruturas adquirem a sua estabilidade da transferência das cargas até ao terreno de fundação e podem ser do tipo flexível, se sustentadas, apenas, por elementos verticais que não conferem à estrutura uma resistência tão acentuada a cargas horizontais externas, ou do tipo rígido, no caso de, para além das estacas verticais, existirem, igualmente, estacas com uma determinada inclinação, capazes de transmitir as forças horizontais ao terreno de fundação (BSI, 2010). Na Figura 3-13 apresentam-se várias configurações comuns para os cais assentes em estacas.

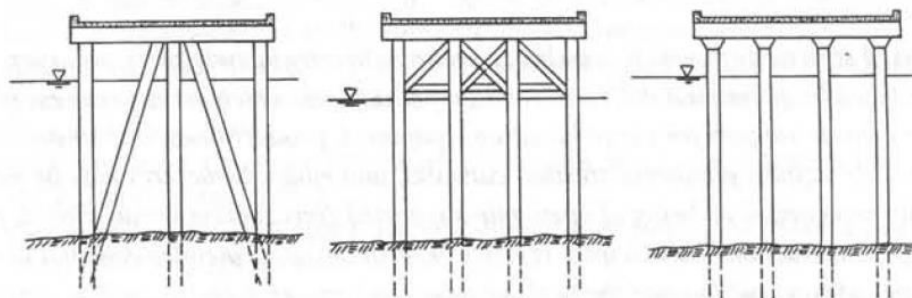


Figura 3-13 - Cais assentes em estacas (Gaythwaite, 2004)

A utilização de estruturas assentes em estacas é particularmente atrativa nos casos em que os estratos mais superficiais do terreno de fundação são de qualidade pouco adequada ou quando o próprio solo de fundação, independentemente da sua qualidade, se encontra a uma distância

elevada do nível da água do mar, situação na qual é economicamente pouco razoável fundar estruturas com recurso a caixotões ou blocos. Para além do referido, em zonas sísmicas, é mais adequada a fundação de estruturas de acostagem sobre estacas do que em elementos gravíticos (Tsinker, 2004).

3.2.4.3 Estruturas em cortina

As estruturas em cortinas consistem na construção, através de cravação ou de execução *in situ*, de uma extensão de paramento vertical, sólido e impermeável, com as características necessárias para sustentar, e manter confinado, o terreno que vai servir de plataforma ao cais a construir. Este tipo de estruturas resiste ao impulso ativo, destabilizante, do solo e às outras forças horizontais e cargas permanentes, através do equilíbrio destas com o impulso passivo gerado no solo existente na face posterior da estrutura e, dependendo do terreno, com o auxílio de outros dispositivos que ajudem a balançar este somatório de forças e de momentos (Tsinker, 2004). Na sua generalidade, as estruturas em cortinas podem ser classificadas de acordo com o seu método de estabilização ou de acordo com o método construtivo utilizado (BSI, 2010).

No que toca ao método de estabilização, podem ser classificadas em estruturas simples, estruturas ancoradas ou estruturas com plataforma de alívio (BSI, 2010). As estruturas simples, Figura 3-14 a), são aquelas em que o cais adquire a estabilidade somente através do balanço entre impulsos ativos e impulsos passivos. Os impulsos ativos são gerados no tardo da estrutura, pela pressão exercida pelo terreno confinado, enquanto os impulsos passivos são gerados na face posterior da cortina, pelo terreno que está a ser comprimido pela deformação da estrutura de contenção. A estabilidade é garantida através do aumento do impulso passivo conseguido através da cravação da cortina a um nível mais profundo.

Por sua vez, as estruturas ancoradas, Figura 3-14 b), adquirem a sua estabilidade através do método mencionado para as estruturas simples e do efeito garantido por uma, ou várias, ancoragens, a uma altura que permita contrabalançar as forças destabilizantes e os momentos atuantes.

Finalmente, as estruturas com plataforma de alívio, Figura 3-14 c), são utilizadas quando o terreno no tardo da estrutura de contenção tem características indesejadas que gerem impulsos ativos de grande relevância ou assentamentos inaceitáveis. O princípio de funcionamento passa pela transferência de parte do peso do terreno existente do tardo,

através das estacas da plataforma de alívio, para uma porção de terreno adjacente, reduzindo, desta forma, o peso na estrutura de contenção (Agerschou *et al.* 2004).

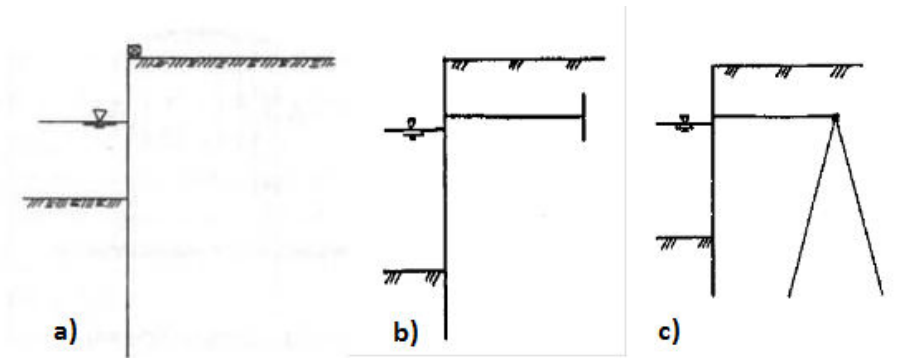


Figura 3-14 – a) Estrutura simples; b) estrutura Ancorada; c) estrutura com plataforma de alívio (Gaythwaite, 2004)

No que toca ao método construtivo, as estruturas em cortinas dividem-se em cortinas de estacas prancha, cortinas de estacas moldadas, paredes moldadas ou muros de Berlim, das quais somente as primeiras serão desenvolvidas.

As estacas prancha metálicas (Figura 3-15) são a solução mais utilizada, em todo o mundo, na realização de cais, não só como elemento principal, mas também como elemento auxiliar numa estrutura mista. A grande aceitação deste tipo de solução está relacionada com o seu relativo, pouco peso e com a forma simples com que são manuseadas e cravadas. O método construtivo passa pela cravação sucessiva de estacas prancha de perfil definido, em U ou Z, que são ligados entre si através de juntas especiais, por forma a concretizar uma estrutura contínua, impermeável e capaz de suster o impulso do terreno e as outras ações destabilizadoras. Este tipo de estacas podem ser cravadas a profundidades consideráveis sem que existam grandes deslocamentos do terreno adjacente (Pires, 2011).

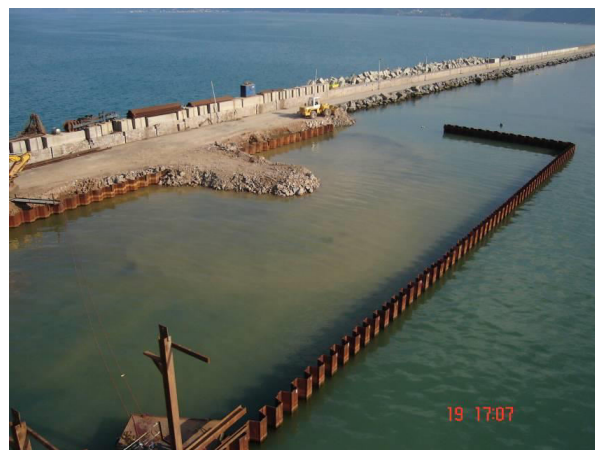


Figura 3-15 - Estacas prancha metálicas na execução de um cais (Fonte: ICSA)

As estacas prancha em betão podem ser utilizadas na concretização de paredes com altura moderada ou em terrenos onde a cravação não é extraordinariamente difícil em face das características do terreno. A grande vantagem das estacas prancha em betão está relacionada com a sua durabilidade quando comparadas com as estacas prancha metálicas que estão sujeitas a corrosão. No entanto, é de referir que, ao contrário das estacas prancha metálicas, as estacas prancha em betão apresentam um peso elevado e a qualidade das suas interligações é pior.

Por sua vez, as estacas prancha de madeira são soluções pouco utilizadas, embora sejam boas soluções na execução de cais de altura moderada, em solos de rigidez moderada (BSI, 2010).

3.3 Estruturas do tipo *jetty*

“Os granéis de produtos petrolíferos são a categoria de carga mais transportada, por meio marítimo, em todo o mundo”. (Agerschou *et al.*, 2004).

As crescentes necessidades energéticas mundiais e a pressão sobre os preços das matérias-primas energéticas têm levado a uma urgência, cada vez maior, de fazer transportar maiores quantidades para rentabilizar o transporte e, desta forma, aumentar a competitividade do produto transportado. Tendo em conta este facto, tem-se verificado, na última década, uma necessidade cada vez maior de terminais especializados para a carga e descarga de granéis sólidos e líquidos, capazes de acomodar navios de dimensões e calados maiores (Tsinker, 2004).

A subida e a volatilidade dos preços do petróleo ocasionaram uma diversificação das fontes energéticas utilizadas pelas nações. O gás natural, como fonte energética fóssil menos poluente e menos dispendiosa em relação ao petróleo, ganhou preponderância e surgiu a necessidade de fazer transportar esse fluido, gasoso, através de meios diferentes do convencional (gasodutos), nomeadamente através de meio marítimo. É na perspectiva de transporte desta matéria-prima através de meio marítimo que surgem os terminais de gás natural liquefeito (*liquefied natural gas - LNG*) com o intuito de satisfazer a crescente tendência mundial de importação e exportação deste bem, assim como facultar as condições necessárias e indispensáveis para a transferência do referido bem entre o navio e o meio terrestre, Figura 3-16.



Figura 3-16 - Terminal LNG de Dampier, Austrália (Fonte: Blamclough)

O transporte deste fluido apresenta, no entanto, desafios que se prendem com o seu estado gasoso, em condições de pressão e temperatura normal, e as dificuldades técnicas de o fazer transportar em tanques de navios. A solução técnica encontrada para transportar este gás, e as suas variantes, em condições de segurança passa pela sua liquefação.

O processo de liquefação é conseguido através da sua compressão a temperatura natural ou pelo seu arrefecimento até atingir uma temperatura inferior ao ponto de ebulição a uma pressão igual à atmosférica (Agerschou *et al.* 2004). Também é usual proceder-se ao transporte desta matéria-prima em condições mistas, de pressão intermédia e temperatura inferior à de ebulição.

O processo de transferência de granéis líquidos de petróleo e de gás natural do meio marítimo para terra, apesar de ser realizado pelo mesmo meio, através de tubagens, apresenta uma grande diferença. No caso do gás natural comprimido, no processo de enchimento do navio, origina-se um excesso de vapor devido à ebulição do gás natural líquido. O vapor em excesso é transportado de volta para terra através de um sistema de tubagens independentes onde é queimado na chama da central ou re-liquificado e re-injetado no navio de transporte (Agerschou *et al.* 2004).

O carácter perigoso, inflamável e tóxico, comum a ambos os granéis líquidos, implicam a existência de uma distância mínima, entre o local de carga e descarga e aglomerados populacionais ou outras estruturas de acostagem, transversal a ambos os tipos de terminais. Refere-se, no entanto, que as condições operacionais de segurança relacionadas com a

transferência de gás natural líquido são mais restritas do que aquelas que se verificam com os derivados de petróleo. Os navios que transportam LNG requerem, por questões de segurança, condições de agitação calmas, durante o processo de carga e descarga, e não podem abandonar os portos ou estruturas de acostagem, em condição nenhuma, sem que o seu tanque se encontre integralmente cheio ou totalmente vazio (Agerschou *et al.* 2004).

Na sequência do referido, surgiu a necessidade da construção, ou da conversão, de terminais capazes de fazer a ligação entre o meio marítimo e o meio terrestre e que integrem as necessidades dos navios petroleiros, nomeadamente as necessidades de navegação associadas à profundidade, assim como as questões básicas de segurança (distância do ponto de carga a aglomerados populacionais, pontos de armazenamento e outras estruturas de acostagem), necessárias no manuseamento destas matérias-primas.

A solução para a concretização dos requisitos apresentados, passa pela construção de estruturas fixas ou flutuantes, a uma distância suficientemente grande da costa, onde as profundidades maiores permitem a manobra, navegação e ancoragem dos navios, sem constrangimentos e sem a necessidade de realizar dragagens periódicas de manutenção, por forma a manter operacionais os canais de navegação, e que tornaria a operação nestes portos extremamente onerosa. A distância à costa faz com que estas estruturas não se encontrem, geralmente, protegidas das ações das correntes e de agitações marítimas extremas.

3.3.1 Estruturas flutuantes

As estruturas flutuantes, podem ser concretizadas através de duas tipologias: através de *conventional buoy moorings* e através de *single-point moorings*.

A primeira tipologia, *CBM*, consiste num conjunto de boias, entre três a seis, instaladas numa disposição que varia consoante o navio de projeto, fixas ao fundo do mar através de um conjunto de amarrações e âncoras, que servem de ponto de fixação para que os navios, que transportam petróleo ou gás natural líquido, procedam à transferência de carga de forma segura. Para o caso de produtos petrolíferos, as mangueiras encontram-se ancoradas ao fundo do mar, enquanto para o caso dos produtos criogénicos o sistema de tubagens encontra-se suspenso numa torre.

A segunda tipologia, *SPM*, consiste numa boia, à qual o navio se amarra, que se encontra ancorada ao fundo do mar através de um sistema de amarrações e que dispõe de uma

mangueira que faz a transferência do líquido entre o navio e terra, através de um sistema de tubagens que se desenvolve junto ao fundo do mar (BlueWater, 2014).



Figura 3-17 - Sistema SPM e CBM, respetivamente (Fonte: MarineInsight; PMI)

3.3.2 Estruturas fixas

Por sua vez, as estruturas fixas são geralmente concretizadas através de estruturas do tipo *jetty*. Existe alguma dissonância entre a terminologia utilizada nos Estados Unidos, no que se refere aos *jetties*, e aquela que é utilizada no resto do mundo ou, pelo menos, na Europa. Na terminologia norte-americana, um *jetty* refere-se a uma estrutura de estabilização costeira, perpendicular à costa, geralmente utilizada na formação de enseadas ou na proteção de entradas de portos, Figura 3-18 a). Por sua vez, na terminologia Europeia, um *jetty* refere-se a uma estrutura de acostagem perpendicular à costa, geralmente assente em estacas e que permite a acomodação de navios em ambos os lados da sua estrutura ou mesmo na extremidade, Figura 3-18 b). Os tipos de estrutura de acostagem a que os europeus se referem como *jetty* os norte-americanos referem-se como *pier* (Gaythwaite, 2004).

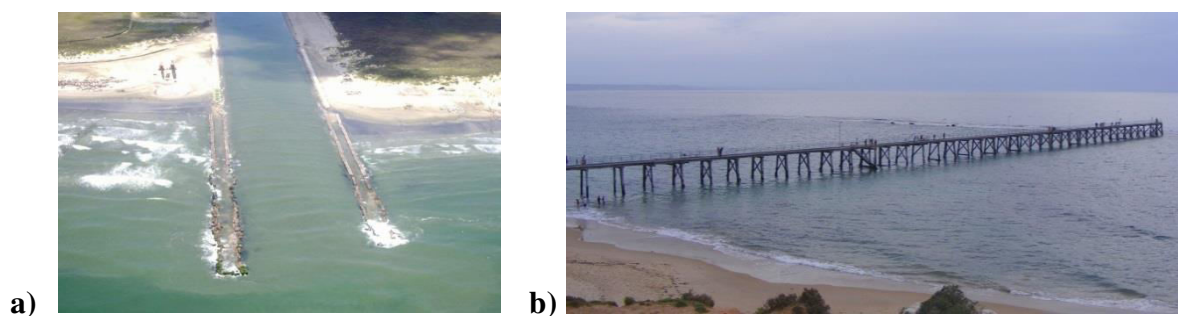


Figura 3-18 - *Jetty* nas concepções a) Norte-Americana e b) Europeia, respetivamente (Fonte: Wikipedia)

Os *jetties* consistem em estruturas de acostagem perpendiculares à costa e a alguma distância desta, onde se atingem profundidades suficientemente elevadas para acomodar os navios de grandes dimensões responsáveis pelo transporte de petróleo ou gás natural liquefeito. Caracteristicamente, os *jetties* são compostos por um número específico de estruturas individuais, com propósitos distintos, e que suportam cargas diferenciadas (Agerschou *et al.* 2004).

Apesar de na sua generalidade, as estruturas de *jetty* em zonas expostas, a alguma distância da costa, serem concretizadas por estruturas assentes em estacas, isso não invalida que sejam utilizados outros tipos de concepções para casos em que os requisitos da estrutura e as condições locais sejam completamente diferentes. Tendo em atenção o referido por McConnell *et al.* (2004) existem três tipos de estruturas de *jetty*: *jetties* de paramento vertical contínuo, *jetties* assentes em estacas ou pontes-cais e *jetties* em talude ou assentes em quebra-mares.

3.3.2.1 *Jetties* de paramento vertical contínuo

Os *jetties* em paramento vertical contínuo são concretizados através das soluções gravíticas ou de soluções em cortinas. Este tipo de concepção tem algumas desvantagens quando utilizadas na execução de *jetties*, que estão relacionados com a reflexão das ondas e com o bloqueio do fluxo sólido ao longo da costa. No entanto, ao contrário das estruturas assentes em pilares, este tipo de estruturas não é sujeita a forças, das ondas, de baixo-para-cima.

Na sua generalidade, o recurso a esta tipologia de *jetties*, é levada a cabo em estruturas de desenvolvimento diminuto ou então, na concretização de uma cabeça sólida na extremidade de um *jetty* assente em estacas McConnell *et al.* (2004). A Figura 3-19 a) apresenta um perfil transversal e a Figura 3-19 b) um perfil longitudinal de *jetty* em caixotões.

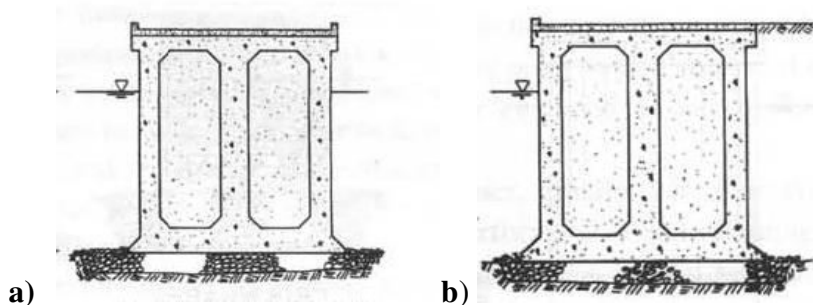


Figura 3-19 - a) Perfil transversal e b) perfil longitudinal de um *jetty* em caixotões (Gaythwaite, 2004)

3.3.2.2 *Jetties* assentes em estacas

Os *jetties* assentes em estacas, ou pontes-cais, são a configuração mais comum deste tipo de estruturas. Em traços gerais, um *jetty*, para a acomodação de graneleiros líquidos, é composto por uma estrutura avançada sobre a massa de água, geralmente assente sob estacas verticais e inclinadas, em betão ou madeira, composta por um passadiço sobre uma laje de betão ou madeira que liga a sua extremidade em contacto com a terra com a sua extremidade em contacto com o mar (Santos, 2010).

Estas soluções são concebidas para que haja, sempre que possível, uma folga entre onda de projeto incidente e a face inferior da plataforma, que reduza a probabilidade de ocorrência de ondas na plataforma e, sobretudo, do embate das ondas que têm grande potencial de destruição, com a face inferior da plataforma (McConnell *et al.* 2004). A folga entre a superfície da água e a face inferior da plataforma está condicionada, para além de pela altura extrema das ondas, pelo tipo de navios servidos pelas estruturas, por questões operacionais de transferência de mercadorias, pelas variações de maré e pela cota do terreno adjacente (CEO, 2004).

Na extremidade ao largo desta estrutura, existe um ponto de ligação entre o sistema de tubagens que faz o transporte do líquido para terra e o navio, assim como uma série de estruturas, individuais, denominadas *dolphins* ou duques d'alba cujas funções principais estão relacionadas com a acostagem e amarração do navio e absorção das respectivas forças. A Figura 3-20 apresenta algumas das configurações, em perfil transversal, utilizadas na concretização de *jetties* assentes em estacas.

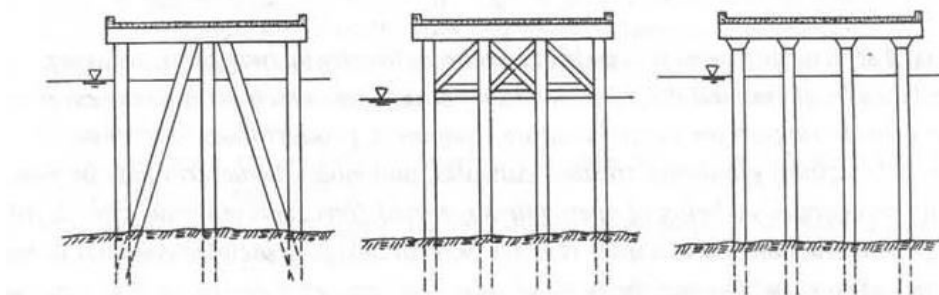


Figura 3-20 - Perfis transversais tipo de *jetties* assentes em estacas (Gaythwaite, 2004)

As disposições apresentadas referem-se, no entanto, ao perfil transversal tipo de uma estrutura de ponte-cais na sua extremidade mais ao largo. Na sua extremidade mais próxima da costa as pontes-cais assumem uma configuração mais complexa que integra características das

estruturas em cortinas, de estruturas em talude e das estruturas assentes em estacas. Na sua generalidade, as pontes-cais, na extremidade junto à costa, apresentam uma plataforma de betão, madeira ou metálica, que depois se estenderá em direção ao mar, assente em estacas sobre um talude marginal revestido a enrocamento.

O talude revestido sob a plataforma junto à costa possibilita a dissipação da energia incidente das ondas ao mesmo tempo que limita a reflexão das mesmas (Tsinker, 2004). No entanto, a existência deste talude pode provocar fenómenos de empolamento e de ascensão das ondas que podem originar forças de sustentação, de dimensões consideráveis, na plataforma da ponte-cais junto à costa (McConnell *et al.* 2004). É, igualmente, frequente a existência de uma cortina ou de uma estrutura semelhante de retenção dos solos na extremidade de ligação entre o topo do talude revestido e o terreno natural/aterro por forma a criar o desnível necessário e a mantê-lo confinado. A Figura 3-21 é uma representação esquemática das pontes-cais na sua extremidade costeira.

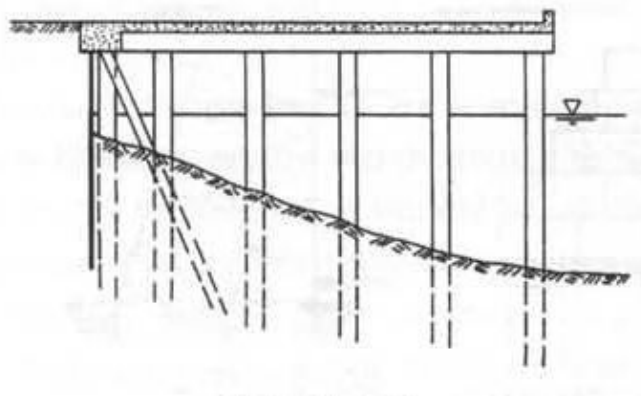


Figura 3-21 - Perfil transversal de uma ponte-cais na sua extremidade costeira (Gaythwaite, 2004)

3.3.2.3 *Jetties* assentes em talude ou quebra-mar

Os *jetties* em talude ou assentes em quebra-mares são soluções que possuem algumas semelhanças e por isso se encontram na mesma categoria. Na sua generalidade, os *jetties* em talude são realizados, de forma semelhante aos quebra-mares de talude, em locais onde a profundidade requerida em projeto não seja muito elevada o que torna economicamente viável a deposição de enrocamento, no fundo do mar, para formar os taludes (McConnell *et al.* 2004). Por sua vez, os *jetties* assentes em quebra-mares, aproveitam a estrutura previamente construída, de um quebra-mar de taludes, para lançar uma plataforma, geralmente em estacas,

perpendicular ao desenvolvimento deste, onde seja possível obter profundidades necessárias à acomodação de determinados navios.

Estes tipos de estruturas têm, à semelhança dos *jetties* de paramento vertical contínuo, influência no fluxo normal de sólidos ao longo da costa e podem mesmo ser afetados por alguma erosão em locais onde esse fluxo tenha alguma relevância. A Figura 3-22 apresenta os perfis transversais de um *jetty* em talude e de um *jetty* assente quebra-mar.

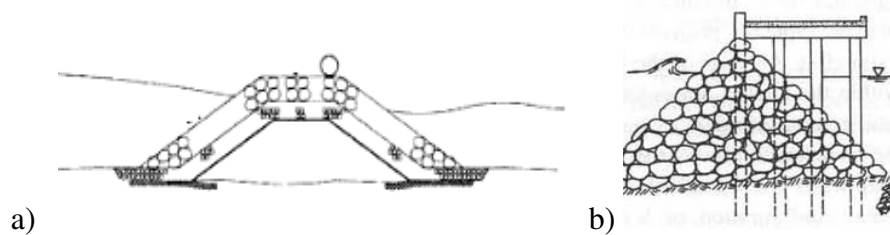


Figura 3-22 - Perfis transversais a) de um *jetty* em talude e b) de um *jetty* assente em quebra-mar (Gaythwaite, 2004)

3.4 Estruturas de acostagem em Portugal

O território nacional, apresenta algumas vantagens competitivas, no que concerne ao transporte marítimo de mercadorias dado o seu posicionamento estratégico no âmbito da Europa, em que é o ponto mais ocidental e mais “aberto” ao Oceano Atlântico, e face às suas condições naturais, onde se menciona a sua extensa costa de aproximadamente 943 km. Como tal, a construção de portos e de estruturas de acostagem ao longo da costa surge, naturalmente, como uma opção lógica e indispensável na perspetiva da valorização económica, não só da costa, assim como de todo o país. A Figura 3-23 apresenta os portos comerciais mais relevantes existentes ao longo da costa continental portuguesa.

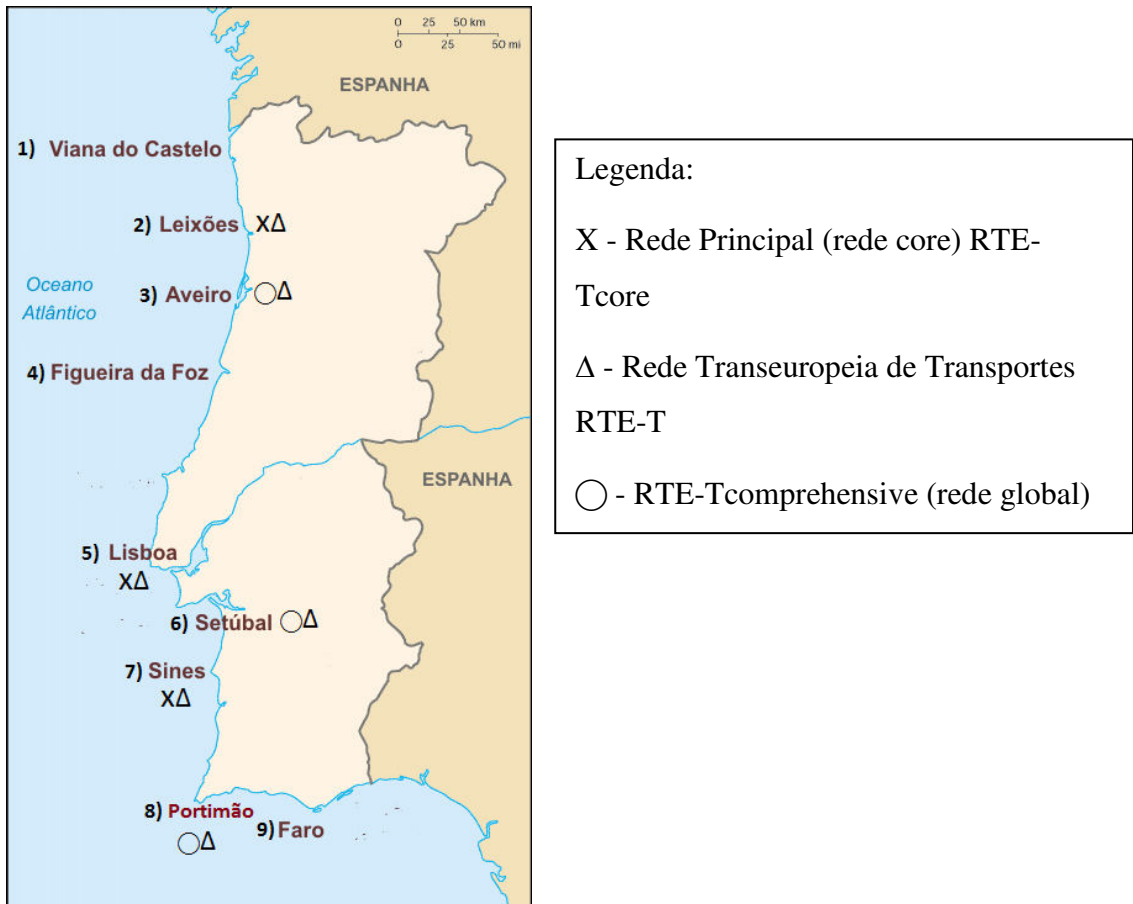


Figura 3-23 – Principais portos comerciais ao longo da costa continental portuguesa (adaptado Fonte: Wikipédia)

Tendo em conta o âmbito específico desta dissertação serão abordados nas secções 3.4.1 e 3.4.2 dois dos portos mais relevantes a nível nacional, Leixões e Sines, respetivamente, e mais especificamente os seus terminais de granéis líquidos. Para o caso da estrutura portuária de Leixões será igualmente abordada a temática da monoboia existente ao largo, por não existir estrutura semelhante nos restantes portos nacionais.

3.4.1 Monoboia de Leixões

O porto de Leixões situa-se no norte de Portugal e a noroeste da Península Ibérica, na foz do Rio Leça e 4,5 km a norte da foz do rio Douro e da cidade do Porto. O referido porto é a segunda maior infraestrutura portuária nacional, sendo composta por dois quebra-mares que proporcionam as condições de abrigo necessárias à acostagem de navios, de calado não superior a 14 m, no interior da bacia portuária.

A infraestrutura portuária de Leixões, à semelhança de outras infraestruturas idênticas, é composta por inúmeros terminais especializados, para a movimentação de cargas de tipologia diversa, como já foi referido na secção 3.2. No entanto, para o efeito desta dissertação, os terminais que apresentam maior interesse são aqueles que se especializam no transporte de matérias combustíveis, como o petróleo ou o gás natural. Nesse âmbito, o porto de Leixões possui um terminal petrolífero, que existe dentro da bacia portuária, e um terminal oceânico, fora da bacia portuária, *offshore*.

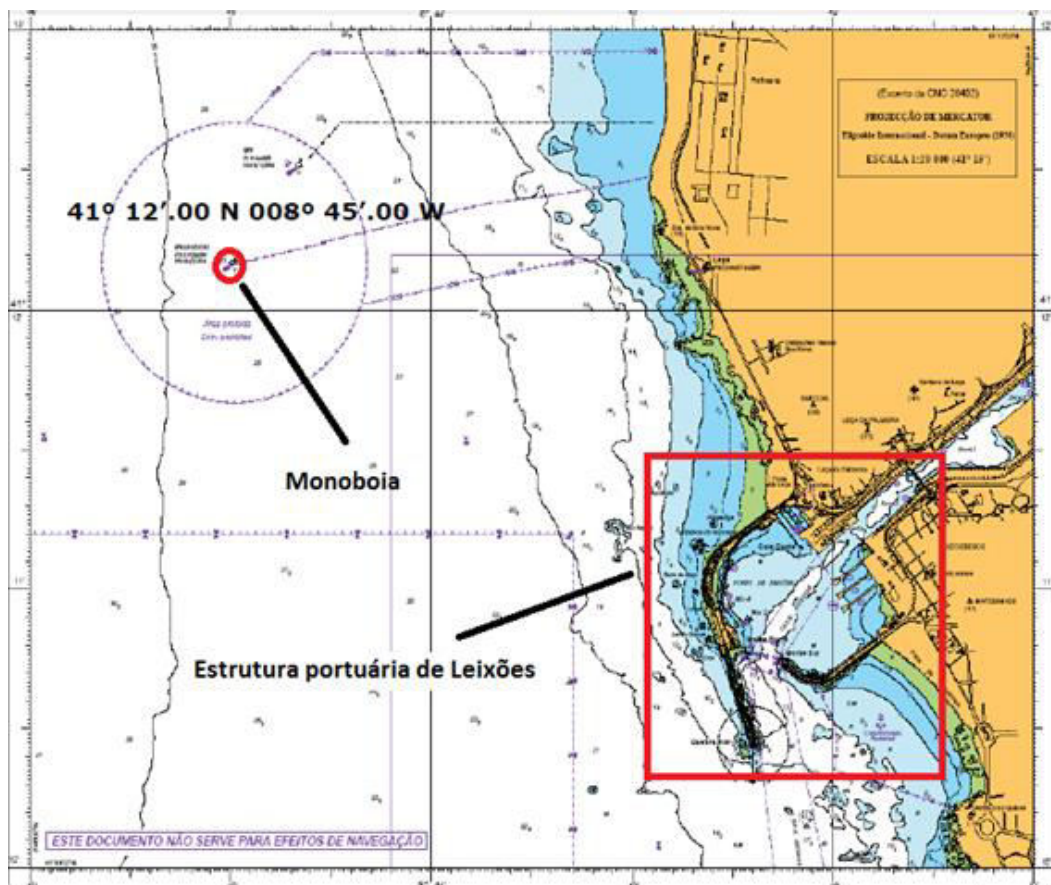


Figura 3-24 - Localização da monoboia de Leixões

O terminal petrolífero do porto de Leixões é composto por três postos de acostagem, Figura 3-25, construídos, todos eles, sobre o quebra-mar norte. A ligação entre os três postos de acostagem e a refinaria de Leça da Palmeira é feita, diretamente, através de um sistema de gasodutos e de oleodutos. O posto A, localizado mais próximo da entrada da bacia portuária, tem os fundos à cota de -14 m (Z.H.) e está especialmente vocacionado para a receção de navios com um porte bruto máximo de 100.000 t (DWT) que transportem ramas de petróleo e

produtos refinados diversos. Por sua vez, o posto B encontra-se mais interior à bacia portuária e apresenta os seus fundos à cota -10 m (Z.H.), estando apto, igualmente, à receção de ramas de petróleo, produtos refinados diversos, gases liquefeitos e produtos aromáticos. Finalmente, o posto C, que, de entre os três, é aquele que se encontra mais interior ao porto, quando tendo como ponto de referência a sua entrada, apresenta os seus fundos de serviço à cota -6 m (Z.H.) e foi concebido para a receção de gases de petróleo liquefeitos, produtos refinados diversos e produtos aromáticos.

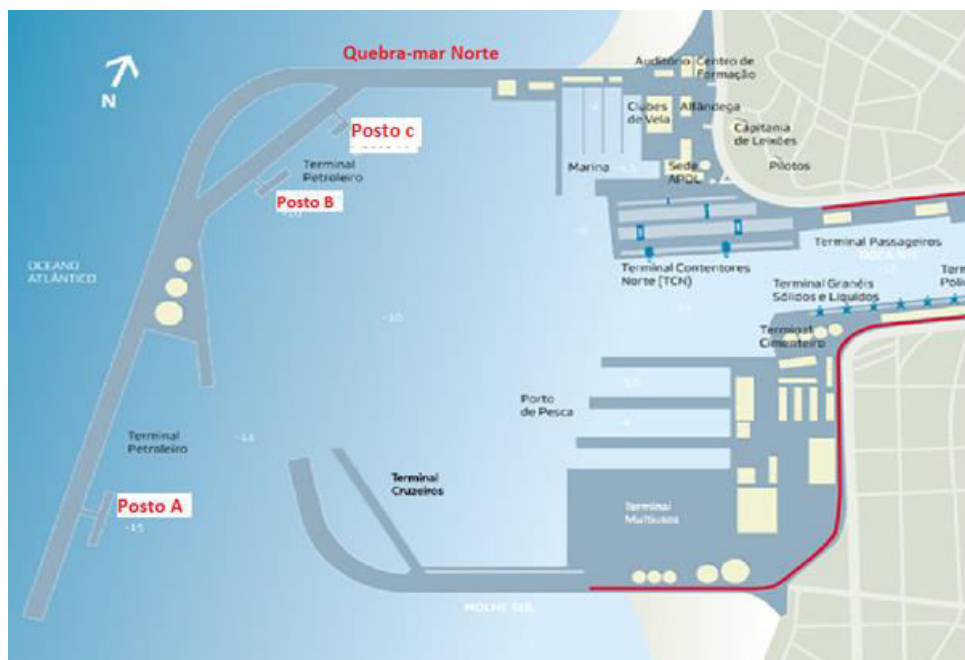


Figura 3-25 - Planta do Porto de Leixões (Fonte: APDL)

O terminal oceânico, ou monoboia, de Leixões consiste num sistema de *single-point mooring*, já mencionado na secção 3.3.1, em que os navios se amarram, através de um só ponto, a uma boia *offshore*. Este sistema de transferência, unidirecional, de produtos petrolíferos para terra apresenta-se ao largo do porto de Leixões, a uma distância de aproximadamente 1,8 milhas, a oeste, da refinaria de Matosinhos. A monoboia encontra-se numa zona em que os fundos são na ordem de -30 m (Z.H.) e está concebida para a receção de navios do tipo petroleiro com 150.000 t de porte bruto (DWT) e 17 m de calado máximo. As características físicas da monoboia e a sua capacidade de transferência máxima apresentam-se na Tabela 2.

Tabela 2 - Características da monoboia de Leixões

Diâmetro da monoboia (m)	12
Diâmetro interior (m)	3.552
Diâmetro da saia exterior (m)	16.8
Altura do corpo (m)	6.5
Caudal de descarga (m ³ /h)	7800

O terminal oceânico de Leixões, devido à sua localização ao largo, apresenta limites de utilização e de amarração muito específicos. Os limites de utilização estão relacionados com a máxima força que o sistema de amarração pode suportar e que de acordo com Rosa Santos *et al.* (2007) é verificado quando ocorrem ondas com altura significativa de 4.5 m e período de pico de 14 s. Ainda de acordo com Rosa Santos *et al.* (2007), os limites para a realização da amarração navio/boia, Figura 3-26, verificam-se quando a altura significativa se apresenta entre 2 a 2.5 m. Os referidos autores mencionam ainda que o sistema de amarração apresenta um elevado desgaste, equivalente a 50% do total de desgaste para uma estrutura com 20 anos de horizonte de projeto.



Figura 3-26 - Amarração de navio à monoboia de Leixões

3.4.2 Terminal de gás natural de Sines

O porto de Sines está localizado na costa oeste de Portugal continental, a cerca de 37 milhas do cabo Espichel, e é um dos poucos portos Europeus de águas profundas. Esta característica está relacionada com a localização dos fundos naturais a cotas mais profundas, o que possibilita, sem dragagens, a acostagem aos seus terminais de navios de grande porte e calado. Atualmente, devido às particularidades que o definem, o porto de Sines é responsável pela movimentação de grandes quantidades de carga, sendo mesmo o porto nacional com maior volume de carga anual movimentada.

A infraestrutura portuária de Sines é composta por cinco terminais para a transferência de mercadorias, a saber: o terminal de graneis líquidos, o terminal petroquímico, o terminal de gás natural liquefeito (TGNL), o terminal multiusos e o terminal de contentores, também designado de terminal XXI. Por sua vez, os referidos terminais são protegidos por dois molhes: o Oeste, localizado nas proximidades dos terminais petroquímico e de graneis líquidos; e o Este, na proximidade dos restantes terminais. A Figura 3-27 apresenta a planta da infraestrutura portuária de Sines e a localização dos seus terminais.

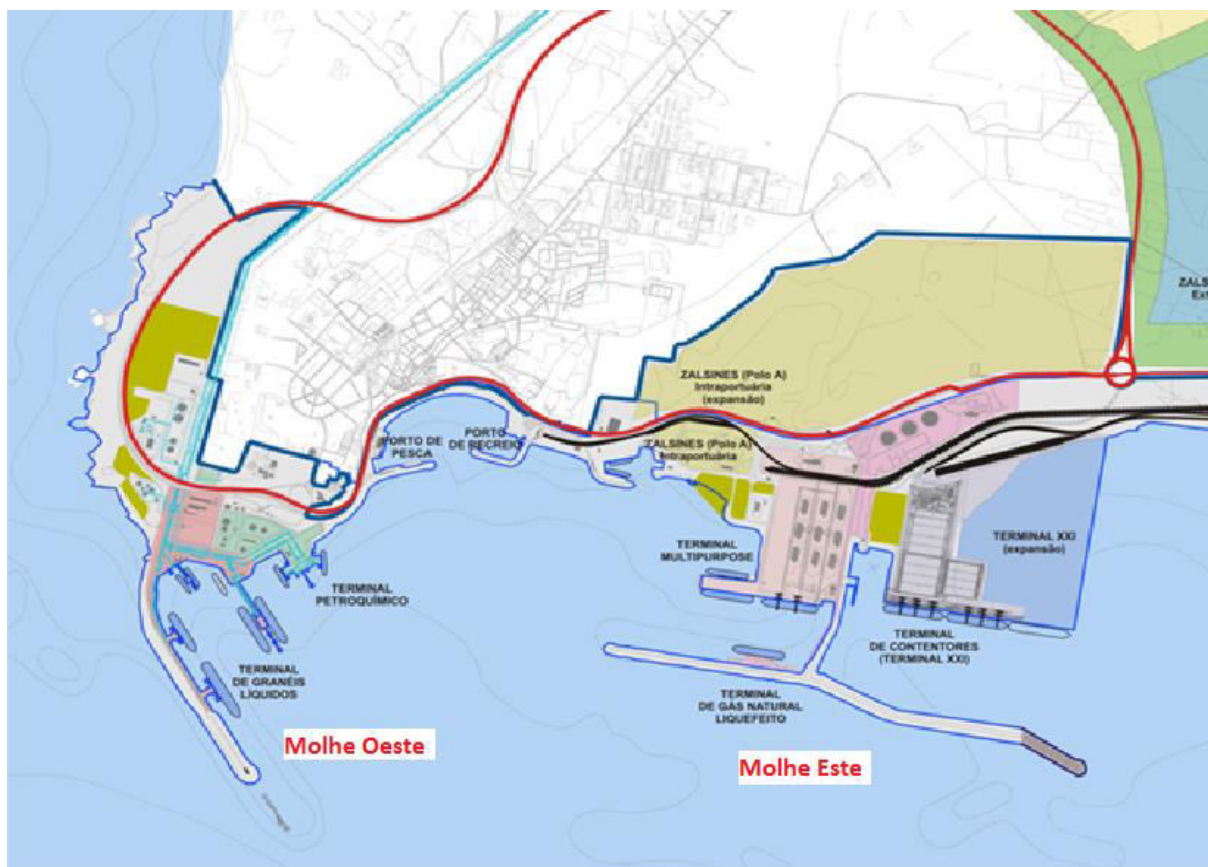


Figura 3-27 - Planta do complexo portuário de Sines (Fonte: APS)

O terminal de gás natural do porto de Sines foi inaugurado em 2003 e já é responsável por cerca de metade de todo o gás natural consumido em Portugal, apresentando-se como uma alternativa viável ao gasoduto terrestre. O complexo de gás natural de Sines é composto não só pelo posto de acostagem, mas igualmente por um sistema de tubagens que faz a transferência entre o navio metaneiro e três tanques, Figura 3-28, concebidos para o armazenamento daquele gás, numa operação que pode durar cerca de 20 horas.

No ano de inauguração do terminal o sistema de armazenagem era composto por dois tanques de igual volumetria, 120.000 m³ cada, o que perfazia uma capacidade total de armazenamento

de 240.000 m³. No entanto, a necessidade de expandir a capacidade instalada levou ao lançamento de uma obra, em 2009, para a construção de um terceira estrutura, de 150.000 m³, capaz de elevar a capacidade total de armazenamento para os 390.000 m³. Associado a estes tanques, o terminal está equipado com uma central de regaseificação que introduz o gás natural na rede nacional de alta pressão. Existe também uma central de enchimento de autotanques que possibilita o abastecimento a zonas isoladas da rede nacional. Antes de entrar na central de regaseificação, o gás natural descarregado dos navios e armazenado nos tanques encontra-se a uma temperatura de -163 °C.



Figura 3-28 - Tanques de armazenamento de GNL do Porto de Sines (Fonte: REN)

A correspondente estrutura de acostagem encontra-se na parte oriental do complexo portuário e é dotado de fundos de 15 m (Z.H.), na bacia de acostagem, e de 17.5 m (Z.H.) na bacia de manobra. As suas características são adequadas à acostagem de navios com uma capacidade de carga compreendida entre um mínimo de 35.000 m³ e um máximo de 225.000 m³ e de comprimento entre 200 e 320 m. De forma mais sistematizada as características do posto de acostagem do terminal de gás natural de Sines estão apresentadas na Tabela 3.

Tabela 3 - Características do TGNL no Porto de Sines (Fonte: APS)

Comprimento		Capacidade de Carga do Navio		Fundos da Bacia de Manobra (m Z.H.)	Fundos da Bacia de acostagem (m Z.H.)
Máx. (m)	Mín. (m)	Máx. (m ³)	Mín. (m ³)		
320	200	225000	35000	17.5	15

Por sua vez, o terminal de granéis líquidos (Figura 3-29), TGL, foi inaugurado em 1978 e representa a maior estrutura deste género a nível nacional. Em bom rigor, o terminal de granéis líquidos apresenta um total de seis postos de acostagem, independentes e de características distintas, nos quais vários navios, de dimensões e tonelagens diversas, podem acostar, permitindo a transferência e movimentação simultânea de diferentes produtos como: crude, refinados, entre outros granéis líquidos.



Figura 3-29 - Terminal de granéis líquidos do Porto de Sines (Fonte: Portos de Portugal)

De uma forma mais abrangente este conjunto de postos de acostagem apresenta, no posto mais capacitado, uma bacia de manobra com o fundo natural a 23.5 m (Z.H.), uma bacia de acostagem com fundos naturais a 28 m (Z.H.), capacidade para receber navios com um máximo de 350.000 t (DWT) de porte e 350 m de comprimento. Os postos de acostagem dispõem, à semelhança dos diferentes terminais já abordados, de uma esteira de tubagens que

permitem a movimentação dos produtos entre o navio, o armazenamento e a zona industrial onde se encontram localizadas indústrias que utilizam as matérias-primas transportadas na sua laboração. A Tabela 4 apresenta, sumariamente, algumas das características dos diferentes postos de acostagem do terminal de granéis líquidos de Sines.

Tabela 4 - Características do TGL do Porto de Sines (Fonte: APS)

Postos	Comprimento (CFF) (m)		DWT Navio (t)		Fundos da Bacia de Manobra (m Z.H.)	Fundos da Bacia de Acostagem (m Z.H.)	Calado Máximo (m)
	Máx.	Min.	Máx.	Min.			
Nº2	350	240	350000	100000	-23.5	-28.0	22.5
Nº3	282	135	135000	10000	-16.0	-17.0	17.0
Nº4	295	135	150000	10000	-16.0	-18.0	18.0
Nº5	282	110	135000	10000	-16.0	-17.0	17.0
Nº6	110	70	Limitado pelo CFF do navio		-8.0	-10.0	10.0
Nº7	106	70	Limitado pelo CFF do navio		-8.0	-10.0	10.0

4 Forças em Estruturas do Tipo *Jetty*

4.1 Introdução

“As ações hidráulicas variam consideravelmente entre diferentes tipos de estruturas de acostagem” (McConnell *et al.* 2004)

À semelhança das demais estruturas realizadas no âmbito da engenharia civil, também as estruturas marítimas estão sujeitas a ações que são função das suas disposições construtivas, da sua exposição a condições ambientais extremas e dos usos para os quais são concebidas.

As ações a que as estruturas portuárias de acostagem estão sujeitas podem ser classificadas de diversos modos. De acordo com a sua direção de aplicação as ações podem ser classificadas em horizontais e verticais. Porém, na sua generalidade, de acordo com BSI (2000), as forças e cargas a que uma estrutura de acostagem está sujeita podem dividir-se em ações de origem operacional – ações de acostagem, amarração, movimentação e armazenamento de cargas – e de origem natural ou ambiental – ações do vento, gelo, neve, variação de temperatura, marés, correntes, ondas e sismos. Por sua vez, a NBR 9782:1987 (ABNT, 1987) organiza a classificação das ações de forma diferente:

- Ações provenientes de cargas permanentes
- Ações provenientes de sobrecargas verticais
- Ações provenientes de cargas móveis
- Ações ambientais
- Ações de amarração
- Ações de atracagem
- Ações do terreno

Na secção 4.2 faz-se uma revisão geral sobre as ações de origem operacional numa estrutura portuária de acordo com o disposto por BSI (2000) e com a NBR 9782:1987 (ABNT, 1987), excluindo-se as forças naturais que serão alvo de maior atenção na secção 4.3. Na secção 4.3.6.1 serão abordadas as forças verticais exercidas pelas ondas nas estruturas de acostagem do tipo *jetty*, enquanto na secção 4.3.6.2 serão abordadas as forças horizontais.

4.2 Forças de origem operacional

4.2.1 Cargas permanentes, móveis e sobrecargas

Como já foi oportunamente referido, a conceção das estruturas de acostagem envolve, frequentemente, a especialização do terminal para a receção de um tipo específico ou de uma gama de produtos e de navios. Também se mencionou que essa especialização implica a existência de equipamentos fixos e móveis, próprios para a movimentação e armazenamento de mercadorias. Nesse âmbito, surgem as ações geradas por cargas permanentes, sobrecargas verticais e cargas móveis.

As ações geradas por cargas permanentes, para além de se referirem aos equipamentos e infraestruturas fixas, que se espera que estejam presentes durante a totalidade da vida útil do cais, também se referem ao peso próprio da estrutura de acostagem que depende das soluções construtivas adotadas na conceção do terminal (Agerschou *et al.* 2004).

Por sua vez, as ações geradas por sobrecargas verticais são ações uniformemente distribuídas, de natureza não definida e que podem ocorrer durante a vida útil da estrutura (BSI, 2010). Estas estão geralmente associadas às mercadorias que se espera que o cais receba e armazene durante o seu período de laboração (Figura 4-1). Em estruturas especializadas para a receção e armazenagem de contentores estas cargas serão consideravelmente superiores às verificadas numa estrutura especializada para a receção de passageiros ou de granéis líquidos, por exemplo.

Finalmente, as ações geradas por cargas móveis são resultantes da movimentação de equipamentos móveis ou de automóveis sobre a plataforma do cais (Thoresen, 2003). Por serem cargas que dependem do peso do veículo, ou equipamento móvel, e da velocidade a que estes se movimentam, estas ações são consideradas como variáveis ou acidentais para o dimensionamento das estruturas portuárias (BSI, 2010).



Figura 4-1 - Terminal de contentores de Leixões (Fonte: APDL)

4.2.2 Forças de acostagem e amarração

A acostagem e a amarração dos navios são operações consideradas normais no funcionamento das estruturas de acostagem, mas que, em função da sua magnitude e do tipo de estrutura em causa, podem ter uma importância muito significativa no seu dimensionamento e integridade estrutural.

A acostagem de um navio a um cais, Figura 4-2, é um processo potencialmente muito devastador para a estrutura, onde ocorre uma transferência da energia do navio, em movimento, para o cais, que se encontra estático. O processo de acostagem de um navio é feito, habitualmente, a uma velocidade muito mais reduzida, quando comparada com a velocidade de cruzeiro a que os navios se deslocam e, muitas vezes, com o auxílio de navios rebocadores ou dispositivos incorporados nos navios como os propulsores de proa (Gaythwaite, 2004).

Não obstante, tendo em conta a 2ª lei de Newton, um corpo de grande massa, como um navio que pode ascender a vários milhares de t, animado de uma aceleração, mesmo que reduzida, origina uma força de grande intensidade no embate com a estrutura de acostagem. Se, por outro lado, a análise for feita sob o ponto de vista energético, chegamos, igualmente, à conclusão que um navio a uma velocidade reduzida possui uma energia cinética elevada resultante da sua elevada massa. A abordagem energética é, usualmente, preferida para a análise e determinação das ações resultantes da acostagem de navios (Tsinker, 2004).

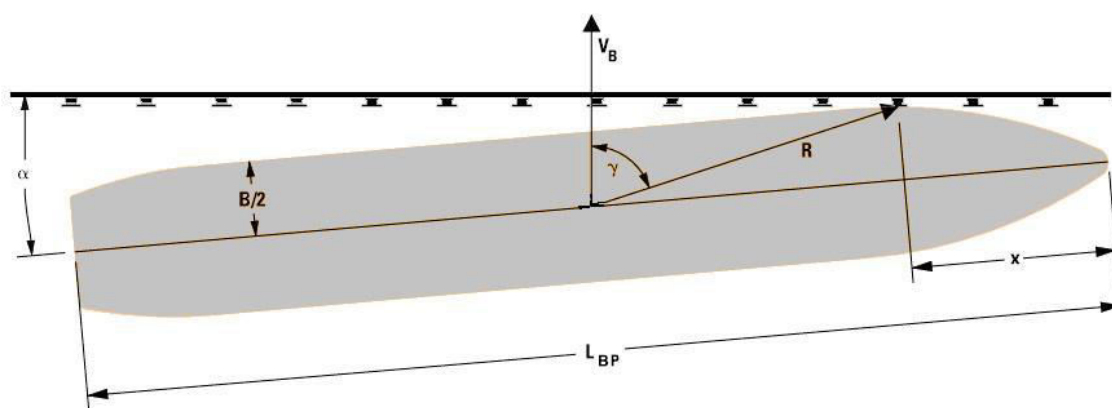


Figura 4-2 - Esquema de acostagem (Leal, 2011)

Tendo em conta a intensidade das forças em jogo torna-se óbvia a necessidade de proteger as estruturas portuárias através da interposição de dispositivos de dissipação, total ou parcial, de

energia, entre o cais e o navio, que minimizem a energia realmente absorvida pelo cais e que pode ser causadora de danos severos neste.

Os dispositivos responsáveis pela absorção desta energia são denominados de defensas, Figura 4-3, que podem ser classificadas, quanto ao modo de dissipação de energia, em hidráulicas, que dissipam energia sob a forma de calor, gravíticas, onde a energia é dissipada através de forças gravíticas, de borracha, que dissipam a energia através de deformação elástica e plástica e de madeira (Leal, 2011).

As ações sobre defensas iniciam-se com o primeiro contacto entre o dispositivo e o navio e apenas cessam quando o navio dissipa a totalidade da sua energia cinética, anulando a sua velocidade (BSI, 2000). Finalmente, é ainda de referir que as forças de acostagem para além de possuírem uma componente perpendicular à face de acostagem, também designada de componente de impacto, possuem igualmente uma componente paralela aquela face, designada de componente friccional, que resulta do deslizamento do navio quando embate com a defesa (Thoresen, 2003).



Figura 4-3 - Defensas cónica, cilíndrica e em arco (Fonte: Maritime International)

Quando os navios se encontram acostados às estruturas de acostagem, para proceder à transferência de mercadorias ou pessoas para terra, necessitam manter-se fixos dentro de uma gama de movimentos aceitáveis, para que essas operações possam ser realizadas dentro de padrões de segurança (Gaythwaite, 2004). A fixação e imobilização, parcial, dos navios é feita através de um conjunto de amarras de fibras naturais, sintéticas ou de materiais metálicos, com uma determinada elasticidade, extensibilidade, rigidez e carga de rotura, que ligam diversos pontos do navio a cabeços de amarração na estrutura de acostagem, Figura 4-4.

As forças de amarração são originadas, maioritariamente, por combinações de ações externas ao navio, onde se mencionam as ações: do vento, das correntes, das ondas, das marés, da

agitação gerada por navios em trânsito, pela movimentação do próprio navio e pelo efeito de ondas estacionárias de longo período em massas de água parcialmente confinadas, designadas de *seiches* (Tsinker, 2004) e que são responsáveis pela instabilização do navio amarrado.

A movimentação dos navios acostados, impelidos pelas ações mencionadas, provoca a geração de uma tensão nos cabos de amarração que é transferida diretamente para os cabeços de amarração e absorvida pelo cais. É de referir que são consideradas forças de amarração aquelas que se geram nos cabos quando o navio é afastado, paralelamente ou perpendicularmente ao cais, mas também aquelas que são absorvidas nas defesas quando o navio é forçado contra o cais (BSI, 2000).

No caso dos *jetties*, suportados em pilares, é frequente conceber estruturas independentes na sua extremidade, os duques-d'alba ou *dolphins*, especialmente dimensionados e concebidos para a absorção das forças de acostagem e de amarração.

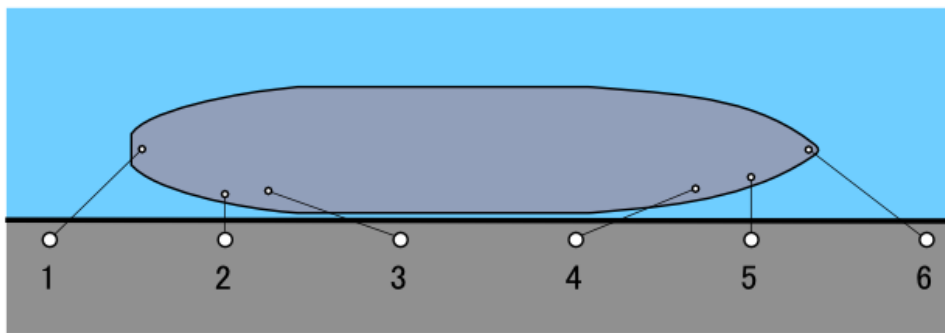


Figura 4-4 - Esquema de amarração de um navio (dic.academic.ru)

4.3 Forças naturais

4.3.1 Marés e correntes

A maré consiste num movimento periódico das águas do mar devido á alteração das forças do Sol e da Lua em relação ao planeta Terra (Bowditch, 2002). A maré compreende duas componentes: a componente astronómica, que resulta da rotação da terra e da relação de forças entre Lua e Sol em relação à primeira, e a componente meteorológica, que é afetada pelos ventos e pela pressão atmosférica (Bowditch, 2002; Thoresen, 2003).

Os movimentos periódicos de subida e de descida do nível de maré têm influência na geração de correntes de maré, para além de afetarem os fenómenos de galgamento das estruturas de acostagem e a pressão hidrostática em estacas e paredes sólidas, entre outros.

Para além das correntes de maré existem também as de origem fluvial, geradas pelo curso da água ao longo dos rios. As forças das correntes são marcadas por uma componente de arrasto, paralela à direção de propagação da corrente, de cariz estático e oscilatório, e uma força perpendicular a ela, de cariz totalmente oscilatório, para corpos simétricos ao fluxo (McConnell *et al.* 2004).

4.3.2 Ação do gelo e da neve

Em locais do globo onde a temperatura ambiente é suficientemente reduzida, é frequente a formação de neve e de gelo que originam ações relevantes no dimensionamento de cais de acostagem. As ações geradas pela neve estão, maioritariamente, associadas à sobrecarga induzida por uma camada de neve sobre uma plataforma ou cais de acostagem. Por sua vez ao gelo estão relacionadas as problemáticas das forças de sustentação e arrancamento das estacas (Figura 4-5), através da formação de uma camada de gelo em redor das mesmas e à subida e descida da maré, o impacto de banquisas ou outras massas de água congelada com a estrutura, as forças de expansão devido ao congelamento da água intersticial na estrutura, entre outras (Gaythwaite, 2004).

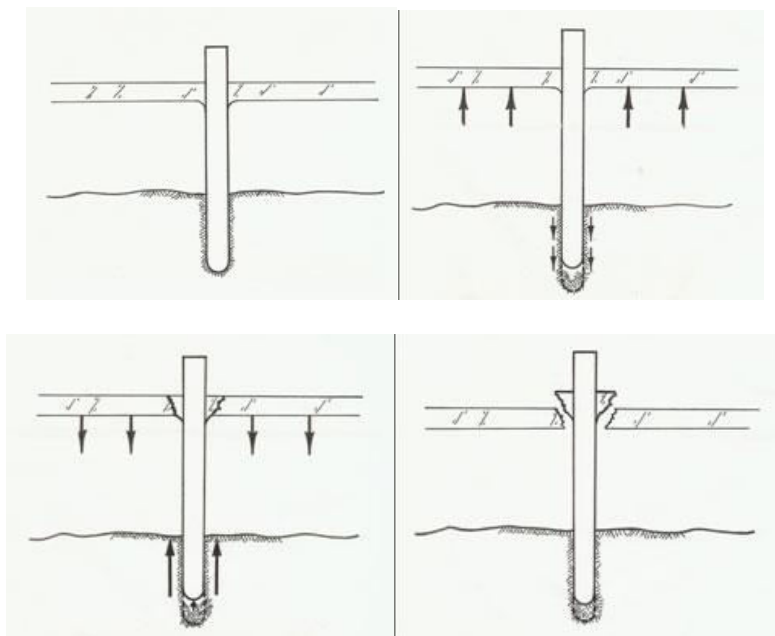


Figura 4-5 - Processo de rotura das estacas por ação do gelo (USACE, 2002)

4.3.3 Variação da temperatura

As estruturas situadas em localizações onde se verifiquem grandes amplitudes térmicas entre o dia e a noite estão, igualmente, sujeitas a ciclos de expansão, devido a temperaturas altas, e retração, devido a baixas temperaturas, dos elementos estruturais e dos seus materiais constituintes. Estes ciclos de expansão e de retração são uma fonte de geração de tensões e forças de tração e compressão entre os elementos constituintes da estrutura que podem ocasionar deformações relevantes nesta e que podem mesmo originar a sua inutilização no caso de não serem devidamente acauteladas.

4.3.4 Ação do vento

A ação do vento sobre as estruturas de acostagem tem alguma influência no seu dimensionamento, especialmente em zonas particularmente expostas à ação do vento, embora se considere que a sua principal influência esteja relacionada com as condições de navegabilidade dentro e fora das bacias portuárias e com as forças de acostagem e de amarração que são dependentes, entre outros fatores, da intensidade do vento.

4.3.5 Forças sísmicas

Finalmente, as forças sísmicas são ações comuns a qualquer tipo de estrutura situada em zonas de maior ocorrência sísmica. Este tipo de forças é, usualmente, de índole horizontal e depende da magnitude do sismo, do tipo de estrutura e do tipo de solo de fundação. É também aceite que, entre as estruturas de acostagem já referidas, as estruturas de acostagem do tipo gravítico são aquelas que apresentam maior suscetibilidade às forças sísmicas devido ao facto, já mencionado, de serem particularmente sensíveis a movimentações no solo de fundação (Thoresen, 2003).

4.3.6 Ação das ondas

“As ondas são o aspeto mais relevante a ter em consideração no dimensionamento de estruturas marítimas e portuárias” (Goda, 2000).

Na sua generalidade, as estruturas de acostagem estão localizadas em zonas de profundidade intermédia ou pouco profunda assim classificadas por esta ser inferior a metade do

comprimento de onda ou inferior a um vigésimo do mesmo, respetivamente. De forma mais explícita, é correto afirmar que, para estes dois casos, a configuração dos fundos, também designada de batimetria, tem influência na movimentação das ondas, na sua velocidade de propagação e na órbita que as suas partículas constituintes descrevem para além dos processos que estas sofrem na aproximação a terra (Cuomo *et al.* 2009).

A interação onda-estrutura pode, de acordo com (USACE, 2002), ser destrinchada em resposta hidráulica e em resposta estrutural (ou das ações). A resposta hidráulica pode ser destrinchada nos fenómenos de espraçamento, galgamento, reflexão ou transmissão e está relacionada com a forma de interação da onda com a estrutura de acostagem. O espraçamento, ou *wave runup*, consiste na movimentação, ascendente, da onda, ao longo de um talude. Este tipo de fenómeno, apresentado na Figura 4-6, é particularmente relevante para estruturas contínuas em talude e está dependente da sua permeabilidade, porosidade, rugosidade e inclinação, assim como da altura e inclinação da onda incidente (Abbot & Price, 1994).

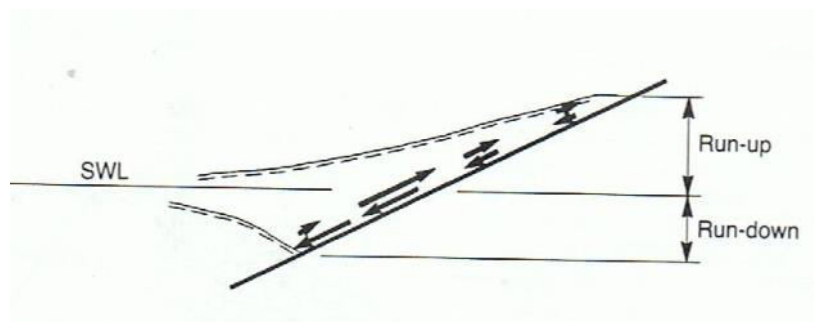


Figura 4-6 - Espraçamento numa estrutura em talude (Abbot & Price, 1994)

Por sua vez, o galgamento, ou *overtopping*, pode suceder quando a energia da onda é suficientemente grande para originar um espraçamento de extensão capaz de galgar uma estrutura em talude ou quando a altura da onda incidente é suficientemente elevada para superar a cota de coroamento do cais ou estrutura de proteção costeira. A primeira forma de galgamento, Figura 4-7, é característica de estruturas em talude enquanto a segunda, Figura 4-8, é transversal a todo o tipo de estruturas.

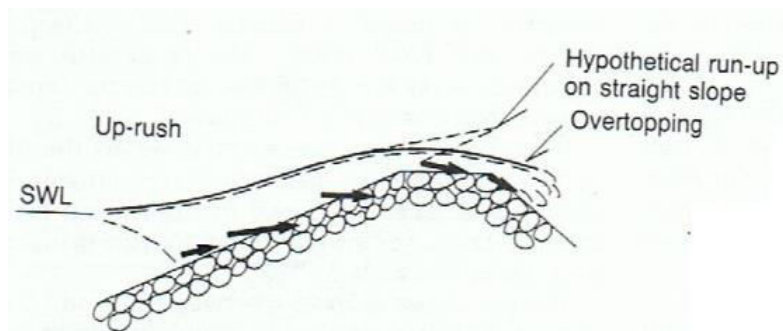


Figura 4-7 - Galgamento por espraio extenso (Abbot & Price, 1994)

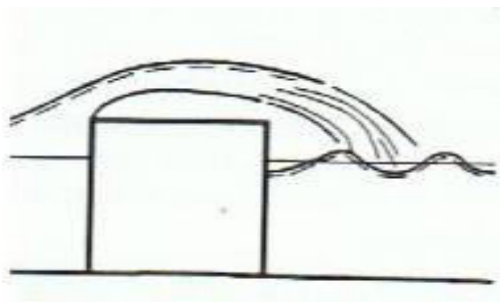


Figura 4-8 - Galgamento por onda de altura elevada (Abbot & Price, 1994)

Por fim, a reflexão e a transmissão são fenômenos que estão relacionados com as características da estrutura e com a capacidade que esta tem para absorver, refletir ou deixar-se atravessar pela energia incidente das ondas. A energia não absorvida/dissipada no contacto com a estrutura será refletida por esta ou transmitida através dela.

Na reflexão, Figura 4-9, as ondas incidentes embatem no talude ou paramento vertical da estrutura de acostagem, sendo refletidas em direção ao mar, podendo-se gerar estados de agitação complexos com a interação das ondas refletidas e das ondas incidentes (Goda, 2000). A reflexão da agitação pela estrutura é caracterizada por um coeficiente (C_r) que relaciona a quantidade de energia incidente, E_i , com a quantidade de energia refletida, E_r (Abbot & Price, 1994).

Por sua vez, a transmissão, Figura 4-10, é um fenômeno que consiste na transferência de energia das ondas através de estruturas sólidas ou de desenvolvimento elevado. A transmissão da agitação, através da estrutura, é caracterizada por um coeficiente (C_t) que relaciona a quantidade de energia incidente, E_i , com a quantidade de energia transmitida, E_t (Abbot & Price, 1994).

Para estruturas de *jetty* transparentes, a resposta hidráulica mais relevante é o galgamento, estando a reflexão e a transmissão dependentes da relação que existe entre as dimensões das estacas e o comprimento de onda das ondas incidentes.

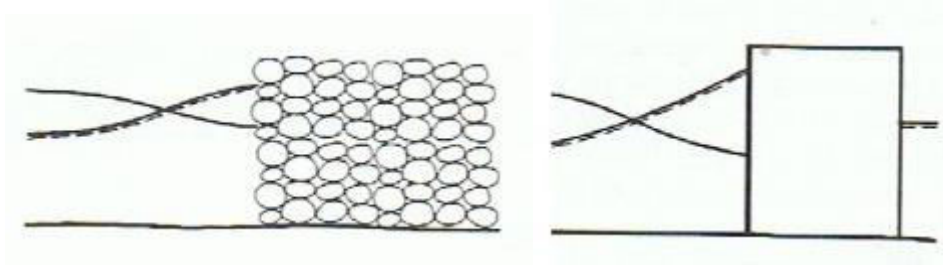


Figura 4-9 - Reflexão de uma onda por uma estrutura sólida (Abbot & Price, 1994)

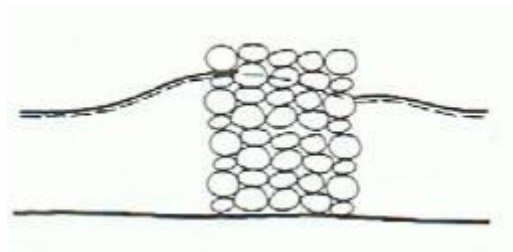


Figura 4-10 - Transmissão de onda através de uma estrutura permeável (Abbot & Price, 1994)

As estruturas do tipo *jetty*, assentes em estacas em zonas desabrigadas, que constituem o âmbito mais específico desta dissertação, são, por questões de segurança e dimensionamento, concebidas com uma folga, designada de *clearance* (C_1) na terminologia inglesa, entre a cota da face inferior da plataforma de acostagem e o nível do mar tendo em conta uma onda de projeto considerada admissível, Figura 4-11.

A existência desta folga constitui um parâmetro de dimensionamento deste tipo de estruturas que pretende garantir que, dentro de uma razoabilidade económica e técnica, ocorra um impacto na estrutura, ou o seu galgamento, em condições mais ou menos extremas e com maior ou menor periodicidade (Howarth *et al.* 2004).

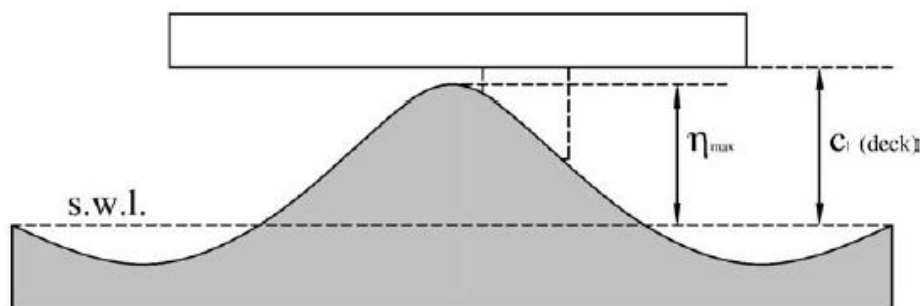


Figura 4-11 - Folga entre a onda e a face inferior da plataforma

No entanto, nem sempre é possível garantir que esta folga exista em projeto, nos moldes desejados, por questões de operacionalidade dos navios e de limitação dos custos de construção (McConnell *et al.* 2004). É igualmente verdade que podem ocorrer fenômenos, ao longo da vida útil da estrutura, como a variação normal do nível de maré, a subsidência das fundações, a elevação do nível do mar por razões meteorológicas, também designada de *storm surge* e elevação do nível médio do mar devido a razões climáticas, capazes de reduzir ou eliminar, ainda que por um período curto de tempo, a folga existente (Cuomo *et al.* 2007).

As ondas, como fenômenos naturais aleatórios, podem atingir, em determinadas condições específicas, alturas e cotas da superfície livre extremas capazes de introduzir nas estruturas ações de magnitude não equacionadas em projeto (Alderson *et al.* 2008). Nas situações em que as ondas apresentem cotas da superfície livre inferiores à cota da plataforma da estrutura, por não terem sido geradas ondas de maiores dimensões ou por estas já terem rebentado, somente se verificam ações nas suas estacas conforme demonstrado na Figura 4-12 a).

No entanto, a ocorrência de ondas extremas, de cota de superfície livre suficientemente elevada, pode levar à extinção esporádica da folga existente entre a cota de plataforma e a crista da onda, processo designado de *air gap exceedance* ou *air gap extinction*, na literatura inglesa, o que levará a um contacto direto entre ambas e à formação de ações na plataforma (Bron, 2013). Este contacto pode ser materializado através de dois tipos de ondas: as que apresentam altura elevada mas não rebentam sobre ou sob a estrutura, designadas de *non-breaking waves*, Figura 4-12 b), e aquelas que, devido à instabilização provocada pelos fundos, rebentam sob ou sobre esta, designadas de *breaking-waves*, Figura 4-12 c), e que se podem dividir em ondas de rebentação mergulhante, progressiva ou oscilante. De acordo com Alderson *et al.* (2008), Tirindelli *et al.* (2003), Cuomo *et al.* (2007), às ações das ondas sobre a plataforma da estrutura dá-se o nome, em termos gerais, de *wave-in-deck loads*.

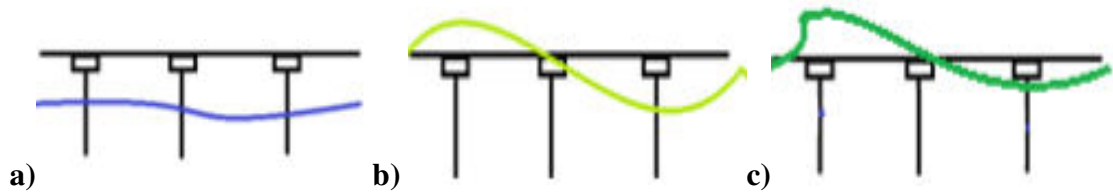


Figura 4-12 - Formas de interação das ondas com a estrutura (Bron, 2013)

A classificação das ações sobre a plataforma em *wave-in-deck loads* tem por base os estudos levados a cabo para as plataformas de extração de petróleo ou gás natural existentes em águas profundas, em ambiente *offshore*, mas é igualmente aplicável ao caso das estruturas do tipo *jetty*, em ambiente costeiro, devido à similitude estrutural existente entre ambas. Em termos gerais, as forças das ondas sobre este tipo de estruturas podem ser classificadas de acordo com a sua orientação ou de acordo com a sua forma de interação com a estrutura. De acordo com a orientação, as forças podem ser verticais (F_z) ou horizontais (F_x), tanto na laje da plataforma como nos elementos que a sustentam (estacas).

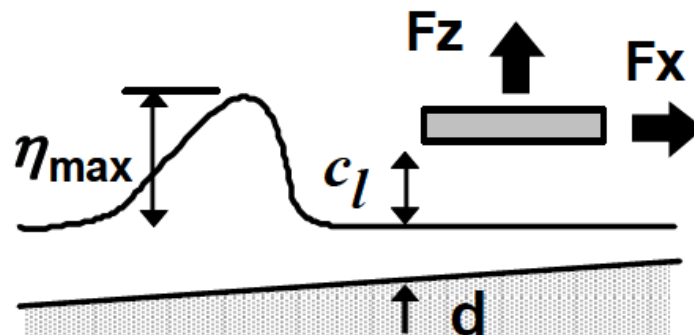


Figura 4-13 - Onda de impacto e forças verticais e horizontais (Araki & Deguchi, 2012)

Quanto à sua forma de interação com a estrutura, e integrando as terminologias portuguesa e inglesa, as forças podem ser de sustentação ou *uplift*, de galgamento ou *overtopping*, de esmagamento horizontal ou *slamming*. As Figura 4-14 e 4-15 apresentam, esquematicamente, a forma de incidência das forças mencionadas.

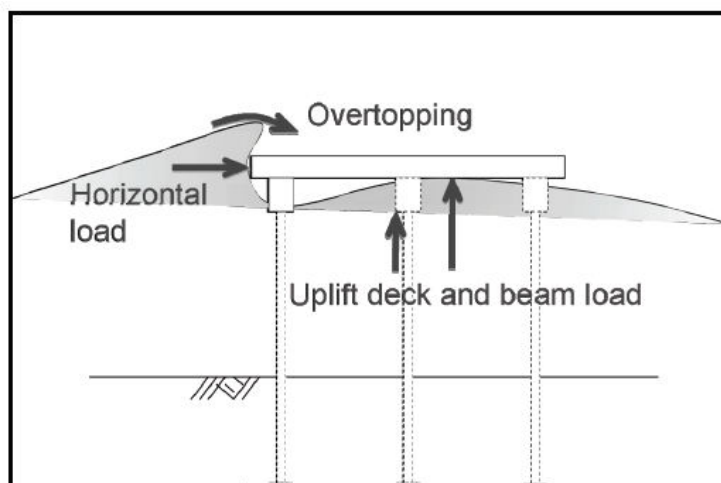


Figura 4-14 - Wave-in-deck loads (Lamberti, 2011)

De forma mais particular, e de acordo com (Sheppard & Marin, 2009) e (Marin, 2010), as forças mencionadas podem ainda ser divididas, de acordo com a componente horizontal, em força de arrasto (F_{dx}), força de inércia (F_{ix}) e força de esmagamento (F_{sx}), e de acordo com a componente vertical em força de arrasto (F_{dz}), força de inércia (F_{iz}), força de impulsão (F_{bz}) e força de esmagamento (F_{sz}).

A força de impulsão é a mais simples das forças quase-estáticas apresentadas e está relacionada com o princípio de Arquimedes que define que, qualquer corpo, total ou parcialmente imerso, sofre um impulso, de baixo para cima, igual ao peso do volume de fluido por si deslocado (Quintela, 1981). Para uma onda de elevação superior à cota da laje, a impulsão, em determinado ponto de análise irá variar no tempo com a passagem de uma sucessão de cristas e de cavas.

Por sua vez, as forças de inércia e de arrasto estão relacionadas com a interação entre um fluido que se desloca a uma velocidade diferente de zero e um objeto que se encontra estático (Quintela, 1981).

A força de arrasto ou de resistência é composta por dois termos: a componente de fricção, que é paralela à superfície do objeto estático, resulta da interação com esta e depende da área molhada; e a componente de pressão, que é perpendicular à face do elemento e depende da sua forma e dimensão.

Por sua vez, a força de inércia, ou força de sustentação, é perpendicular à direção de propagação da onda e resulta da diferença de pressão, originada pela diferença de velocidades, entre topo e base da plataforma, originada pela aceleração. A predominância da força de

inércia sobre a força de arrasto, ou vice-versa, está dependente da orientação considerada. Para o caso das forças verticais em lajes, a força de inércia é dominante sobre a de arrasto enquanto para o caso de forças horizontais, a predominância de uma sobre outra está dependente de parâmetros como a espessura da laje (Marin, 2010).

Finalmente, a força de esmagamento está relacionada com o primeiro impacto entre a onda e a estrutura, com a súbita desaceleração dessa massa de fluido, e a conseqüente transferência de energia entre onda e laje ou elemento estrutural (McConnell *et al.* 2004).

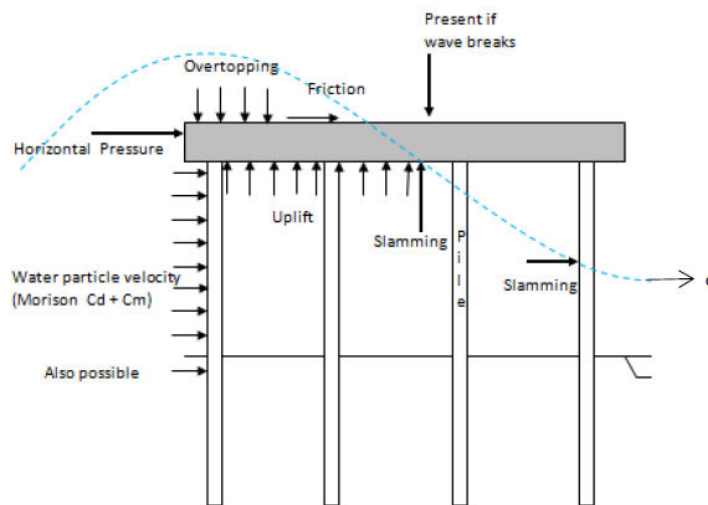


Figura 4-15 - Wave-in-deck loads pormenorizadas (Bron, 2013)

4.3.6.1 Forças verticais

Em zonas desabrigadas, sujeitas a ondas de grande altura, tem-se verificado a destruição, total ou parcial, de diversas estruturas do tipo *jetty* e várias pontes costeiras. Analisando a forma de rotura dessas estruturas chegou-se à conclusão que as forças ascendentes, de *uplift*, têm uma grande preponderância nessa destruição tornando-se, portanto, um fator essencial a ter em conta no dimensionamento deste tipo de estruturas (Meng *et al.* 2011, Bhat, 1994).

O processo de impacto de uma onda com a face inferior de uma laje foi amplamente discutido e estudado por diversos autores, ao longo dos tempos, com recurso a ensaios de modelo físico, onde se destacam os trabalhos realizados, entre outros, por El Ghamry (1963) e French (1969). Através dos respetivos trabalhos foi identificada a existência de uma série temporal característica que traduz o processo de impacto de uma onda com a face inferior de uma estrutura e a resposta da estrutura a esse impacto.

A referida série temporal, Figura 4-16, foi tida como sendo caracteristicamente formada por uma componente de pressões de curta duração e grande intensidade, designada de impulsiva, no primeiro contacto onda-estrutura, e por duas componentes, positiva e negativa, designadas de quase-estáticas, de duração semelhante ao período da onda incidente. A componente impulsiva do impacto é composta pela força de esmagamento vertical (F_{sz}), enquanto a componente quase-estática é constituída pelas forças de impulsão (F_{bz}), de inércia (F_{iz}) e arrasto (F_{dz}) (Marin, 2010).

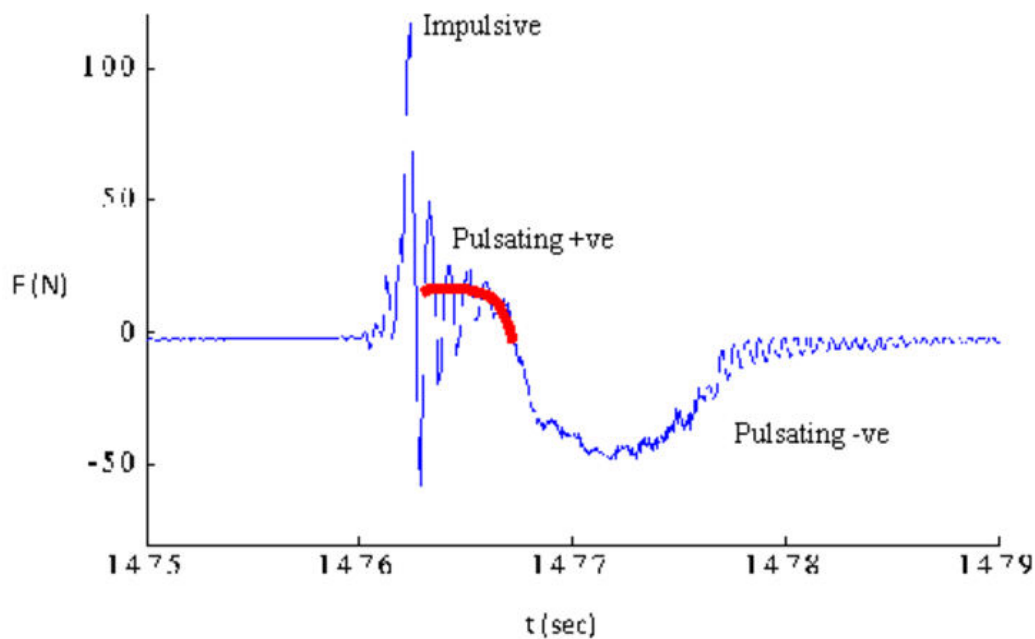


Figura 4-16 - Série temporal do impacto onda-estrutura (Lamberti, 2011)

De acordo com McConnell *et al.* (2004), qualquer membro que esteja imerso ou exposto à passagem de uma massa líquida irá estar sujeito a uma força hidrostática ascensional assim como a uma força de *uplift* de cariz dinâmico resultante de ondas com cristas superiores à cota da estrutura. As forças de *uplift* na plataforma da estrutura podem ser consideradas em três fases, Figura 4-17.

Num primeiro instante (t_2), ocorre o contacto entre a crista da onda e a face inferior da plataforma da estrutura que provoca uma transferência, abrupta, de quantidade de movimento entre a água e a estrutura com a geração de uma pressão, impulsiva, caracterizada por uma grande magnitude e por um curto período de incidência (Cuomo *et al.* 2007).

Esta componente impulsiva é frequentemente analisada sob o ponto de vista dinâmico e está mais relacionada com a rotura de elementos individuais, ou dos seus materiais, devido a fadiga e cedência, tendo em conta a sua pequena área de incidência (French, 1969). Experiências levadas a cabo demonstraram que estas pressões apresentam uma grande variabilidade existindo alguma dificuldade em definir apropriadamente a sua intensidade e duração (Cuomo *et al.* 2009).

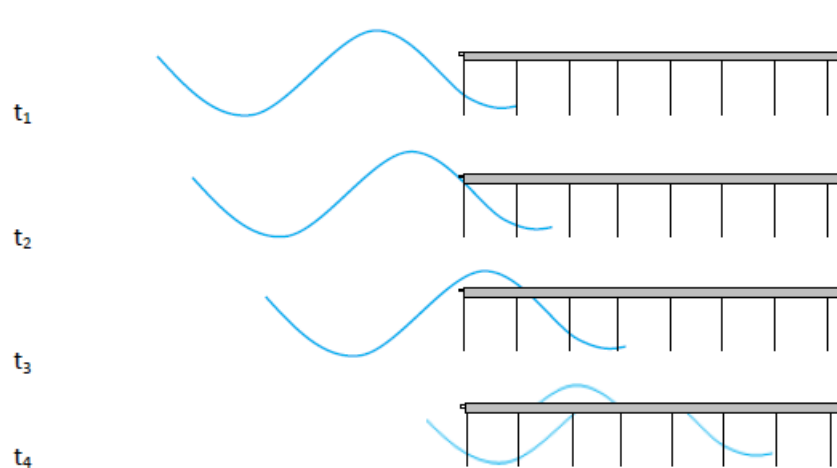


Figura 4-17 - Evolução do processo de impacto onda-estrutura (Bron, 2013)

Num segundo instante (t_3), à medida que a onda se propaga sob a plataforma, entrando progressivamente em maior contacto com esta, verifica-se a ocorrência de jatos de água, na frente da onda, até que o nível de água nas imediações da estrutura se eleve sobre a plataforma. A diferença de cotas entre o fluido sob a plataforma e aquele que se encontra ao seu lado inicia a geração de forças, lentamente variadas, positivas, de origem pulsante e duração igual ao período da onda, que pressionam a face inferior da plataforma de forma ascendente (McConnell *et al.* 2004).

De acordo com Tirindelli *et al.* (2003) a distribuição, desta força positiva, sob a plataforma depende da presença de obstáculos sob ela. No caso dos referidos existirem, as pressões não diferem entre elementos exteriores e interiores da plataforma. Alguns estudos revelam que estas pressões são condicionadas pela altura da onda incidente e pela folga existente entre a face inferior da plataforma e o nível do mar.

Finalmente, num terceiro instante (t_4), à medida que a superfície livre da onda, não perturbada, que ocorre nas imediações da estrutura, se movimentava para uma cota inferior ao do nível da plataforma, a onda sob a estrutura move-se, em concordância, descendentemente,

reduzindo a área de contacto entre a crista da onda perturbada e a face inferior da plataforma. Esta redução, da área de contacto, dá origem a forças pulsantes, lentamente variadas, de sucção e de sinal negativo que puxam a estrutura de forma descendente.

Na sua generalidade, as forças de sucção apresentam uma magnitude inferior às suas congéneres positivas. No entanto, nos casos em que se verifique uma inundação da plataforma da estrutura, a ação gerada pela massa de água sobre ela, somadas às forças de sucção, podem gerar forças negativas de magnitude idêntica às forças positivas. Refere-se ainda, que o fenómeno de sucção é maioritariamente influenciado pela largura da plataforma, pela folga existente e pela altura de onda incidente (Tirindelli *et al.* 2003).

Finalmente, menciona-se ainda que nos casos em que se verifiquem ondas de dimensões elevadas na proximidade da estrutura, esta pode ser inundada por ondas que rebentam sobre a sua laje e que, devido às suas características, podem originar forças impulsivas, de sentido descendente e de grande magnitude, de difícil quantificação.

4.3.6.2 Forças horizontais

As forças horizontais podem ser distinguidas em ações sobre a plataforma, sobre as estacas da estrutura ou sobre outros elementos esbeltos existentes sob a estrutura, como vigas ou tubagens para o transporte de líquidos entre terra e o mar.

As estacas das estruturas de tipo *jetty*, assim como as estacas das plataformas *offshore*, podem ser classificadas de acordo com a sua dimensão, em pequeno diâmetro, no caso da relação diâmetro/comprimento de onda ser inferior a 0.2 ou em grande diâmetro, no caso de essa relação ser superior a 0.2. A classificação das estacas em grande diâmetro e pequeno diâmetro está relacionada com a interferência que estes têm na massa líquida incidente, dando ou não, respetivamente, azo à ocorrência de fenómenos de difração importantes (McConnell *et al.* 2004).

As estacas como elementos cilíndricos ou paralelepípedicos imersos na água estão sujeitos às forças quase-estáticas de inércia e de arrasto (Morison *et al.* 1950), às quais se adiciona uma componente de impacto decorrente do primeiro contacto entre a onda e o elemento. Esta componente pode ser de origem impulsiva de curta duração, quando ocorre a rebentação de uma onda sobre a estaca (Irschik *et al.* 2004).

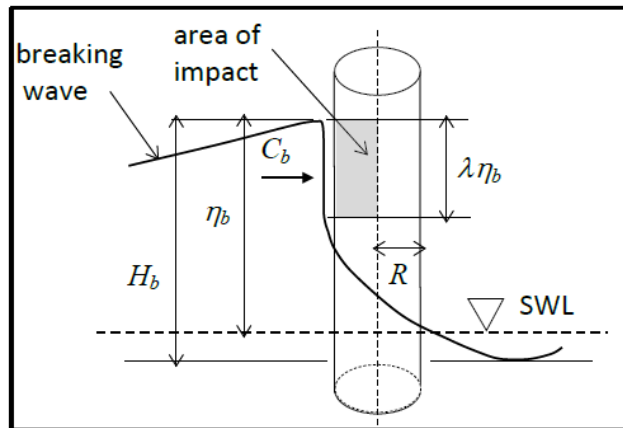


Figura 4-18 - Forças em estacas verticais (Arntsen & Gudmestad, 2014)

Por sua vez, as forças horizontais, originadas pelas ondas, na face frontal da plataforma, perpendicular à direção de propagação da onda, têm contribuições das componentes de impacto, inércia e arrasto (DNV, 2010). A componente de impacto está relacionada com o primeiro contacto entre a estrutura e a onda e tem alguma semelhança ao que se verifica no impacto contra uma parede vertical. A inclinação da onda controla dois fenómenos na interação entre a parede vertical e a onda: a taxa à qual a quantidade de movimento da onda é transferida para a parede e a taxa à qual o ar abandona o espaço entre a parede e a onda (Marin, 2010).

Para ondas menos inclinadas ocorre uma transferência de quantidade de movimento mais moderada, para além não ocorrer o aprisionamento de ar entre a crista da onda e a estrutura. Neste caso, o contacto entre a onda a estrutura gera uma pressão positiva, inicial, de magnitude relativamente reduzida, associada à força de impacto ou esmagamento, seguida de uma componente de magnitude semelhante relacionada com as forças de inércia e de arrasto. Por as magnitudes das forças de impacto e inércia/arrasto apresentarem ordens de grandeza semelhantes e a duração de solicitação ser superior ao período de oscilação natural da estrutura, considera-se que a onda apresenta um perfil de solicitação do tipo quase-estático, (Kisacik, 2012), tal como apresentado na Figura 4-19 a).

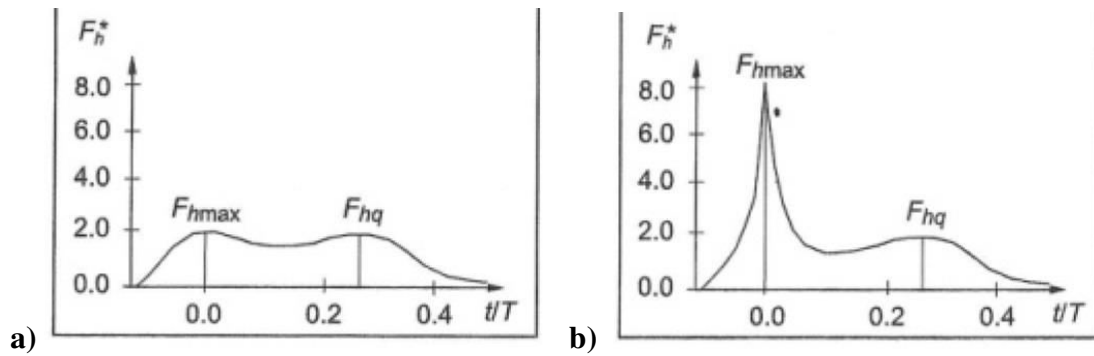


Figura 4-19 - Série temporal de a) uma onda não rebentada e b) uma onda de rebentação (Kisacik, 2011)

No entanto, à medida que as ondas se vão aproximando da costa e se vão progressivamente instabilizando, pode ocorrer a rebentação da onda diretamente na face frontal da laje. Neste caso, a onda apresenta-se com uma inclinação elevada, podendo mesmo apresentar-se paralela à face da estrutura o que pode originar a criação de uma bolsa de ar entre a plataforma e a onda. Este facto origina, no impacto, para além da componente quase-estática, uma componente dinâmica, Figura 4-19 b), de curta duração e grande intensidade, característica deste tipo de ondas (Sorensen, 2006).

Ainda assim, não obstante do disposto anteriormente, Cuomo *et al.* (2007) refere que a força de impacto horizontal, na face frontal da plataforma, apresenta magnitudes inferiores à componente vertical, no mesmo local, e que a série temporal apresenta essencialmente componentes quase-estáticas positivas (Figura 4-20). Tal situação pode estar relacionada com a, relativa, pouca espessura das lajes, quando comparada com a altura de onda, deste tipo de estruturas e com a possibilidade que o ar tem de escapar sob ela.

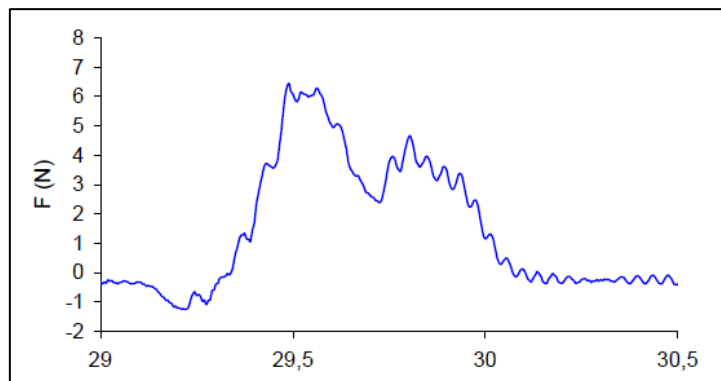


Figura 4-20 - Série temporal típica em jetties (Tirindelli *et al.* 2003)

Finalmente, os elementos existentes sob a plataforma estão sujeitos, igualmente, às forças de inércia, arrasto e impacto na direção horizontal, já previamente mencionadas. De acordo com Cuomo *et al.* (2007), as interações entre as ondas e os elementos existentes sob a plataforma são complexas, podendo ocorrer o aprisionamento de cristas de ondas e de ar entre a laje e as estacas, potencialmente causadoras de forças impulsivas relevantes.

5 Métodos de Cálculo das Forças em *Jetties*

Ao longo dos anos, a comunidade científica mundial procurou apresentar métodos de previsão capazes de satisfatoriamente caracterizarem as ações induzidas pelas ondas em estruturas diretamente expostas à ação das ondas incidentes como os *jetties*, as plataformas *offshore* e as pontes em zonas costeiras. No entanto, apesar dos esforços levados a cabo, os métodos atualmente existentes, excluindo os métodos de fluidomecânica computacional, para a determinação das forças nas estruturas de acostagem do tipo *jetty*, especialmente as verticais, estão envoltos em muitas incertezas. Ainda assim, foram propostos ao longo dos tempos, por diversos autores, métodos sustentados em ensaios de modelo físico que permitem, com razoável segurança, obter aproximações para forças em jogo e proceder, assim, ao dimensionamento estrutural do *jetty*.

Pela similitude estrutural e pela problemática semelhante em *jetties*, pontes costeiras e plataformas *offshore*, serão apresentados, em seguida, alguns dos métodos existentes para o seu dimensionamento e que serão posteriormente utilizados na avaliação de uma hipotética plataforma do tipo *jetty*.

Os referidos métodos podem considerar-se empíricos ou semi-empíricos. Os métodos empíricos baseiam-se na realização de ensaios de modelo físico e na determinação de equações e de coeficientes para se adaptarem aos resultados que serão representativos de um determinado fenómeno. Por sua vez, os métodos semi-empíricos baseiam-se, igualmente, em ensaios de modelo físico, mas apenas para validar expressões previamente definidas.

Os métodos que serão apresentados são os propostos por Kaplan *et al.* (1995), API (2002), McConnell *et al.* (2004), Douglass *et al.* (2006) e Cuomo *et al.* (2007). Os dois primeiros são métodos semi-empíricos cinemáticos, uma vez que requerem a determinação da cinemática das ondas, nomeadamente de velocidades e acelerações, enquanto os restantes são métodos empíricos que não necessitam de tais parâmetros (métodos hidrostáticos).

5.1 Kaplan *et al.* (1995)

Kaplan (1992) apresenta uma abordagem teórica para a evolução temporal das forças de impacto das ondas nas plataformas de estruturas *offshore*, podendo ser, igualmente, aplicada a estruturas do tipo *jetty*. Nesse trabalho, o autor concentra-se nas forças de impacto em cilindros circulares verticais e nas forças verticais em lajes planas. Por sua vez, Kaplan *et al.*

(1995) estenderam a teoria apresentada em Kaplan (1992), adaptando-a, igualmente, para a determinação, entre outras grandezas, de forças horizontais nos elementos transversais da plataforma. O modelo teórico foi apresentado e comparado com informação proveniente de ensaios físicos para aferir a sua adequabilidade.

O modelo proposto pelos autores é, sumariamente, descrito como a soma de forças de inércia (alteração de quantidade de movimento) e de forças de arrasto nos elementos a calcular. O termo de arrasto, da força vertical incidente (F_v), é determinado de forma idêntica ao preconizado por Morison *et al.* (1950), enquanto o termo de inércia da força é apurado derivando, em ordem ao tempo (t), o produto da massa tridimensional adicionada, pela velocidade vertical. A fórmula condensada da força vertical incidente é dada pela expressão 49, onde M_3 é a massa tridimensional adicionada na superfície livre, w é a velocidade vertical das partículas de água na face inferior da plataforma, l é o comprimento molhado da plataforma, b a sua largura, ρ a densidade da água e C_d o coeficiente de arrasto.

$$F_z = \frac{\partial}{\partial t} (M_3 w) + \frac{\rho}{2} b l C_d w |w| \quad (49)$$

A componente de massa adicionada, M_3 , é um parâmetro dependente do tempo e da evolução da onda ao longo da plataforma e pretende traduzir a variação de contacto entre a onda e a plataforma, ou elemento calculado, e a correspondente variação de quantidade de movimento. A fórmula de cálculo da massa tridimensional adicionada, utilizada pelos autores foi derivada de Payne (1981) na sua generalização para plataformas pouco espessas é apresentada na expressão 50.

$$M_3 = \rho \frac{\pi}{8} b \frac{l^2}{\left[1 + \left(\frac{l}{b}\right)^2\right]^{1/2}} \quad (50)$$

A formulação para a determinação da força vertical incidente é apresentada na expressão 51, onde l representa o comprimento molhado horizontal, dl/dt a taxa de mudança do comprimento molhado e \dot{w} a aceleração vertical das partículas no centro geométrico na região molhada a ser considerada. O termo dl/dt pode ser representado pela celeridade da onda incidente enquanto a mesma se movimenta ao longo do comprimento da plataforma horizontal.

$$F_z = \rho \frac{\pi}{8} b \frac{l^2}{\left[1 + \left(\frac{l}{b}\right)^2\right]^{1/2}} \dot{w} + \rho \frac{\pi}{4} bl \frac{dl}{dt} \frac{1 + \frac{1}{2} \left(\frac{l}{b}\right)^2}{\left[1 + \left(\frac{l}{b}\right)^2\right]^{1/2}} w + \frac{\rho}{2} bl C_d w |w| \quad \text{Kaplan (1995)} \quad (51)$$

A primeira parcela da expressão 51 varia com a evolução das dimensões molhadas da plataforma e com a aceleração vertical das partículas no centro geométrico da referida área molhada, podendo variar entre negativo e positivo consoante o valor dessa mesma aceleração.

Por sua vez, a segunda componente, só assume valores superiores ou iguais a zero. Nos instantes em que a velocidade vertical das partículas for inferior a zero e/ou a variação do comprimento molhado seja inferior ou igual a zero, a parcela assume o valor zero. Para os restantes casos esta componente assume valores positivos.

Por fim, a terceira parcela da expressão está maioritariamente dependente da velocidade das partículas da onda e do sinal que estas apresentam assim como a área molhada na referida direção.

Por sua vez, a expressão para a força total horizontal (F_h), à semelhança do verificado para o caso vertical, também apresenta uma componente de inércia e uma componente de arrasto. A fórmula para o cálculo da massa adicionada lateral da face vertical é dada pela expressão 52, onde c é o comprimento vertical molhado daquela superfície e ρ a densidade da água.

$$m_2 = \frac{2}{\pi} \rho c^2 \quad (52)$$

Pelo facto de o comprimento vertical molhado ser muito inferior ao comprimento horizontal da plataforma, a expressão 52 passa a 53 em que L_{plat} é o comprimento horizontal da face vertical.

$$m_2 = \frac{2}{\pi} \rho c^2 L_{plat} \quad (53)$$

Tendo em conta os princípios já referidos, a força total horizontal numa plataforma assume a expressão apresentada em 54 onde u , a velocidade das partículas na direção de cálculo, c , o comprimento vertical molhado e \dot{u} , a aceleração das partículas na direção horizontal, a cada instante. Por sua vez, o parâmetro dc/dt é taxa de variação da altura vertical molhada da plataforma

$$F_x = \frac{2}{\pi} \rho c^2 L_{plat} \dot{u} + \frac{\rho}{2} C_d L_{plat} u |u| + \frac{4}{\pi} \rho c \frac{dc}{dt} u L_{plat} \quad \text{Kaplan (1995)} \quad (54)$$

No caso das forças horizontais, a primeira parcela da expressão 55 depende exclusivamente do comprimento da plataforma e da aceleração horizontal das partículas que variam entre positivo e negativo ao longo da passagem da onda sobre a plataforma. Por sua vez, o segundo termo consiste na componente de inércia que varia, igualmente, entre positivo e negativo consoante a passagem da onda. Por fim, o terceiro termo da expressão assume o valor de zero assim que a elevação da onda atinge o seu máximo sobre a plataforma, tornando a variação da altura molhada nula.

Refere-se no entanto, que este modelo de cálculo apresenta algumas limitações na sua aplicação ao caso dos *jetties*, desde logo pelas diferenças existentes entre as condições das ondas ao largo, onde as plataformas *offshore* são usualmente construídas, e as condições em águas intermédias ou pouco profundas, onde os primeiros são usualmente edificados. Para mais, estas expressões apenas concebem a determinação das forças para ondas que se apresentem perante a plataforma num ângulo perpendicular a esta, o que apesar de corresponder às condições teoricamente mais gravosas para a estrutura, retiram, no entanto, versatilidade a este método. Este modelo também pressupõe que a estrutura apresenta uma espessura negligenciável, de tal forma que o efeito da impulsão não é incluído na sua formulação, o que pode não ser uma assunção razoável. Por fim, é também considerado que as ondas são de tal forma longas quando comparadas com as dimensões da estrutura que esta não altera a cinemática da primeira no seu interior.

5.2 American Petroleum Institute (2002)

A *American Petroleum Institute* (API), entidade responsável pela publicação de normalização que serve de base ao dimensionamento de plataformas petrolíferas nos Estados Unidos da América, apresenta na sua norma (API, Rp 2A-WSD) um método simplificado para a determinação das forças horizontal e vertical máximas numa plataforma *offshore* e que pode ser extrapolada para a sua utilização em *jetties*.

O presente método pode-se considerar um método de arrasto uma vez que, tanto na direção horizontal como na vertical, somente a força de arrasto está presente, negligenciando-se as forças de inércia que estão presentes noutros métodos cinemáticos. Este método também se

pode considerar como um método global, uma vez que considera a estrutura como um todo, negligenciando a existência de elementos suspensos, como vigas, e calcula as forças máximas com base nesse princípio. A estrutura é encarada como se de um paralelepípedo se tratasse, Figura 5-1.

Para a aplicação deste método é necessário determinar a elevação máxima da onda em relação à plataforma, para ser possível determinar a área molhada nas direções horizontal e vertical, partindo do princípio que este método é bidimensional, e as velocidades máximas das partículas nas referidas direções. A determinação da velocidade vertical da onda, w , é realizada na superfície livre ponto de contato inicial entre esta e a plataforma da estrutura. Por seu turno, a velocidade horizontal, u , é determinada na crista da onda ou no ponto mais alto da área molhada, consoante o que se apresentar a uma cota inferior.

No que toca à determinação da área molhada pode ser necessário projetar as áreas de acordo com as direções X e Y e de acordo com o ângulo de incidência da onda, Figura 5-1. A referida projeção é feita pela expressão 55, onde A , corresponde à área pretendida, θ_w , é o ângulo de incidência e A_x e A_y são as áreas nas respetivas direções.

$$A = A_x \cos \theta_w + A_y \sin \theta_w \quad (55)$$

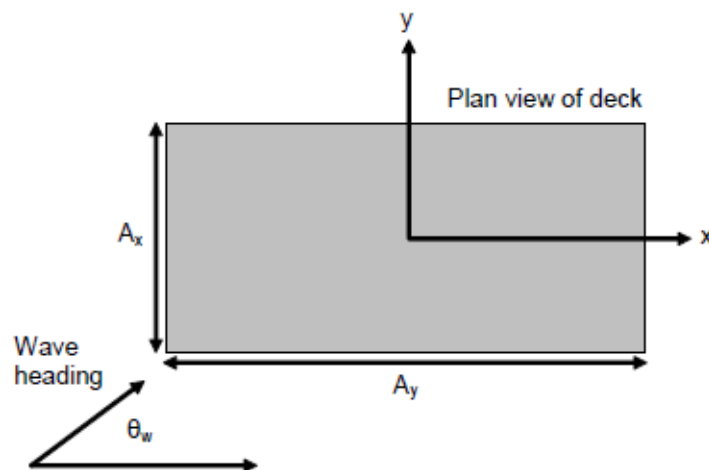


Figura 5-1 - Projeção das áreas de acordo com o ângulo de incidência (DNV, 2010)

A fórmula para a determinação da força horizontal é dada pela expressão 56:

$$F_h = 0.5\rho C_h u^2 A \quad \text{API (2002)} \quad (56)$$

O fator C_h corresponde ao fator de arrasto na direção horizontal e de acordo com esta publicação depende do ângulo de ataque da onda à plataforma. O fator mencionado pode variar entre 2.5, para ondas perfeitamente perpendiculares à plataforma, e 1.9, para ondas que se apresentem com ângulo de 45°. A referida publicação não se pronuncia sobre a possibilidade de se interpolarem valores para ângulos de incidência diferentes dos mencionados.

Finalmente, refere-se que o presente método para a determinação de forças horizontais deve ser utilizado com especial reserva nos casos em que a plataforma apresente partes suspensas, uma vez que nesses casos a força horizontal pode ser substancialmente superior por aprisionamento da água. Para esses casos, como a existência de vigas, API (2002) recomenda a aplicação de um coeficiente, C_h , de 3.5.

A determinação da força vertical, como já foi referido, é feita através da determinação da velocidade vertical máxima no ponto em que a onda entra em contato com a estrutura e através da determinação da máxima área correspondente ao instante em que o comprimento molhado é máximo, Figura 5-2. O método de cálculo desta força foi concebido para plataformas de geometria semelhante a uma caixa, pelo que a existência de partes suspensas poderá produzir resultados desfasados da realidade.

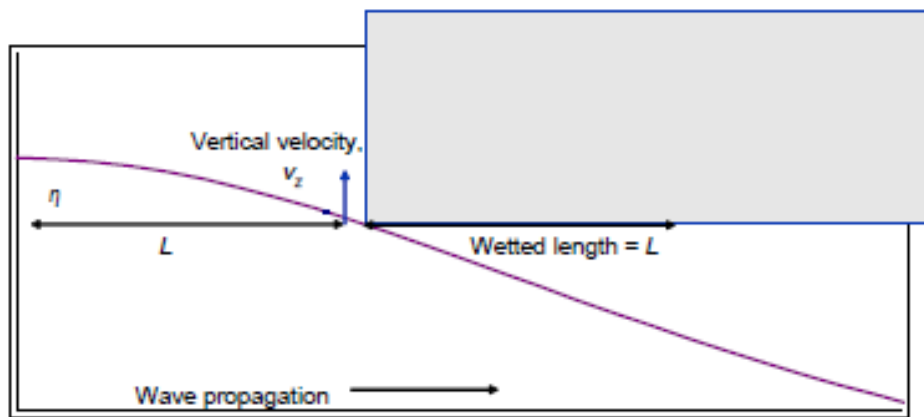


Figura 5-2 - Método de determinação do comprimento molhado (DNV, 2010)

A determinação da força vertical máxima na plataforma é feita através da expressão 57.

$$F_v = 0.5\rho C_v w^2 A \quad \text{API (2002)} \quad (57)$$

O coeficiente de arrasto de acordo com a direção vertical, à semelhança daquilo que sucede na direção horizontal, varia consoante o ângulo de ataque da onda entre 5 para uma onda que se apresente perpendicular à plataforma e 10 para uma onda que se apresente com um ângulo de 45°. De acordo com a publicação, a força vertical deve ser distribuída uniformemente sob a área molhada da estrutura. No entanto, este método apresenta uma grande limitação, que passa pela não consideração das forças negativas que, comprovadamente, se verificam na passagem de uma onda e que se forem de intensidade elevada podem levar à ocorrência de danos em algumas secções da plataforma.

5.3 McConnell *et al.* (2004)

McConnell *et al.* (2004) apresenta as conclusões resultantes dos ensaios de modelo físico, num canal artificial, levados a cabo para a medição das forças, originadas por ondas de elevação superior à folga entre a plataforma e o nível médio do mar, na plataforma e nas vigas de uma estrutura do tipo *jetty*. Os ensaios foram realizados tendo por base um modelo construído à escala 1:25, com dimensões aproximadas às de um *jetty* corrente, e tendo em conta três configurações distintas de plataforma com o intuito de simular condições distintas e perceber melhor a influência, de elementos sob a plataforma, nas forças sentidas por este.

A configuração 1 foi constituída por uma plataforma com vigas na sua face inferior, a configuração 2 por uma plataforma “lisa” sem quaisquer elementos na sua face inferior e a configuração 3 por uma configuração semelhante à primeira, diferindo desta pela existência de painéis laterais com o propósito de limitar os efeitos tridimensionais do escoamento no impacto com a estrutura. As distintas configurações foram testadas para diferentes condições de período, altura de onda e para uma profundidade constante e as forças medidas, através de transdutores, em diversos pontos estratégicos. As forças medidas foram apresentadas sob a forma adimensional com o intuito de ser possível extrapolá-las para diferentes condições de onda e dimensões de plataformas e vigas.

A partir dos ensaios realizados e das conclusões obtidas resultou uma proposta para a determinação das forças das ondas sobre uma estrutura do tipo *jetty* elevada sobre a superfície da água. A formulação proposta pressupõe uma abordagem hidrostática, no momento de impacto onda/estrutura, em que a pressão varia linearmente entre o ponto mais elevado da onda considerada, η_{max} , e a superfície do mar, SWL, como se apresenta na Figura 5-3.

A pressão p_1 é calculada através da expressão 58 enquanto a pressão p_2 é calculada através da expressão 59, em que b_h é a espessura do elemento calculado, C_l é a folga entre o elemento e a superfície da água, ρ é a densidade da água e g é a aceleração da gravidade.

$$p_1 = [\eta_{max} - (b_h + C_l)] \cdot \rho g \quad (58)$$

$$p_2 = [\eta_{max} - C_l] \cdot \rho g \quad (59)$$

A determinação das forças através desta formulação prevê a determinação, prévia, de uma força base vertical, F_v^* , e de uma força base horizontal, F_h^* , que servem de ponto de partida para os restantes cálculos.

A força vertical de referência, F_v^* , apresentada na Figura 5-3, é determinada multiplicando a pressão abaixo do elemento que se pretende calcular, p_2 , pela sua área, projetada no plano horizontal. Esta formulação é distinta das demais, uma vez que procura avaliar, individualmente, as forças em cada elemento individual da estrutura, procedendo-se posteriormente à soma dessas componentes para aferir a resistência global da referida. A expressão 60 apresenta a formulação de cálculo da força vertical de referência, F_v^* , onde b_l é o comprimento da estrutura e b_w a sua largura.

$$F_v^* = \int b_w \int b_l p_2 \cdot dA \cong b_w b_l p_2 \quad \text{Força vertical de referência} \quad (60)$$

Por sua vez, a força horizontal de referência, F_h^* , apresentada na Figura 5-3, é determinada multiplicando a pressão na face vertical do elemento pela sua área no plano vertical. Para o cálculo desta componente existem duas expressões possíveis de serem utilizadas e que variam consoante a elevação máxima da onda, η_{max} , seja inferior à cota da face superior da plataforma/elemento ou superior a esta, respetivamente. A expressão 61 apresenta a formulação de cálculo da força horizontal de referência, F_h^* , para casos em que η_{max} é inferior, ou igual, à cota da face superior da estrutura e a expressão 62 para casos em que η_{max} seja superior a esta.

$$F_h^* = \int b_w \int_{c_l}^{\eta_{max}} p_{hyd} \cdot dA \cong b_w (\eta_{max} - c_l) \frac{p_2}{2} \quad \text{para} \quad \eta_{max} \leq c_l + b_h \quad (61)$$

$$F_h^* = \int b_w \int_{c_l}^{c_l+b_h} p_{hyd} \cdot dA \cong b_w b_h \frac{p_1 + p_2}{2} \quad \text{para} \quad \eta_{max} > c_l + b_h \quad (62)$$

Força Horizontal de referência

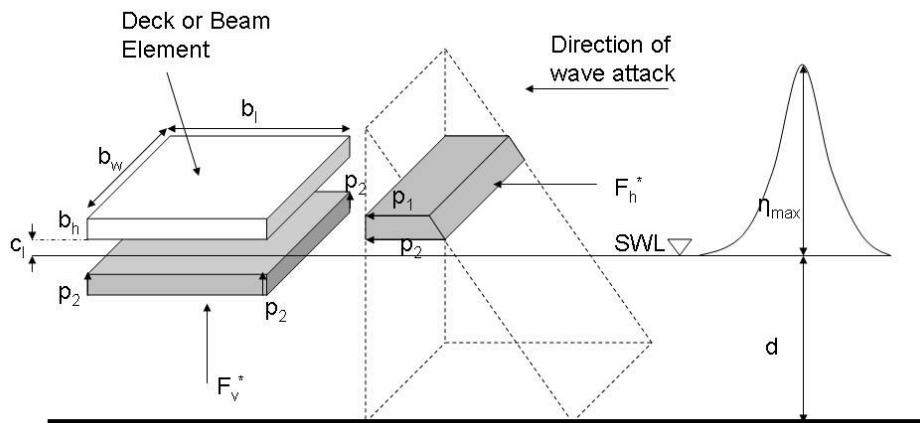


Figura 5-3 - Modelo da abordagem de cálculo (McConnell *et al.* 2004)

Na sequência dos ensaios de modelo físico os autores confirmaram a existência de uma série típica de solicitação, semelhante à apresentada na Figura 4-16, composta por duas componentes quase-estáticas, uma positiva e outra negativa, e por uma componente impulsiva. Como tal, e como já foi oportunamente referido, McConnell *et al.* (2004) procederam à representação adimensional das força medidas, quase-estáticas positivas (F_{qs+}) e negativas (F_{qs-}), verticais ($F_{qsv+/-}$) e horizontais ($F_{qsh+/-}$), através da divisão destas pelas forças base F_v^* ou F_h^* consoante, estejamos na presença de forças verticais ou horizontais, respetivamente.

As forças adimensionalizadas foram correlacionadas com o parâmetro, igualmente, adimensional, $(\eta_{max} - C_l)/H_s$ e determinadas retas de regressão que melhor se aproximassem dos resultados obtidos. Do referido processo surgiu a expressão 63 para a determinação das forças, quase-estáticas, incidentes num determinado elemento, em que H_s é a altura significativa da onda incidente e a e b constantes empíricas que variam consoante o tipo de força e o elemento no qual se pretende calcular e C_{sup} e C_{inf} o parâmetro corretivo que pretende refletir um dimensionamento mais ou menos conservativo da estrutura.

$$\frac{F_{qs}}{F^*} = \frac{a}{\left[\frac{\eta_{max}-C_l}{H}\right]^b} \times C \quad \text{Forças quase-estáticas incidentes} \quad (63)$$

Os parâmetros empíricos a , b , C_{sup} e C_{inf} a utilizar na expressão 64 apresentam-se na Tabela 5.

Tabela 5 - Coeficientes para aplicação da formulação (64) proposta por McConnell (Adaptado de: McConnell *et al.* 2004)

Tipo de força e elemento onde são calculados	a	b	C_{sup}	C_{inf}
Força verticais positivas (plataforma e viga externa)	0.82	0.61	1.5	0.5
Força verticais positivas (vigas internas)	0.84	0.66	1.4	0.5
Força verticais positivas (plataforma interna)	0.71	0.71	2.2	0.1
Forças verticais negativas (plataforma e viga externa)	-0.54	0.91	1.6	0.4
Forças verticais negativas (vigas internas)	-0.35	1.12	1.8	0.5
Forças verticais negativas (plataforma interna)	-0.80	0.34	1.4	0.65
Forças horizontais positivas (viga externa)	0.45	1.56	2	0.25
Forças horizontais positivas (viga interna)	0.72	2.30	1.8	-
Forças horizontais negativas (viga externa)	-0.20	1.09	2	0.15
Forças horizontais negativas (viga interna)	-0.14	2.82	3	-

Finalmente, McConnell *et al.* (2004), apresentam também uma formulação para o cálculo das forças impulsivas, F_{max} , que se apresenta na expressão 64 e onde a e b são coeficientes empíricos, t_r é o tempo que medeia o início do impacto onda-estrutura e a verificação da componente impulsiva da mesma e T_{med} consiste no período médio da onda incidente.

$$\frac{F_{max}}{F_{qs+}}; \frac{P_{max}}{P_{qs+}} = \frac{a}{\left(\frac{t_r}{T_{med}}\right)^b} \quad \text{Forças Impulsivas} \quad (64)$$

Os parâmetros empíricos a , b a utilizar na expressão 64 apresentam-se na Tabela 6 para limites moderado e superior.

Tabela 6 - Coeficientes a e b para aplicação da formulação (65) proposta por McConnell (Adaptado de: McConnell *et al.* 2004)

Elemento e Força	Limite moderado		Limite superior	
	a	b	a	b
Força de impacto vertical (plataforma interna e externa)	0.4	0.7	1.0	0.7
Força de impacto vertical (viga interna e externa)	0.5	0.9	1.0	0.9
Força de impacto horizontal (viga interna)	0.4	0.9	1.0	0.9
Força de impacto horizontal (viga externa)	1.0	0.9	1.5	0.9

Refere-se que este estudo levado a cabo por McConnell *et al.* (2004) não leva em linha de consideração o comprimento e o período da onda na solicitação. Por se considerar a ação uniforme ao longo da estrutura, o autor refere que o método proposto só é aplicável a estruturas muito mais pequenas do que a onda.

5.4 Douglass *et al.* (2006)

Douglass *et al.* (2006) abordam a questão das ações hidráulicas na plataforma de pontes em zonas desabrigadas e com aplicação possível ao caso das obras acostáveis e das pontes-cais.

O método de cálculo das cargas hidráulicas proposto por Douglass *et al.* (2006) é baseado na abordagem proposta por McConnell *et al.* (2004), mas, ao contrário desta, não se procede à separação da estrutura em diversos componentes, tratando-se de uma avaliação global da força das ondas, e sendo, portanto, uma abordagem de maior simplicidade na aplicação, Figura 5-4.

A força vertical de referência, F_v^* , da totalidade da ponte é determinada multiplicando a pressão sob a ponte pela sua área projetada no plano horizontal, A_v . A pressão é calculada através do produto do peso específico da água, γ , pela diferença entre a altura da crista incidente máxima e a elevação da face inferior da plataforma, ΔZ_v . A força vertical que se estima atingir a plataforma da estrutura, F_v é encontrada multiplicando a força vertical de referência por um coeficiente para uma carga variável, C_{v-va} . O previamente citado é apresentado nas expressões 65 e 66.

$$F_v^* = \gamma(\Delta Z_v)A_v \quad (65)$$

$$F_v = C_{v-va} F_v^* \quad (66)$$

Por sua vez a força horizontal de referência, F_h^* , que serve de base para o cálculo da força horizontal incidente, F_h , é calculada multiplicando a pressão na face vertical da estrutura pela área vertical da mesma, A_h . A pressão é determinada multiplicando o peso específico da água pela diferença entre a altura da crista máxima incidente e o centróide da face vertical da estrutura. Daí resulta que a força horizontal incidente estimada é determinada multiplicando a força horizontal de referência, F_h^* , por um coeficiente empírico relacionado com a variação de carga, C_{h-va} e por um coeficiente de redução, c_r , que leva em consideração o número, N de girders (viga mestra) que sustentam a plataforma da estrutura. O anteriormente descrito é expresso através das expressões 67 e 68, respetivamente.

$$F_h^* = \gamma(\Delta Z_h) A_h \quad (67)$$

$$F_h = [1 + c_r(N - 1)C_{h-va}F_h^*] \quad (68)$$

Refere-se que tanto o coeficiente C_{v-va} como o coeficiente C_{h-va} assumem um valor recomendado de 1, embora seja possível, para condições mais conservadoras, considerar o valor de 2 para ambos. A Figura 5-4 apresenta, esquematicamente, o modelo de cálculo das forças verticais e horizontais na plataforma.

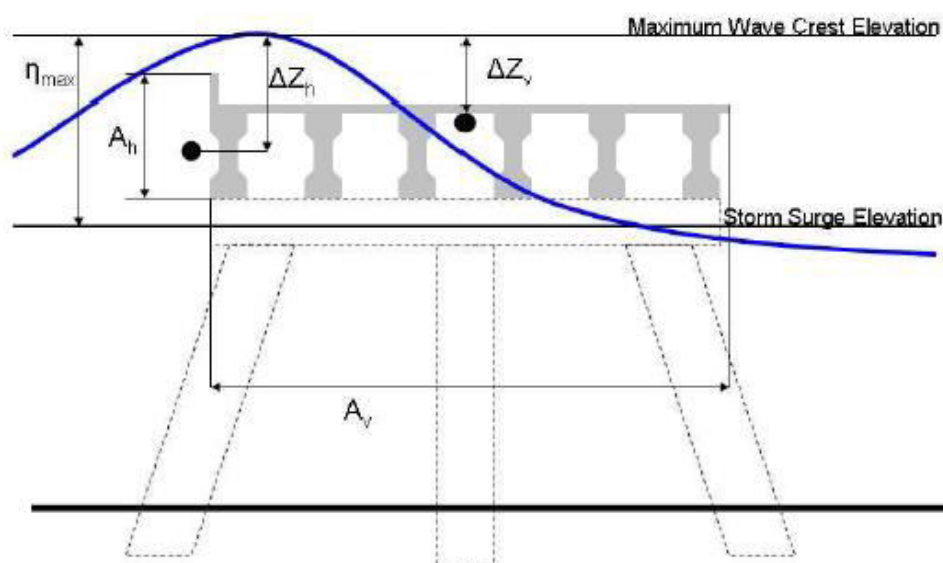


Figura 5-4 - Modelo de cálculo das forças horizontais e verticais (Douglass *et al.* 2006)

No entanto, as forças previamente mencionadas referem-se, somente, à componente quase-estática da solicitação, pelo que, para a determinação das forças de carácter impulsivo, o autor propõe um coeficiente, C_{v-imp} de 3 para a determinação das forças verticais impulsivas através da expressão 66 e um coeficiente C_{h-imp} de 6 para o cálculo das forças horizontais impulsivas através da expressão 68.

Refere-se, como nota final, que Douglass *et al.* (2006) não apresentam qualquer método de cálculo para determinar a componente negativa das forças quase-estáticas e que os respetivos métodos apresentados para as restantes forças são todos independentes do comprimento, período e cinemática das ondas incidentes.

5.5 Cuomo *et al.* (2007)

Cuomo *et al.* (2007) levaram a cabo testes, em modelo físico reduzido, à escala 1:25, com o intuito de estudar o comportamento físico das cargas hidráulicas em plataformas e vigas de *jetties*, e estruturas semelhantes, expostas à ação direta da agitação marítima. Para o efeito, foram medidas pressões e forças num *jetty* de secção $110 \times 100 \times 2 \text{ cm}^3$, sustentado por seis estacas com 5 cm de diâmetro.

O referido *jetty* foi testado de acordo com as configurações apresentadas em McConnell *et al.* (2004), para várias profundidades e para várias distâncias verticais entre a plataforma e o nível da água. A partir dos ensaios, os autores identificaram, à semelhança do verificado em McConnell *et al.* (2004), a existência de forças do tipo quase-estático e de esmagamento, do tipo impulsivo, no impacto entre a onda e a estrutura.

Os resultados obtidos foram filtrados com o recurso a uma decomposição por intermédio de onduletas com o intuito de considerar e separar os efeitos dinâmicos nos equipamentos de medição. A filtragem a partir das onduletas identificou os valores máximos medidos das forças quase-estáticas, positivas e negativas, e impulsivas positivas. A partir desses valores, foram determinadas as forças mencionadas de acordo com um nível de significância de 1/250, ou seja, foi determinada a média dos quatro maiores valores verificados em cada 1000 ondas analisadas.

As forças lentamente variadas, verticais e horizontais, foram, para efeitos de análise e de produção de relações de previsão, adimensionalizadas, através de um parâmetro com base na força de impulsão (pgH_sA) e correlacionadas com um parâmetro, igualmente adimensional,

$(\eta_{max}-C_l)/d$. Desta correlação foram produzidas retas de regressão de onde foi possível determinar coeficientes e expressões capazes de aproximar as forças medidas das forças previstas/calculadas.

A expressão 69 apresenta a formulação proposta para a determinação das forças quase-estáticas, positivas e negativas, em plataformas e outros elementos de *jetties*, enquanto a expressão 70 apresenta a formulação para a determinação das pressões, para semelhantes condições, onde $F_{qs1/250}$ é a força quase-estática (a um nível de significância de 1/250), $P_{qs1/250}$ é a pressão quase-estática (a um nível de significância de 1/250), η_{max} é a elevação máxima da crista de onda incidente, C_l é a folga existente entre a cota da superfície livre e a cota da plataforma ou elemento a calcular, d é a profundidade da água, enquanto a e b são parâmetros experimentais, determinados pelos autores, variáveis consoante o elemento onde se pretende calcular as forças e que constam da Tabela 7.

Tabela 7 - Coeficientes a e b para aplicação da formulação proposta por Cuomo *et al.* para determinar as forças quase-estáticas (Adaptado de Cuomo *et al.* 2007)

Parâmetro	Direção	Elemento	Posicionamento	Config.	Sentido	a	b
Pressão	Horiz.	Viga	Exterior	P	Positivo	1.19	0.43
Força	Horiz.	Viga	Interior	NP		0.56	0.75
Força	Vert.	Viga	Exterior	P		0.71	0.57
Força	Vert.	Viga	Interior	NP		1.36	0.46
Força	Vert.	Laje	Exterior	P		1.23	0.51
Força	Vert.	Laje	Interior	NP		1.57	0.73
Força	Horiz.	Viga	Exterior	P	Negativo	-0.56	-0.04
Força	Horiz.	Viga	Interior	NP		0	-0.22
Força	Vert.	Viga	Exterior	P		0	-0.49
Força	Vert.	Viga	Interior	NP		-0.23	-0.29
Força	Vert.	Laje	Exterior	P		0.00	-0.51
Força	Vert.	Laje	Interior	P		-0.08	-0.06

NP – No Panels (uma das configurações testadas e a utilizada nesta dissertação)

$$F^*_{qs1/250} = \frac{F_{qs1/250}}{\rho_w \cdot g \cdot H_s \cdot A} = a \cdot \left(\frac{\eta_{max} - C_l}{d} \right) + b \quad \text{Forças quase-estáticas} \quad (69)$$

$$P^*_{qs1/250} = \frac{P_{qs1/250}}{\rho_w \cdot g \cdot H_s \cdot A} = a \cdot \left(\frac{\eta_{max} - C_l}{d} \right) + b \quad \text{Pressões quase-estáticas} \quad (70)$$

No que concerne às forças de esmagamento, de cariz impulsivo, Cuomo *et al.* (2007), apresentam-nas, na perspetiva do seu cálculo, como tendo uma relação direta com as forças quase-estáticas positivas, podendo ser obtidas pela multiplicação das segundas por um coeficiente empírico. A expressão 71 apresenta a referida relação onde $F_{máx1/250}$ é o valor máximo verificado no processo de impacto de cada evento e a é um coeficiente empírico tabelado e apresentado na Tabela 8, embora este seja referente, somente, ao modelo testado, não sendo adequado extrapolar para outras configurações e outras dimensões.

$$F^*_{\max 1/250} = a \cdot F^*_{qs+1/250} \quad \text{Força de esmagamento (cariz impulsivo)} \quad (71)$$

Tabela 8 – Coeficiente a para aplicação da formulação proposta por Cuomo *et al.* para determinar as forças de esmagamento (Adaptado de: (Cuomo *et al.* 2007))

Parâmetro	Direção	Elemento	Posicionamento	Config.	a
Força	Horiz.	Viga	Exterior	Todas	2.45
Força	Horiz.	Viga	Interior	NP	3.35
Força	Vert.	Viga	Exterior	NP	2.28
Força	Vert.	Laje	Exterior	NP	2.22
Força	Vert.	Laje	Interior	NP	2.59
Força	Vert.	Laje	Interior	NP	2.29

NP – No Panels (uma das configurações testadas e a utilizada nesta dissertação)

6 Análise de Sensibilidade

Os métodos referidos no capítulo 5 pretendem estimar com algum nível de segurança as forças introduzidas pelas ondas no contato entre estas e a uma plataforma de uma estrutura *offshore*, *jetty* ou ponte costeira. Neste capítulo pretendem-se estabelecer algumas condições consideradas como representativas de um *jetty*, potencialmente localizado num ponto da costa portuguesa, e realizar uma análise de sensibilidade para cada uma das fórmulas existentes, assim como estabelecer um paralelismo entre elas que sustente a realização de uma análise.

Sendo assim, na secção 6.1, estabelecem-se as considerações iniciais da análise de sensibilidade realizada, nas secções 6.2.1 a 6.2.5, realiza-se uma análise individual de cada uma das formulações apresentadas para as diferentes condições estabelecidas e na secção 6.2.6 estabelece-se uma comparação entre as diferentes fórmulas para as diferentes condições estabelecidas.

6.1 Considerações iniciais

A realização de uma análise de sensibilidade em relação às expressões mencionadas implica, num primeiro momento, a definição de condições iniciais que permitam a resolução normal das referidas expressões como se de um problema de dimensionamento se tratasse e, num segundo momento, a variação desses parâmetros para obter uma conclusão em relação às expressões. As condições iniciais implicam a definição de uma geometria para a estrutura na qual a onda irá incidir, o estabelecimento das condições do nível de maré, da profundidade a que os fundos se encontram e a caracterização de período médio e altura de onda máxima característicos de um estado de agitação.

A geometria considerada para a análise de sensibilidade não levou em linha de consideração a existência de estacas entre a cota inferior da plataforma e a cota dos fundos, uma vez que o efeito destes nos cálculos preconizados é diminuto e por o cálculo das forças nos mesmos não são do âmbito desta dissertação, mas considerou a existência de vigas, transversais à direção de propagação da onda, com a capacidade de sustentação da plataforma.

A estrutura (Figura 6-1) é portanto composta por uma plataforma de 20 m de comprimento, sustentada por seis vigas igualmente espaçadas, de secção de 0.50 m de altura por 0.2 m de largura, e de comprimento igual a 5 m que é igual à largura total da plataforma.

O dimensionamento das vigas externas e internas levou em consideração a expressão 73, de pré-dimensionamento da altura destes elementos estruturais, onde L é o vão que a viga suporta, que para o caso é igual a 5 m. Por sua vez, foi considerada a largura destes elementos como 40% da referida altura.

As dimensões das vigas foram determinadas com o recurso à expressão 72 de pré-dimensionamento de vigas (Camara, 2014):

$$h = \frac{L}{10} \quad (72)$$

Por sua vez, a espessura, h , da plataforma foi determinada assumindo a expressão 73 de pré-dimensionamento de lajes simplesmente apoiadas, em que V_{max} é o máximo vão entre vigas que se verifica na plataforma, 4 m. Assim, a espessura da laje é de 0.16 m.

$$h = \frac{V_{max}}{25} \quad (73)$$

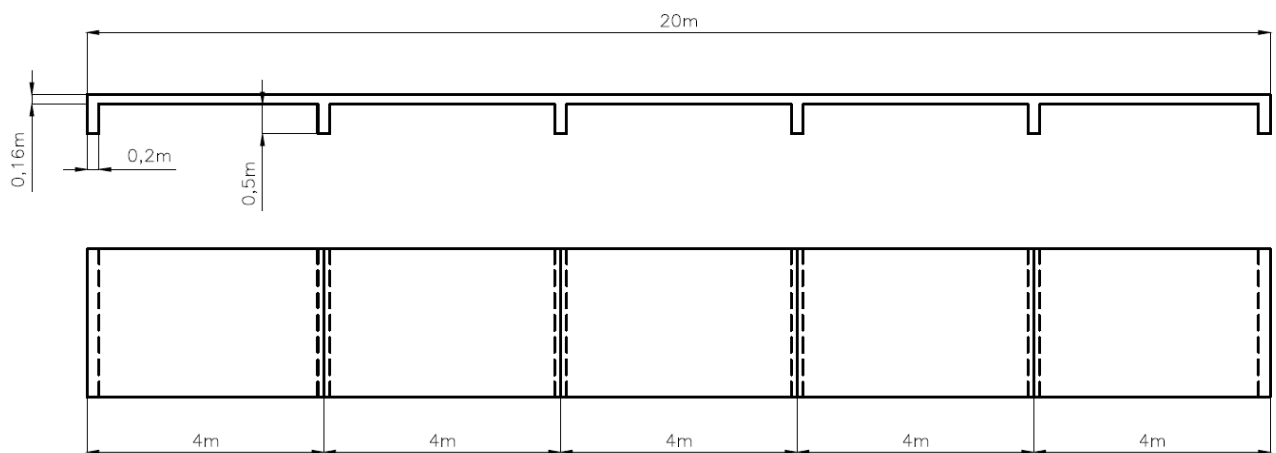


Figura 6-1 – Esquema representativo da estrutura considerada na análise

A face inferior da plataforma encontra-se localizada a +4.6 m (Z.H.) enquanto as vigas se encontram a 4.10 m (Z.H.).

Por sua vez, no que toca à profundidade, d , e por uma questão de limitação das expressões e de simplificação do problema, considera-se constante ao longo da largura e da extensão da plataforma. A cota batimétrica dos fundos varia entre os valores de referência de -10, -12 e -

15 m (Z.H.) por se considerar que são representativas daquilo que pode suceder na edificação de um *jetty* exposto à incidência das ondas.

No entanto, refere-se que a profundidade também irá variar com a variação do nível de maré que para o caso deste estudo terá os valores:

- Zero Hidrográfico;
- +1 m (Z.H.);
- +2 m (Z.H.);
- +3 m (Z.H.);
- +4 m (Z.H.);

Desta forma, soma-se ao valor absoluto da cota batimétrica do local, referida ao Z.H. o nível de maré, também referido ao Z.H. Na prática, isto significa que as profundidades para esta análise terão os valores resumidos na Tabela 9.

Tabela 9 - Profundidades efetivas estudadas

		SWL (m Z.H.)					d (m)
		0	1	2	3	4	
Cota batimétrica do fundo (m Z.H.)	- 10	10	11	12	13	15	
	- 12	12	13	14	15	16	
	- 15	15	16	17	18	19	

Analisando a Tabela 9, verifica-se que as profundidades utilizadas para o cálculo da cinemática das partículas das ondas irão variar entre 10 e 19 m.

Ao nível de maré, e tendo em conta que a cota da plataforma se irá manter inalterada ao longo da análise, surge associado outro parâmetro de grande relevância para análise das fórmulas, que consiste na folga, C_b , entre a plataforma e o nível de maré. Este parâmetro é aquele que juntamente com a elevação máxima da onda, define a existência ou não de ações na plataforma ou nas vigas.

No entanto, para a mesma estrutura, a folga irá variar consoante o método que estejamos a aplicar, uma vez que para uns existe uma separação clara, no cálculo, entre as vigas e a plataforma, enquanto para outros a plataforma e as vigas são tidas em conjunto, num elemento

de maiores dimensões. Assim sendo, para o primeiro caso a folga irá variar entre 4.6 e 0.6 m para a plataforma e 4.1 e 0.1 m para as vigas, enquanto para o segundo caso a folga varia somente entre 4.1 e 0.1 m para a plataforma.

As condições da onda incidente são outros dos parâmetros que têm influência nas forças verticais e horizontais que irão ocorrer na plataforma e nas vigas. Nesta análise foram considerados estados de agitação, junto à estrutura, com alturas significativas, H_s , que variam entre 1 m e 4 m, com um incremento de 0.5 m entre estes valores, e com períodos médios, T_{med} , que variam entre 8 e 14 s, com um incremento de 2 s entre estes valores.

No entanto, a generalidade dos métodos requerem a determinação da elevação máxima da onda em relação ao nível do mar, η_{max} , para aferir da existência de contato entre aquelas condições de onda específica, para aquele nível de maré, e a plataforma ou viga.

Foi considerado, por se utilizar a teoria linear na determinação das velocidades e acelerações das partículas, que a elevação máxima, η_{max} , corresponderia à amplitude de uma onda regular em que a altura de onda, H , corresponde à altura máxima, H_{max} , para um determinado registo.

Para a obtenção das referidas alturas máximas considerou-se a expressão 43 com uma duração de registo de 6 horas e um número de ondas do registo, N , que resulta da divisão da duração do registo pelo período médio da onda incidente. Dessa análise resultou a Tabela 10 onde se apresentam as alturas máximas em função do período médio, T_{med} , e da altura significativa, H_s .

Tabela 10 - Altura máxima da onda incidente em função do período médio e da altura significativa

		H_s (m)							
		1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	
T_{med} (s)	8	1.98	2.98	3.97	4.96	5.95	6.95	7.94	H_{max} (m)
	10	1.96	2.93	3.91	4.89	5.87	6.85	7.83	
	12	1.93	2.90	3.87	4.83	5.80	6.77	7.73	
	14	1.91	2.87	3.83	4.78	5.74	6.70	7.65	

Por sua vez, e como já foi referido, foi considerado que a elevação máxima da onda corresponderia a metade da altura máxima da onda calculada. Como tal, a Tabela 11 apresenta a elevação máxima da onda para cada altura de onda significativa e período considerado.

Tabela 11 - Elevação máxima da onda em função de período médio e da altura de onda significativa

		T_m (s)			
		8	10	12	14
H_s (m)	1	0.99	0.98	0.97	0.96
	1.5	1.49	1.47	1.45	1.43
	2	1.98	1.96	1.93	1.91
	2.5	2.48	2.45	2.42	2.39
	3	2.98	2.93	2.90	2.87
	3.5	3.47	3.42	3.38	3.35
	4	3.97	3.91	3.87	3.83
		η_{max} (m)			

Finalmente, o comprimento de onda é igualmente um parâmetro necessário para a determinação das forças na plataforma, nomeadamente nos métodos cinemáticos. Não só intervém diretamente no cálculo das velocidades e acelerações das partículas através dos parâmetros ω e k , mas também influencia a área máxima de plataforma que poderá ser inundada e tem interferência na evolução da área molhada devido à celeridade da onda, o que terá influência nas forças a cada instante. Refere-se que todas as forças abordadas são do tipo quase-estático não tendo sido tratadas as forças de cariz impulsivo de curta duração.

A expressão de cálculo do comprimento de onda de acordo com a teoria linear, no entanto, depende da profundidade relativa a que a onda se encontra que para a gama de profundidades e períodos estudados se considera como intermédia. Para esta profundidade relativa é utilizada a expressão 9 para o cálculo do comprimento de onda, embora a sua resolução seja feita iterativamente. Na Tabela 12 apresentam-se os comprimentos de onda para os referidos períodos, profundidades e níveis de maré considerados.

Tabela 12 - Comprimentos de onda para os períodos, profundidades e níveis de maré considerados

d (m)	T _{med} (s)			
	8	10	12	14
10	70.85	92.32	113.24	133.83
11	73.44	96.12	118.18	139.86
12	75.80	99.67	122.82	145.56
13	77.96	102.98	127.20	150.96
14	79.93	106.07	131.35	156.09
15	81.73	108.98	135.27	160.99
16	83.39	111.71	139.00	165.66
17	84.90	114.29	142.56	170.14
18	86.29	116.71	145.94	174.43
19	87.56	119.00	149.18	178.55

6.2 Discussão de Resultados

6.2.1 Kaplan *et al.* (1995)

Analisando as expressões 52 e 55 verifica-se uma grande importância das acelerações e velocidades na determinação das forças verticais e horizontais através da formulação sugerida por Kaplan *et al.* (1995) ou não se tratasse este de um método cinemático. Tendo em conta a teoria considerada para a determinação da cinemática da onda, a teoria linear, as acelerações e velocidades horizontais e verticais das partículas irão depender, direta ou indiretamente, de profundidade, comprimento de onda, período, altura significativa (por intermédio da altura máxima da onda e da elevação máxima da onda) e nível de maré.

No entanto, existe igualmente uma grande importância da evolução das dimensões molhadas na utilização desta formulação, variáveis essas que dependem da elevação máxima da onda, da sua celeridade e da sua declividade. Mais se refere que, em consequência do ponto de cálculo das referidas acelerações e velocidades se reportar ao centro geométrico da área molhada no caso da direção vertical, e à superfície livre da onda na secção de cálculo no caso da direção horizontal, a importância da evolução das dimensões molhadas reveste-se de uma importância acrescida.

Sendo assim, foram realizadas análises à influência da profundidade, da folga, período e altura de onda significativa na série temporal de forças verticais e horizontais, no máximo e mínimo das respectivas forças.

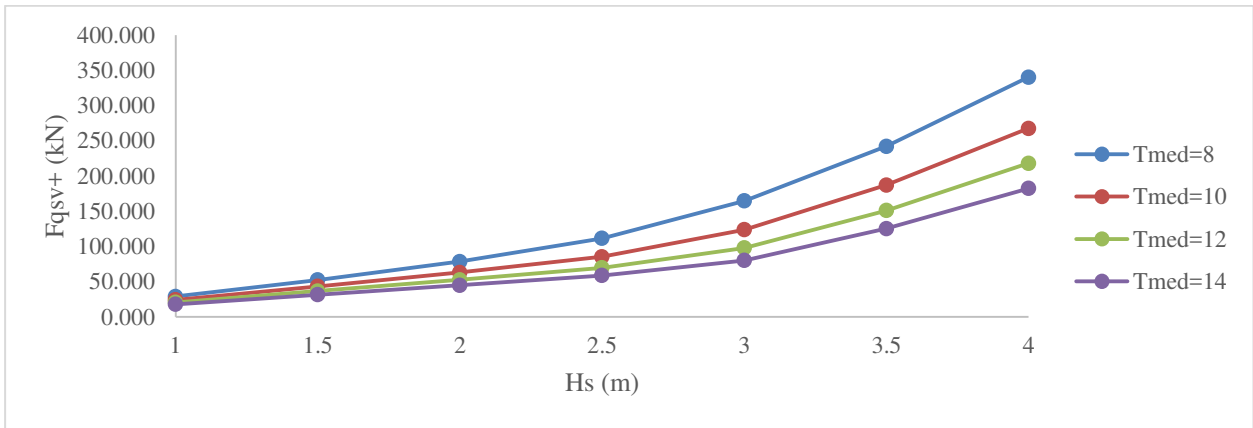


Figura 6-2 - Variação da força quase-estática vertical positiva na plataforma, segundo Kaplan *et al.* (1995) em função da variação do período T_{med} (SWL=+4 m (Z.H.); CP=+4.6 m (Z.H.); Cl=0.6 m ; D= -15 m (Z.H.))

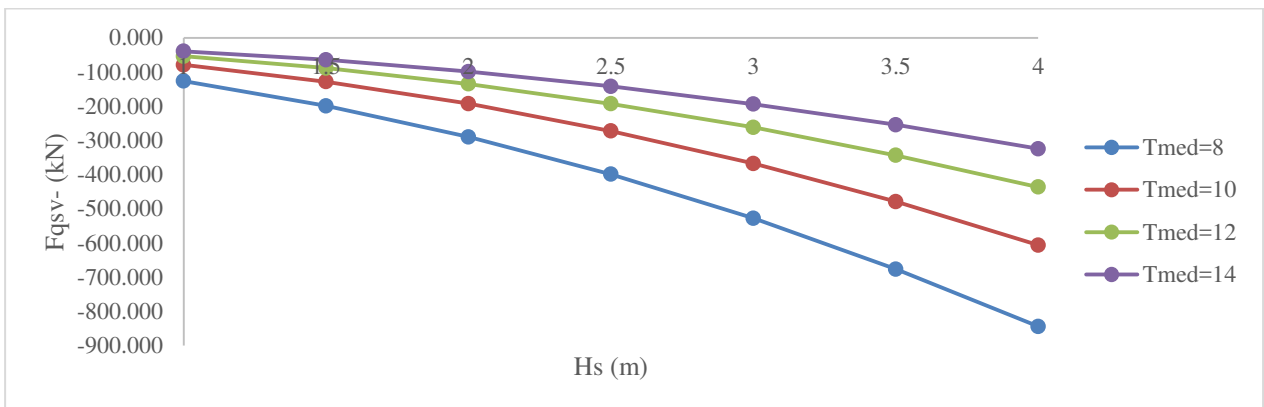


Figura 6-3 - Variação da força quase-estática vertical negativa, segundo Kaplan *et al.* (1995) em função da variação do período T_{med} (SWL=+4 m (Z.H.); CP=+4.6 m (Z.H.); Cl=0.6 m ; D= -15 m (Z.H.))

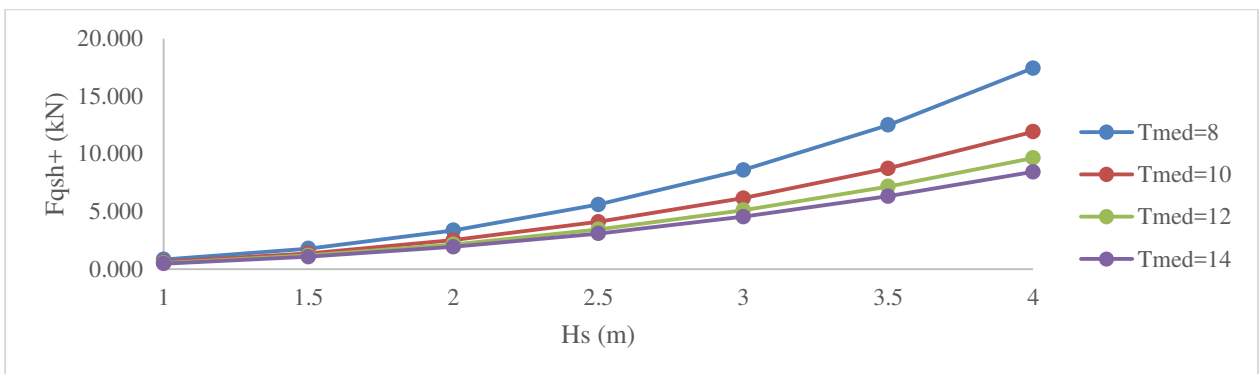


Figura 6-4 - Variação da força quase-estática horizontal positiva na plataforma, segundo Kaplan *et al.* (1995) em função da variação do período T_{med} (SWL=+4 m (Z.H.); CP=+4.6 m (Z.H.); Cl=0.6 m ; D= -15 m (Z.H.))

Analisando as Figura 6-2, 6-3 e 6-4 e a Tabela 13 verifica-se que tanto as forças verticais máxima e mínima como a força horizontal, de acordo com o método de Kaplan *et al.* (1995), variam com a altura de onda significativa, o que já seria de esperar tendo em conta que se trata de um método cinemático.

Percebe-se que, mantendo fixa a altura de onda significativa e fazendo variar o período, os valores das forças verticais e horizontais em módulo se reduzem, à medida que T_{med} aumenta e que essa tendência tende a ser mais acentuada para alturas de onda significativa maiores. Este facto está relacionado com as diferenças que existem tanto a nível de comprimento de onda como a nível da elevação máxima da onda incidente e da forma como esta foi considerada.

Por fim, verifica-se ainda que fazendo variar a altura de onda significativa, mantendo inalterado o período, a diferença entre os valores das forças tende a subir progressivamente naquilo que se assemelha a uma exponencial e que está bem patente nas Figura 6-2, 6-3 e 6-4. Esta evolução exponencial está relacionada com a velocidade das partículas da onda que não variam linearmente com a altura de acordo com a teoria linear, assim como com o comprimento de onda que não evolui linearmente com o período. Refere-se ainda que o comportamento exponencial é menos acentuado para períodos mais altos.

Tabela 13 - Resumo da variação das forças quase-estáticas verticais e horizontais, segundo Kaplan *et al.* (1995) em função do período, T_{med} (SWL=+4 m (Z.H.); CP=+4.6 m (Z.H.); $C_1=0.6$ m ; D= -15 m (Z.H.))

Força	T_{med}	Hs (m)						
		1	1.5	2	2.5	3	3.5	4
F_{qsv+}	8	29.090	52.489	78.546	111.642	164.703	242.173	340.310
	10	24.452	43.515	63.168	85.500	123.802	187.292	267.671
	12	20.764	36.804	52.679	69.713	97.860	150.983	218.142
	14	17.906	31.710	45.055	58.940	80.182	125.432	182.480
F_{qsv-}	8	-126.307	-199.152	-289.755	-399.270	-527.838	-676.618	-844.427
	10	-79.129	-128.424	-192.643	-272.673	-367.683	-479.316	-606.379
	12	-54.053	-88.711	-134.822	-192.803	-262.089	-343.802	-436.794
	14	-39.204	-64.473	-98.679	-141.805	-193.866	-254.591	-324.689
F_{qsh+}	8	0.823	1.770	3.355	5.593	8.595	12.491	17.426
	10	0.624	1.358	2.515	4.097	6.153	8.739	11.915
	12	0.525	1.170	2.140	3.442	5.103	7.156	9.633
	14	0.467	1.064	1.932	3.083	4.537	6.312	8.429

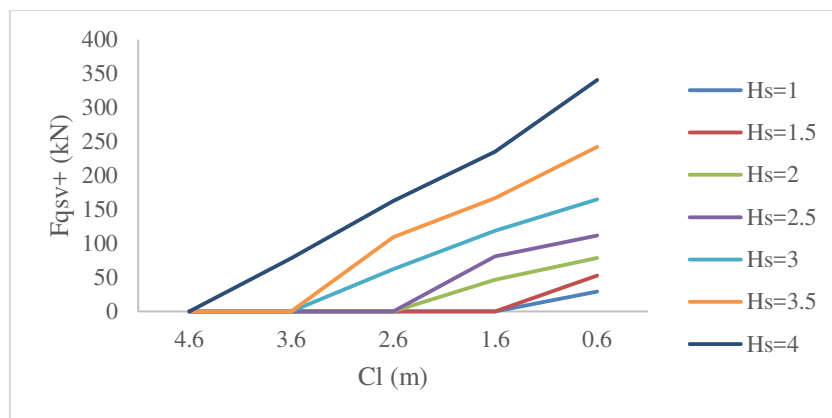


Figura 6-5 - Variação da força quase-estática vertical positiva, na plataforma, segundo Kaplan *et al.* (1995) em função da variação da folga, C_1 , disponível para fundos de referência de -15 m (Z.H.) ($T_{med}=8$ s; $CP=4.6$ m (Z.H.))

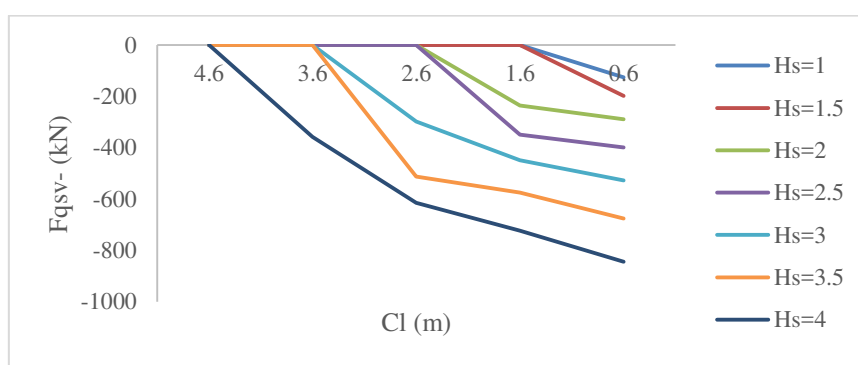


Figura 6-6 - Variação da força quase-estática vertical negativa, na plataforma, segundo Kaplan *et al.* (1995) em função da variação da folga, C_1 , disponível para fundos de referência de -15 m (Z.H.) ($T_{med}=8$ s; $CP=4.6$ m (Z.H.))

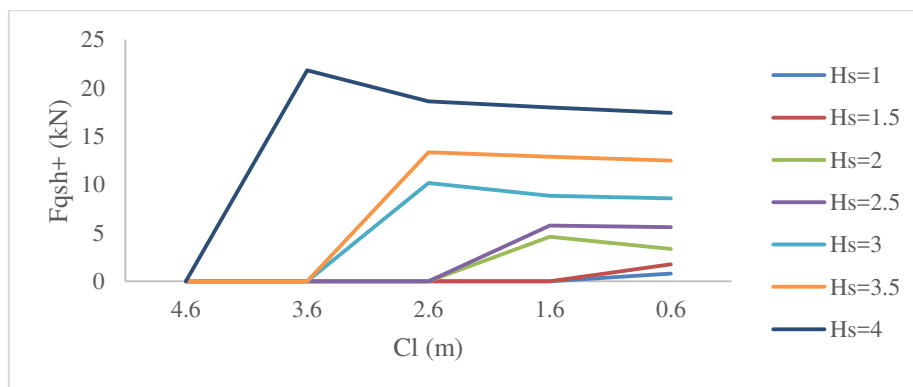


Figura 6-7 - Variação da força quase-estática horizontal positiva, na plataforma, segundo Kaplan *et al.* (1995) em função da variação da folga, C_1 , disponível para fundos de referência de -15 m (Z.H.) ($T_{med}=8$ s; $CP=4.6$ m (Z.H.))

Por sua vez, analisando-se a influência do nível de maré, através do parâmetro folga, nas forças verticais e na força horizontal e recorrendo às Figura 6-5 a 6-7 e à Tabela 14, é possível constatar que:

- A força vertical quase-estática positiva apresenta uma evolução aproximadamente linear com a subida do nível de maré e consequente diminuição da folga;
- A força vertical quase-estática negativa tem um comportamento linear, mas com variação na inclinação das retas representativas dessa variação para alturas de onda mais elevadas e folgas mais reduzidas.
- A variação da força horizontal quase-estática positiva na plataforma apresenta um ponto de inflexão na sua evolução, o que sugere a indicação de que a partir de determinadas condições em que a folga diminui e a altura de onda aumenta o valor máximo da força diminui ao invés de aumentar. A evolução das retas representativas das demais alturas de onda sugerem a existência de uma convergência em torno de um valor de força horizontal para folgas progressivamente mais reduzidas;

Tabela 14 - Resumo da variação das forças quase-estáticas verticais e horizontais, segundo Kaplan *et al.* (1995) em função da folga, C_1 (D=-15 m (Z.H.); T_{med} = 8 s; CP= +4.6 m (Z.H))

Força	C_1	Hs (m)							
		(m)	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4
F_{qsv+}	4.6	0	0	0	0	0	0	0	0
	3.6	0	0	0	0	0	0	0	77.871
	2.6	0	0	0	0	62.173	109.203	162.637	
	1.6	0	0	46.558	80.751	118.603	166.699	235.138	
	0.6	29.090	52.489	78.546	111.642	164.703	242.173	340.310	
F_{qsv-}	4.6	0	0	0	0	0	0	0	0
	3.6	0	0	0	0	0	0	0	-357.855
	2.6	0	0	0	0	-298.855	-512.308	-614.859	
	1.6	0	0	-236.178	-349.347	-449.467	-574.625	-723.549	
	0.6	-126.307	-199.152	-289.755	-399.270	-527.838	-676.618	-844.427	
F_{qsh+}	4.6	0	0	0	0	0	0	0	0
	3.6	0	0	0	0	0	0	0	21.798
	2.6	0	0	0	0	10.158	13.331	18.616	
	1.6	0	0	4.596	5.763	8.861	12.882	17.980	
	0.6	0.823	1.770	3.355	5.593	8.595	12.491	17.426	

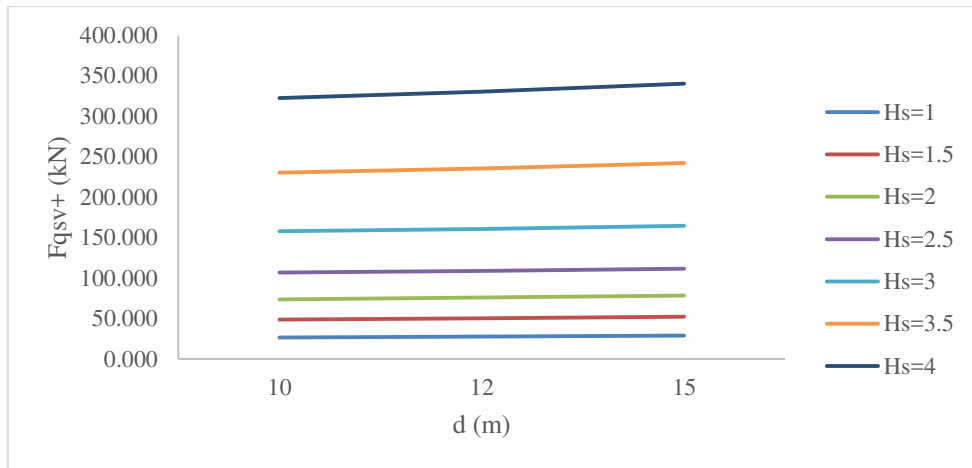


Figura 6-8 - Variação da força quase-estática vertical positiva na plataforma, segundo Kaplan *et al.* (1995) em função da variação da cota batimétrica do fundo ($T_{med}=8$ s; SWL=+4 m (Z.H.); CP=+4.6 m (Z.H.); $C_f=0.6$)

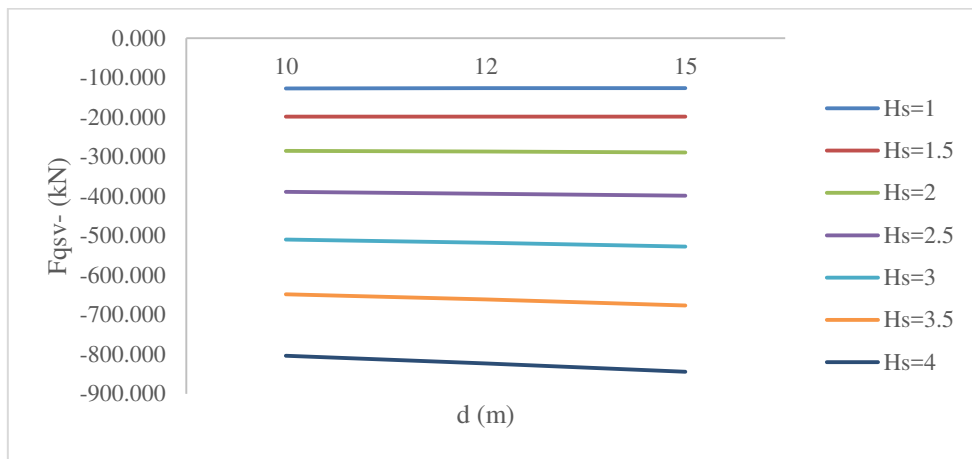


Figura 6-9 - Variação da força quase-estática vertical negativa na plataforma, segundo Kaplan *et al.* (1995) em função da variação da cota batimétrica do fundo ($T_{med}=8$ s; SWL=+4 m (Z.H.); CP=+4.6 m (Z.H.); $C_f=0.6$)

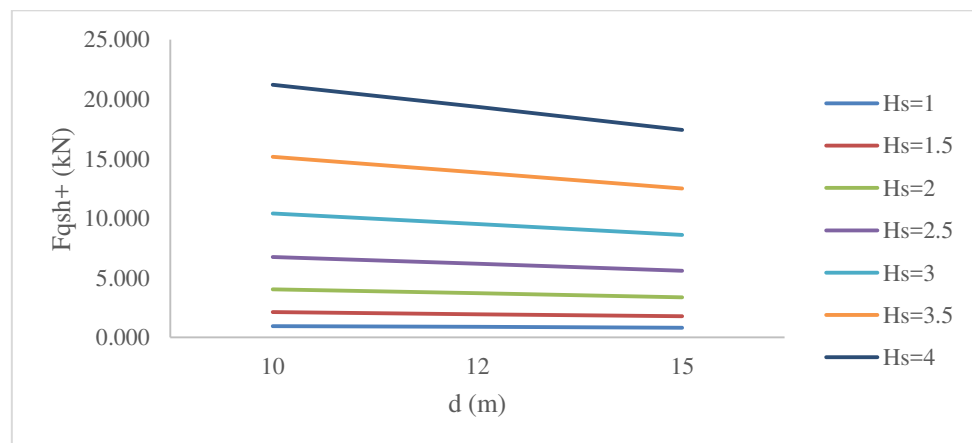


Figura 6-10 - Variação da força quase-estática horizontal positiva na plataforma, segundo Kaplan *et al.* (1995) em função da variação da cota batimétrica do fundo ($T_{med}=8$ s; SWL=+4 m (Z.H.); CP=+4.6 m (Z.H.); $C_f=0.6$)

Finalmente, a influência da profundidade nas forças é pouco pronunciada Figuras 6-8, 6-9 e 6-10 e Tabela 15, apesar de se verificar um ligeiro acréscimo das primeiras, nomeadamente da componente vertical positiva e negativa, com o aumento da profundidade, para alturas de onda significativas mais elevadas. Pelo contrário, para profundidades mais elevadas verifica-se a redução das forças horizontais, efeito esse que é mais pronunciado para alturas significativas mais elevadas.

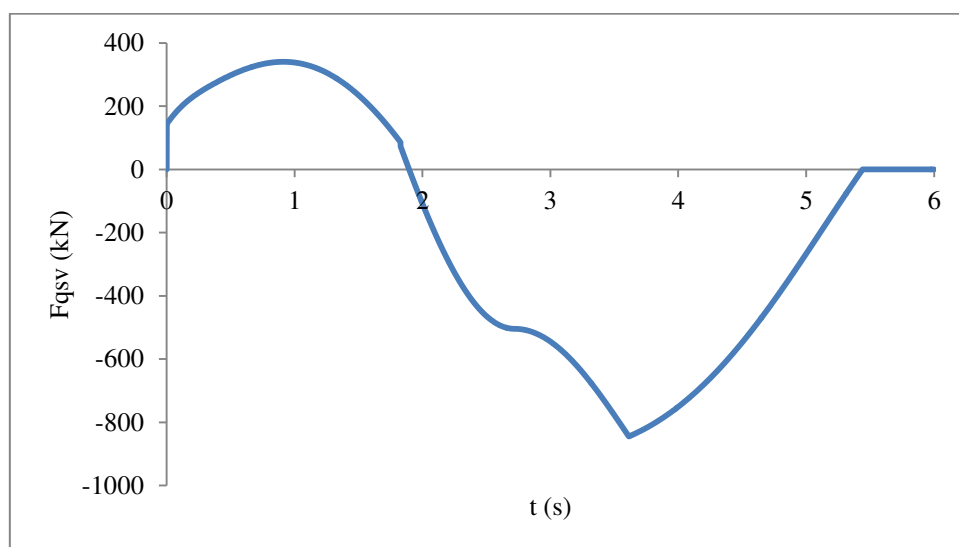
Tabela 15 - Resumo da variação das forças quase-estáticas verticais e horizontais, segundo Kaplan *et al.* (1995) em função da cota batimétrica do fundo ($T_{med}=8$ s; SWL= +4 m (Z.H.); CP= +4m (Z.H.); $C_l= 0.6$ m)

Força	Fundo	Hs (m)						
		1	1.5	2	2.5	3	3.5	4
F _{qsv+}	-10	26.842	48.821	73.964	106.949	158.037	230.662	322.513
	-12	27.858	50.472	76.018	109.047	161.024	235.805	330.469
	-15	29.090	52.489	78.546	111.642	164.703	242.173	340.310
F _{qsv-}	-10	-127.410	-198.641	-285.339	-388.840	-509.501	-648.089	-803.782
	-12	-126.872	-198.860	-287.416	-393.790	-518.242	-661.709	-823.210
	-15	-126.307	-199.152	-289.755	-399.270	-527.838	-676.618	-844.427
F _{qsh+}	-10	0.945	2.129	4.042	6.750	10.399	15.153	21.203
	-12	0.886	1.954	3.707	6.185	9.516	13.849	19.351
	-15	0.823	1.770	3.355	5.593	8.595	12.491	17.426

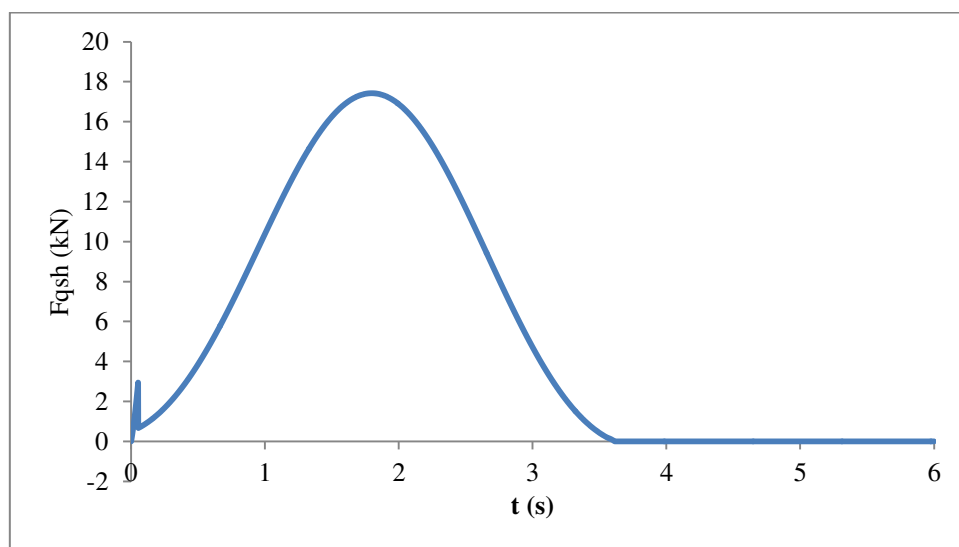
Refere-se ainda que, ao contrário do que seria de esperar, as forças verticais positivas para a estrutura em estudo, tendo em conta este método, apresentam-se inferiores, em módulo, às suas congéneres negativas. Este facto pode ser explicado pelas seguintes circunstâncias:

- O parâmetro de massa adicionada, M_3 , da expressão de cálculo das forças verticais não estar perfeitamente adaptado às dimensões específicas da estrutura em estudo;
- Pela gama de comprimentos de onda, em relação ao comprimento da estrutura, não estar dentro do limite de validade da formulação;
- Pela teoria utilizada para a determinação das acelerações e velocidades das partículas não ser a mais adequada à aplicação neste método;
- A simplificação realizada de calcular acelerações e velocidades acima do nível de repouso utilizando a teoria linear o que está fora do domínio da validade desta teoria.

Este método produz, como já foi referido, uma série temporal de ação na plataforma com a passagem da onda. Por não ser o que se pretende nesta dissertação, definir a evolução das forças ao longo do tempo, mas sim comparar as forças máximas que cada formulação apresenta, ir-se-á expor somente, a título de exemplificação, as séries temporais para as forças horizontais e verticais na plataforma, Figura 6-11.



a) Série temporal das forças verticais (F_{qsv})



b) Série temporal da força horizontal (F_{qsh})

Figura 6-11 - Série temporal das forças verticais (F_{qsv}) e força horizontal (F_{qsh}), segundo Kaplan *et al.* (1995) para $T_{med} = 8$ s; $D = -15$ m (Z.H.); $Cl = 0.6$ m; $SWL = +4$ m (Z.H.)

6.2.2 American Petroleum Institute (2002)

Analisando as expressões propostas por API (2002) para a determinação das forças verticais e horizontais verifica-se que estas diferem entre si na orientação da área projetada e na orientação da velocidade das partículas necessárias para o seu cálculo.

A área projetada da estrutura na direção perpendicular à de propagação da onda, necessária para a determinação da força horizontal, não varia para ondas que se apresentem com uma altura superior à cota da face superior da plataforma, uma vez que essa é sempre igual à sua área lateral. Por sua vez, a área projetada da estrutura na direção vertical está intimamente relacionada com o comprimento molhado da plataforma, que por sua vez é função da declividade da onda.

No que toca às velocidades e acelerações na direção horizontal, por estas serem determinadas no ponto mais elevado da crista da onda ou no ponto mais alto da plataforma, consoante aquele que esteja mais baixo, estas irão variar, para a mesma área molhada, em função da profundidade, período e elevação da onda. Por sua vez, as velocidades e acelerações na direção vertical estão dependentes do ponto de contacto inicial da onda com a estrutura, que por sua vez depende da sua elevação, do seu comprimento, da folga existente entre o nível de repouso do mar e a face inferior da plataforma e da profundidade no local, para além da altura de onda.

Tendo em conta o disposto foi estudada a influência da variação da folga, da profundidade, do período e da altura significativa tanto na força horizontal, como na vertical.

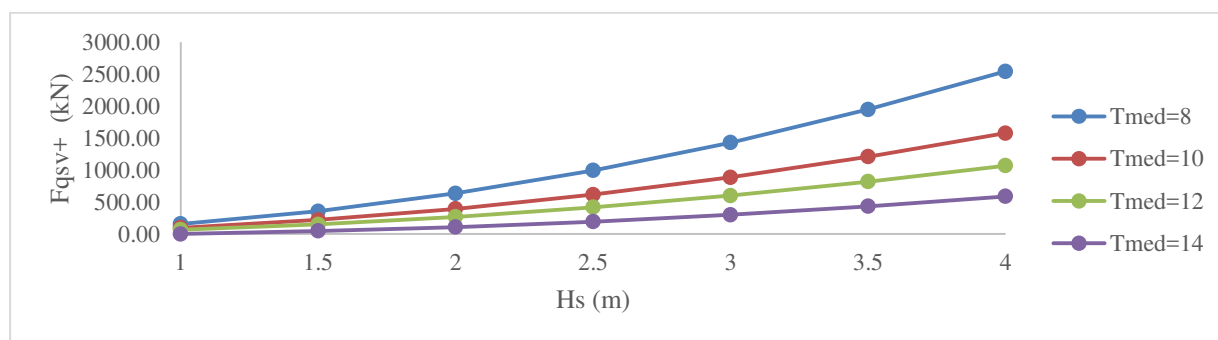


Figura 6-12 – Variação da força quase-estática vertical positiva (F_{qsv+}) na plataforma segundo API (2002), em função da variação do período, T_{med} (CP= +4.1 m (Z.H.); SWL=+4 m (Z.H.); D=-15 m; Cl=0.1 m)

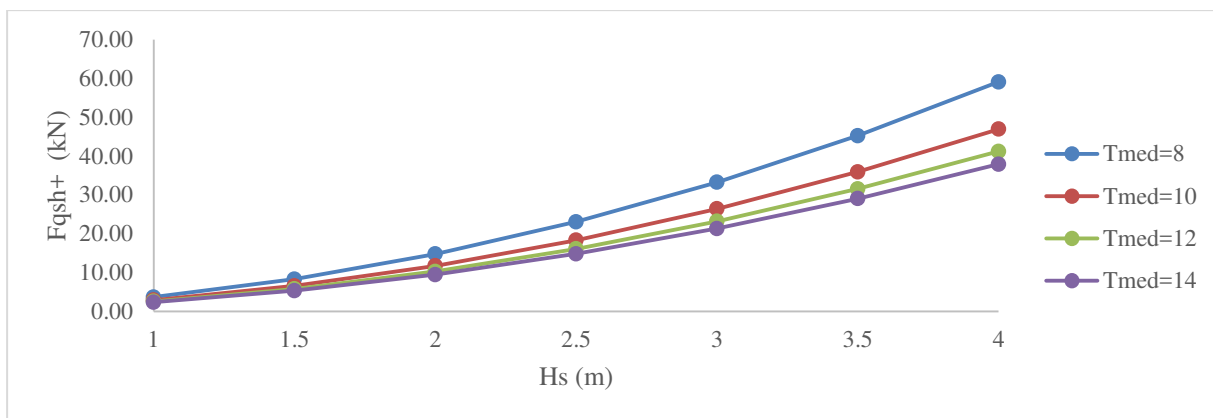


Figura 6-13 - Variação da força quase-estática horizontal positiva (F_{qsh+}), na plataforma, segundo API (2002) em função da variação do período, T_{med} (CP= +4.1 m (Z.H.); SWL=+4 m (Z.H.); D=-15 m; Cl=0.1 m)

Analisando a Tabela 16, a Figura 6-12 e a Figura 6-13, verifica-se que à semelhança daquilo que se apurou nos resultados referentes ao método de Kaplan *et al.* (1995), também aqui se atesta um decréscimo dos valores obtidos com o aumento do período, diferença que se acentua para alturas de onda significativa superiores. É igualmente verificável a existência de um crescimento exponencial das forças calculadas com o aumento da altura de onda significativa num fenómeno mais acentuado para as forças verticais e para períodos inferiores.

Tabela 16 - Resumo da variação das forças quase-estáticas verticais e horizontais, segundo API (2002) em função do período, T_{med} (SWL= +4 m (Z.H.); CP= +4.1 m (Z.H.); Cl = 0.1 m; D= -15 m (Z.H.))

Força (kN)	T_{med} (s)	Hs (m)						
		1	1.5	2	2.5	3	3.5	4
F_{qsv+}	8	157.35	356.05	634.23	991.89	1429.02	1945.64	2541.74
	10	97.58	220.85	393.42	615.29	886.48	1206.97	1576.76
	12	66.06	149.53	266.39	416.64	600.28	817.30	1067.71
	14	47.50	107.52	191.56	299.61	431.66	587.73	767.81
F_{qsh+}	8	3.69	8.31	14.77	23.08	33.23	45.23	59.08
	10	2.93	6.60	11.73	18.33	26.40	35.93	46.93
	12	2.57	5.79	10.30	16.09	23.17	31.54	41.20
	14	2.37	5.33	9.48	14.81	21.32	29.02	37.90

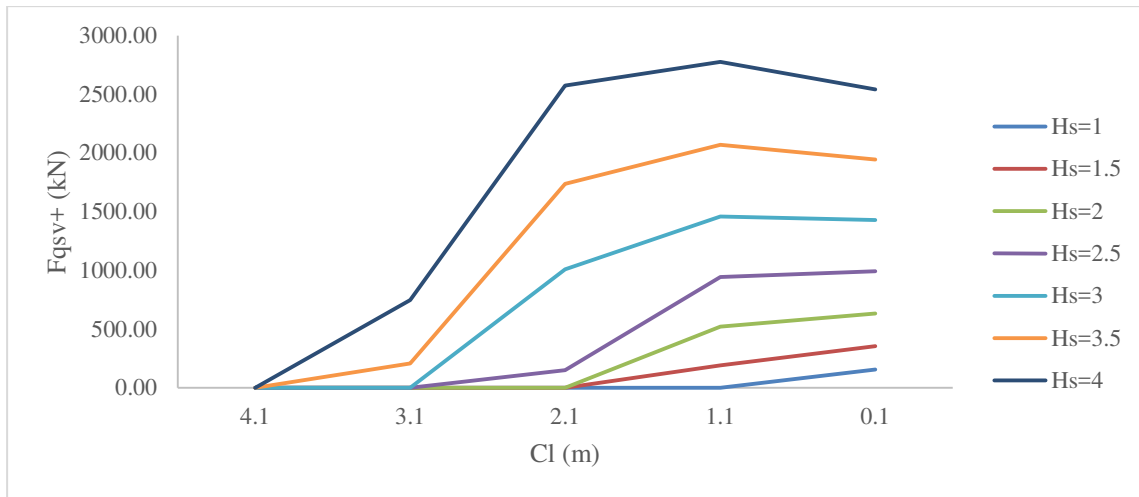


Figura 6-14 - Variação da força quase-estática vertical, (F_{qsv+}), na plataforma, segundo API (2002) com a variação da folga, C_l , para fundos de referência de -15 m (Z.H.) ($T_{med}=8$ s, $CP= +4.1$ m (Z.H.))

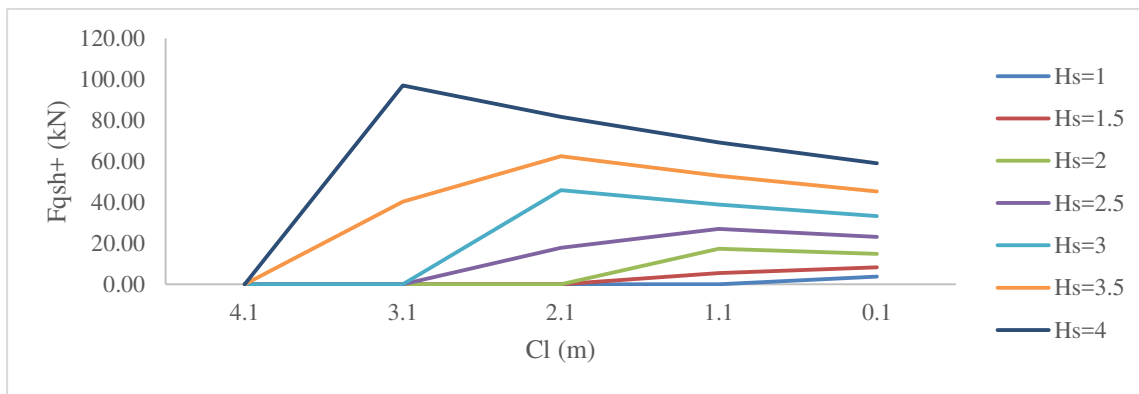


Figura 6-15 - Variação da força quase-estática horizontal, (F_{qsh+}), na plataforma, segundo API (2002) com a variação da folga, C_l , para fundos de referência de -15 m (Z.H.) ($T_{med}=8$ s, $CP= +4.1$ m (Z.H.))

Como seria de esperar, para um nível de maré igual ao Z.H. não se verifica qualquer tipo de carga por consequência de nenhuma onda apresentar elevação suficiente para embater na face lateral da plataforma, Figura 6-15. No entanto, à medida que o nível de maré sobe em relação ao Z.H., e a folga vai progressivamente reduzindo, verifica-se a ocorrência de um pico na força horizontal para as ondas superiores à folga, de maior elevação, e, conseqüentemente, mais energéticas. Porém, à medida que a folga se aproxima do valor mínimo, 0.1 m, verifica-se uma convergência, tanto das ondas mais elevadas, como das menos elevadas, em direção a um valor, naquilo que parece ser uma assíntota da própria formulação.

Tabela 17 - Resumo da variação das forças quase-estáticas verticais e horizontais, segundo API (2002) em função da folga ($D=-15$ m (Z.H.); $T_{med}=8$ s; $CP=+4.1$ m (Z.H.))

Força (kN)	C_1 (m)	Hs (m)						
		1	1.5	2	2.5	3	3.5	4
F_{qsv+}	4.1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3.1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	207.14	748.85
	2.1	0.00	0.00	0.00	150.10	1010.51	1736.97	2575.20
	1.1	0.00	191.78	520.50	943.13	1459.68	2070.15	2774.54
	0.1	157.35	356.05	634.23	991.89	1429.02	1945.64	2541.74
F_{qsh+}	4.1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3.1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	40.34	96.97
	2.1	0.00	0.00	0.00	17.72	45.91	62.49	81.62
	1.1	0.00	5.53	17.30	27.04	38.94	53.00	69.22
	0.1	3.69	8.31	14.77	23.08	33.23	45.23	59.08

Por sua vez, a força vertical, Figura 6-15, cresce, como seria de esperar, com o aumento do nível de maré e com a progressiva redução da folga existente. No entanto, verifica-se que para folgas mais reduzidas e alturas de onda significativas mais elevadas ocorre um decréscimo das forças verticais o que sugere ter alguma ligação com a realidade, uma vez que parte da onda incidente passa por cima da plataforma não originando uma força da intensidade que seria de esperar para uma onda mais energética com uma folga menor.

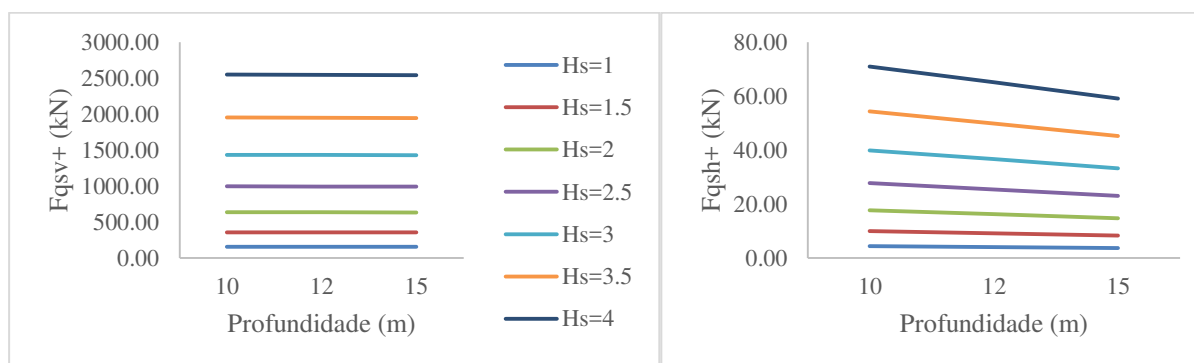


Figura 6-16 - Variação das forças quase-estáticas vertical, (F_{qsv+}) e horizontal, (F_{qsh+}), com a variação da cota batimétrica do fundo ($CP=+4.1$ m (Z.H.); $SWL=+4$ m (Z.H.); $T_{med}=8$ s; $C_1=0.1$ m)

Analisando agora a Figura 6-16 e a Tabela 18, para tirar conclusões da influência da profundidade nesta formulação, verifica-se que, para a força vertical positiva a profundidade apresenta uma influência muito reduzida nos valores obtidos, traduzidos na horizontalidade

das retas para diferentes profundidades. Por sua vez, para a força horizontal positiva, o aumento da profundidade determina uma redução dos valores obtidos, para alturas de onda significativa superiores a 1.5 m e uma aparente estabilidade para alturas de onda inferiores ao referido valor.

Tabela 18 - Resumo da variação das forças quase-estáticas verticais e horizontais, segundo API (2002) em função da variação da cota batimétrica do fundo (CP= +4.1 m (Z.H.); SWL= +4 m (Z.H.); T_{med} = 8 s; CI= 0.1 m)

Força (kN)	Fundo (m Z.H.)	Hs (m)						
		1	1.5	2	2.5	3	3.5	4
F_{qsv+}	10	157.86	357.21	636.29	995.12	1433.68	1951.99	2550.03
	12	157.61	356.64	635.29	993.54	1431.41	1948.90	2545.99
	15	157.35	356.05	634.23	991.89	1429.02	1945.64	2541.74
F_{qsh+}	10	4.43	9.98	17.74	27.71	39.91	54.32	70.95
	12	4.07	9.16	16.29	25.46	36.66	49.89	65.17
	15	3.69	8.31	14.77	23.08	33.23	45.23	59.08

6.2.3 McConnell et al. (2004)

Analisando as expressões propostas por McConnell *et al.* (2004) verifica-se que este é um método puramente hidrostático que depende exclusivamente da elevação máxima da onda, da altura significativa do estado de agitação e da folga existente entre o nível do mar e a face inferior do elemento a calcular, para além da área projetada do mesmo na direção perpendicular à de cálculo. Se a área projetada na direção perpendicular à de propagação depende da elevação da onda, já a área projetada na direção paralela à de propagação é independente desta, uma vez que existe na sua plenitude a partir do momento em que a elevação da onda é superior à plataforma.

Um dos aspetos que se aponta a esta formulação é o facto de não levar em linha de consideração dois parâmetros da onda, o período e o comprimento de onda. Em termos práticos, isto significa que para dois estados de agitação que se apresentem com um período médio distinto e com alturas significativas e elevações máximas iguais as forças máximas geradas por ambos os estados de agitação são iguais, o que pode não corresponder à verdade. No entanto, para o caso desta dissertação e tendo em conta o método escolhido para a

determinação da altura máxima da onda, que varia com o período, irão ocorrer algumas diferenças mínimas nos valores das forças calculadas.

Para além dos referidos parâmetros, as expressões não levam em linha de consideração a profundidade, o que significa que de acordo com estas, para as mesmas condições em duas profundidades distintas originam a mesmas forças, o que dificilmente será verdadeiro tendo em conta a influência que a profundidade tem na cinemática da onda e nomeadamente da aceleração e velocidade das partículas do fluido.

Por este ser um método parcial, em que cada elemento da plataforma é calculado de forma individual, a análise recorrendo a esta formulação teve em consideração a laje exterior e interior, da plataforma, bem como as vigas interiores e exteriores da estrutura para os quais foi feita uma análise sobre a influência da variação da folga disponível, do período e altura de onda específica nas forças calculadas. Menciona-se também que, face à inexistência de coeficientes para o cálculo das forças horizontais na plataforma, considerou-se somente este tipo de forças nas vigas interiores e exteriores, sendo as primeiras de secção $0.5 \times 0.20 \text{ m}^2$ e as segundas de secção $0.66 \times 0.2 \text{ m}^2$, por incluírem a porção referente à espessura da plataforma, 0.16 m.

Refere-se igualmente que para alguns elementos e para algumas forças, por a bibliografia não apresentar coeficientes para o seu cálculo, apresentam-se somente as forças majoradas no respetivo sentido (positiva ou negativa).

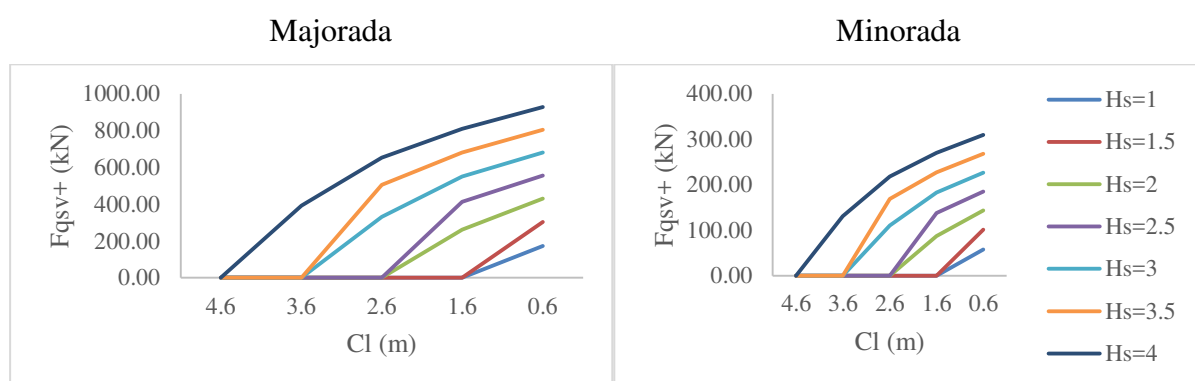


Figura 6-17 - Variação da força vertical quase-estática positiva (F_{qsv+}), segundo McConnell *et al.* (2004), majorada e minorada, na laje externa, em função da variação da folga, C_l ($T_{med} = 8 \text{ s}$; $CP = +4.6 \text{ m}$ (Z.H.))

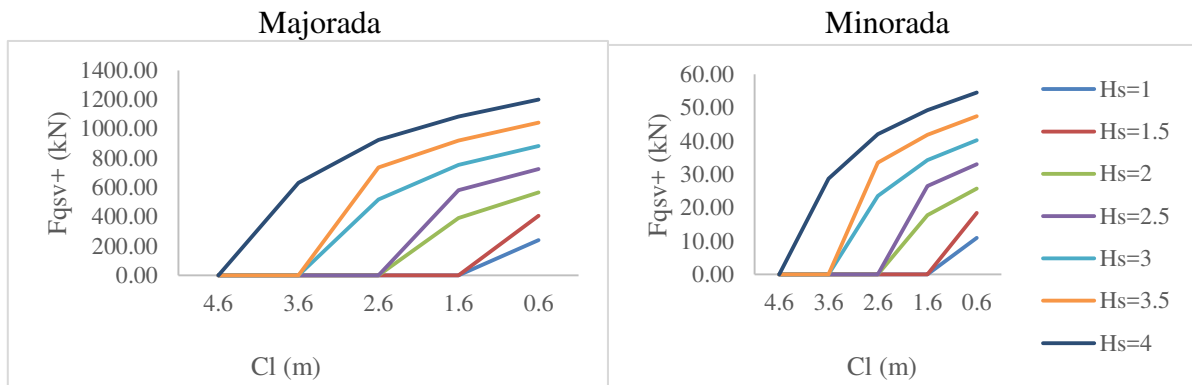


Figura 6-18 - Variação da força vertical quase-estática positiva (F_{qsv+}), segundo McConnell *et al.* (2004), majorada e minorada, na laje interna, em função da variação da folga, C_1 ($T_{med}= 8$ s; $CP= +4.6$ m (Z.H.))

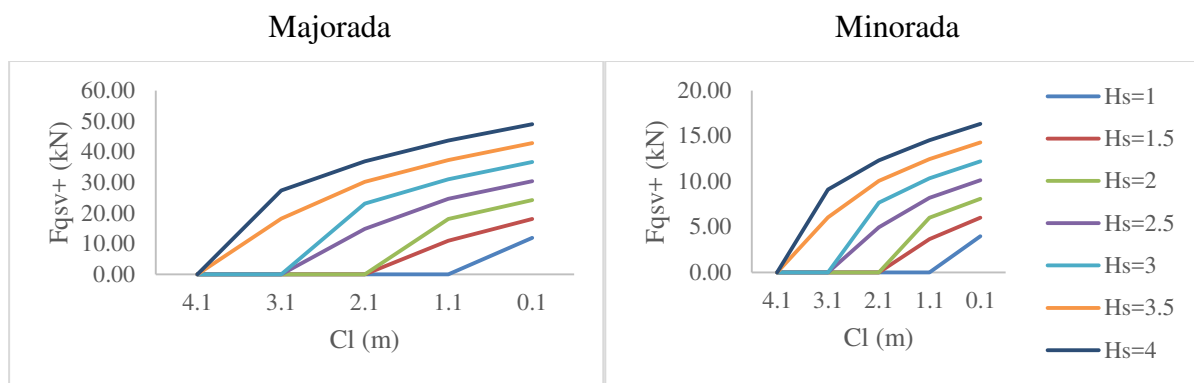


Figura 6-19 - Variação da força vertical quase-estática positiva (F_{qsv+}), segundo McConnell *et al.* (2004), majorada e minorada, na viga externa, em função da variação da folga, C_1 ($T_{med}= 8$ s; $CP= +4.6$ m (Z.H.))

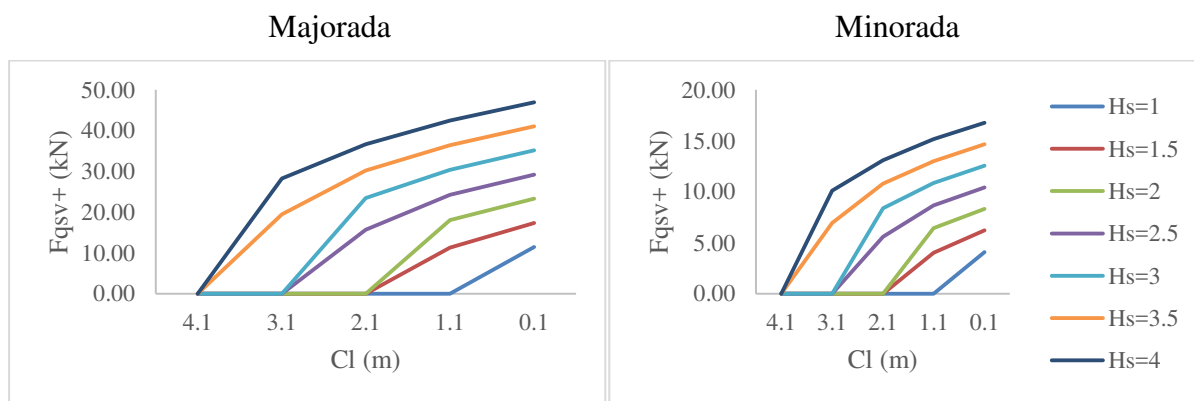


Figura 6-20 - Variação da força vertical quase-estática positiva (F_{qsv+}), segundo McConnell *et al.* (2004), majorada e minorada, na viga interna, em função da variação da folga, C_1 ($T_{med}= 8$ s; $CP= +4.6$ m (Z.H.))

A variação das forças verticais positivas em função do nível de maré para cada um dos elementos estudados apresentam um comportamento aparentemente exponencial, embora seja

possível verificar uma ligeira inflexão desse comportamento com o aumento do nível de maré e consequente redução da folga existente, Figura 6-17 a 6-20.

É igualmente de apontar que as lajes exteriores apresentam valores mais reduzidos do que as suas congêneres interiores, verificando-se uma quase similitude entre as forças determinadas nas vigas exteriores e interiores.

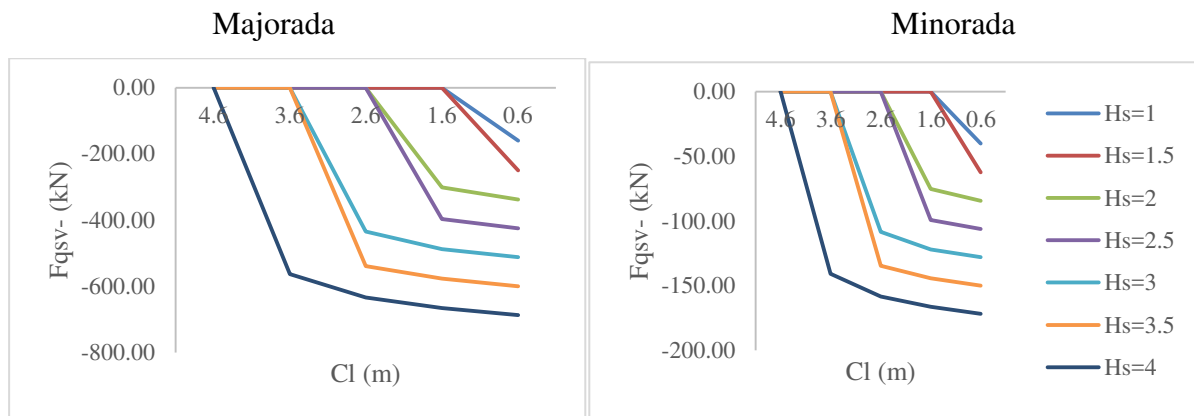


Figura 6-21 - Variação da força vertical quase-estática negativa, (F_{qsv-}), segundo McConnell *et al.* (2004) majorada e minorada, na laje externa, em função da variação da folga, C_1 ($T_{med}= 8$ s; $CP= +4.6$ m (Z.H.))

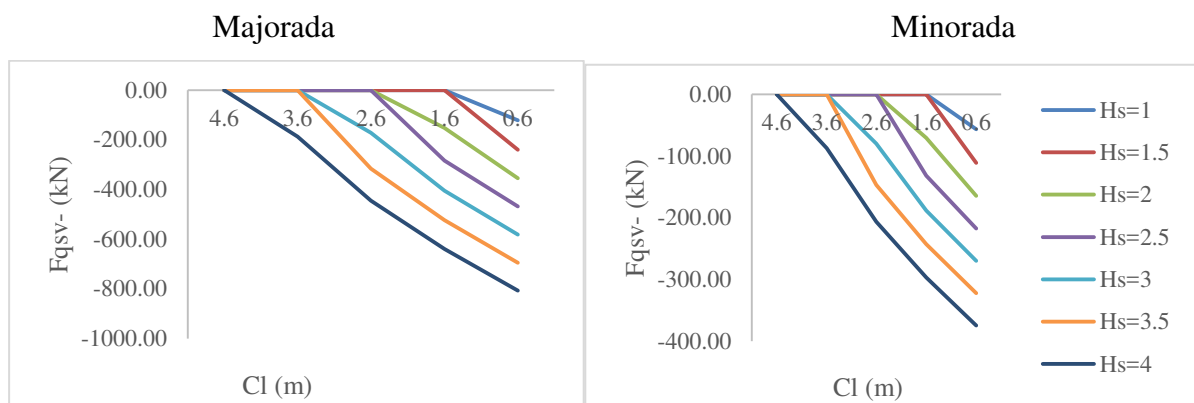


Figura 6-22 - Variação da força vertical quase-estática negativa, (F_{qsv-}), segundo McConnell *et al.* (2004) majorada e minorada, na laje interna, em função da variação da folga, C_1 ($T_{med}= 8$ s; $CP= +4.6$ m (Z.H.))

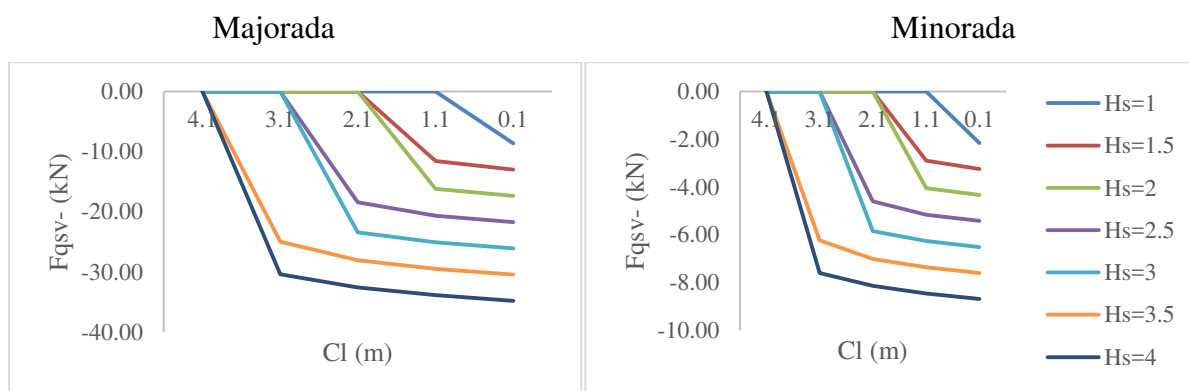


Figura 6-23 - Variação da força vertical quase-estática negativa, (F_{qsv-}), segundo McConnell *et al.* (2004) majorada e minorada, na viga externa, em função da variação da folga, C_1 ($T_{med}= 8$ s; $CP= +4.1$ m (Z.H.))

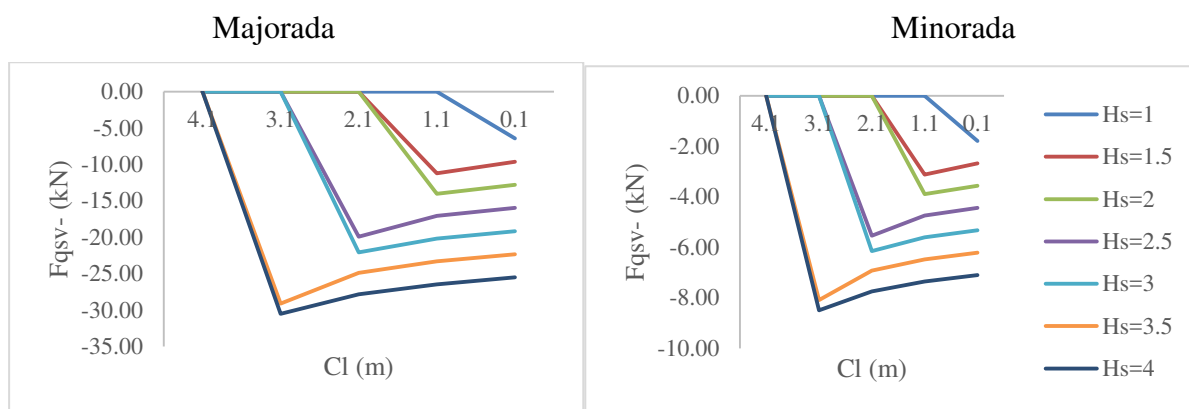


Figura 6-24 - Variação da força vertical quase-estática negativa, (F_{qsv-}), segundo McConnell *et al.* (2004) majorada e minorada, na viga interna, em função da variação da folga, C_1 ($T_{med}= 8$ s; $CP= +4.1$ m (Z.H.))

As forças verticais negativas nos elementos estudados de acordo com esta formulação apresentam um comportamento diferenciado (Figuras 6-21 a 6-24). Enquanto a laje interna apresenta uma evolução linear no seu desenvolvimento para todas as alturas de onda significativa e folgas, já a sua congénere, a laje externa, apresenta uma evolução que se pode assemelhar a uma exponencial com uma taxa de crescimento muito reduzida.

As forças verticais negativas nas vigas exteriores apresentam um comportamento em tudo semelhante ao que se verifica na laje externa, apresentando um crescimento muito reduzido para folgas inferiores e alturas de onda significativa superiores. Por sua vez, a mesma força na viga interior apresenta um valor de pico a partir do qual as forças negativas reduzem.

Refere-se que os valores calculados para a laje interna foram superiores aqueles calculados para a laje externa e que os valores para a viga interior e exterior são semelhantes para folgas

maiores, enquanto para folgas mais reduzidas e alturas de onda maiores a viga exterior apresenta valores superiores. A este último facto não deverá estar alheio o facto da viga exterior apresentar dimensões superiores às vigas interiores, de acordo com o considerado para este método em específico.

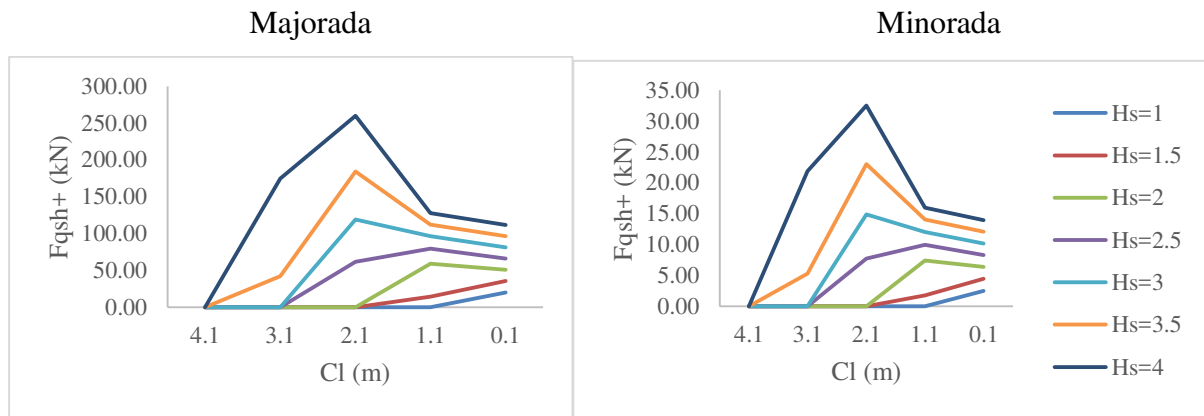


Figura 6-25 - Variação da força horizontal quase-estática positiva (F_{qsh+}), segundo McConnell *et al.* (2004) majorada e minorada, na viga externa, em função da variação da folga, C_1 ($T_{med}=8$ s; $CP= +4.1$ m (Z.H.))

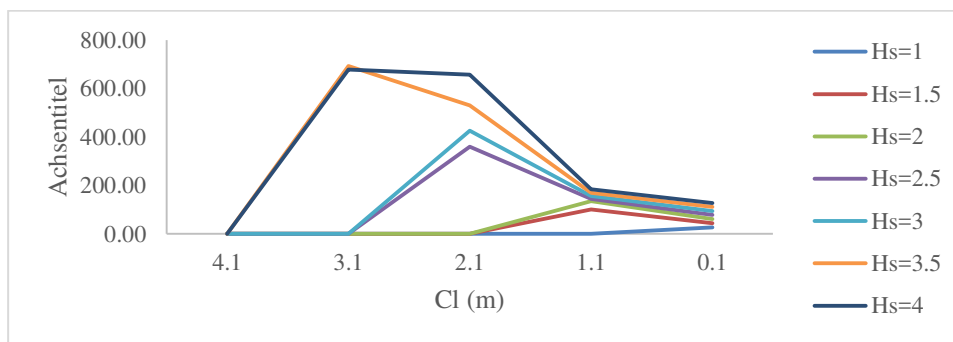


Figura 6-26 - Variação da força horizontal quase-estática positiva (F_{qsh+}), segundo McConnell *et al.* (2004) majorada e minorada, na viga interna (somente majorada), em função da variação da folga, C_1 ($T_{med}=8$ s; $CP= +4.1$ m (Z.H.))

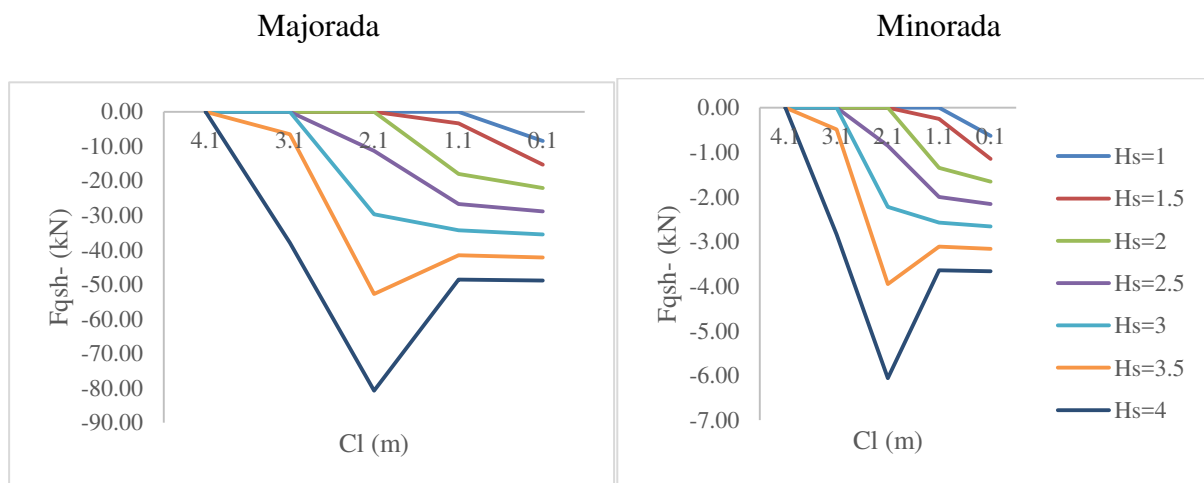


Figura 6-27 - Variação da força horizontal quase-estática negativa (F_{qsh-}), segundo McConnell *et al.* (2004) majorada e minorada, na viga externa, em função da variação da folga, C_1 ($T_{med}= 8$ s; $CP= +4.1$ m (Z.H.))

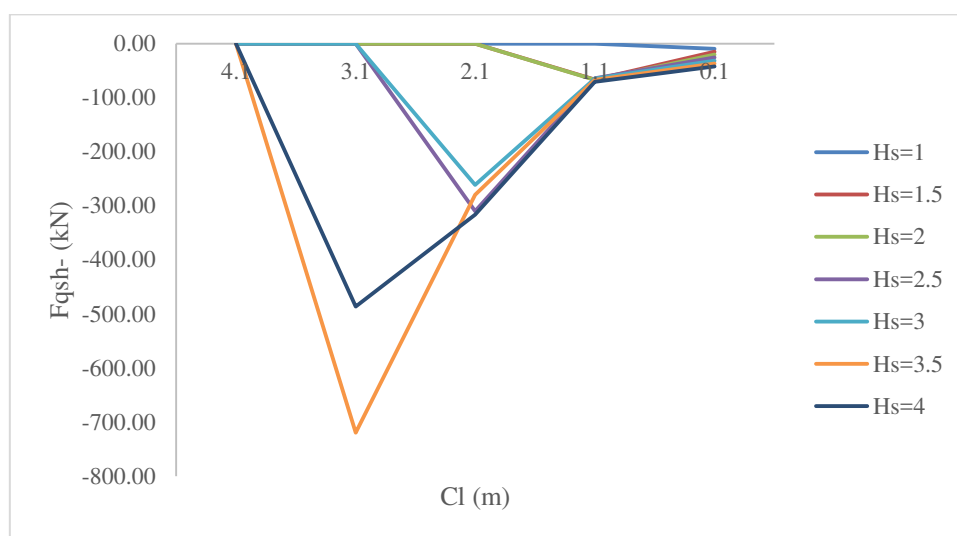


Figura 6-28 - Variação da força horizontal quase-estática negativa (Fqsh-), segundo McConnell *et al.* (2004) majorada, na viga interna, em função da variação da folga, C_l ($T_{med} = 8$ s; CP= +4.1 m (Z.H.))

Tanto as forças horizontais positivas (Figura 6-25 e 6-28) quanto as negativas (Figura 6-26 e 6-27) nas vigas internas e externas apresentam um comportamento semelhante, apresentando um pico para o valor da força para uma determinada folga, seguida de uma, aparente, convergência para um valor à medida que a folga vai diminuindo e o nível de maré aumentando.

Refere-se também que as forças horizontais determinadas na viga interna apresentam uma intensidade muito superior à verificada na viga externa, ao contrário daquilo que seria de esperar tendo em conta que as vigas externas estão expostas ao primeiro contacto inicial onda/estrutura. No entanto, pode explicar-se tal situação com os coeficientes de cálculo propostos na bibliografia, para o referido método, e com a possível fraca adaptação deste às condições preconizadas nesta reflexão.

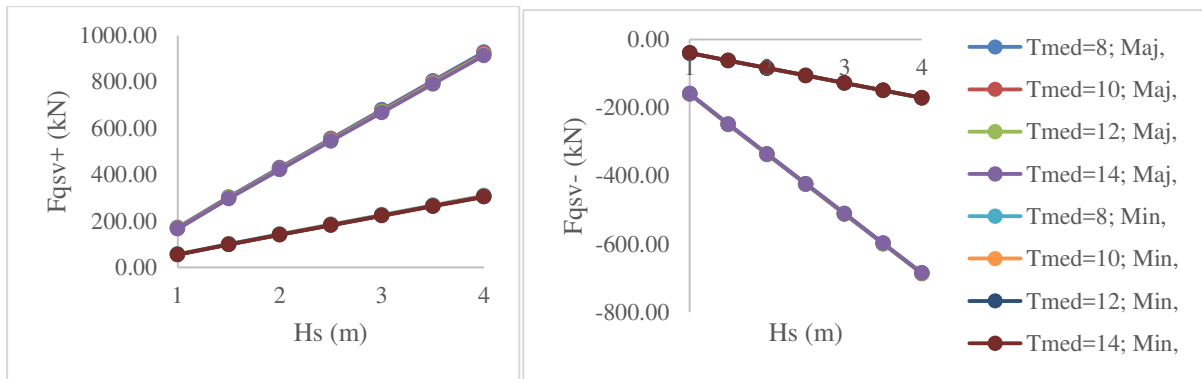


Figura 6-29 - Variação da força vertical quase-estática positiva (F_{qsv+}) e negativa (F_{qsv-}), segundo McConnell *et al.* (2004) majorada e minorada, na laje externa, em função da variação da altura de onda significativa, H_s , e do período, T_{med} (SWL= +4 m (Z.H.); CP=+4.6 m (Z.H.); $C_I=0.6$ m)

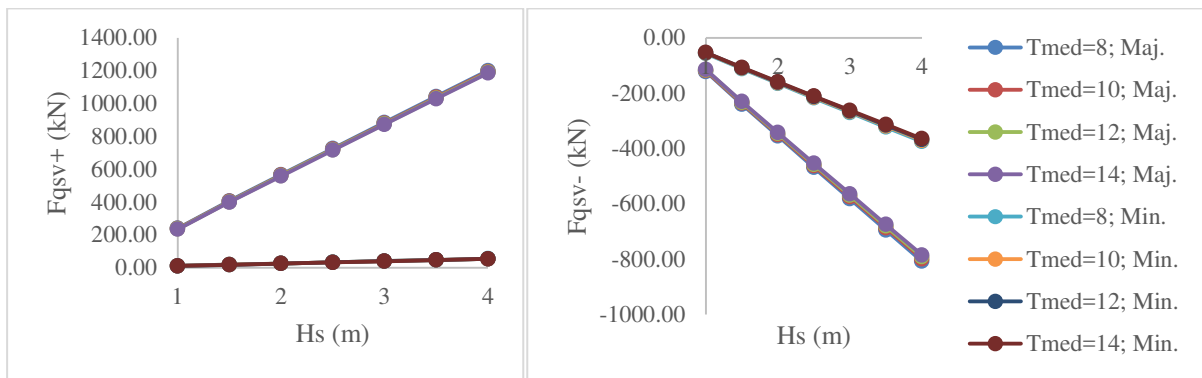


Figura 6-30 - Variação da força vertical quase-estática positiva (F_{qsv+}) e negativa (F_{qsv-}), segundo McConnell *et al.* (2004) majorada e minorada, na laje interna, em função da variação da altura de onda significativa, H_s , e do período, T_{med} (SWL= +4 m (Z.H.); CP=+4.6 m (Z.H.); $C_I=0.6$ m)

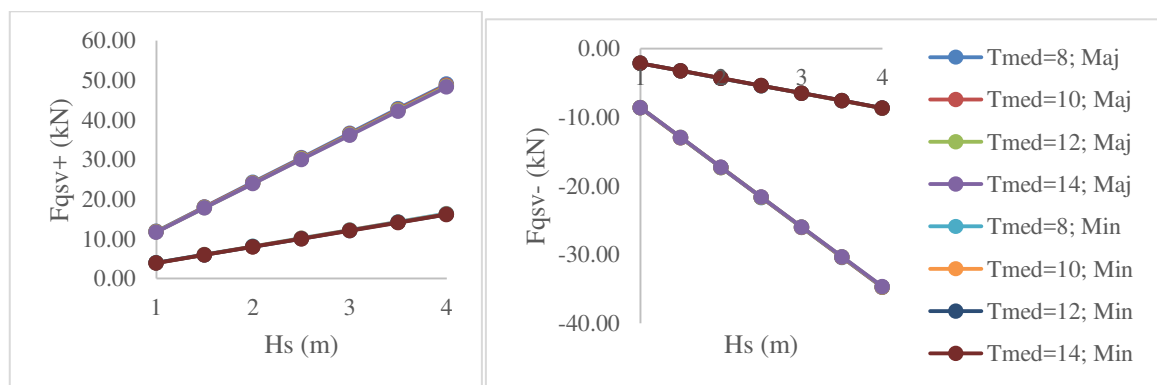


Figura 6-31 - Variação da força vertical quase-estática positiva (F_{qsv+}) e negativa (F_{qsv-}), segundo McConnell *et al.* (2004) majorada e minorada, na viga externa, em função da variação da altura de onda significativa, H_s , e do período, T_{med} (SWL= +4 m (Z.H.); CP=+4.1 m (Z.H.); $C_I=0.1$ m)

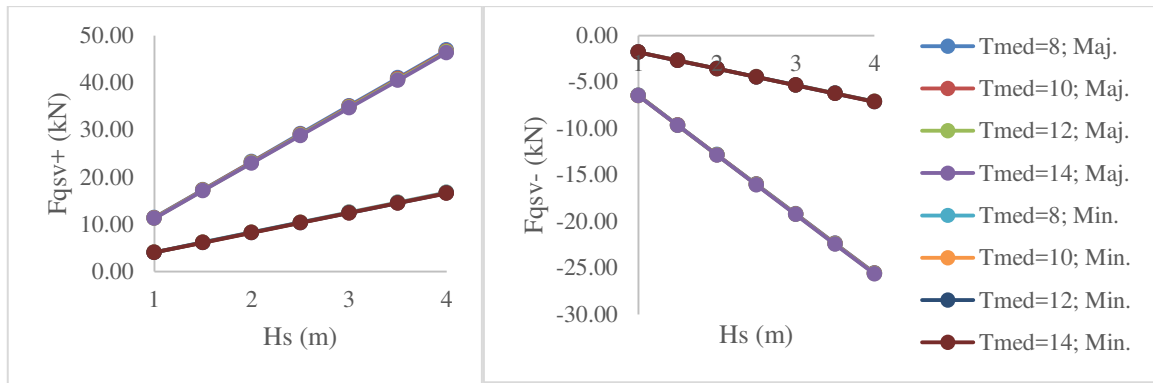


Figura 6-32 - Variação da força vertical quase-estática positiva (F_{qsv+}) e negativa (F_{qsv-}), segundo McConnell *et al.* (2004) majorada e minorada, na viga interna, em função da variação da altura de onda significativa, H_s , e do período, T_{med} (SWL= +4 m (Z.H.); CP=+4.1 m (Z.H.); $C_1=0.1$ m)

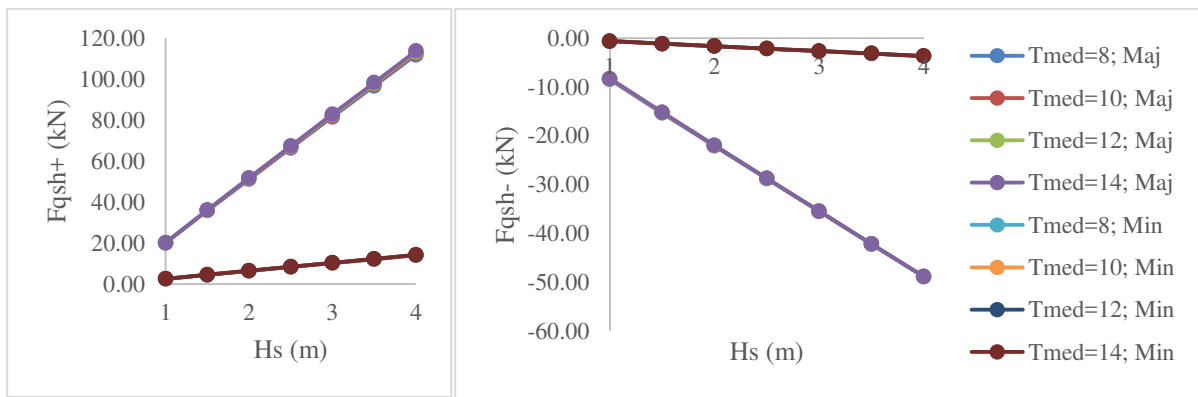


Figura 6-33 - Variação da força horizontal quase-estática positiva (F_{qsh+}) e negativa (F_{qsh-}), majorada e minorada, na viga externa, em função da variação da altura de onda significativa, H_s , e do período, T_{med} SWL= +4 m (Z.H.); CP=+4.1 m (Z.H.); $C_1=0.1$ m)

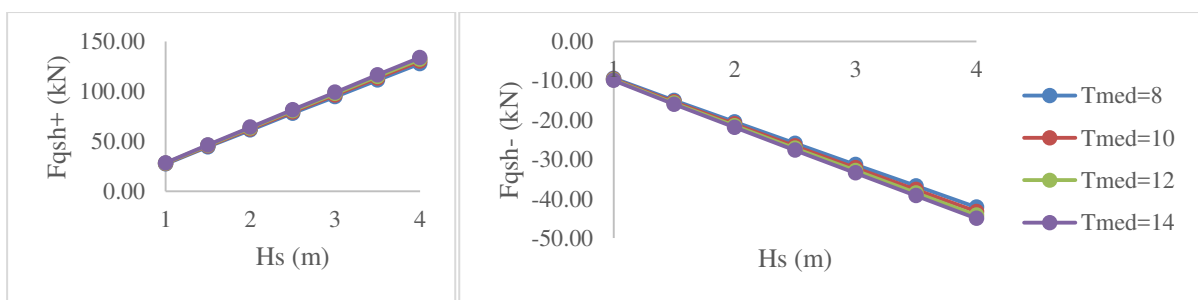


Figura 6-34 - Variação da força horizontal quase-estática positiva (F_{qsh+}) e negativa (F_{qsh-}), majorada e minorada, na viga interna, em função da variação da altura de onda significativa, H_s , e do período, T_{med} SWL= +4 m (Z.H.); CP=+4.1 m (Z.H.); $C_1=0.1$ m)

O comportamento das forças nos diferentes elementos com a variação da altura de onda e do período apresentam uma evolução linear para o primeiro tipo de variação e uma semelhança quase perfeita entre as forças calculadas com o recurso a períodos distintos, a que não está

alheio o facto de esta formulação não ser afetada pelo período e este ter, somente, uma influência reduzida nas condições de entrada para o cálculo, Figuras 6-29 a 6-34.

6.2.4 Douglass *et al.* (2006)

No caso da abordagem proposta por Douglass *et al.* (2006) esta não depende da cinemática da onda por se tratar de um método hidrostático. À semelhança do que sucede com a formulação de McConnell *et al.* (2004), as forças verticais e horizontais não se fazem variar com a profundidade, período e comprimento de onda, sendo a altura de onda significativa, elevação máxima e folga os parâmetros mais relevantes desta formulação. No entanto, existe uma importante diferença, que passa por este se tratar um método global onde se procede à avaliação das forças na estrutura como um todo. Sendo assim, os parâmetros mais relevantes destas expressões têm influência, nomeadamente, nas áreas projetadas, nas referidas direções de cálculo e nos parâmetros Δz_v e ΔZ_h que são dependentes, essencialmente, da elevação máxima da onda incidente.

A análise para este método foi realizada fazendo-se variar a folga, a altura de onda significativa e o período da onda incidente. Refere-se, no entanto, que para as forças verticais foi considerado uma cota da plataforma a +4.6 m (Z.H.) e para as forças horizontais à cota +4.1 m (Z.H.).

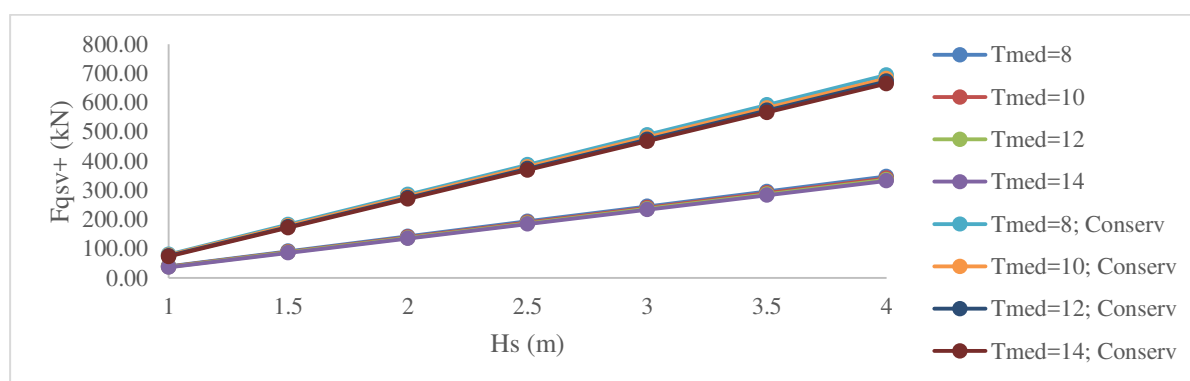


Figura 6-35 - Variação da força vertical quase-estática positiva (F_{qsv+}), segundo Douglass *et al.*, (2006), majorada e minorada, na plataforma, em função da variação do período, T_{med} (CP=+4.6 m (Z.H.); SWL=+4 m (Z.H.); CI=0.6 m)

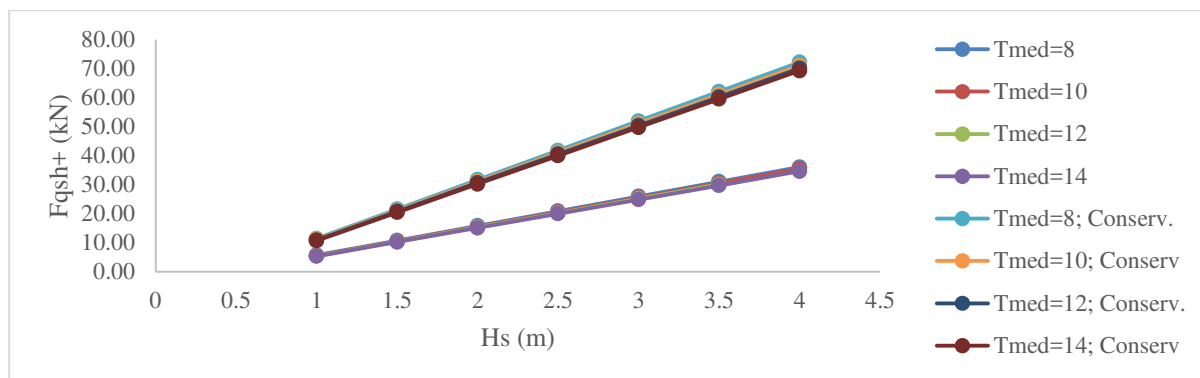


Figura 6-36 - Variação da força horizontal quase-estática positiva (F_{qsh+}), segundo Douglass *et al.* (2006), minorada e majorada, na plataforma, em função da variação do período, T_{med} (CP=+4.1 m (Z.H.); SWL=+4 m (Z.H.); Cl=0.1 m)

Analisando a Figura 6-35 e a Figura 6-36 é possível constatar que a formulação apresentada por Douglass *et al.* (2006) não depende, efetivamente do período e que a pequena variação, que de fato existe, para as mesmas condições entre períodos distintos está relacionada com a influência que esta variável tem no cálculo da altura de onda máxima e na elevação máxima da onda, parâmetros, esses sim, fundamentais para esta formulação.

Através das figuras mencionadas e da Tabela 19, é igualmente possível constatar que tanto a força vertical como a força horizontal calculadas através desta metodologia apresentam uma variação linear e que isto é facilmente explicável por este método depender largamente da elevação da onda e da área molhada da plataforma na direção perpendicular à de cálculo.

Tabela 19 - Resumo da variação das forças quase-estáticas verticais e horizontais, segundo Douglass *et al.* (2006) em função do período, T_{med} , e da altura de onda significativa, H_s

Força (kN)	T_{med} (s)	H_s (m)						
		1	1.5	2	2.5	3	3.5	4
F_{qsv+}	8	40.40	91.50	142.60	193.70	244.80	295.90	347.00
$F_{qsvconsv+}$	8	80.80	183.00	285.20	387.40	489.60	591.80	694.00
F_{qsh+}	8	5.73	10.79	15.85	20.91	25.97	31.03	36.09
$F_{qshconsv+}$	8	11.47	21.58	31.70	41.82	51.94	62.06	72.17

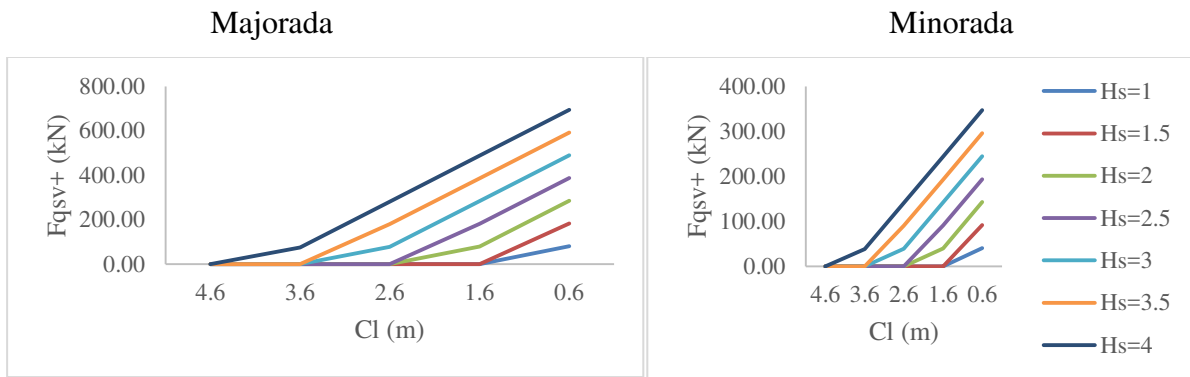


Figura 6-37 - Variação da força vertical quase-estática positiva (F_{qsv+}), segundo Douglass *et al.* (2006), majorada e minorada, na plataforma, em função da variação da folga, para fundos de referência de -10 m (CP=+4.6 (Z.H.); $T_{med}=8s$)

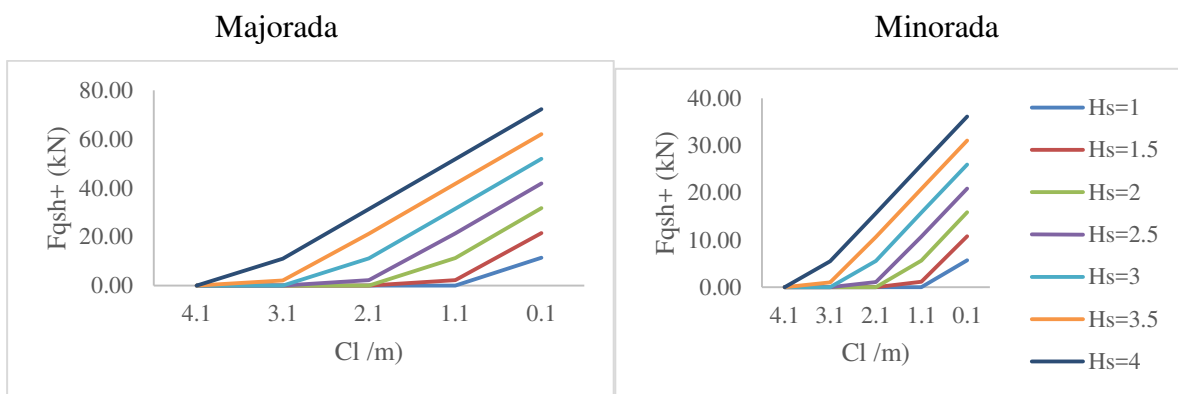


Figura 6-38 - Variação da força horizontal quase-estática positiva (F_{qsh+}), segundo Douglass *et al.* (2006) majorada e minorada, na plataforma, em função da variação da folga, para fundos de referência de -10 m (Z.H.) (CP=+4.1 m (Z.H.); $T_{med}=8s$)

Por sua vez, a Figura 6-37 e Figura 6-38 e a Tabela 20 permitem analisar e constatar que tanto as forças verticais como as horizontais apresentam um comportamento semelhante com o aumento do nível de maré e conseqüente redução da folga entre o nível do mar e face inferior da plataforma. Esse comportamento é marcado pela existência de um paralelismo perfeito entre as diferentes retas características da evolução das forças e uma variação linear das mesmas.

Tabela 20 - Resumo da variação das forças quase-estáticas verticais e horizontais, segundo Douglass *et al.* (2006) em função da folga, C_1

Força (kN)	C_1 (m)	Hs (m)						
		1	1.5	2	2.5	3	3.5	4
F_{qsv+}	4.6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3.6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	38.00
	2.6	0.00	0.00	0.00	0.00	38.80	89.90	141.00
	1.6	0.00	0.00	39.60	90.70	141.80	192.90	244.00
	0.6	40.40	91.50	142.60	193.70	244.80	295.90	347.00
$F_{qsvconsv+}$	4.6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3.6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	76.00
	2.6	0.00	0.00	0.00	0.00	77.60	179.80	282.00
	1.6	0.00	0.00	79.20	181.40	283.60	385.80	488.00
	0.6	80.80	183.00	285.20	387.40	489.60	591.80	694.00
F_{qsh+}	4.1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3.1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.07	5.50
	2.1	0.00	0.00	0.00	1.12	5.57	10.63	15.69
	1.1	0.00	1.17	5.65	10.71	15.77	20.83	25.89
	0.1	5.73	10.79	15.85	20.91	25.97	31.03	36.09
$F_{qshconsv+}$	4.1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	3.1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.15	10.99
	2.1	0.00	0.00	0.00	2.24	11.15	21.27	31.39
	1.1	0.00	2.33	11.31	21.43	31.54	41.66	51.78
	0.1	11.47	21.58	31.70	41.82	51.94	62.06	72.17

6.2.5 Cuomo *et al.* 2007

A abordagem proposta por Cuomo *et al.* (2007) é semelhante à proposta por McConnell *et al.* (2004), embora a primeira apresente menos limitações ao nível das variáveis. Esta abordagem de cálculo das forças é função, igualmente, da elevação máxima da onda, da altura significativa e da folga entre o nível de repouso do mar e a face inferior da plataforma, aos quais se junta a profundidade dos fundos.

Como tal, foi realizada uma análise fazendo variar profundidade, nível de maré, conseqüente folga, período e altura significativa, negligenciando-se a elevação máxima da onda, uma vez

que, para este trabalho, como já foi referido, é função do período, tornando-se impossível estabelecer uma comparação entre dados.

Refere-se que à semelhança do realizado na formulação de McConnell *et al.* (2004) também aqui se procede à determinação das forças verticais em vigas e lajes e às forças horizontais somente nas vigas, tanto internas como externas.

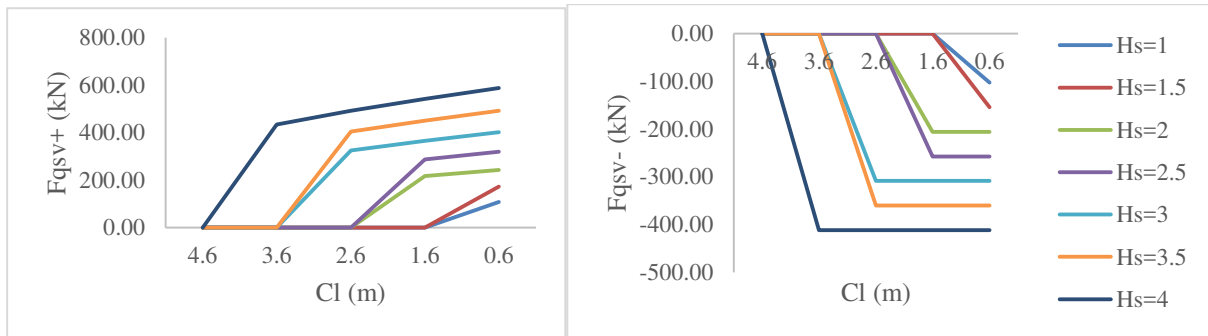


Figura 6-39 - Variação das forças verticais quase-estáticas positivas (F_{qsv+}), e negativa (F_{qsv-}), segundo Cuomo *et al.* (2007), na laje externa, em função da variação da folga, C_l , para fundos de referência de -15 m (Z.H.) ($T_m=8$ s; $CP=+4.6$ m (Z.H.))

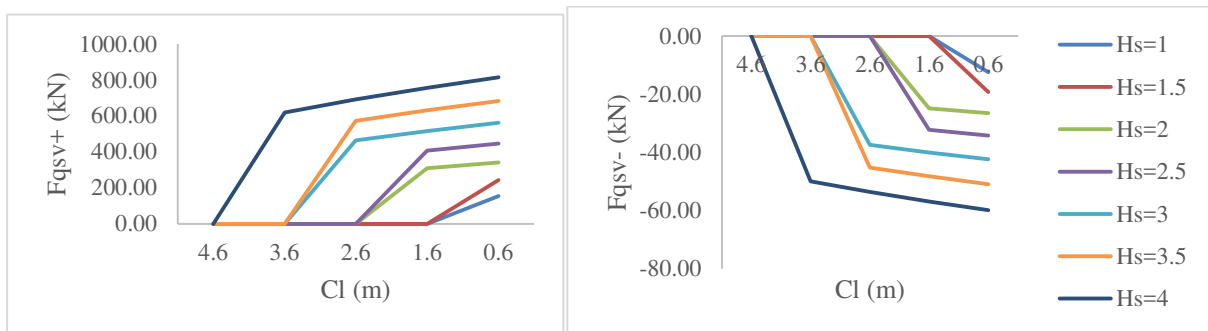


Figura 6-40 - Variação das forças verticais quase-estáticas positivas (F_{qsv+}), e negativa (F_{qsv-}), segundo Cuomo *et al.* (2007), na laje interna, em função da variação da folga, C_l , para fundos de referência de -15 m (Z.H.) ($T_m=8$ s; $CP=+4.6$ m (Z.H.))

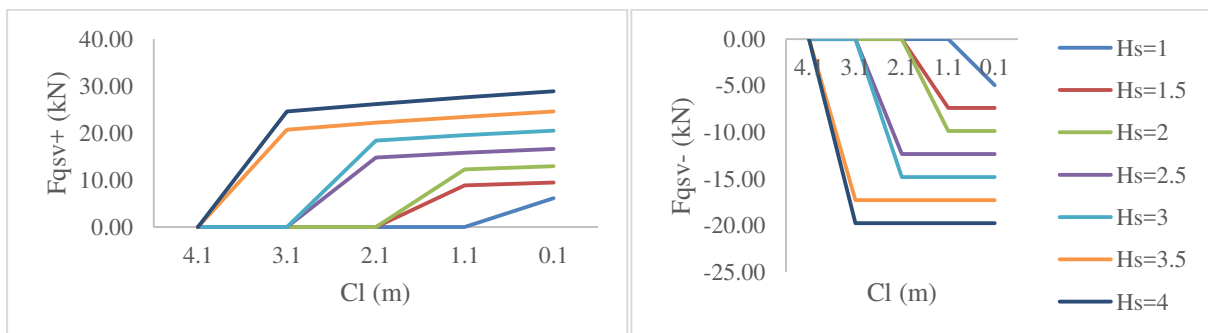


Figura 6-41 - Variação das forças verticais quase-estáticas positivas (F_{qsv+}), e negativa (F_{qsv-}), segundo Cuomo *et al.* (2007), na viga externa, em função da variação da folga, C_l , para fundos de referência de -15 m (Z.H.) ($T_m=8$ s; $CP=+4.1$ m (Z.H.))

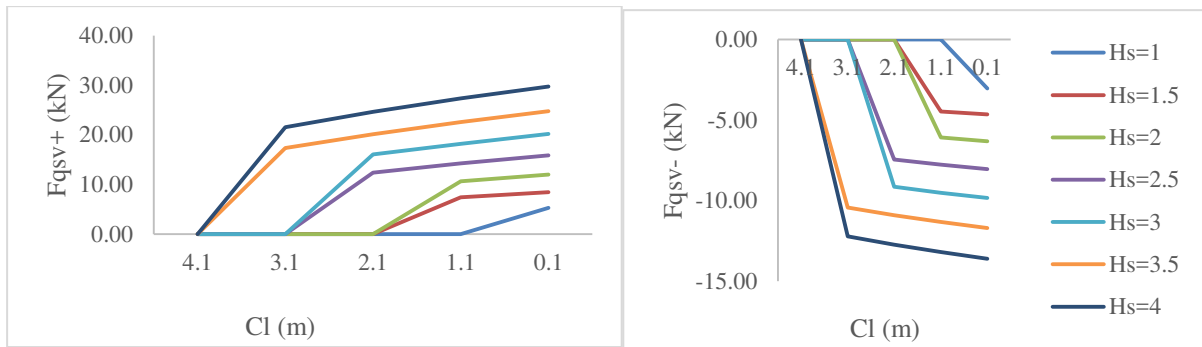


Figura 6-42 - Variação das forças verticais quase-estáticas positivas (F_{qsv+}), e negativa (F_{qsv-}), segundo Cuomo *et al.* (2007), na viga interna, em função da variação da folga, C_l , para fundos de referência de -15 m (Z.H.) ($T_m=8$ s; $CP=+4.1$ m (Z.H.))

Segundo as Figuras 6-39 a 6-42, a força vertical positiva apresenta-se superior nos cálculos efetuados para a laje interna, embora a diferença entre estes e os determinados para a laje externa não seja excessivamente alta. Por sua vez, a força vertical positiva calculada para as vigas interna e externa apresentam, para além de um comportamento semelhante na sua evolução, também valores parecidos.

Por sua vez, as forças verticais negativas apresentam valores contantes tanto para a laje externa, como para a viga externa, o que não será alheio o facto de em ambos os casos um dos coeficientes de cálculo ser igual a 0. Finalmente, as forças negativas na laje interna e viga interna apresentam, também elas, um comportamento semelhante na sua evolução e um crescimento que se assemelha a linear após um pico inicial.

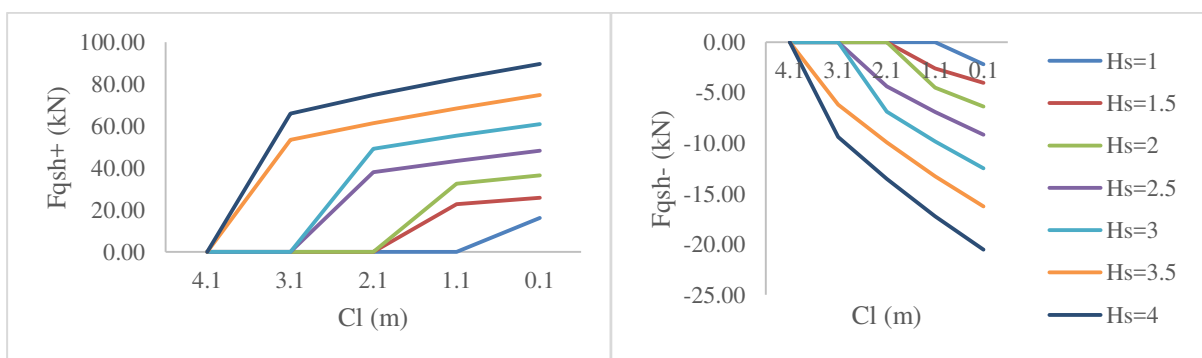


Figura 6-43 - Variação das forças horizontais quase-estáticas positiva (F_{qsh+}), e negativa (F_{qsh-}), segundo Cuomo *et al.* (2007), na viga externa, em função da variação da folga, C_l , para fundos de referência de -15 m ($T_m=8$ s; $CP=+4.1$ m (Z.H.))

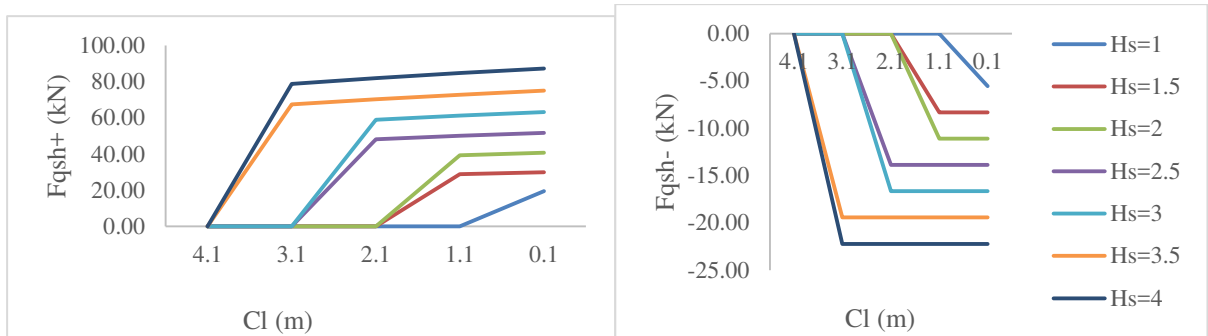


Figura 6-44 - Variação das forças horizontais quase-estáticas positiva (Fqsh+), e negativa (Fqsh-), segundo Cuomo *et al.* (2007), na viga interna, em função da variação da folga, Cl, para fundos de referência de -15 m (T_{med}=8 s; CP=+4.1 m (Z.H.))

As forças horizontais de acordo com o calculado com esta formulação, (Figura 6-43 e 6-44), em vigas internas e externas apresentam um comportamento semelhante tanto para as forças horizontais negativas na viga externa, como para a força horizontal positiva nas vigas interna e externa. No entanto, verifica-se uma constância dos valores calculados para a força horizontal negativa na viga interna devido ao coeficiente empírico considerado para tal (igual a 0).

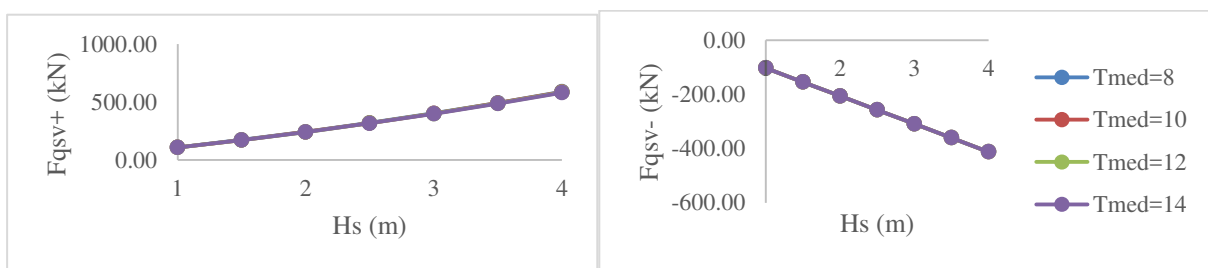


Figura 6-45 - Variação das forças verticais quase-estáticas positiva, (Fqsv+), e negativa, (Fqsv-), segundo Cuomo *et al.* (2007), na laje externa, em função da variação do período, T_{med} (SWL=+4 m (Z.H.)); D=-15 m (Z.H.); CP=+4.6 m (Z.H.), Cl=0.6 m)

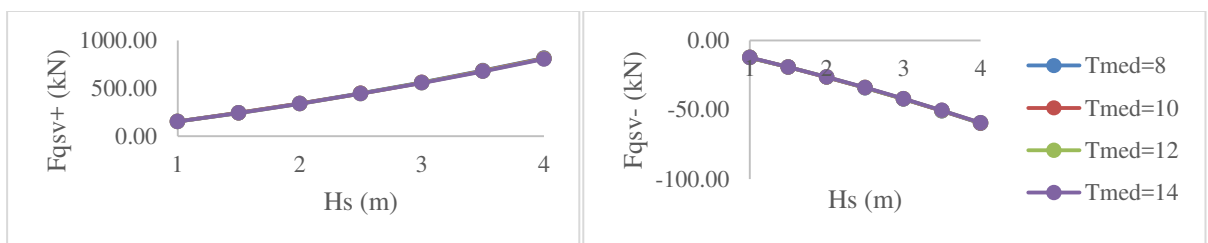


Figura 6-46 - Variação das forças verticais quase-estáticas positiva, (Fqsv+), e negativa, (Fqsv-), segundo Cuomo *et al.* (2007), na laje interna, em função da variação do período, T_{med} (SWL=+4 m (Z.H.)); D=-15 m (Z.H.); CP=+4.6 m (Z.H.), Cl=0.6 m)

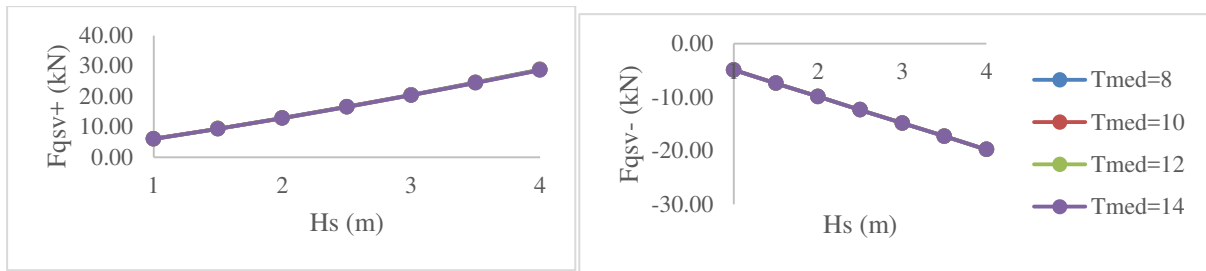


Figura 6-47 - Variação das forças verticais quase-estáticas positiva, (F_{qsv+}), e negativa, (F_{qsv-}), segundo Cuomo *et al* (2007), na viga externa, em função da variação do período, T_{med} (SWL=+4 m (Z.H.)); D=-15 m (Z.H.); CP=+4.1 m (Z.H.), Cl=0.1 m)

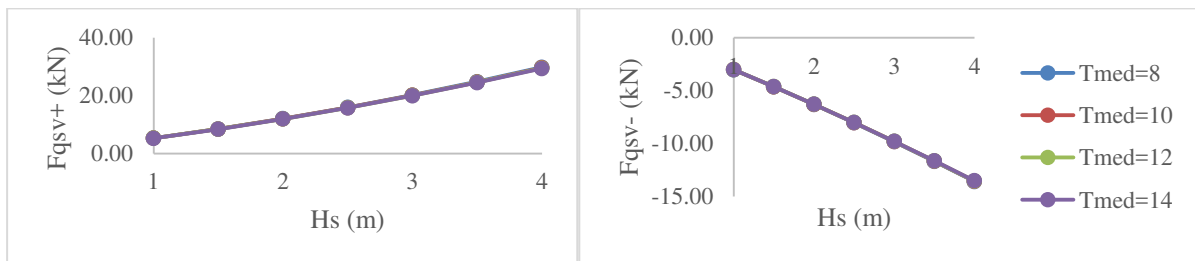


Figura 6-48 - Variação das forças verticais quase-estáticas positiva, (F_{qsv+}), e negativa, (F_{qsv-}), segundo Cuomo *et al* (2007), na viga interna, em função da variação do período, T_{med} (SWL=+4 m (Z.H.)); D=-15 m (Z.H.); CP=+4.1 m (Z.H.), Cl=0.1 m)

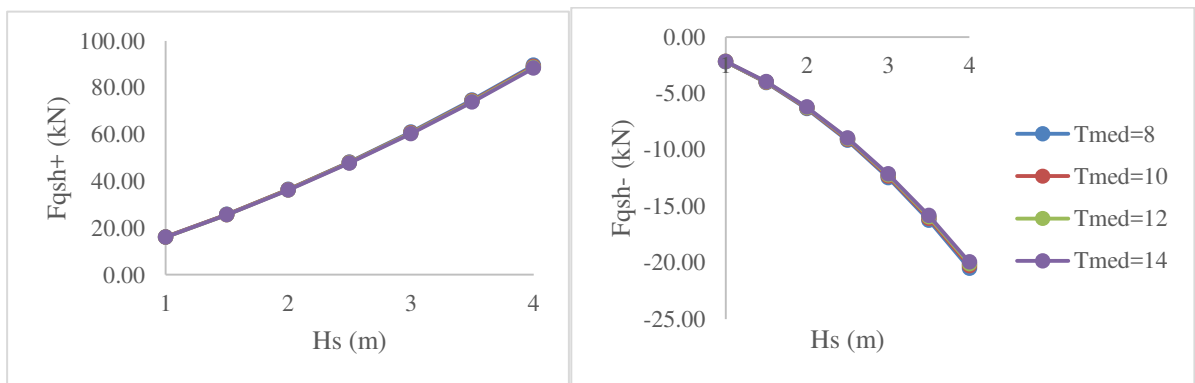


Figura 6-49 - Variação das forças horizontais quase-estáticas positiva (F_{qsh+}), e negativa (F_{qsh-}), segundo Cuomo *et al* (2007), na viga externa, em função da variação do período, T_{med} (SWL=+4 m (Z.H.)); D=-15 m (Z.H.); CP=+4.1 m (Z.H.), Cl=0.1 m)

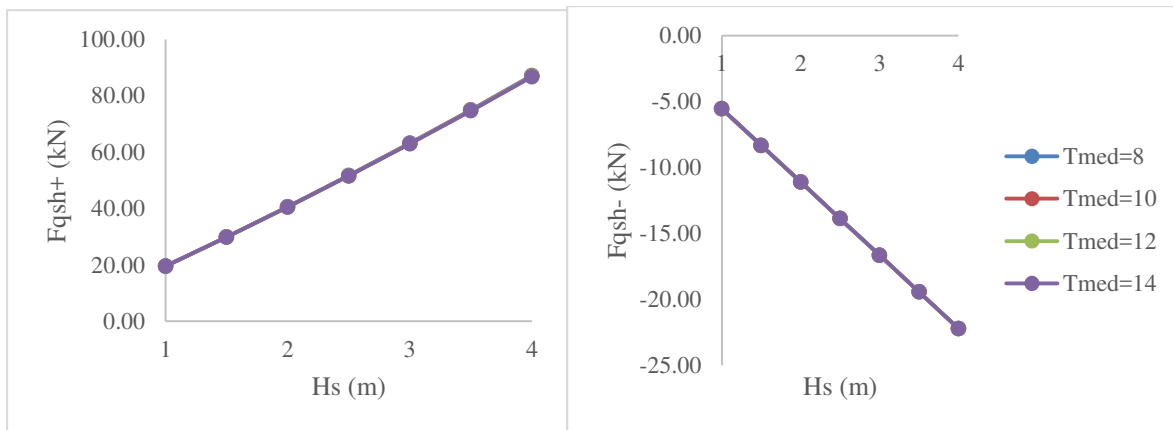


Figura 6-50 - Variação das forças horizontais quase-estáticas positiva (F_{qsh+}), e negativa (F_{qsh-}), segundo Cuomo *et al* (2007), na viga interna, em função da variação do período, T_{med} (SWL=+4 m (Z.H.)); $D=-15$ m (Z.H.); $CP=+4.1$ m (Z.H.), $Cl=0.1$ m)

Tal como seria de esperar, as Figuras 6-45 a 6-50 mostram que as forças verticais e horizontais quase-estáticas, quer positivas, quer negativas, são independentes do período médio, T_{med} .

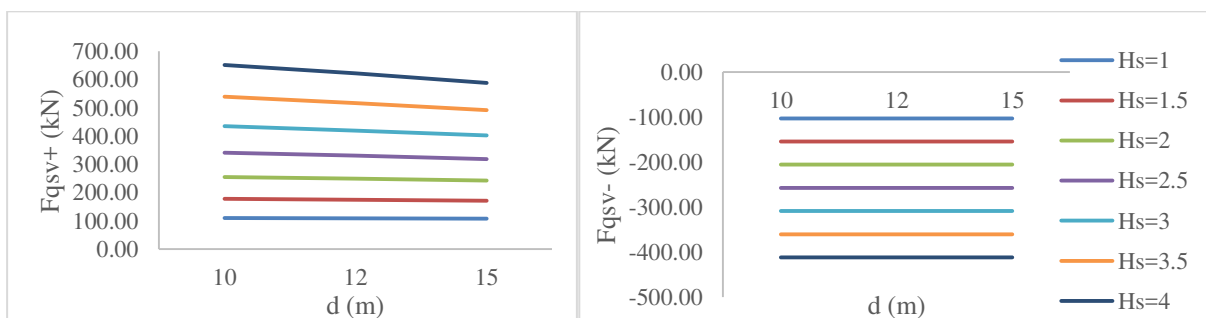


Figura 6-51 - Variação das forças verticais quase-estáticas positiva (F_{qsv+}), e negativa (F_{qsv-}), segundo Cuomo *et al* (2007), na laje externa, em função da variação da profundidade ($T_{med}=8$ s; SWL=+4 m (Z.H.); $CP=+4.6$ m (Z.H.), $Cl=0.6$ m)

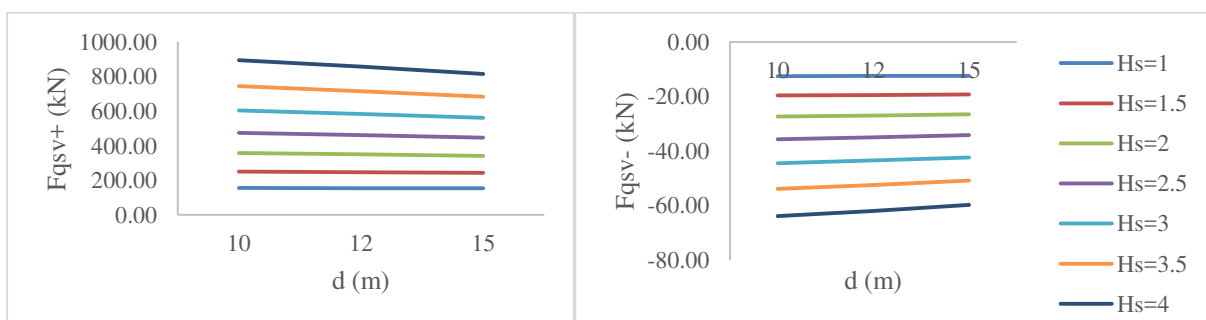


Figura 6-52 - Variação das forças verticais quase-estáticas positiva (F_{qsv+}), e negativa (F_{qsv-}), segundo Cuomo *et al* (2007), na laje interna, em função da variação da profundidade ($T_{med}=8$ s; SWL=+4 m (Z.H.); $CP=+4.6$ m (Z.H.), $Cl=0.6$ m)

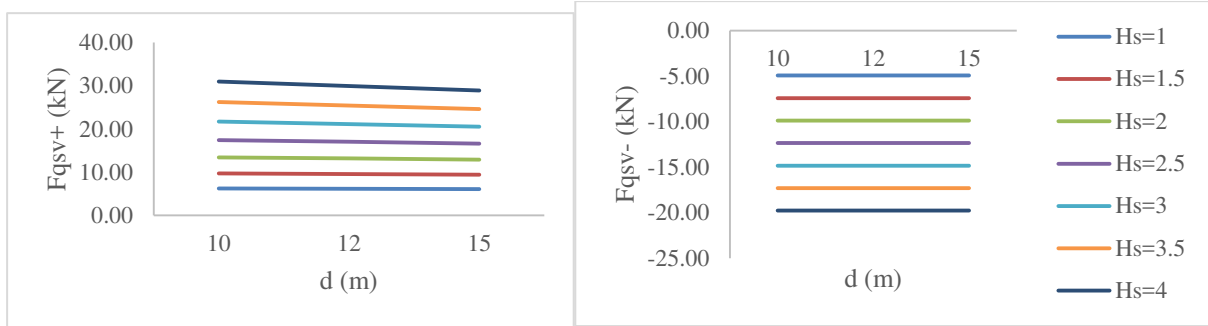


Figura 6-53 - Variação das forças verticais quase-estáticas positiva (F_{qsv+}), e negativa (F_{qsv-}), segundo Cuomo *et al* (2007), na viga externa, em função da variação da profundidade ($T_{med}=8$ s; $SWL=+4$ m (Z.H.); $CP=+4.1$ m (Z.H.), $Cl=0.1$ m)

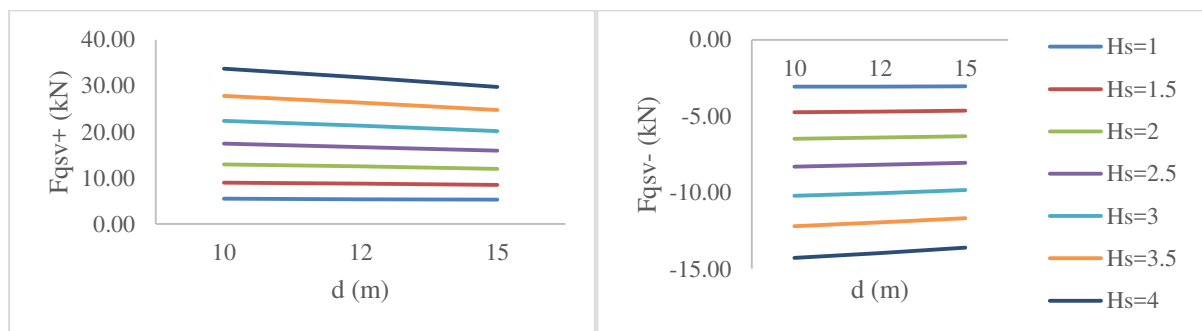


Figura 6-54 - Variação das forças verticais quase-estáticas positiva (F_{qsv+}), e negativa (F_{qsv-}), segundo Cuomo *et al* (2007), na viga interna, em função da variação da profundidade ($T_{med}=8$ s; $SWL=+4$ m (Z.H.); $CP=+4.1$ m (Z.H.), $Cl=0.1$ m)

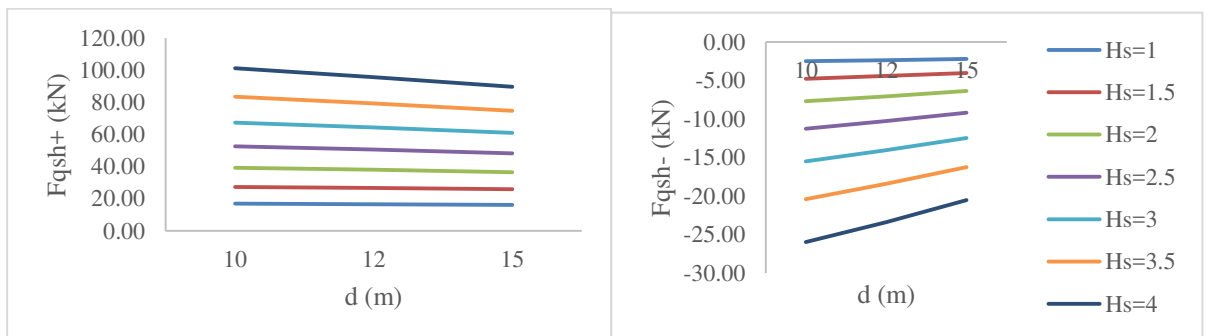


Figura 6-55 - Variação da força vertical quase-estática positiva (F_{qsh+}), e negativa (F_{qsh-}), segundo Cuomo *et al*. (2007), na viga externa, em função da variação da profundidade ($T_{med}=8$ s; $SWL=+4$ m (Z.H.); $CP=+4.1$ m (Z.H.), $Cl=0.1$ m)

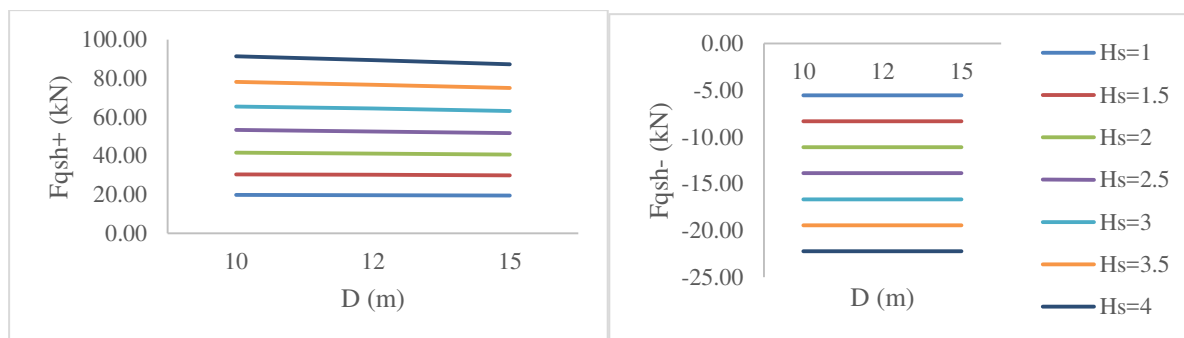


Figura 6-56 - Variação da força vertical quase-estática positiva (F_{qsh+}), e negativa (F_{qsh-}), segundo Cuomo *et al.* (2007), na viga interna, em função da variação da profundidade ($T_{med}=8$ s; $SWL=+4$ m (Z.H.) ; $CP=+4.1$ m (Z.H.), $CI=0.1$ m))

Através das Figuras 6-51 a 6-56 é possível verificar que a profundidade tem influência variável nas forças calculadas através da formulação proposta por Cuomo *et al.* (2007).

Se para os elementos exteriores, viga e laje, se verifica que a profundidade não tem, praticamente, qualquer tipo de influência quando se abordam as forças verticais negativas, o mesmo não se pode afirmar em relação às forças verticais positivas onde se verifica um decréscimo, ainda que ligeiro, das forças com o aumento da profundidade. Este decréscimo é mais visível e notável em alturas de onda superiores.

Abordando os elementos interiores como a laje e a viga interna, verifica-se um decréscimo das forças verticais, tanto negativa como positivas, com o aumento da profundidade. Este facto é mais relevante nas vigas internas.

Por sua vez, as forças horizontais nas vigas externas apresentam uma dependência acentuada da profundidade, mais visível na força horizontal negativa, enquanto a viga interna não apresenta uma variação acentuada dos valores calculados em função da profundidade.

6.2.6 Análise conjunta dos métodos

Neste ponto é realizada uma análise conjunta dos métodos para avaliar a influência da profundidade, nível de maré, período e altura de ondas significativa nas forças verticais e horizontais e perceber a forma como estas variam para cada um dos métodos.

É, no entanto, de referir que por algumas das formulações não apresentarem as mesmas conceções, como por exemplo admitirem as componentes negativas das forças verticais e horizontais, em alguns dos gráficos apresentados não são expostos alguns dos métodos. Mais se refere, que tendo em conta algumas das formulações se basearem na avaliação individual de cada elemento da estrutura, ao invés da sua globalidade, se optou por incluir os resultados

para as forças verticais na laje interior e exterior, de acordo com as formulações de McConnell *et al.* (2004) e Cuomo *et al.* (2007), nos respectivos gráficos de forças verticais positivas e negativas. O mesmo procedimento foi adotado para as forças horizontais positivas e negativas nas vigas interiores e exteriores de acordo com os dois métodos mencionados que foram incluídas nos gráficos que incluem os demais métodos.

Finalmente, refere-se que tendo em conta que os diferentes métodos consideram diferentes áreas molhadas da plataforma, e conseqüentemente, diferentes cotas da plataforma, a variação das forças em função da folga será substituída pela respectiva variação em função do nível de maré, uma vez que são parâmetros interligados e que este apresenta uma maior abrangência.

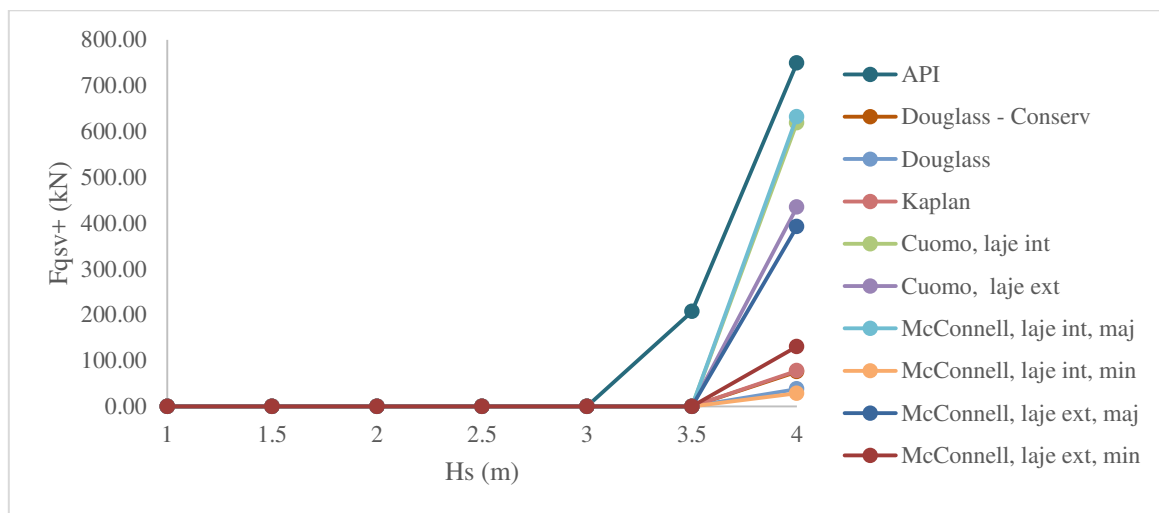


Figura 6-57 - Variação da força vertical quase-estática positiva, F_{qsv+} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5, com a variação do nível de maré ($T_{med}=8$ s; SWL=+1 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.))

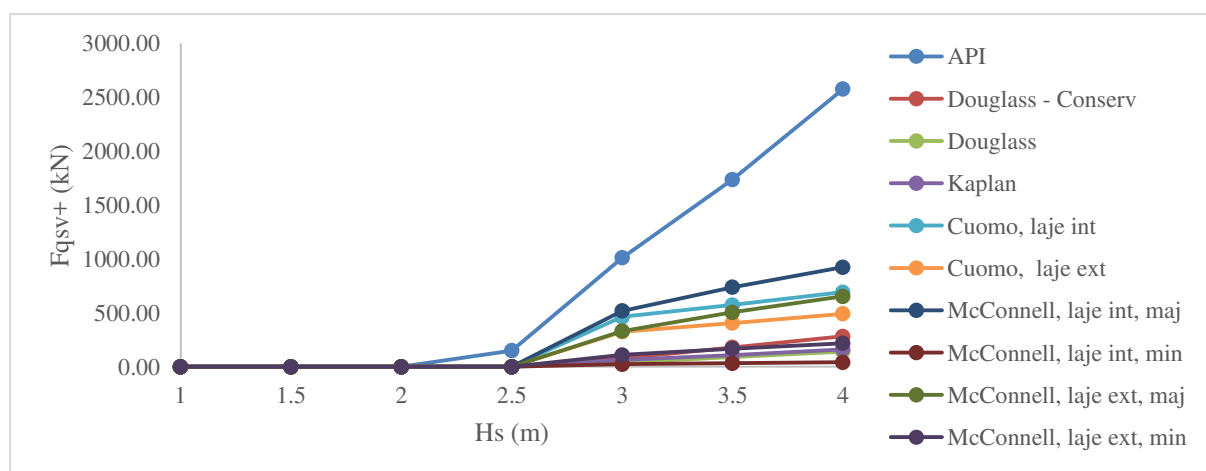


Figura 6-58 - Variação da força vertical quase-estática positiva, F_{qsv+} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5, com a variação do nível de maré ($T_{med}=8$ s; SWL=+2 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.))

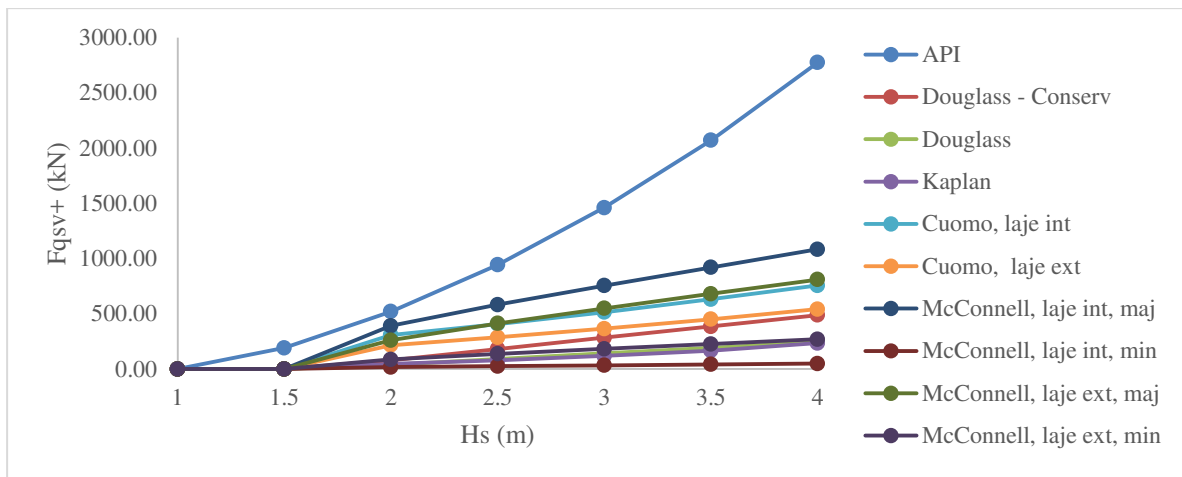


Figura 6-59 - Variação da força vertical quase-estática positiva, F_{qsv+} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5, com a variação do nível de maré ($T_{med}=8$ s; SWL=+3 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.))

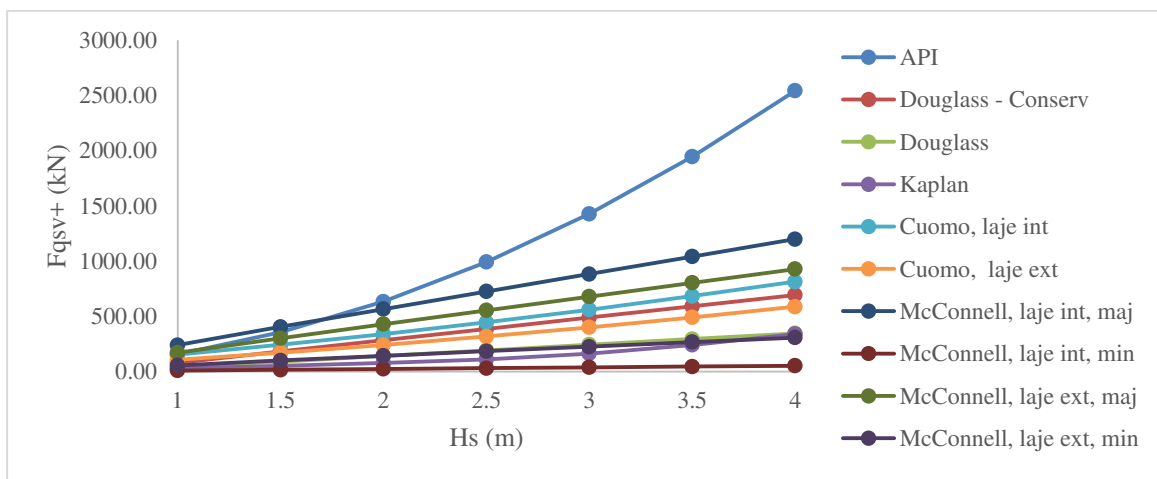


Figura 6-60 - Variação da força vertical quase-estática positiva, F_{qsv+} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5, com a variação do nível de maré ($T_{med}=8$ s; SWL=+4 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.))

Analisando as Figuras 6-57 a 6-60 é possível constatar que para todas as alturas de onda significativas e para todos os níveis de maré considerados, o método proposto por API (2002) devolve valores claramente mais elevados para a força vertical quase-estática positiva, podendo, para os casos estudados ser na ordem do dobro da segunda maior força calculada. Por sua vez, a força vertical quase-estática positiva determinada através de McConnell *et al.* (2004) para a laje interna minorada apresenta os mínimos valores determinados para todas as condições de nível de maré

A força vertical quase-estática positiva, determinada através de McConnell *et al.* (2004) para a laje interna majorada, apresenta os segundos maiores valores de entre os métodos utilizados,

sendo que para a maior altura de onda significativa e nível de maré mínimo (+1 m (Z.H.)), a diferença entre este e API (2002) é menor. Menciona-se que para este nível de maré, Cuomo *et al.* (2007) para a laje interna apresenta valores muito semelhantes a McConnell *et al.* 2004 para a laje interna majorada, enquanto Kaplan *et al.* (1995) devolve resultados um pouco inferiores a McConnell *et al.* (2004) para a laje externa minorada.

Ao longo da variação do nível de maré, verifica-se que as forças verticais quase-estáticas positivas determinadas através de Cuomo *et al.* (2007) para a laje interna e McConnell *et al.* (2004) para a laje externa majorada apresentam valores semelhantes, assim como Douglass *et al.* (2006), Kaplan *et al.* (1995) e a McConnell *et al.* (2004), para a laje interna majorada.

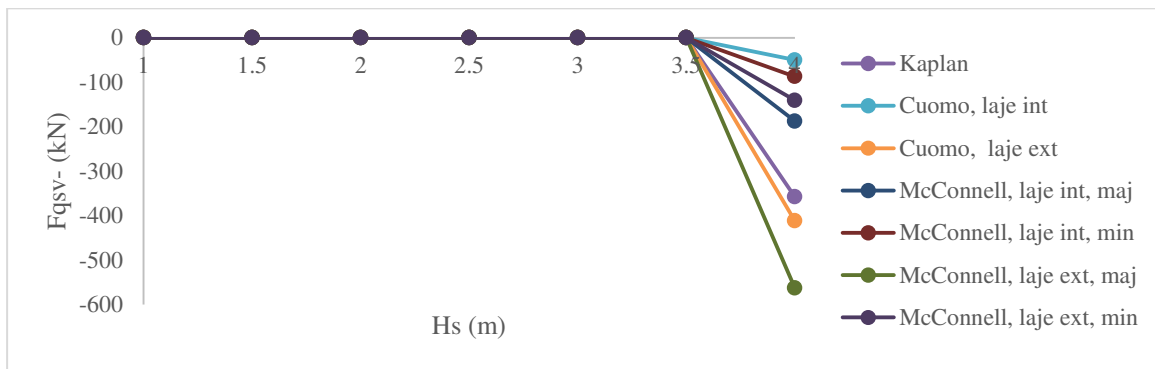


Figura 6-61 - Variação da força vertical quase-estática negativa, F_{qsv-} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5, com a variação do nível de maré ($T_{med}=8$ s; SWL=+1 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.))

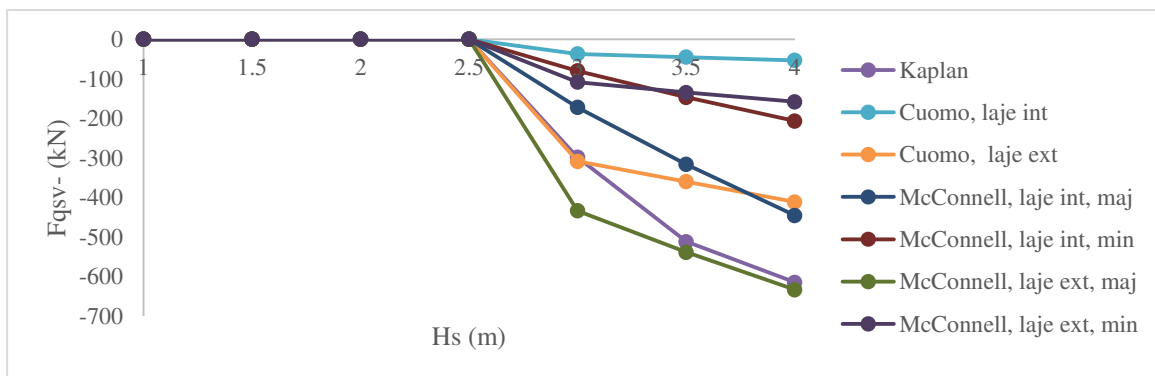


Figura 6-62 - Variação da força vertical quase-estática negativa, F_{qsv-} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5, com a variação do nível de maré ($T_{med}=8$ s; SWL=+2 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.))

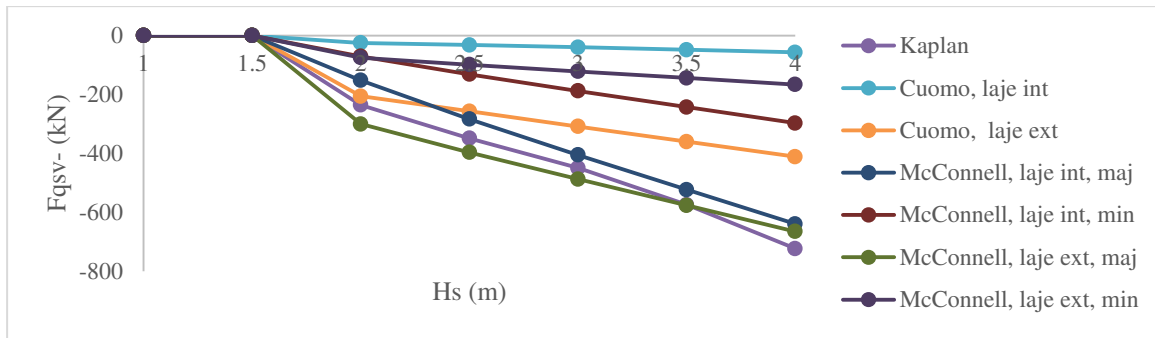


Figura 6-63 - Variação da força vertical quase-estática negativa, F_{qsv-} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5, com a variação do nível de maré ($T_{med}=8$ s; SWL=+3 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.))

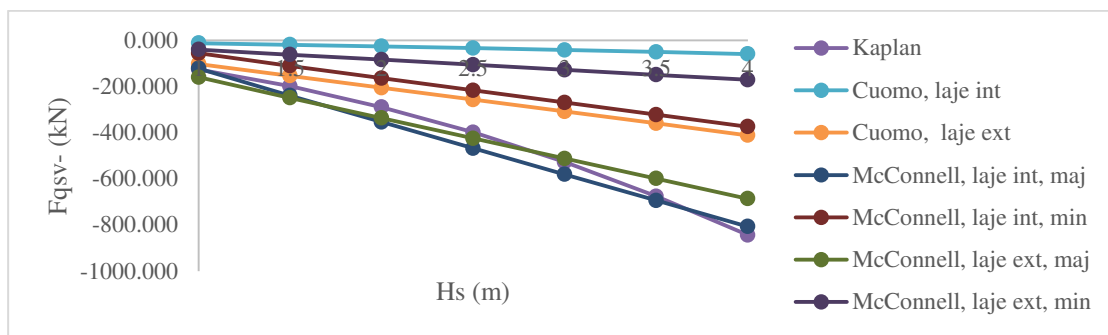


Figura 6-64 - Variação da força vertical quase-estática negativa, F_{qsv-} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5, com a variação do nível de maré ($T_{med}=8$ s; SWL=+4 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.))

Por sua vez, analisando as Figuras 6-61 a 6-64, referentes às forças quase-estáticas verticais negativas, é possível verificar que para um nível de maré de +1 m (Z.H.) e +2 m (Z.H.), McConnell *et al.* (2004), calculado na laje exterior majorada, apresentam valores superiores, sendo seguida por Cuomo *et al.* (2007) calculado na laje exterior e por Kaplan *et al.* (1995), respectivamente.

Para valores de nível de maré mais elevados, +3 m (Z.H.) e +4 m (Z.H.) é possível verificar que Kaplan *et al.* (1995) permanece dominante para a maior altura de onda significativa considerada, 4 m, embora seja possível verificar que McConnell *et al.* (2004) calculado na laje interior majorada tenha grande proeminência para todas as alturas de onda significativa inferiores a 4 m, para +4 m (Z.H.), enquanto McConnell *et al.* (2004) calculado na laje exterior majorada apresente grande proeminência para todas as alturas de onda significativas inferiores a 4 m, para +3 m (Z.H.).

É de referir que, para este tipo de forças, Cuomo *et al.* (2007) na laje interior apresenta os menores valores obtidos para todos os níveis de maré considerados, seguido da laje externa

minorada calculada de acordo com a formulação de McConnell *et al.* (2004) e da laje interna minorada calculada através da formulação apresentada pelo mesmo autor. É no entanto de referir que para o nível de maré +4 m (Z.H.), o tipo de forças quase-estáticas verticais negativas de acordo com McConnell *et al.* (2004) para a laje interna minorada se aproxima dos valores calculados através de Cuomo *et al.* (2007) para a laje externa.

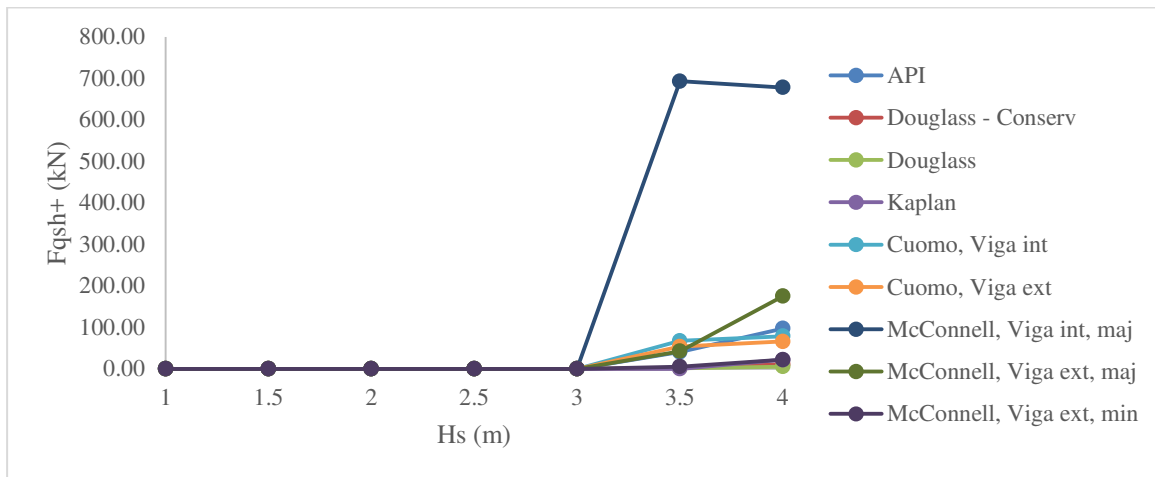


Figura 6-65 - Variação da força horizontal quase-estática positiva, F_{qsh+} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5, com a variação do nível de maré ($T_{med}=8$ s; SWL=+1 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.))

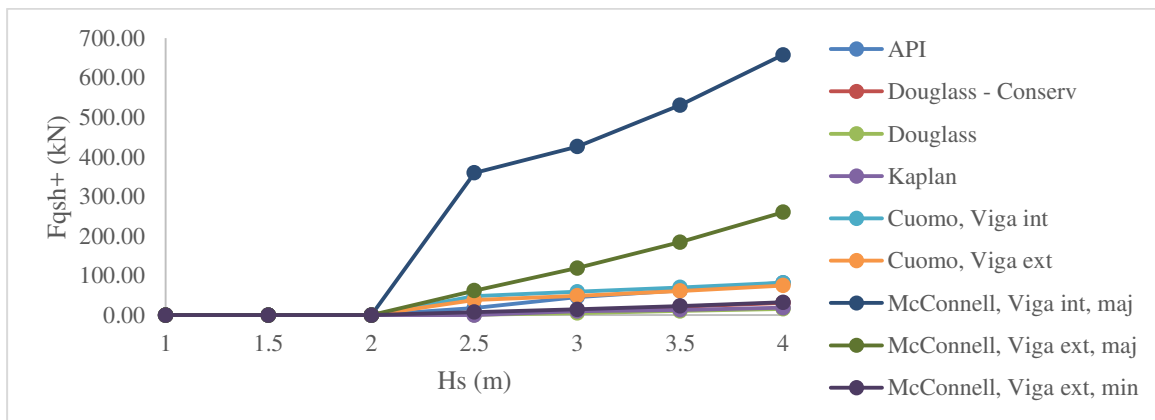


Figura 6-66 - Variação da força horizontal quase-estática positiva, F_{qsh+} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5, com a variação do nível de maré ($T_{med}=8$ s; SWL=+2 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.))

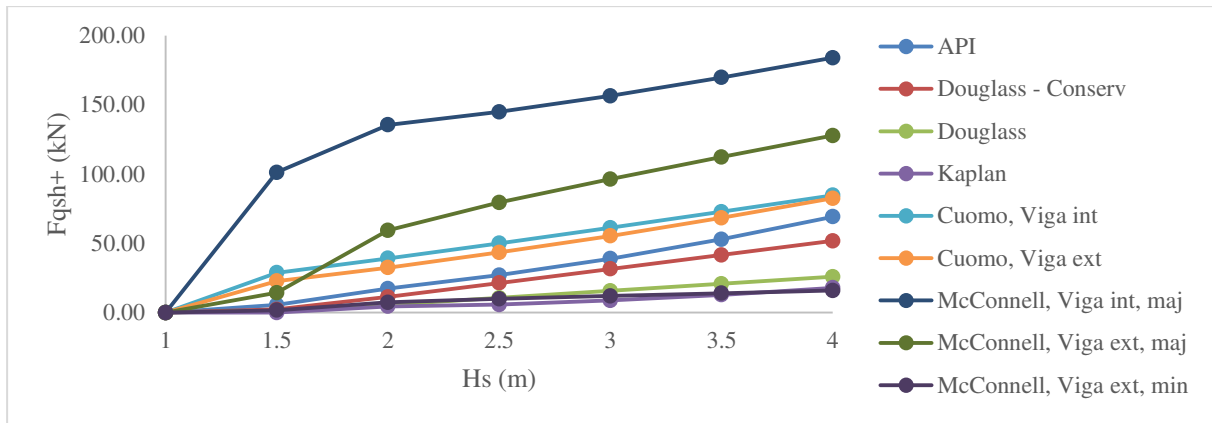


Figura 6-67 - Variação da força horizontal quase-estática positiva, F_{qsh+} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5, com a variação do nível de maré ($T_{med}=8$ s; SWL=+3 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.))

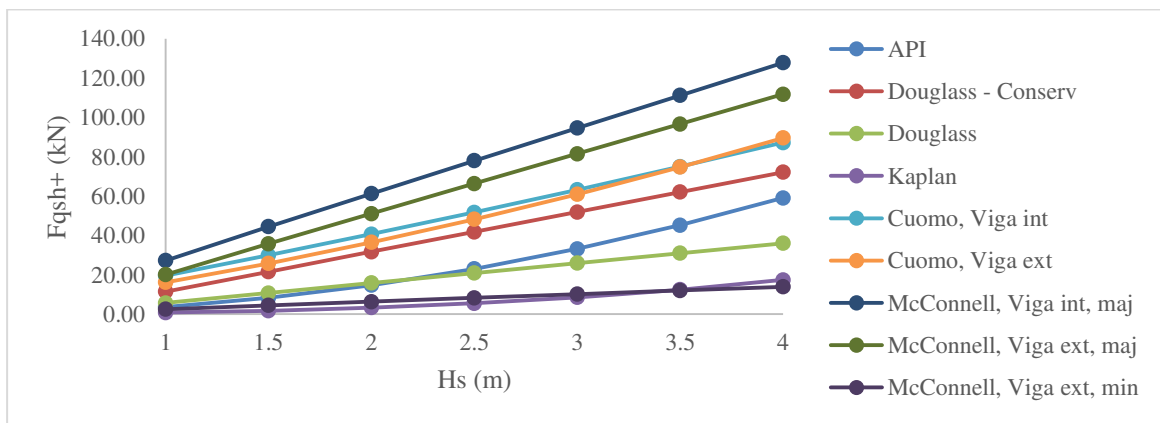


Figura 6-68 - Variação da força horizontal quase-estática positiva, F_{qsh+} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5, com a variação do nível de maré ($T_{med}=8$ s; SWL=+4 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.))

No que toca às forças horizontais quase-estáticas positivas na plataforma, expostas nas Figura 6-65 a 6-68, refere-se que, de forma clara e inequívoca, o valor calculado através de McConnell *et al.* (2004) para a viga interna majorada se apresenta dominante ao longo de todos os níveis de maré, embora para valores mais baixos deste parâmetro, nomeadamente +1 m (Z.H.) e +2 m (Z.H.), apresente valores extremamente superiores aos determinados através dos restantes métodos.

Para níveis de maré mais baixos, +1 m (Z.H.) e +2 m (Z.H.), Cuomo *et al.* (2007) calculado para as vigas exteriores e interiores e API (2002) apresentam valores semelhantes ao longo do domínio de alturas de onda significativa estudados. Por sua vez, ainda para este domínio de níveis de maré, verifica-se que Kaplan *et al.* (1995), Douglass *et al.* (2006), conservativo e

não conservativo, e McConnell *et al.* (2004) na viga externa minorada apresentam os valores mais reduzidos para forças horizontais quase-estáticas positivas. Finalmente, McConnell *et al.* (2004) para a viga externa majorada devolve os segundos maiores valores para todo o domínio de níveis de maré estudados.

Para níveis de maré mais elevados, +3 m (Z.H.) e +4 m (Z.H.), Cuomo *et al.* (2007) apresentam valores semelhantes, tanto na viga interior como na exterior, sendo seguida pelos valores devolvidos por API (2002) para +3 m (Z.H.) e por Douglas *et al.* (2006) conservativo para +4 m (Z.H.). Neste domínio de níveis de maré, Kaplan *et al.* (1995) e McConnell *et al.* (2004), na viga externa minorada devolvem os valores mais reduzidos.

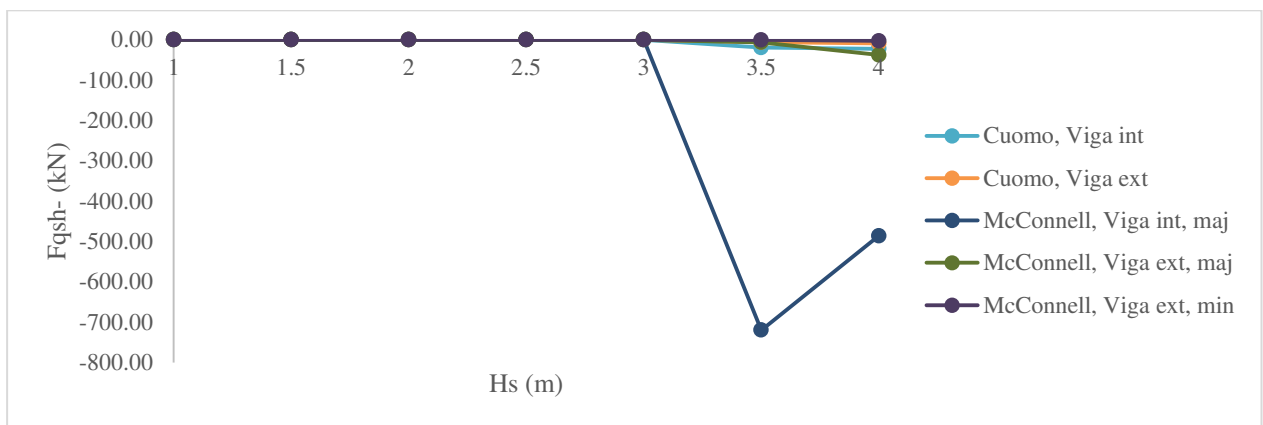


Figura 6-69 - Variação da força horizontal quase-estática negativa, F_{qsh-} , na plataforma interior, com a variação do nível de maré ($T_{med}=8$ s; SWL=+1 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.))

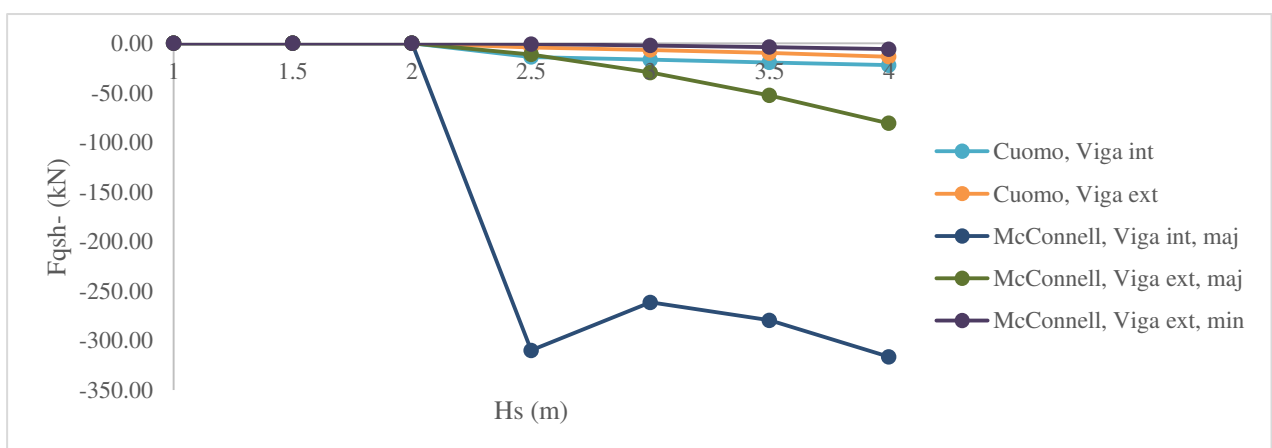


Figura 6-70 - Variação da força horizontal quase-estática negativa, F_{qsh-} , na plataforma interior, com a variação do nível de maré ($T_{med}=8$ s; SWL=+2 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.))

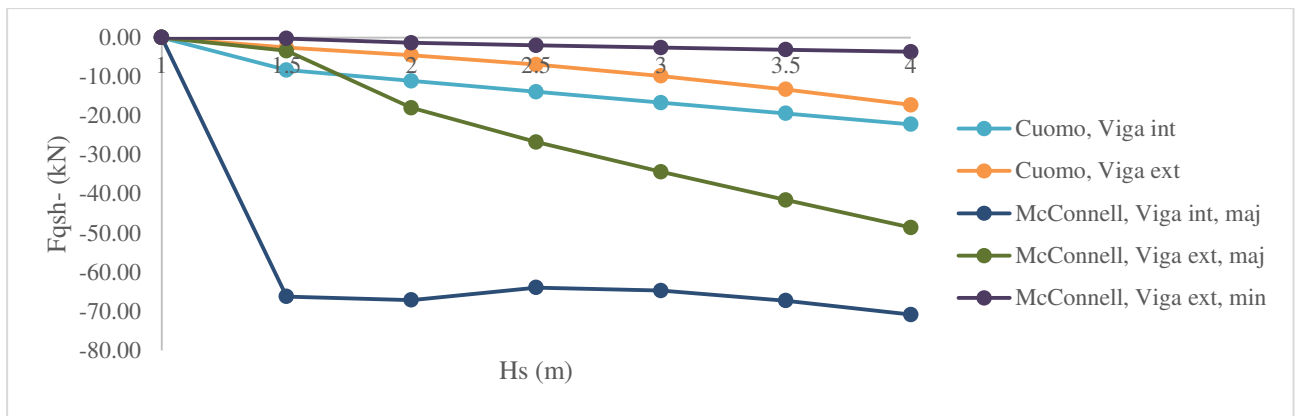


Figura 6-71 - Variação da força horizontal quase-estática negativa, F_{qsh-} , na plataforma interior, com a variação do nível de maré ($T_{med}=8$ s; SWL=+3 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.))

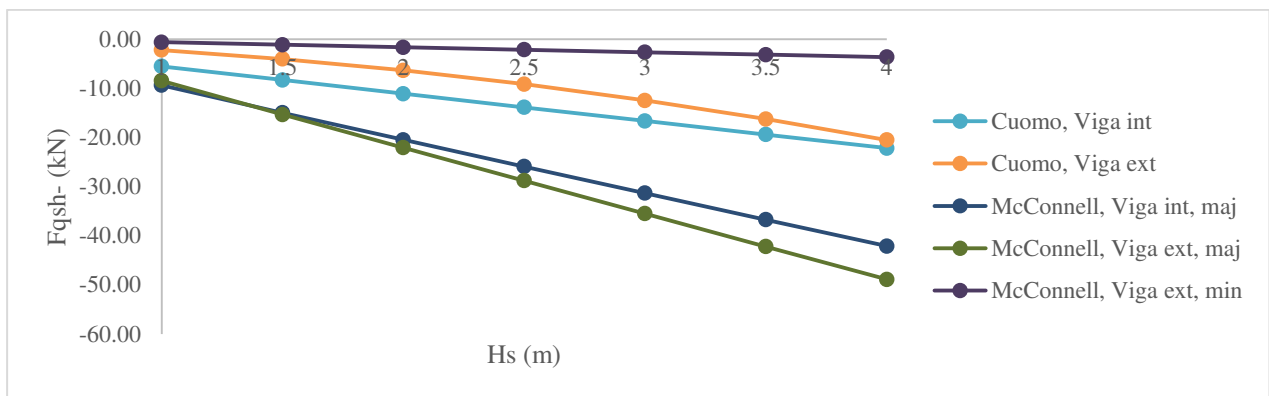


Figura 6-72 - Variação da força horizontal quase-estática negativa, F_{qsh-} , na plataforma interior, com a variação do nível de maré ($T_{med}=8$ s; SWL=+4 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.))

Finalmente, no que concerne às forças quase-estáticas horizontais negativas, Figura 6-69 a Figura 6-72, McConnell *et al.* (2004) calculada na viga interna majorada apresentam os maiores valores devolvidos por todos os métodos considerados exceto para o nível de maré igual a +4 m (Z.H.), onde os valores calculados na viga externa majorada apresentam valores superiores, em módulo.

Por sua vez, a força horizontal quase-estática negativa determinada através da formulação de McConnell *et al.* (2004) para a viga externa majorada apresenta os segundos maiores valores de todas as formulações consideradas nos níveis de maré de +1 m (Z.H.) a +3 m (Z.H.), excetuando-se o caso em que o nível de maré é igual a +4 m (Z.H.) e este elemento devolve os maiores valores da força mencionada.

Finalmente, Cuomo *et al.* (2007) na viga externa e interna devolvem valores semelhantes em todo o domínio de níveis de maré estudados, assim como McConnell *et al.* (2004) calculado na viga interna majorada apresenta os menores valores nas mesmas condições de estudo.

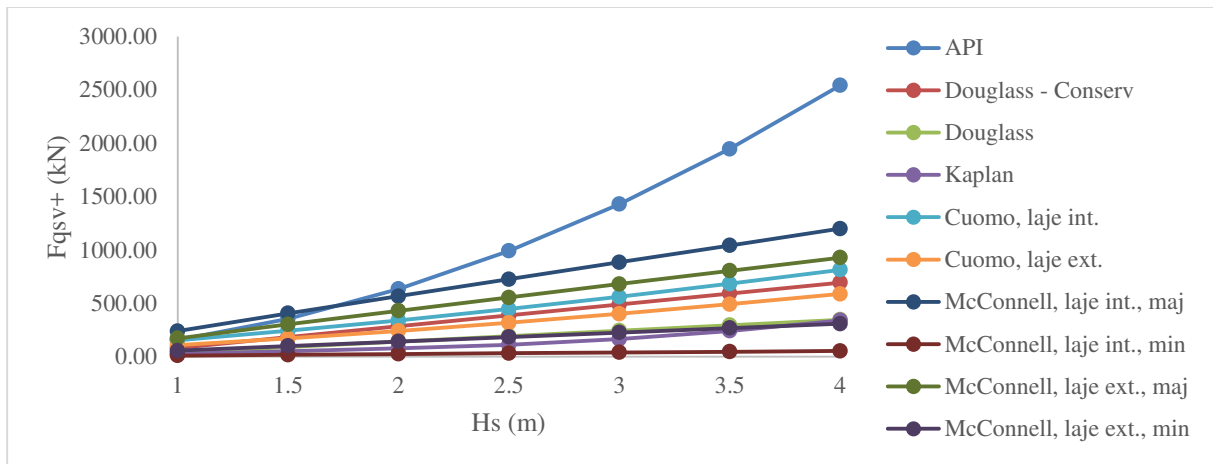


Figura 6-73 - Variação da força vertical quase-estática positiva, F_{qsv+} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5, com a variação do período ($T_{med}=8$ s; SWL=+4 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.))

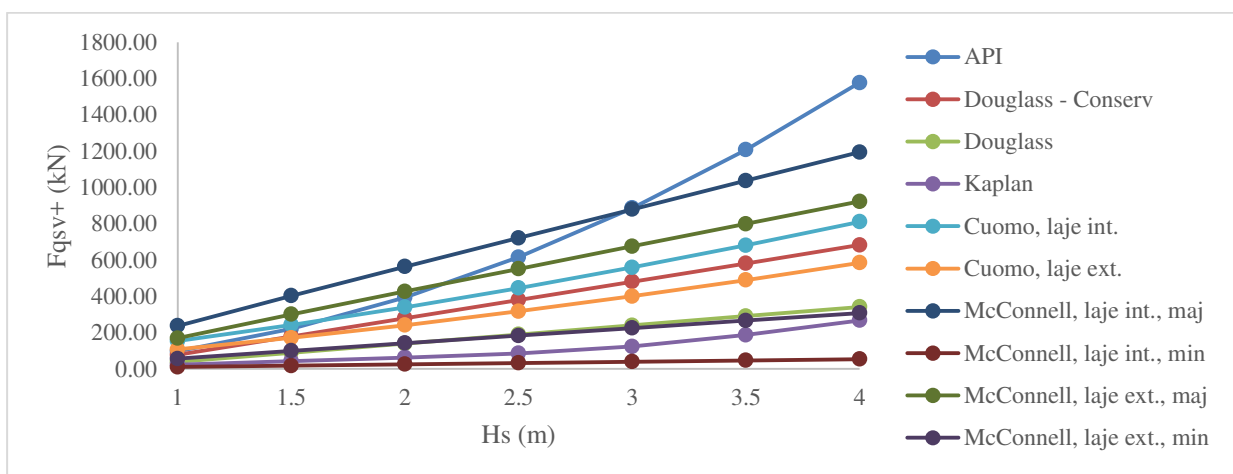


Figura 6-74 - Variação da força vertical quase-estática positiva, F_{qsv+} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5, com a variação do período ($T_{med}=10$ s; SWL=+4 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.))

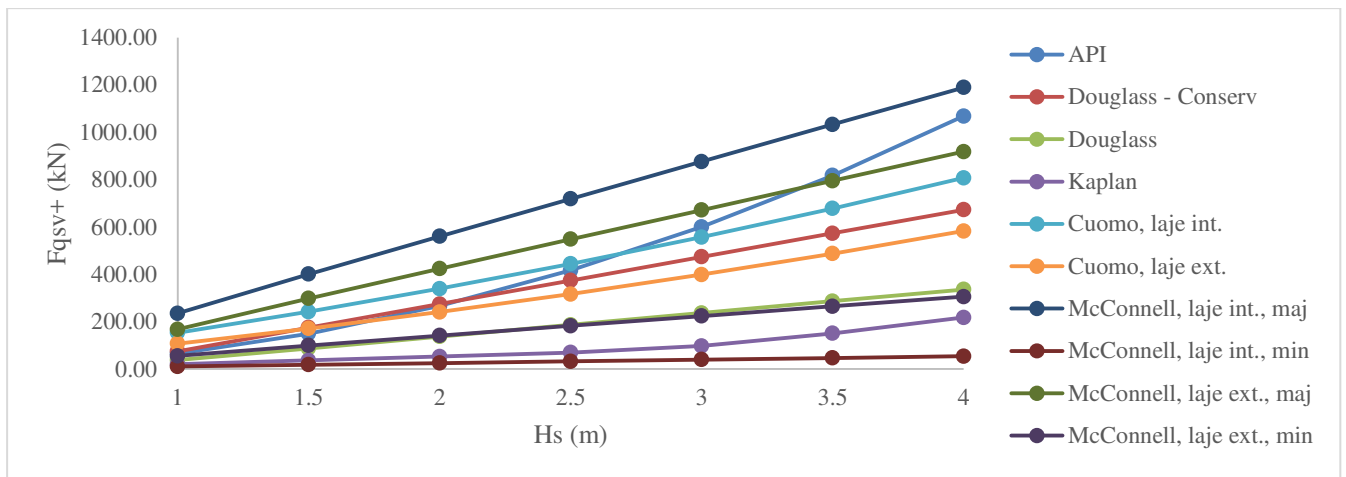


Figura 6-75 - Variação da força vertical quase-estática positiva, F_{qsv+} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5, com a variação do período ($T_{med}=12$ s; SWL=+4 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.))

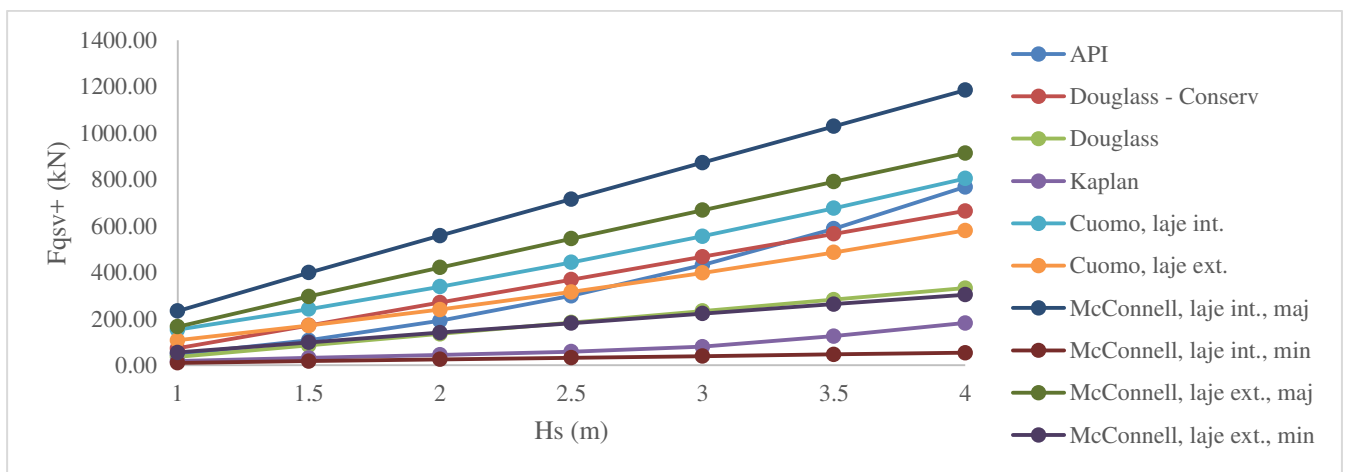


Figura 6-76 - Variação da força vertical quase-estática positiva, F_{qsv+} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5, com a variação do período ($T_{med}=14$ s; SWL=+4 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.))

Considerando a evolução das forças quase-estáticas positivas com a variação do período, Figura 6-73 a Figura 6-76, constata-se que, como seria de esperar e como já havia sido referido, somente irá ocorrer variação por parte das forças calculadas através das formulações de Kaplan *et al.* (1995) e API (2002), os dois métodos cinemáticos considerados. Essa variação, como também já foi oportunamente referido, vai no sentido da redução dos valores com o aumento do período.

Nesse sentido, verifica-se que para o período mais reduzido considerado, 8 s, a força vertical calculada através de API (2002) apresenta o valor mais elevado quando consideradas as

alturas de onda significativa superiores a 2 m e os segundos valores superiores quando considerados as alturas de onda significativas inferiores ao referido valor.

No entanto, com o aumento do período, as estimativas projetadas através deste método perdem terreno em relação às determinadas através de McConnell *et al.* (2004) e Cuomo *et al.* (2007), que se mantêm praticamente inalteradas com a variação do período. A variação de valores verificada por API (2002) é de tal maneira drástica que para o máximo período considerado a estimativa através deste método se reduz para cerca de metade daquela que se verificava para um período de 8 s. Por sua vez, as estimativas apresentadas pelo método de Kaplan *et al.* (1995) também apresentam uma redução drástica com o período, ao ponto de, para o máximo período considerado, este método devolver os segundos valores mais conservativos de entre os métodos considerados, apenas superado por McConnell *et al.* (2004) calculado na laje interior minorada.

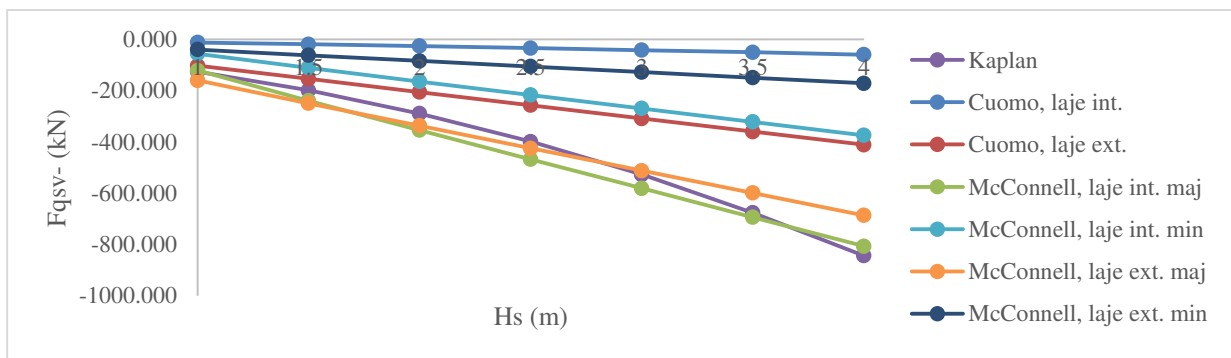


Figura 6-77 - Variação da força vertical quase-estática negativa, F_{qsv-} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5 ($T_{med}=8$ s; SWL=+4 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.))

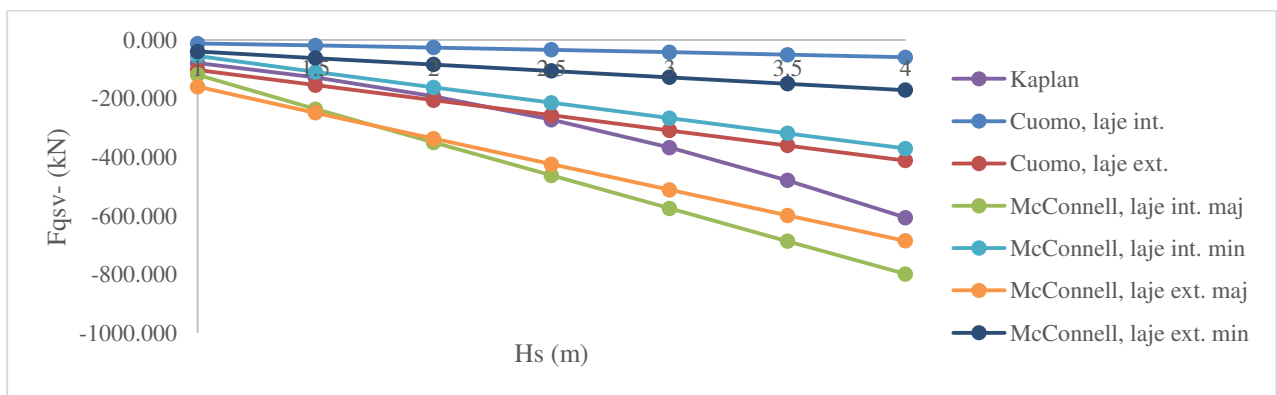


Figura 6-78 - Variação da força vertical quase-estática negativa, F_{qsv-} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5 ($T_{med}=10$ s; SWL=+4 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.))

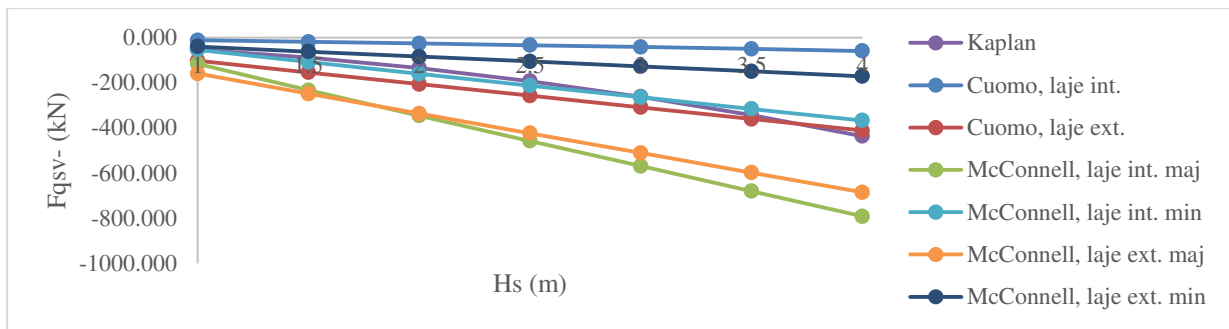


Figura 6-79 - Variação da força vertical quase-estática negativa, F_{qsv-} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5 ($T_{med}=12$ s; SWL=+4 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.))

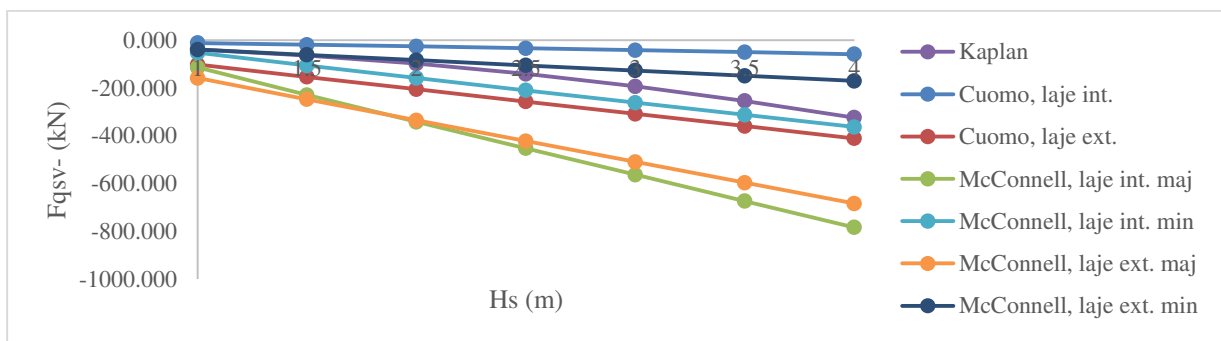


Figura 6-80 - Variação da força vertical quase-estática negativa, F_{qsv-} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5 ($T_{med}=14$ s; SWL=+4 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.))

No caso das forças verticais quase-estáticas negativas, Figura 6-77 a Figura 6-80, onde somente o método de Kaplan *et al.* (1995) é afetado pela variação do período, também se verifica uma redução drástica dos valores devolvidos, ao ponto de, para este método, no máximo período considerado ter ocorrido uma redução assinalável ao verificado para o período mínimo considerado. Desta forma, os valores obtidos através de McConnell *et al.* (2004) majorado, apresentam-se dominantes em todo o domínio de períodos considerados, seguidos por Cuomo *et al.* (2007) e McConnell *et al.* (2004) minorado quando o período considerado é superior a 8 s.

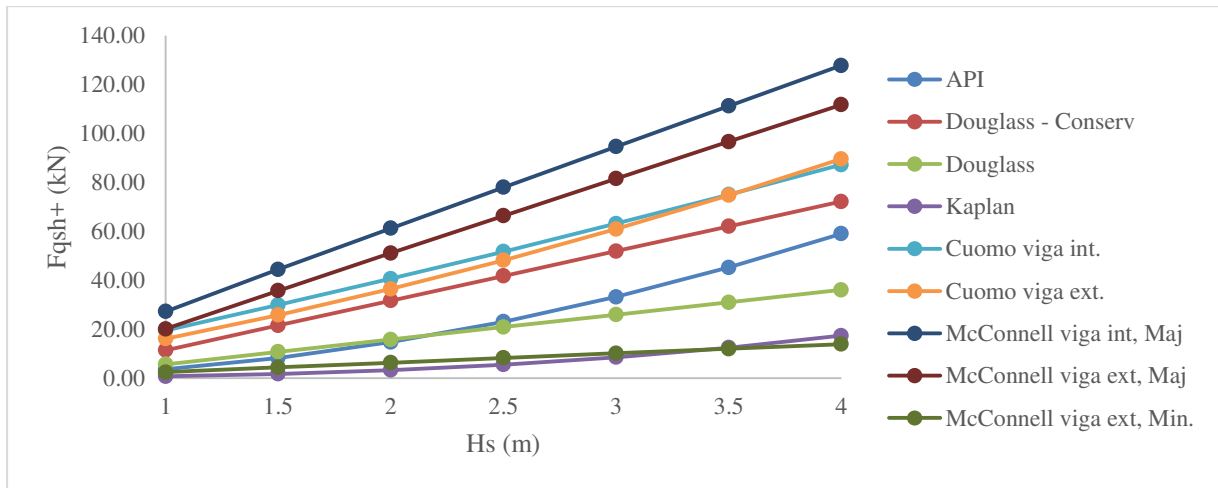


Figura 6-81 - Variação da força vertical quase-estática negativa, F_{qsv-} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5 ($T_{med}=8$ s; SWL=+4 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.))

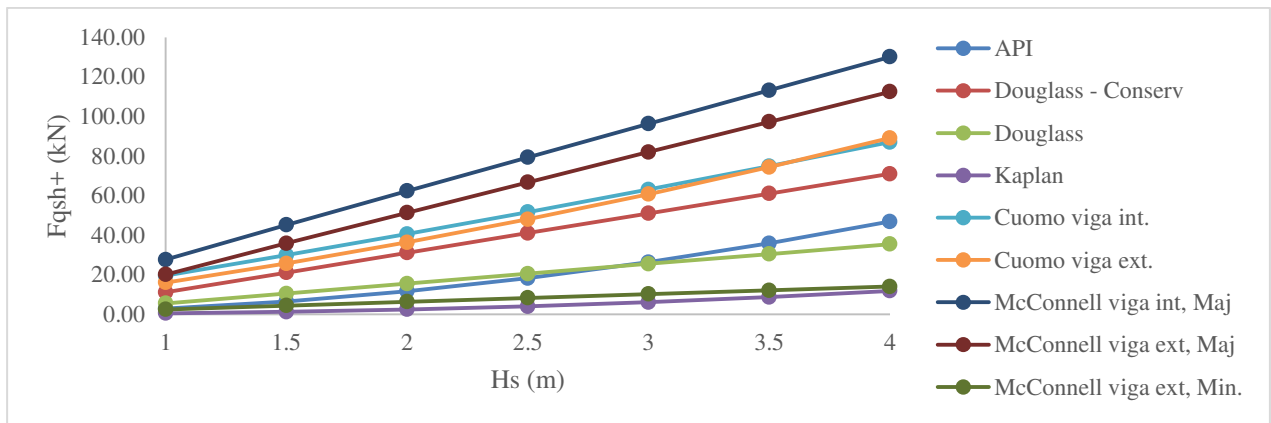


Figura 6-82 - Variação da força vertical quase-estática negativa, F_{qsv-} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5 ($T_{med}=10$ s; SWL=+4 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.))

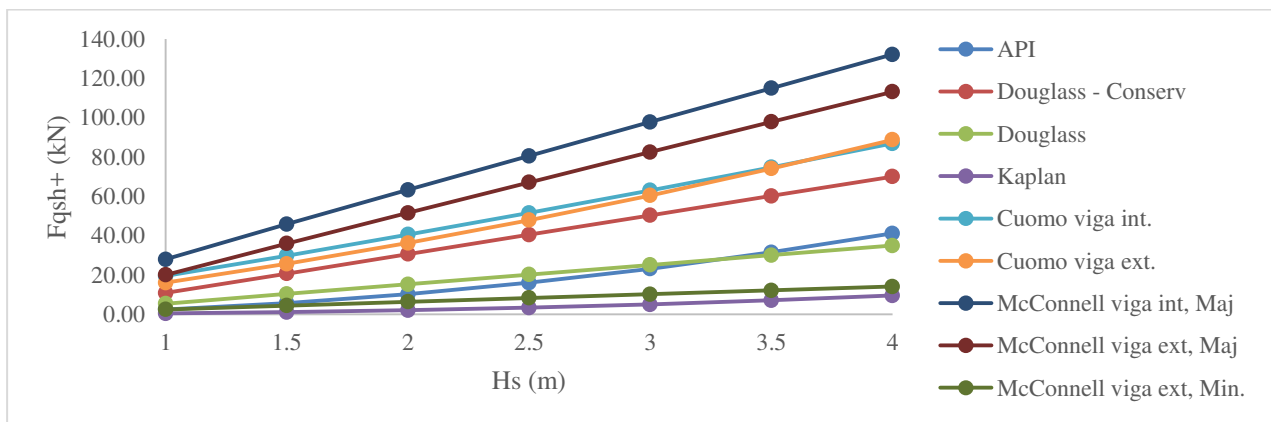


Figura 6-83 - Variação da força horizontal positiva, F_{qsh+} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5 ($T_{med}=12$ s; SWL=+4 m (Z.H.); D=-15 m (Z.H.))

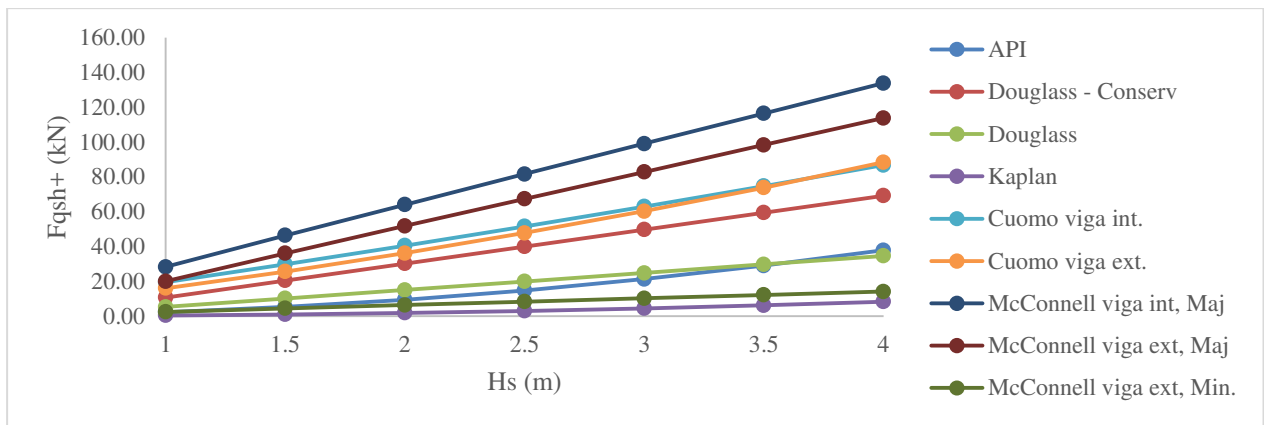


Figura 6-84 - Variação da força horizontal positiva, F_{qsh+} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5 ($T_{med}=14$ s; $SWL=+4$ m (Z.H.); $D=-15$ m (Z.H.))

Analisando a Figura 6-81 a 6-84 é perceptível a existência de um método de cálculo, McConnell *et al.* (2004), viga interior majorada, cujos valores são dominantes em relação a todos os outros e que não variam significativamente com a alteração do período. Quando o período é de 8 s, Kaplan *et al.* (1995) apresenta valores semelhantes a McConnell *et al.* (2004) viga exterior minorada, enquanto API (2002) apresenta valores semelhantes ao obtido através de Douglass *et al.* (2006), não conservativo. Esta relação mantém-se com o aumento do período, verificando-se, no entanto, que Kaplan *et al.* (1995) para o máximo período de onda considerado apresenta os valores mais reduzidos.

Refere-se que a análise da variação das forças horizontais negativas em função do período não será realizada em conjunto, uma vez que o único método que contempla essa força e que é suscetível à variação do período é a formulação de Kaplan *et al.* (1995) numa análise que já foi realizada no ponto 6.2.1.

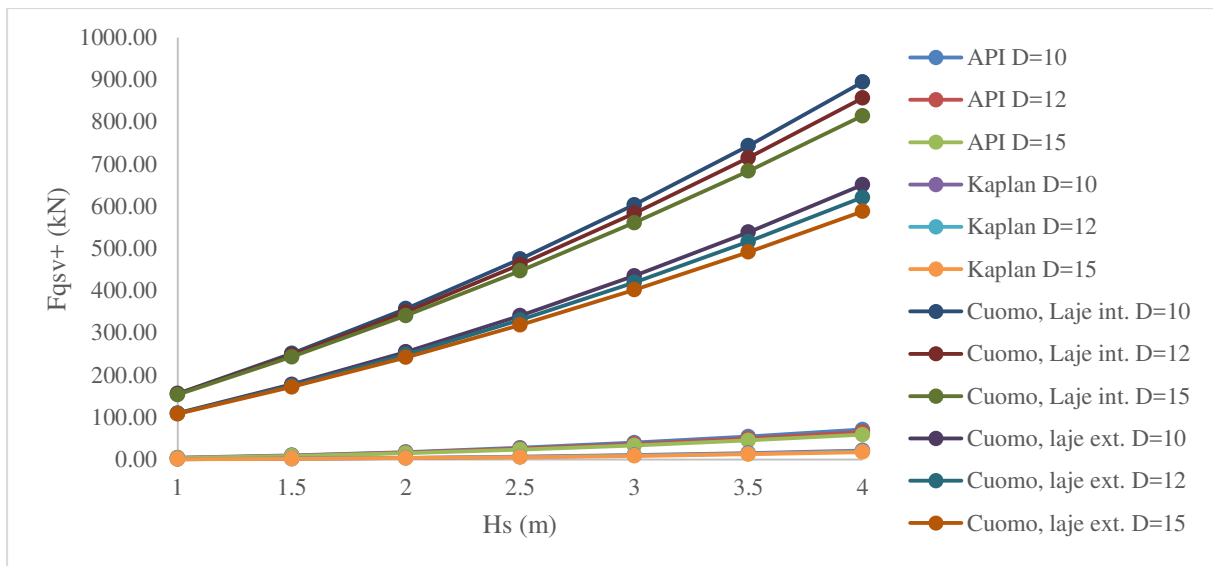


Figura 6-85 - Variação da força vertical quase-estática positiva, F_{qsv+} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5, com a variação da profundidade

Através da observação da Figura 6-85 é possível corroborar o verificado na análise individual dos métodos, i.e. que não existe uma variação acentuada da força vertical quase-estática positiva em função da variação da profundidade, mesmo nos métodos que dependem diretamente deste parâmetro, dada a sobreposição das várias retas.

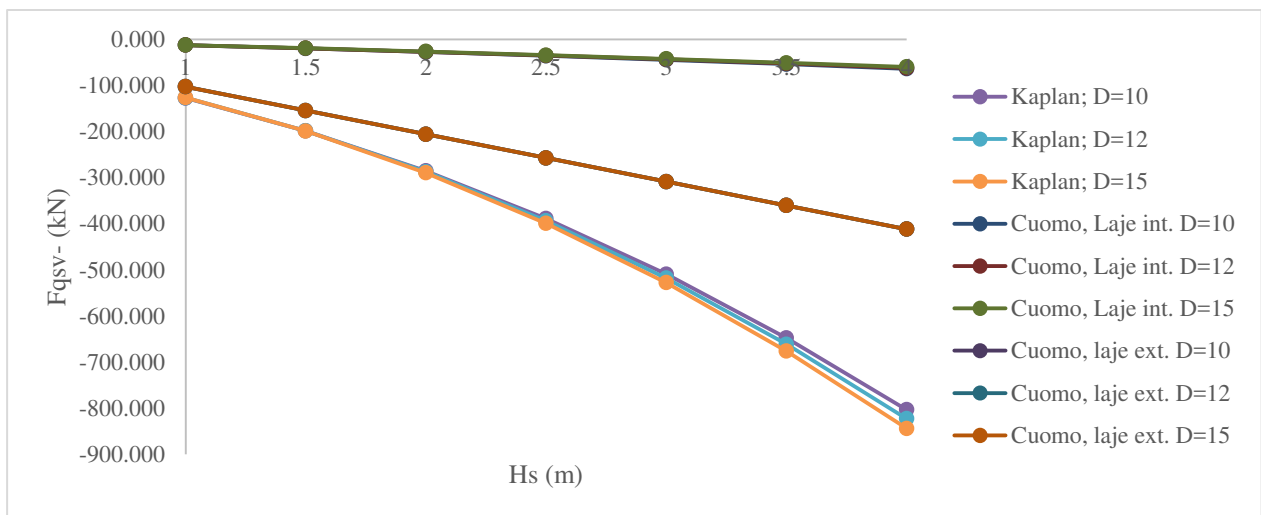


Figura 6-86 - Variação da força vertical quase-estática negativa, F_{qsv-} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5, com a variação da profundidade

Em relação à influência que a profundidade tem na força vertical quase-estática negativa, é correto afirmar, através da observação da Figura 6-86, que para profundidades crescentes se verifica um decréscimo, ainda que ligeiro, dos valores obtidos através da formulação de Cuomo *et al.* (2007) e de um aumento, mais significativo ainda que, também ele, pouco acentuado, dos valores obtidos através de Kaplan *et al.* (1995).

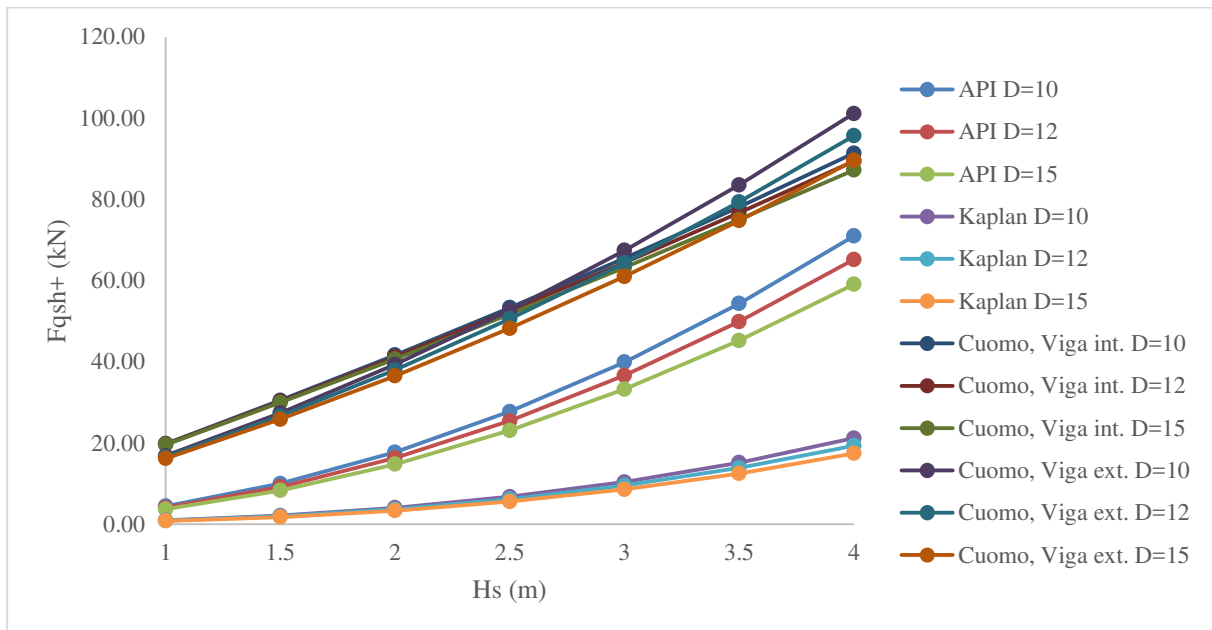


Figura 6-87 - Variação da força horizontal quase-estática positiva, F_{qsh+} , na plataforma, para cada uma das formulações apresentadas no capítulo 5, com a variação da profundidade

A observação da Figura 6-87 permite-nos afirmar que no que toca à variação da força horizontal quase-estática positiva, esta varia negativamente em função da profundidade sendo essa variação superior para os métodos preconizados por Kaplan *et al.* (1995) e API (2002) do que para Cuomo *et al.* (2007).

À semelhança do que sucedeu com a análise conjunta da variação do período na força vertical positiva, também neste caso não se irá realizar a análise da influência da profundidade nas forças horizontais negativas, uma vez que somente o método proposto por Cuomo *et al.* (2007) pressupõe essa força e é suscetível a esse parâmetro numa análise que já foi realizada no ponto 6.2.5.

7 Conclusões e Desenvolvimentos Futuros

Nesta dissertação foram apresentados os conceitos de porto, terminal e estrutura de acostagem. Foram igualmente referidas as diferentes classificações que uma estrutura de acostagem pode ter, em função da sua localização, da sua especialização e quanto à sua estabilidade. Foi realizada uma revisão bibliográfica de diferentes tipos de estruturas de acostagem com um especial enfoque naquelas que foram alvo do referido estudo, os *jetties*, sendo estes destrinçados em estruturas fixas e flutuantes. Foi igualmente abordado o caso português nomeadamente a monobóia de Leixões e o terminal de gás natural liquefeito de Sines. Avaliaram-se as ações a que uma estrutura de acostagem pode estar sujeita e particularizou-se para abordar as forças que as ondas podem fazer incidir sobre a estrutura, tanto verticais como horizontais, e os seus diferentes componentes, forma de interação onda-estrutura e série temporal característica. Foram apresentadas algumas das diferentes ferramentas de cálculo existentes, nomeadamente aquelas que foram posteriormente alvo de avaliação. Foram realizados cálculos e retiradas as diferentes conclusões desses resultados.

7.1 Conclusões

Aplicaram-se algumas das ferramentas existentes para o cálculo das forças numa plataforma de 20 m de comprimento, sustentada por vigas de $0.5 \times 0.2 \text{ m}^2$, tendo-se procurado estabelecer uma comparação entre as forças quase-estáticas, verticais e horizontais, obtidas por cada ferramenta de cálculo.

Uma das principais dificuldades prendeu-se com a diferença de conceções entre os diferentes métodos. Se uns se propõem a calcular as forças numa plataforma de grandes dimensões que inclui vigas e laje para a quantificação da área total de plataforma, métodos globais, outras baseiam-se no cálculo individual de cada elemento, métodos parciais. Este facto trouxe alguma dificuldade no que toca a estabelecer comparações que se possa dizer que sejam coerentes entre si ou de onde se possa extrair uma conclusão definitiva sobre os resultados obtidos e a problemática em questão.

Outra das dificuldades sentidas na realização desta dissertação passou pela inexistência de dados e de exemplos de aplicação claros que permitissem guiar o trabalho realizado, ou no mínimo, validar e conferir fiabilidade ao que foi feito. Ainda assim, foi levada a cabo uma comparação entre os diferentes métodos e obtidos resultados e conclusões:

1. A influência do período nos métodos cinemáticos pode ser relevante e vai no sentido de redução das forças calculadas com o aumento do período, com maior relevância nas forças verticais do que nas horizontais;
2. As forças quase-estáticas verticais positivas e negativas de acordo com o método proposto por Kaplan *et al.* (1995) evoluem de forma aproximadamente linear, com a redução da folga, ao contrário das forças quase-estáticas horizontais, calculadas pelo mesmo método, que apresentam uma limitação no crescimento da força;
3. A formulação de Kaplan *et al.* (1995) é influenciada, ainda que ligeiramente, pela variação da profundidade. Verifica-se um aumento, pouco pronunciado, das forças quase-estáticas verticais positivas e negativas, em módulo, com o aumento da profundidade e uma diminuição, mais relevante, da força quase-estática horizontal positiva para o mesmo aumento da profundidade;
4. A influência da profundidade no cálculo das forças para a formulação de Kaplan *et al.* (1995) é mais pronunciada para alturas de onda significativa superior;
5. A formulação proposta por API (2002) apresenta uma limitação ao crescimento da força quase-estática vertical e da força quase-estática horizontal, com uma redução de valores para folgas mais reduzidas, naquilo que poderá ser interpretado como a consequência da água em excesso passar por cima da plataforma;
6. À semelhança do método de Kaplan *et al.* (1995), verifica-se uma maior influência da profundidade nas forças quase-estáticas horizontais determinadas através da formulação de API (2002) do que nas forças quase-estáticas verticais;
7. Para as mesmas dimensões de plataforma, os cálculos efetuados para a laje interna, de acordo com a formulação de McConnell *et al.* (2004) devolvem valores para a força vertical quase-estática positiva e negativa superiores, em módulo, aos verificados para o mesmo cálculo para a laje externa. A exceção é feita para o caso da força vertical quase-estática positiva na laje interna minorada que é inferior à calculada para a laje externa no caso minorado;
8. As forças horizontais quase-estáticas positivas e negativas de acordo com o método de McConnell *et al.* (2004) apresentam a convergência para um valor, para folgas mais reduzidas. Verifica-se, igualmente, que a determinação destas forças para a viga interna devolve valores superiores em relação aos verificados para a viga externa;
9. A variação das forças quase-estáticas calculadas de acordo com Douglass *et al.* (2006) exibem uma variação linear, crescente, sem qualquer tipo de limitador para as ondas mais elevadas;

10. De acordo com o obtido através da formulação de Cuomo *et al.* (2007), as forças horizontais quase-estáticas positivas e negativas na viga externa são semelhantes ao calculado nas vigas internas;
11. De acordo com o calculado através da expressão Cuomo *et al.* (2007), as forças verticais quase-estáticas positivas na plataforma externa são ligeiramente inferiores ao calculado para a plataforma interna;
12. As forças verticais quase-estáticas negativas para a plataforma externa, de acordo com o calculado pelo método de Cuomo *et al.* (2007), são constantes para a mesma altura de onda, tendo em conta a área do elemento constante e um dos coeficientes empíricos igual a zero. É neste elemento que a força vertical quase-estática negativa é máxima em módulo;
13. Para o método de Cuomo *et al.* (2007) a profundidade tem relevância, sobretudo, para alturas de onda significativas superiores;
14. A formulação de API (2002) devolve os maiores valores de forças verticais quase-estáticas positivas para qualquer dos níveis de maré considerados e a uma distância considerável de todos os demais métodos, o que pode sugerir a sua fraca suscetibilidade para a aplicação real no dimensionamento de uma estrutura;
15. De entre os métodos considerados dentro dos limites razoáveis, McConnell *et al.* (2004) calculado para a laje interior majorada apresenta-se no limite superior, enquanto McConnell *et al.* (2004) determinado para a laje interior minorada, se apresenta no limite inferior desse leque de métodos considerados como razoáveis para a determinação dessas forças;
16. Refere-se igualmente que no centro desse leque se encontram os valores obtidos através de Cuomo *et al.* (2007) para a laje exterior, e Douglass *et al.* (2006) conservativo, pelo que se recomenda a utilização de algum destes dois métodos para a determinação das respetivas forças quase-estáticas verticais positivas na laje;
17. Cuomo *et al.* (2007) para a laje interna, devolve os valores mais reduzidos para as forças verticais quase-estáticas negativas para qualquer nível de maré considerado, pelo que não se aconselha a sua utilização a nível de dimensionamento;
18. McConnell *et al.* (2004) calculada para a laje externa majorada é uma boa opção para um dimensionamento conservativo às forças verticais quase-estáticas negativas em qualquer das condições consideradas, enquanto Cuomo *et al.* (2007) para a laje exterior é uma boa opção para um dimensionamento intermédio em todo o domínio estudado;

19. McConnell *et al.* (2004) para a viga interna majorada apresenta valores extraordinariamente elevados para a força quase-estática horizontal positiva para folgas superiores, em face dos seus coeficientes exponenciais, pelo que se desaconselha a sua utilização em face do claro desfasamento em relação das demais formulações. Ainda assim, para folgas inferiores, aparenta ser uma boa solução para um dimensionamento conservativo, à semelhança de McConnell *et al.* (2004) para viga exterior majorada;
20. Para um dimensionamento razoável em todo o domínio de folgas consideradas, aconselha-se a utilização de Cuomo *et al.* (2007), tanto com os coeficientes de viga externa, como com os coeficientes de viga interna;
21. Em face dos resultados, é desaconselhada a utilização de Kaplan *et al.* (1995) para a determinação de forças horizontais quase-estáticas positivas na estrutura;
22. Finalmente, e abordando a questão das forças horizontais quase-estáticas negativas, refere-se que McConnell *et al.* (2004) com os coeficientes da viga interna se apresenta como uma boa solução para a determinação de uma força representativa para um dimensionamento conservativo, enquanto qualquer uma das formulações de Cuomo *et al.* (2007), viga externa ou interna se apresentam viáveis para um dimensionamento menos conservativo.

Para finalizar, e em face dos resultados obtidos, é importante referir que a formulação de Cuomo *et al.* (2007) é aquela que aparenta apresentar um cariz mais moderado, na medida em que, na generalidade das representações gráficas, se situa fora da zona dos extremos, tanto superior, dimensionamento conservativo, como inferior, subdimensionamento. Como tal, julga-se importante sublinhar este método como aquele que aparentemente reúne maior consenso para a avaliação das forças quase-estáticas.

7.2 Desenvolvimentos futuros

Tendo em conta aquilo que é o estado do conhecimento atual em relação à temática sobre a qual incidiu esta dissertação, é preciso referir que ainda existe muito trabalho pela frente até ser possível deter uma ferramenta de cálculo que permita, com alguma segurança, proceder à quantificação das forças, vertical ou horizontal, que uma determinada onda característica de um estado de agitação exerce em determinado elemento de uma estrutura do tipo *jetty*.

Ao contrário do conhecimento que existe noutras estruturas de acostagem, como estruturas de parede sólida ou de defesa portuária (como quebra-mares) ainda existe alguma incerteza sobre a forma como a onda incide e interage com estruturas do tipo “prato”, pelo que o primeiro passo deverá passar pela realização de mais ensaios, servido de mais investimento numa investigação deste tipo, que depois permita extrapolar esse conhecimento para a conceção de uma ferramenta de cálculo viável.

Bibliografia da Internet

IH (2014). Obtido de <http://www.hidrografico.pt/>, Setembro

APRH (2014). Obtido de <http://www.aprh.pt/rgci/glossario/index.html>, Agosto.

BlueWater (2014). Obtido de <http://www.bluewater.com/>, 15 de junho.

Bibliografia

- Abbot, M. & Price, W. (1994). *Coastal, Estuarial and Harbour Engineers' Reference Book* -. Londres: E & FN SPON.
- ABNT (1987). *NBR 9782:1987*. Brasília: ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- Agerschou, H., Dand, I., Ernst, T., & Ghooos, H. (2004). *Planning and Design of Ports and Marine Terminals*. Londres: Thomas Telford.
- Alderson, J., Cuomo, G., Allsop, W. (2008). Why do Suspended Deck Coastal Structures Keep Falling?. *4th International Conference on Forensic Engineering* (p. 17). Londres: HR Wallingford.
- API (2002). *Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms - Working Stress Design (RP 2A-WSD)*. Washington DC: American Petroleum Institute.
- Araki, S., & Deguchi, I. (2012). Prediction of Wave Force Acting on Horizontal Plate Above Still Water. *Proceedings of 33th International Conference of Coastal Engineering*, 4668-4800
- Arntsen, Ø. & Gudmestad, O. (2014). Wave Slamming Forces on Truss Structures in Shallow Water. *Proceedings of the HYDRALAB IV Joint User Meeting*, Lisboa, julho 2014
- ASCE (1996). *Hydrology Handbook (2^a Edição)*. Washington: ASCE.
- Bhat, S. (1994). *Wave Slamming on a Horizontal Plate*. Vancouver: University of British Columbia.
- Bowditch, N. (2002). *The American Practical Navigation*. Bethesda, Maryland, EUA: National Imagery and Mapping Agency.
- Bron, V. (2013). *Dynamic Analysis of an Open Piled Jetty Subjected to Wave Loading*. Tese de Mestrado, Delft University of Technology Delft, Delft.
- BSI (2000). *BS 6349 - 1:2000: Maritime Structures - Part 1: Code of Practice for General Criteria*. Londres: BSI Standards Publication.
- BSI (2010). *BS 6349 - 2:2010: Maritime Works - Part 2: Code of Practice for the Design of Quay Walls, Jetties and Dolphins*. Londres: BSI Standards Publication.

- Camara, J. (2014). *Estruturas de Betão I. Folhas de apoio Às aulas*. Instituto Superior Técnico. Lisboa
- CEO (2004). *Port Works Design Manual*. Hong Kong: The Government of the Hong Kong Special Administrative Region.
- Coelho, C. (2005). *Riscos de Exposição de Frentes Urbanas para Diferentes Intervenções de Defesa Costeira*. Tese de Doutoramento, Universidade de Aveiro, Aveiro.
- Cuomo, G., Shimosako, K., & Takahashi, S. (2009). Wave-in-deck loads on coastal bridges and the role of air. *Coastal Engineering* 56, 793–809.
- Cuomo, G., Tirindelli, M., & Allsop, W. (2007). Wave-in-deck loads on exposed jetties. *Coastal Engineering*, 54, pp. 657-679.
- DNV (2010). *DNV-RP-C205 - Environmental Conditions and Environmental Loads*. Det Norske Veritas.
- Douglass, S., Chen, Q., Olsen, J., Edge, B. (2006). *Wave forces on Bridge Decks*. Virginia: U.S. Department of Transportation Report, Federal Highway Administration, McLean.
- El Ghamry, O. (1963). *Wave Forces on a Dock*. Berkeley: California Univ Berkeley Hydraulic Engineering Lab.
- French, J. (1969). *Wave Uplift Pressures on Horizontal Platforms*. W. M. Keck Laboratory of Hydraulics and Water Resources, KH-R, 19. California Institute of Technology, Pasadena, California.
- Galvin, C. J. (1968). Breaker Type Classification on Three Laboratory Beaches. *Journal of Geophysical Research* Vol. 73 n° 12, 3651-3659.
- Gaythwaite, J. W. (2004). *Desing of Marine Facilities for the Berthing, Mooring and Repair of Vessels*. Virginia: American Society of Civil Engineers.
- Goda, Y. (2000). *Random Seas and Desing of Maritime Structures - Advanced Series of Ocean Engineering - Volume 15*. Singapura: World Scientific.
- Holthuijsen, L. (2007). *Waves in Oceanic and Coastal Waters*. Cambridge: Cambridge University Press.
- Howarth, M., Dier, A., Jones, W., Hunt, R. (2004). Jack-up response to wave-in-deck loads during extreme storms. *Marine Structures* 17, 275-290.

- Irschik, K., Sparboom, U., Oumeraci, H. (2004). Breaking Wave Loads on a Slender Pile in Shallow Water. *Proc. 29th Int. Conf. Coastal Eng.* Lisboa: ICCE, 568-580.
- Kaplan, P. (1992). Wave Impact Forces on Offshore Structures: Re-examination and New Interpretation. *Offshore Technology Conference, Paper 6814, 24th Offshore Technology Conference*, Houston, 79-98.
- Kaplan, P., Murray, J. J., Yu, W. C. (1995). Theoretical Analysis of Wave Impact forces on Platform Deck Structures. *Proceeding of the 14th International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering*, Copenhagen, Dinamarca, 189-198.
- Kisacik, D. (2012). *Loading Conditions Due to Violent Wave Impacts on Coastal Structures with Cantilever Surfaces*. Tese de Mestrado, Universiteit Gent, Gent.
- Lamberti, A. L. (2011). Experimental spatial correlation of wave loads on front decks. *Journal of Hydraulic Research*, 49, 81-90.
- Leal, M. M. (2011). *Dimensionamento de Defensas Marítimas: Aplicação ao caso do terminal portuário Tecondi do porto de Santos, Brasil*. Tese de Mestrado, FEUP, Porto.
- Liu, Z., Burcharth, H. F. (1999). *Port Engineering*. Aalborg: Aalborg Universitet, Inst. for Vand, Jord og Miljøteknik, Laboratoriet for Hydraulik og Havnebygning.
- Marin, J. (2010). *Wave Loading on Bridge Superstructures*. Tese de Doutorado, University of Florida, Florida.
- Marinho, B. (2013). *Procedimentos no estudo de obras de defesa costeira*. Tese de mestrado não publicada, Universidade de Aveiro, Aveiro.
- McConnell, K., Allsop, W., Cruickshank, I. (2004). *Piers, Jetties and Related Structures Exposed to Waves - Guidelines for Hydraulic Loadings*. Londres: Thomas Telford Publishing.
- McCowan, J. (1981). On the Solitary Wave. *Philosophical Magazine, 5th Series, Vol. 36*, 430-437.
- Melo, E., Straioto, K., Franco, D., Romeu, M. (2006). Distribuição estatística de alturas de ondas individuais em Santa Catarina: resultados preliminares. *2º Seminário e Workshop em Engenharia Oceânica*. Rio Grande: FURG.

- Meng, Y., Chen, G., Yan, S. (2011). Wave Interaction With Deck of Jetty on a Slope. *Proceedings of 32nd International Conference of Coastal Engineering*, 4052-4060
- Miche, M. (1951). Le Pouvoir Réfléchissant des Ouvrages Maritimes Exposés à l'Action de la Houle. *Annales des Ponts et Chaussées*, 121, 285-319.
- Morais, D. A. (2010). *Avaliação do Comportamento das Estruturas de Acostagem no Porto de Leixões*. Tese de Mestrado, FEUP, Porto.
- Morison, J., O'Brien, M., Johnsen, J., Schaff, S. (1950). The Forces Exerted by Surface Waves on Piles. *Petrol Trans*, 189, 149-157.
- Ochi, M. (1982). Stochastic Analysis and Probabilistic Prediction of Random Seas. *Advances in Hydroscience*, Vol. 13, 218-375.
- Payne, P. R. (1981). The virtual mass of a rectangular flat plate of finite aspect ratio. *Ocean Eng.*, 8(5), 541-545.
- Pereira, A. (2008). *Modelação da Agitação Marítima em Zonas Costeiras*. Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Piccinini, F. (2006). *A onda de projeto por meio da análise estatística de extremos a partir de dados medidos por satélite*. Macaé.
- Pires, R. P. (2011). *Estruturas de Acostagem. Estudo Comparativo de Soluções em Função de Cotas e das Características Geotécnicas dos Fundos*. Tese de Mestrado, FEUP, Porto.
- Quintela, A. (1981). *Hidráulica*. Lisboa: Fundação Calouste Gulbenkian.
- Rosa Santos, P., Veloso Gomes, F., Taveira Pinto, F., Brógueira Dias, E. (2007). Estudo do Comportamento de um Navio Amarrado no Posto "A" do Terminal Petrolífero do Porto de Leixões: Construção e Calibração do Modelo Físico. *2.as Jornadas de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente*. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Santos, P. J. (2010). *Análise da Interação de Navios com Dispositivos de Acostagem e Amarração. Estudo em Modelo Físico do Posto "A" do Terminal de Petrolíferos do Porto de Leixões - Volume 1*. Porto: FEUP.
- Sheppard, M., Marin, J. (2009). *Wave Loading on Bridge Decks*. Florida: University of Florida.

- Smith, J. (1999). Wave Breaking on an Opposing Current. *Coastal Engineering Technical Note IV-17, 9*.
- Sorensen, R. (2006). *Basic Coastal Engineering*. Nova Iorque: Springer.
- Thoresen, C. A. (2003). *Port Designer's Handbook: Recommendations and Guidelines*. Londres: Thomas Telford.
- Tirindelli, M., Cuomo, G., Allsop, W., Lamberti, A. (2003). Wave-in-Deck Forces on Jetties and Related Structures. *Proceedings of The Thirteenth International Offshore and Polar Engineering Conference*. Honolulu: International Society of Offshore and Polar Engineers.
- Tsinker, G. P. (2004). *Port Engineering: Planning, Construction, Maintenance and Security*. Hoboken: John Wiley & Sons, Inc.
- USACE (2005). *Unified Facilities Criteria - Design: Piers and Wharves*. Department of Defence.
- USACE (2002). *Coastal Engineering Manual. 1110-2-1100*. Washington D.C: U.S Army Corps of Engineers.
- Weggel, J. (1972). Maximum Breaker Height. *Journal of the Waterways, Harbors and Coastal Engineering Division, Vol. 98, No. WW4, 529-548*.
- Wright, J., Colling, A., Park, D. (1999). *Waves, Tides and Shallow-Water Processes*. Milton Keynes: Butterworth-Heinemann.

Anexos

Kaplan <i>et al.</i> (1995)	I	
API, (2002)	II	
McConnell <i>et al.</i> (2004)	III	
• Laje exterior	III.1	
• Laje interior	III.2	
• Viga exterior	III.3	
• Viga interior	III.4	
Douglass <i>et al.</i> (2006)		IV
Cuomo <i>et al.</i> (2007)	V	
• Laje exterior	V.1	
• Laje interior	V.2	
• Viga exterior	V.3	
• Viga interior	V.4	

I. Kaplan *et al.* (1995)

II. API, (2002)

III. McConnell *et al* (2004)

III.1 – Laje exterior

III. McConnell *et al* (2004)

III.2 – Laje interior

III. McConnell *et al* (2004)

III.3 – Viga exterior

III. McConnell *et al* (2004)

III.4 – Viga interior

IV. Douglass *et al.* (2006)

V. Cuomo *et al* (2007)

V.1 – Laje exterior

V. Cuomo *et al* (2007)
V.2 – Laje interior

V. Cuomo *et al* (2007)

V.3 – Viga exterior

V. Cuomo *et al* (2007)

V.4 – Viga interior

