



NOVA
NOVA SCHOOL OF
SCIENCE & TECHNOLOGY

DEPARTAMENTO DE
ENGENHARIA CIVIL

RICARDO JERÓNIMO DE OLIVEIRA DOMINGOS
Licenciado em Engenharia Civil

MODELAÇÃO NUMÉRICA DE FORÇAS EM SUPERESTRUTURAS. O CASO DO QUEBRA-MAR DE PENICHE

MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL – PERFIL DE ESTRUTURAS
Universidade NOVA de Lisboa
Janeiro, 2022



MODELAÇÃO NUMÉRICA DE FORÇAS EM SUPERES- TRUTURAS. O CASO DO QUEBRA-MAR DE PENICHE

RICARDO JERÓNIMO DE OLIVEIRA DOMINGOS

Licenciado em Engenharia Civil

Orientadora: Doutora Maria da Graça Reis e Silva de Oliveira Neves,
Professora Auxiliar com Agregação Convidada, Universidade NOVA de Lisboa, LNEC

Júri:

Presidente: Doutor Corneliu Cismasiu,
Professor Associado da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa

Arguentes: Doutor Moisés Gonçalo de Brito,
Professor Auxiliar Convidado da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa

Orientadora: Doutora Maria da Graça Reis e Silva de Oliveira Neves,
Professora Auxiliar com Agregação Convidada da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, LNEC

Modelação numérica de forças em superestruturas. O caso do quebra-mar de Peniche

Copyright © Ricardo Jerónimo de Oliveira Domingos, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade NOVA de Lisboa.

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade NOVA de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

À minha família.

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, gostaria de agradecer à Professora Doutora Maria da Graça Neves não só pela oportunidade, mas também, pelos seus ensinamentos, por toda a orientação, apoio, paciência e disponibilidade durante todos estes meses, possibilitando assim a realização desta dissertação.

Um agradecimento ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) e ao Instituto de Hidráulica Ambiental da Universidade de Cantábria por todas as ferramentas e material fornecido.

À Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa e a todo o pessoal docente e não docente que teve interveniência no meu percurso, um obrigado.

Aos meus colegas de curso que me acompanharam ao longo destes anos, que hoje tenho o privilégio de chamar amigos, agradeço-vos, porque sem vocês teria sido muito mais difícil chegar até aqui. Aos meus amigos, pelo apoio nos bons e maus momentos, a verdadeira amizade, um grande obrigado.

Por último, mas não menos importante, o meu maior agradecimento à minha família, e a quem eu dedico este trabalho, mas especialmente aos meus pais e ao meu irmão por todo o apoio e amor incondicional, sem vocês nada disto seria possível.

RESUMO

Os quebra-mares de talude são estruturas marítimas que têm como função principal a proteção do porto à agitação marítima, proporcionando condições de agitação favoráveis para o abrigo de embarcações e infraestruturas. Alguns quebra-mares de talude são projetados com uma superestrutura no seu coroamento, cujo dimensionamento e manutenção são fundamentais para o funcionamento do porto. Para o dimensionamento, é necessário conhecer as forças atuantes na superestrutura devidas à ação das ondas.

O principal objetivo da presente dissertação é o cálculo das forças na superestrutura do quebra-mar Oeste do Porto de Peniche, utilizando a modelação numérica. O modelo numérico utilizado no estudo é o IH-2VOF, desenvolvido pelo Instituto de Hidráulica Ambiental da Universidade de Cantábria. Para tal, efetuou-se um estudo de sensibilidade dos parâmetros dos meios porosos nos resultados das forças na superestrutura, do caudal médio de galgamento e da reflexão da estrutura. Posteriormente analisaram-se e compararam-se as forças na superestrutura obtidas através do modelo numérico, tendo em conta o estudo de sensibilidade, com as calculadas através das formulações empíricas e semi-empíricas presentes na literatura, para diferentes condições de agitação e para o nível de preia-mar.

Verificou-se que a variação dos valores dos parâmetros do meio poroso utilizados no modelo numérico tem influência nos valores das forças atuantes na superestrutura do caso em estudo, podendo originar uma alteração de até 11% no valor das forças.

Da análise das forças na superestrutura do quebra-mar de talude obtidas através do modelo numérico para diferentes condições de agitação regular conclui-se que quanto menor for o galgamento e maior a altura de onda no pé no talude maior serão as forças.

Da aplicação das formulações com os dados de agitação no pé do talude obtidos com o modelo numérico, verificou-se que os valores das forças diferem dos obtidos no modelo numérico, com diferenças que variam entre +437% e -91%. As formulações que levaram a

menores diferenças foram as de Martín *et al.* (1999) e de Berenguer e Baonza (2006). A que levou a maiores diferenças com os resultados do modelo numérico foi a de NØrgaard *et al.* (2013). Do ponto de vista da segurança e para efeitos de dimensionamento, a formulação que apresentou valores das forças na superestrutura do caso em estudo mais próxima dos obtidos com o modelo IH-2VOF e sempre superiores a este foi a formulação de Günbak e Gökce (1984). Dadas as diferenças de resultados obtidas com a modelação numérica e com as fórmulas, no cálculo das forças na superestrutura do quebra-mar de talude, e sempre que possível pode-se complementar o estudo usando diferentes tipos de ferramentas de cálculo, tais como as usadas nesta dissertação.

Palavras-chave: Forças; Superestrutura; Modelo numérico; Quebra-mar de talude; Formulações.

ABSTRACT

Rubble mound breakwaters are maritime structures whose main function is to protect the port from the sea, providing favorable wave conditions for the shelter of vessels and infrastructure. Some rubble mound breakwaters are designed with a crown wall at its crest free-board, whose dimensioning and maintenance are essential for the functioning of the port. For the design, it is necessary to know the acting forces on the crown wall due to the wave action.

The main objective of this thesis is to calculate the forces in the crown wall of the western breakwater of the Port of Peniche, using numerical modelling. The numerical model used in the study is the IH-2VOF, developed by the Institute of Environmental Hydraulics at the University of Cantabria. To this end, a sensitivity study of the parameters of the porous media on the results of the forces on the crown wall, the overtopping and the reflection of the structure was carried out. After that, the forces on the crown wall were analyzed and a comparison of the the numerical model results, taking the sensitivity study into account, with those calculated using the empirical and semi-empirical formulations present in the literature was done, for different wave conditions and for the level of high tide.

It was found that the values of the porous media parameters used in the numerical model has an influence on the values of the acting forces on the crown wall under study, which can lead to differences up to 11%.

From the analysis of the forces on the crown wall obtained with the numerical model for different regular wave conditions, it is concluded that the smaller the overtopping and the greater the wave height at the toe of the structure, the greater the forces and momenta at the crown wall.

From the application of the formulations with the incident wave conditions obtained with the numerical model at the toe of the structure, it was found that the forces differ from

those obtained from the numerical model between +437% and -91%. The formulations that led to the smallest differences with the model results were Martín *et al.* (1999) and Berenguer e Baonza (2006). The one that led to the greatest differences was NØrgaard *et al.* (2013). From the point of view of safety and for design purposes, the formulation that led to the best approximation - always with higher values of forces on the crown wall under study than the model IH-2VOF - was Günbak and Gökce (1984). Given the differences in the results obtained with the numerical model and formulas, in the calculation of forces on the crown wall the rubble mound breakwater, and whenever possible, the study can be complemented using different tools, as the two used in this thesis.

Keywords: Forces; Crown wall; Numerical model; Rubble mound breakwater; Formulations.

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Enquadramento do tema	1
1.2	Objetivos e metodologia.....	2
1.3	Organização da dissertação	2
2	FORÇAS EM SUPERESTRUTURAS DE QUEBRA-MARES DE TALUDE	5
2.1	Interação onda-estrutura	5
2.2	Agitação marítima.....	6
2.3	Nível do mar.....	9
2.4	Geometria da estrutura.....	9
2.5	Forças na superestrutura.....	11
2.5.1	Distribuição de pressões na superestrutura	11
2.5.2	Análise da estabilidade da superestrutura	12
2.5.3	Fórmulas de cálculo de forças atuantes na superestrutura	13
2.6	Síntese e comparação das formulações	32
2.7	Coeficientes de segurança.....	34
3	DESCRIÇÃO DO CASO DE ESTUDO	37
4	MODELAÇÃO NUMÉRICA	41
4.1	IH-2VOF	41
4.2	Pós e pré-processamento do Modelo Numérico	42

4.3	Aplicação do modelo IH-2VOF	45
4.3.1	Definição da malha de cálculo e domínio computacional	45
4.3.2	Localização das sondas numéricas.....	48
4.3.3	Geração da Agitação.....	49
4.4	Dados Gerais.....	49
5	ESTUDO DE SENSIBILIDADE DO MODELO IH-2VOF AOS PARÂMETROS DO MEIO POROSO.....	51
5.1	Condições de estudo	51
5.2	Caudal médio de galgamento.....	53
5.2.1	Manto principal.....	53
5.2.2	Manto Secundário	55
5.2.3	TOT	57
5.3	Coeficiente de reflexão	59
5.3.1	Manto Principal.....	59
5.3.2	Manto Secundário	62
5.3.3	TOT	64
5.4	Forças na superestrutura.....	66
5.4.1	Manto Principal.....	66
5.4.2	Manto Secundário	70
5.4.3	TOT	74
5.5	Discussão de resultados	78
6	ANÁLISE DAS FORÇAS NA SUPERESTRUTURA.....	81
6.1	Considerações gerais.....	81
6.2	IH2-VOF	81
6.3	Formulações.....	89
6.4	Comparação de resultados.....	94
7	CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS.....	107

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Perfil de onda genérico e suas características (adaptado de [3]).....	7
Figura 2.2 - Tipos de profundidades (adaptado de [4]).....	7
Figura 2.3 - Características geométricas da superestrutura e manto principal exterior de um quebra-mar de talude [5].	10
Figura 2.4 - Principais modos de falha estruturais (b,c, d) e geotécnicos (a,e) [5].	12
Figura 2.5 - Geometrias de secções ensaiadas por Jensen (1984) e Bradbury <i>et al.</i> (1988) [7].	15
Figura 2.6 - Distribuição de pressões na superestrutura segundo Günbak e Gökce, 1984 [5].	16
Figura 2.7 - Representação esquemática dos diagramas de pressões assumidos por Martín <i>et al.</i> (1999) (adaptado de [5]).	18
Figura 2.8 - Valores de λ obtidos experimentalmente em função de Be/L_p [5].....	20
Figura 2.9 - Valores de μ propostos por Martín <i>et al.</i> , 1999 [12].	22
Figura 2.10 - Pressão na base da superestrutura em função de n e B/L_p (adaptado de [12]).	23
Figura 2.11 - a) Distribuição de pressões no muro-cortina e na base segundo Pedersen, 1996; b) Perfil da cunha de espraiamento e parâmetros de dimensionamento (adaptado [14]).....	27
Figura 3.1 - Porto de Peniche (<i>Google Earth Pro</i>).....	37
Figura 3.2 - Localização do perfil transversal P-P' (adaptado de <i>Google Earth Pro</i>) e sua geometria.	39
Figura 4.1 - Definição da malha de elementos finitos no software Coral.....	46
Figura 4.2 - Malha de elementos finitos gerada no software Coral na zona com malha regular.	46
Figura 4.3 - Variação da dimensão das células segundo a direção x.	47
Figura 4.4 - Variação da dimensão das células segundo a direção y.	47

Figura 4.5 - Células vazias entre camadas porosas da malha de elementos finitos.	48
Figura 4.6 - Posição das sondas IH-2VOF GUI.	48
Figura 5.1 - Perfil esquemático do quebra-mar de taludes em estudo e indicação dos respetivos mantos.....	52
Figura 5.2 - Caudal médio de galgamento obtido para diferentes valores de n , β e $\alpha=1000$, manto principal.	54
Figura 5.3 - Caudal médio de galgamento obtido para diferentes valores de α , e para $n=0.40$ e $\beta=0.7$, manto principal.....	54
Figura 5.4 - Aspeto da elevação da superfície livre no momento do galgamento para $n=0.35$, $\alpha=1000$ e $\beta=0.7$	55
Figura 5.5 - Aspeto da elevação da superfície livre no momento do galgamento para $n=0.45$, $\alpha=1000$ e $\beta=1.1$	55
Figura 5.6 - Caudal médio de galgamento obtido para diferentes valores de n , β e $\alpha=1000$, manto secundário.....	56
Figura 5.7 - Caudal médio de galgamento obtido para diferentes valores de α , e para $n=0.35$ e $\beta=1.1$, manto secundário.....	57
Figura 5.8 - Caudal médio de galgamento obtido para diferentes valores de n , β e $\alpha=1000$, TOT.....	58
Figura 5.9 - Caudal médio de galgamento obtido para diferentes valores de α , e para $n=0.25$ e $\beta=0.8$, TOT.....	59
Figura 5.10 - Coeficiente de reflexão obtido para diferentes valores de n , β e $\alpha=1000$, manto principal.....	60
Figura 5.11 - Coeficiente de reflexão obtido para diferentes valores de α , e para $n=0.25$ e $\beta=0.8$, manto principal.	61
Figura 5.12 - Aspeto da elevação da superfície livre após a rebentação da onda para $n=0.35$, $\alpha=1000$ e $\beta=0.7$	61
Figura 5.13 - Aspeto da elevação da superfície livre após a rebentação da onda para $n=0.45$, $\alpha=1000$ e $\beta=1.1$	61
Figura 5.14 - Coeficiente de reflexão obtido para diferentes valores de n , β e $\alpha=1000$, manto secundário.....	62
Figura 5.15 - Coeficiente de reflexão obtido para diferentes valores de α , e para $n=0.35$ e $\beta=1.1$, manto secundário.....	63
Figura 5.16 - Coeficiente de reflexão obtido para diferentes valores de n , β e $\alpha=1000$, TOT..	64

Figura 5.17 - Coeficiente de reflexão obtido para diferentes valores de α , e para $n=0.25$ e $\beta=0.8$, TOT.....	65
Figura 5.18 - F_v obtida para diferentes valores de n , β e $\alpha=1000$, manto principal.....	67
Figura 5.19 - M_v obtido para diferentes valores de n , β e $\alpha=1000$, manto principal.....	67
Figura 5.20 - F_h obtida para diferentes valores de n , β e $\alpha=1000$, manto principal.	67
Figura 5.21 - M_h obtido para diferentes valores de n , β e $\alpha=1000$, manto principal.	68
Figura 5.22 - F_v obtida para diferentes valores de α , e para $n=0.40$ e $\beta=0.7$, manto principal.	68
Figura 5.23 - M_v obtido para diferentes valores de α , e para $n=0.40$ e $\beta=0.7$, manto principal.	69
Figura 5.24 - F_h obtida para diferentes valores de α , e para $n=0.40$ e $\beta=0.7$, manto principal.	69
Figura 5.25 - M_h obtido para diferentes valores de α , e para $n=0.40$ e $\beta=0.7$, manto principal.	69
Figura 5.26 - F_v obtida para diferentes valores de n , β e $\alpha=1000$, manto secundário.....	71
Figura 5.27 - M_v obtido para diferentes valores de n , β e $\alpha=1000$, manto secundário.....	71
Figura 5.28 - F_h obtida para diferentes valores de n , β e $\alpha=1000$, manto secundário.....	71
Figura 5.29 - M_h obtido para diferentes valores de n , β e $\alpha=1000$, manto secundário.	72
Figura 5.30 - F_v obtida para diferentes valores de α , e para $n=0.35$ e $\beta=1.1$, manto secundário.	72
Figura 5.31 - M_v obtido para diferentes valores de α , e para $n=0.35$ e $\beta=1.1$, manto secundário.	73
Figura 5.32 - F_h obtida para diferentes valores de α , e para $n=0.35$ e $\beta=1.1$, manto secundário.	73
Figura 5.33 - M_h obtido para diferentes valores de α , e para $n=0.35$ e $\beta=1.1$, manto secundário.	73
Figura 5.34 - F_v obtida para diferentes valores de n , β e $\alpha=1000$, TOT.....	75
Figura 5.35 - M_v obtido para diferentes valores de n , β e $\alpha=1000$, TOT.....	75
Figura 5.36 - F_h obtida para diferentes valores de n , β e $\alpha=1000$, TOT.....	75
Figura 5.37 - M_h obtido para diferentes valores de n , β e $\alpha=1000$, TOT.....	76
Figura 5.38 - F_v obtida para diferentes valores de α , e para $n=0.25$ e $\beta=0.8$, TOT.....	76
Figura 5.39 - M_v obtido para diferentes valores de α , e para $n=0.25$ e $\beta=0.8$, TOT.	77
Figura 5.40 - F_h obtida para diferentes valores de α , e para $n=0.25$ e $\beta=0.8$, TOT.	77
Figura 5.41 - M_h obtido para diferentes valores de α , e para $n=0.25$ e $\beta=0.8$, TOT.	77

Figura 6.1 - F_v e F_h obtidas para $T=12s$ e variação de H	82
Figura 6.2 - M_v e M_h obtidos para $T=12s$ e variação de H	83
Figura 6.3 - F_v e F_h obtidas para $T=14s$ e variação de H	83
Figura 6.4 - M_v e M_h obtidos para $T=14s$ e variação de H	83
Figura 6.5 - Aspeto da elevação da superfície livre para $T=12s$ e $H=8m$, com rebentação antes da chegada à estrutura.....	84
Figura 6.6 - Aspeto da elevação da superfície livre para $T=12s$ e $H=4m$, com a rebentação a ocorrer na estrutura.....	84
Figura 6.7 - F_v e F_h e $H_{pé\ do\ talude}$ obtidos para $T=12s$ e variação de H	85
Figura 6.8 - F_v e F_h e $H_{pé\ do\ talude}$ obtidos para $T=14s$ e variação de H	85
Figura 6.9 - F_v e F_h e q obtidos para $T=12s$ e variação de H	86
Figura 6.10 - F_v e F_h e q obtidos para $T=12s$ e variação de H	86
Figura 6.11 - F_v obtida para $T=12s$ e a sua variação máxima devido à variação dos parâmetros α e β nas diferentes camadas porosas.	87
Figura 6.12 - F_h obtida para $T=12s$ e a sua variação máxima devido à variação dos parâmetros α e β nas diferentes camadas porosas.	88
Figura 6.13 - M_v obtido para $T=12s$ e a sua variação máxima devido à variação dos parâmetros α e β nas diferentes camadas porosas.	88
Figura 6.14 - M_v obtido para $T=12s$ e a sua variação máxima devido à variação dos parâmetros α e β nas diferentes camadas porosas.	88
Figura 6.15 - Diagramas de forças horizontal e vertical máximas na superestrutura para $T=12s$ e $H=5m$	89
Figura 6.16 - Diagramas de forças horizontal e vertical máximas na superestrutura para $T=14s$ e $H=5m$	89
Figura 6.17 - $F_{v,máx}$ obtida para as diferentes formulações.....	92
Figura 6.18 - $F_{h,máx}$ obtida para as diferentes formulações.	93
Figura 6.19 - $M_{v,máx}$ obtido para as diferentes formulações.....	93
Figura 6.20 - $M_{h,máx}$ obtido para as diferentes formulações.	93
Figura 6.21 - F_v obtida através do modelo IH-2VOF e das diferentes formulações para $T=12s$	101
Figura 6.22 - F_h obtida através do modelo IH-2VOF e das diferentes formulações para $T=12s$	101

Figura 6.23 - M_v obtido através do modelo IH-2VOF e das diferentes formulações para $T=12s$	102
Figura 6.24 - M_h obtido através do modelo IH-2VOF e das diferentes formulações para $T=12s$	102
Figura 6.25 - F_v obtida através do modelo IH-2VOF e das diferentes formulações para $T=14s$	103
Figura 6.26 - F_h obtida através do modelo IH-2VOF e das diferentes formulações para $T=14s$	103
Figura 6.27 - M_v obtido através do modelo IH-2VOF e das diferentes formulações para $T=14s$	104
Figura 6.28 - M_h obtido através do modelo IH-2VOF e das diferentes formulações para $T=14s$	104

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 - Coeficientes empíricos a e b para cada tipo de secção (adaptado de [6]).	14
Tabela 2.2 - Limites de validade para aplicação da formulação de Jensen, 1984 e Bradbury <i>et al.</i> , 1988 (adaptado de [7]).	16
Tabela 2.3 - Coeficientes empíricos A_u e B_u para consideração da geometria e porosidade do manto no cálculo de R_u (adaptado de [6]).	20
Tabela 2.4 - Coeficientes a e b para o cálculo de F_h (adaptado de [6]).	25
Tabela 2.5 - Coeficientes a e b para o cálculo de F_v (adaptado de [6]).	25
Tabela 2.6 - Coeficientes a e b para o cálculo de M_h (adaptado de [6]).	26
Tabela 2.7 - Limites de validade para o cálculo de $F_{h,0.1\%}$ e $M_{h,0.1\%}$ (adaptado de [15]).	30
Tabela 2.8 - Limites de validade para o cálculo de $M_{h,0.1\%}$, $F_{hu,0.1\%}$ e $F_{hl,0.1\%}$ (adaptado de [15]).	32
Tabela 3.1 - Dados geométricos e dos materiais constituintes dos mantos principais da secção em estudo.	39
Tabela 3.2 - Dados geométricos da superestrutura da secção em estudo.	39
Tabela 4.1 - Coordenadas das posições das sondas.	48
Tabela 4.2 - Dados Gerais.	49
Tabela 5.1 - Valores dos parâmetros dos meios porosos adotados como valores base.	52
Tabela 5.2 - Gama de valores dos parâmetros dos meios porosos usados no estudo de sensibilidade.	52
Tabela 5.3 - Caudal médio de galgamento com a variação dos parâmetros n e β do manto principal, e com $\alpha=1000$.	53
Tabela 5.4 - Caudal médio de galgamento com a variação do parâmetro α , e com $n=0.40$ e $\beta=0.7$, manto principal.	54

Tabela 5.5 - Caudal médio de galgamento com a variação dos parâmetros n e β e com $\alpha=1000$, manto secundário.....	56
Tabela 5.6 - Caudal médio de galgamento com a variação do parâmetro α , e com $n=0.35$ e $\beta=1.1$, manto secundário.....	56
Tabela 5.7 - Caudal médio de galgamento com a variação dos parâmetros n e β e com $\alpha=1000$, TOT.....	58
Tabela 5.8 - Caudal médio de galgamento com a variação do parâmetro α , e com $n=0.25$ e $\beta=0.8$, TOT.....	58
Tabela 5.9 - Coeficiente de reflexão com a variação dos parâmetros n e β e com $\alpha=1000$, manto principal.....	60
Tabela 5.10 - Coeficiente de reflexão com a variação do parâmetro α , e com $n=0.40$ e $\beta=0.7$, manto principal.	60
Tabela 5.11 - Coeficiente de reflexão com a variação dos parâmetros n e β e com $\alpha=1000$, manto secundário.....	62
Tabela 5.12 - Coeficiente de reflexão com a variação do parâmetro α , e com $n=0.35$ e $\beta=1.1$, manto secundário.....	63
Tabela 5.13 - Coeficiente de reflexão com a variação dos parâmetros n e β e com $\alpha=1000$, TOT.	64
Tabela 5.14 - Coeficiente de reflexão com a variação do parâmetro α , e com $n=0.25$ e $\beta=0.8$, TOT.....	65
Tabela 5.15 - F_v , M_v , F_h e M_h com a variação dos parâmetros n e β e com $\alpha=1000$, manto principal.....	66
Tabela 5.16 - F_v , M_v , F_h e M_h com a variação do parâmetro α , e com $n=0.40$ e $\beta=0.7$, manto principal.....	68
Tabela 5.17 - F_v , M_v , F_h e M_h com a variação dos parâmetros n e β e com $\alpha=1000$, manto secundário.....	70
Tabela 5.18 - F_v , M_v , F_h e M_h com a variação do parâmetro α , e com $n=0.35$ e $\beta=1.1$, manto secundário.....	72
Tabela 5.19 - F_v , M_v , F_h e M_h com a variação dos parâmetros n e β e com $\alpha=1000$, TOT.....	74
Tabela 5.20 - F_v , M_v , F_h e M_h com a variação do parâmetro α , e com $n=0.35$ e $\beta=1.1$, TOT.....	76
Tabela 5.21 - Influência da variação dos parâmetros nos valores de q , K_r , F_v , M_v , F_h e M_h por meio poroso.....	79
Tabela 6.1 - Forças obtidas através do modelo IH-2VOF.....	82

Tabela 6.2 - Valores de $T_{pé\ do\ talude}$, $H_{pé\ do\ talude}$ e de q para as diferentes condições de agitação.	84
Tabela 6.3 - Variação máxima dos valores das forças e momentos na superestrutura devido à variação dos parâmetros α e β nas diferentes camadas porosas.	87
Tabela 6.4 - Esforços calculados através da formulação de Jensen (1984) e Bradbury <i>et al.</i> (1988).	90
Tabela 6.5 - Esforços calculados através da formulação de Günbak e Gökce (1984).	90
Tabela 6.6 - Esforços calculados através da formulação de Martín <i>et al.</i> (1999).	91
Tabela 6.7 - Esforços calculados através da formulação de Berenguer e Baonza (2006).	91
Tabela 6.8 - Esforços calculados através da formulação de NØrgaard <i>et al.</i> (2013).	92
Tabela 6.9 - Validade das formulações.	94
Tabela 6.10 - Diferenças máximas e mínimas, em %, dos valores de F_v e F_h obtidos pela formulação de Jensen (1984) e Bradbury <i>et al.</i> (1988) em relação aos obtidos pelo modelo IH-2VOF.	95
Tabela 6.11 - Diferenças máximas e mínimas, em %, dos valores de M_v e M_h obtidos pela formulação de Jensen (1984) e Bradbury <i>et al.</i> (1988) em relação aos obtidos pelo modelo IH-2VOF.	96
Tabela 6.12 - Diferenças máximas e mínimas, em %, dos valores de F_v e F_h obtidos pela formulação de Günbak e Gökce (1984) em relação aos obtidos pelo modelo IH-2VOF.	96
Tabela 6.13 - Diferenças máximas e mínimas, em %, dos valores de M_v e M_h obtidos formulação de Günbak e Gökce (1984) em relação aos obtidos pelo modelo IH-2VOF.	97
Tabela 6.14 - Diferenças máximas e mínimas, em %, dos valores de F_v e F_h obtidos pela formulação de Martín <i>et al.</i> (1999) em relação aos obtidos pelo modelo IH-2VOF.	97
Tabela 6.15 - Diferenças máximas e mínimas, em %, dos valores de M_v e M_h obtidos pela formulação de Martín <i>et al.</i> (1999) em relação aos obtidos pelo modelo IH-2VOF.	98
Tabela 6.16 - Diferenças máximas e mínimas, em %, dos valores de F_v e F_h obtidos pela formulação de Berenguer e Baonza (2006) em relação aos obtidos pelo modelo IH-2VOF. ...	98
Tabela 6.17 - Diferenças máximas e mínimas, em %, dos valores de F_v e F_h obtidos pela formulação de Berenguer e Baonza (2006) em relação aos obtidos pelo modelo IH-2VOF. ...	99
Tabela 6.18 - Diferenças máximas e mínimas, em %, dos valores de F_v e F_h obtidos pela formulação de NØrgaard <i>et al.</i> (2013) em relação aos obtidos pelo modelo IH-2VOF.	99
Tabela 6.19 - Diferenças máximas e mínimas, em %, dos valores de M_v e M_h obtidos pela formulação de NØrgaard <i>et al.</i> (2013) em relação aos obtidos pelo modelo IH-2VOF.	100

SIGLAS

CEM	Coastal Engineering Manual
COBRAS	Cornell Breaking Waves and Structures
COBRAS-UC	Cornell Breaking Waves and Structures – Universidad Cantabria
GUI	Graphical User Interface
MP	Manto Principal
MS	Manto Secundário
MS_i	Manto Secundário interior
NASA	National Aeronautics and Space Administration
NM	Nível do mar
RANS	Reynolds Averaged Navier-Stokes
TOT	Todo O Tamanho
VARANS	Volume Averaged Reynolds Averaged Navier-Stokes
VOF	Volume Of Fluid
ZH	Zero Hidrográfico

SÍMBOLOS

a	Coeficiente empírico [Jensen e Bradbury, 1988], [Berenguer e Baonza, 2006] e [NØrgaard <i>et al.</i> , 2013]
A	Amplitude de onda
A_c	Cota de coroamento da berma do manto principal exterior medida em relação ao nível do mar.
A_c (zero)	Cota de coroamento da berma do manto principal exterior medida em relação ao zero hidrográfico.
A_u	Coeficiente empírico [Martín <i>et al.</i> , 1999]
b	Coeficiente empírico [Jensen e Bradbury, 1988], [Berenguer e Baonza, 2006] e [NØrgaard <i>et al.</i> , 2013]
B	Largura da base da superestrutura
B'	Largura do muro-cortina da superestrutura
B_e	Largura da berma de coroamento do manto principal exterior
B_u	Coeficiente empírico [Martín <i>et al.</i> , 1999]
C_{der}	Coeficiente de segurança ao derrubamento
C_{des}	Coeficiente de segurança ao deslizamento
d	Profundidade no pé do quebra-mar em relação ao nível do mar
D_{50}	Diâmetro característico
D_{n50}	Diâmetro equivalente dos blocos constituintes do manto principal exterior

e_1	Coeficiente de calibração [NØrgaard <i>et al.</i> , 2013]
e_2	Coeficiente de calibração [NØrgaard <i>et al.</i> , 2013]
F_v	Força vertical atuante na base da superestrutura
$F_{b,0.1\%}$	Força vertical induzida pela onda na base da superestrutura que é excedida por 0,1% das ondas dos diferentes estados do mar considerados
f_c	Altura da superestrutura não protegida pela berma do manto principal exterior
F_c	Distância da fundação da superestrutura ao nível do mar
F_h	Força horizontal atuante no muro-cortina da superestrutura
$F_{h,0.1\%}$	Força horizontal induzida pela onda no muro-cortina da superestrutura que é excedida por apenas 0.1% das ondas dos diferentes estados do mar considerados
$F_{hi,0.1\%}$	Força horizontal induzida pela onda na zona protegida do muro-cortina da superestrutura excedida por apenas 0,1% das ondas dos estados do mar considerados
$F_{hu,0.1\%}$	Força horizontal induzida pela onda na zona não protegida do muro-cortina da superestrutura excedida por apenas 0,1% das ondas dos estados do mar considerados
F_x	Força horizontal induzida pela onda no muro-cortina da superestrutura
F_y	Força vertical atuante na base da superestrutura
F_{yT}	Força vertical total induzida pela onda na superestrutura
g	Aceleração da gravidade
h	Profundidade no pé do quebra-mar medida em relação ao zero hidrográfico
H	Altura de onda
h'	Altura da superestrutura protegida pela berma do manto principal exterior

$H_{0,1\%}$	Altura de onda máxima ultrapassada por apenas 0.1% das ondas dos diferentes estados do mar considerados
$H_{m\acute{a}x}$	Altura máxima de onda ou de projeto
$H_{p\acute{e} \text{ do talude}}$	Altura de onda no pé do talude
H_s	Altura de onda significativa
h_w	Altura da superestrutura
h_{wl}	Altura da base da superestrutura
I	Força de impulsão
I_r	Número de Iribarren
I_{rom}	Número de Iribarren em águas profundas para L_{om}
I_{rop}	Número de Iribarren em águas profundas para L_{op}
I_{rm}	Número de Iribarren calculado com base em H_s e L_m
I_{rp}	Número de Iribarren calculado com base em H_s e L_p
k	Número de onda; energia cinética de turbulência
K_r	Coefficiente de reflexão
L	Comprimento de onda
L_{om}	Comprimento de onda em águas profundas para período médio de onda
L_{op}	Comprimento de onda em águas profundas para período de onda de pico
L_m	Comprimento de onda no pé do quebra-mar calculado com base no período de onda médio
L_p	Comprimento de onda no pé do quebra-mar calculado com base no período de onda de pico
M^A_h	Momento atuante na superestrutura relativamente ao ponto A
M_v	Momento devido às forças verticais atuantes
M_h	Momento devido às forças horizontais atuantes

$M_{h,0.1\%}$	Momento devido à força horizontal induzida no muro-cortina da superestrutura excedido por apenas 0.1% das ondas dos diferentes estados do mar considerados
M_{yt}	Momento máximo devido à força vertical induzida pela onda no muro-cortina da superestrutura
M_b^O	Momento atuante na superestrutura relativamente ao ponto O
M_w^O	Momento devido ao peso da superestrutura relativamente ao ponto O
M_x	Momento devido à força horizontal induzida pela onda no muro-cortina da superestrutura
n	Porosidade do material constituinte de cada manto
nb	Largura relativa da berma
P_b	Pressão atuante na base da superestrutura
$P_{b(b)}$	Pressão atuante na base da superestrutura a barlar
$P_{b(b),0.1\%}$	Pressão na base da superestrutura a barlar excedida por apenas 0.1% das ondas dos diferentes estados do mar considerados
$P_{b(s)}$	Pressão atuante na base da superestrutura a sotamar
P_d	Pressão dinâmica induzida pela onda na superestrutura
$P_{d(np)}$	Pressão dinâmica atuante na zona não protegida do muro-cortina da superestrutura
$P_{d(np),0.1\%}$	Pressão dinâmica na zona não protegida do muro-cortina da superestrutura excedida por apenas 0.1% das ondas dos diferentes estados do mar considerados
$P_{d(p)}$	Pressão dinâmica atuante na zona protegida do muro-cortina da superestrutura
P_h	Pressão horizontal induzida pela onda no muro-cortina da superestrutura
P_{hd}	Pressão hidrostática induzida pela onda na superestrutura
P_{ph}	Pressão pseudo-hidrostática induzida pela onda na superestrutura

P_{ra}	Pressão atuante na base da superestrutura a sotamar
q	Caudal médio de galgamento
R_c	Distância entre a cota de coroamento da superestrutura e o nível do mar
R_u	Altura de espraçamento
$R_{u,0.1\%}$	Altura de espraçamento excedida por apenas 0,1% das ondas dos diferentes estados do mar considerados
$R_{u,2\%}$	Altura de espraçamento excedida por 2% das ondas dos diferentes estados do mar considerados
S	Fator de segurança
s_0	Declividade da onda
s_{0m}	Declividade de onda em águas profundas para L_{0m}
s_{0p}	Declividade de onda em águas profundas para L_{0p}
S_w	Altura da lâmina de água de espraçamento
T	Período de onda
T_p	Período de onda de pico
$T_{p\acute{e} \text{ do talude}}$	Período de onda no pé do talude
T_z	Período de onda médio
V	Parâmetro de redução do impacto de onda
V_1	Volume da berma de coroamento do manto principal exterior
V_2	Volume da cunha de espraçamento hipotético
W	Peso próprio da superestrutura
W_c	Cota de coroamento da superestrutura medida em relação ao zero hidrográfico
W_f	Cota de fundação da superestrutura medida em relação ao zero hidrográfico
W_i	Peso total do material constituinte do manto principal interior

W_r	Peso total do material constituinte do manto principal exterior
y	Altura da lâmina de água de espraçamento
y_{ef}	Altura efetiva da zona de impacto da onda na superestrutura
z	Distância medida na vertical a partir do nível do mar no sentido ascendente
α	Inclinação do manto principal exterior; coeficiente linear de atrito
β	Parâmetro adimensional [Martín <i>et al.</i> , 1999]; coeficiente não linear de atrito
γ_r	Peso específico do material constituintes do manto principal exterior
γ_θ	Fator de obliquidade de onda
θ	Ângulo de incidência da onda na superestrutura
λ	Parâmetro adimensional [Martín <i>et al.</i> , 1999]
μ	Parâmetro adimensional [Martín <i>et al.</i> , 1999]
ν	Coeficiente de atrito entre a base da superestrutura e a fundação
ρ_b	Densidade do betão
ρ_r	Densidade do enrocamento
ρ_w	Massa volúmica da água do mar
σ	Frequência angular de onda
ε	Taxa de dissipação da energia cinética de turbulência
Δx	Dimensão das células da malha segundo a direção x
Δy	Dimensão das células da malha segundo a direção y

INTRODUÇÃO

1.1 Enquadramento do tema

Os Portos são locais que servem para abrigar da agitação marítima as embarcações de pesca e lazer e os navios de transporte de mercadorias e de turismo, entre outros, assim como as próprias infraestruturas associadas a estas atividades. Para a proteção e segurança dos navios e infraestruturas são frequentemente construídas estruturas, nomeadamente quebra-mares de talude, que permitem a criação de zonas abrigadas e que desempenham um papel fundamental a este nível. Estas estruturas, que basicamente funcionam como barreiras à propagação normal das ondas, possibilitam que as embarcações se encontrem em segurança, quer quando amarradas quer durante as manobras de acostagem.

Os quebra-mares de talude são constituídos, essencialmente, por superestrutura, núcleo e mantos principais e secundários exteriores (barlamar) e interiores (sotamar). O núcleo situa-se no interior do quebra-mar e geralmente é constituído por material de granulometria extensa, isto é, de todo o tamanho (TOT). O manto principal, onde a onda embate diretamente, têm como principal objetivo a dissipação e reflexão da energia da agitação marítima mantendo a estabilidade do quebra-mar, sendo compostos por material de peso significativo de forma a resistir à agitação incidente, normalmente blocos de betão ou enrocamento. Os filtros ou mantos secundários tem como objetivo evitar a saída de finos do núcleo e é constituído normalmente por camadas de enrocamento. A superestrutura, constituída por um bloco de betão ou alvenaria, situada no coroamento da estrutura, destina-se a facilitar o acesso e pode possibilitar a redução do galgamento.

Devido às alterações climáticas e consequente agravamento das condições de agitação marítima, é cada vez mais importante garantir a estabilidade das estruturas ao longo da sua

vida útil. O correto dimensionamento das novas estruturas, assim como os processos de reabilitação cada vez mais eficientes, posto isto, é muito importante o estudo da interação onda-estrutura, como é o exemplo do galgamento, da reflexão e das forças a que os quebra-mares de taludes estão sujeitos.

1.2 Objetivos e metodologia

O objetivo da presente dissertação é o estudo das forças na superestrutura do quebra-mar Oeste do Porto de Peniche, através da aplicação do modelo numérico bidimensional IH-2VOF.

Mais especificamente, os objetivos foram:

- Efetuar um estudo de sensibilidade dos resultados das forças na superestrutura aos parâmetros que o modelo IH-2VOF utiliza para simular o escoamento do meio poroso, e ainda do caudal médio galgado e da reflexão na estrutura. Para tal, analisou-se a influência da variação dos parâmetros de cada um dos mantos e núcleo nos resultados obtidos.
- Aplicar as formulações disponíveis na literatura para o cálculo de forças na superestrutura e comparar com os resultados obtidos com o modelo IH-2VOF, verificando qual ou quais as mais adequadas a este caso de estudo.

1.3 Organização da dissertação

A presente dissertação é composta por sete capítulos

No primeiro capítulo apresenta-se o enquadramento geral, os objetivos e metodologia e a organização da dissertação.

No segundo capítulo é caracterizado o fenómeno do galgamento e seus fatores condicionantes, assim como os parâmetros geométricos do quebra-mar de talude, nomeadamente do manto principal exterior e da superestrutura e é feita uma análise da distribuição de pressões na superestrutura e da sua estabilidade. É ainda feita a descrição de algumas formulações existentes na literatura para o cálculo de forças em quebra-mares de talude. Finalmente é apresentada uma síntese de comparação das formulações.

No terceiro capítulo é apresentado o caso de estudo, o quebra-mar norte do Porto de Peniche, em termos de localização, funcionalidade e geometria.

No quarto capítulo é apresentado o modelo bidimensional IH-2VOF utilizado para a modelação numérica da estrutura, assim como a forma como é feita a construção da malha de cálculo e os dados de entrada e saída necessários para o bom funcionamento do modelo numérico, é também descrita a aplicação do modelo no que respeita à malha utilizada, ao domínio de estudo, às condições de agitação simuladas e dados utilizados.

No quinto capítulo é feito um estudo de sensibilidade aos parâmetros dos meios porosos do modelo IH-2VOF no que respeita às forças na superestrutura e ainda ao galgamento e à reflexão, já que influenciam os resultados das forças na superestrutura.

No sexto capítulo é efetuada uma análise das forças na superestrutura do quebra-mar Oeste do porto de Peniche obtidas através do modelo IH-2VOF e de formulações e, com base nas forças obtidas, é analisada a estabilidade da mesma face ao derrubamento e deslizamento.

No sétimo capítulo é realizada a conclusão e dada a sugestão de trabalhos futuros.

FORÇAS EM SUPERESTRUTURAS DE QUEBRA- MARES DE TALUDE

2.1 Interação onda-estrutura

Os principais fenómenos que ocorrem quando existe interação onda-estrutura são: a reflexão; a dissipação, devida à rebentação, atrito ou perda de carga; o espraçamento, altura atingida pela onda no talude da estrutura, medida na vertical em relação ao nível do mar em repouso; e a transmissão de energia da onda pela estrutura, que pode ser através dos seus meios porosos ou a sobre a estrutura, o galgamento. O galgamento ocorre quando o nível de espraçamento é superior ao nível de coroamento da estrutura, que é a altura máxima da estrutura. No que se refere ao galgamento, podem definir-se três tipos de galgamento, *“green water”*, *“splash”* e *“spray”*. O galgamento denominado *“green water”* acontece quando o espraçamento é muito grande e cria uma lâmina de água contínua que passa sobre a estrutura. O *“splash”* ocorre quando a onda rebenta na parede exterior da obra e provoca salpicos que passam sobre a estrutura. Quando esses salpicos são transportados pela ação do vento e de uma forma menos significativa denomina-se por *“spray”* [1]. O galgamento é normalmente medido através de caudal médio no tempo, q , por metro de desenvolvimento da estrutura, ou seja, $m^3/s/m$. No entanto, numa tempestade, o caudal galgado de apenas a uma onda pode ser 100 vezes maior do que a média dos caudais medidos [2].

Esses fenómenos irão determinar em que condições a agitação atinge a superestrutura de um quebra-mar de taludes e, conseqüentemente, as forças nela exercidas pela agitação.

Assim, as forças nas superestruturas dependem das condições de agitação, do nível do mar e da geometria da estrutura, já que deles depende a forma como se dá a interação da

onda com a estrutura e são estes os dados necessários para as fórmulas disponíveis para o cálculo destas forças.

Neste capítulo apresentam-se sucintamente a agitação marítima, o nível do mar e a geometria da estrutura, seguida das fórmulas disponíveis para o cálculo de forças em superestruturas de quebra-mares de taludes.

2.2 Agitação marítima

A agitação marítima é a principal ação que solicita um quebra-mar e é de carácter irregular, aleatório e variável no tempo.

A agitação marítima é gerada pela transferência de energia do vento para a superfície do mar, sendo este a sua principal força geradora. Para prever este tipo de agitação é necessário prever corretamente o campo de ventos. A característica das ondas depende principalmente de quatro fatores: velocidade, duração e rumo do vento e do *“fetch”*, que é a extensão da zona do mar sob a ação do vento.

A agitação marítima, irregular por natureza, pode ser considerada formada por ondas singulares, com dado período e altura de onda. No caso de ondas com altura e período constantes no tempo e espaço, ondas regulares, podem ser definidas as suas características, Figura 2.1: o período de onda, T , tempo que transcorre entre a passagem de um ponto idêntico da superfície livre, o comprimento de onda, L , distância horizontal entre dois pontos idênticos sucessivos da superfície livre, e altura de onda, H , distância vertical entre a crista e a cava da onda. Pode ainda definir-se a amplitude de onda, A , distância vertical máxima entre o nível de repouso e a cava ou a crista da onda e a declividade da onda, s_0 , que é a razão entre a altura de onda e o comprimento de onda. O comprimento de onda está intrinsecamente ligado à profundidade, h .

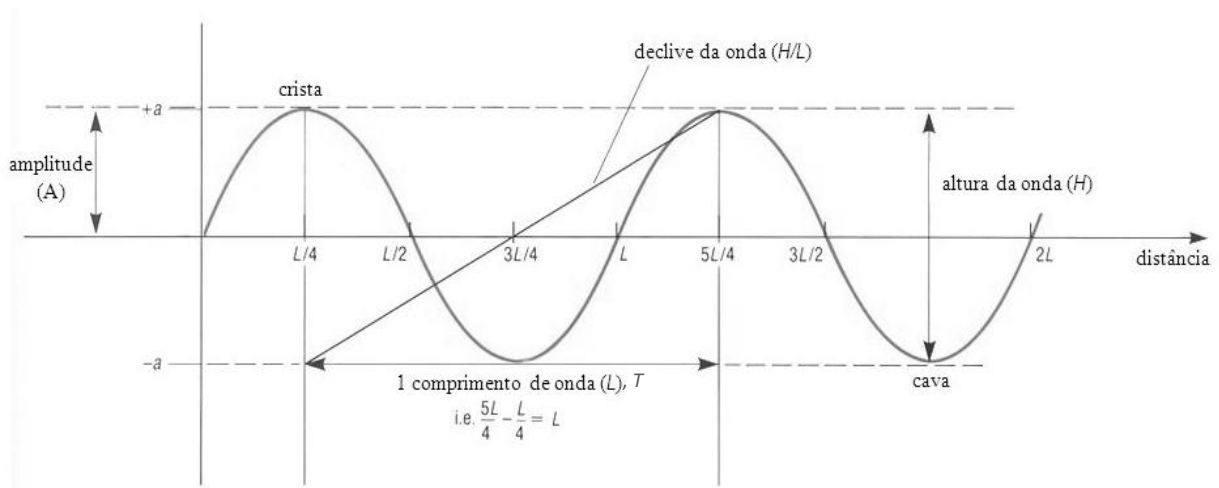


Figura 2.1 - Perfil de onda genérico e suas características (adaptado de [3]).

Como é possível verificar-se na Figura 2.2, podem-se definir três zonas de acordo com o valor de h/L : grandes profundidades, profundidades intermédias e pequenas profundidades. Fora de grandes profundidades, onde a onda não se altera com a profundidade, quando a profundidade diminui ocorre uma diminuição da velocidade e de comprimento de onda e um aumento da sua altura, causando um aumento de declividade.

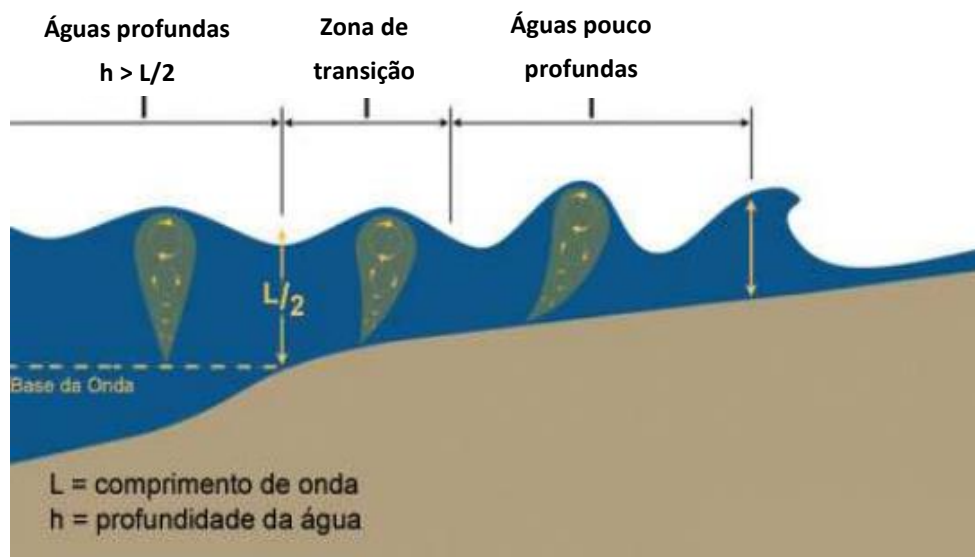


Figura 2.2 - Tipos de profundidades (adaptado de [4]).

À medida que as ondas se propagam e vão atingindo profundidades menores, as suas características são alteradas e pode existir o aparecimento de vários fenómenos físicos, tais

como o empolamento e a rebentação. O empolamento traduz a diminuição de profundidade quando as ondas se aproximam da costa, o que faz com que a altura de onda aumente e o seu comprimento diminua. A rebentação da onda ocorre junto à costa devido à diminuição de profundidade e pode ocorrer por excesso de declividade ou por diminuição dos fundos.

A rebentação pode ser classificada como progressiva (*spilling*), mergulhante (*plunging*), de fundo (*surging*) e colapsante (*collapsing*) em função do valor do número de Iribarren, I_r , também conhecido como parâmetro de similaridade do surf (*surf similarity parameter*). Este é um parâmetro adimensional que relaciona o ângulo formado pela superfície da praia ou da estrutura com a horizontal, α , com a declividade da onda, s_0 , definido como a razão entre a altura de onda e o seu comprimento. I_r é calculado através da seguinte equação:

$$I_r = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{s_0}} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H}{L}}} \quad (2.1)$$

A rebentação progressiva (*spilling*) é uma rebentação de forma contínua, em que a crista da onda "rola" sobre a cava precedente e que ocorre normalmente em praias de declive ligeiro. Este tipo de rebentação ocorre para valores de $I_r < 0.5$.

A rebentação mergulhante (*plunging*) ocorre de forma súbita, em que a crista da onda "dobra-se" em forma de espiral e cai para a frente. Este tipo de rebentação acontece normalmente em praias de declive intermédio e para valores de $0.5 < I_r < 3$.

Quando o declive da praia ou do talude é muito acentuado ocorre rebentação colapsante (*collapsing*), onde a crista não chega a rebentar e a frente espraia-se sobre o talude, ocorrendo para valores de $3 < I_r < 3.5$.

A rebentação de fundo (*surging*) acontece para situação idêntica à rebentação colapsante só que as ondas apresentam pouca declividade, pelo que corre para valores de $I_r > 3.5$.

Existe ainda outro fator relacionado com a agitação marítima que tem influência no estudo das forças em superestruturas: o ângulo de incidência da agitação, β , que é o ângulo entre a direção de propagação da onda e a direção perpendicular à estrutura. Como a maior parte das expressões empíricas das forças em superestruturas existentes foram desenvolvidas com base em testes bidimensionais, onde a onda incide perpendicularmente à estrutura, este fenómeno não é tido em conta diretamente nestas expressões.

Foram ainda definidos diferentes tipos de números de Iribarren, calculado para águas profundas eq. (2.1) ou para comprimento de onda obtido com base no período de pico e

médio, I_{rop} e I_{rom} , o número de Iribarren calculado com base na altura de onda significativa, H_s , e no comprimento de onda, L_m , designa-se por I_{rm} .

2.3 Nível do mar

Um dos fatores importantes e condicionantes no estudo das forças em superestruturas é o nível da maré. Quanto maior for o nível da maré, menor será a distância do nível de repouso à cota de coroamento da estrutura, zona na qual acontece se encontra a superestrutura, aumentando também a probabilidade de ocorrência de galgamentos, uma vez que grande parte da energia não foi dissipada.

Outro fator importante que pode ter influência nas forças em superestruturas é o vento, que para além de amplificar as condições de agitação marítima pode originar sobrelevações do nível de água devidas a situações meteorológicas adversas.

2.4 Geometria da estrutura

A geometria da estrutura é outro fator condicionante na análise das forças em superestruturas, podendo ter um papel de controlo e redução do galgamento.

Na Figura 2.3 pode-se ver uma representação esquemática de uma estrutura marítima, um quebra-mar de taludes, em que são apresentados os vários parâmetros relevantes da sua geometria. Um parâmetro relevante é a distância entre a cota de coroamento da estrutura e o NM , R_G , como foi referido anteriormente. Sabendo que o aumento desta distância, ou seja, o aumento da cota de coroamento da estrutura provoca um aumento do custo da estrutura e um grande impacto visual em zonas turísticas, o principal objetivo é encontrar um valor que seja o melhor compromisso entre preço e estabilidade e funcionalidade da estrutura. Outros parâmetros geométricos a ter em conta são a inclinação do talude, α , a largura da berma, B_e , a distância entre o NM ou o ZH e a berma de coroamento da estrutura, A_c e $A_{c(zero)}$, respetivamente, e a profundidade em frente à estrutura em relação a NM e ZH , d e h , respetivamente.

Para além destes parâmetros associados ao manto principal exterior, também existem parâmetros relacionados com a superestrutura que têm influência no cálculo das forças induzidas pela onda na superestrutura. A superestrutura, de um ponto de vista geométrico, pode

ser dividida em duas partes, uma parte inferior que assenta no manto, designada por base, e uma parede vertical, designada por muro-cortina.

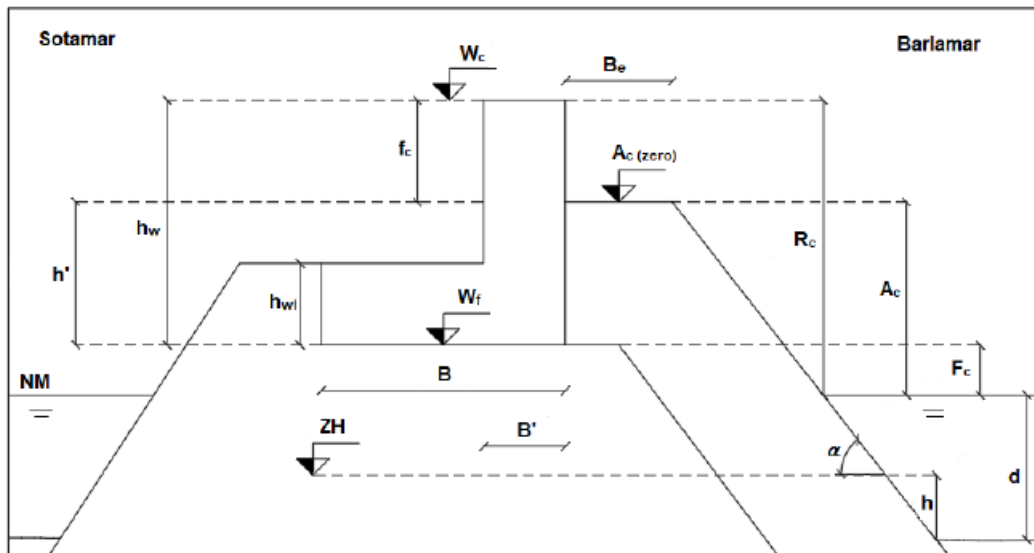


Figura 2.3 - Características geométricas da superestrutura e manto principal exterior de um quebra-mar de talude [5].

Os parâmetros da superestrutura são os seguintes: altura da superestrutura, h_w , altura da base da superestrutura, h_{wi} , largura do muro-cortina, B' , largura da base da superestrutura, B , cota de coroamento da superestrutura, W_c , cota de fundação da superestrutura, W_f , distância do coroamento da superestrutura em relação ao nível de mar, R_c , distância da fundação da superestrutura em relação ao NM , F_c .

Caso a altura da superestrutura seja parcialmente coberta pela berma do manto principal exterior, pode-se definir ainda dois parâmetros, a altura da superestrutura não protegida pela berma do manto principal exterior, f_c , e a altura da superestrutura protegida pela berma do manto principal exterior, h' .

Importa referir que para além destes parâmetros geométricos também é necessário ter em conta as características dos materiais que compõem a estrutura, como a permeabilidade e a porosidade dos mantos e a rugosidade da estrutura, assim como a disposição destes materiais. Estas características são importantes, porque têm um papel relevante na dissipação da energia das ondas incidentes na estrutura, que é a principal função de um quebra-mar de talude. Não existem critérios ou normas de utilização dos diferentes materiais, mas existem fatores que influenciam a sua escolha, como o seu peso e a sua disponibilidade. O peso está relacionando com a estabilidade da estrutura e a disponibilidade associada à existência de

material em pedreiras nas imediações da obra e custos de transporte, pelo que hoje cada vez são mais usados blocos de betão prefabricados, com formas, tamanhos e pesos diferentes que são escolhidos de forma a terem um melhor comportamento face às solicitações da agitação que o quebra-mar vai ser alvo.

Em zonas em que existe situações de agitação mais energética, com alturas de onda elevadas, pode-se adotar uma superestrutura com uma configuração vertical ou curva (defletor de ondas), aumentando assim a cota de coroamento da estrutura. Outra solução usada para a dissipação de energia é a colocação de uma berma no talude exterior, caracterizada pela sua altura, A_G e a sua largura, B_e , já que quanto maior for esta largura maior será a dissipação de energia.

2.5 Forças na superestrutura

2.5.1 Distribuição de pressões na superestrutura

Quando a onda solicita a superestrutura de quebra-mares de talude provoca pressões que se podem dividir em dois picos distintos, o primeiro pico de pressão, onde se desenvolve uma pressão dinâmica, P_{di} que ocorre devido à mudança de direção da massa de água quando esta embate no muro-cortina, em que passa de um movimento essencialmente horizontal para um movimento vertical que provoca uma pressão de impacto. No momento após esta massa de água atingir a máxima altura de espraiamento dá-se o segundo pico, denominada pressão-hidrostrática, P_{ph} que ocorre devido à descida e acumulação da massa de água à volta da superestrutura.

No âmbito desta dissertação foi analisado vários estudos realizados por diferentes autores em que é possível verificar que a distribuição destas pressões é aproximadamente linear, tanto no muro-cortina como na base da superestrutura. No muro-cortina a pressão dinâmica assume um diagrama retangular onde se verifica uma diminuição na zona protegida face à zona não protegida da superestrutura, que se pode explicar devido ao facto de existir dissipação de energia na zona protegida motivada pela passagem de água pela berma da estrutura. Já a pressão pseudo-hidrostática no muro-cortina apresenta um diagrama triangular em que o seu máximo se encontra na base da superestrutura. Na base da superestrutura a pressão

dinâmica e a pressão pseudo-hidroestática assumem um diagrama triangular ou trapezoidal, estando o máximo situado a barlarar.

De notar que nem todos os autores consideram da mesma forma a influência dos dois tipos de pressões para o cálculo das forças atuantes na superestrutura. Por exemplo, Pederson (1996) não considera a influência da pressão pseudo-hidroestática, enquanto Matín *et al.* (1999) consideram as pressões em separado e Günbak e Gökce (1984) em simultâneo.

2.5.2 Análise da estabilidade da superestrutura

Do ponto de vista da segurança, no estudo da superestrutura é muito importante a análise da sua estabilidade, pois a sua falha pode levar à falha de toda estrutura que compõe o quebra-mar, visto que a sua operacionalidade está projetada através interação de todos os constituintes que o compõem. A falha ou colapso da superestrutura pode provocar uma maior ocorrência de fenómenos como o galgamento, como visto anteriormente, originada pela diminuição da reflexão das ondas na superestrutura.

Na Figura 2.4 é apresentada os principais modos de falha estruturais e geotécnicos, tendo em conta uma análise de estabilidade em regime estático.

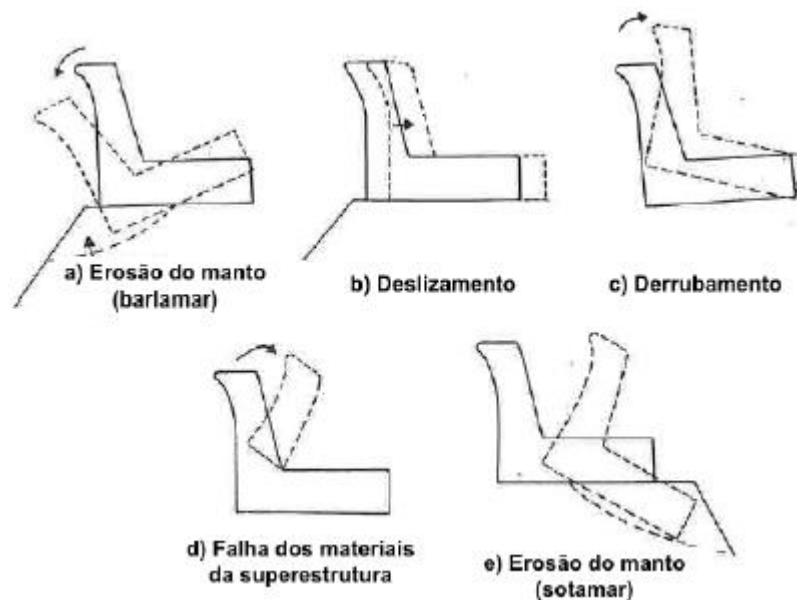


Figura 2.4 - Principais modos de falha estruturais (b,c, d) e geotécnicos (a,e) [5].

A erosão do manto a barlar ocorre quando a força das ondas ou do galgamento atuante nos mantos exteriores é superior à sua resistência, já a erosão do manto a sotamar acontece quando a força resultante da penetração da água no manto é superior à resistência do mesmo. O deslizamento ocorre quando a força horizontal atuante no muro-cortina é superior às forças de atrito entre a superestrutura e a fundação. Quando os momentos instabilizantes devidos às forças atuantes, força vertical na base da estrutura e força horizontal no muro-cortina, são superiores aos momentos estabilizantes devidos ao peso da superestrutura ocorre derrubamento da superestrutura. A falha dos materiais da superestrutura pode ocorrer devido à deterioração dos materiais constituintes da superestrutura ou devido a fendas na superestrutura que surgem devido a esforços excessivos nessa zona.

2.5.3 Fórmulas de cálculo de forças atuantes na superestrutura

Sendo as forças atuantes na superestrutura consequência da agitação marítima e sendo esta extremamente complexa devido à sua irregularidade e à ocorrência dos fenômenos de rebentação e espraiamento antes de atingir a superestrutura, não foi possível, até à data, o estabelecimento de uma expressão analítica precisa para o cálculo das forças atuantes em superestruturas de quebra-mares de talude. Posto isto, têm sido realizados diversos estudos laboratoriais ao longo dos anos com o objetivo de obter formulações empíricas e semi-empíricas para o cálculo das forças atuantes, com base nos parâmetros que influenciam a resposta da superestrutura.

Este subcapítulo tem como objetivo apresentar sucintamente as formulações utilizadas para o cálculo das forças atuantes na superestrutura de um quebra-mar de talude induzidas pelas ondas, concretamente: Jensen (1984) e Bradbury *et al.* (1988), Günbak e Gökce (1984), Martín *et al.* (1999), Berenguer e Baonza (2006) e Pedersen (1996) e de Nørgaard *et al.* (2013).

2.5.3.1 Formulação de Jensen, 1984 e Bradbury *et al.*, 1988

A formulação empírica de Bradbury, Allsop e Stephens (1988) teve como base resultados de ensaios realizados em modelo físico com ondas irregulares realizados por Jensen (1984). Estes ensaios foram realizados em diferentes tipos de secções e geometrias de superestruturas de quebra-mares de talude à escala reduzida, em que cada secção foi sujeita à ação de 1000 ondas irregulares, através destes ensaios Jensen estudou a influência da altura de

onda, do nível do mar, do período de onda, do ângulo de incidência e dos danos dos mantos resistentes. Com isto Jensen concluiu que existe uma relação de quase linearidade entre a força horizontal medida, F_h , e o aumento da altura de onda significativa, H_s . Concluiu também que a variação do nível do mar tem influência no nível da berma de coroamento e que a força horizontal é diretamente proporcional à relação entre a altura de onda significativa e o topo da berma de coroamento do manto exterior, A_c [6], dada por:

$$\frac{F_h}{\rho_w g h_w L_{0p}} = \frac{H_s}{A_c} \quad (2.2)$$

Tendo como base na equação anterior, Bradbury, Allsop e Stephens (1988) sugeriram uma equação que permitisse determinar força horizontal induzida pela onda no muro-cortina que é excedida por apenas 0,1% das ondas dos diferentes estados do mar considerados, $F_{h,0.1\%}$, para diferentes geometrias da secção da superestrutura, [6], dada por:

$$\frac{F_{h,0.1\%}}{\rho_w g h_w L_{0p}} = \frac{a H_s}{A_c} - b \quad (2.3)$$

onde ρ_w é a massa volúmica da água do mar, g é a aceleração da gravidade, h_w é a altura da superestrutura L_{0p} é o comprimento da onda em águas profundas correspondente ao período de pico, dado pela expressão apresentada em seguida, e a e b são os coeficientes empíricos, apresentados na Tabela 2.1 para as diferentes secções transversais da Figura 2.5.

$$L_{0p} = \frac{g T_p^2}{2\pi} \quad (2.4)$$

Tabela 2.1 - Coeficientes empíricos a e b para cada tipo de secção (adaptado de [6]).

Secção	a	b
A	0.054	0.032
B	0.025	0.015
C	0.043	0.038
D	0.036	0.031
E	0.013	0.011

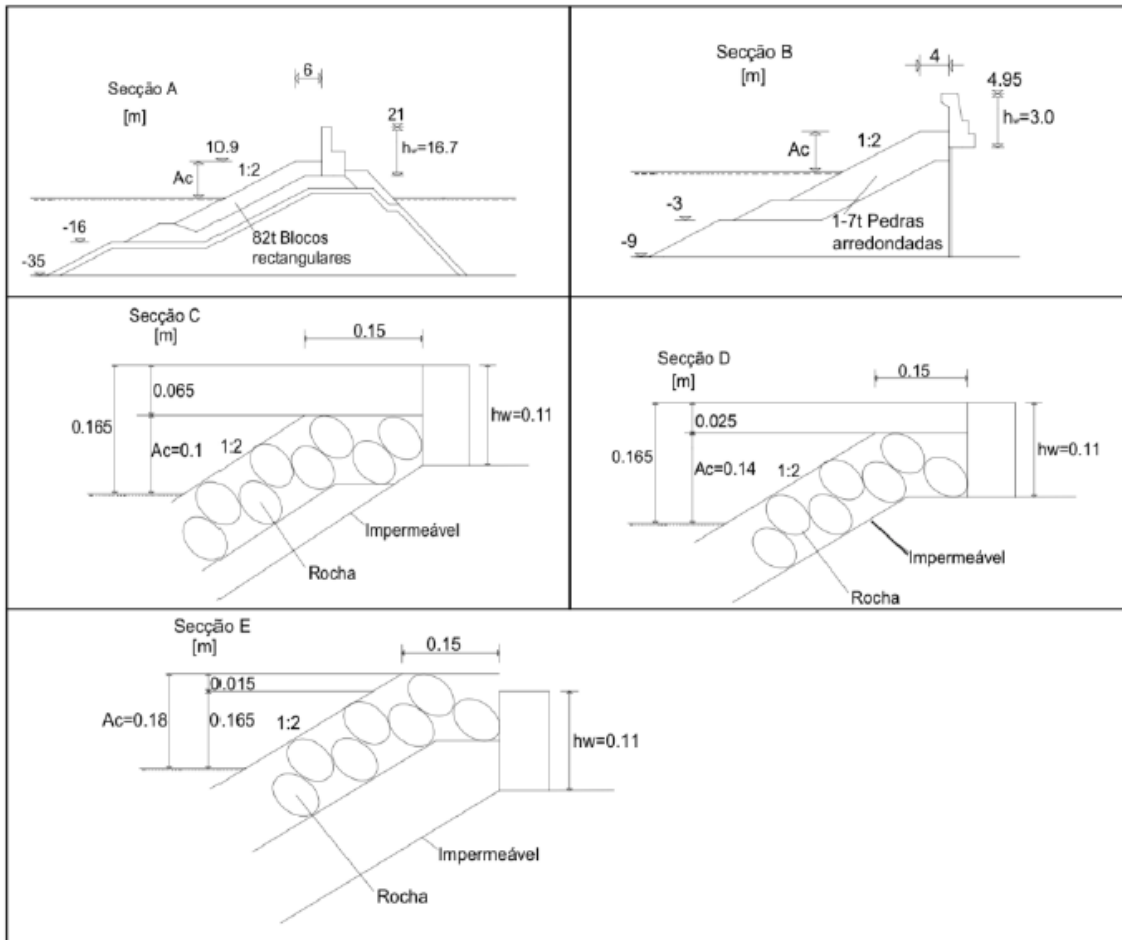


Figura 2.5 - Geometrias de secções ensaiadas por Jensen (1984) e Bradbury *et al.* (1988) [7].

Assumindo também uma pressão triangular e linear na base, tendo o valor máximo a barlar e nulo a sotamar, a força vertical induzida pela onda na base da superestrutura que é excedida por 0,1% das ondas dos diferentes estados do mar considerados, $F_{b,0.1\%}$ é dada por [6]:

$$F_{b,0.1\%} = \left(\frac{\rho_w g B h_w L_{0p}}{S} \right) \left(\frac{a H_s}{A_c} - b \right) \quad (2.5)$$

em que B é a largura da base da superestrutura e S é o fator de segurança, cujo valor assumido é 2.

Os limites de validade na aplicação desta equação, que são apresentados na Tabela 2.2, foram definidos pelos autores variando de secção para secção.

Tabela 2.2 - Limites de validade para aplicação da formulação de Jensen, 1984 e Bradbury *et al.*, 1988 (adaptado de [7]).

Secção	A_c (m)	s_{op}	H_s/A_c	I_{rop}	Referências
A	5.6 - 10.6	0.016 - 0.036	0.76 - 2.5	2.6 - 4	Jensen, 1984
B	1.5 - 3.0	0.005 - 0.011	0.82 - 2.4	4.8 - 7.1	Jensen, 1984
C	0.1	0.023 - 0.07	0.9 - 2.1	1.9 - 3.3	Bradbury <i>et al.</i> , 1988
D	0.14	0.04 - 0.05	1.43	2.2 - 2.5	Bradbury <i>et al.</i> , 1988
E	0.18	0.04 - 0.05	1.11	2.2 - 2.5	Bradbury <i>et al.</i> , 1988

2.5.3.2 Formulação de Günbak e Gökce, 1984

A formulação semi-empírica de Günbak e Gökce (1984) foi desenvolvida tendo em conta ondas regulares, e tem por base o cálculo das pressões verticais e horizontais tendo em conta o efeito do espraimento na superestrutura. Consideraram que a pressão máxima induzida pela onda no muro-cortina é resultante da soma da pressão dinâmica, P_d , e a pressão hidrostática, P_{hd} , tanto na zona protegida pela berma do manto como na não protegida, este, tendo variação linear e máximo na base da superestrutura. Tendo em atenção ao facto de na zona protegida o valor da pressão dinâmica, $P_{d(p)}$, ser considerada metade do valor da pressão dinâmica na zona não protegida, $P_{d(np)}$, sendo esta variação linear. A pressão na base da superestrutura, P_b , apresenta distribuição triangular com valor nulo a sotamar, $P_{b(s)}$ [8], Figura 2.6.

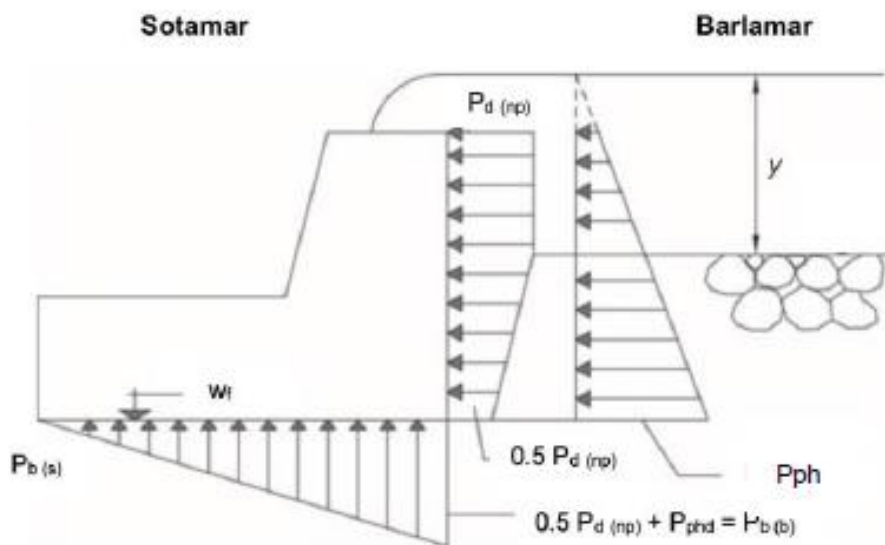


Figura 2.6 - Distribuição de pressões na superestrutura segundo Günbak e Gökce, 1984 [5].

Segundo o diagrama de pressões presente na Figura 2.6, a pressão dinâmica na zona não protegida, $P_{d (np)}$, pode ser calculado por:

$$P_{d (np)} = 0.5g\rho_w y \quad (2.6)$$

em que,

$$y = \frac{(R_u - A_c) \sin 15^\circ}{\sin \alpha \cos(\alpha - 15^\circ)} \quad (2.7)$$

e [9],

$$R_u = \begin{cases} 0.4H_{m\acute{a}x} & \text{se } I_{r0p} < 2.5 \\ H_{m\acute{a}x} & \text{se } I_{r0p} > 2.5 \end{cases} \quad (2.8)$$

onde y é a altura da lâmina de água medida entre o início da berma, A_c e o nível de espraio-mento R_u . O ângulo de 15° é o assumido pelos autores, que corresponde ao ângulo formado entre a cunha de espraio e a inclinação do manto. I_{r0p} corresponde ao número de Iribarren e $H_{m\acute{a}x}$ a altura máxima de onda.

Apesar desta formulação ter sido desenvolvida através da incidência de ondas regula-res, também pode ser utilizada para ondas irregulares, tendo em conta as seguintes alterações [6]:

$$H_{m\acute{a}x} = 1.416H_s \quad (2.9)$$

$$P_{ph} = \rho_w g(y + A_c - z) \quad (2.10)$$

onde H_s é a altura de onda significativa, P_{ph} é a pressão pseudo-hidrostática e z corresponde à distância vertical medida a partir do NM , variando entre F_c e a soma de y com A_c . A distância z varia em relação ao ponto onde se pretende calcular a pressão hidrostática, assumindo valor negativo quando o nível do mar se encontre acima F_c .

Os autores não apresentaram limitações na aplicação da presente formulação.

2.5.3.3 Formulação de Martín *et al.*, 1999

A formulação de Martín *et al.* (1999) é uma formulação semi-empírica que tem como base o processo de espraçamento sugerido por Günbak e Göcke (1984). Através do estudo de ensaios realizados em modelos à escala reduzida, concluíram que existe dois picos de pressão que não ocorrem em simultâneo, primeiro pico de pressão onde acontece a pressão dinâmica e segundo pico de pressão onde se dá a pressão pseudo-hidrostática. Sendo que esta formulação tem apenas validade para ondas que rebentam antes de atingir a superestrutura.

Na Figura 2.7 pode-se ver os diagramas de pressões assumidos pelos autores, na base da superestrutura o diagrama de pressões tem distribuição linear com máximo a barlar, no muro-cortina existe os tais dois picos de pressão sugeridos pelos autores, um primeiro onde a pressão dinâmica assume distribuição constante maior na zona não protegida do que na zona protegida e um segundo pico onde a pressão pseudo-hidrostática apresenta distribuição linear.

A análise dos dois picos de pressão é feita em separado com diferentes expressões, sendo que quando considerada esta formulação para dimensionamento tem que se considerar o maior valor de pressão dos dois picos.

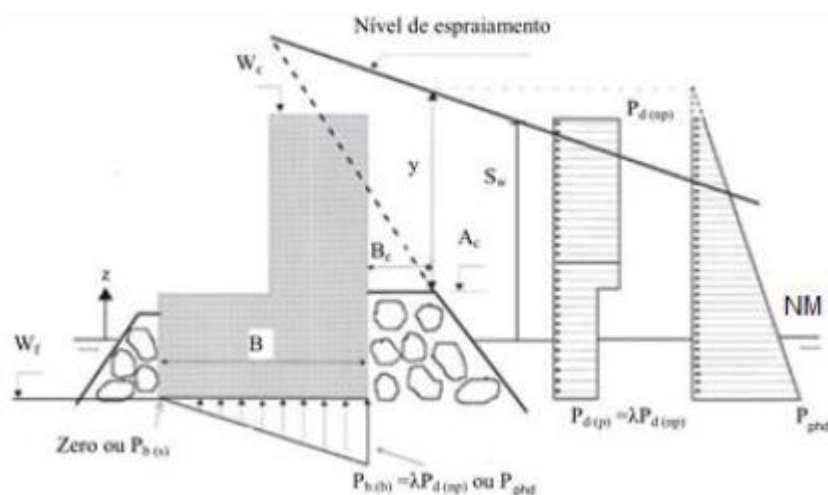


Figura 2.7 - Representação esquemática dos diagramas de pressões assumidos por Martín *et al.* (1999) (adaptado de [5]).

2.5.3.3.1 Pressão dinâmica no muro-cortina

Para o cálculo da pressão dinâmica no muro-cortina é necessário distinguir duas zonas, zona não protegida pelo manto exterior e zona protegida pelo manto exterior, pois o valor da pressão será diferente para cada zona.

No caso da zona não protegida, os autores propuseram a seguinte expressão para o cálculo da pressão dinâmica, $P_{d(np)}$, em função de z .

$$P_{d(np)}(z) = \beta \rho_w g y(z) \quad \text{para } z > A_c \quad (2.11)$$

em que β é o parâmetro adimensional que contém informação sobre a celeridade da massa de água [6], e $y(z)$ é a altura máxima da lâmina de água de espraio em função de z , que se podem calcular da seguinte forma:

$$\beta = 2 \frac{R_u}{H} \cos^2 \alpha \cos^2 \theta \quad (2.12)$$

$$y(z) = S_w \left(1 - \frac{z}{R_u} \right) \quad (2.13)$$

onde α é ângulo formado pela inclinação do manto exterior da estrutura e a horizontal, e S_w é a altura da lâmina de água de espraio medida a partir do NM .

Assumindo que S_w é da ordem da altura de onda, H , e que o valor máximo da altura da lâmina de água de espraio ocorre quando $z=A_c$, então [10]:

$$y = H \left(1 - \frac{A_c}{R_u} \right) \quad (2.14)$$

O espraio, R_u , obtém-se da seguinte forma [11]:

$$\frac{R_u}{H} = A_u (1 - e^{(B_u I_{ro})}) \quad (2.15)$$

em que A_u e B_u são parâmetros empíricos que dependem da geometria e da porosidade dos materiais constituintes do manto exterior e podem ser obtidos através da Tabela 2.3.

Tabela 2.3 - Coeficientes empíricos A_u e B_u para consideração da geometria e porosidade do manto no cálculo de R_u (adaptado de [6]).

	Enrocamento	Enrocamento de TOT	Blocos	Cubos	Tetrápodes	Dolos
A_u	1.757	1.370	1.152	1.050	0.930	0.700
B_u	-0.435	-0.600	-0.667	-0.670	-0.750	-0.820

A pressão dinâmica na zona protegida da superestrutura, $P_{d(p)}$, como já referido, sendo inferior à pressão dinâmica na zona não protegida é calculada da seguinte forma:

$$P_{d(p)}(z) = \lambda P_{d(np)}(z) \quad \text{para } F_c < z < A_c \quad (2.16)$$

onde λ é um parâmetro adimensional que introduz o efeito da existência de materiais que constituem a berma, que provoca uma diminuição da pressão dinâmica. Os valores obtidos experimentalmente variaram entre 0.25 e 0.65 (Figura 2.8), pelo que segundo Jensen (1984) e Günback e Gökce (1984) estes valores estão de acordo com a redução de 50% da pressão dinâmica na zona não protegida face à zona protegida por eles sugerida.

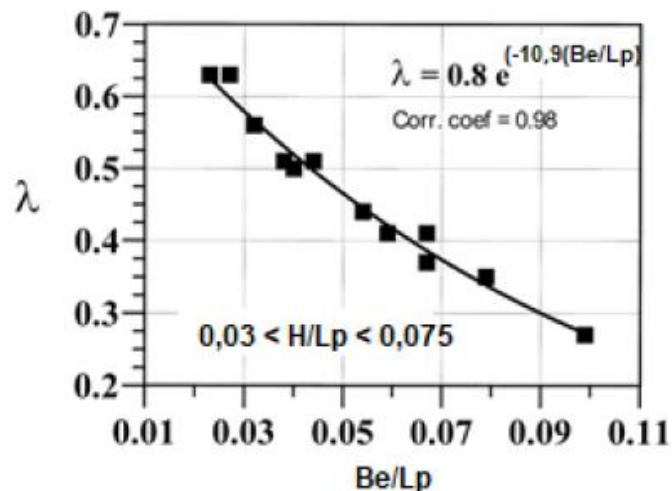


Figura 2.8 - Valores de λ obtidos experimentalmente em função de Be/Lp [5].

De notar que os ensaios que deram origem a estes valores de λ foram realizados para uma declividade de onda a variar entre 0.03 e 0.075, pelo que só é válido para este intervalo de valores.

Segundo os autores, o parâmetro adimensional λ pode ser calculado através da seguinte expressão:

$$\lambda = 0.8e^{\left(-10.9\frac{B_e}{L_p}\right)} \quad (2.17)$$

em que o comprimento de onda local, L_p , obtido para o período de pico, T_p , calcula-se pela expressão:

$$L_p = \frac{2\pi}{k} \quad (2.18)$$

onde k é o número de onda e pode ser calculado com recurso da equação de dispersão, dada por:

$$\sigma^2 = \left(\frac{2\pi}{T_p}\right)^2 = gk \tanh(kd) \quad (2.19)$$

2.5.3.3.1 Pressão pseudo-hidrostática no muro-cortina

Resultante do segundo pico de pressão advém a pressão pseudo-hidrostática, P_{ph} , que ocorre imediatamente após o nível máximo de espraiamento, que pode ser calculada pela seguinte expressão:

$$P_{ph} = \mu\rho_w g(y + A_c - z) \quad (2.20)$$

onde μ é um parâmetro adimensional de valor menor ou igual a 1, obtido experimentalmente para ondas monocromáticas e que depende da declividade da onda, $H_{m\acute{a}x}/L_p$, e da largura relativa da berma, nb , que é relação entre a largura da berma de coroamento do manto exterior, B_{ei} , e o diâmetro equivalente dos blocos que constituem o manto exterior, D_{n50} , onde:

$$D_{n50} = \sqrt[3]{\frac{W_r}{\gamma_r}} \quad (2.21)$$

em que W_r é o peso total do material constituinte do manto principal exterior e γ_r o seu peso volúmico.

A Figura 2.9 mostra os valores de μ em função da declividade da onda e para diferentes valores de nb .

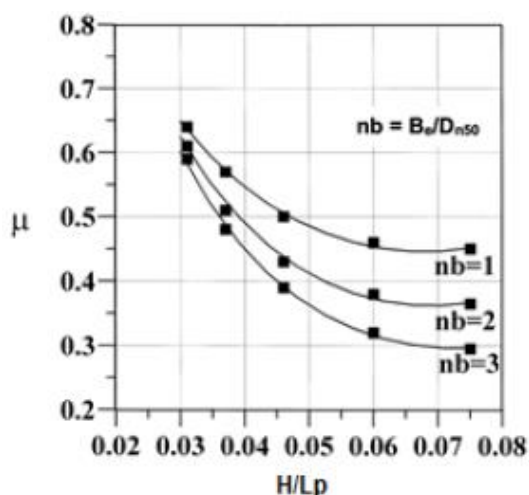


Figura 2.9 - Valores de μ propostos por Martín *et al.*, 1999 [12].

Através da análise da Figura 2.9 é possível concluir-se que $\mu=1$ para $H_{m\acute{a}x}/L_p < 0.2$ e $\mu=0.5$ para $H_{m\acute{a}x}/L_p \approx 0.04$, quando se aumenta a declividade da onda até valores da ordem de 0.075 obtém-se uma aproximação assintótica para o parâmetro μ , sendo que a partir deste valor, μ assume valores de 0.45, 0.37 e 0.3 para casos em que a berma é constituída por um, dois ou três blocos.

2.5.3.3.1 Pressão na base da superestrutura

Como referido anteriormente na base da superestrutura existe uma variação linear do diagrama de pressões com máximo valor a barlamar, esta configuração é igual tanto para o primeiro pico de pressão (pressão dinâmica) como para o segundo pico de pressão (pressão pseudo-hidroestática).

Para o primeiro pico de pressão os autores consideraram que o valor de pressão atuante na base da superestrutura, P_b , tanto para barlamar, $P_{b(b)}$, como para sotamar, $P_{b(s)}$, é calculado da seguinte forma:

$$\begin{cases} P_{b(b)}(z) = \lambda P_{d(np)}(z) & \text{para } z = F_c \\ P_{b(s)} = 0 \end{cases} \quad (2.22)$$

Sendo que a sotamar a pressão dinâmica na base da superestrutura é considerada zero. Já no segundo pico de pressão os autores consideraram que existe pressão pseudo-hidrostática tanto a barlar como a sotamar, logo o diagrama de pressões assume forma trapezoidal aquando do segundo pico de pressão, que pode ser calculada segundo as seguintes expressões:

$$\begin{cases} P_{b(b)}(z) = P_{ph}(z) \\ P_{b(s)} = P_{ra} \end{cases} \quad \text{para } z = F_c \quad (2.23)$$

em que P_{ra} é a pressão pseudo-hidrostática na base da superestrutura a sotamar que é calculada com base na relação entre a largura da superestrutura, B , e o comprimento de onda associado ao período de pico, L_p , na relação entre a pressão na base da superestrutura a sotamar, $P_{b(s)}$ e a pressão na base da superestrutura a barlar, $P_{b(b)}$ e ainda depende da porosidade do material que se encontra sob a fundação da superestrutura. Através das curvas presentes na Figura 2.10 é possível calcular o valor de P_{ra} .

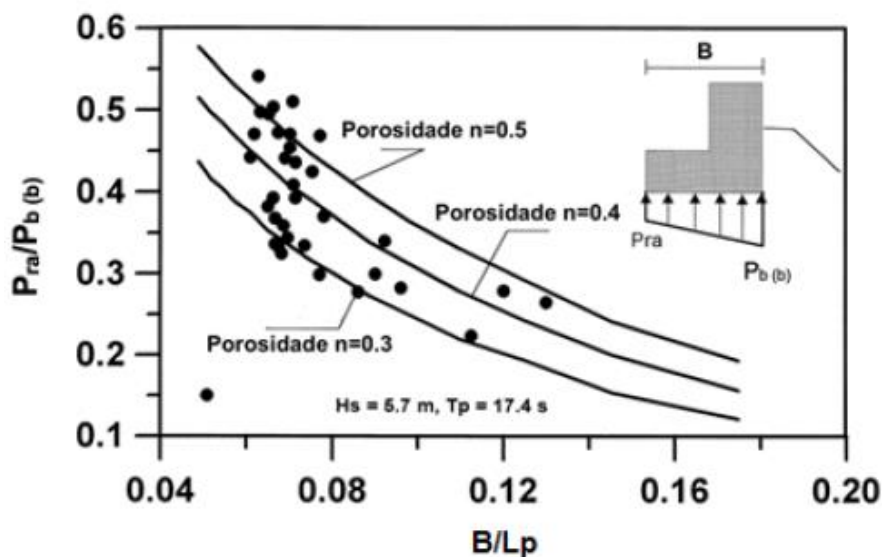


Figura 2.10 - Pressão na base da superestrutura em função de n e B/L_p (adaptado de [12]).

Estas curvas foram obtidas experimentalmente por Losada *et al.* (1993), sendo que não dependem da profundidade nem da altura de onda e só foram obtidas para os valores de

porosidade apresentados e para superestruturas de baixa altura. Posto isto, tal como os parâmetros λ e μ estudados por estes autores, estas curvas apenas são válidas para primeira aproximação em situação de dimensionamento, pelo que é sugerido pelos autores a realização de mais ensaios para diferentes alturas de superestrutura e porosidades.

2.5.3.4 Formulação de Berenguer e Baonza, 2006

A formulação semi-empírica de Berenguer e Baonza (2006) teve como base os resultados de ensaios em modelos à escala reduzida, realizados em 2001, com a incidência de agitação irregular. Com estes resultados os autores conseguiram estabelecer uma relação entre os modelos ensaiados, tendo em conta as suas características geométricas e seus parâmetros de agitação e obtiveram uma representação gráfica dos diagramas de pressões horizontais atuantes no muro-cortina e verticais atuantes na base da superestrutura em função do tempo, tornando possível obter os valores da força horizontal F_x força vertical F_y , integrando o valor máximo de pressão de cada diagrama [13].

Para o cálculo das forças horizontais, F_x , usa-se as seguintes expressões [6]:

$$F_x = \begin{cases} \rho_w g h_w^{0.5} L_p^{1.5} \left(a \frac{R_{u,2\%}}{A_c^{\frac{2}{3}} B_e^{\frac{1}{3}}} + b \right) & \text{se } R_{u,2\%} > R_c \\ \rho_w g (R_{u,2\%} - F_c)^{0.5} L_p^{1.5} \left(a \frac{R_{u,2\%}}{A_c^{2/3} B_e^{1/3}} + b \right) & \text{se } R_{u,2\%} \leq R_c \end{cases} \quad (2.24)$$

em que L_p é o comprimento de onda associado ao período de pico, $R_{u,2\%}$ é a altura de espraiamento excedida por 2% das ondas dos diferentes estados do mar considerados, F_c é a altura medida desde a fundação da superestrutura até ao nível do mar e a e b são coeficientes empíricos que dependem de vários parâmetros de ensaio, nomeadamente, se o manto é constituído por blocos de betão ou enrocamento, número de Iribarren, I_{rp} , e rebentação ou não da onda antes do pé do talude do quebra-mar, estes coeficientes são exibidos na Tabela 2.4. Os autores consideram duas situações no cálculo das forças e momentos atuantes na superestrutura, quando ocorre galgamento ($R_{u,2\%} > R_c$) e quando não ocorre galgamento ($R_{u,2\%} < R_c$), em que R_c é altura do coroamento da estrutura acima do nível do mar.

Tabela 2.4 - Coeficientes a e b para o cálculo de F_h (adaptado de [6]).

Coeficiente	Blocos de betão				Enrocamento			
	Sem rebentação		Com rebentação		Sem rebentação		Com rebentação	
	$I_{rp} \leq 3.25$	$I_{rp} > 3.25$	$I_{rp} \leq 3.25$	$I_{rp} > 3.25$	$I_{rp} \leq 3.25$	$I_{rp} > 3.25$	$I_{rp} \leq 3.25$	$I_{rp} > 3.25$
a	0.0121	0.0118	0.0100	0.0093	0.0118	0.0103	0.0114	0.0044
b	-0.0094	-0.0119	-0.0067	-0.0084	-0.0115	-0.0129	-0.0103	-0.0024

O $R_{u,2\%}$ é calculado segundo outra expressão [6]:

$$R_{u,2\%} = 0.86 I_{rp}^{0.54} H_s \gamma_\theta \quad (2.25)$$

em que γ_θ é o fator de obliquidade de onda e ϑ é o ângulo de incidência da onda (em graus sexagesimais) é definido através do critério de De Waal por:

$$\gamma_\theta = \begin{cases} 1 - 0.0022\theta & \text{se } T_p \leq 7s \\ 1 + 0.0004\theta - 0.0001\theta^2 & \text{se } T_p > 7s \end{cases} \quad (2.26)$$

O fator de obliquidade de onda pode ser considerado igual a 1 se a onda incidir perpendicularmente à superestrutura.

Tendo em consideração as mesmas condições a força vertical provocada na base da superestrutura, F_y , é obtida por [6]:

$$F_y = \begin{cases} \rho_w g h_w^{0.5} L_p^{1.5} \left(a \frac{R_{u,2\%} - F_c}{A_c^{2/3} B_e^{1/3}} + b \right) & \text{se } R_{u,2\%} > R_c \\ \rho_w g (R_{u,2\%} - F_c)^{0.5} L_p^{1.5} \left(a \frac{R_{u,2\%} - F_c}{A_c^{2/3} B_e^{1/3}} + b \right) & \text{se } R_{u,2\%} \leq R_c \end{cases} \quad (2.27)$$

em que os coeficientes empíricos a e b estão representados na Tabela 2.5.

Tabela 2.5 - Coeficientes a e b para o cálculo de F_v (adaptado de [6]).

Coeficiente	Blocos de betão				Enrocamento			
	Sem rebentação		Com rebentação		Sem rebentação		Com rebentação	
	$I_{rp} \leq 3.25$	$I_{rp} > 3.25$	$I_{rp} \leq 3.25$	$I_{rp} > 3.25$	$I_{rp} \leq 3.25$	$I_{rp} > 3.25$	$I_{rp} \leq 3.25$	$I_{rp} > 3.25$
a	0.0015	0.0004	0.0001	0.0014	0.0024	0.0014	0.0016	0.0001
b	0.0020	0.0028	0.0037	0.0017	0.0013	0.0012	0.0025	0.0034

Se a base da superestrutura com largura de base, F , for considerada, então segundo os autores a força total vertical, F_{yt} é dada por [6]:

$$F_{yt} = F_y + F'_y \quad (2.28)$$

em que,

$$F'_y = (0.017L_p - 0.019F)(F - 0.043L_p) \quad (2.29)$$

Através da força horizontal, F_x , é possível calcular o momento no muro-cortina, M_x , através de:

$$M_x = \begin{cases} \rho_w g h_w^{0.5} L_p^{1.5} \left(a \frac{F_x}{\rho_w g h_w^{0.5} L_p^{1.5}} + b \right) & \text{se } R_{u,2\%} > R_c \\ \rho_w g (R_{u,2\%} - F_c) L_p^2 \left(a \frac{F_c}{\rho_w g (R_{u,2\%} - F_c)^{0.5} L_p^{1.5}} + b \right) & \text{se } R_{u,2\%} \leq R_c \end{cases} \quad (2.30)$$

Os valores dos coeficientes empíricos a e b estão representados na Tabela 2.6.

Tabela 2.6 - Coeficientes a e b para o cálculo de M_h (adaptado de [6]).

Coeficiente	Blocos de betão				Enrocamento			
	Sem rebentação		Com rebentação		Sem rebentação		Com rebentação	
	$l_{rp} \leq 3.25$	$l_{rp} > 3.25$	$l_{rp} \leq 3.25$	$l_{rp} > 3.25$	$l_{rp} \leq 3.25$	$l_{rp} > 3.25$	$l_{rp} \leq 3.25$	$l_{rp} > 3.25$
a	0.113370	0.109490	0.119270	0.062150	0.123997	0.096651	0.121971	0.071884
b	0.000190	-0.000080	0.000040	0.000060	-0.000002	-0.000067	-0.000072	0.000008

O momento na base da superestrutura devido à força vertical total, M_{yt} é determinado através da expressão:

$$M_{yt} = F_y(F - 0.018L_p) + (F_{yt} - F_y) \left(\frac{0.046L_p - 0.217F}{0.102L_p - 0.651F} \right) (F - 0.043L_p) \quad (2.31)$$

onde, só é válida para $0.027L_p \leq F \leq 0.1L_p$.

2.5.3.5 Formulações de Pedersen, 1996 e de Nørgaard *et al.*, 2013

A formulação de Pedersen (1996) é uma formulação de carácter semi-empírico, que foi desenvolvido com base no método de Günbak e Gökce (1984) e na análise paramétrica através de resultados obtidos em ensaios de modelos à escala reduzida para diferentes condições de agitação e geometrias de manto e superestrutura.

Através desta análise Pedersen (1996) determinou que a pressão dinâmica, P_d , pode ser calculada como uma pressão de estagnação, isto é, uma pressão devida à velocidade ascendente que a massa de água toma durante o espraçamento, v_a e o embate desta com o muro-cortina da superestrutura, o autor assumiu que a perda de carga devido ao atrito entre a altura de espraçamento e a cota de coroamento da berma do manto seria desprezada [14]. Deste modo o autor conclui que as forças máximas geradas no muro-cortina da superestrutura são devidas, sobretudo, ao impacto das ondas incidentes.

Tal como o método de Günbak e Gökce (1984), este autor define o diagrama de pressões no muro-cortina da superestrutura como retangular para as pressões dinâmicas, onde na zona protegida o valor dessa pressão é metade do valor na zona não protegida. Pedersen (1996) assume ainda que a contribuição da pressão pseudo-hidroestática poderia ser desprezada, devido à sua pouca influência. Em relação às pressões na base da superestrutura o autor considera uma distribuição linear, sendo o seu diagrama triangular com valor máximo a barlar e nulo a sotamar. As distribuições de pressões no muro-cortina e na base da superestrutura segundo Pedersen (1996) estão representadas na Figura 2.1 Figura 2.11.

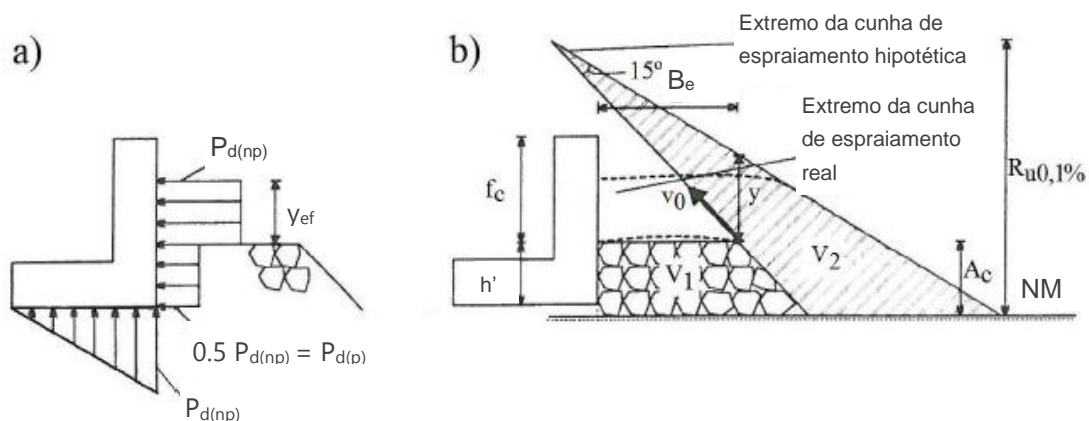


Figura 2.11 - a) Distribuição de pressões no muro-cortina e na base segundo Pedersen, 1996; b) Perfil da cunha de espraçamento e parâmetros de dimensionamento (adaptado [14]).

Segundo Pedersen (1996) o cálculo do espraio de onda excedida por apenas 0,1% das ondas dos diferentes estados do mar considerados, $R_{u,0.1\%}$ é realizado através do método sugerido por Van der Meer e Stam (1992), para quebra-mares de talude com mantos compostos por enrocamento e com núcleos permeáveis ou não, e para a incidência de ondas regulares e irregulares:

$$R_{u,0.1\%} = \begin{cases} 1.12H_s I_{r0m} & \text{se } I_{r0m} \leq 1.5 \\ 1.34H_s I_{r0m}^{0.55} & \text{se } I_{r0m} > 1.5 \end{cases} \quad (2.32)$$

onde H_s é a altura de onda significativa no pé de talude do quebra-mar, I_{r0m} é o número de Iribarren, definido por:

$$I_{r0m} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{s_{0m}}} \quad (2.33)$$

em que s_{0m} é a declividade de onda fictícia, calculada por:

$$s_{0m} = \frac{H_s}{L_{0m}} \quad (2.34)$$

onde L_{0m} é o comprimento de onda em grandes profundidades, que é calculado com base no período de onda médio, T_z através das seguintes expressões:

$$T_z = \frac{T_p}{1.1} \quad (2.35)$$

$$L_{0m} = \frac{gT_z^2}{2\pi} \quad (2.36)$$

Pelo que a pressão dinâmica na zona não protegida do muro cortina excedida por apenas 0,1% das ondas dos diferentes estados do mar considerados, $P_{d(np),0.1\%}$ é obtida pela seguinte equação [15]:

$$P_{d(np),0.1\%} = \rho_w g (R_{u,0.1\%} - A_c) \quad (2.37)$$

A pressão a barlar na base da superestrutura excedida por apenas 0,1% das ondas dos diferentes estados do mar considerados, $P_{b(b),0.1\%}$, pode ser obtida pela seguinte expressão:

$$P_{b(b),0.1\%} = 1VP_{d(np),0.1\%} \quad (2.38)$$

onde V é o parâmetro de redução do impacto de onda, dado por:

$$V = \begin{cases} \frac{V_2}{V_1} & \text{se } V_2 < V_1 \\ 1 & \text{se } V_2 \geq V_1 \end{cases} \quad (2.39)$$

em que V_1 é o volume obtido através da área da berma de coroamento do manto, A_1 , e V_2 é o volume obtido através da área da cunha de espraio hipotético, A_2 , Figura 2.11.

Pedersen (1996) definiu a força horizontal induzida pela onda no muro-cortina excedida por apenas 0,1% das ondas dos diferentes estados do mar considerados, $F_{h,0.1\%}$, da seguinte forma:

$$F_{h,0.1\%} = a \sqrt{\frac{L_{0m}}{B_e}} \left(bP_{d(np)}y_{ef} + V \frac{P_{d(np)}}{2} h' \right) \quad (2.40)$$

em que h' é a altura da face exposta do muro-cortina protegida pelo manto resistente, e a e b são coeficientes empíricos que tomam valores de $a = 0.21$ e $b = 1.6$, tendo sido calibrados através dos 373 testes realizados por Pedersen (1996) [15].

A altura efetiva da zona de impacto da onda na superestrutura, y_{ef} (Figura 2.11) é dada por:

$$y_{ef} = \min \left\{ \frac{y}{2}; f_c \right\} \quad (2.41)$$

onde y tem o significado descrito no subcapítulo 2.5.3.2 e é dado pela equação (2.7), tendo em conta que o autor considerou que o ângulo entre a cunha de espraio hipotética e o declive do talude da berma de coroamento é de 15° , e f_c é a altura da superestrutura não protegida pela berma do manto principal exterior. Importa referir que quando o espraio de onda excedida por apenas 0,1% das ondas dos diferentes estados do mar considerados,

$R_{u,0.1\%}$ é menor o nível do topo da berma de coroamento, isto é, $R_{u,0.1\%} < A_c$ ou seja, $y/2$ negativo, Pedersen (1996) recomenda a utilização de valor nulo para y_{ef} .

A força vertical induzida pela onda na base da superestrutura excedida por apenas 0,1% das ondas dos diferentes estados do mar considerados, $F_{b,0.1\%}$ é dada pela seguinte expressão:

$$F_{b,0.1\%} = \frac{1}{2} (P_{b(b),0.1\%} B) \quad (2.42)$$

E o momento devido à força horizontal induzida no muro-cortina da superestrutura excedido por apenas 0,1% das ondas dos diferentes estados do mar considerados, $M_{h,0.1\%}$ é calculado da seguinte forma:

$$M_{h,0.1\%} = 0.55(h' + y_{ef})F_{h,0.1\%} \quad (2.43)$$

O modelo de Pedersen (1996) apresenta algumas limitações de validade quanto a alguns parâmetros e algumas relações entre parâmetros para o cálculo de $F_{h,0.1\%}$ e $M_{h,0.1\%}$, na Tabela 2.7 são apresentadas essas limitações.

Tabela 2.7 - Limites de validade para o cálculo de $F_{h,0.1\%}$ e $M_{h,0.1\%}$ (adaptado de [15]).

Pârametros/Relação entre parâmetros	Limites de validade
I_{rom}	1.1 - 5.2
H_s/A_c	0.5 - 1.5
R_c/A_c	0.3 - 1.1
A_c/B_e	1.0 - 2.6
$\cos(\alpha)$	1.5 - 3.5

As fórmulas propostas por Pedersen (1996) para o cálculo das forças em superestruturas de quebra-mares de talude são baseadas em modelos com condições de agitação em grandes e intermédias profundidades, sendo que foi realizado uma nova série de ensaios de modelos para condições de agitação em pequenas profundidades que revelaram que as as fórmulas de Pedersen (1996) sobrestimam as cargas em pequenas profundidades, pelo que em 2013, NØrgaard, Andresen e Burchardth propuseram a alteração dessas fórmulas para condições de agitação tanto em grandes como em pequenas profundidades. Essa alteração foi baseada em

162 ensaios em modelos físicos à escala reduzida para condições de agitação irregular em grandes e pequenas profundidades.

Em relação ao espriamento de onda excedida por apenas 0,1% das ondas dos diferentes estados do mar considerados, $R_{u,0.1\%}$, segundo NØrgaard *et al.* (2013) o seu cálculo é dado por:

$$R_{u,0.1\%} = \begin{cases} 0.603H_{0.1\%}Ir_{0m} & \text{se } Ir_{0m} \leq 1.5 \\ 0.722H_{0.1\%}Ir_{0m}^{0.55} & \text{se } Ir_{0m} > 1.5 \end{cases} \quad (2.44)$$

onde $H_{0.1\%}$ é a altura de onda máxima excedida por apenas 0,1% das ondas dos diferentes estados do mar considerados, dada pela seguinte expressão, de acordo com a distribuição de Rayleigh:

$$H_{0.1\%} = \frac{H_s}{0.538} \quad (2.45)$$

Para o cálculo das pressões não foram sugeridas alterações pelos autores.

Para o cálculo da força horizontal induzida pela onda no muro-cortina excedida por apenas 0,1% das ondas dos diferentes estados do mar considerados, $F_{h,0.1\%}$, NØrgaard *et al.* (2013) consideraram a expressão proposta por Pedersen (1996) apenas com a alteração do valor do coeficiente empírico b para $b = 1$, de forma a mitigar as diferenças nos resultados em comparação com os obtidos por Pedersen (1996) na zona não protegida do muro-cortina da superestrutura, provocadas pela utilização de transdutores diferentes.

Para o cálculo do momento devido à força horizontal induzida no muro-cortina da superestrutura excedido por apenas 0,1% das ondas dos diferentes estados do mar considerados, $M_{h,0.1\%}$, NØrgaard *et al.* (2013) propuseram-no da seguinte forma:

$$M_{h,0.1\%} = \left(h' + \frac{1}{2}y_{ef}e_2 \right) F_{hu,0.1\%} + \frac{1}{2}h'F_{hl,0.1\%}e_1 \quad (2.46)$$

onde e_1 e e_2 são coeficientes de calibração de valor 0.95 e 0.40, respetivamente, e_1 está próximo da unidade, o que indica que a distribuição de pressões na parte protegida do muro-cortina é próxima da realidade, no caso da parte não protegida o valor dessa pressão diminui com o aumento da elevação, então, e_2 é significativamente menor que a unidade. $F_{hu,0.1\%}$ e $F_{hl,0.1\%}$ são

a força horizontal induzida pela onda na zona desprotegida e protegida, respetivamente, do muro-cortina da superestrutura excedida por apenas 0,1% das ondas dos diferentes estados do mar considerados, são dadas por:

$$F_{hu,0.1\%} = a \sqrt{\frac{L_{0m}}{B_e}} (bP_{d(np)}\gamma_{ef}) \quad (2.47)$$

$$F_{hl,0.1\%} = \frac{1}{2} a \sqrt{\frac{L_{0m}}{B_e}} (P_{d(np)}Vh') \quad (2.48)$$

A força horizontal induzida pela onda no muro-cortina da superestrutura excedida por apenas 0,1% das ondas dos estados do mar considerados, $F_{h,0.1\%}$, é a soma de $F_{hu,0.1\%}$ e $F_{hl,0.1\%}$.

Tal como a formulação de Pedersen (1996) a formulação proposta por NØrgaard *et al.* (2013) também apresenta algumas limitações de validade quanto a alguns parâmetros e algumas relações entre parâmetros, considerando duas situações, uma em que o muro-cortina da superestrutura está totalmente protegido ($f_c = 0$) e outra em que existe uma zona desprotegida ($f_c > 0$). Essas limitações são apresentadas na Tabela 2.8.

Tabela 2.8 - Limites de validade para o cálculo de $M_{h,0.1\%}$, $F_{hu,0.1\%}$ e $F_{hl,0.1\%}$ (adaptado de [15]).

Parâmetros/Relação entre parâmetros	Limites de validade	
	$f_c = 0$	$f_c > 0$
I_{rom}	2.3 - 4.9	3.31 - 4.64
H_s/A_c	0.5 - 1.63	0.52 - 1.14
R_c/A_c	0.78 - 1	1 - 1.7
A_c/B_e	0.58 - 1.21	0.58 - 1.21
H_s/d	0.19 - 0.55	0.19 - 0.55
H_s/L_{0m}	0.018 - 0.073	0.02 - 0.041

2.6 Síntese e comparação das formulações

As formulações anteriormente apresentadas possuem diversas diferenças, tanto na sua natureza como também o tipo de pressões ou forças consideradas e a sua simultaneidade, e o tipo de resultados obtidos.

Em relação à natureza das diferentes formulações é possível verificar que apenas a formulação de Jensen (1984) e Bradbury *et al.* (1988) é de natureza empírica, enquanto as restantes são de natureza semi-empírica.

No que diz respeito à consideração das forças/pressões no muro cortina e na base da superestrutura, as formulações de Jensen (1984) e Bradbury *et al.* (1988) e de Günbak e Gökce (1984) consideram a pressão dinâmica e pressão pseudo-hidrostática em simultâneo enquanto Martín *et al.* (1999) têm em conta essas pressões em separado. Já Pedersen (1996) e NØrgaard *et al.* (2013) apenas consideram a pressão dinâmica, desprezando a pressão pseudo-hidrostática. A formulação de Berenguer e Baonza (2006) assume uma força horizontal no muro-cortina e uma força vertical na base da superestrutura.

Em relação aos diagramas de pressões no muro-cortina da superestrutura, a formulação de Jensen (1984) e Bradbury *et al.* (1988) considera que é constante e retangular para ambas as pressões, enquanto as formulações de Günbak e Gökce (1984), de Martín *et al.* (1999) e de Pedersen (1996) e NØrgaard *et al.* (2013) têm em consideração um diagrama retangular para a pressão dinâmica com diminuição na zona protegida, enquanto nas formulações de Günbak e Gökce (1984) e de Pedersen (1996) e NØrgaard *et al.* (2013) esse valor é igual a metade do valor da pressão dinâmica. As formulações de Günbak e Gökce (1984) e de Martín *et al.* (1999) consideram ainda um diagrama triangular de pressão pseudo-hidrostática.

Fazendo uma análise aos diagramas de pressões na sua base, constata-se que as formulações de Jensen (1984) e Bradbury *et al.* (1988) e de Günbak e Gökce (1984) consideram um diagrama triangular nulo a sotamar para ambas as pressões, sendo que as formulações de Martín *et al.* (1999) e de Pedersen (1996) e NØrgaard *et al.* (2013) também consideram esta distribuição de igual forma, mas apenas para a pressão dinâmica. É também considerado um diagrama trapezoidal para a pressão-hidrostática na formulação de Martín *et al.* (1999).

Quanto ao tipo de resultados obtidos apura-se que as formulações de Günbak e Gökce (1984) e de Martín *et al.* (1999) obtêm-se pressões, a formulação de Jensen (1984) e Bradbury *et al.* (1988) obtêm forças e as formulações de Berenguer e Baonza (2006) e Pedersen (1996) e NØrgaard *et al.* (2013) obtêm forças e momentos.

2.7 Coeficientes de segurança

Para a análise de estabilidade de uma superestrutura de um quebra-mar de taludes, para além de ser necessário o cálculo das forças e momentos atuantes e resistentes, é também importante o cálculo de coeficientes de segurança. Após o cálculo dos esforços na superestrutura de um quebra-mar com recurso às formulações anteriormente apresentadas é possível calcular os coeficientes de segurança através do quociente entre os esforços resistentes e os atuantes, que para garantir a segurança deveriam assumir valores superiores a 1.4 [12], ou 1.2 de acordo com o Costal Engineer Manual (CEM).

Como anteriormente referido existem diversos modos de falha da superestrutura e a si associados vários coeficientes de segurança. Os modos de falhas devido ao deslizamento e ao derrubamento são os que dependem diretamente da agitação marítima sendo que o coeficiente de segurança associado a estes modos de falha, respetivamente, pode ser calculado através das seguintes expressões:

$$C_{des} = \frac{\nu(W - F_b)}{F_h} \quad (2.49)$$

$$C_{der} = \frac{M_W^O - M_b^O}{M_h^A} \quad (2.50)$$

onde ν é o coeficiente de atrito entre a base da superestrutura e a fundação, depende do material da fundação e da idade e inércia da superestrutura, W é o peso próprio da superestrutura, F_b a força vertical atuante na base da superestrutura, F_h a força horizontal atuante no muro-cortina, M_W^O o momento devido ao peso da superestrutura relativo ao ponto O, M_b^O o momento atuante na base da superestrutura devido à força vertical relativamente ao ponto O e M_h^A o momento atuante no muro-cortina da superestrutura devido à força horizontal relativamente ao ponto A. Os pontos O e A estão associados ao local onde as forças exercem maiores momentos, ou seja, o ponto O localiza-se no vértice da base da superestrutura situado a sotamar e o ponto A ao vértice da base da superestrutura localizado a barlar.

Caso a superestrutura se encontre abaixo do NM ou não esteja fixada à fundação é necessário a consideração da força de impulsão, I , que é a força vertical exercida pela água de sentido ascendente associada ao volume da superestrutura submerso, tendo sentido contrário

ao efeito do peso e sendo este uma contribuição para a estabilidade da superestrutura, o efeito do peso sofre um decréscimo, pelo que esta força tem um efeito desestabilizador.

DESCRIÇÃO DO CASO DE ESTUDO

No âmbito desta dissertação é estudado o quebra-mar Oeste do Porto de Peniche. Este Porto, representado na Figura 3.1 é constituído por dois quebra-mares em talude, designados por quebra-mar Este e quebra-mar Oeste. É o porto mais ocidental da Europa Continental, e um dos principais portos de pesca de Portugal, em que as suas funcionalidades são pesca e recreio. É constituído por um porto de pesca, uma marina de recreio, rampa de varadouro, doca, estaleiro e outros equipamentos.



Figura 3.1 - Porto de Peniche (*Google Earth Pro*).

O quebra-mar Oeste, apesar de ser considerado um quebra-mar misto quanto ao método construtivo funciona como um quebra-mar de taludes, devido ao facto de o manto principal exterior ser composto por tetrápodes.

O quebra-mar Oeste foi construído em 1936 e tinha um comprimento de 150 m. Em 1944 foi prolongado em 390 m e foi construído o quebra-mar Este, com comprimento de 610 m. Posteriormente, nos anos 70, o quebra-mar oeste foi prolongado em 250 m, perfazendo os 640 m que tem na atualidade. Em 1977 foi intervencionado com o objetivo de reforçar a resistência da obra e diminuir os galgamentos. Por fim, entre 2007 e 2008 o quebra-mar foi reforçado com tetrápodes de 160 kN e blocos naturais de enrocamento, de forma a colmatar falhas existentes no manto de exterior, substituir os blocos fraturados e repor a berma de coroamento [16].

A secção objeto deste estudo é uma secção do quebra-mar Oeste, perfil transversal nomeado P-P' (Figura 3.2), que possui um talude exterior com declive de 3:2 e que se desenvolve até à cota +8.0 m (ZH). Este talude é formado por um manto principal composto por duas camadas de tetrápodes de 160 kN e um filtro de enrocamento de 10 a 20 kN. O talude interior é composto por duas zonas de declives diferentes, uma com declive de 2:1 desde a cota -0.8m (ZH) até à cota +4.0 m (ZH), que é constituída por um manto exterior de enrocamento de 80 a 100 kN e um filtro de enrocamento de 10 a 50 kN, e outra que se desenvolve desde a cota - 0.8m (ZH) até ao fundo, com um declive de 5:4 e é formada por um manto com enrocamento de 10 a 50 kN, Tabela 3.1. A superestrutura é de betão com 4.29 m de altura e 7.00 m de largura, desenvolvida até à cota +6.3 m (ZH), formando um passadiço, Tabela 3.2. De salientar que a superestrutura se encontra totalmente protegida, pelo que distância da fundação da superestrutura em relação ao NM , f_c é nulo e a altura da superestrutura coberta pela berma do manto principal exterior, h' , é igual à altura da superestrutura h_w . A fundação da estrutura está assente sobre um tapete de TOT formado por enrocamento de 10 a 20 kN.

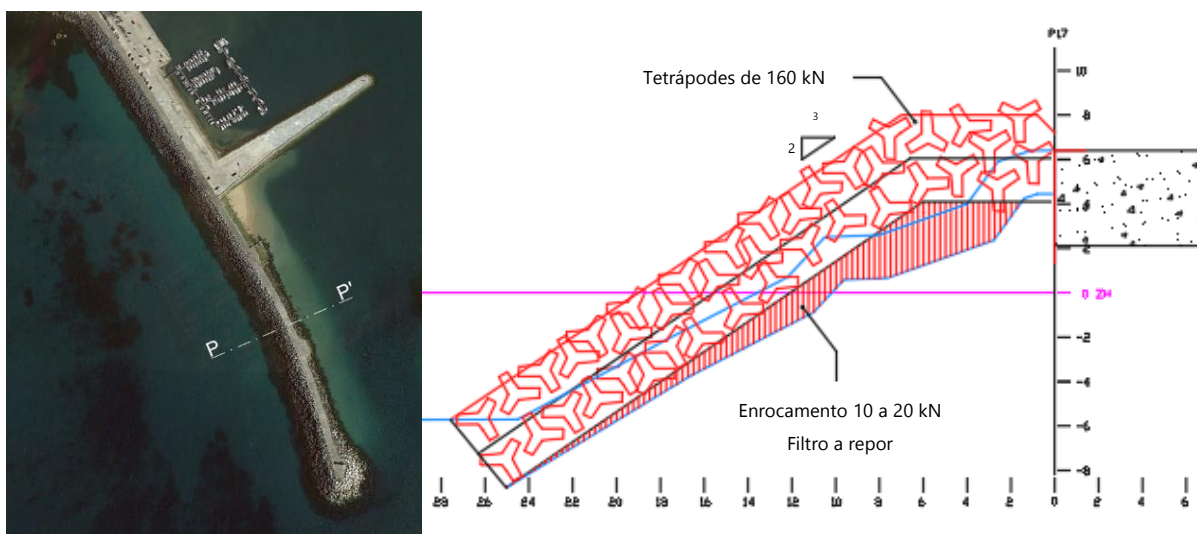


Figura 3.2 - Localização do perfil transversal P-P' (adaptado de *Google Earth Pro*) e sua geometria.

Tabela 3.1 - Dados geométricos e dos materiais constituintes dos mantos principais da secção em estudo.

Dados dos Mantos Principais	
A_c (zero) (m)	+8.00 (ZH)
B_e (m)	6.20
α (rad)	0.588
Material manto exterior (-)	Tetrápodes
W_r (kN)	160
Material manto interior (-)	Enrocamento
W_i (kN)	10 - 50
h (m)	+5.79 (ZH)

Tabela 3.2 - Dados geométricos da superestrutura da secção em estudo.

Dados da Superestrutura	
h_w (m)	4.29
h_{wl} (m)	4.29
B' (m)	7.00
B (m)	7.00
W_c (m)	+6.30 (ZH)
W_f (m)	+2.01 (ZH)
f_c (m)	0.00
h' (m)	4.29

MODELAÇÃO NUMÉRICA

4.1 IH-2VOF

O modelo numérico utilizado no âmbito desta dissertação é o modelo IH-2VOF, que é um modelo numérico bidimensional utilizado para a análise da interação onda-estrutura. Uma das principais características é a capacidade de simulação de diferentes estruturas marítimas à escala real ou à escala reduzida. Este modelo foi desenvolvido pelo Instituto de Hidráulica da Universidade de Cantábria a partir do modelo numérico COBRAS-UC, que teve como base o modelo COBRAS (Cornell Breaking Waves and Structure) desenvolvido por Lin e Liu [17], concebido para descrever o escoamento dentro e fora de meios porosos, e que por sua vez teve como base o modelo numérico RIPPLE criado pela NASA por Kothe e Mjølness [18] que foi modificado de forma a permitir analisar o fenómeno da rebentação e o escoamento em meios porosos. A presente versão supera algumas das limitações do modelo original em relação ao processo de geração de ondas, à otimização do código, à interface gráfica do usuário (GUI), à entrada e definição de dados de saída e programas de processamento.

Este modelo resolve equações do tipo RANS (2D Reynolds Averaged Navier-Stokes) numa malha estruturada, usando o método das diferenças finitas. Estas equações têm por base a decomposição do campo de velocidades instantâneas e do campo de pressões em duas partes, a velocidade e pressões médias, e outra referente às flutuações turbulentas de velocidade e pressão. De forma ao escoamento em meios porosos ser bem descrito, o modelo, para além das equações RANS, utiliza um modelo de turbulência apropriado, o modelo $k-\varepsilon$, k é a energia cinética turbulenta e ε a sua taxa de dissipação, com as equações desenvolvidas por

Rodi e Lin e Liu [19], [20], [21]. Devido ao facto de as estruturas dos materiais porosos serem muito complexas, a aplicação direta destas equações não é prática, pelo que, o modelo considera, para além das equações RANS e k e ϵ , as equações VARANS (Volume Averaged Reynolds Averaged Navier-Stokes). As equações VARANS são obtidas através da integração das equações RANS num volume de controlo no meio poroso, considerando o volume maior que a dimensão dos poros, mas muito mais pequeno que o comprimento característico do escoamento.

No modelo IH-2VOF, a superfície livre é obtida utilizando o método de volume de fluido (VOF) para uma única fase, água e vazio, apresentado por Hirt e Nichols [22]. Este método não consiste na obtenção de um valor exato da posição da superfície livre, mas na identificação da posição da superfície livre através das variações de densidade em cada célula.

O modelo IH-2VOF é provavelmente o modelo mais extensivamente validado, principalmente para a interação onda-estrutura em estruturas permeáveis [23], aplicável tanto a estudos de hidrodinâmica da zona de surf como para a estabilidade e funcionalidade de estruturas costeiras e portuárias convencionais ou não convencionais.

4.2 Pós e pré-processamento do Modelo Numérico

Para a aplicação do modelo numérico IH-2VOF usou-se a interface IH2-VOF GUI, que é uma interface gráfica do usuário disponibilizada para a aplicação do modelo IH-2VOF. Contém o pré-processamento e pós-processamento dos casos a serem simulados. No pré-processamento é definida a malha, as condições de agitação, as condições de fronteira e os parâmetros de simulação. Depois de simulado o caso, no pós-processamento, podem ser analisados o espectro de onda e as séries temporais em pontos do domínio a definir pelo usuário, o espalhamento, o galgamento e campos de pressões. No pós-processamento também é possível a visualização da simulação do modelo, através da ferramenta *Drawfast*, ferramenta que permite a representação de diferentes variáveis em todo o domínio durante o intervalo de tempo escolhido, tais como a função VOF, velocidades horizontal e vertical, pressões e turbulência.

No pré-processamento a primeira coisa a fazer é a definição e geração da malha, para sua posterior importação. Para a geração da malha e para a definição da geometria da estrutura, da batimetria e das características dos meios porosos utilizou-se o software Coral. Este software é uma GUI (interface gráfica do utilizador) foi desenvolvido para auxiliar a geração da

malha computacional para o modelo IH-2VOF. A malha do domínio espacial e a condição inicial da superfície livre devem ser fornecidas pelos utilizadores. Quando as características geométricas relevantes são introduzidas, o Coral produz uma malha computacional como saída, que pode ser lida pelo modelo numérico. É importante referir que a capacidade computacional deve ser tida em conta na definição da malha, pois quanto mais refinada for a malha e maior o seu domínio mais tempo levará a correr o programa, o que num computador de fraca capacidade pode significar dias ou mesmo semanas.

O primeiro passo para a construção da malha é definir as dimensões do domínio. Para definir as dimensões do domínio é necessário ter em conta a geometria da estrutura em estudo, assim como a batimetria envolvente e as condições de agitação a que será sujeita. A dimensão da altura do domínio tem que ser, necessariamente, superior à altura máxima de coroamento da estrutura, para que o escoamento se propague sob a estrutura sem qualquer limitação, de modo que se possa realizar um estudo de qualidade. Quanto à dimensão da largura do domínio tem que garantir que a distância entre a fronteira de geração e a estrutura seja 1.2 a 1.5 vezes o comprimento de onda [24].

Definidas as dimensões do domínio, o próximo passo é definir a geometria do caso em estudo. A geometria divide-se em três grupos: os obstáculos, ou seja, superfícies impermeáveis como a batimetria e estruturas de betão, tais como a superestrutura de um quebra-mar de talude; meios porosos, que são as superfícies permeáveis, tais como os mantos de um quebra-mar de talude; e o nível da água. Importa salientar que cada uma destas geometrias é definida por um polígono e, em relação às camadas porosas, é necessário introduzir os parâmetros associados a cada uma, pelo que devem ser definidas independentes umas das outras. Os parâmetros são: a porosidade, n , o coeficiente de atrito linear, α , o coeficiente de atrito não-linear, β , o coeficiente de massa adicionada, γ , e o diâmetro característico, D_{50} , expresso em metros. Em relação ao polígono que define os limites da água, um bom princípio normalmente utilizado para evitar problemas na fronteira, é estender os seus limites para fora do domínio da malha, tal como sugerido no manual do modelo.

Determinada a geometria, o passo seguinte é a definição da malha. Para a definição da malha é necessário refinar a malha o mais possível nas zonas de interesse para o estudo em questão, ou seja, a dimensão das células deve ser pequena o suficiente de forma a não comprometer a qualidade dos resultados, mas que não seja tão pequena que demore muito tempo a obter resultados, sendo este um processo iterativo até se obter um compromisso entre qualidade de resultados e tempo de cálculo. Assim, é necessário considerar zonas em que a malha

possa ser mais grosseira e outras onde se possa refinar. Para o caso de estudo de forças em superestruturas de quebra-mares de talude e outros fenómenos associados, o local a refinar mais a malha será na zona da superestrutura e sua zona envolvente. As diferentes zonas consideradas são denominadas submalhas, que podem ser formadas por malhas de dimensão não variável ou variável. As malhas de dimensão não variável apresentam dimensão de células constantes, enquanto nas variáveis essa dimensão varia ao longo do domínio. De forma a garantir uma correta modelação do escoamento, as submalhas adjacentes têm que ter a dimensão das células iguais na sua fronteira.

De forma a obter uma boa definição da malha é necessário ter em consideração alguns critérios. Para a dimensão das células da malha segundo a direção y (direção vertical), Δy , é necessário ter em consideração a altura de onda, H , e deve cumprir-se a seguinte relação [24]:

$$\Delta y = \frac{H}{10} \quad (4.1)$$

Na direção x (direção de propagação da agitação), a dimensão das células da malha, Δx , deve cumprir a seguinte relação [24]:

$$\Delta x < 2.5\Delta y \quad (4.2)$$

Quando uma malha variável é usada, é necessário garantir que entre células adjacentes a diferença entre as dimensões das células na direção x não seja superior de 10 a 20% da das células na direção y . É também essencial assegurar que a diferença de dimensões entre células adjacentes é menor do que 5%, cumprida pelas seguintes condições [24]:

$$\Delta^2 x < 0.05 \quad (4.3)$$

$$\Delta^2 y < 0.05 \quad (4.4)$$

É recomendado no manual do modelo que o número de células na direção x por comprimento de onda seja entre 70 e 100 no caso de ondas que não rebentam e mais de 100 quando as ondas rebentam. Na direção y entre 7 e 10 células por altura de onda é o ideal [24].

Uma vez definida a malha, esta é importada para a interface do modelo.

É necessário estabelecer também as condições de agitação, definindo o tipo de ondas, a teoria associada ao tipo de ondas, e no caso de agitação regular, o seu período e a altura

de onda e o tempo de simulação. O tipo de ondas que se pode considerar são, solitárias, regulares e irregulares. Para as ondas regulares podem definir-se a teoria linear de ondas, de Stokes II, de Stokes V e Cnoidal. É possível ainda definir a frequência de amostragem, f_s , que toma como valor base 30Hz e a fase, com valor base $3\pi/2$.

Tendo sido definidas as condições de agitação, o próximo passo é gerar a agitação com o batedor de ondas, que pode ser dinâmico ou estático: se for dinâmico pode-se escolher a sua posição inicial, sendo que o estático está posicionado na posição inicial da malha. O gerador de ondas estático considera a condição de fronteira de Dirichlet e tanto a velocidade como a superfície livre são especificadas na fronteira. O gerador de ondas dinâmico considera um algoritmo de fronteira móvel de forma e recriar o movimento de um criador de ondas tipo pistão. É ainda necessário a definição do tempo de suavização da agitação.

Por fim é criada um ficheiro de dados onde se define o tempo de simulação, o *time step*, a densidade do fluido, se se quer absorção na fronteira esquerda e/ou direita e turbulência, a posição das sondas numéricas, a área de cálculo do espraiamento e das pressões. Ainda se pode escolher quais as variáveis que se querem guardar em todo o domínio, como a função VOF, as velocidades horizontais e verticais, os campos de pressão e de turbulência.

Depois de criado e gerado o ficheiro de dados, input, o caso está criado e poderá ser simulado. Uma vez simulado pode ser analisada com recurso às opções que existem no pós-processamento, como foi referido anteriormente.

4.3 Aplicação do modelo IH-2VOF

4.3.1 Definição da malha de cálculo e domínio computacional

Com base na geometria da estrutura e das condições de agitação marítima do caso em estudo, foi possível definir-se a malha de cálculo do modelo. A malha tem de dimensões 218 m na direção x e 21.55 m na direção y. Na obtenção da dimensão da direção x teve-se em conta a largura do quebra-mar de talude, a batimetria e o comprimento de onda médio, já para o caso da dimensão da direção em y teve-se em consideração a altura da estrutura.

Foi definida no modelo a geometria da estrutura, a batimetria, a zona de água e uma zona impermeável localizada no limite superior junto ao coroamento da estrutura, para que se evite que partículas de água resultantes da rebentação ou do impacto com a estrutura saíssem

do domínio, podendo provocar a paragem do modelo. A batimetria foi definida com uma camada impermeável e a geometria da estrutura com camadas permeáveis nas diferentes camadas porosas que a constituem e a superestrutura definida como impermeável.

A malha foi dividida em 3 submalhas tanto na direção x como em y , perfazendo um total de 1617 células em x e 182 células em y , Figura 4.1 e Figura 4.2. Nas duas direções a submalha situada no meio do domínio é uma malha regular, sendo as outras malhas irregulares. Assim, a zona onde se pretendem obter os resultados do modelo, situa-se na zona de malha regular e fica situada na zona da estrutura.

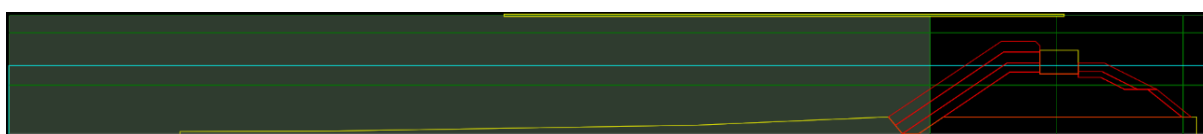


Figura 4.1 - Definição da malha de elementos finitos no software Coral.

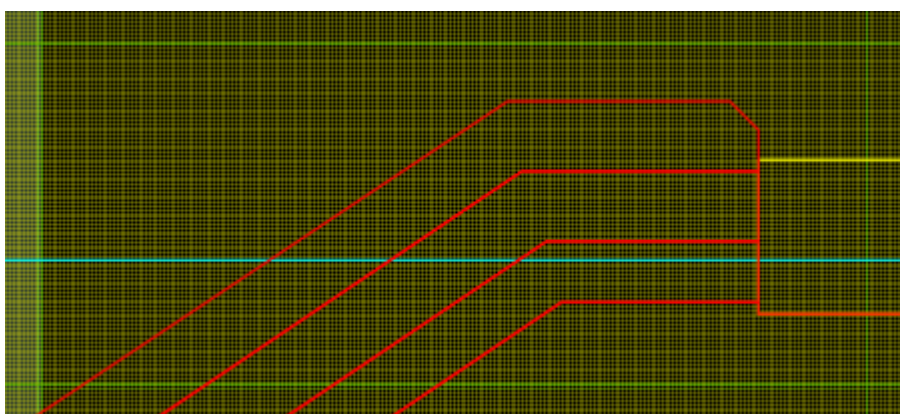


Figura 4.2 - Malha de elementos finitos gerada no software Coral na zona com malha regular.

Em relação à dimensão da malha, tanto na direção x como em y , esta varia entre uma dimensão máxima de 0.2 m e uma dimensão mínima de 0.1 m.

Na direção x a malha começa em $x = 0$ (junto ao batedor) com células com 0.2 m de largura e vai diminuindo até ao início do quebra-mar com uma malha irregular, chegando a células com uma largura de 0.1 m. Desse ponto até praticamente ao fim do quebra-mar existe uma malha regular de 0.1 m de largura. A partir daí e até ao final da malha, existe uma malha irregular que varia de 0.1 m até 0.13 m de largura. Essa variação pode ser visualizada na Figura 4.3

Na direção y a malha é em tudo semelhante à malha na direção x: existe uma zona superior de malha irregular que varia em largura de 0.14 m a 0.1 m, depois uma zona intermédia de malha regular de 0.1 m de largura, que engloba a superestrutura, e desse ponto até ao final do domínio existe uma malha irregular em que a largura varia de 0.1 m até 0.2 m. Tal variação é visível na Figura 4.4.

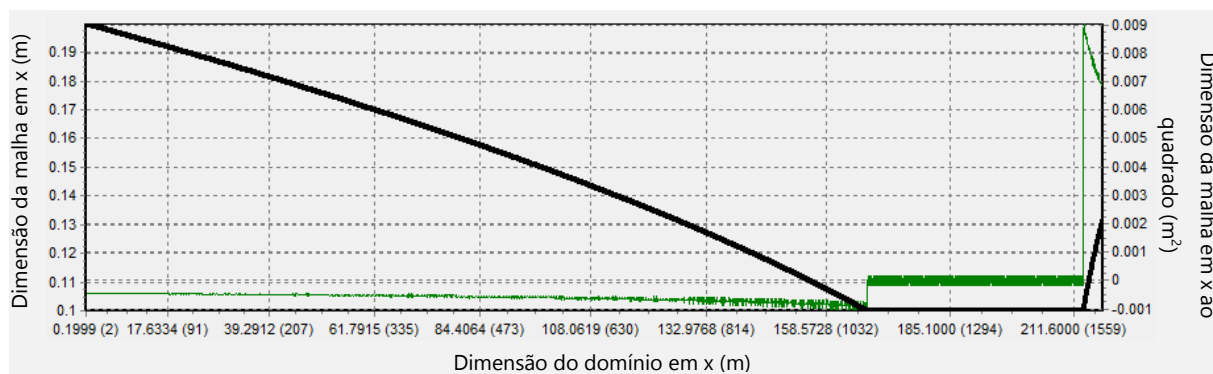


Figura 4.3 - Variação da dimensão das células segundo a direção x.

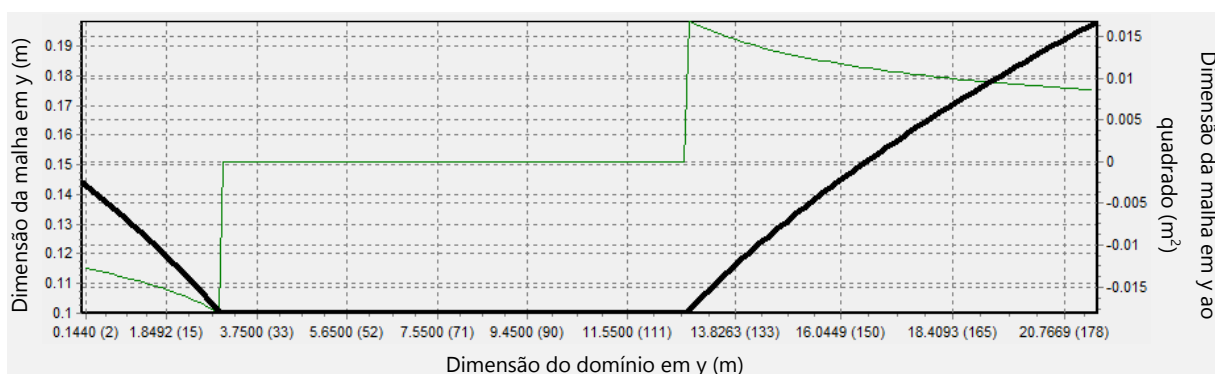


Figura 4.4 - Variação da dimensão das células segundo a direção y.

No que diz respeito a anomalias da malha, teve que se ter em atenção às células localizadas na fronteira entre camadas porosas, já que podem aparecer células não preenchidas, ou seja, que não pertencem a nenhuma camada, Figura 4.5. Este problema acontece devido ao facto de o modelo não conseguir identificar a que camada pertence uma célula em situações de encontro de camadas. Visto isto, após a geração da malha, analisou-se a malha e eliminaram-se este tipo de situações anómalas.

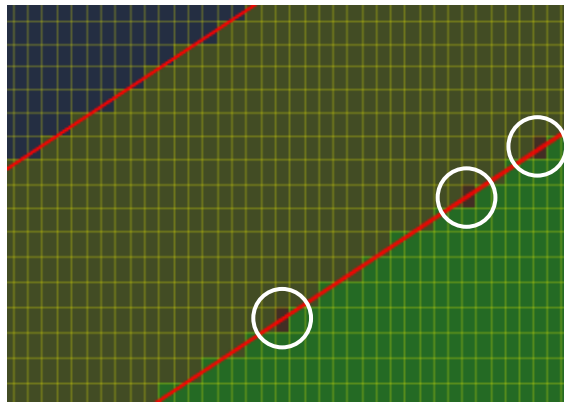


Figura 4.5 - Células vazias entre camadas porosas da malha de elementos finitos.

4.3.2 Localização das sondas numéricas

No IH2VOF existe a possibilidade de colocar sondas numéricas ao longo do domínio de cálculo. As sondas foram colocadas nos locais onde se verificou ser importante o cálculo da superfície livre e para análise das forças e do galgamento. Foram consideradas 14 sondas ao longo do domínio do modelo numérico, Figura 4.6 e Tabela 4.1, das quais cinco localizam-se a barlar da estrutura (sondas 1 a 5), uma no pé do talude (sonda 6) e oito no coroamento da estrutura (sondas 7 a 14). Para o cálculo do caudal galgado foi utilizada a sonda 10, no início da superestrutura.

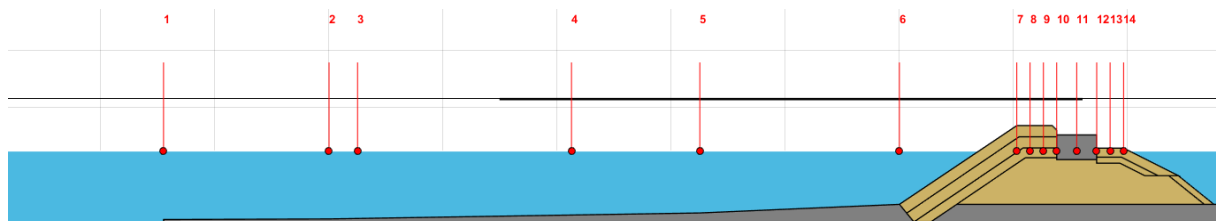


Figura 4.6 - Posição das sondas IH-2VOF GUI.

Tabela 4.1 - Coordenadas das posições das sondas.

Nº sonda	1	2	3	4	5	6	7
Coordenada x (m)	31.00	60.00	65.00	102.50	125.00	160.00	180.58
Nº sonda	8	9	10	11	12	13	14
Coordenada x (m)	182.91	185.24	187.58	191.08	194.58	196.94	199.29

4.3.3 Geração da Agitação

Nesta dissertação foi considerada uma agitação regular gerada por um batedor numérico estático, isto é, onde tanto a variação da velocidade como da superfície livre no tempo são consideradas num ponto fixo correspondente à fronteira de entrada do domínio do modelo.

Foram consideradas condições de agitação diferentes nas duas fases de aplicação do modelo. Para a análise de sensibilidade do modelo IH-2VOF aos parâmetros do meio poroso foi utilizado um período de 14s, uma altura de onda de 4m e um nível de maré de +3.5m (ZH), correspondente ao nível da preia-mar em Peniche. Para o cálculo das forças na estrutura foram consideradas as seguintes condições:

- $H = 4, 5, 6, 7$ e 8 m;
- $T = 12$ s e 14 s

Foi considerada a teoria de onda de Stokes II para as condições de agitação com $H = 4$ m para $T = 14$ s e a teoria de onda Cnoidal para os restantes casos.

Foi ainda definido um comprimento de ondulação, em segundos, associado a 40 ondas, ou seja, para $T = 14$ s um $L(s) = 560$ e para $T = 12$ s um $L(s) = 480$.

4.4 Dados Gerais

Os valores dos dados utilizados no modelo referentes às características dos materiais, tais como a massa volúmica da água, ρ_w , a massa volúmica do betão, ρ_b e a massa volúmica do enrocamento, ρ_r , e ainda a aceleração da gravidade, g , estão representados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 - Dados Gerais

Dados Gerais	
g (m/s ²)	9.81
ρ_w (ton/m ³)	1.025
ρ_b (ton/m ³)	2.500
ρ_r (ton/m ³)	2.300

ESTUDO DE SENSIBILIDADE DO MODELO IH-2VOF AOS PARÂMETROS DO MEIO POROSO

5.1 Condições de estudo

Através do estudo da sensibilidade do modelo IH-2VOF aos parâmetros do meio poroso é possível determinar a importância de cada parâmetro de cada camada porosa para o galgamento, as forças na superestrutura e a reflexão no quebra-mar.

Para o cálculo do escoamento no meio poroso através do modelo IH-2VOF é necessário definir os valores dos diferentes parâmetros que definem o escoamento dos meios porosos no quebra-mar: coeficiente linear de atrito, α e coeficiente não-linear de atrito, β , e as propriedades do meio poroso, porosidade, n , e o diâmetro característico, D_{50} .

A estrutura do quebra-mar de talude em estudo foi representada no modelo numérico de acordo com a sua geometria real. A estrutura é composta, a barlar, por um manto principal, MP, com duas camadas de blocos, e um manto secundário, MS, com duas camadas de blocos. A sotamar é formada por um manto principal, MP, um manto secundário, MS, e um manto secundário interior, MSi. Existe ainda o núcleo, formado pelo TOT, Figura 2.1. Os mantos principais situados a barlar são compostos por uma dupla camada de tetrápodes, enquanto todos os outros por enrocamento.

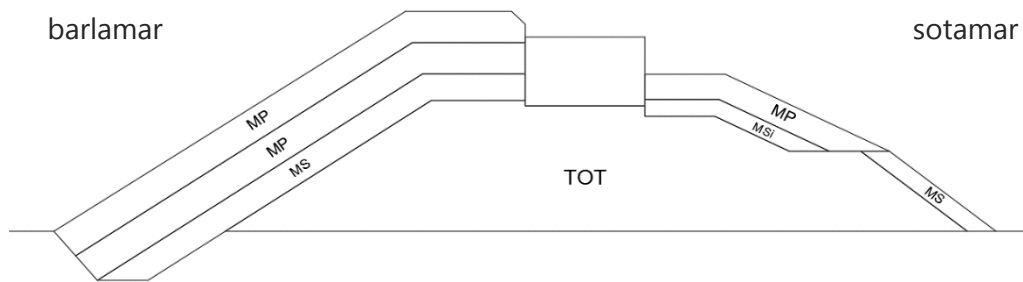


Figura 5.1 - Perfil esquemático do quebra-mar de taludes em estudo e indicação dos respectivos mantos.

A definição dos parâmetros α e β teve por base os valores apresentados na literatura

[25]: α varia entre 200 e 1000 e β varia entre 0.7 e 1.1. Os valores da porosidade foram determinados com base na análise de cada manto e na informação do perfil da estrutura. Os valores de D_{50} foram calculados através do peso dos blocos constituintes de cada manto. Os valores definidos para cada manto estão representados na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 - Valores dos parâmetros dos meios porosos adotados como valores base

		n (-)	α (-)	β (-)	D_{50} (m)
Barlamar	Manto Principal MP	0.40	1000	0.7	1.9
	Manto Secundário MS	0.35	1000	1.1	0.8
Sotamar	Manto Principal MP	0.35	1000	1.1	1.6
	Manto Secundário MS	0.35	1000	1.1	1.1
	Manto Secundário Interior MSi	0.35	1000	1.1	1.1
TOT		0.25	1000	0.8	0.3

A metodologia utilizada para o estudo de sensibilidade dos parâmetros assenta na alteração, no ficheiro de dados do modelo, para o manto principal e manto secundário situados a barlamar e para o TOT, do valor de cada parâmetro isoladamente, mantendo os outros valores inalterados e iguais aos valores base inicialmente definidos. A gama de valores dos parâmetros utilizada é apresentada na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 - Gama de valores dos parâmetros dos meios porosos usados no estudo de sensibilidade.

	n (-)	α (-)	β (-)
Manto Principal	0.35, 0.40, 0.45	200, 500, 1000	0.7, 0.9, 1.1
Manto Secundário	0.35, 0.40, 0.45	200, 500, 1000	0.7, 0.9, 1.1
TOT	0.20, 0.25, 0.30	200, 500, 1000	0.7, 0.8, 0.9

É importante realçar que a maioria dos diferentes casos do modelo foram simulados num computador com processador Intel® Core™ i7-3610QM CPU a 2.30 GHz com 8 GB de memória RAM. O tempo médio de cada corrida foi de cerca de 250 h para 560 s de simulação. Dado o elevado tempo de simulação, houve necessidade ainda de utilizar um computador com processador AMD FX™-8350 Eight-Core Processor 4.00 GHz com 8 GB de memória RAM. O tempo médio de cada corrida neste computador foi de cerca de 130 h para 560 s de simulação.

De seguida é apresentada a análise de sensibilidade dos parâmetros que definem os meios porosos nos resultados do caudal médio galgado, do coeficiente de reflexão e das forças na superestrutura para cada manto estudado.

5.2 Caudal médio de galgamento

5.2.1 Manto principal

Para o manto principal, tendo em conta as características dos blocos do manto, foi calculado o caudal médio de galgamento, q , para a porosidade, n , entre 0.35, 0.40 e 0.45, para $\alpha = 1000$ e para β entre 0.7, 0.9 e 1.1. Na Tabela 5.3 e na Figura 5.2 são apresentados os resultados obtidos.

Tabela 5.3 - Caudal médio de galgamento com a variação dos parâmetros n e β do manto principal, e com $\alpha=1000$.

n (-)	α (-)	β (-)	D_{50} (m)	q (m ³ /s/m)
0.35	1000	0.7	1.9	0.150
0.35	1000	0.9	1.9	0.121
0.35	1000	1.1	1.9	0.102
0.40	1000	0.7	1.9	0.157
0.40	1000	0.9	1.9	0.121
0.40	1000	1.1	1.9	0.092
0.45	1000	0.7	1.9	0.165
0.45	1000	0.9	1.9	0.123
0.45	1000	1.1	1.9	0.095

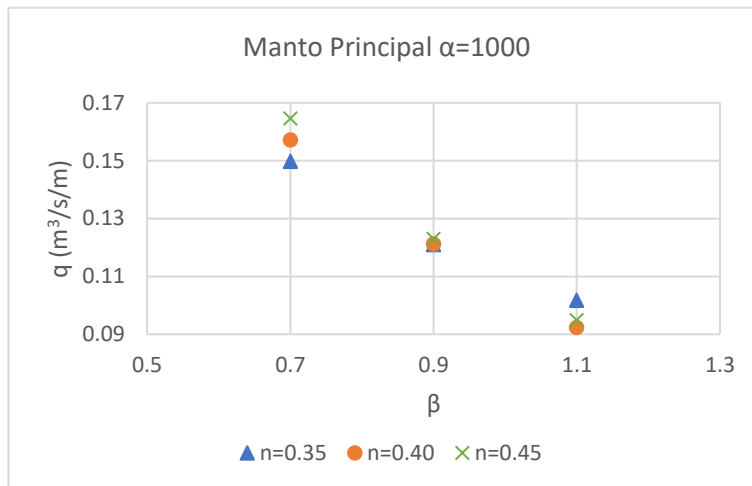


Figura 5.2 - Caudal médio de galgamento obtido para diferentes valores de n , β e $\alpha=1000$, manto principal.

Foi também calculado o caudal médio de galgamento para as condições base variando o valor de α em 200, 500 e 1000, como é possível ver na Tabela 5.4 e na Figura 5.3.

Tabela 5.4 - Caudal médio de galgamento com a variação do parâmetro α , e com $n=0.40$ e $\beta=0.7$, manto principal.

n (-)	α (-)	β (-)	D_{50} (m)	q (m³/s/m)
0.40	200	0.7	1.9	0.157
0.40	500	0.7	1.9	0.158
0.40	1000	0.7	1.9	0.157

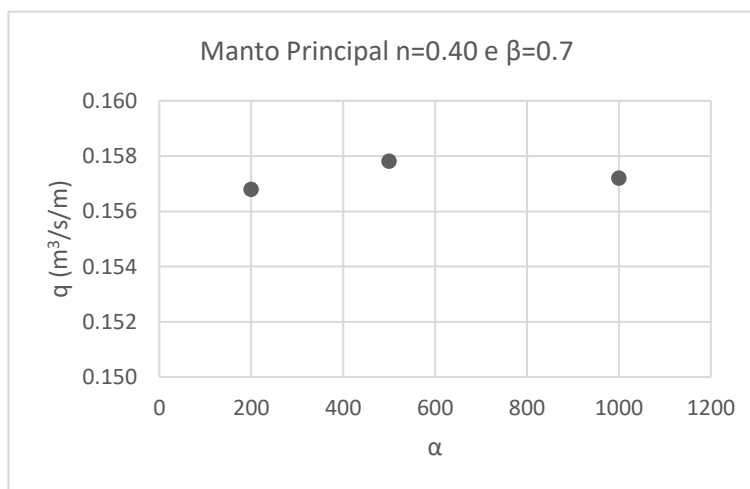


Figura 5.3 - Caudal médio de galgamento obtido para diferentes valores de α , e para $n=0.40$ e $\beta=0.7$, manto principal.

Através da análise destas figuras é possível verificar que a variação do parâmetro α tem muito pouca influência no valor do caudal médio de galgamento, sendo a sua variação na ordem dos 0.5%. Com o aumento da porosidade, para $\beta = 0.7$ e $\beta = 0.9$ o caudal médio de galgamento aumenta ligeiramente e que para $\beta = 1.1$ esse valor diminui, sendo a variação da ordem dos 7%. Já com o aumento do valor do parâmetro β o caudal médio de galgamento diminui para cada valor de porosidade, com uma variação de cerca de 30%.

Desta análise conclui-se que, para o valor do caudal médio de galgamento, a variação do parâmetro α é a que tem menos influência, seguida da variação de n , sendo a variação do parâmetro β a que tem mais influência.

Na Figura 5.4 e Figura 5.5 é ilustrada a diferença da elevação da superfície livre no momento do galgamento para os casos em que o valor de q difere mais, ou seja, para o caso $n = 0.35$, $\alpha = 1000$ e $\beta = 0.7$ e para o caso $n = 0.45$, $\alpha = 1000$ e $\beta = 1.7$.

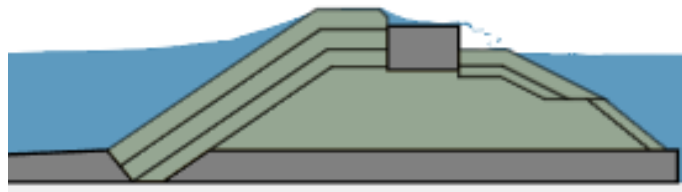


Figura 5.4 - Aspeto da elevação da superfície livre no momento do galgamento para $n=0.35$, $\alpha=1000$ e $\beta=0.7$.

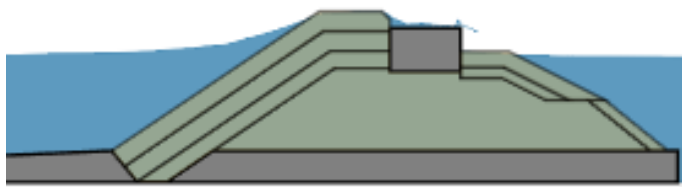


Figura 5.5 - Aspeto da elevação da superfície livre no momento do galgamento para $n=0.45$, $\alpha=1000$ e $\beta=1.1$.

5.2.2 Manto Secundário

Para o manto secundário fez-se a mesma análise que para o manto principal, ou seja, variou-se a porosidade, agora entre 0.30, 0.35 e 0.40, o parâmetro α entre 200, 500 e 1000 e o parâmetro β entre 0.7, 0.9 e 1.1.

Na Tabela 5.5 e na Figura 5.6 é possível ver os resultados obtidos e a variação do caudal médio de galgamento, para a variação da porosidade e de β , mantendo o valor de $\alpha = 1000$.

Tabela 5.5 - Caudal médio de galgamento com a variação dos parâmetros n e β e com $\alpha=1000$, manto secundário.

n (-)	α (-)	β (-)	D_{50} (m)	q (m ³ /s/m)
0.30	1000	0.7	0.8	0.170
0.30	1000	0.9	0.8	0.166
0.30	1000	1.1	0.8	0.164
0.35	1000	0.7	0.8	0.164
0.35	1000	0.9	0.8	0.161
0.35	1000	1.1	0.8	0.155
0.40	1000	0.7	0.8	0.158
0.40	1000	0.9	0.8	0.157
0.40	1000	1.1	0.8	0.152

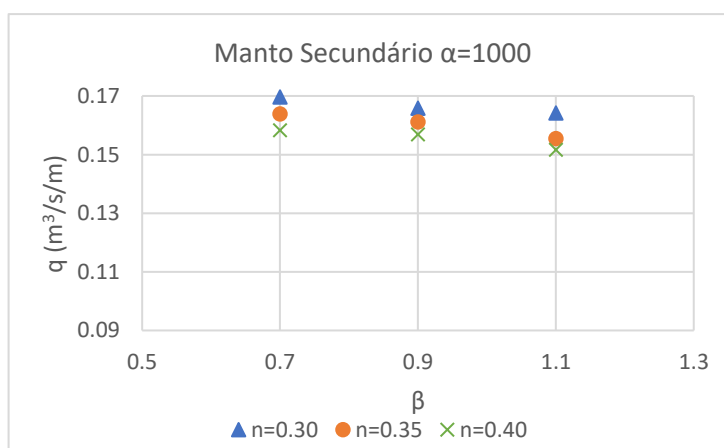


Figura 5.6 - Caudal médio de galgamento obtido para diferentes valores de n , β e $\alpha=1000$, manto secundário.

Na Tabela 5.6 é possível ver os valores do caudal médio de galgamento para os valores base dos parâmetros n e β do manto secundário, apenas com a variação do parâmetro α . A sua variação é apresentada na Figura 5.7.

Tabela 5.6 - Caudal médio de galgamento com a variação do parâmetro α , e com $n=0.35$ e $\beta=1.1$, manto secundário.

n (-)	α (-)	β (-)	D_{50} (m)	q (m ³ /s/m)
0.35	200	1.1	0.8	0.157
0.35	500	1.1	0.8	0.156
0.35	1000	1.1	0.8	0,155

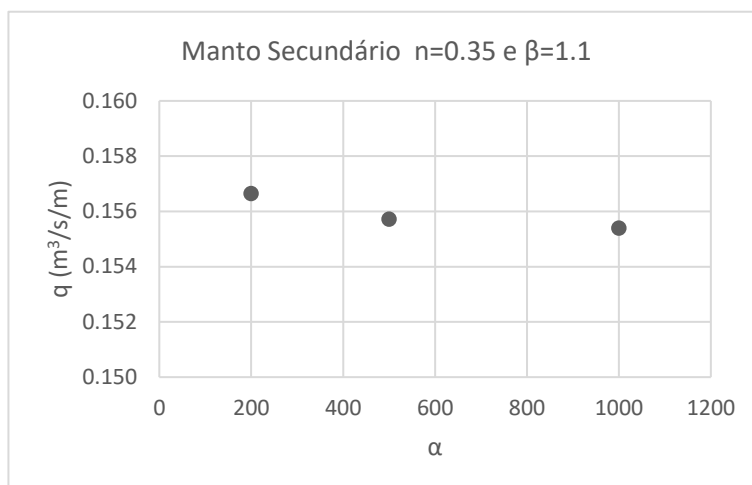


Figura 5.7 - Caudal médio de galgamento obtido para diferentes valores de α e para $n=0.35$ e $\beta=1.1$, manto secundário.

Com base nos resultados anteriormente apresentados é possível compreender que, tal como no manto principal, a variação do parâmetro α tem uma influência quase nula no cálculo do valor do caudal médio de galgamento, com valores inferiores a 1%. O aumento do valor do parâmetro β leva a uma diminuição do valor do caudal médio de galgamento, com uma variação na ordem dos 3%. Em relação à variação da porosidade, é fácil concluir que quanto maior é o seu valor, menor o caudal médio de galgamento, com a sua variação a rondar os 5%.

Conclui-se então que para o manto secundário, o parâmetro que mais influencia o caudal médio de galgamento é a porosidade e o que menos influencia o parâmetro α .

5.2.3 TOT

O que se fez para o TOT foi em tudo semelhante ao realizado para os mantos principal e secundário, onde se fez variar a porosidade entre 0.20, 0.25 e 0.30, o parâmetro α entre 200, 500 e 1000 e o parâmetro β entre 0.7, 0.8 e 0.9.

Na Figura 5.7 e na Figura 5.8 é possível ver os resultados obtidos e o caudal médio de galgamento, para a variação da porosidade e de β e para $\alpha = 1000$.

Tabela 5.7 - Caudal médio de galgamento com a variação dos parâmetros n e β e com $\alpha=1000$, TOT.

n (-)	α (-)	β (-)	D_{50} (m)	q (m ³ /s/m)
0.20	1000	0.7	0.3	0.168
0.20	1000	0.8	0.3	0.171
0.20	1000	0.9	0.3	0.173
0.25	1000	0.7	0.3	0.158
0.25	1000	0.8	0.3	0.157
0.25	1000	0.9	0.3	0.161
0.30	1000	0.7	0.3	0.148
0.30	1000	0.8	0.3	0.146
0.30	1000	0.9	0.3	0.148

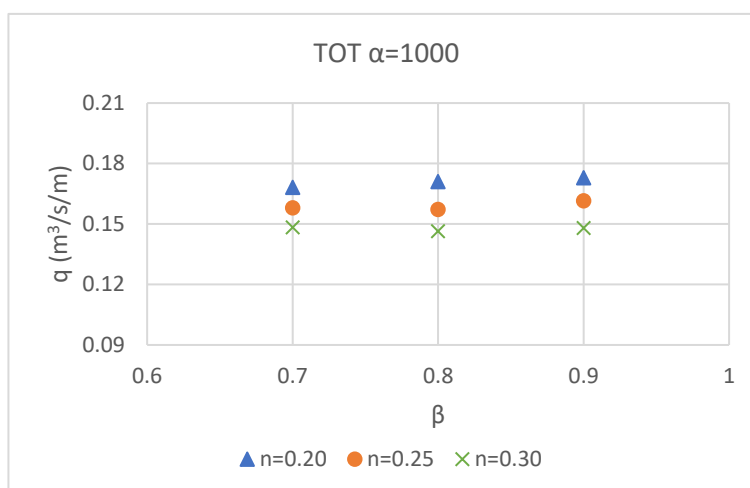


Figura 5.8 - Caudal médio de galgamento obtido para diferentes valores de n , β e $\alpha=1000$, TOT.

Na Tabela 5.8 é possível ver os valores do caudal médio de galgamento para os valores base dos parâmetros n e β do TOT, apenas com a variação do parâmetro α . A sua variação é representada na Figura 5.9.

Tabela 5.8 - Caudal médio de galgamento com a variação do parâmetro α , e com $n=0.25$ e $\beta=0.8$, TOT.

n (-)	α (-)	β (-)	D_{50} (m)	q (m ³ /s/m)
0.25	200	0.8	0.3	0.156
0.25	500	0.8	0.3	0.157
0.25	1000	0.8	0.3	0.157

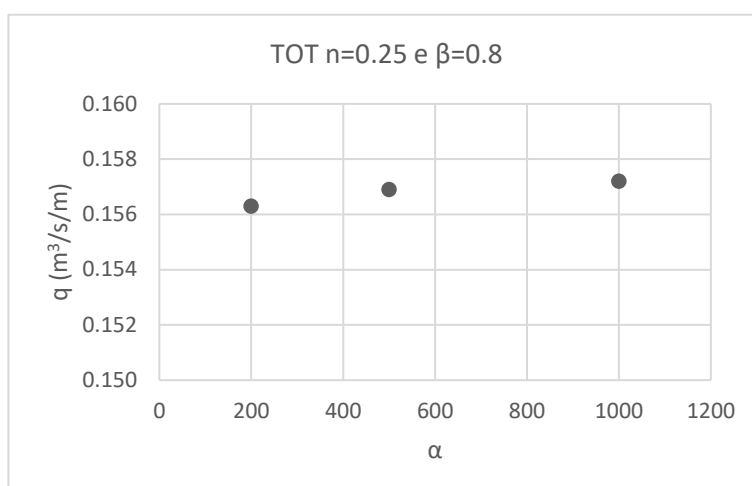


Figura 5.9 - Caudal médio de galgamento obtido para diferentes valores de α , e para $n=0.25$ e $\beta=0.8$, TOT.

Tal como nos mantos principal e secundário, a influência da variação do parâmetro α no valor do caudal médio de galgamento é pequena, sendo a variação do valor do caudal na ordem dos 0.5%. O valor do caudal médio de galgamento também varia pouco com variação do parâmetro β , com a uma variação a rondar os 1.4%. Feita a análise também é possível perceber que o valor do caudal médio de galgamento diminui com o aumento da porosidade, variando sensivelmente 10%.

Sendo assim, tal como no manto secundário, a variação da porosidade é o que mais faz variar o caudal médio de galgamento e o parâmetro α o que menos faz variar.

5.3 Coeficiente de reflexão

5.3.1 Manto Principal

Da mesma forma que para o caudal médio de galgamento, também foi analisada a influência da variação dos parâmetros dos meios porosos no valor do coeficiente de reflexão. Para o manto principal, tendo em conta as características dos blocos do manto foi calculado o coeficiente de reflexão, K_r , dado pela relação entre as alturas de onda refletida e incidente, para a porosidade, n , entre 0.35, 0.40 e 0.45, para $\alpha = 1000$ e para β entre 0.7, 0.9 e 1.1. Na Tabela 5.9 e na Figura 5.10 são apresentados os resultados obtidos.

Para calcular o coeficiente de reflexão utilizaram-se os dados obtidos em três sondas, nas sondas 1, 2 e 3, aplicando-se o método de separação de Baquerizo [26].

Tabela 5.9 - Coeficiente de reflexão com a variação dos parâmetros n e β e com $\alpha=1000$, manto principal.

n (-)	α (-)	β (-)	D_{50} (m)	K_r (-)
0.35	1000	0.7	1.9	0.501
0.35	1000	0.9	1.9	0.509
0.35	1000	1.1	1.9	0.512
0.40	1000	0.7	1.9	0.482
0.40	1000	0.9	1.9	0.487
0.40	1000	1.1	1.9	0.493
0.45	1000	0.7	1.9	0.464
0.45	1000	0.9	1.9	0.470
0.45	1000	1.1	1.9	0.475

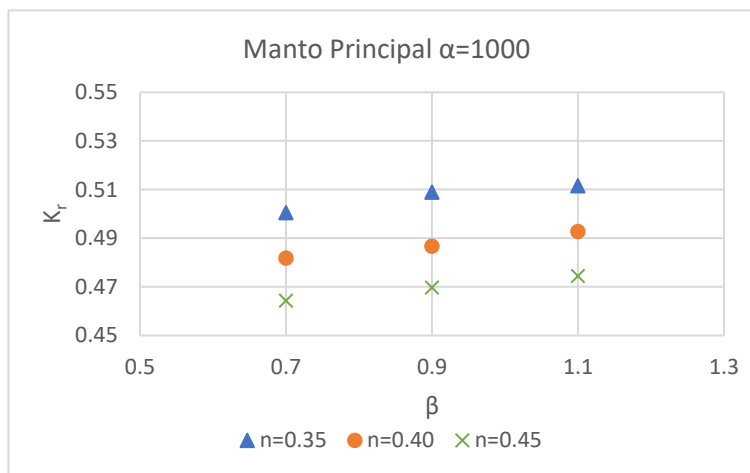


Figura 5.10 - Coeficiente de reflexão obtido para diferentes valores de n , β e $\alpha=1000$, manto principal.

Foi também calculado o coeficiente de reflexão para as condições base variando o valor de α em 200, 500 e 1000, tal como se apresenta na Tabela 5.10 e na Figura 5.11.

Tabela 5.10 - Coeficiente de reflexão com a variação do parâmetro α , e com $n=0.40$ e $\beta=0.7$, manto principal.

n (-)	α (-)	β (-)	D_{50} (m)	K_r (-)
0.40	200	0.7	1.9	0.4817
0.40	500	0.7	1.9	0.4824
0.40	1000	0.7	1.9	0.4819

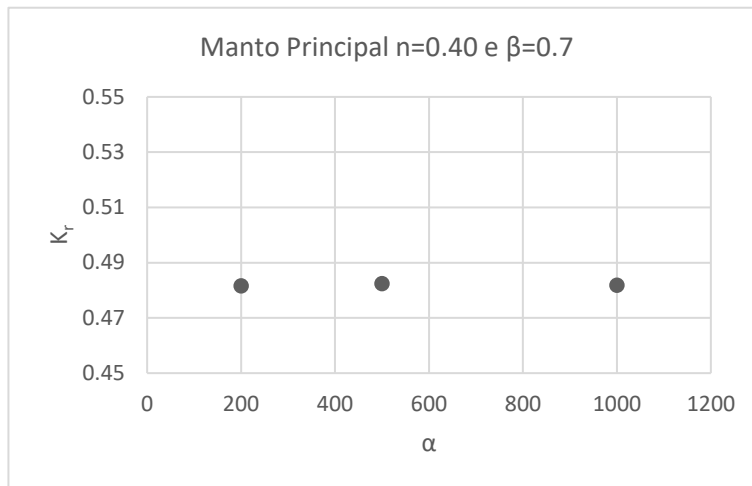


Figura 5.11 - Coeficiente de reflexão obtido para diferentes valores de α , e para $n=0.25$ e $\beta=0.8$, manto principal.

Analisando as figuras anteriores é possível verificar que a variação do parâmetro α tem uma influência mínima no valor do coeficiente de reflexão, sendo a sua variação na ordem dos 0.1%. Pode-se também verificar que com o aumento da porosidade, o coeficiente de reflexão diminui, tendo uma variação na ordem dos 5.7%. Já o aumento do valor do parâmetro β leva a um aumento ligeiro do valor do coeficiente de reflexão para cada valor de porosidade, n , com variação de cerca de 1.7%.

Através desta análise conclui-se que, para o valor do coeficiente de reflexão, a variação do parâmetro α é o que tem menos influência, seguido de β , e a variação do parâmetro n a que tem mais influência.

Na Figura 5.12 e Figura 5.13 é ilustrada a diferença da elevação da superfície livre após a rebentação e conseqüente reflexão da onda para os casos em que o valor de K_r difere mais, ou seja, para o caso $n = 0.35$, $\alpha = 1000$ e $\beta = 0.7$ e para o caso $n = 0.45$, $\alpha = 1000$ e $\beta = 1.7$.

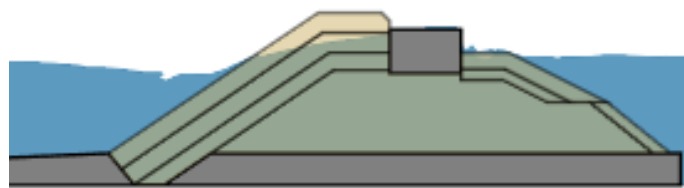


Figura 5.12 - Aspeto da elevação da superfície livre após a rebentação da onda para $n=0.35$, $\alpha=1000$ e $\beta=0.7$.

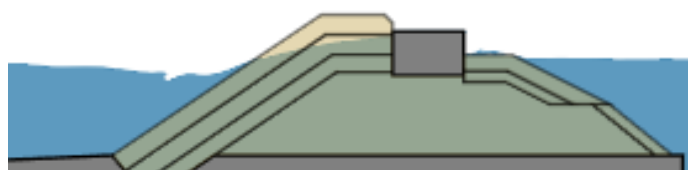


Figura 5.13 - Aspeto da elevação da superfície livre após a rebentação da onda para $n=0.45$, $\alpha=1000$ e $\beta=1.1$.

5.3.2 Manto Secundário

Para o manto secundário fez-se exatamente a mesma análise que para o manto principal. Assim, fez-se variar o parâmetro β entre 0.7, 0.9 e 1.1, o parâmetro α entre 200, 500 e 1000 e a porosidade entre 0.30, 0.35 e 0.40.

Na Tabela 5.11 e na Figura 5.14 é possível ver os resultados do coeficiente de reflexão para a variação da porosidade e de β e para $\alpha = 1000$.

Tabela 5.11 - Coeficiente de reflexão com a variação dos parâmetros n e β e com $\alpha=1000$, manto secundário.

n (-)	α (-)	β (-)	D_{50} (m)	K_r (-)
0.30	1000	0.7	0.8	0.482
0.30	1000	0.9	0.8	0.483
0.30	1000	1.1	0.8	0.484
0.35	1000	0.7	0.8	0.478
0.35	1000	0.9	0.8	0.480
0.35	1000	1.1	0.8	0.482
0.40	1000	0.7	0.8	0.474
0.40	1000	0.9	0.8	0.477
0.40	1000	1.1	0.8	0.478

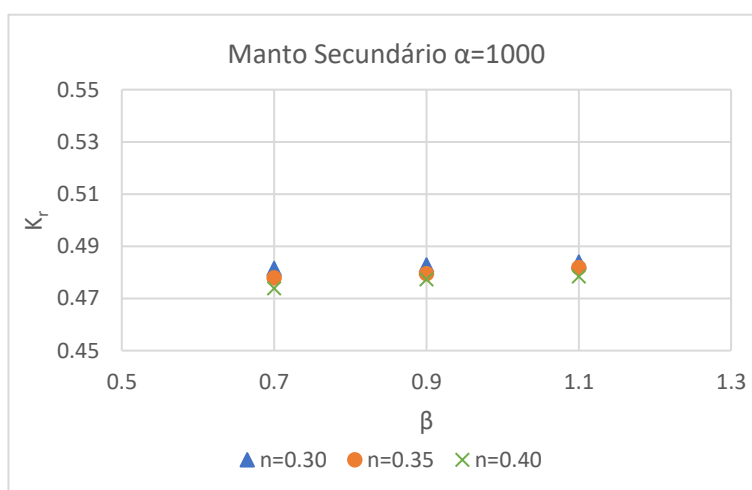


Figura 5.14 - Coeficiente de reflexão obtido para diferentes valores de n , β e $\alpha=1000$, manto secundário.

Na Tabela 5.12 é representado os valores do coeficiente de reflexão para os valores base dos parâmetros n e β do manto secundário, apenas com a variação do parâmetro α , sendo a sua variação representada na Figura 5.15.

Tabela 5.12 - Coeficiente de reflexão com a variação do parâmetro α , e com $n=0.35$ e $\beta=1.1$, manto secundário.

n (-)	α (-)	β (-)	D_{50} (m)	K_r (-)
0.35	200	1.1	0.8	0.4812
0.35	500	1.1	0.8	0.4818
0.35	1000	1.1	0.8	0.4819

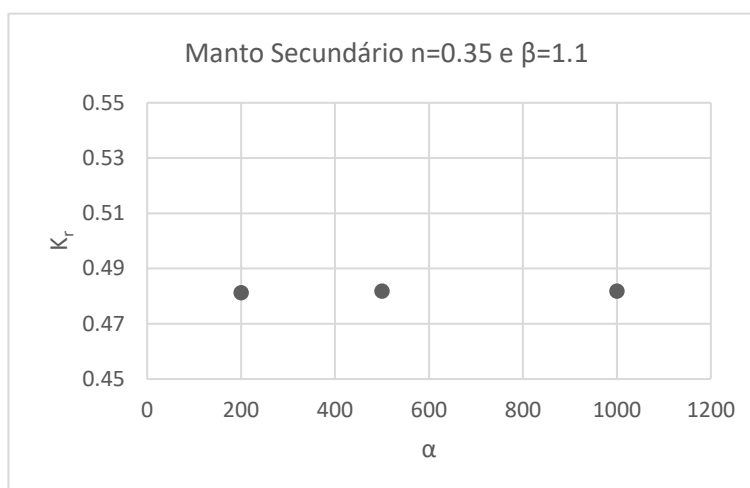


Figura 5.15 - Coeficiente de reflexão obtido para diferentes valores de α , e para $n=0.35$ e $\beta=1.1$, manto secundário.

Analisando os resultados anteriormente apresentados verifica-se que, tal como no manto principal, a variação do parâmetro α tem uma influência quase nula no valor do coeficiente de reflexão, com variação desse valor de cerca de 0.1%. Apura-se também que, com o aumento do valor do parâmetro β , aumenta o valor do coeficiente de reflexão, com variação na ordem dos 0.5%. Em relação à variação da porosidade, quanto maior o seu valor menor é o valor do coeficiente de reflexão, sendo a influência da sua variação não tão evidente como no manto principal, com uma variação na ordem de 1.0%.

Conclui-se então que, para o manto secundário, tal como para o manto principal, o parâmetro que mais influencia o coeficiente de reflexão é a porosidade, sendo o parâmetro α o que menos influencia

5.3.3 TOT

Tal como para os mantos principal e secundário, fez-se variar a porosidade entre 0.20, 0.25 e 0.30, para os valores do parâmetro α entre 200, 500 e 1000 e os valores do parâmetro β entre 0.7, 0.8 e 0.9, calculando-se para cada caso o valor do coeficiente de reflexão.

Na Tabela 5.13 e na Figura 5.16 é possível ver os resultados obtidos e a variação do coeficiente de reflexão, para a variação da porosidade e de β , e para $\alpha = 1000$.

Tabela 5.13 - Coeficiente de reflexão com a variação dos parâmetros n e β e com $\alpha=1000$, TOT.

n (-)	α (-)	β (-)	D_{50} (m)	K_r (-)
0.20	1000	0.7	0.3	0.485
0.20	1000	0.8	0.3	0.486
0.20	1000	0.9	0.3	0.484
0.25	1000	0.7	0.3	0.479
0.25	1000	0.8	0.3	0.482
0.25	1000	0.9	0.3	0.480
0.30	1000	0.7	0.3	0.476
0.30	1000	0.8	0.3	0.478
0.30	1000	0.9	0.3	0.478

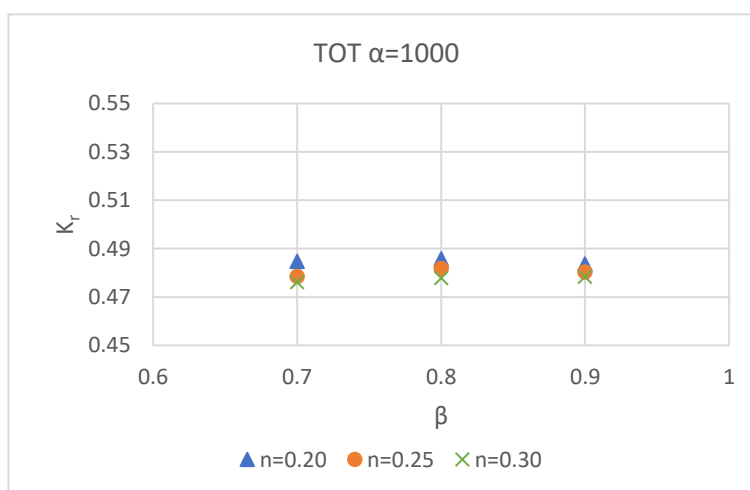


Figura 5.16 - Coeficiente de reflexão obtido para diferentes valores de n , β e $\alpha=1000$, TOT.

A Tabela 5.14 e a Figura 5.17 mostram os valores do coeficiente de reflexão para a variação do parâmetro α e para os restantes parâmetros com os valores das condições base.

Tabela 5.14 - Coeficiente de reflexão com a variação do parâmetro α , e com $n=0.25$ e $\beta=0.8$, TOT.

n (-)	α (-)	β (-)	D_{50} (m)	K_r (-)
0.25	200	0.8	0.3	0.4825
0.25	500	0.8	0.3	0.4819
0.25	1000	0.8	0.3	0.4819

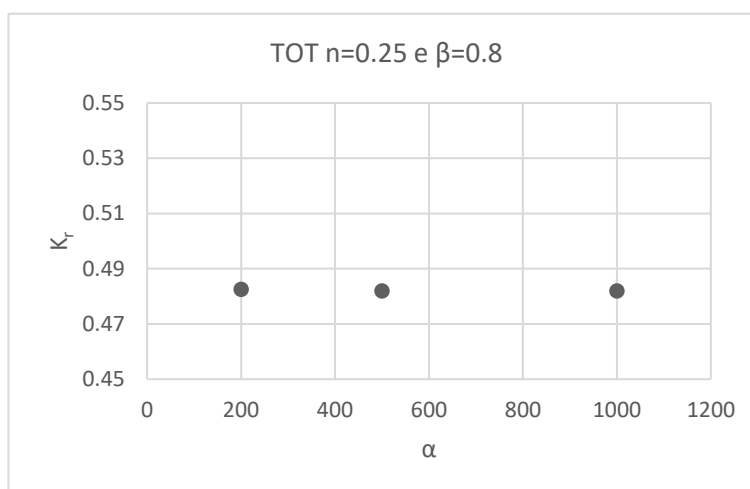


Figura 5.17 - Coeficiente de reflexão obtido para diferentes valores de α , e para $n=0.25$ e $\beta=0.8$, TOT.

Tal como nos mantos principal e secundário, a influência da variação do parâmetro α no valor do coeficiente de reflexão é muito pouco significativa no TOT, sendo a variação do seu valor na ordem dos 0.1%. O valor do coeficiente de reflexão também varia pouco com variação do parâmetro β do TOT, com a sua variação rondar os 0.4%. Por fim, percebe-se que o valor do coeficiente de reflexão diminui com o aumento da porosidade, variando sensivelmente 1.2%.

Conclui-se que, tal como nos mantos principal e secundário, a porosidade é o parâmetro que mais tem influência e o parâmetro α o que tem menos influência na variação do valor do coeficiente de reflexão.

5.4 Forças na superestrutura

5.4.1 Manto Principal

Para o manto principal, tendo em consideração, mais uma vez, as características dos blocos do manto, calcularam-se as forças na superestrutura, força vertical, F_v , força horizontal, F_h e respectivos momentos, na base da superestrutura devido à força vertical, M_v , e momento no muro-cortina devido à força horizontal, M_h . Estes cálculos foram realizados fazendo variar os parâmetros n , α e β . n variou entre 0.35, 0.40 e 0.45, α entre 200, 500 e 1000 e β entre 0.7, 0.9 e 1.1.

Na Tabela 5.15 e Figura 5.18 à Figura 5.21 é apresentado o valor dessas forças e momentos para $\alpha = 1000$, variando n e β .

Tabela 5.15 - F_v , M_v , F_h e M_h com a variação dos parâmetros n e β e com $\alpha=1000$, manto principal.

n (-)	α (-)	β (-)	D_{50} (m)	F_v (kN/m)	M_v (kNm/m)	F_h (kN/m)	M_h (kNm/m)
0.35	1000	0.7	1.9	95.75	387.99	99.34	175.34
0.35	1000	0.9	1.9	93.27	378.35	93.87	174.52
0.35	1000	1.1	1.9	91.90	373.72	94.47	171.77
0.40	1000	0.7	1.9	94.52	385.61	97.77	169.50
0.40	1000	0.9	1.9	93.68	381.63	98.01	172.33
0.40	1000	1.1	1.9	89.85	366.23	89.19	151.43
0.45	1000	0.7	1.9	93.60	381.15	95.90	165.53
0.45	1000	0.9	1.9	92.12	373.03	91.68	156.44
0.45	1000	1.1	1.9	88.37	360.36	87.55	147.39

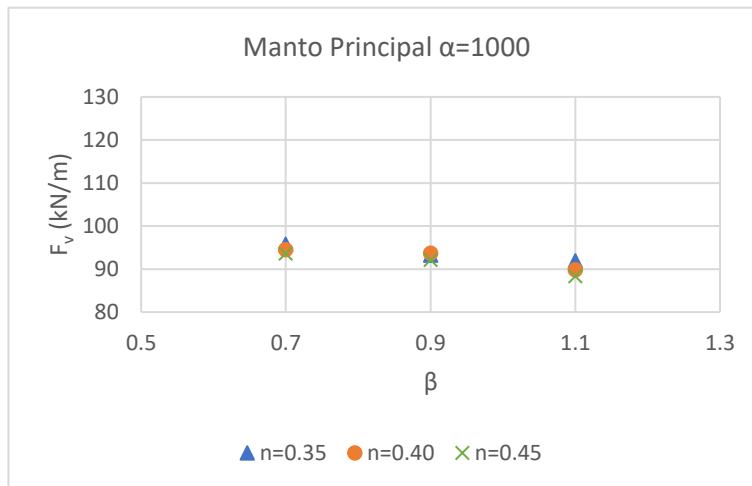


Figura 5.18 - F_v obtida para diferentes valores de n , β e $\alpha=1000$, manto principal.

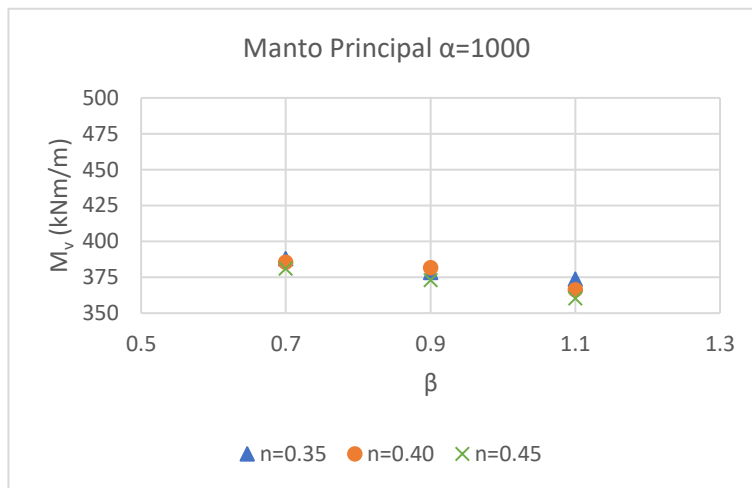


Figura 5.19 - M_v obtido para diferentes valores de n , β e $\alpha=1000$, manto principal.

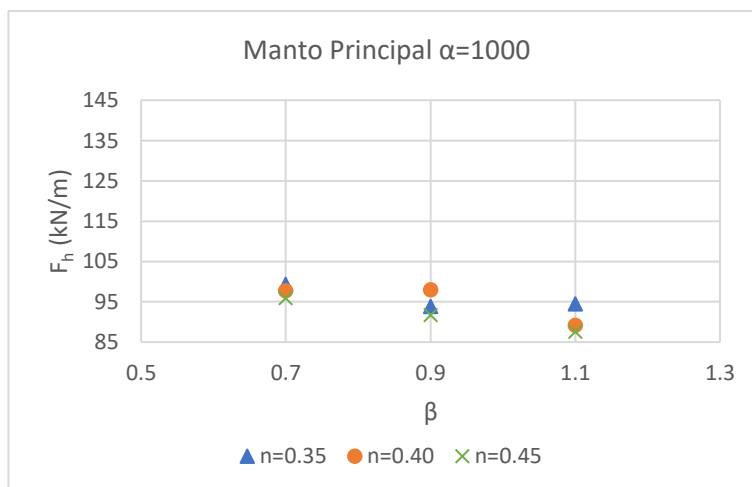


Figura 5.20 - F_h obtida para diferentes valores de n , β e $\alpha=1000$, manto principal.

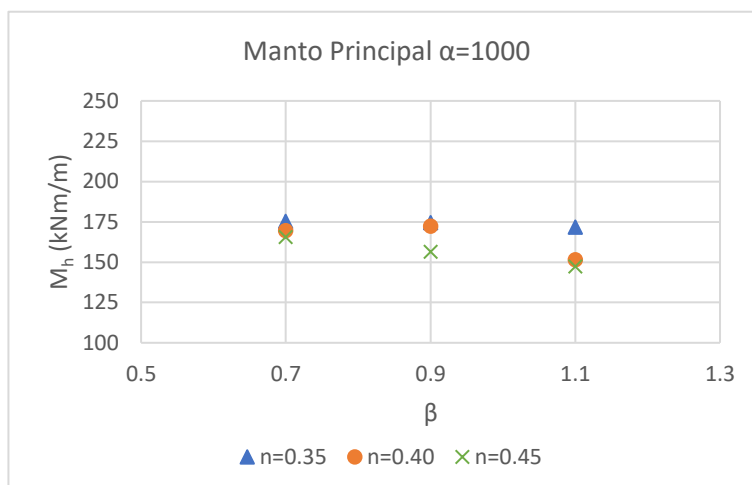


Figura 5.21 - M_h obtido para diferentes valores de n , β e $\alpha=1000$, manto principal.

A Tabela 5.16 e a Figura 5.22 à Figura 5.25 mostram os valores das forças e momentos consoante a variação do parâmetro α , com os valores dos restantes parâmetros iguais aos das condições base.

Tabela 5.16 - F_v , M_v , F_h e M_h com a variação do parâmetro α , e com $n=0.40$ e $\beta=0.7$, manto principal.

n (-)	α (-)	β (-)	D_{50} (m)	F_v (kN/m)	M_v (kNm/m)	F_h (kN/m)	M_h (kNm/m)
0.40	200	0.7	1.9	94.65	385.89	99.95	174.11
0.40	500	0.7	1.9	96.90	395.24	98.45	170.51
0.40	1000	0.7	1.9	94.52	385.61	97.77	169.50

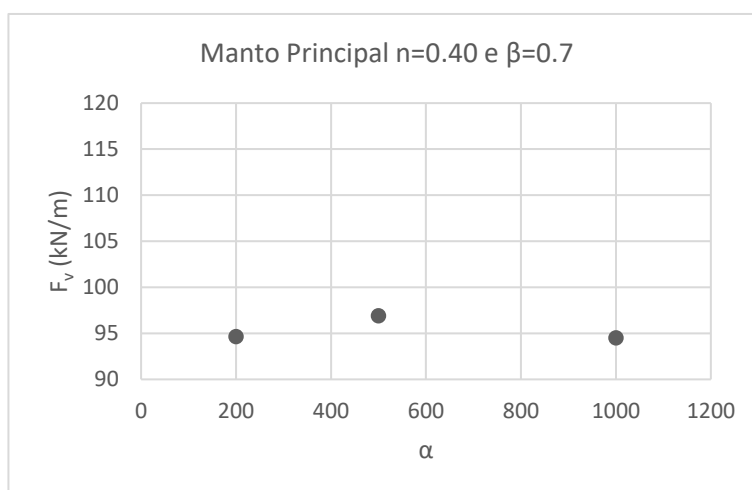


Figura 5.22 - F_v obtida para diferentes valores de α , e para $n=0.40$ e $\beta=0.7$, manto principal.

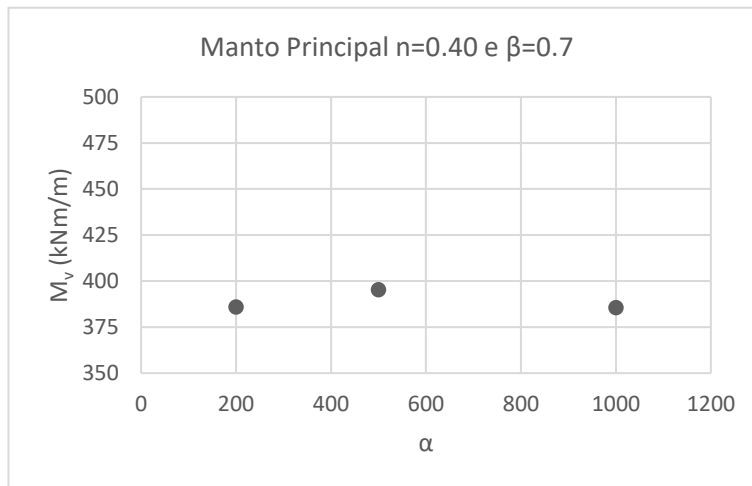


Figura 5.23 - M_v obtido para diferentes valores de α , e para $n=0.40$ e $\beta=0.7$, manto principal.

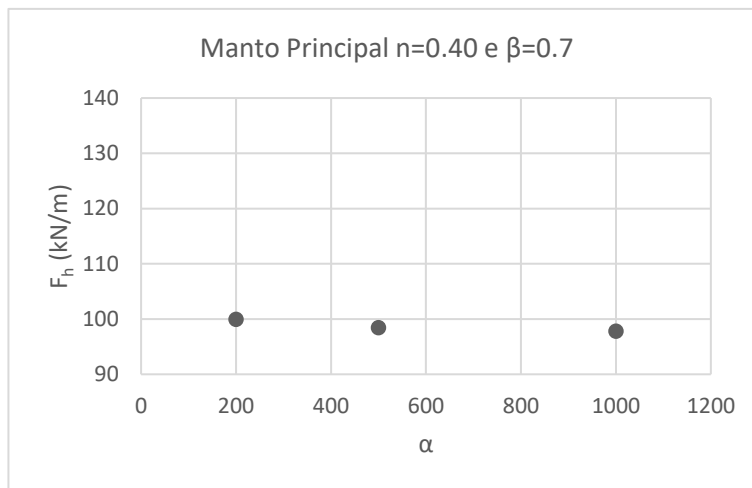


Figura 5.24 - F_h obtida para diferentes valores de α , e para $n=0.40$ e $\beta=0.7$, manto principal.

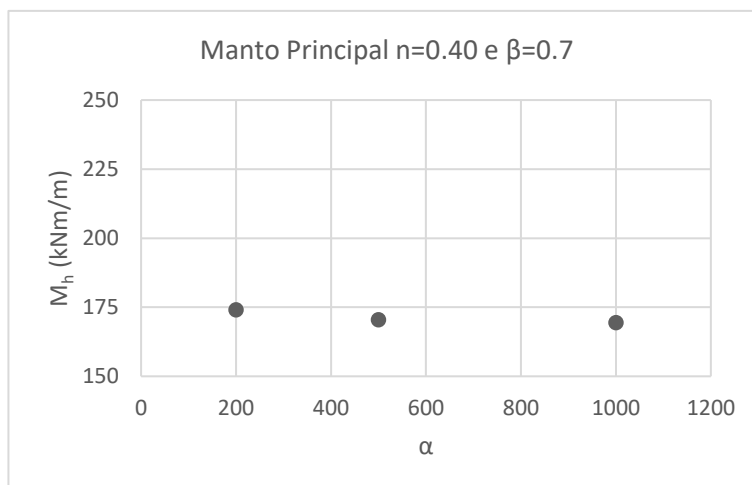


Figura 5.25 - M_h obtido para diferentes valores de α , e para $n=0.40$ e $\beta=0.7$, manto principal.

A variação do valor da força vertical com a variação da porosidade é de aproximadamente 1.8% e devido à variação dos parâmetros α e β é de 2.5% e 3.3%, respetivamente. Para o momento vertical essa variação é de 1.2% para a porosidade, 2.5% para o parâmetro α e 3.3% para o parâmetro β . Em relação à força horizontal a variação é de 2.5% para a porosidade, 1.8% para o parâmetro α e 5.3% para o parâmetro β . Por fim, a variação do valor do momento horizontal é de 4.5% devido à variação da porosidade, 1.8% devido ao parâmetro α e 4.7% devido ao parâmetro β .

Através da análise destes resultados é possível verificar que, para o cálculo das forças e momentos a variação do parâmetro β foi a que mais influência teve, sendo que, para a força vertical e momento vertical a variação do parâmetro que menos influencia teve foi a porosidade, e para a força horizontal e o momento horizontal o parâmetro α .

5.4.2 Manto Secundário

Sendo o processo de cálculo das forças na superestrutura devido à variação dos parâmetros dos blocos do manto secundário em tudo semelhante ao do manto principal, para o manto secundário fez-se variar a porosidade entre 0.30, 0.35 e 0.40, e os parâmetros α e β tomaram os mesmos valores que no manto principal.

Na Tabela 5.17 e Figura 5.26 à Figura 5.29 é possível ver os valores das diferentes forças e momentos quando se varia a porosidade e o parâmetro β e se mantém o valor do parâmetro $\alpha=1000$. De notar que a gama de valores das forças para a porosidade de 0.40 é diferente da gama de valores para as porosidades 0.30 e 0.35. Isto deve-se ao facto de os casos com porosidade 0.40 terem sido corridos num computador e condições diferentes, pelo que foi desprezado na análise.

Tabela 5.17 - F_v , M_v , F_h e M_h com a variação dos parâmetros n e β e com $\alpha=1000$, manto secundário.

n (-)	α (-)	β (-)	D_{50} (m)	F_v (kN/m)	M_v (kNm/m)	F_h (kN/m)	M_h (kNm/m)
0.30	1000	0.7	0.8	96.11	391.33	99.07	171.61
0.30	1000	0.9	0.8	94.70	385.62	99.53	177.21
0.30	1000	1.1	0.8	95.03	385.94	99.69	175.40
0.35	1000	0.7	0.8	97.57	397.75	99.98	171.30
0.35	1000	0.9	0.8	98.18	397.27	100.04	174.01
0.35	1000	1.1	0.8	94.52	385.61	97.77	169.50

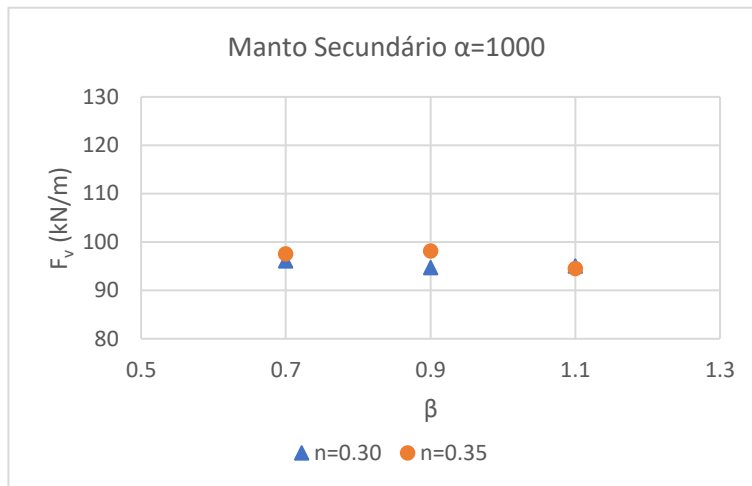


Figura 5.26 - F_v obtida para diferentes valores de n , β e $\alpha=1000$, manto secundário.

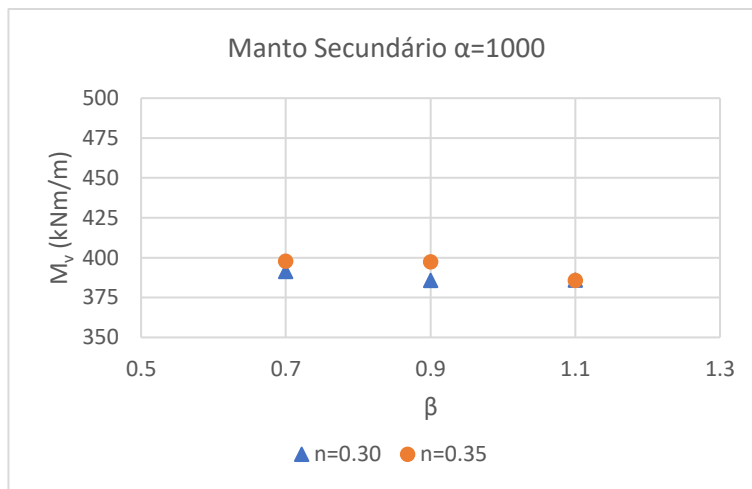


Figura 5.27 - M_v obtido para diferentes valores de n , β e $\alpha=1000$, manto secundário.

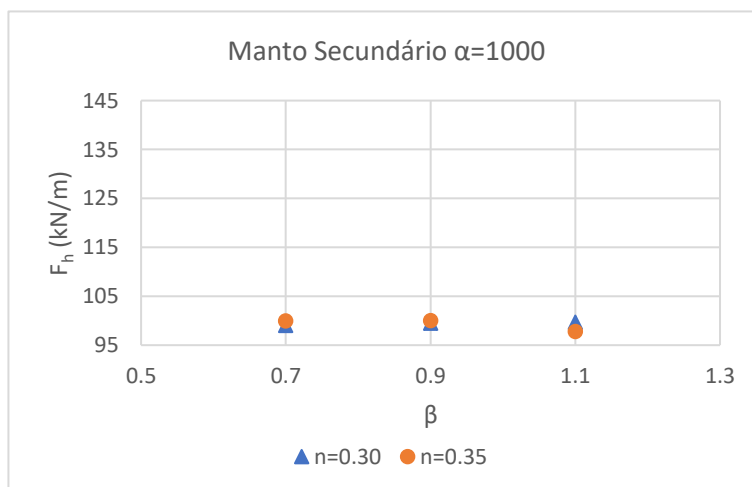


Figura 5.28 - F_h obtida para diferentes valores de n , β e $\alpha=1000$, manto secundário.

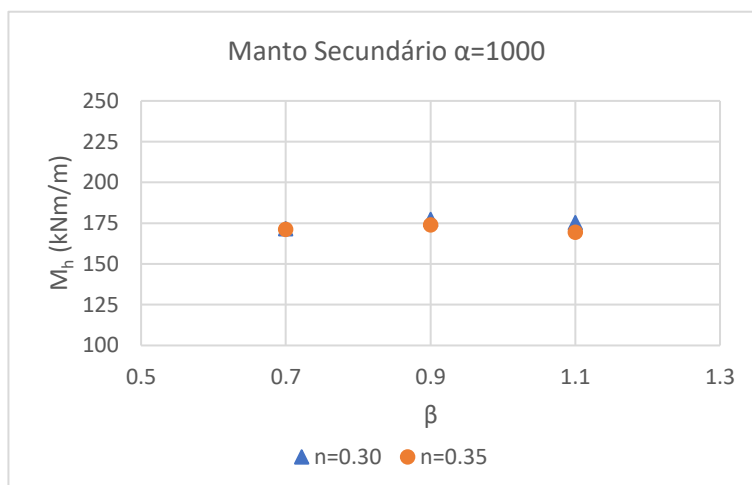


Figura 5.29 - M_h obtido para diferentes valores de n , β e $\alpha=1000$, manto secundário.

Na Tabela 5.18 e Figura 5.30 à Figura 5.33 é possível ver os valores das forças e momentos obtidos com a variação do parâmetro α e os restantes parâmetros com os valores das condições base. Mais uma vez, a gama de valores difere no caso em que $\alpha=1000$ para os outros, pela razão acima explicada, sendo que foi desprezado na análise.

Tabela 5.18 - F_v , M_v , F_h e M_h com a variação do parâmetro α , e com $n=0.35$ e $\beta=1.1$, manto secundário.

n (-)	α (-)	β (-)	D_{50} (m)	F_v (kN/m)	M_v (kNm/m)	F_h (kN/m)	M_h (kNm/m)
0.35	200	1.1	0.8	116.03	482.37	133.02	245.10
0.35	500	1.1	0.8	116.32	483.01	129.67	236.38

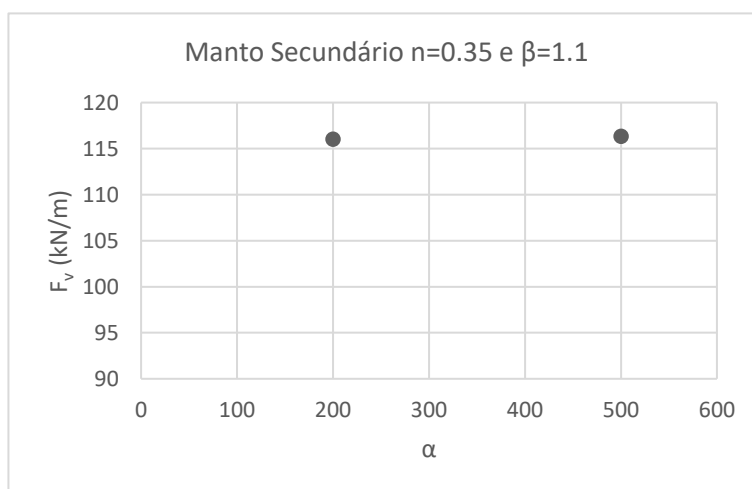


Figura 5.30 - F_v obtida para diferentes valores de α , e para $n=0.35$ e $\beta=1.1$, manto secundário.

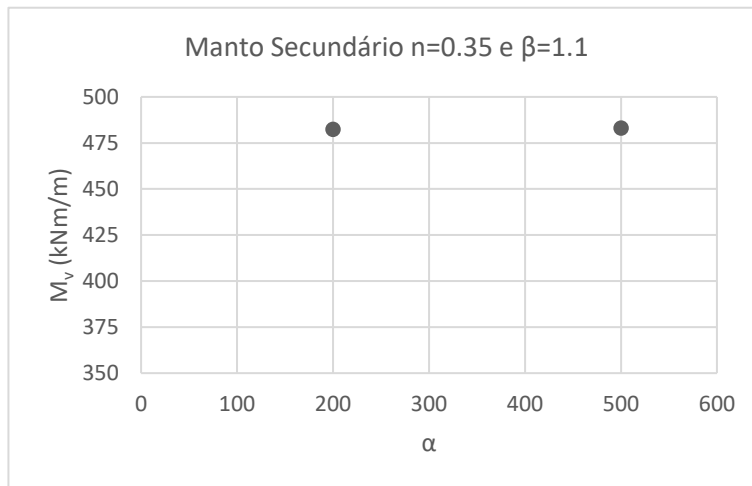


Figura 5.31 - M_v obtido para diferentes valores de α , e para $n=0.35$ e $\beta=1.1$, manto secundário.

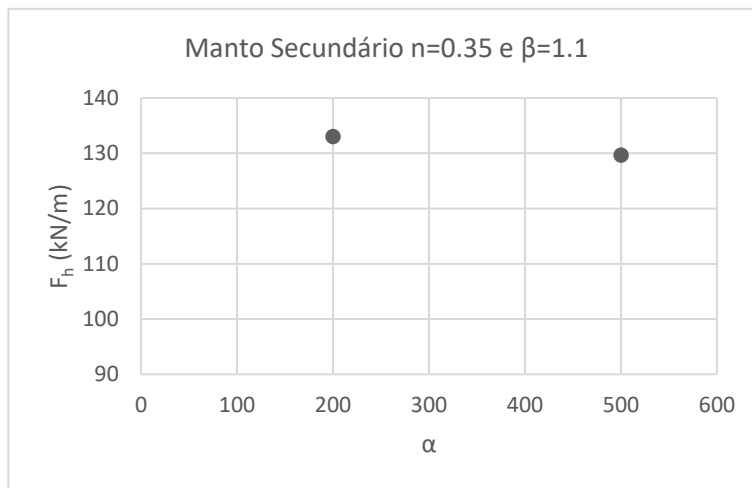


Figura 5.32 - F_h obtida para diferentes valores de α , e para $n=0.35$ e $\beta=1.1$, manto secundário.

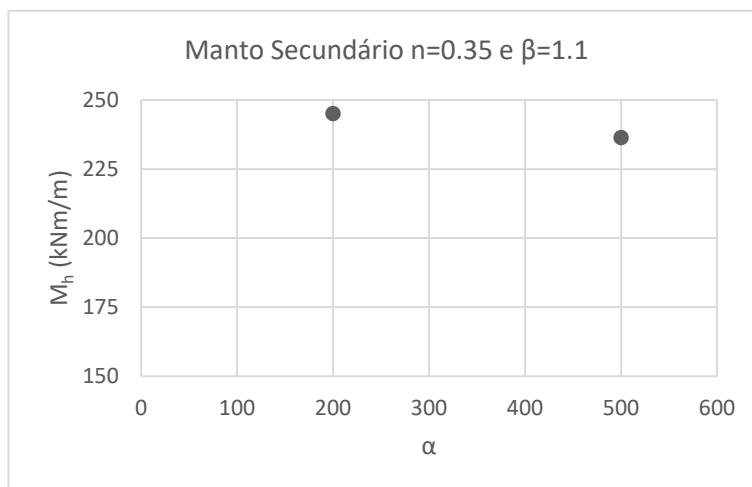


Figura 5.33 - M_h obtido para diferentes valores de α , e para $n=0.35$ e $\beta=1.1$, manto secundário.

Analisando os resultados, tendo em conta e desprezando os casos em que a gama de valores difere, verifica-se que a variação do valor da força vertical devido à variação da porosidade é aproximadamente 1.9%, devido à variação do parâmetro α é de 0.3% e devido à variação do parâmetro β é de 1.4%. Para o momento vertical essa variação é de 1.6% para a porosidade, 0.1% para o parâmetro α e 1.4% para o parâmetro β . Em relação à força horizontal a variação é de 1% para a porosidade, 2.5% para o parâmetro α e 1.1% para o parâmetro β . Por fim, a variação do valor do momento horizontal é de 1.8% devido à variação da porosidade, 3.6% devido ao parâmetro α e 2% devido ao parâmetro β .

Através desta análise é possível perceber que a variação do parâmetro que afeta mais o cálculo da força e do momento vertical é a porosidade e o que afeta menos é o parâmetro α . Em relação ao cálculo da força e do momento horizontal é o oposto, ou seja, a variação do parâmetro α é o que tem mais influência e a porosidade a que menos tem influência.

5.4.3 TOT

Mais uma vez o processo de cálculo das forças na superestrutura é idêntico ao realizado para os mantos principal e secundário, onde se calcula as forças fazendo variar a porosidade entre 0.20, 0.25, 0.30, o parâmetro α entre 200, 500 e 1000 e o parâmetro β entre 0.7, 0.8 e 0.9.

Os resultados do cálculo das forças para a variação da porosidade e do parâmetro β para $\alpha=1000$ estão apresentados na Tabela 5.19 e Figura 5.34 à Figura 5.37.

Tabela 5.19 - F_v , M_v , F_h e M_h com a variação dos parâmetros n e β e com $\alpha=1000$, TOT.

n (-)	α (-)	β (-)	D_{50} (m)	F_v (kN/m)	M_v (kNm/m)	F_h (kN/m)	M_h (kNm/m)
0.20	1000	0.7	0.3	115.42	486.82	133.53	241.45
0.20	1000	0.8	0.3	115.00	486.78	135.41	245.61
0.20	1000	0.9	0.3	114.99	488.12	137.11	248.56
0.25	1000	0.7	0.3	115.78	478.99	126.94	230.90
0.25	1000	0.8	0.3	115.34	479.05	127.75	234.70
0.25	1000	0.9	0.3	116.02	483.73	130.61	238.46
0.30	1000	0.7	0.3	115.61	471.12	120.01	218.96
0.30	1000	0.8	0.3	116.21	475.61	125.46	232.73
0.30	1000	0.9	0.3	114.69	470.73	120.91	219.79

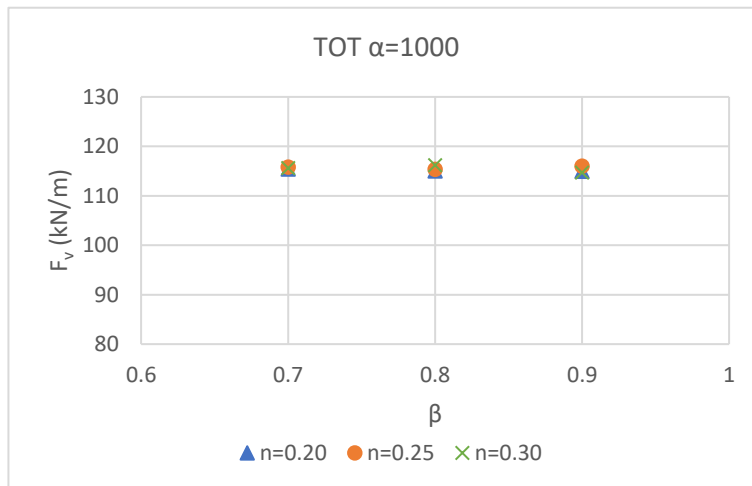


Figura 5.34 - F_v obtida para diferentes valores de n , β e $\alpha=1000$, TOT.

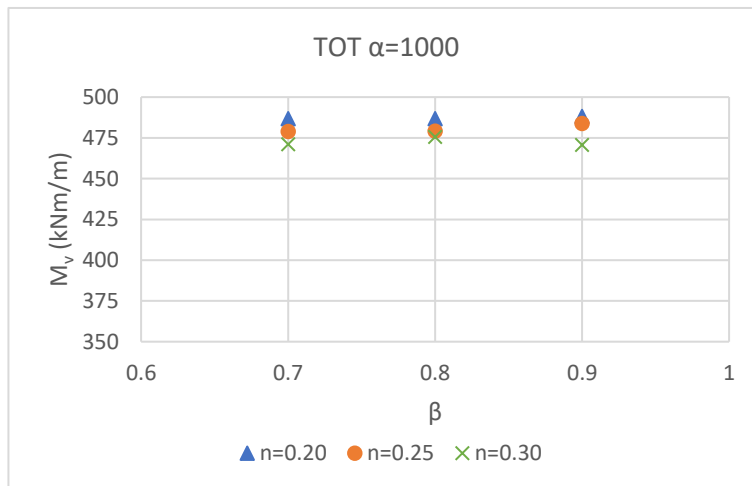


Figura 5.35 - M_v obtido para diferentes valores de n , β e $\alpha=1000$, TOT.

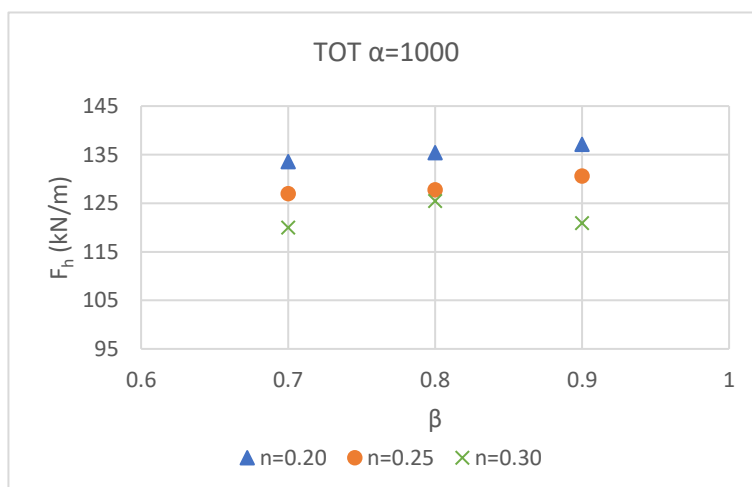


Figura 5.36 - F_h obtida para diferentes valores de n , β e $\alpha=1000$, TOT.

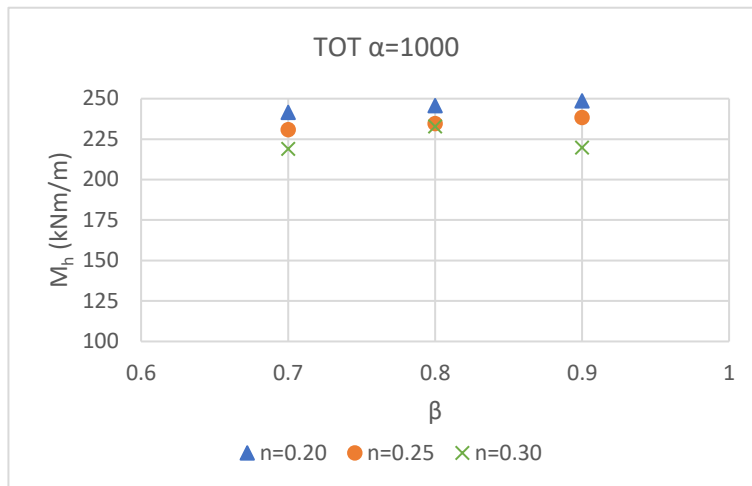


Figura 5.37 - M_h obtido para diferentes valores de n , β e $\alpha=1000$, TOT.

Os resultados do cálculo das forças e momentos para os diferentes valores da porosidade e do parâmetro α e com β com valores iguais às condições base estão apresentados na Tabela 5.20 e Figura 5.38 à Figura 5.41.

Tabela 5.20 - F_v , M_v , F_h e M_h com a variação do parâmetro α , e com $n=0.35$ e $\beta=1.1$, TOT.

n (-)	α (-)	β (-)	D_{50} (m)	F_v (kN/m)	M_v (kNm/m)	F_h (kN/m)	M_h (kNm/m)
0.25	200	0.8	0.3	115.22	478.68	127.69	231.74
0.25	500	0.8	0.3	116.31	483.56	130.54	238.66
0.25	1000	0.8	0.3	115.34	479.05	127.75	234.70

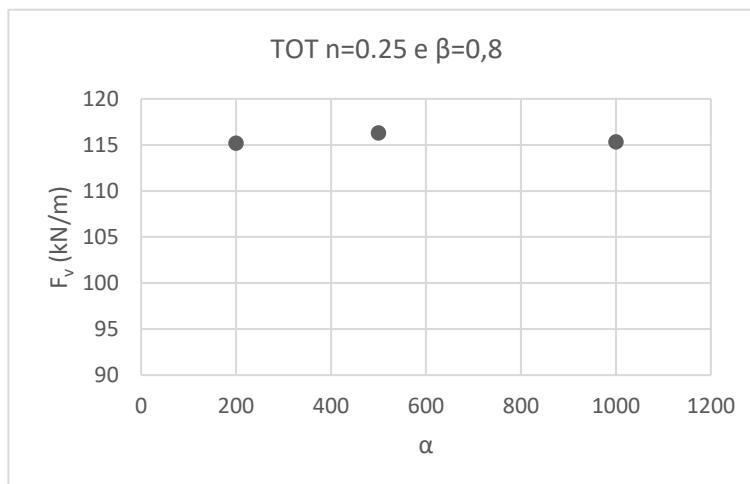


Figura 5.38 - F_v obtida para diferentes valores de α , e para $n=0.25$ e $\beta=0.8$, TOT.

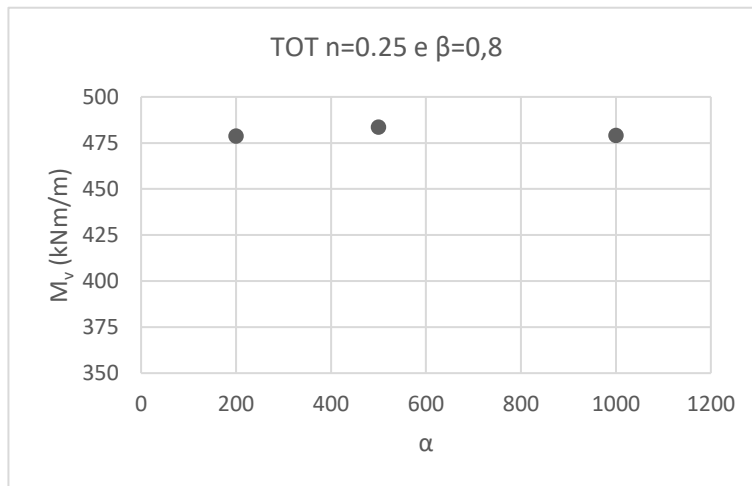


Figura 5.39 - M_v obtido para diferentes valores de α , e para $n=0.25$ e $\beta=0.8$, TOT.

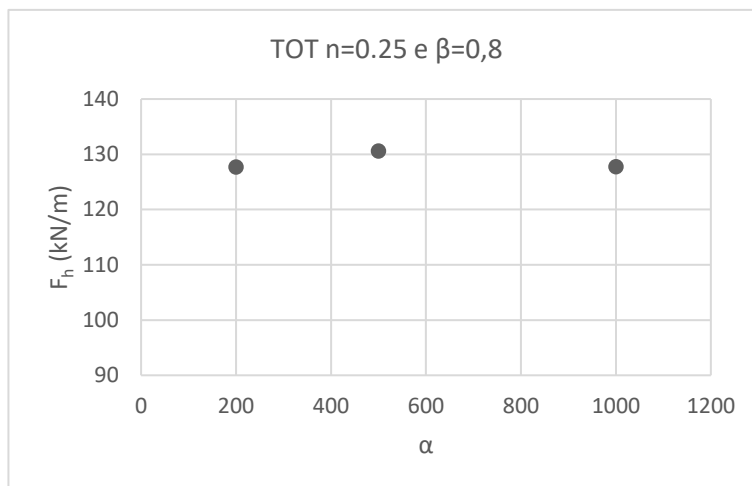


Figura 5.40 - F_h obtida para diferentes valores de α , e para $n=0.25$ e $\beta=0.8$, TOT.

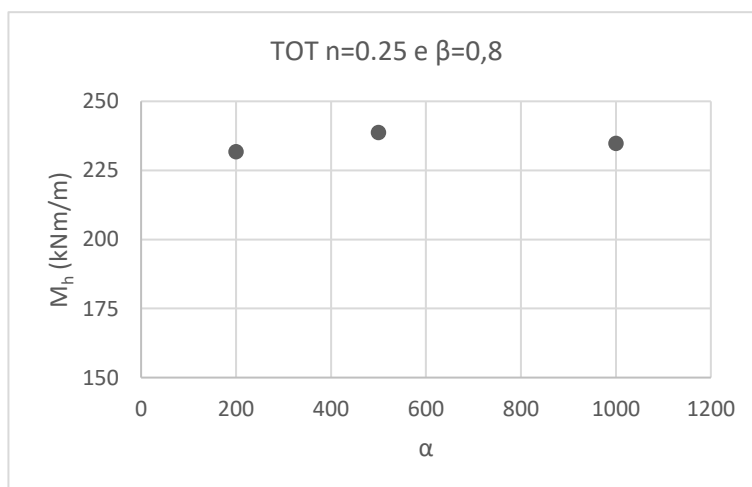


Figura 5.41 - M_h obtido para diferentes valores de α , e para $n=0.25$ e $\beta=0.8$, TOT.

Fazendo uma análise igual à que se fez para os mantos principal e secundário, a variação do valor da força vertical devido à variação da porosidade é de 0.2%, devido à variação do parâmetro α é de 1.4% e devido à variação do parâmetro β de 0.5%. A variação do valor do momento vertical devido à variação da porosidade é de 1.6%, 1.1% devido à variação do parâmetro α e 0.6% devido à variação do parâmetro β . Para o valor da força horizontal a sua variação devido à variação da porosidade é de 7.5%, devido à variação do parâmetro α é de 1.1% e devido à variação do parâmetro β de 2.1%. Por fim, no que diz respeito à variação do valor do momento horizontal, a sua variação devido à porosidade é de 6.8%, 2% devido à variação do parâmetro α e 2.7% devido à variação do parâmetro β .

Concluindo-se que, para o cálculo da força e momento horizontal, a variação do parâmetro que mais influencia o seu valor é a porosidade, sendo o parâmetro α o que menos influencia. Para o valor da força vertical a variação do parâmetro que tem mais influência é o parâmetro α e o que tem menos influência a porosidade. Por fim, a variação do parâmetro n é o que mais afeta o cálculo do valor do momento vertical e a variação do parâmetro β o que menos afeta.

5.5 Discussão de resultados

Da análise dos resultados obtidos no estudo de sensibilidade dos parâmetros do meio poroso, pode-se concluir que tanto para o caudal médio de galgamento como para o coeficiente de reflexão, a variação dos parâmetros do manto principal é a que mais influência tem nos valores obtidos, podendo fazer variar o valor de q em 30% e o valor de K_r em 5.7%. Para o caudal médio de galgamento a variação do parâmetro que influencia mais o seu valor é o parâmetro β , enquanto para o coeficiente de reflexão é a porosidade.

Em relação às forças e momentos na superestrutura, conclui-se que para as forças e momentos verticais a variação dos parâmetros do manto principal é a que tem mais influência nos valores obtidos, podendo a variação do parâmetro β fazer variar os seus valores em 3.3%. No entanto, para as forças e momentos horizontais, é a variação dos parâmetros do TOT que tem mais influência nos valores obtidos, sendo a variação da porosidade o parâmetro que mais os influencia, podendo fazer variar o valor de F_h em 7.5% e M_h em 6.8%.

De modo geral é possível verificar que a variação do parâmetro α é a que tem menos influência nos valores obtidos, para todos os mantos.

Na Tabela 5.21 é mostrado um resumo da influência da variação dos parâmetros nos valores de q , K_r , F_v , M_v , F_h e M_h por meio poroso.

Tabela 5.21 - Influência da variação dos parâmetros nos valores de q , K_r , F_v , M_v , F_h e M_h por meio poroso.

	Manto Principal				Manto Secundário				TOT			
		mais influência	menos influência		mais influência	menos influência			mais influência	menos influência		
q	β	30.0%	α	0.5%	n	5.0%	α	0.7%	n	10.0%	α	0.5%
K_r	n	5.7%	α	0.1%	n	1.0%	α	0.1%	n	1.2%	α	0.1%
F_v	β	3.3%	n	1.8%	n	1.9%	α	0.3%	α	1.4%	n	0.2%
M_v	β	3.3%	n	1.2%	n	1.6%	α	0.1%	n	1.6%	β	0.6%
F_h	β	5.3%	α	1.8%	α	2.5%	n	1.0%	n	7.5%	α	1.1%
M_h	β	4.7%	α	1.8%	α	3.6%	n	1.8%	n	6.8%	α	2.0%

O facto de a variação dos parâmetros do manto principal ter mais influência nos valores obtidos que a dos outros mantos e TOT deve-se principalmente à exposição à agitação marítima a que o manto principal se encontra sujeito, ocorrendo sobre ele a maior parte da perda de energia por parte da onda. A variação dos parâmetros do TOT também tem influência nos valores obtidos, principalmente nas forças e momentos horizontais.

Apesar da variação dos parâmetros dos meios porosos não terem grande influência nos valores obtidos para as forças na superestrutura, têm alguma influência, pelo que é necessária uma criteriosa escolha dos parâmetros a utilizar na modelação numérica do caso em estudo. Para tal seria necessário efetuar uma calibração com base em dados de ensaios em modelo físico e/ou em dados do protótipo, dados de que não se dispõe nesta dissertação.

ANÁLISE DAS FORÇAS NA SUPERESTRUTURA

6.1 Considerações gerais

Para o cálculo das forças na superestrutura do quebra-mar foi aplicado o modelo numérico IH-2VOF a várias condições de agitação regular para situação de preia-mar, como referido no subcapítulo 4.3.3. Os valores das forças obtidos foram comparados com os resultados das formulações apresentadas em 2.5, considerando a altura de onda máxima e o período de pico igual à altura de onda e período médio no pé da estrutura obtidos da aplicação do modelo IH2VOF.

6.2 IH2-VOF

Para o cálculo das forças na superestrutura do quebra-mar através do modelo numérico IH-2VOF foram considerados várias condições de agitação regular para situação de preia-mar, como referido no subcapítulo 4.3.3:

- $H = 4, 5, 6, 7$ e 8m ;
- $T = 12\text{s}$ e 14s

Os valores das forças horizontal, F_h , e vertical, F_v , e dos respetivos momentos, M_h e M_v , obtidos pelo modelo para cada uma das condições de agitação incidente modeladas são apresentados na Tabela 6.1 e Figura 6.1 à Figura 6.4.

Tabela 6.1 - Forças obtidas através do modelo IH-2VOF.

Condições de agitação		Forças na superestrutura			
T (s)	H (m)	F_v (kN/m)	F_h (kN/m)	M_v (kNm/m)	M_h (kNm/m)
12	4	75.70	72.71	311.16	117.60
	5	127.08	158.89	530.46	307.36
	6	147.91	165.49	602.41	314.89
	7	148.58	173.93	608.34	329.56
	8	112.66	126.23	469.11	230.55
14	4	94.52	97.77	385.61	169.50
	5	141.44	153.82	583.25	281.24
	6	138.61	152.96	567.66	281.55
	7	149.99	150.49	597.33	277.86
	8	151.40	183.29	614.68	365.10

Da análise dos resultados obtidos é possível verificar que a força horizontal é superior à força vertical e que o momento provocado pela força vertical é superior ao momento provocado pela força horizontal em todos os casos modelados. Verifica-se também que, na generalidade, os esforços e momentos aumentam com o aumento do período e da altura de onda, exceto para $T = 12s$ e $H = 8m$, onde as forças e momentos diminuíram relativamente ao caso com $H = 7m$. Isto ocorre por a altura de onda ser inferior no pé do talude já que as ondas rebentam, provocando dissipação de energia, antes da sua chegada à estrutura, diminuindo a energia das ondas que solicita a superestrutura. Devido ao facto de, neste caso, se verificar um decréscimo no valor das forças não foram realizadas simulações com altura de onda superior a 8m.

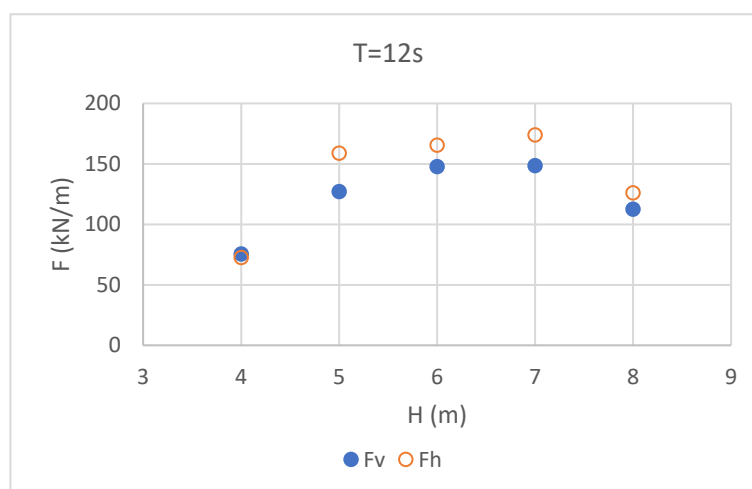


Figura 6.1 - F_v e F_h obtidas para $T=12s$ e variação de H .

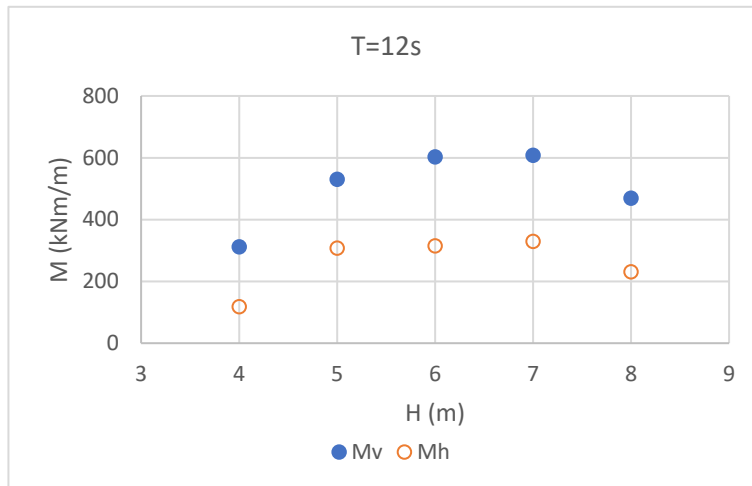


Figura 6.2 - M_v e M_h obtidos para $T=12s$ e variação de H .

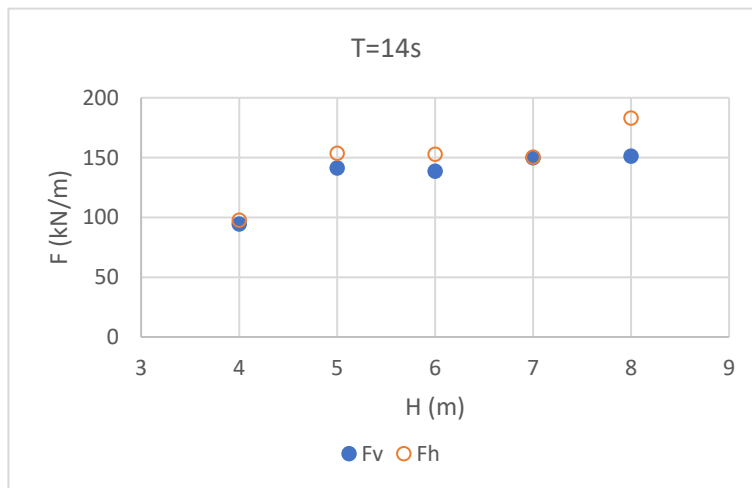


Figura 6.3 - F_v e F_h obtidas para $T=14s$ e variação de H .

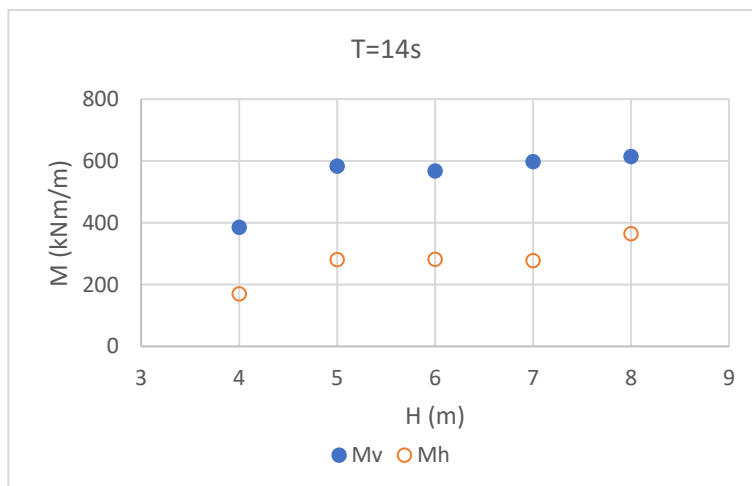


Figura 6.4 - M_v e M_h obtidos para $T=14s$ e variação de H .

Na Figura 6.5 é possível visualizar o aspeto da elevação da superfície livre para $T=12s$ e $H=8m$, o que não ocorre quando $T=12s$ e $H=4m$ onde se pode observar a rebentação das ondas diretamente na estrutura (Figura 6.6).

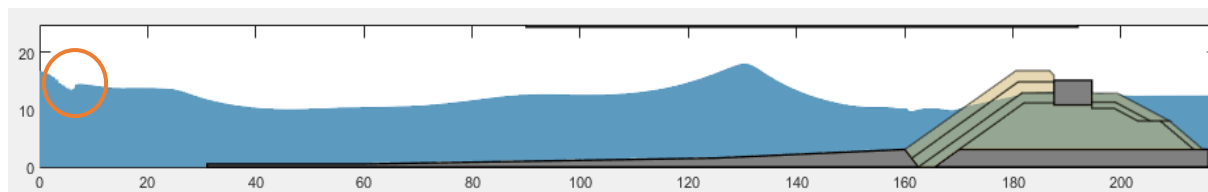


Figura 6.5 - Aspeto da elevação da superfície livre para $T=12s$ e $H=8m$, com rebentação antes da chegada à estrutura.

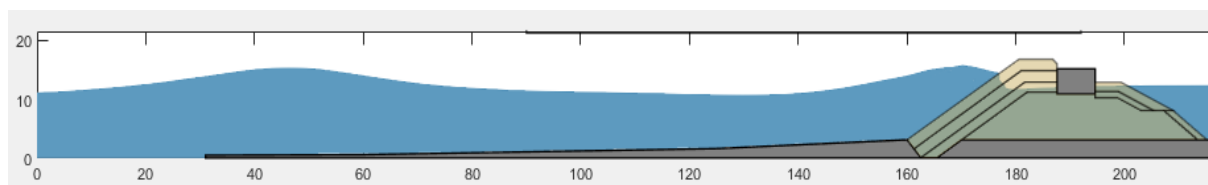


Figura 6.6 - Aspeto da elevação da superfície livre para $T=12s$ e $H=4m$, com a rebentação a ocorrer na estrutura.

Para completar a análise do comportamento das forças com a variação da altura de onda, fez-se uma análise da altura de onda no pé do talude, $H_{pé\ do\ talude}$, e do caudal médio de galgamento, q , para as condições de agitação anteriormente considerada. Na Tabela 6.2 são apresentados os valores de $T_{pé\ do\ talude}$, $H_{pé\ do\ talude}$ e de q para as diferentes condições de agitação.

Tabela 6.2 - Valores de $T_{pé\ do\ talude}$, $H_{pé\ do\ talude}$ e de q para as diferentes condições de agitação.

Condições de agitação		$T_{pé\ do\ talude}$ (s)	$H_{pé\ do\ talude}$ (m)	q (m ³ /s/m)
T (s)	H (m)			
12	4	12.58	4.69	0.07
	5	12.05	6.25	0.42
	6	12.09	7.70	1.28
	7	12.16	9.48	1.96
	8	15.07	6.44	0.13
14	4	12.60	5.60	0.16
	5	12.11	7.80	1.07
	6	12.10	7.32	0.99
	7	13.84	8.60	1.36
	8	14.66	8.49	1.26

Como anteriormente referido, como as variações das forças e dos momentos com a altura de onda são semelhantes, apenas se analisa aqui a relação de $H_{\text{pé do talude}}$ e de q para as forças horizontal e vertical na superestrutura.

Na Figura 6.7 e Figura 6.8 é possível ver os valores das forças e da altura de onda no pé do talude para os períodos de 12s e 14s, respetivamente e para os diferentes valores de H .

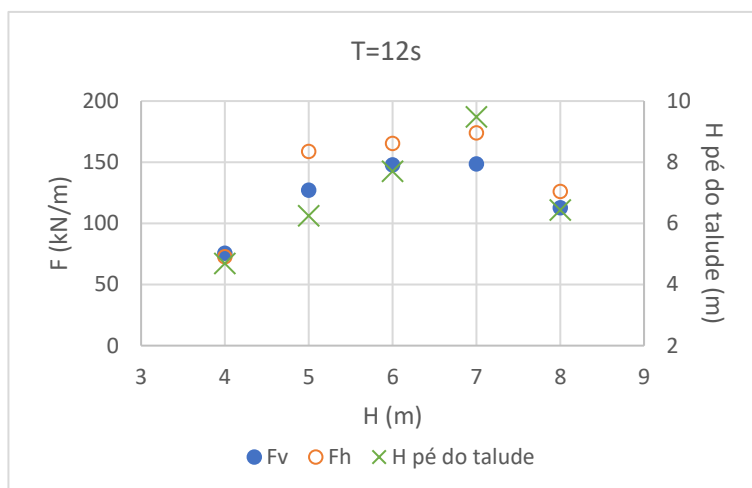


Figura 6.7 - F_v e F_h e $H_{\text{pé do talude}}$ obtidos para $T=12s$ e variação de H .

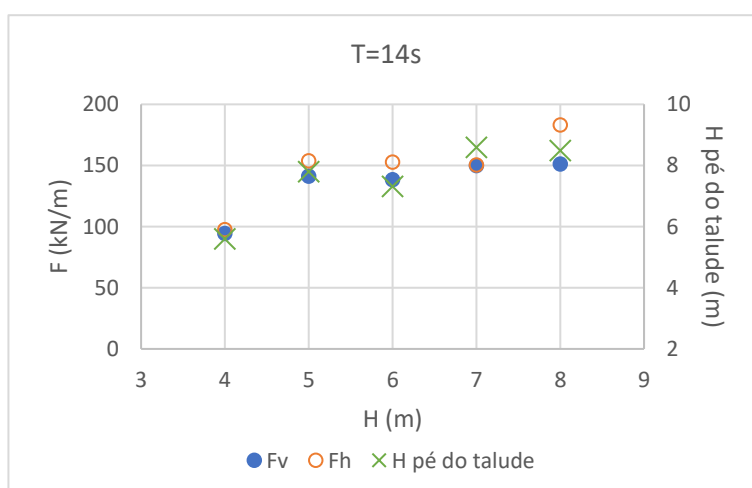


Figura 6.8 - F_v e F_h e $H_{\text{pé do talude}}$ obtidos para $T=14s$ e variação de H .

Analisando os resultados é possível concluir-se que a altura de onda no pé do talude está diretamente relacionada com as forças na superestrutura, pelo que quanto maior for este valor maior serão as forças na superestrutura.

A Figura 6.9 e Figura 6.10 mostram os valores das forças e o caudal médio de galgamento para as diferentes condições de agitação.

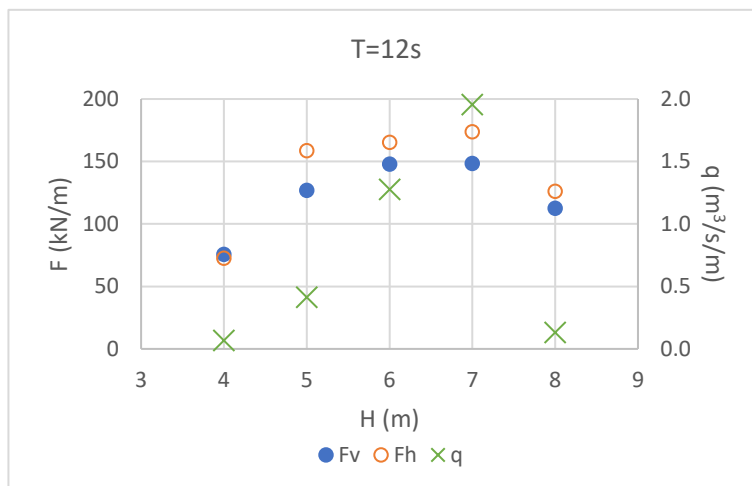


Figura 6.9 - F_v e F_h e q obtidos para $T=12s$ e variação de H .

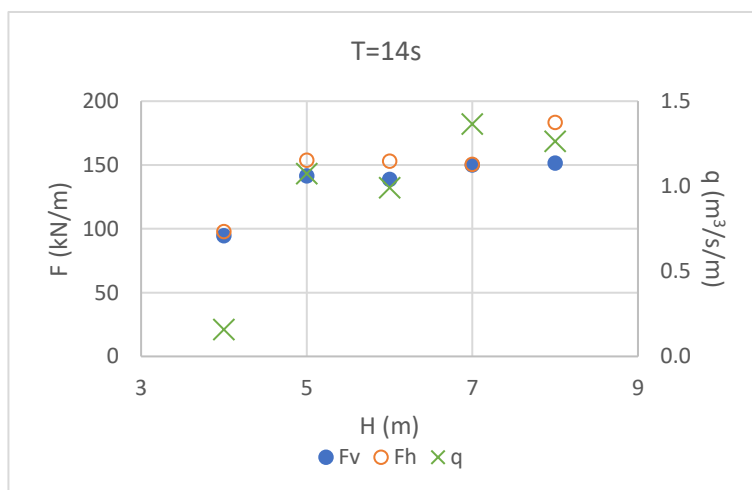


Figura 6.10 - F_v e F_h e q obtidos para $T=14s$ e variação de H .

Fazendo uma análise semelhante à que se fez para a altura de onda no pé do talude, mas agora em relação ao caudal médio galgado, pode-se concluir que quanto maior for o período e a altura de onda maior será o galgamento. No entanto, este aumento não está diretamente relacionado com o aumento dos esforços atuantes na superestrutura, porque quanto maior for o galgamento, maior será a transmissão da energia incidente que passa sobre a superestrutura, não induzindo diretamente esforços à superestrutura.

De modo a comparar as forças e momentos obtidos com o modelo IH-2VOF com as calculadas com recurso às formulações, é necessário ter em consideração que os esforços obtidos pelo modelo podem variar devido à variação dos parâmetros das camadas porosas, como ficou provado através do estudo de sensibilidade realizado no capítulo 5. Sabendo que a porosidade é um valor que se consegue estimar sabendo as características e o estado atual do manto e o diâmetro característico do manto pode ser calculado com base no peso do material do manto, os parâmetros α e β são os parâmetros que necessitam ser calibrados para cada caso, pois, à partida, não sabemos o seu valor. Na Tabela 6.3 é representada a variação máxima dos valores das forças e momentos na superestrutura com a variação dos parâmetros α e β nas diferentes camadas porosas obtidos no capítulo 5. Na Figura 6.11 à Figura 6.13 são apresentados os esforços na superestrutura para $T=12s$ obtidos através da aplicação do modelo IH-2VOF para os valores de base utilizados para os parâmetros α e β (ver 5.3), assim como os valores máximo e mínimo obtidos na simulação com diferentes valores desses parâmetros em cada um dos mantos do quebra-mar (ver 5.4). Como se pode observar, a diferença de valores é pequena, como se tinha já referido anteriormente.

Tabela 6.3 - Variação máxima dos valores das forças e momentos na superestrutura devido à variação dos parâmetros α e β nas diferentes camadas porosas.

	Manto Principal	Manto Secundário	TOT	Total
F_v	3.3%	1.4%	1.4%	6.1%
F_h	5.3%	2.5%	2.1%	9.9%
M_v	3.3%	1.4%	1.6%	6.3%
M_h	4.7%	3.6%	2.7%	11.0%

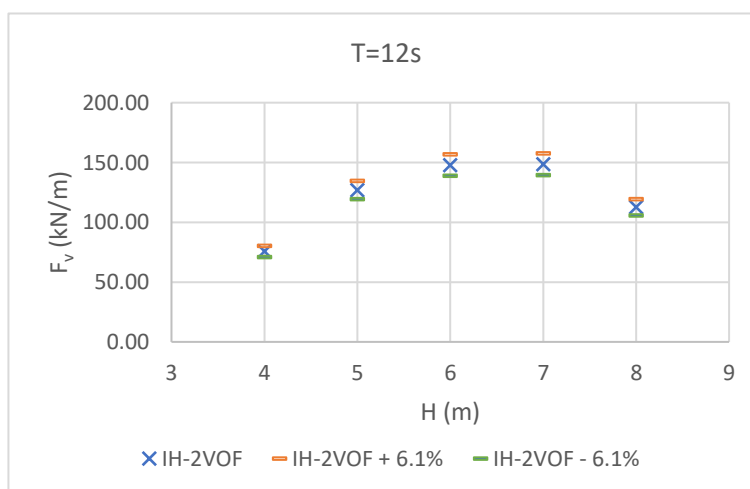


Figura 6.11 - F_v obtida para $T=12s$ e a sua variação máxima devido à variação dos parâmetros α e β nas diferentes camadas porosas.

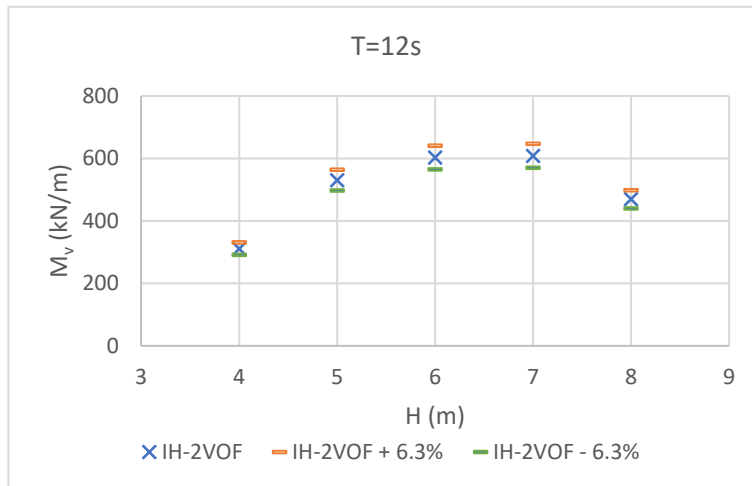


Figura 6.12 - F_v obtida para $T=12s$ e a sua variação máxima devido à variação dos parâmetros α e θ nas diferentes camadas porosas.

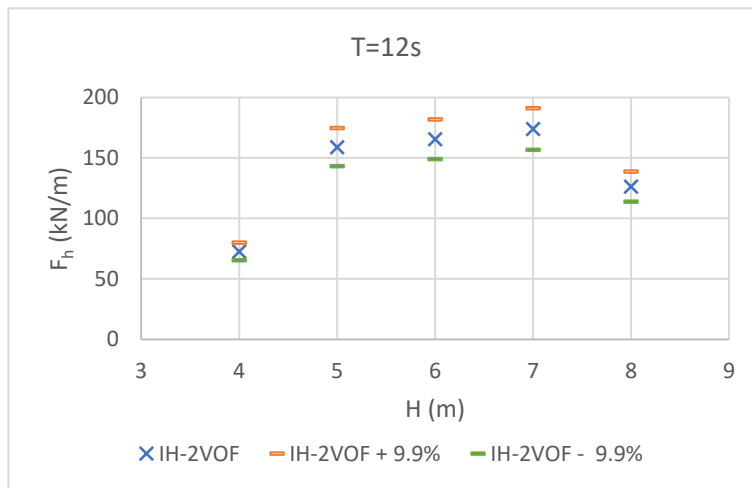


Figura 6.13 - M_v obtido para $T=12s$ e a sua variação máxima devido à variação dos parâmetros α e θ nas diferentes camadas porosas.

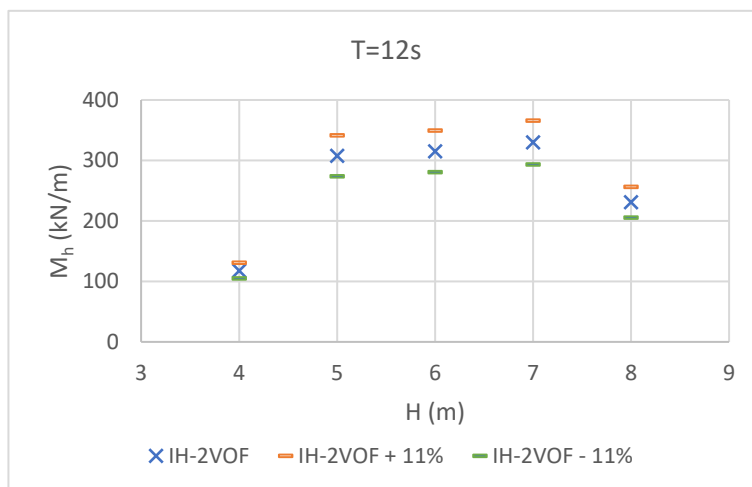


Figura 6.14 - M_h obtido para $T=12s$ e a sua variação máxima devido à variação dos parâmetros α e θ nas diferentes camadas porosas.

Na Figura 6.15 e Figura 6.16 é ilustrado os diagramas de forças horizontal e vertical máximas na superestrutura para os casos com $T=12s$ e $H=5m$ e com $T=14s$ e $H=5m$.

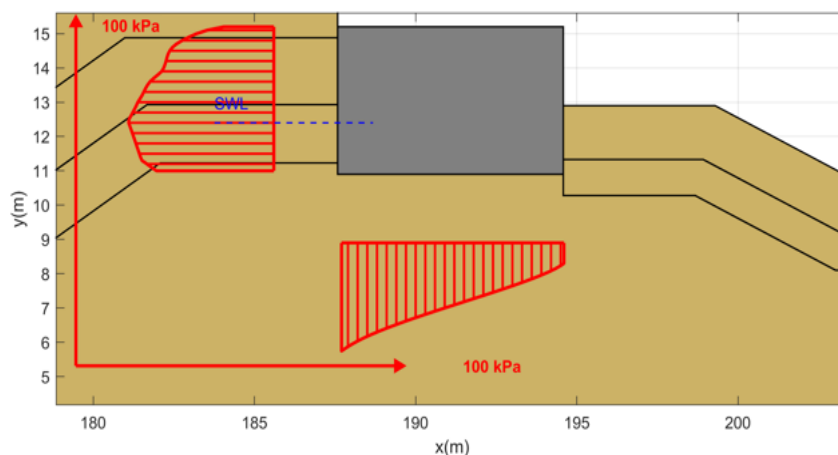


Figura 6.15 - Diagramas de forças horizontal e vertical máximas na superestrutura para $T=12s$ e $H=5m$.

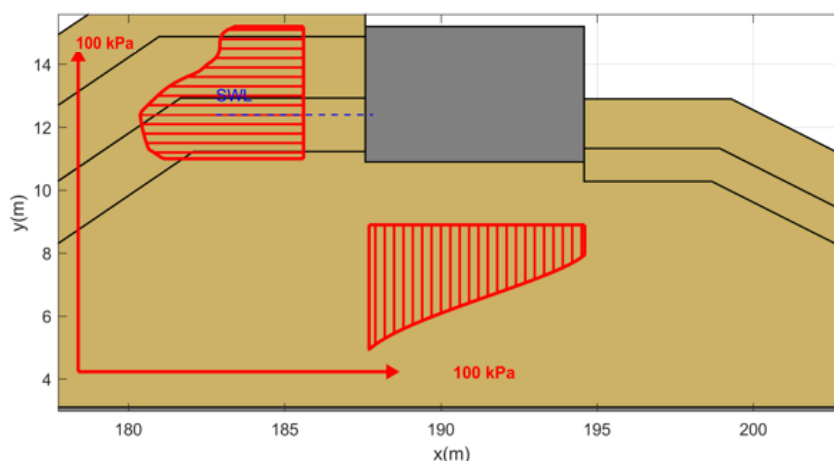


Figura 6.16 - Diagramas de forças horizontal e vertical máximas na superestrutura para $T=14s$ e $H=5m$.

6.3 Formulações

No cálculo das forças na superestrutura do quebra-mar foram utilizadas as sequências de cálculos que constituem as formulações e cálculos gerais associados implementados com recurso do software *Matlab*TM e desenvolvidos por Pereira (2020). Para a aplicação das formulações considerou-se inicialmente as condições de agitação incidentes obtidas através do modelo IH-2VOF no pé do talude representadas na Tabela 6.2.

Os valores dos esforços obtidos para cada formulação e para as diferentes condições de agitação e estão representados nas Tabela 6.4 à Tabela 6.8.

Tabela 6.4 - Esforços calculados através da formulação de Jensen (1984) e Bradbury *et al.* (1988).

Condições de agitação				Jensen (1984) e Bradbury <i>et al.</i> (1988)			
T (s)	H (m)	$T_{pê\ do\ talude}$ (s)	$H_{pê\ do\ talude}$ (m)	F_v (kN/m)	F_h (kN/m)	M_v (kNm/m)	M_h (kNm/m)
12	4	12.58	4.69	14.04	17.21	65.53	36.92
	5	12.05	6.25	49.28	60.40	229.97	129.57
	6	12.09	7.70	78.21	95.86	364.96	205.62
	7	12.16	9.48	69.08	84.67	322.38	181.62
	8	15.07	6.44	16.13	19.77	75.25	42.40
14	4	12.60	5.60	33.91	41.57	158.26	89.16
	5	12.11	7.80	72.86	89.30	340.00	191.56
	6	12.10	7.32	78.64	96.39	366.99	206.76
	7	13.84	8.60	106.98	131.13	499.25	281.27
	8	14.66	8.49	107.75	132.07	502.82	283.28

Tabela 6.5 - Esforços calculados através da formulação de Günbak e Gökce (1984).

Condições de agitação				Günbak e Gökce (1984)			
T (s)	H (m)	$T_{pê\ do\ talude}$ (s)	$H_{pê\ do\ talude}$ (m)	F_v (kN/m)	F_h (kN/m)	M_v (kNm/m)	M_h (kNm/m)
12	4	12.58	4.69	209.42	178.03	977.30	353.12
	5	12.05	6.25	242.44	208.52	1131.41	383.88
	6	12.09	7.70	270.32	246.09	1261.47	466.93
	7	12.16	9.48	270.32	246.09	1261.47	466.93
	8	15.07	6.44	215.14	171.71	1004.00	302.53
14	4	12.60	5.60	221.86	180.76	1035.34	322.54
	5	12.11	7.80	257.18	228.38	1200.17	427.79
	6	12.10	7.32	256.31	227.22	1196.13	425.21
	7	13.84	8.60	270.32	246.09	1261.47	466.93
	8	14.66	8.49	270.32	246.09	1261.47	466.93

Tabela 6.6 - Esforços calculados através da formulação de Martín *et al.* (1999).

Condições de agitação				Martín <i>et al.</i> (1999)			
T (s)	H (m)	$T_{pé\ do\ talude}$ (s)	$H_{pé\ do\ talude}$ (m)	F_v (kN/m)	F_h (kN/m)	M_v (kNm/m)	M_h (kNm/m)
12	4	12.58	4.69	121.99	66.19	483.70	119.84
	5	12.05	6.25	130.54	85.56	527.05	161.15
	6	12.09	7.70	154.06	115.86	633.06	228.59
	7	12.16	9.48	147.29	111.08	607.35	218.66
	8	15.07	6.44	102.48	58.74	409.91	109.97
14	4	12.60	5.60	137.50	75.02	541.21	131.79
	5	12.11	7.80	151.01	106.80	613.29	207.44
	6	12.10	7.32	157.70	110.65	638.66	214.80
	7	13.84	8.60	177.25	131.68	722.48	260.57
	8	14.66	8.49	177.79	132.09	724.69	261.39

Tabela 6.7 - Esforços calculados através da formulação de Berenguer e Baonza (2006).

Condições de agitação				Berenguer e Baonza (2006)			
T (s)	H (m)	$T_{pé\ do\ talude}$ (s)	$H_{pé\ do\ talude}$ (m)	F_v (kN/m)	F_h (kN/m)	M_v (kNm/m)	M_h (kNm/m)
12	4	12.58	4.69	86.36	125.32	429.97	256.19
	5	12.05	6.25	125.84	297.74	628.50	830.81
	6	12.09	7.70	96.22	335.53	480.34	887.11
	7	12.16	9.48	87.06	294.81	445.37	753.84
	8	15.07	6.44	93.87	163.89	490.35	453.54
14	4	12.60	5.60	103.58	211.02	492.84	478.25
	5	12.11	7.80	145.17	385.20	707.28	1089.59
	6	12.10	7.32	156.62	420.43	747.18	1216.83
	7	13.84	8.60	123.07	462.00	572.04	1327.13
	8	14.66	8.49	123.75	465.33	574.15	1339.19

Tabela 6.8 - Esforços calculados através da formulação de NØrgaard *et al.* (2013).

Condições de agitação				NØrgaard <i>et al.</i> (2013)			
T (s)	H (m)	$T_{p\acute{e} \text{ do talude}}$ (s)	$H_{p\acute{e} \text{ do talude}}$ (m)	F_v (kN/m)	F_h (kN/m)	M_v (kNm/m)	M_h (kNm/m)
12	4	12.58	4.69	86.36	217.48	1438.09	443.17
	5	12.05	6.25	125.84	296.72	1963.73	604.65
	6	12.09	7.70	96.22	356.82	2369.37	727.12
	7	12.16	9.48	87.06	320.60	2265.10	653.31
	8	15.07	6.44	93.87	186.98	1392.86	381.02
14	4	12.60	5.60	103.58	299.31	1784.70	609.92
	5	12.11	7.80	145.17	365.02	2279.06	743.81
	6	12.10	7.32	156.62	392.43	2341.69	799.67
	7	13.84	8.60	123.07	466.60	2649.07	950.82
	8	14.66	8.49	123.75	469.45	2655.72	956.61

De forma a comparar os resultados obtidos fez-se a comparação das forças e momentos máximos para cada formulação, Figura 6.17 à Figura 6.20.

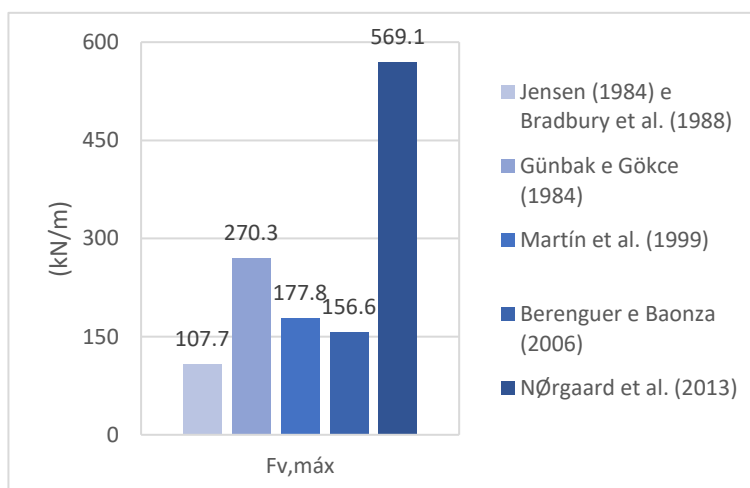


Figura 6.17 - $F_{v,m\acute{a}x}$ obtida para as diferentes formulações.

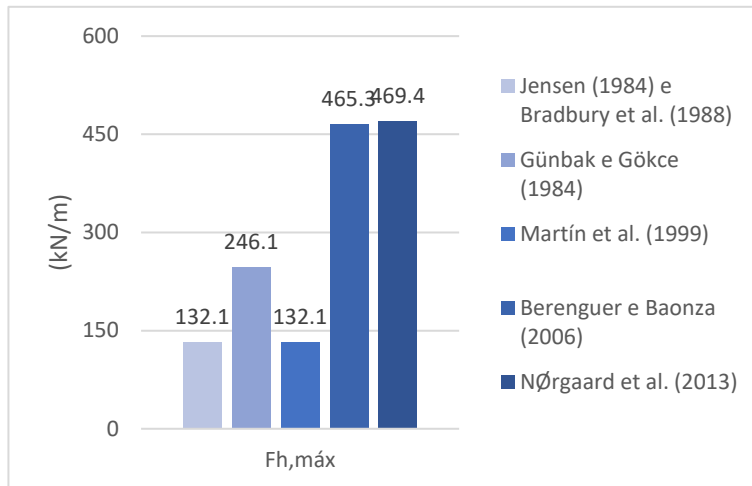


Figura 6.18 - $F_{h,max}$ obtida para as diferentes formulações.

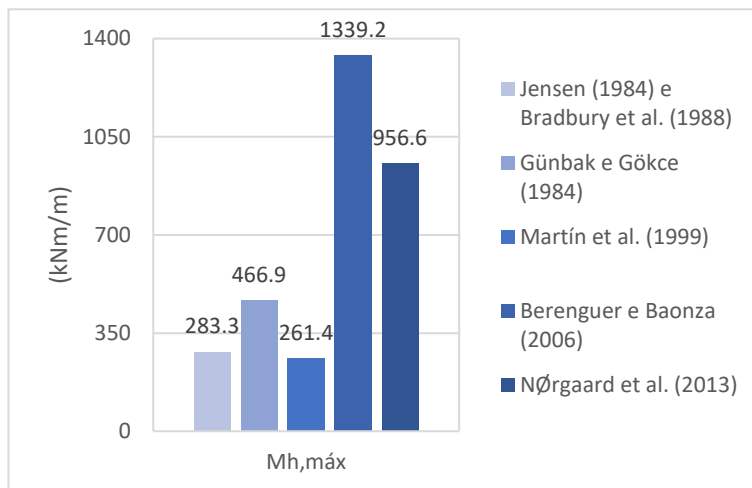


Figura 6.19 - $M_{h,max}$ obtido para as diferentes formulações.

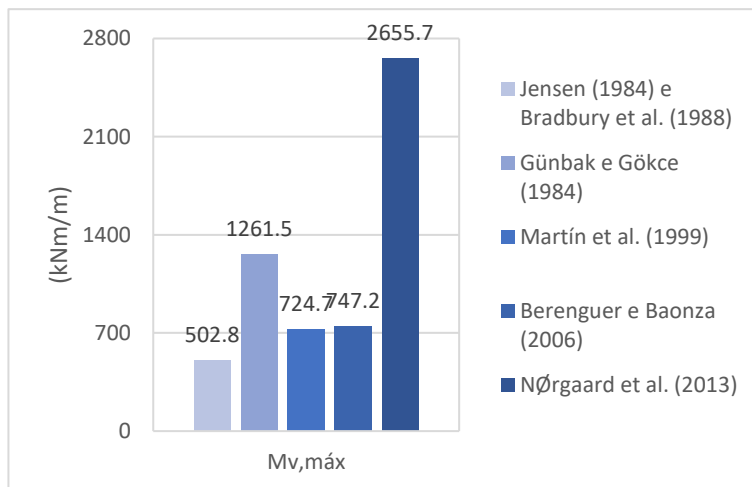


Figura 6.20 - $M_{h,max}$ obtido para as diferentes formulações.

Da análise da Figura 6.17 à Figura 6.20 verifica-se que a formulação de NØrgaard *et al.* (2013) é a que apresenta maiores valores máximos para as forças e momentos, com exceção do momento horizontal, onde é a formulação de Berenguer e Baonza (2006) que apresenta maiores resultados. É possível também verificar-se que a formulação que dá menores valores máximos para as forças e momentos é a de Jensen (1984) e Bradbury *et al.* (1988), exceto para o momento máximo horizontal, onde é a formulação de Martín *et al.* (1999).

A validade das formulações é representada na Tabela 6.9, tendo sido verificada com recurso a rotinas de cálculo desenvolvidas no software *Matlab™*, como foi referido anteriormente. Neste contexto, a fórmula é válida quando é aplicada dentro da gama de valores dos parâmetros para o qual ela foi desenvolvida.

Tabela 6.9 - Validade das formulações.

Condições de agitação		Fórmulas			
		Jensen (1984) e Bradbury <i>et al.</i> (1988)	Martín <i>et al.</i> (1999)	Berenguer e Baonza (2006)	NØrgaard <i>et al.</i> (2013)
T (s)	H (m)				
12	4	x	x	✓	x
	5	x	x	✓	x
	6	x	x	✓	x
	7	x	x	✓	x
	8	x	x	✓	x
14	4	x	x	✓	x
	5	x	x	✓	x
	6	x	x	✓	x
	7	x	x	✓	x
	8	x	x	✓	x

Como se pode verificar, apenas a formulação de Berenguer e Baonza (2006) é válida para as condições de agitação do caso de estudo.

6.4 Comparação de resultados

Sabendo o valor das forças na superestrutura calculadas pelas diferentes formulações e obtidas através do modelo IH-2VOF e sua possível variação devido aos parâmetros das camadas porosas, é possível fazer-se uma comparação entre os resultados das duas ferramentas

usadas nesta dissertação para o cálculo das forças na superestrutura do quebra-mar de talude em estudo.

Da Tabela 6.10 à Tabela 6.19 são apresentadas as diferenças máximas e mínimas, em percentagem, dos valores das forças na superestrutura calculadas por cada formulação em relação aos obtidos com o modelo IH-2VOF, para as diferentes condições de agitação. Estas diferenças são devido à variação dos parâmetros α e β considerados nos diferentes mantos do quebra-mar. A sombreado vermelho estão representadas as maiores diferenças das forças obtidas entre formulações e resultados do modelo numérico e a sombreado verde as menores diferenças.

Analisando os resultados apresentados, verifica-se que, em relação às forças verticais na superestrutura, para os casos com condições de agitação de $T = 12s$ e $H = 6, 7$ e 8 m e de $T = 14s$ e $H = 7$ e 8 m a formulação que melhor se aproxima dos valores das forças verticais obtidas com o modelo IH-2VOF é a formulação de Martín *et al.* (1999), com diferenças a variar de -14% a 26%, para os restantes casos, isto é, $T = 12s$ e $H = 4$ e 5 m e $T = 14s$ e $H = 4, 5$ e 6 m, é a formulação de Berenguer e Baonza (2006), que se aproximam mais dos resultados do modelo, com diferenças a variar entre -7% e 21%.

Tabela 6.10 - Diferenças máximas e mínimas, em %, dos valores de F_v e F_h obtidos pela formulação de Jensen (1984) e Bradbury *et al.* (1988) em relação aos obtidos pelo modelo IH-2VOF.

Condições de agitação		Jensen (1984) e Bradbury <i>et al.</i> (1988)			
		F_v		F_h	
T (s)	H (m)	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.
12	4	-80%	-83%	-74%	-78%
	5	-59%	-63%	-58%	-65%
	6	-44%	-50%	-36%	-47%
	7	-50%	-56%	-46%	-51%
	8	-85%	-87%	-83%	-86%
14	4	-62%	-66%	-53%	-91%
	5	-45%	-51%	-36%	-47%
	6	-40%	-47%	-30%	-43%
	7	-24%	-33%	-3%	-21%
	8	-24%	-33%	-20%	-34%

Tabela 6.11 - Diferenças máximas e mínimas, em %, dos valores de M_v e M_h obtidos pela formulação de Jensen (1984) e Bradbury *et al.* (1988) em relação aos obtidos pelo modelo IH-2VOF.

Condições de agitação		Jensen (1984) e Bradbury <i>et al.</i> (1988)			
		M_v		M_h	
T (s)	H (m)	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.
12	4	-78%	-80%	-65%	-72%
	5	-54%	-59%	-53%	-62%
	6	-35%	-43%	-27%	-41%
	7	-43%	-50%	-38%	-50%
	8	-83%	-85%	-79%	-83%
14	4	-56%	-61%	-41%	-53%
	5	-38%	-45%	-23%	-39%
	6	-31%	-39%	-127%	-34%
	7	-11%	-21%	1%	14%
	8	-13%	-23%	-13%	-30%

Tabela 6.12 - Diferenças máximas e mínimas, em %, dos valores de F_v e F_h obtidos pela formulação de Günbak e Gökce (1984) em relação aos obtidos pelo modelo IH-2VOF.

Condições de agitação		Günbak e Gökce (1984)			
		F_v		F_h	
T (s)	H (m)	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.
12	4	161%	195%	123%	172%
	5	80%	103%	19%	46%
	6	72%	95%	35%	65%
	7	71%	94%	29%	57%
	8	80%	103%	24%	51%
14	4	121%	150%	68%	105%
	5	71%	94%	35%	65%
	6	71%	97%	35%	65%
	7	70%	92%	49%	81%
	8	68%	90%	22%	49%

Tabela 6.13 - Diferenças máximas e mínimas, em %, dos valores de M_v e M_h obtidos formulação de Günbak e Gökce (1984) em relação aos obtidos pelo modelo IH-2VOF.

Condições de agitação		Günbak e Gökce (1984)			
		M_v		M_h	
T (s)	H (m)	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.
12	4	195%	235%	171%	237%
	5	101%	128%	13%	40%
	6	97%	123%	34%	67%
	7	95%	121%	28%	59%
	8	101%	128%	18%	47%
14	4	153%	187%	71%	114%
	5	94%	120%	37%	71%
	6	98%	125%	36%	70%
	7	99%	125%	51%	89%
	8	93%	119%	15%	44%

Tabela 6.14 - Diferenças máximas e mínimas, em %, dos valores de F_v e F_h obtidos pela formulação de Martín *et al.* (1999) em relação aos obtidos pelo modelo IH-2VOF.

Condições de agitação		Martín <i>et al.</i> (1999)			
		F_v		F_h	
T (s)	H (m)	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.
12	4	52%	72%	1%	-9%
	5	-40%	-51%	-40%	-51%
	6	-2%	11%	-22%	-36%
	7	-1%	-7%	-29%	-42%
	8	-3%	-14%	-48%	-58%
14	4	37%	45%	-15%	-30%
	5	1%	14%	-23%	-37%
	6	7%	21%	-20%	-34%
	7	11%	26%	-3%	-20%
	8	11%	25%	-20%	-34%

Tabela 6.15 - Diferenças máximas e mínimas, em %, dos valores de M_v e M_h obtidos pela formulação de Martín *et al.* (1999) em relação aos obtidos pelo modelo IH-2VOF.

Condições de agitação		Martín <i>et al.</i> (1999)			
		M_v		M_h	
T (s)	H (m)	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.
12	4	46%	66%	2%	14%
	5	-1%	-7%	-41%	-53%
	6	-1%	12%	-18%	-35%
	7	0%	7%	-25%	-40%
	8	-7%	-18%	-46%	-57%
14	4	32%	50%	-13%	-30%
	5	-1%	12%	-17%	-34%
	6	6%	20%	-14%	-31%
	7	14%	29%	5%	-16%
	8	11%	26%	-20%	-35%

Tabela 6.16 - Diferenças máximas e mínimas, em %, dos valores de F_v e F_h obtidos pela formulação de Berenguer e Baonza (2006) em relação aos obtidos pelo modelo IH-2VOF.

Condições de agitação		Berenguer e Baonza (2006)			
		F_v		F_h	
T (s)	H (m)	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.
12	4	8%	21%	57%	91%
	5	-1%	-7%	71%	108%
	6	-31%	-39%	84%	125%
	7	-38%	-45%	54%	88%
	8	-11%	-21%	-6%	18%
14	4	3%	17%	67%	140%
	5	3%	9%	128%	294%
	6	6%	13%	150%	205%
	7	-13%	-23%	179%	200%
	8	-13%	-23%	131%	203%

Tabela 6.17 - Diferenças máximas e mínimas, em %, dos valores de F_v e F_h obtidos pela formulação de Berenguer e Baonza (2006) em relação aos obtidos pelo modelo IH-2VOF.

Condições de agitação		Berenguer e Baonza (2006)			
		M_v		M_h	
T (s)	H (m)	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.
12	4	30%	47%	96%	145%
	5	11%	26%	144%	204%
	6	-15%	-25%	154%	217%
	7	-22%	-31%	106%	157%
	8	-2%	12%	77%	121%
14	4	20%	36%	154%	217%
	5	14%	29%	249%	335%
	6	24%	40%	289%	386%
	7	2%	-10%	330%	437%
	8	0%	-12%	230%	312%

Tabela 6.18 - Diferenças máximas e mínimas, em %, dos valores de F_v e F_h obtidos pela formulação de NØrgaard *et al.* (2013) em relação aos obtidos pelo modelo IH-2VOF.

Condições de agitação		NØrgaard <i>et al.</i> (2013)			
		F_v		F_h	
T (s)	H (m)	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.
12	4	284%	334%	172%	232%
	5	212%	253%	70%	107%
	6	208%	243%	96%	139%
	7	208%	248%	68%	105%
	8	150%	182%	35%	64%
14	4	281%	331%	179%	240%
	5	225%	268%	116%	163%
	6	225%	286%	133%	185%
	7	257%	303%	182%	244%
	8	254%	300%	133%	184%

Tabela 6.19 - Diferenças máximas e mínimas, em %, dos valores de M_v e M_h obtidos pela formulação de NØrgaard *et al.* (2013) em relação aos obtidos pelo modelo IH-2VOF.

Condições de agitação		NØrgaard <i>et al.</i> (2013)			
		M_v		M_h	
T (s)	H (m)	Mín.	Máx.	Mín.	Máx.
12	4	335%	393%	240%	323%
	5	248%	295%	77%	121%
	6	270%	320%	108%	159%
	7	250%	297%	79%	123%
	8	179%	217%	49%	86%
14	4	335%	394%	224%	304%
	5	268%	317%	138%	197%
	6	288%	340%	156%	219%
	7	317%	373%	208%	289%
	8	306%	361%	136%	194%

Em relação às forças horizontais na superestrutura é a formulação de Martín *et al.* (1999) que melhor se aproxima dos valores das forças horizontais obtidas com o modelo para os casos com condições de agitação de $T = 12$ s e $H = 4, 6$ e 7 m e de $T = 14$ s e $H = 4, 5, 6, 7$ e 8 m, com diferenças a variar entre -42% e 1%. Para o caso com condições de agitação de $T = 12$ s e $H = 5$ m é a formulação Günbak e Gökce (1984), com diferenças a variar entre 19% e 46% e para o caso com condições de agitação de $T = 12$ s e $H = 8$ m é a formulação Berenguer e Baonza (2006), com diferenças a variar entre -6% e 18%.

No que diz respeito ao momento vertical na superestrutura para os casos com condições de agitação de $T = 12$ s e $H = 5, 6$ e 7 m e de $T = 14$ s e $H = 5$ e 6 m a formulação que melhor se aproxima dos valores das forças verticais obtidas com o modelo IH-2VOF é a formulação de Martín *et al.* (1999), com diferenças a variar de -7% a 20%. Para os restantes casos, isto é, $T = 12$ s e $H = 4$ e 8 m e $T = 14$ s e $H = 4, 7$ e 8 m, é a formulação de Berenguer e Baonza (2006), que se aproximam mais dos resultados do modelo, com diferenças a variar entre -12% e 47%.

Por fim, em relação ao momento horizontal na superestrutura para os casos com condições de agitação de $T = 12$ s e $H = 4, 6$ e 7 m e de $T = 14$ s e $H = 4, 5$ e 6 m é a formulação de Martín *et al.* (1999) que melhor se aproxima dos valores das forças horizontais obtidas com o modelo, com diferenças a variar entre -40% e 14%, para os casos com condições de agitação

de $T = 12s$ e $H = 5$ e 8 m é a formulação Günbak e Gökce (1984), com diferenças a variar entre 13% e 47% e para os casos com condições de agitação de $T = 14s$ e $H = 7$ e 8 m é a formulação Jensen (1984) e Bradbury *et al.* (1988), com diferenças a variar entre -30% e 14%.

Da Figura 6.21 à Figura 6.28 são apresentados os esforços obtidos através do modelo numérico e das formulações para todas condições de agitação em estudo.

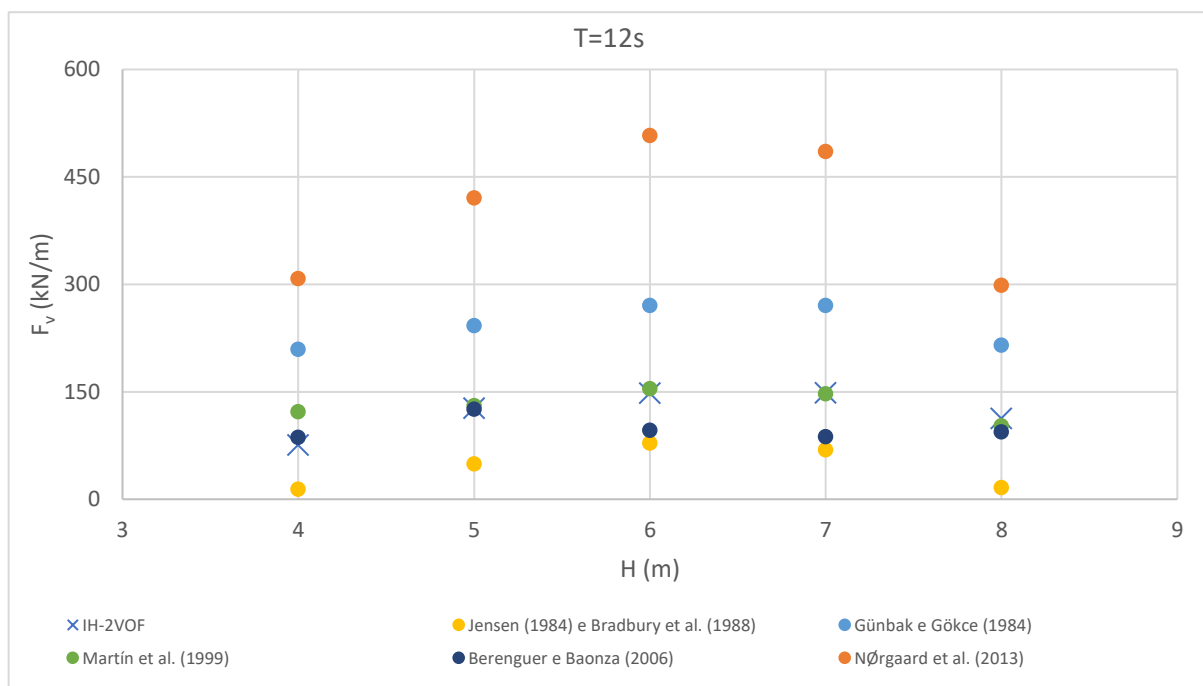


Figura 6.21 - F_v obtida através do modelo IH-2VOF e das diferentes formulações para $T=12s$.

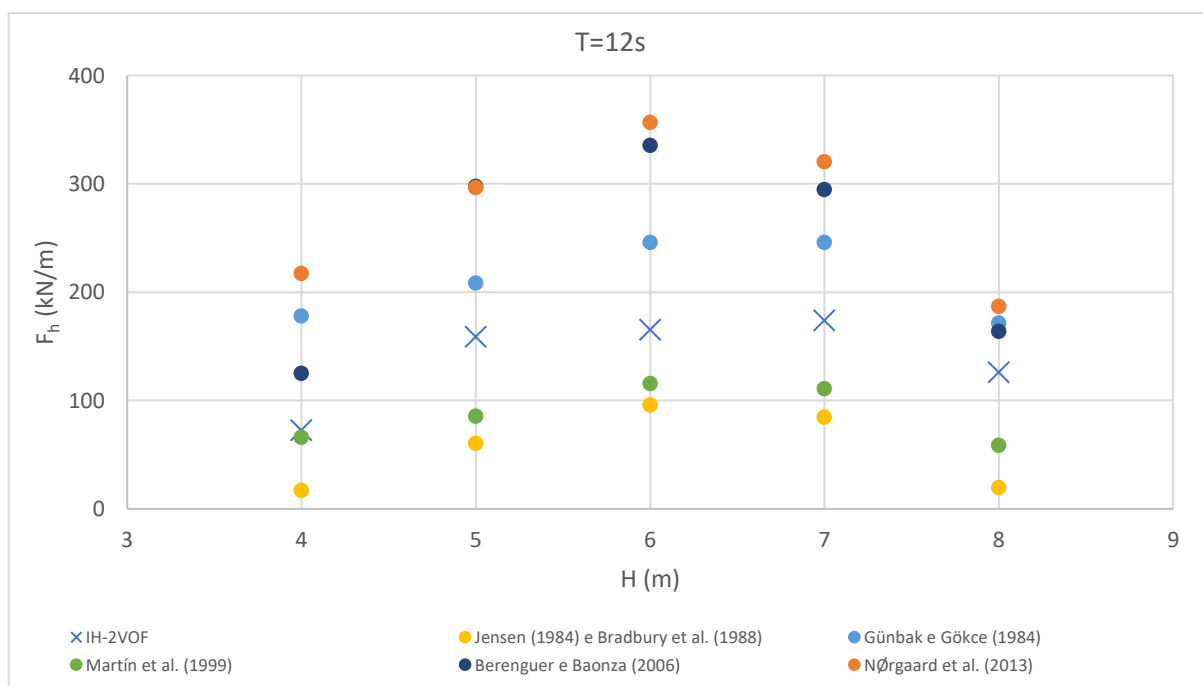


Figura 6.22 - F_h obtida através do modelo IH-2VOF e das diferentes formulações para $T=12s$.

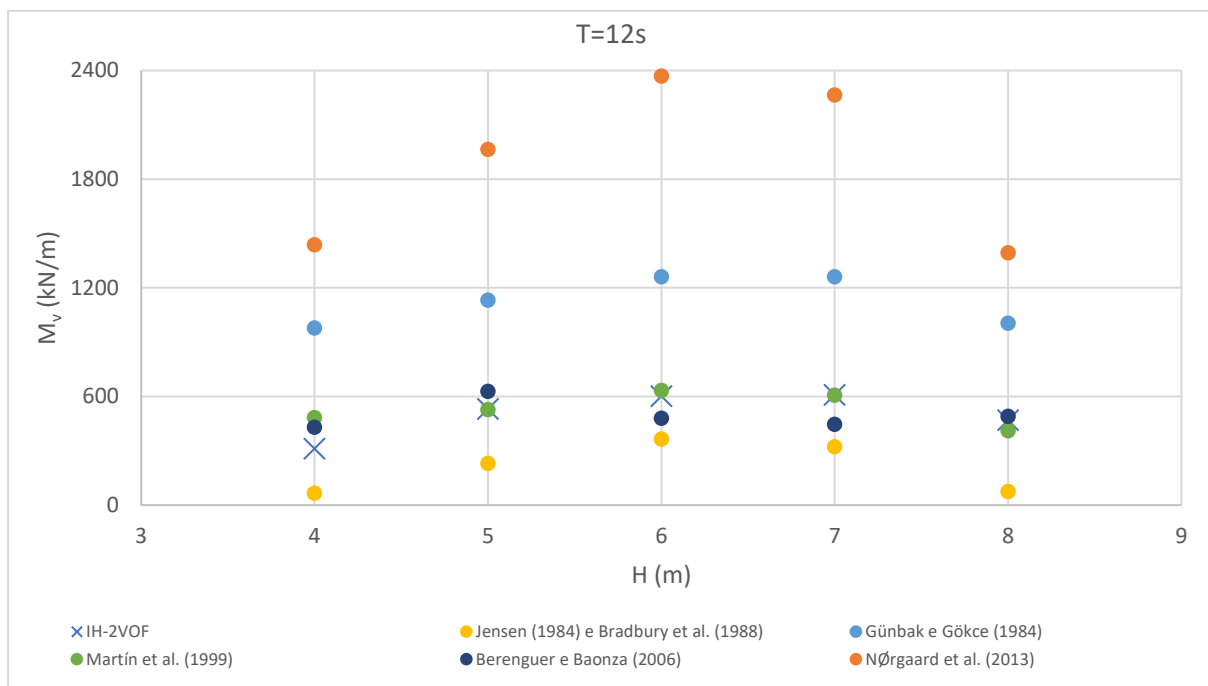


Figura 6.23 - M_v obtido através do modelo IH-2VOF e das diferentes formulações para $T=12s$.

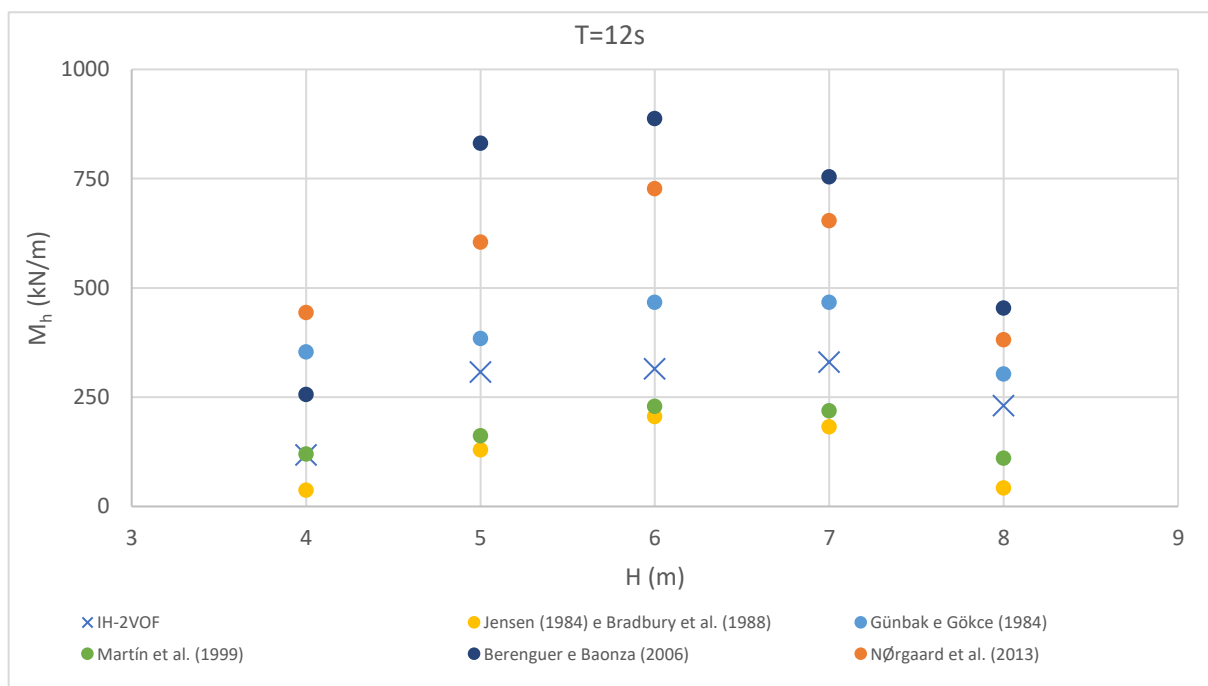


Figura 6.24 - M_h obtido através do modelo IH-2VOF e das diferentes formulações para $T=12s$.

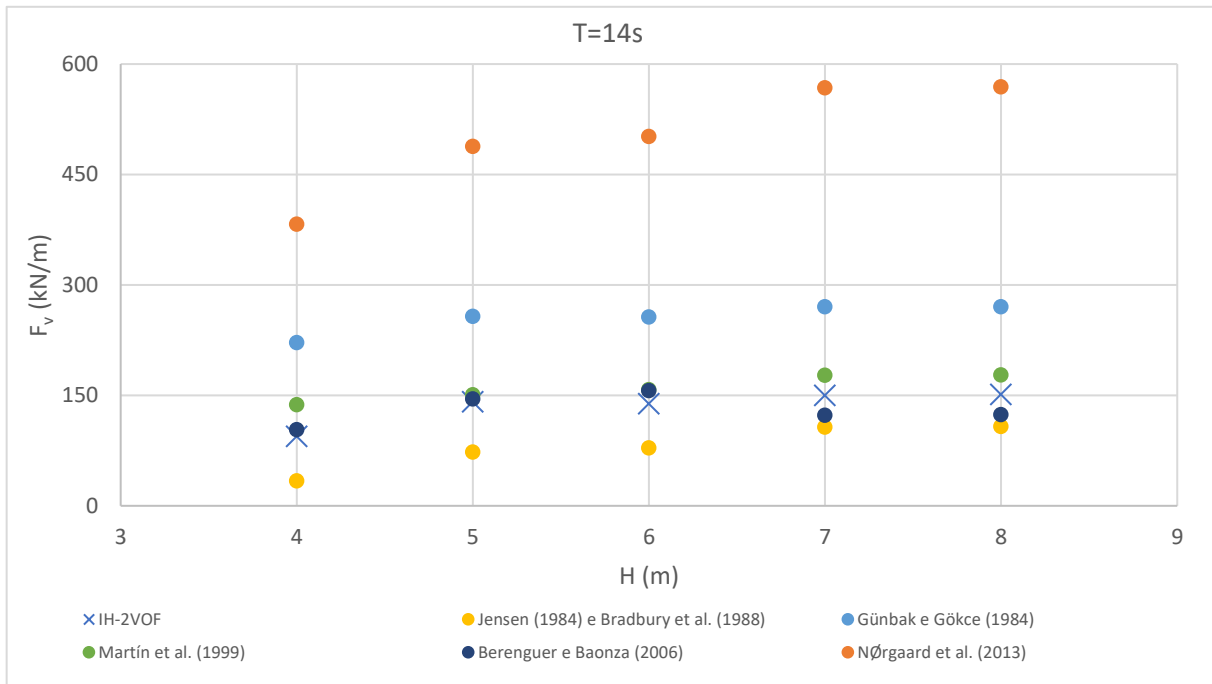


Figura 6.25 - F_v obtida através do modelo IH-2VOF e das diferentes formulações para $T=14s$.

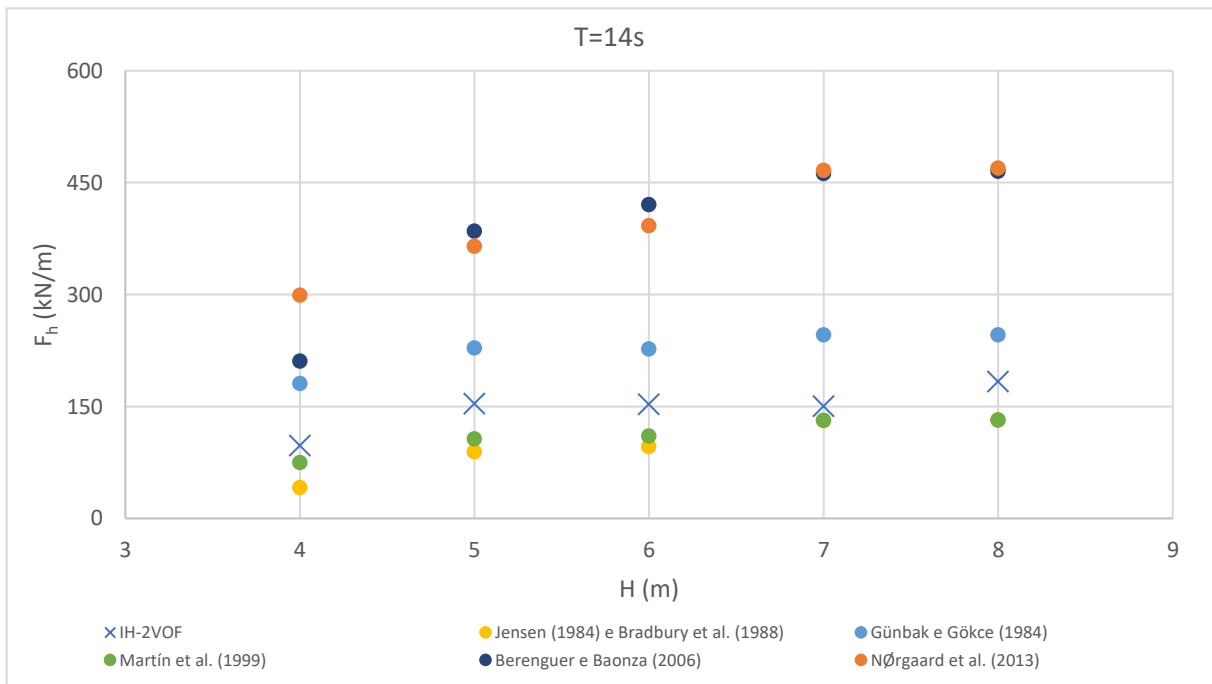


Figura 6.26 - F_h obtida através do modelo IH-2VOF e das diferentes formulações para $T=14s$.

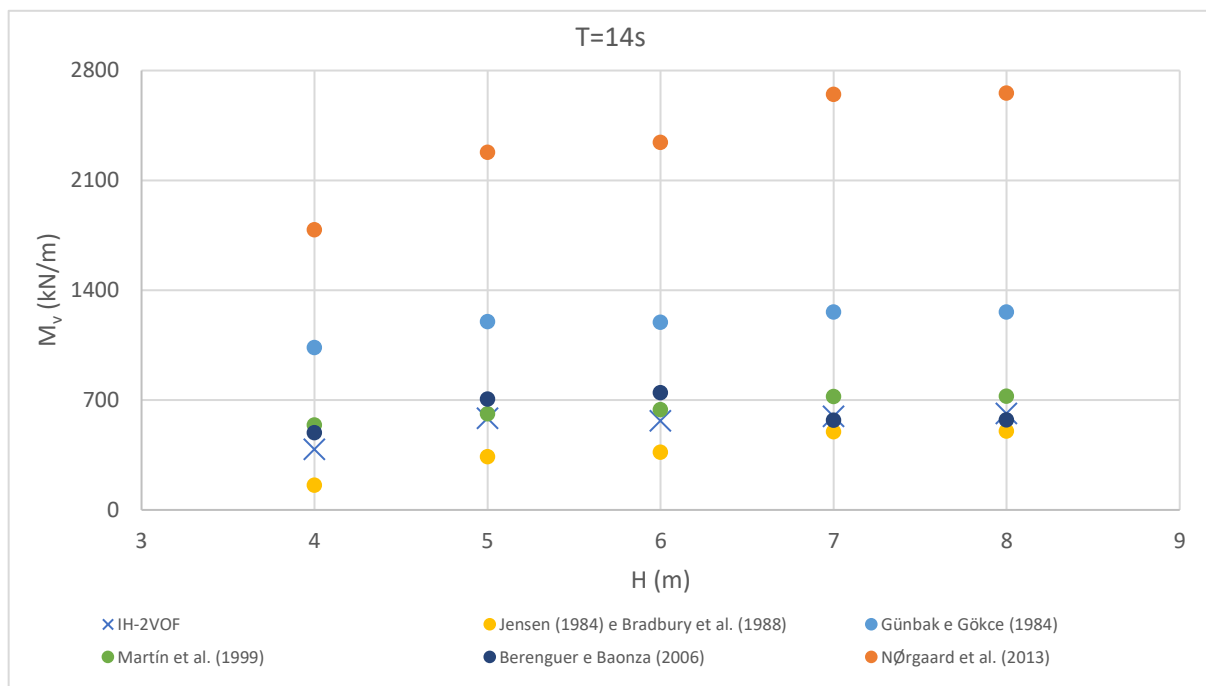


Figura 6.27 - M_v obtido através do modelo IH-2VOF e das diferentes formulações para $T=14s$.

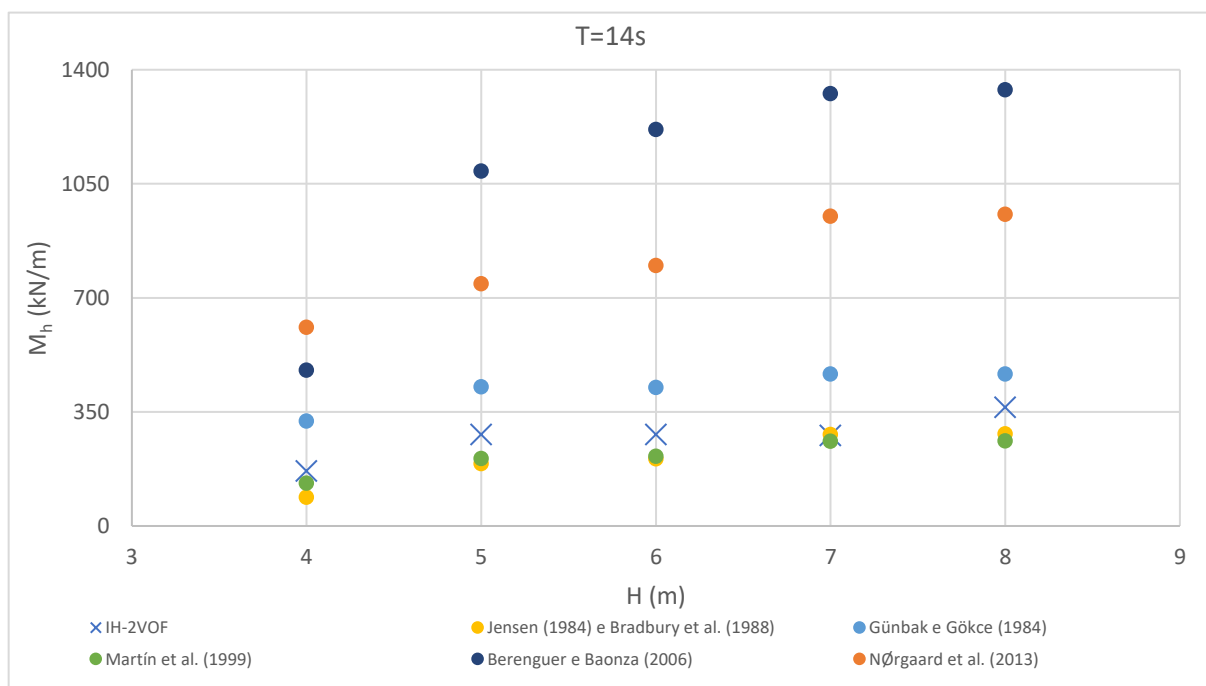


Figura 6.28 - M_h obtido através do modelo IH-2VOF e das diferentes formulações para $T=14s$.

Pode-se concluir que, apesar de apenas a formulação de Berenguer e Baonza (2006) ser válida para as diferentes condições de agitação do caso de estudo, é com esta formulação e com a de Martín *et al.* (1999) que se obtêm valores mais próximos dos valores das forças na superestrutura do caso em estudo obtidos com o modelo IH-2VOF. No entanto, dado que

apresentam em alguns casos valores inferiores aos obtidos através do modelo, do ponto de vista da segurança e para dimensionamento podem não ser aconselhadas. A formulação que melhor se aproxima dos valores dos esforços na superestrutura obtidos com o modelo numérico dando sempre valores superiores a este, isto é, do lado da segurança, é a formulação de Günbak e Gökce (1984), embora com diferenças que podem atingir 195% do valor obtido com o modelo.

A formulação que na generalidade dos casos mais difere dos valores obtidos com o modelo numérico é a de NØrgaard *et al.* (2013).

CONCLUSÕES E TRABALHOS FUTUROS

A presente dissertação teve como objetivo o estudo das forças na superestrutura do quebra-mar Oeste do Porto de Peniche, através da aplicação do modelo numérico bidimensional IH-2VOF. Para tal, avaliaram-se os esforços atuantes na superestrutura considerando-se um nível de maré +3.5m (ZH), que corresponde ao nível de preia-mar em Peniche, e condições de agitação regular com períodos de 12 e 14s e alturas de onda de 4, 5, 6, 7 e 8m. Os resultados foram comparados com os valores obtidos com as formulações existentes na literatura, concretamente, com as formulações de Jensen e Bradbury (1988), Günbak e Gökce (1984), Martín *et al.* (1999), Berenguer e Baonza (2006) e NØrgaard *et al.* (2013).

Como o modelo simula o escoamento nos meios porosos utilizando parâmetros que devem ser calibrados, efetuou-se também um estudo de sensibilidade dos resultados das forças na superestrutura aos parâmetros que o modelo IH-2VOF utiliza para simular o escoamento do meio poroso. Analisou-se ainda a variação do caudal médio galgado e da reflexão na estrutura com a variação destes parâmetros. Para tal, calcularam-se estes valores para diferentes valores dos parâmetros de cada um dos mantos e núcleo. Para estes cálculos considerou-se um nível de maré +3.5m (ZH), correspondente ao nível de preia-mar em Peniche, e uma condição de agitação regular com um período de 12s e uma altura de onda de 4m.

Da análise dos resultados do estudo de sensibilidade dos parâmetros do meio poroso, verificou-se que a variação dos parâmetros do manto principal é a que mais influência tem nos valores obtidos do caudal médio de galgamento, q , e do coeficiente de reflexão, K_r , podendo fazer variar o valor de q em 30% e o valor de K_r em 5.7%. Para o caudal médio de galgamento a variação do parâmetro que influencia mais o seu valor é o coeficiente de atrito não linear, β , enquanto para o coeficiente de reflexão é a porosidade. No que diz respeito às forças e mo-

mentos atuantes na superestrutura, verifica-se que, para as forças e momentos verticais, a variação dos parâmetros do manto principal é a que tem mais influência nos valores obtidos, podendo a variação do parâmetro β fazer variar os seus valores em 3.3%. No entanto, para as forças e momentos horizontais, é a variação dos parâmetros do TOT que tem mais influência nos valores obtidos, sendo a variação da porosidade o parâmetro que mais os influencia, podendo fazer variar o valor de F_h em 7.5% e M_h em 6.8%. De um modo geral, a variação do coeficiente de atrito linear, α , é a que tem menos influência nos valores obtidos, para todos os mantos. Conclui-se, assim, que as variações dos parâmetros das camadas porosas têm influência nos valores dos esforços na superestrutura. Sabendo que a porosidade é um valor possível de estimar conhecendo as características e o estado atual de cada camada porosa, e o diâmetro característico pode ser calculado com base no peso do material, os parâmetros α e β são os parâmetros que necessitam de ser calibrados para cada caso, pois, à partida, não se conhece o seu valor e são estes que têm maior influência nos esforços obtidos pelo modelo IH-2VOF.

Em relação aos esforços atuantes na superestrutura obtidos através do modelo IH-2VOF podemos concluir que estes aumentam com o aumento do período e da altura da onda incidente e também aumentam com o aumento da altura de onda no pé do talude e com a redução do galgamento.

No que diz respeito às forças e momentos calculados pelas formulações, conclui-se que a formulação de NØrgaard *et al.* (2013) é a que conduz a maiores valores das forças e momentos na superestrutura, com exceção do momento horizontal, em que é a formulação de Berenguer e Baonza (2006). A formulação que conduz a menores valores das forças e momentos é a de Jensen (1984) e Bradbury *et al.* (1988), exceto para o momento máximo horizontal, onde é a formulação de Martín *et al.* (1999).

Comparando os valores dos esforços obtidos através do modelo numérico IH-2VOF com os obtidos com recurso às formulações, independentemente da validade de cada uma, conclui-se que:

- As formulações de Martín *et al.* (1999) e de Berenguer e Baonza (2006) são as que apresentam valores das forças na superestrutura do caso em estudo mais próximas das do modelo IH-2VOF;
- A formulação de NØrgaard *et al.* (2013) é a que apresenta valores das forças na superestrutura do caso em estudo mais diferentes das do modelo IH-2VOF;

- Do ponto de vista da segurança e para efeitos de dimensionamento, a formulação que obteve valores das forças na superestrutura do caso em estudo mais próximas do modelo e sempre superiores a este foi a formulação de Günbak e Gökce (1984).

Apesar de a maioria das formulações terem sido aplicadas fora dos seus limites de validade, estes resultados podem fornecer uma primeira aproximação dos esforços atuantes na superestrutura. No entanto, é importante avaliar se as condições de validade de cada formulação são cumpridas, de forma a caracterizar a representatividade dos resultados obtidos.

O modelo numérico IH-2VOF, utilizado no âmbito desta dissertação, é uma ferramenta bastante versátil que permite simular uma vasta gama de condições de agitação. No entanto, é importante a calibração dos seus parâmetros com base em dados de campo ou de modelo reduzido para a estrutura utilizada, possibilitando assim a obtenção de dados mais fiáveis.

Dadas as diferenças de resultados obtidas com a modelação numérica e as fórmulas, no cálculo das forças na superestrutura de um quebra-mar de talude, sempre que possível, deve-se complementar o estudo usando diferentes ferramentas de cálculo, como as utilizadas nesta dissertação.

Para trabalhos futuros propõe-se a comparação entre os resultados obtidos com a aplicação do modelo numérico IH-2VOF a diferentes cenários com ensaios em modelo físico à escala reduzida, de forma a permitir a calibração dos parâmetros associados aos meios porosos. De modo a analisar o caso de um ponto de vista mais próximo da realidade, sugere-se também a realização de simulações com condições de agitação irregulares.

BIBLIOGRAFIA

- [1] N.W.H. Allsop, T.A. Pullen, J.W. van der Meer, T. Bruce, H. Schuttrumpf e A. Kortenhaus. "Improvements in wave overtopping analysis: the EurOtop overtopping manual and calculation tool" Em: COPEDEC VII, Dubai (2008).
- [2] S. Brito. "Estudo do Galgamento em Estruturas Marítimas." Em: Dissertação de mestrado, FCT-UNL (2007).
- [3] T. M. S. Patrício. "Modelação numérica do galgamento de quebra-mares de talude." Em: Dissertação de mestrado, FCT-UNL (2012)
- [4] ©The COMET Program. Em: <https://www.meted.ucar.edu/search/details.php?id=33005> (16 de novembro de 2021).
- [5] F. M. M. Pereira. "Cálculo de forças em superestruturas: o caso do quebra-mar do Porto da Ericeira." Em: Dissertação de mestrado, FCT-UNL (2020).
- [6] V. Negro Valdecantos, J. S. López Gutiérrez e J. I. Polvorinos Flors. "Comparative study of breakwater crown Wall - calculation methods." Em: Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Maritime Engineering (2013), pp. 25-41.
- [7] M. E. L. Vieira. "Cálculo de forças em superestruturas de quebra-mares de talude." Em: Dissertação de mestrado, FCT-UNL (2012).
- [8] P. C Braña e J. F. Guillén. "Wave forces on crown walls. Evaluation of existing empirical formulations."
- [9] A. R. Günbak e T. Gökce. "Wave screen stability of rubble mound breakwaters." Em: International Symposium of Maritime Structure in Mediterranean Sea. Atenas, Grécia (1984), pp. 2099-2112.
- [10] Y, Yamamoto e K. Horikawa. "New methods to evaluate wave run-up height and wave overtopping rate." Em: 23rd International Conference on Coastal Engineering, ASCE, Venice, Italy (1992), pp. 1734-1747.

- [11] M. A. Losada. "Recent developments in the design of mound breakwaters." Em: Handbook of Coastal and Ocean E (Herbich JB (ed.)). Gulf Publishing Co., Houston, TX, USA, pp. 939-1050.
- [12] F. L. Martin, M. A. Losada e R. Medina. "Wave loads on rubble mound breakwater crown walls." Em: Coastal Engineering (Elsevier) (1999), pp. 149-174.
- [13] J. M. Berenguer e A. Baonza. "Rubble mound breakwater crown wall design." Em: Proceedings of the National Conference of the Port and Coastal Technical Association, Algeciras, Spain (2006), pp. 35-56.
- [14] J. Pedersen. "Wave forces and overtopping on crown walls of rubble mound breakwaters – An experimental study." Em: Tese de doutoramento, Universidade de Aalborg, Denmark (1996).
- [15] J. Q. H. NØrgaard, T. L. Andersen e H. F. Burcharth. "Wave loads on rubble mound breakwater crown walls in deep and shallow water wave conditions." Em: Coastal Engineering (Elsevier) (2013), pp. 137-147.
- [16] R. A. F. Teixeira. "Quebramares portugueses. Inventário e análise comparativa de soluções." Em: Dissertação de mestrado, FEUP-UP (2012).
- [17] P. Lin e P. L.-F. Liu. "A numerical study of breaking waves in the surf zone. Journal of Fluid Mechanics". Em: Journal Fluid Mech (1998), vol. 359, pp. 239–264.
- [18] D. B. Kothe e R. C. Mjølness. "RIPPLE, A new model for incompressible flows with free surfaces." Em: AIAA Journal, vol. 30 no.11 (1991), pp. 2694-2700.
- [19] J. N. C. Oliveira, F. S. B. F. Oliveira, M. G. Neves, M. Clavero e A. A. Trigo-Teixeira. "Modeling Wave Overtopping on a Seawall with XBeach, IH2VOF, and Mase Formulas." Em: MDPI, Journal Water (2020).
- [20] W. Rodi. "Turbulence models and their application in hydraulics - a state of the art review." Em: IAHR Publication (1980).
- [21] P. Lin e P. L.-F. Liu. "Internal wave-maker for Navier-stokes equations models." Em: Journal of Waterways, Port, Coastal and Ocean Engineering 125 (1999), pp. 207-215.
- [22] C. W. Hirt e B. D. Nichols. "Volume of Fluid (VOF) method for the dynamics of free boundaries." Em: Journal of Computational Physics 39 (1981), pp. 201-225.
- [23] I. J. Losada, J. L. Lara, R. Guanche e J. M. Gonzalez-Ondina. "Numerical analysis of wave overtopping of rubble mound breakwaters." Em: Coastal Engineering (Elsevier) (2008), pp. 47-62.
- [24] Manual do curso de IH-2VOF, Instituto de Hidráulica Ambiental Universidade de Cantábria (2012).

[25] R. G. García. "Análisis de la Funcionalidad y Estabilidad de Obras Marítimas Mediante un Modelo Numérico Basado en las Ecuaciones de Reynolds." Em: Tese de doutoramento, Universidade de Cantábria (2007).

[26] A. Baquerizo. "Reflexión del oleaje en playas. Métodos de evaluación y de predicción." Em: tese de doutoramento, Universidade de Cantábria (1995).