



**INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA**  
**Área Departamental de Engenharia Civil**



**Molhe-cais do Terminal de Passageiros de São Roque  
do Pico, Ilha do Pico, Arquipélago dos Açores  
Dimensionamento de Muros-cortina**

**LUÍS FILIPE SILVA RODRIGUES**  
(Licenciado)

Trabalho de Projeto de natureza científica para obtenção do grau de Mestre  
em Engenharia Civil na Área de especialização de Hidráulica

Orientadores:

Doutor João Alfredo Ferreira dos Santos  
Mestre Lucília Alves Luís

Júri:

Presidente:

Doutora Maria Helena Teixeira Cardoso Gamboa

Vogais:

Doutora Maria Teresa Leal Gonsalves Veloso Reis  
Mestre Lucília Alves Luís

**Outubro de 2016**





**INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA**  
**Área Departamental de Engenharia Civil**

**Molhe-cais do Terminal de Passageiros de São Roque  
do Pico, Ilha do Pico, Arquipélago dos Açores  
Dimensionamento de Muros-cortina**

**LUÍS FILIPE SILVA RODRIGUES**  
(Licenciado)

Trabalho de Projeto de natureza científica para obtenção do grau de Mestre  
em Engenharia Civil na Área de especialização de Hidráulica

Orientadores:

Doutor João Alfredo Ferreira dos Santos  
Mestre Lucília Alves Luís

Júri:

Presidente:

Doutora Maria Helena Teixeira Cardoso Gamboa

Vogais:

Doutora Maria Teresa Leal Gonsalves Veloso Reis

Mestre Lucília Alves Luís

**Outubro de 2016**



## Agradecimentos

Estou inteiramente grato pelo tempo disponibilizado e pela transmissão dos conhecimentos ao Professor Doutor João Alfredo dos Santos, meu orientador e à Eng.<sup>a</sup> Lucília Alves Luís, minha coorientadora, que sem as suas preciosas colaborações não me teria sido possível a realização deste trabalho.

Saliento também o meu agradecimento ao Professor José Pedro Fernandes ao ter-me dado a possibilidade de aprofundar esta temática, assim como à Consulmar – Projectistas e Consultores, Lda. por me disponibilizarem a documentação necessária.

Não podendo esquecer o meu agradecimento aos meus familiares, amigos e colegas que me apoiaram ao longo deste percurso.



## Resumo

Um quebra-mar de estrutura mista é constituído por um quebra-mar de taludes com uma superestrutura colocada no seu coroamento. Quando essa superestrutura é constituída por um muro com a respetiva fundação é denominada por muro-cortina. Um quebra-mar de estrutura mista funciona como um quebra-mar de taludes onde se dá a maioria da rebentação das ondas e um muro-cortina que funciona como uma proteção contra o galgamento de onda e, quando este existe, oferece proteção ao talude posterior. O muro-cortina também proporciona uma zona de acesso, de mobilidade e de segurança a pessoas e equipamentos que lá circulem e operem, e a infraestruturas complementares. Também é construído com intuito de redução da quantidade de enrocamento que seria necessário para atingir determinada cota de coroamento e os respetivos custos associados, além de facilitar os processos construtivos.

A motivação principal desta dissertação é reproduzir o dimensionamento do muro-cortina do Molhe-cais do Terminal de Passageiros de São Roque do Pico, averiguar o porquê do método utilizado, como executa-lo, a ciência que está por detrás deste e formas alternativas de o fazer.

Antes de iniciar o dimensionamento do muro-cortina estudou-se quais os tipos de muros-cortina existentes, averiguou-se quais os parâmetros de dimensionamento necessários e os tipos de falhas a que o mesmo está sujeito. Tentou-se captar a problemática que está na génese dos métodos e também as ações atuantes no mesmo, bem como os critérios de verificação de estabilidade que estão diretamente relacionados com alguns tipos de falha e com alguns parâmetros de dimensionamento.

Um capítulo desta dissertação foi dedicado ao levantamento das metodologias de cálculo existentes, de que se destacam: a de Iribarren e Nogales (1954), Günbak e Gökce (1984), Bradbury, Allsop e Stephens (1988), Pedersen e Burcharth (1992), Martín *et al.* (1995, 1999), não esquecendo a de Pedersen (1996) e a de Berenguer e Baonza (2006). Contudo face aos inúmeros métodos disponíveis procedeu-se a uma análise a fim de se apurar os mais adequados, ao nível do conhecimento atual, o seu campo de aplicação, as suas vantagens e limitações.

Antes de iniciar o dimensionamento do muro-cortina do Molhe-cais do Terminal de Passageiros de São Roque do Pico, procedeu-se à reprodução de um dimensionamento de um muro-cortina já existente para se verificar que a folha de cálculo elaborada para este fim confirme o dimensionamento.

As principais conclusões retiradas deste estudo foram que a configuração e a constituição do quebra-mar de estrutura mista têm influência nos fenômenos associados ao processo, tanto na determinação das ações incidentes, como nos modos de falha característicos da estrutura em que se tem de garantir a estabilidade da mesma.

Pela dissecação dos vários métodos e opinião de diferentes autores, os métodos de Pedersen (1996) e o de Martín *et al.* (1995, 1999) são os que apresentam melhores características e estimativas, o segundo é o que melhor representa o processo físico e o que dá as melhores estimativas das cargas globais, já primeiro dá as melhores estimativas para a força horizontal máxima, para o momento de derrube e para a pressão de impulsão.

**Palavra-Chave:** Quebra-mares de estrutura mista, muro-cortina, formulações de dimensionamento, forças e pressões.



## Abstract

A rubble-mound breakwater with a crown wall is made by a rubble-mound breakwater with a superstructure set on its crest. When this superstructure is formed by a wall with its foundation it is called a crown wall. A rubble-mound breakwater with a crown wall works as a rubble-mound breakwater against which most of the waves break and a crown wall which is a protection against wave overtopping and when this exists it offers protection to the slope behind. The crown wall also allows access, mobility and security to people and equipment and to complementary infrastructures as well. The crown wall is also built in order to reduce the quantity of quarry stone needed to achieve a certain crest level, to reduce its cost and facilitate the construction processes.

The principal aim of this thesis is to reproduce the crown wall design of the breakwater passenger's terminal of São Roque do Pico, to inquire the reason why this method was used, how to make it work, the science behind it and the alternative ways of doing it.

Before starting the crown wall design, several types of crown wall were studied, as well as the required design parameters and their failure modes. We tried to pick up the science basis of the methods and acting forces on it, as well as the methods to verify the stability related with some kinds of failure and with some dimension parameters.

A chapter of this thesis was dedicated to the survey of the existent calculation methods, being the most important ones those by Iribarren and Nogales (1954), Günbak and Gökce (1984), Bradbury, Allsop and Stephens (1988), Pedersen and Burcharth (1992), Martín *et al.* (1995, 1999), Pedersen (1996) and Berenguer and Baonza (2006). However due the countless available methods an analysis was carried out to select the most suitable ones, their application field, their advantages and disadvantages.

Before starting the crown wall design of the breakwater passenger's terminal of São Roque do Pico, an existing crown wall design was reproduced to check the developed computer program for the loads calculations.

The main conclusions of this thesis were that the shape and materials used in the rubble-mound breakwater have influence in the methods associated to the process as well as in the existing loads and in the breakwater failure modes that have to be considered to insure its stability.

Analysing the different methods and opinions of experts in this subject, we can see that the methods by Pedersen (1996) and by Martín *et al.* (1995, 1999) show the best characteristics and estimates. The latter presents the best physical process and the best estimation of global loads; the former gives the best estimation for the maximum horizontal force, for the overturning moment and for the uplift pressure.

**Key-Words:** Rubble-mound breakwaters with crown walls, crown walls, design formulae, forces and pressures.



# Índice

1	Introdução .....	1
2	Muros-cortina.....	4
2.1	Enquadramento .....	4
2.2	Tipos de muros-cortina.....	4
2.3	Parâmetros de dimensionamento .....	5
2.4	Modos de falha .....	7
2.5	Variação de pressão ao longo do tempo quando uma onda atinge uma parede vertical .....	9
2.6	Variação de pressão horizontal no muro-cortina.....	12
2.7	Ações no muro-cortina .....	13
2.8	CrITÉrios de verificaçŁo da estabilidade.....	16
3	Métodos de dimensionamento de muros-cortina .....	19
3.1	DescriçŁo sumária e cronológica da evoluçŁo do conhecimento das açŁes de onda em muros-cortina.....	19
3.2	Metodologias existentes .....	25
3.2.1	Diagrama de pressŁes:.....	26
3.2.1.1	Iribarren e Nogales (1954).....	26
3.2.1.2	Günbak e Gökce (1984).....	28
3.2.1.3	Martín <i>et al.</i> (1995, 1999).....	31
3.2.2	Diagramas de forças:.....	39
3.2.2.1	Bradbury, Allsop e Stephens (1988).....	39
3.2.2.2	Pedersen e Burcharth (1992).....	42
3.2.2.3	Pedersen (1996) .....	45
3.2.2.4	Berenguer e Baonza (2006) .....	48
3.3	Análise dos métodos.....	53
3.3.1	Iribarren e Nogales (1954) .....	53

3.3.2	Günbak e Gökce (1984) .....	55
3.3.3	Bradbury, Allsop e Stephens (1988) .....	57
3.3.4	Pedersen e Burcharth (1992) .....	58
3.3.5	Pedersen (1996).....	59
3.3.6	Martín <i>et al.</i> (1995, 1999) .....	60
3.3.7	Berenguer e Baonza (2006).....	62
4	Caso de estudo .....	65
4.1	Descrição do Porto de São Roque do Pico e suas estruturas marítimas .....	65
4.2	Dimensionamento do muro-cortina do molhe-cais .....	71
4.2.1	Considerações gerais .....	71
4.2.2	Verificação da ferramenta de cálculo .....	72
4.2.3	Definição das condições naturais .....	80
4.2.4	Dimensionamento.....	83
5	Conclusões .....	91
	Referências Bibliográficas .....	95
	Apêndice	

## Índice de Figuras

Figura 1 - Exemplo dos elementos que compõem um quebra-mar de estrutura mista, (adaptado de Pita, 1985).....	1
Figura 2 – Exemplos de configurações e materiais constituintes de muros-cortina, (adaptado de Pedersen, 1996). .....	5
Figura 3 – Configurações típicas de muro-cortina, (adaptado de USACE, 2006).....	5
Figura 4 – Representação dos parâmetros do muro-cortina, (adaptado de Martín, Losada e Medina, 1999). .....	7
Figura 5 – Visão geral de modos de falha de quebra-mar de taludes, (adaptado de USACE, 2006).....	7
Figura 6 – Modos de falha característicos dos muros-cortina, (adaptado de Martín <i>et al.</i> , 1999).....	9
Figura 7– Domínios dos perfis de pressões e respetiva variação de pressões no tempo, (adaptado de Neves <i>et al.</i> , 2012). .....	10
Figura 8 – Pressão de impacto provocada pela rebentação de onda no muro-cortina, (adaptado de USACE, 2006).....	13
Figura 9 – Esquema de pressões e de forças atuantes num muro-cortina, (adaptado de USACE, 2006). .....	14
Figura 10 – Exemplo de comparação entre distribuições de pressão de água intersticial da camada sob a base de fundação do muro-cortina (sob condições de fluxo hidráulico quase estático) e a distribuição linear aproximada, (adaptado de USACE, 2006). .....	15
Figura 11 – Esquema de distribuição de pressões dos métodos de Iribarren e Nogales (1954) e Burcharth (1993), (adaptado de Molines, 2011). .....	19
Figura 12 – Esquema de distribuição de pressões dos métodos de Günbak e Gökce (1984) e de Martín <i>et al.</i> (1995), (adaptado de Molines, 2011). .....	20
Figura 13 – Esquema de distribuição de pressões do método de Pedersen (1996), (adaptado Molines, 2011). .....	24
Figura 14 – Distribuição de pressão do método de Iribarren e Nogales (1954), (adaptado de Valdecantos, Gutiérrez e Flors (2013). .....	26
Figura 15 – Variação temporal da pressão, (adaptado de Flors, 2013).....	28
Figura 16 – Distribuição de pressão do método de Günbak e Gökce (1984), (Valdecantos, Gutiérrez e Flors, 2013). .....	29
Figura 17 – Esquema de cálculo do espriamento, (adaptado de Flors, 2013). .....	29

Figura 18 – Definição de zonas de impacto e de não impacto (empírico), (adaptado de Martín, 1999).....	32
Figura 19 – Distribuições de pressão dinâmica e flutuante para ondas rebentadas (empírico), (adaptado de Martín <i>et al.</i> , 1999).....	33
Figura 20 – Representação esquemática das distribuições de pressão sobre o muro-cortina, (adaptado de MAST III/ PROVERBS, 1999). ....	34
Figura 21 – Coeficientes $A_u$ e $B_u$ para cálculo do espraçamento como uma função da porosidade do manto resistente, (adaptado de MAST III/ PROVERBS, 1999). ....	35
Figura 22 – Pressões relativas debaixo de um muro-cortina, (adaptado de MAST III/ PROVERBS, 1999).....	39
Figura 23 – Valores dos parâmetros empíricos $a$ e $b$ de acordo com geometrias testadas para o método de Bradbury, Allsop e Stephens (1988), (adaptado de Valdecantos, Gutiérrez e Flors, 2013).....	41
Figura 24 – Exemplo de evolução de pressão típica no muro-cortina. Espaço temporal entre cada cercadura de 7,8 ms, (adaptado de Pedersen e Bucharth, 1992).....	42
Figura 25 – Componentes de força calculadas, (Pedersen e Bucharth, 1992). ....	43
Figura 26 – Exemplo de séries temporais típicas de componentes de força. Obtida para o menor muro $h_f = 0,15$ m, (adaptado de Pedersen e Bucharth, 1992). ....	43
Figura 27 – a) Distribuição de pressão assumida no muro-cortina. b) Perfil da cunha de espraçamento e parâmetros de dimensionamento, (adaptado de Pedersen, 1996). ....	45
Figura 28 – Diagrama das pressões horizontais e verticais num dos ensaios, (adaptado de Flors, 2013). ....	49
Figura 29 – Valores das ações sobre o muro-cortina num dos ensaios, (adaptado de Flors, 2013).....	50
Figura 30 – Secção transversal de quebra-mar típica de Iribarren e Nogales (1954), (adaptado de Valdecantos, Gutiérrez e Flors, 2013).....	54
Figura 31 – Secções transversais ensaiadas por Günbak e Gökce (1984), (adaptado de Flors, 2013).....	56
Figura 32 – Diagrama de pressões de impulsão do método de Berenguer e Baonza (2006), (adaptado de Flors, 2013).....	64
Figura 33 – Planta de localização, (CONSUMAR, imagem 2010b). ....	65
Figura 34 – Planta da situação atual, (adaptado de CONSUMAR, imagem 2010b). ....	66
Figura 35 – Planta da situação estudada, (CONSUMAR, imagem 2010a).....	67

Figura 36 – Exemplo de uma secção transversal do molhe-cais Oeste, (CONSUMAR, imagem 2010d).....	68
Figura 37 – Exemplo de uma secção transversal do molhe-cais Este, (CONSUMAR, imagem 2010c).....	68
Figura 38 – Exemplo de uma secção transversal da retenção marginal Oeste em estrutura de talude, (CONSUMAR, imagem 2010e). ....	69
Figura 39 – Exemplo de uma secção transversal da retenção marginal Oeste em estrutura vertical, (CONSUMAR, imagem 2010e).....	70
Figura 40 – Exemplo de uma secção transversal da proteção frontal Leste, (CONSUMAR, imagem 2010e).....	70
Figura 41 – Muro-cortina do contra molhe, (Luís, 2010). ....	72
Figura 42 – Regime de agitação marítima na aproximação ao porto, (CONSULMAR, 2011). .....	81
Figura 43 – Secção transversal referente ao molhe-cais Este (CONSUMAR, imagem 2010c). .....	83
Figura 44 – Secção transversal referente ao molhe-cais Oeste, (CONSUMAR, imagem 2010d).....	84

## Índice de Tabelas

Tabela 1 – Coeficientes empíricos para calcular as pressões flutuantes, (adaptado de Martín, 1999).....	38
Tabela 2 – Valores dos coeficientes $a$ e $b$ para a Eq. 39, (adaptado de Ruiz, Mendoza e Silva, 2013).....	44
Tabela 3 – Limites de parâmetros para o método de Pedersen (1996), (adaptado de CIRIA; CUR; CETMEF, 2007). ....	48
Tabela 4 – Coeficientes para o cálculo da força horizontal (método de Berenguer e Baonza, 2006), (adaptado de Valdecantos, Gutiérrez e Flors, 2013).....	51
Tabela 5 – Coeficientes para o cálculo da força vertical (método de Berenguer e Baonza, 2006), (adaptado de Valdecantos, Gutiérrez e Flors, 2013).....	52
Tabela 6 – Coeficientes para o cálculo do momento da força horizontal (método de Berenguer e Baonza, 2006), (adaptado de Valdecantos, Gutiérrez e Flors, 2013).....	53
Tabela 7 – Quadro resumo do dimensionamento do muro-cortina do projeto da Ampliação do Porto de Pesca de Rabo de Peixe. ....	73
Tabela 8 – Valores dos elementos característicos da maré no Porto de São Roque, (CONSULMAR, 2011) .....	80
Tabela 9 – Valores extremos (adotados) da altura significativa, (CONSULMAR, 2011).....	82
Tabela 10 – Quadro resumo do dimensionamento dos muros-cortina do projeto Molhe-cais do Terminal de Passageiros de São Roque do Pico. ....	85

## Simbologia

### Método de Iribarren e Nogales (1954)

#### Abreviaturas

<i>BMVE</i>	Baixa-mar máxima viva equinocial	[m]
<i>PMVE</i>	Preia-mar máxima viva equinocial	[m]

#### Letras Latinas

<i>A</i>	Altura de onda	[m]
<i>h</i>	Amplitude de onda	[m]
<i>V</i>	Velocidade resultante	[m/s]
<i>V<sub>h</sub></i>	Velocidade horizontal máxima de crista de onda	[m/s]
<i>V<sub>v</sub></i>	Velocidade vertical desde da crista à cava	[m/s]

### Método de Günbak e Gökce (1984)

#### Letras Latinas

<i>c</i>	Distância vertical entre a berma de coroamento e o nível médio do mar, <i>NM</i>	[m]
<i>P<sub>h</sub></i>	Pressão hidrostática	[kN/m <sup>2</sup> ]
<i>P<sub>m</sub></i>	Pressão de choque	[kN/m <sup>2</sup> ]
<i>R<sub>u</sub></i>	Espraiamento de onda	[m]
<i>v<sub>0</sub></i>	Velocidade do espraiamento de onda, <i>R<sub>u</sub></i> , sobre o talude do quebra-mar	[m/s]
<i>y</i>	Distância vertical entre o topo da berma de coroamento e o espraiamento de onda, <i>R<sub>u</sub></i>	[m]
<i>z</i>	Distância vertical em relação ao nível médio do mar, <i>NM</i> , do ponto onde se deseja determinar a pressão, positivo no sentido ascendente	[m]

## Letras Gregas

$\beta$	Ângulo formado pela lâmina líquida de água em espraiamento em relação ao manto resistente do talude do quebra-mar de estrutura mista	[°]
---------	--	-----

## Bradbury, Allsop e Stephens (1988)

### Letras Latinas

$A_c$	Cota de topo da berma de coroamento relativamente ao nível de repouso da água, <i>SWL</i>	[m]
$a$	Coefficiente empírico	[-]
$B_c$	Largura da fundação do muro-cortina	[m]
$b$	Coefficiente empírico	[-]
$b$	Largura do muro-cortina (método de Jensen, 1984)	[m]
$F_H$	Força horizontal máxima (método de Jensen, 1984)	[kN/m]
$F_H$	Força horizontal máxima	[kN]
$F_V$	Força vertical máxima	[kN]
$h$	Altura do muro-cortina (método de Jensen, 1984)	[m]
$h_f$	Altura do muro-cortina	[m]
$p_H$	Pressão horizontal máxima	[kN/m]
$p_V$	Pressão vertical máxima	[kN/m]
$S$	Fator de segurança	[-]

### Letras Gregas

$\Delta h$	Distância vertical entre o nível de repouso da água, <i>SWL</i> , e o topo da berma de coroamento (método de Jensen, 1984)	[m]
------------	--	-----

### Pedersen e Burcharth (1992)

$A_c$	Distância vertical entre o topo da berma de coroamento e o nível de repouso da água, <i>SWL</i>	[m]
$a$	Coefficiente empírico	[-]
$b$	Coefficiente empírico	[-]
$F_{h0,1\%}$	Força horizontal com probabilidade de excedência de 0,1%	[kN]
$F_h$	Força horizontal	[kN/m]
$h_f$	Altura do muro-cortina	[m]
$M_h$	Momento de derrube	[Nm/m]
$P_b$	Pressão	[kN/m <sup>2</sup> ]

### Pedersen (1996)

$A_c$	Bordo livre da berma de coroamento, definido como a distância vertical desde o nível de repouso da água, <i>SWL</i> , até ao topo da berma de coroamento	[m]
$B$	Largura do topo da berma de coroamento	[m]
$F_{h0,1\%}$	Força horizontal que atua sobre o muro-cortina excedida por 0,1% das ondas incidentes	[kN]
$f_c$	Distância vertical desde o topo da berma de coroamento até ao coroamento da face do muro-cortina (parte desprotegida da face do muro-cortina)	[m]
$H_s$	Altura de onda significativa no pé do talude do quebra-mar	[m]
$h_{prot}$	Altura da parte protegida pelo manto resistente da face do muro-cortina	[m]
$M_{0,1\%}$	Momento de derrube excedido por 0,1% das ondas incidentes	[kN.m]

$p_{b,0,1\%}$	Pressão na base de fundação do muro-cortina excedida por 0,1% das ondas incidentes	[kN/m <sup>2</sup> ]
$p_m$	Pressão de estagnação na face do muro-cortina devido ao impacto de onda	[kN/m <sup>2</sup> ]
$R_{u,0,1\%}$	Nível de espraçamento de onda acima do nível de repouso da água, <i>SWL</i> , excedido por 0,1% das ondas incidentes	[m]
$V$	Fator de redução de impacto de onda	[-]
$V_1$	Volume da berma de coroamento	[m <sup>3</sup> ]
$V_2$	Volume de espraçamento de onda	[m <sup>3</sup> ]
$v_0$	Velocidade do espraçamento de onda, $R_{u,0,1\%}$	[m/s]
$y$	Espessura da cunha de espraçamento de onda, $R_{u,0,1\%}$	[m]
$y_{eff}$	Altura efetiva da zona de pressão de impacto de onda	[m]

### Martín *et al.* (1995, 1999)

$A_c$	Cota do topo da berma de coroamento relativamente ao nível de repouso da água, <i>SWL</i>	[m]
$A_u$	Coefficiente experimental	[-]
$a$	Coefficiente empírico	[-]
$B_b$	Largura do topo da berma de coroamento	[m]
$B_c$	Largura da fundação do muro-cortina	[m]
$B_u$	Coefficiente experimental	[-]
$b$	Coefficiente empírico	[-]
$C_o$	Parâmetro adimensional	[-]
$C_{wl}$	Parâmetro	[-]

$C_{w2}$	Parâmetro empírico	[-]
$C_{w3}$	Parâmetro empírico	[-]
$c$	Coefficiente empírico	[-]
$D_i$	Altura do bloco de betão	[m]
$D_n$	Diâmetro nominal unitário do bloco de betão	[m]
$D_{n50}$	Diâmetro nominal mediano dos blocos de enrocamento	[m]
$H_c$	Altura de onda de cálculo	[m]
$H_{99,8\%}$	Altura de onda não excedida por 99,8% das ondas	[m]
$M$	Massa unitária do bloco de betão	[kg]
$M_{50}$	Massa mediana dos blocos de enrocamento	[kg]
$n$	Porosidade	[-]
$P_i$	Pressão de impacto	[kN/m <sup>2</sup> ]
$P_p$	Pressão flutuante	[kN/m <sup>2</sup> ]
$P_{ra}$	Pressão de impulsão sob a fundação do muro-cortina na extremidade oposta ao largo	[kN/m <sup>2</sup> ]
$P_{re}$	Pressão de impulsão sob a fundação do muro-cortina na extremidade mais exposta à agitação marítima	[kN/m <sup>2</sup> ]
$P_{so}$	Pressão de impacto na região desprotegida delimitada entre a cota $A_c$ e a cota $w_c$	[kN/m <sup>2</sup> ]
$R_u$	Nível do espraiamento de onda, ascensão máxima da lâmina de água sobre a berma de coroamento	[m]
$S_o$	Largura da lâmina líquida do espraiamento de onda sobre o manto resistente da berma de coroamento à cota $A_c$	[m]
$w_c$	Cota de coroamento do muro-cortina	[m]

$w_f$	Cota de fundação do muro-cortina	[m]
$z$	Coordenada vertical com origem no nível de mar de dimensionamento e positivo no sentido ascendente	[m]

## Berenguer e Baonza (2006)

### Letras Latinas

$A_c$	Distância vertical do topo da berma de coroamento ao nível médio do mar, $NM$	[m]
$a$	Coeficiente	[-]
$B$	Largura da berma de coroamento	[m]
$b$	Coeficiente	[-]
$F$	Comprimento da base de fundação do muro-cortina	[m]
$F_X$	Força horizontal exercida pelas ondas no muro-cortina	[kN]
$F_Y$	Força vertical (devida à pressão de impulsão) exercida pelas ondas no muro-cortina	[kN]
$F_{Y'}$	Termo adicional da força vertical (pressão de impulsão)	[kN]
$F_{YT}$	Força vertical total (devida à pressão de impulsão total) exercida pelas ondas no muro-cortina	[kN]
$h_f$	Altura do muro-cortina	[m]
$M_X$	Momento devido à força horizontal	[kN.m]
$M_{YT}$	Momento devido à força vertical (devida à pressão de impulsão)	[kN.m]
$R_c$	Cota de coroamento do muro-cortina em relação ao nível do mar	[m]
$R_{u2\%}$	Espraiamento de onda excedido por 2% das ondas incidentes	[m]
$W_c$	Cota de fundação do muro-cortina em relação ao nível do mar	[m]

### Letras Gregas

$\gamma\theta$	Fator de obliquidade de onda	[-]
----------------	------------------------------	-----

$\theta$  Ângulo de incidência de onda [°]

## Outra simbologia utilizada

### Abreviaturas

*BMAM* Baixa-mar de águas mortas [m]

*BMAV* Baixa-mar de águas vivas [m]

*BMmín* Baixa-mar mínima [m]

*NM* Nível médio [m]

*PMAM* Preia-mar de águas mortas [m]

*PAVA* Preia-mar de águas vivas [m]

*PMmáx* Preia-mar máxima [m]

*SWL* Nível de repouso da água [-]

*TOT* Todo o tamanho [-]

*ZH* Zero Hidrográfico [-]

### Letras Latinas

*A<sub>c</sub>* Cota do topo da berma de coroamento relativamente ao nível de repouso da água [m]

*a* Braço da força  $F_w$  [m]

*B* Largura da berma de coroamento [m]

*b* Braço da força  $F_b$  [m]

*C<sub>S</sub>* Coeficiente de segurança [-]

*c* Braço da força  $F_G$  [m]

*d* Braço da força  $F_a^h$  [m]

*F* Largura da fundação do muro-cortina [m]

$F_a$	Força resultante da pressão $p_a$	[kN]
$F_a^h$	Componente horizontal da força resultante, $F_a$	[kN]
$F_a^v$	Componente vertical da força resultante, $F_a$	[kN]
$F_b$	Força de impulsão resultante provocada pela onda	[kN]
$F_G$	Peso próprio do muro-cortina	[kN]
$F_w$	Força resultante provocada pela onda	[kN]
$f$	Extremidade da base da fundação do muro-cortina exposta à agitação marítima	[-]
$g$	Aceleração gravitacional	[m/s <sup>2</sup> ]
$H$	Altura de onda	[m]
$H_s$	Altura de onda significativa correspondente à média do terço das alturas de onda mais altas do registo	[m]
$H_{1/10}$	Altura de onda correspondente à média do décimo das alturas de onda mais altas do registo	[m]
$H_{1/250}$	Altura de onda correspondente à média das duzentas e cinquenta alturas de onda mais altas do registo	[m]
$H_{2\%}$	Altura de onda excedida por 2% de alturas de onda no registo	[m]
$h$	Profundidade da água	[m]
$K_a$	Coefficiente de impulso ativo	[-]
$K_p$	Coefficiente de impulso passivo	[-]
$L$	Comprimento de onda	[m]
$L_p$	Comprimento de onda com base no período de pico, $T_p$	[m]
$L_{0m}$	Comprimento de onda em grandes profundidades correspondente ao período de onda médio, $T_m$	[m]
$L_{0p}$	Comprimento de onda em grandes profundidades com base no período de pico, $T_p$	[m]

$M_b$	Momento provocado pela força $F_b$	[kNm]
$M_G$	Momento provocado pela força $F_G$	[kNm]
$M_w$	Momento provocado pela força $F_w$	[kNm]
$m$	Cotangente do ângulo que o talude que o talude do quebra-mar faz com a horizontal [-]	
$p_a$	Pressão resultante devido ao impulso ativo das camadas constituintes da berma de coroamento sobre o muro-cortina mais parte da carga dinâmica provocada pela onda sobre o manto resistente	[kN/m <sup>2</sup> ]
$p_b$	Pressão de impulsão provocada pela onda	[kN/m <sup>2</sup> ]
$p_b^f$	Pressão de impulsão provocada pela onda na extremidade do muro-cortina exposta à agitação marítima	[kN/m <sup>2</sup> ]
$p_b^r$	Pressão de impulsão provocada pela onda na extremidade do muro-cortina contrária à exposta à agitação marítima	[kN/m <sup>2</sup> ]
$p_w$	Pressão provocada pela onda	[kN/m <sup>2</sup> ]
$p_{w, máx}$	Valor máximo da pressão provocada pela onda	[kN/m <sup>2</sup> ]
$r$	Extremidade da base da fundação do muro-cortina contrária à exposta à agitação marítima	[-]
$s_p$	Declividade de onda determinada com $L_p$ , com base em $T_p$	[-]
$s_{0m}$	Declividade de onda em águas profundas determinada com $L_{0m}$ , com base em $T_m$	[-]
$s_{0p}$	Declividade da onda em águas profundas determinada com $L_{0p}$ , com base em $T_p$	[-]
$T$	Período de onda	[s]
$T_m$	Período de onda médio	[s]
$T_p$	Período de onda de pico	[s]
$t$	Duração da pressão de impacto	[s]
$V$	Velocidade da lâmina de água em espriamento	[m/s]

$w_c$	Cota de coroamento do muro-cortina	[m]
$w_f$	Cota de fundação do muro-cortina	[m]

### Letras Gregas

$\alpha$	Ângulo do talude do quebra-mar com a horizontal	[°]
$\gamma_c$	Peso específico do betão	[kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_r$	Peso específico da rocha	[kN/m <sup>3</sup> ]
$\gamma_w$	Peso específico da água	[kN/m <sup>3</sup> ]
$\mu$	Coeficiente de atrito	[-]
$\xi$	Número de Iribarren	[-]
$\xi_p$	Número de Iribarren determinado com base no período de pico, $T_p$	[-]
$\xi_{0m}$	Número de Iribarren em águas profundas determinado com base em $T_m$	[-]
$\xi_{0p}$	Número de Iribarren, com base em $s_{0p}$	[-]
$\rho_c$	Massa específica do betão	[kg/m <sup>3</sup> ]
$\rho_r$	Massa específica da rocha	[kg/m <sup>3</sup> ]
$\rho_w$	Massa específica da água	[kg/m <sup>3</sup> ]
$\phi$	Ângulo de atrito do solo	[°]



# 1 Introdução

Um quebra-mar de estrutura mista é constituído por um quebra-mar de taludes com uma superestrutura colocada no seu coroamento. Quando essa superestrutura é constituída por um muro com a respetiva fundação é denominada por muro-cortina. Um quebra-mar de estrutura mista funciona como um quebra-mar de taludes onde se dá a maioria da rebentação das ondas e um muro-cortina que funciona como uma proteção contra o galgamento de onda e, quando este existe, oferece proteção ao talude posterior. O muro-cortina também proporciona uma zona de acesso, de mobilidade e de segurança a pessoas e equipamentos que lá circulem e operem, e a infraestruturas complementares. Também é construído com intuito de reduzir a quantidade de enrocamento que seria necessário para atingir determinada cota de coroamento e os respetivos custos associados, além de facilitar os processos construtivos.

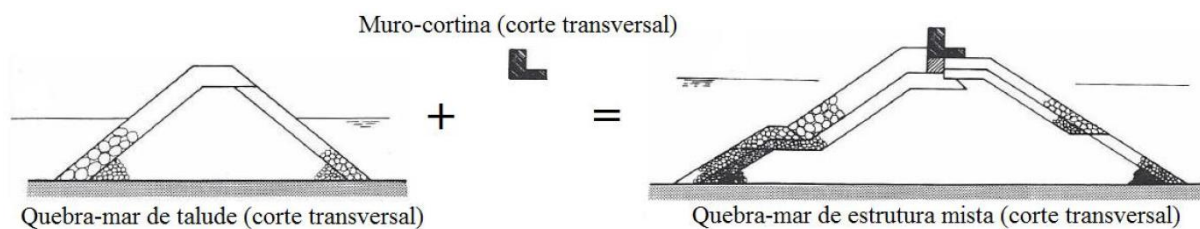


Figura 1 - Exemplo dos elementos que compõem um quebra-mar de estrutura mista, (adaptado de Pita, 1985).

A motivação principal desta dissertação é reproduzir o dimensionamento do muro-cortina do Molhe-cais do Terminal de Passageiros de São Roque do Pico, localizado na Ilha do Pico no Arquipélago dos Açores, averiguar o porquê do método utilizado, como o executar, a ciência que está por de trás do mesmo e também descobrir formas alternativas de o fazer.

Para isso foi necessário estudar os tipos de muros-cortina mais usuais, de que materiais são feitos, as configurações mais frequentes e o seu campo de aplicação. Desta forma torna-se necessário identificar os parâmetros inerentes ao dimensionamento do muro-cortina e averiguar quais os fatores e condições que influenciam na sua determinação. Também é imprescindível identificar os tipos de falha a que o muro-cortina está sujeito, o que os origina, os condicionalismos, a identificação dos indícios desses tipos de falha e, quando possível, saber em que fase se pode atuar a fim de impedir que estas ocorram. Isto encontra-se no capítulo 2 compreendido nos subcapítulos 2.2 a 2.4.

Foi necessário apresentar a ciência que está por de trás dos métodos e os fatores que os influenciam, bem como descrever a variação da pressão ao longo do tempo quando uma onda alcança o muro-cortina, podendo ser consultado no capítulo 2 nos subcapítulos 2.5 e 2.6.

Além disso, é essencial identificar e descrever as ações atuantes no muro-cortina quando este é atingido por uma onda tendo em consideração que essas ações não dependem unicamente das características da onda, mas também das características da própria estrutura. Ao identificar as ações atuantes e os tipos de falha do muro-cortina torna-se fundamental estabelecer os critérios de verificação de estabilidade que estão diretamente relacionados com alguns tipos de falha e com alguns parâmetros de dimensionamento, capítulo 2 nos subcapítulos 2.7 e 2.8.

Antes de se iniciar o dimensionamento foi realizada uma síntese do estado da arte, depois procedeu-se ao levantamento das várias metodologias de cálculo existentes com o intuito de ser possível quantificar o fenómeno, de se saber como foram alcançadas e também a finalidade a que se destinavam, assim como as considerações que os autores teceram no seu desenvolvimento. Não descurando que cada metodologia reflete o conhecimento do fenómeno à época, mesmo depois de fazer o levantamento das várias metodologias existentes, procedeu-se a uma análise, a fim de apurar os seus campos de aplicação, as suas vantagens e limitações, definindo desta forma quais os métodos que dão melhores estimativas. Esta temática encontra-se no capítulo 3.

As metodologias estudadas neste trabalho foram: a de Iribarren e Nogales (1954), Günbak e Gökce (1984), Bradbury, Allsop e Stephens (1988), Pedersen e Burcharth (1992), Martín *et al.* (1995, 1999), também a de Pedersen (1996), e a de Berenguer e Baonza (2006). Estas metodologias são agrupadas consoante o resultado obtido, caso seja forças ou pressões, e ainda em relação à doutrina do método que a influenciou.

No capítulo 4, subcapítulo 4.1 descreve-se sumariamente o Porto de São Roque do Pico, seu enquadramento, localização e valências.

No subcapítulo 4.2 desenvolveu-se um procedimento de cálculo onde se implementa a metodologia de avaliação das pressões proposta por Martín *et al.* (1995, 1999). Antes da sua utilização no dimensionamento do muro-cortina do molhe-cais do Terminal de Passageiros de São Roque do Pico, verificou-se o funcionamento do procedimento referido, reproduzindo um

dimensionamento de um muro-cortina de outro projeto já existente e comparou-se os resultados.

Por fim, fez-se a descrição do levantamento das condições naturais a que a estrutura está sujeita e terá de suportar e só depois se procedeu ao dimensionamento do muro-cortina.

Este é um tema complexo devido à quantidade de parâmetros de dimensionamento, aos fatores que condicionam a sua determinação, bem como aos modos de falha característicos da estrutura. Assim, este trabalho pretende contribuir para uma compilação tanto da evolução do conhecimento do tema, como das metodologias, explorando os seus campos de aplicação e também as suas vantagens e limitações. Além disso, há ainda a realização de um dimensionamento de um caso prático com uma ferramenta de cálculo.

## 2 Muros-cortina

### 2.1 Enquadramento

Ao colocar-se um muro e respetiva fundação num quebra-mar de taludes obtém-se um quebra-mar denominado por quebra-mar de estrutura mista. Este funciona como um quebra-mar de taludes, onde se dá a maioria da rebentação das ondas, funcionando o muro-cortina essencialmente como uma proteção contra o galgamento de onda.

Os quebra-mares de taludes são construídos onde existem grandes quantidades de enrocamento de diversas graduações para que possam ser incorporados nas várias camadas: núcleo, filtros e manto resistente. Um quebra-mar de taludes é um amontoado de enrocamentos dispostos de forma estruturada, sendo essas camadas dispostas de acordo com a sua função e por diferentes graduações. A sua secção transversal típica tem uma configuração trapezoidal, sendo a inclinação dos taludes a adequada para garantir a estabilidade do material ali depositado e provocar a rebentação das ondas. As vantagens deste tipo de estrutura são a sua fácil construção/manutenção e a sua eficiência na dissipação de energia das ondas.

As razões que levam à construção de um muro-cortina são a redução do galgamento de onda e, quando este existe, de oferecer proteção ao talude posterior. Fornece também uma zona de acesso, de mobilidade e de segurança a pessoas e equipamentos que lá circulem e operem, e a infraestruturas complementares. Traduz-se numa redução da quantidade de enrocamento face à que que seria necessária para atingir determinada cota de coroamento, e numa redução dos respetivos custos associados, além de facilitar os processos construtivos.

### 2.2 Tipos de muros-cortina

Existem vários tipos de muros-cortina dependendo dos materiais empregues e da forma. Há muros-cortina em madeira associados a pequenos quebra-mares (Figura 2 (a)) e em betão para quebra-mares maiores (Figura 2 (b) a (d)).

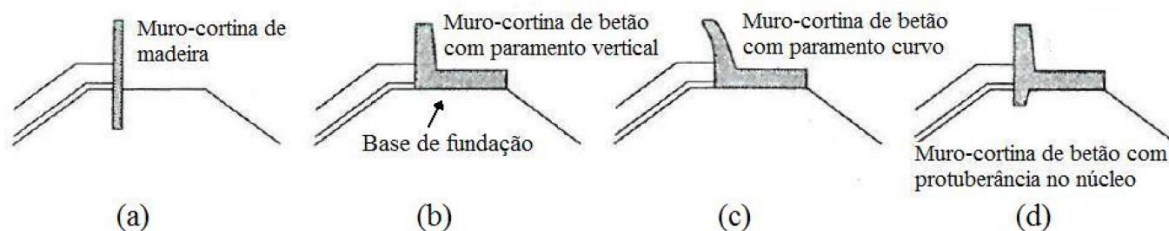


Figura 2 – Exemplos de configurações e materiais constituintes de muros-cortina, (adaptado de Pedersen, 1996).

Quanto à forma, os muros-cortina de betão podem ter várias configurações. Normalmente são com parede vertical mas também os há em parede curva voltada ao largo (Figura 2 (c)). Estes paramentos verticais podem ser mais ou menos protegidos das ações das ondas por uma berma de coroamento (Figura 3).

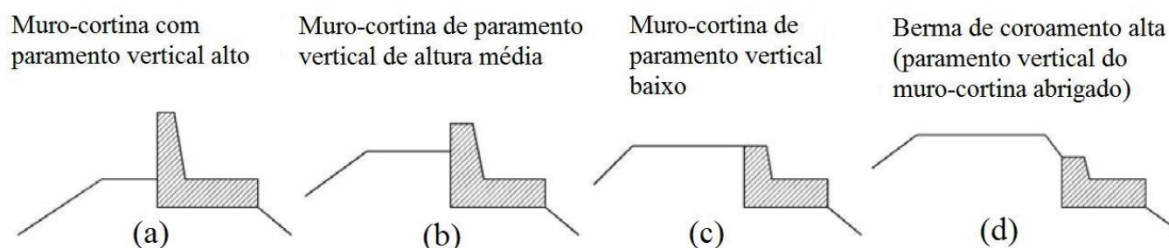


Figura 3 – Configurações típicas de muro-cortina, (adaptado de USACE, 2006).

Existem quebra-mares muito grandes em que o muro-cortina é vazado e cujo interior é utilizado como galeria para diversos fins.

A base de fundação dos muros-cortina, local onde o elemento vertical é encastrado, também pode variar, podendo esta ser contínua (Figura 2 (b) e (c)) ou ter uma protuberância a fim de se obter um maior atrito (Figura 2 (d)), evitando o seu deslizamento.

### 2.3 Parâmetros de dimensionamento

Para se poder fazer o dimensionamento de um muro-cortina é necessário estipular alguns parâmetros (Figura 4): o nível da fundação,  $w_f$ , o nível do coroamento,  $w_c$ , a largura,  $F$ , e o

peso. Contudo a determinação destes parâmetros tem implicações e condicionalismos. O nível de fundação é influenciado pela transmissão de energia de onda admitida através do quebramar, assim como pelos requisitos funcionais do mesmo, as acessibilidades de veículos, de infraestruturas, de equipamentos de amarração, de carga e descarga, e também os procedimentos construtivos e seus custos. O nível do coroamento é ditado pelos critérios do galgamento de onda e algumas considerações estéticas. Já a largura e o peso por unidade de comprimento do coroamento são estabelecidos pelos critérios de estabilidade regidos pelas ações atuantes e pelos tipos de falha específicos deste elemento estrutural.

Um dos fatores que faz variar as ações atuantes sobre o muro-cortina provocadas pelo espraçamento ou pela rebentação de ondas é a berma de coroamento colocada imediatamente antes do muro-cortina. Por exemplo, quando a berma é baixa (Figura 3 (a)), o muro-cortina terá que suportar maiores esforços devido à sua exposição às ondas. Quando a berma é suficientemente alta de modo que seja mais alta que o espraçamento de onda máximo, (Figura 3 (c) ou (d)), o dimensionamento do muro-cortina será ditado principalmente pelas necessidades funcionais. Uma situação vantajosa é ter uma berma de coroamento bastante alta para que a rebentação de onda se dê sempre no manto resistente, e assim o muro-cortina terá de resistir apenas às ações provocadas pelas ondas rebentadas.

Assim, o dimensionamento de muros-cortina é realizado de acordo não só com o nível de água de repouso de dimensionamento, mas também com as condições de onda, período e altura, e é ditado pela quantidade de galgamento permitido, que estabelece a altura de coroamento do próprio muro. Os processos construtivos e os custos estabelecem o nível da fundação e na análise da estabilidade apura-se o peso e largura.

A fim de efetuar-se a análise de estabilidade é necessária a determinação das pressões que serão exercidas no paramento vertical do muro-cortina, na parte não protegida pela berma de coroamento. Estas são calculadas em função das características da berma de coroamento, obrigando as ondas a rebentarem no talude ou na berma de coroamento, para que as distribuições de pressões sejam de ondas já rebentadas, nomeadamente as pressões de impulsão.

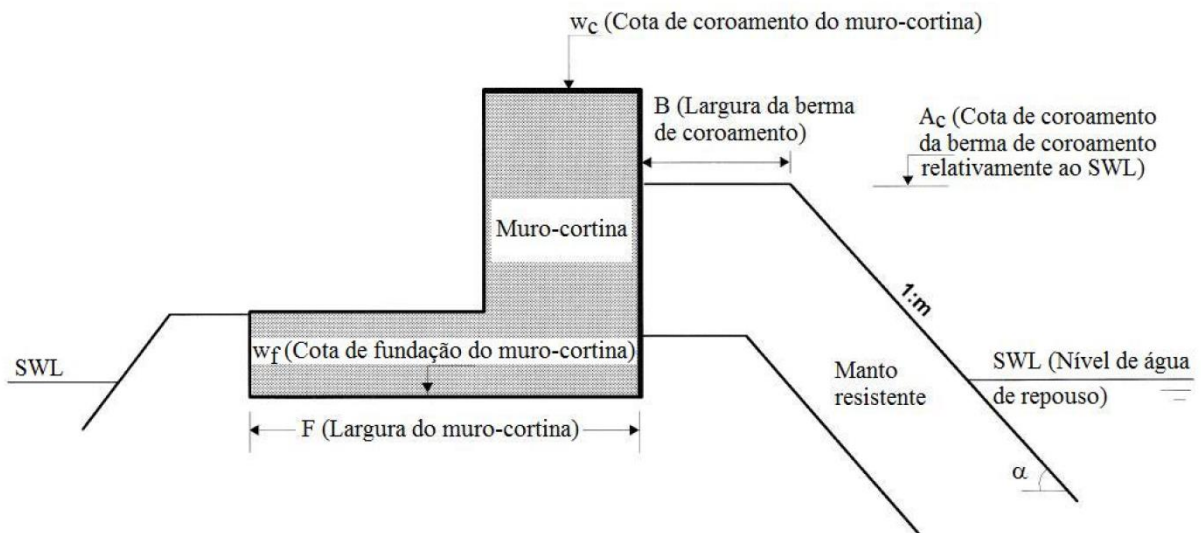


Figura 4 – Representação dos parâmetros do muro-cortina, (adaptado de Martín, Losada e Medina, 1999).

## 2.4 Modos de falha

Os modos de falha de um quebra-mar de estrutura mista podem ser observados de uma maneira geral na Figura 5.

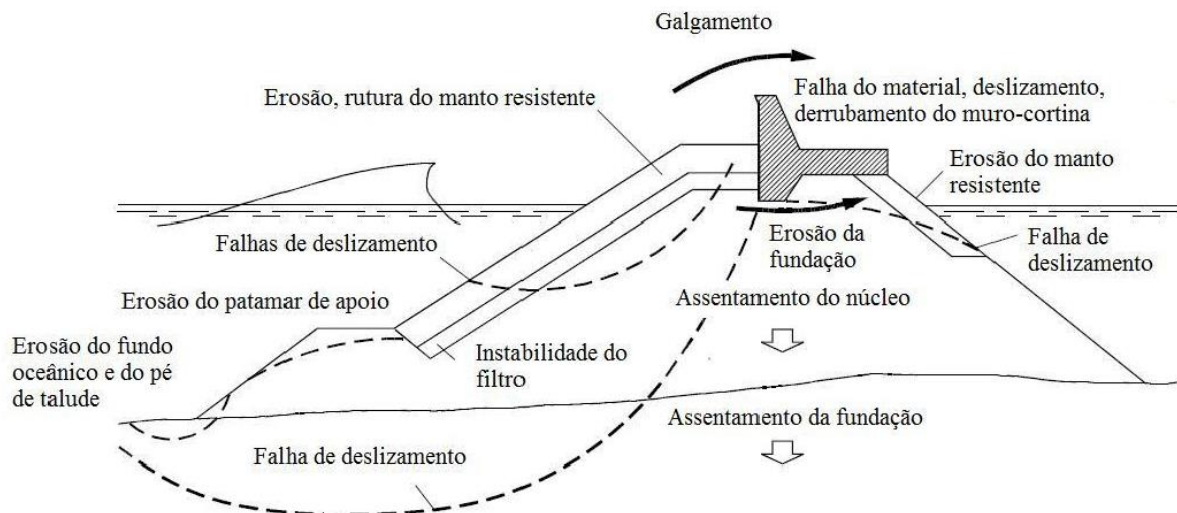


Figura 5 – Visão geral de modos de falha de quebra-mar de taludes, (adaptado de USACE, 2006).

As ondas ao incidirem no muro-cortina geram dois tipos de forças: uma horizontal, atuante no paramento vertical do muro-cortina e conseqüentemente um momento de derrube, e outra

vertical, que é tanto maior quanto mais próximo a base da fundação estiver do nível de água, devido há penetração das ondas nas várias camadas constituintes do quebra-mar, aumentando a pressão hidrostática que incide na base de fundação do muro-cortina. Assim, os modos de falha podem ser separados naqueles que dependem das forças atuantes e nos que dependem da relação entre o muro-cortina e as camadas constituintes do quebra-mar de estrutura mista.

O deslizamento (Figura 6 (b)) é o tipo de falha mais usual e dá-se quando as forças horizontais excedem a força de atrito existente entre o muro-cortina e a camada abaixo da base de fundação. De notar que esta força de atrito é influenciada pelas pressões hidrostáticas ascendentes que atuam debaixo da base de fundação do muro-cortina. Este modo de falha pode ser notado por pequenas deslocações nas seções do muro-cortina.

O derrubamento (Figura 6 (c)) ocorre quando os momentos instabilizadores são superiores aos momentos estabilizadores. É um modo de falha difícil de reconhecer visto que o processo se inicia com pequenas oscilações do muro-cortina, que vão reduzindo a força de atrito existente entre as faces do muro-cortina e as camadas constituintes das bermas de coroamento que estão em contacto com as mesmas, tanto aquela que é voltada para o largo, como a outra que lhe é oposta. Se eventualmente se der um deslizamento, é provável que ocorra o derrubamento.

Outra causa é a entrada de água por fendas criadas pela oscilação do muro-cortina, que criam escoamentos capazes de erodir e remover o material constituinte das várias camadas do quebra-mar, que mais tarde levam ao enfraquecimento da camada na qual o muro-cortina está fundado, conduzindo ao derrubamento do próprio muro-cortina.

O modo de falha do material (Figura 6 (d)) é referente ao material constituinte do muro-cortina e deve-se à deterioração e conseqüente perda da resistência do mesmo ao longo da vida útil da estrutura. Este pode ser resolvido no dimensionamento da geometria do muro-cortina, tal como o deslizamento.

O modo de falha geotécnico é referente à falha das fundações. Ocorre quando as cargas transmitidas à fundação são superiores às que a fundação suporta. Ao contrário dos modos de falha anteriores, que podem ser ultrapassados pelo aumento do peso da estrutura, nesta situação o desejável é o inverso.

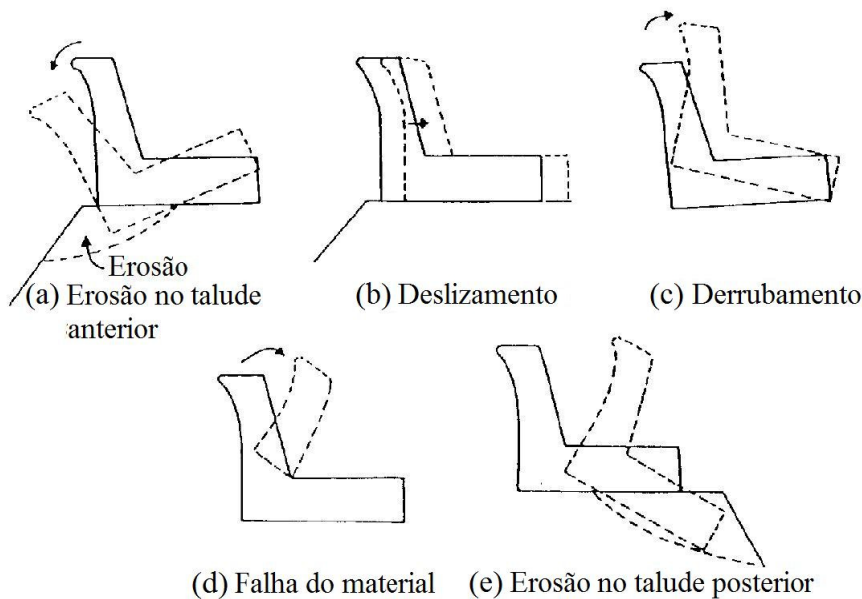


Figura 6 – Modos de falha característicos dos muros-cortina, (adaptado de Martín *et al.*, 1999).

## 2.5 Variação de pressão ao longo do tempo quando uma onda atinge uma parede vertical

Os padrões de distribuição de pressão provocados pelas ondas ao embaterem nas estruturas verticais variam com as condições de agitação marítima incidentes. Descrições desses padrões de distribuição de pressão originados pelas ondas ao colidirem nas estruturas verticais devido às ondas estacionárias, ondas parcialmente estacionárias e ondas a rebentarem ou já rebentadas, foram realizadas por Nagai (1973) apud Martín *et al.* (1999) como também por Martín, Losada e Medina (1999). Conclui-se que a distribuição de pressão temporal de ondas não rebentadas caracteriza-se por um pico duplo simétrico em torno da crista de onda. Por outro lado, a assimetria do pico duplo representa a transição de um sistema de onda permanente para um sistema de onda em rebentação, segundo Oumeraci, Klammer e Partenscky (1993) apud Martín *et al.* (1999) como por Martín, Losada e Medina (1999).

Na Figura 7 são ilustrados diferentes perfis de variação de pressão, sendo que na Figura 7 (I) estão as regiões referentes aos domínios dos perfis de pressão em função da declividade de onda,  $H/L$ , em relação à profundidade relativa,  $h/L$ , e na Figura 7 (II) as variações de pressão de onda ao longo do tempo, quando uma onda alcança uma parede vertical com diferentes condições de onda, neste caso a declividade. Na Figura 7 (I), a área abaixo da linha  $\underline{E}$  refere-

se à distribuição de pressões linear que tem um comportamento que é relativo ao regime estacionário.

Um regime estacionário é referente à ação de uma onda estacionária sobre uma estrutura vertical, onde não ocorre rebentação nem galgamento, sendo desta forma diminutas a dissipação e a transmissão. A onda estacionária resulta da sobreposição de uma onda incidente com a refletida, em que o coeficiente de reflexão é aproximadamente igual à unidade, e a onda exibe um ventre na parede provocando reflexão total. A distribuição de pressões varia em fase com o aumento da cota da superfície livre na estrutura vertical, podendo ser determinada com base na teoria de ondas desde que seja representativa da declividade de onda,  $H/L$ , e da profundidade relativa,  $h/L$ .

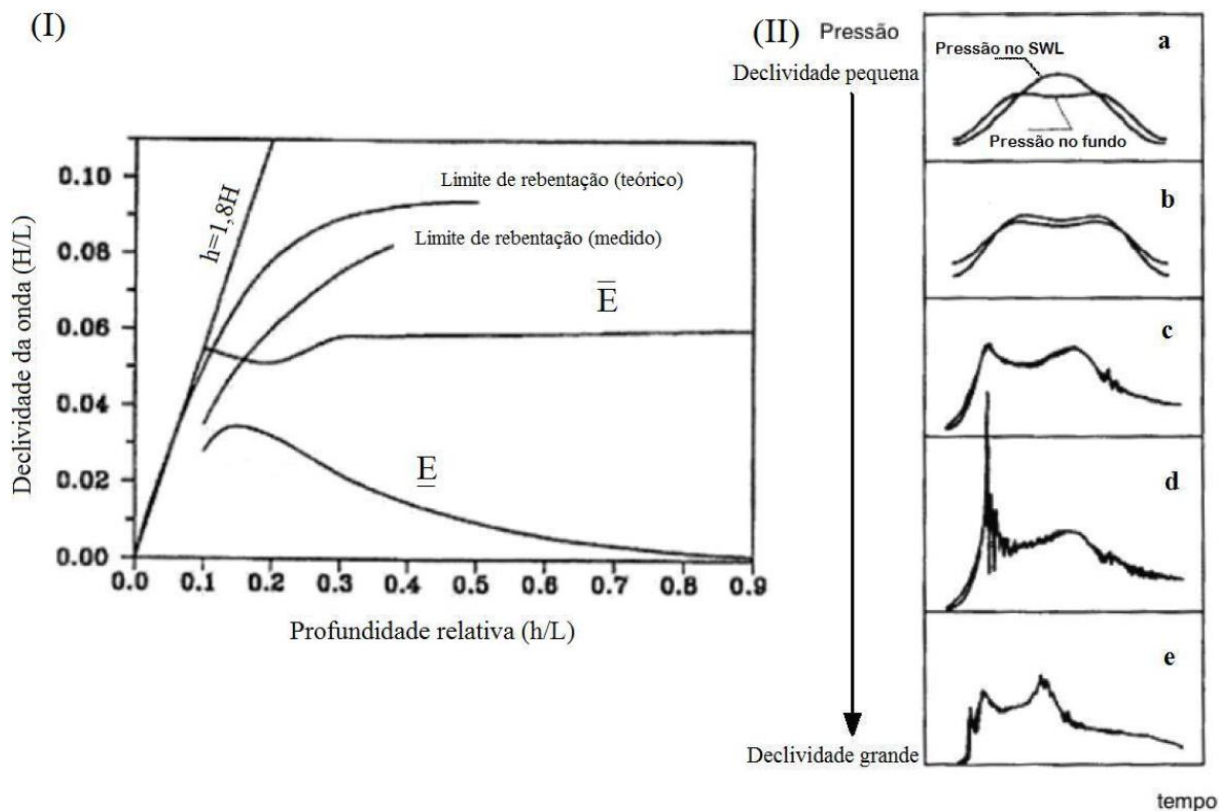


Figura 7 – Domínios dos perfis de pressões e respetiva variação de pressões no tempo, (adaptado de Neves *et al.*, 2012).

As séries temporais de pressão de ondas com declividade pequena que atingem uma parede vertical apresentam uma forma sinusoidal. Ao aumentar-se a declividade da onda e mantendo-se o período de onda constante, o pico da pressão registada na base da parede começa a flutuar com um valor que é o dobro da frequência da pressão na superfície, com o

aparecimento de uma segunda harmónica que se faz sentir apenas no fundo (Figura 7 (II) perfil **a**). Na Figura 7 (I) a área entre as linhas  $\underline{E}$  e  $\overline{E}$  representa esta situação: regime quase ou parcialmente estacionário.

Ao aumentar-se a declividade de onda, a flutuação expande-se a partir do fundo até à superfície do nível de água em repouso com o dobro da frequência da pressão à superfície, resultando que os picos duplos gerados pelo sistema de onda estacionária sejam simétricos, Figura 7 (II) perfil **b**. O valor máximo da pressão ao longo da parede vertical localiza-se em torno do nível de água em repouso devido ao momento linear ter atingido o seu máximo, transmitindo-se assim mais energia de agitação à estrutura. A descrição deste fenómeno é representada pela linha  $\overline{E}$  na Figura 7 (I).

A onda quase a rebentar: exhibe uma frente plana levemente a pender sobre a estrutura vertical. Ocorre quando a onda sobe sobre a estrutura modificando rapidamente o próprio campo de velocidades, passando de uma direção horizontal para uma direção vertical. Isto acontece imediatamente antes de alcançar a estrutura vertical e é justamente após o impacto de onda que se geram os picos de pressão de muito curta duração.

Ao aumentar-se novamente a declividade de onda e encontrando-se perto das condições de rebentação, o pico duplo do diagrama temporal de pressão torna-se assimétrico, sendo o primeiro mais curto e mais elevado, Figura 7 (II) perfil **c**, enquanto que na Figura 7 (I) esta situação localiza-se entre a linha  $\overline{E}$  e a linha de rebentação. Segundo Oumeraci, Klammer e Partenscky (1993) apud Martín *et al.* (1999) e por Martín, Losada e Medina (1999), a assimetria do pico duplo indica uma transição de um regime estacionário (ou quase estacionário) para um regime de rebentação.

Para a situação de uma onda incidente que rebenta sobre a parede vertical (regime em rebentação), o primeiro pico pode aumentar substancialmente podendo, assim, dividir-se em dois picos de duração diferente, Figura 7 (II) perfil **d**: o primeiro, denominado por Pressão de Choque, segundo Bagnold (1939) apud Martín *et al.* (1999) e ainda por Martín, Losada e Medina (1999); o segundo, conhecido por Pressão Secundária ou Pressão de Reflexão segundo Topliss (1994) apud Martín *et al.* (1999) como por Martín, Losada e Medina (1999), ou ainda Pressão Flutuante, que tem uma variação no tempo mais lenta e uma duração maior em relação à Pressão de Choque.

Quando uma onda já rebentada atinge uma parede, o duplo pico do diagrama temporal de pressão ainda é notado, e a sua intensidade e duração dependem da distância entre o ponto onde a onda rebenta e o ponto em que a onda atinge a parede (Figura 7 (II) perfil e).

## 2.6 Variação de pressão horizontal no muro-cortina

A ação das ondas sobre o quebra-mar de estrutura mista é muito afetada pelo processo de transformação e das condições de rebentação no talude. O parâmetro fundamental é a declividade da onda. A onda incidente ao aproximar-se do talude anterior do quebra-mar vai-se propagando sobre profundidades cada vez menores, logo diminui o comprimento de onda e aumenta a altura da onda, resultando num aumento da declividade até se atingir as condições de rebentação.

No processo de rebentação e impacto de onda sobre o talude anterior do quebra-mar, há ar que fica preso na massa de água em forma de bolhas. Rebentações de onda sobre o talude do quebra-mar do tipo mergulhante ou do tipo colapsante também denominada de enrolada, dissipam muita energia no talude do quebra-mar, resultando pouca transmissão de energia ao muro-cortina.

O muro-cortina é uma estrutura que reflete as ondas, quer estas rebentem nele, quer o alcancem por espraiamento, e tem a fundação no topo do núcleo do quebra-mar. As ondas que chegam à parede vertical por espraiamento têm o duplo pico de pressão, como descrito anteriormente e ilustrado no diagrama e da Figura 7 (II).

Losada, Martín e Medina (1995) e Martín (1995) apud Martín *et al.* (1999) assim como Martín, Losada e Medina (1999), concluíram que a onda após rebentar no manto resistente do talude colide no muro-cortina, sendo o primeiro pico originado no decorrer da mudança repentina de direção da frente de onda por causa do muro-cortina, dando-se nesse instante uma desaceleração horizontal. O segundo pico acontece no momento a seguir ao espraiamento de onda máximo, onde a massa de água sobe pelo paramento vertical do muro-cortina, e é referente à aceleração vertical da mesma que iniciou a descida, acumulando-se frente ao muro-cortina e originando, nessa altura, o segundo pico, provocando de seguida o recuo de espraiamento de onda.

## 2.7 Ações no muro-cortina

As cargas produzidas pela onda não dependem unicamente das características da onda incidente, período e altura, mas também das do manto resistente, nomeadamente a geometria do manto resistente e o tipo de elementos que o constituem. No caso do manto resistente do talude anterior do quebra-mar, salienta-se a inclinação do talude 1:  $m$  (ângulo  $\alpha$  com a horizontal), o tipo de bloco utilizado, a rugosidade, a permeabilidade e a porosidade. No caso da berma de coroamento, destaca-se a largura da berma,  $B$ , o tipo de bloco empregue, a rugosidade, a permeabilidade e a porosidade. Relativamente ao muro-cortina, importa não esquecer tanto as características do seu paramento (vertical ou curvo), como também a sua localização em relação à berma de coroamento.

Apesar da carga produzida pela onda ser dinâmica, ela é tratada como sendo quase estática, por a variação ser muito suave ao longo do período de onda. Quando a onda rebenta sobre o muro-cortina geram-se pressões de embate muito elevadas durante um curto intervalo de tempo, que serão ainda maiores caso o paramento do muro-cortina exposto à agitação seja vertical. Neste caso, as pressões são influenciadas pela velocidade,  $v$ , e volume da lâmina de água em espraiamento e dão origem a forças designadas de impacto ou impulsivas (Figura 8).

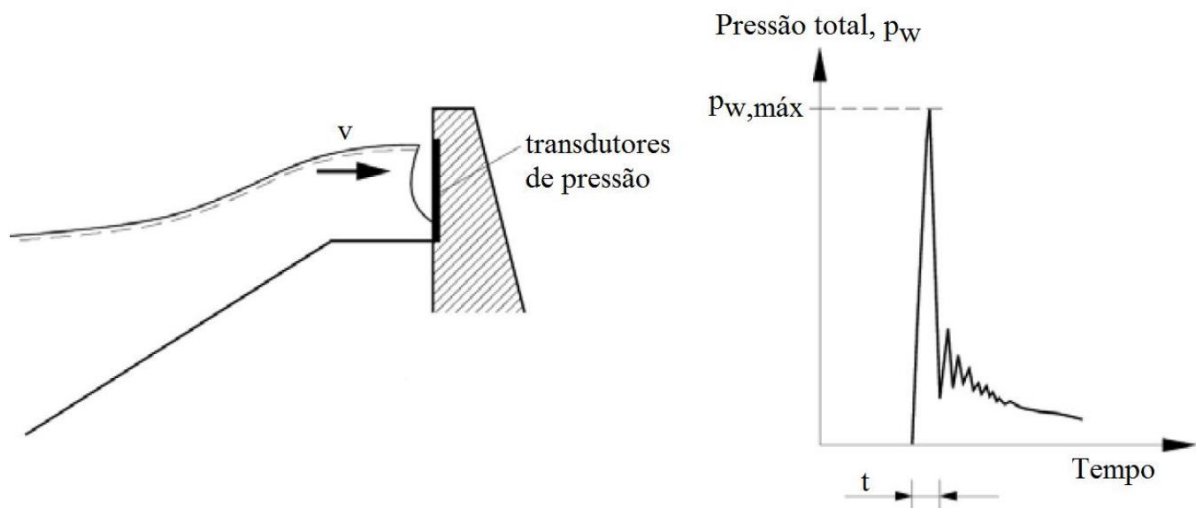


Figura 8 – Pressão de impacto provocada pela rebentação de onda no muro-cortina, (adaptado de USACE, 2006).

Outra consequência do embate da onda sobre o muro-cortina é a força de impulsão gerada sob a base de fundação do muro-cortina, que é uma força vertical. Ela poderá contribuir para reduzir a força de atrito (que é horizontal), por diminuir a componente (vertical) normal da

força exercida no interface entre a base da fundação e a camada abaixo desta e da força exercida entre as faces laterais do muro-cortina e o manto resistente, assim como o efeito do peso próprio do muro-cortina.

As forças e as pressões no muro-cortina devido à ação de onda são representadas na Figura 9. Essas forças podem separar-se em forças induzidas pela onda, que é o caso da força horizontal,  $F_w$ , e da força de impulsão,  $F_b$ , e em forças ativas, que são a carga da berma de coroamento,  $F_a$ , a força de atrito e o peso próprio do muro-cortina,  $F_G$ . Porém, na Figura 9 não está representada a distribuição de tensões efetivas da camada debaixo da base de fundação do muro-cortina.

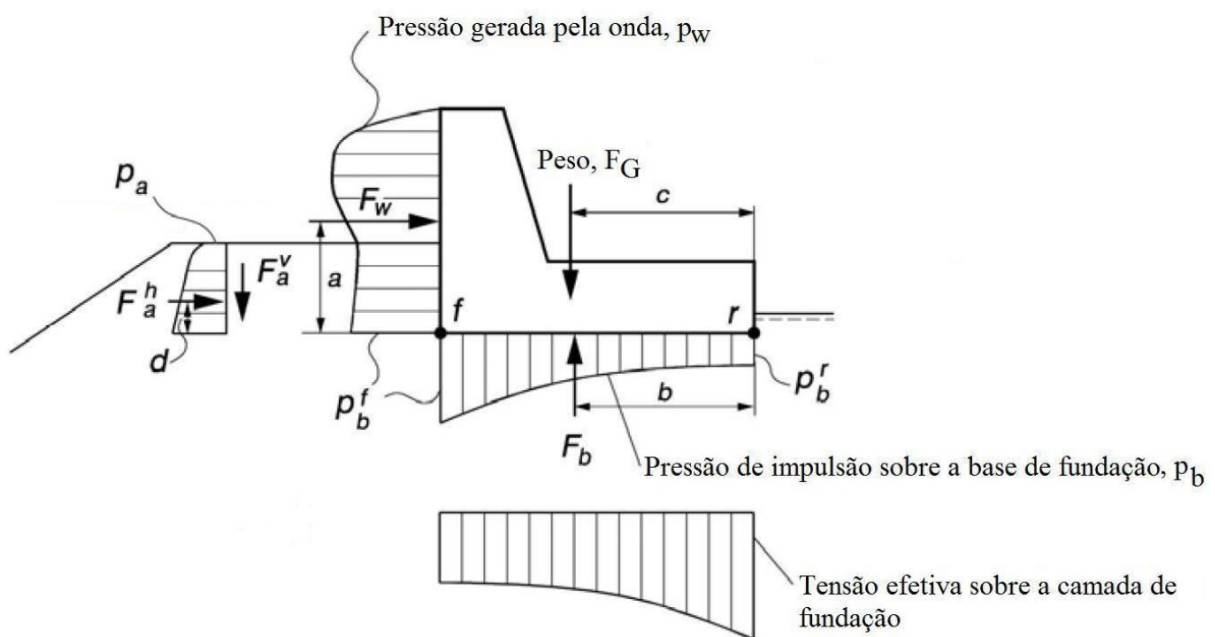


Figura 9 – Esquema de pressões e de forças atuantes num muro-cortina, (adaptado de USACE, 2006).

Ainda em relação à Figura 9, o  $p_w$  representa a pressão provocada pela onda, que é perpendicular à face do muro, a sua distribuição é influenciada pelas acelerações (conforme o mencionado anteriormente) e o  $F_w$  representa a força resultante das mesmas pressões. O  $p_b$  representa a pressão de impulsão incidindo perpendicularmente à base de fundação, é idêntica à pressão hidrostática na camada sob a base de fundação e  $F_b$  é a força resultante. Na Figura 9, as extremidades da base da fundação do muro-cortina estão identificadas com letra  $f$ , para a parte exposta à agitação marítima, e com letra  $r$  para o lado contrário. Sendo assim, a pressão de impulsão na extremidade voltada para o largo,  $p_b^f$ , tem o mesmo valor que a pressão horizontal nesse ponto. Na extremidade oposta, a pressão de impulsão nesse ponto,  $p_b^r$ , tem a mesma grandeza que a pressão hidrostática. Assim, a distribuição de pressão de impulsão,  $p_b$ ,

atuante na base de fundação entre as extremidades,  $p_b^f$  e  $p_b^r$ , depende das pressões geradas pelas ondas e também da permeabilidade e da homogeneidade da camada de fundação.

A determinação da pressão de impulsão num ponto entre extremos, máximo,  $p_b^f$ , e mínimo,  $p_b^r$ , pode ser feita recorrendo a uma distribuição linear quando se considera uma camada homogénea, permeável e em condições quase estáticas, como se pode ver na Figura 10 (a).

Para situações onde existe uma protuberância na base de fundação na extremidade exposta à agitação marítima, a distribuição de pressões linear pode ser utilizada para a estimativa da pressão. Esta estimativa estará mais do lado da segurança do que a anterior (Figura 10 (b)).

Quando existe uma protuberância na base de fundação na extremidade oposta ao largo, Figura 10 (c), pode originar uma distribuição de pressão que ao aplicar-se uma distribuição de pressões linear, pode não se estar no lado da segurança.

É de salientar que a resultante da pressão atuante sob a fundação do muro-cortina não é vertical para as situações (b) e (c) da Figura 10.

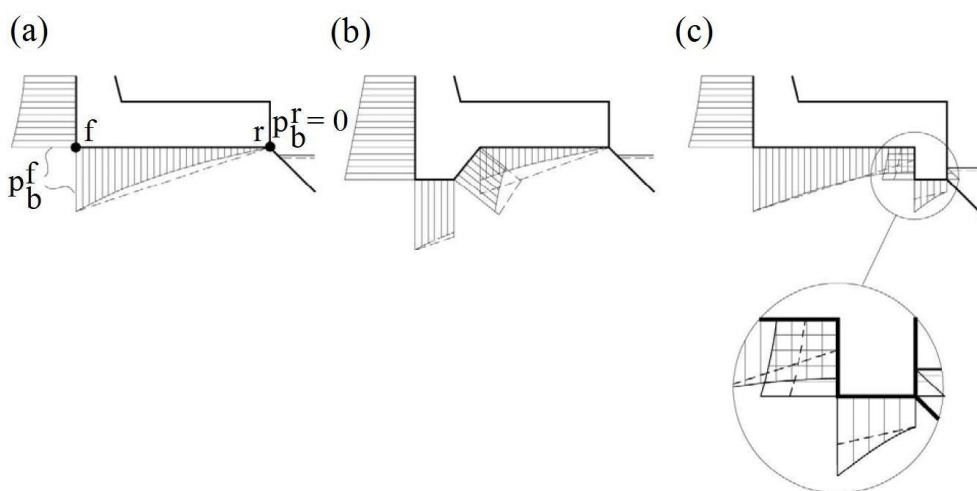


Figura 10 – Exemplo de comparação entre distribuições de pressão de água intersticial da camada sob a base de fundação do muro-cortina (sob condições de fluxo hidráulico quase estático) e a distribuição linear aproximada, (adaptado de USACE, 2006).

Se na situação descrita na Figura 9 se considerar que os blocos da berma de coroamento e eventualmente a subcamada estão em contacto com a face do muro-cortina exposta à agitação, irão produzir uma carga,  $p_a$ . Esta carga pode ser decomposta numa carga ativa, típica da mecânica dos solos, correspondente ao manto resistente, e outra, que é parte da carga de onda dinâmica atuante na berma de coroamento. Sendo  $F_a$  a força resultante, esta normalmente não é perpendicular ao muro-cortina, por causa do atrito entre a berma de coroamento e o muro-

cortina. Face a isto, ela deve ser decomposta em duas componentes: horizontal,  $F_a^h$ , e vertical,  $F_a^v$ .

Embora na génese do problema se considere uma porção da carga de onda dinâmica sobre a berma de coroamento, presume-se que os blocos constituintes da berma de coroamento são suficientemente estáveis e resistem à ação da onda por si próprios, sem a transferir para o muro-cortina. Desta forma apenas se considera a carga ativa, característica da mecânica dos solos, relativa ao manto resistente para a carga  $p_a$ .

Para situações em que o muro-cortina é alto ou em que a berma de coroamento é baixa, a força  $F_a$  é pouco significativa em relação à carga de onda  $F_w$ . Para minimizar a pressão produzida pela onda,  $p_w$ , sobre o muro-cortina, por rebentação ou por espraçamento, pode aumentar-se o nível do coroamento da berma de coroamento, ou aumentar-se a largura da berma de coroamento, ou ainda conciliar-se ambas. Na Figura 3 expõem-se algumas soluções já descritas. Importa referir que nas situações (c) e (d) desta figura, o muro-cortina não sofrerá o impacto da rebentação ou do espraçamento de onda.

Na Figura 9 encontra-se ainda a resultante do peso próprio do muro-cortina,  $F_G$ , a força de atrito entre a base de fundação e a camada onde assenta, assim como entre o muro-cortina e as bermas de coroamento, tanto do lado exposto, como do lado contrário, e ainda a força horizontal provocada pela ação de onda transportada para a zona entre a base da fundação do muro-cortina e a camada abaixo desta, denominada por força horizontal tangencial. Estas duas últimas não estão representadas. Contudo, a força horizontal tangencial pode ser diferente da força resultante da ação de onda,  $F_w$ , por causa da resposta dinâmica do próprio muro-cortina. Porém, se a força horizontal tangencial for maior que a força de atrito, ocorre o deslizamento do muro-cortina.

## 2.8 Critérios de verificação da estabilidade

Como referido anteriormente, as cargas produzidas pelas ondas sobre o muro-cortina dependem principalmente das características da onda incidente, altura e período, mas também das características da berma de coroamento, da localização desta em relação ao muro-cortina, bem como da própria configuração do muro-cortina, que pode ser de paramento vertical alto, baixo, reto ou curvo. A carga de maior valor manifesta-se na parte anterior do muro-cortina e

é uma carga horizontal. A segunda carga é um reflexo da primeira: a onda satura as várias camadas constituintes do quebra-mar originando um aumento da pressão hidrostática, que incide na vertical sob a fundação do muro-cortina, e é tanto maior quanto mais próximo estiver a fundação do muro-cortina do nível de água de repouso de dimensionamento. Porém, essas duas forças serão contrariadas pelo peso próprio do muro-cortina, conjuntamente com a força de atrito existente entre a camada onde o muro-cortina está assente e também nas faces laterais deste que estão em contacto com o manto resistente.

Como já abordado anteriormente, os modos de falha podem ser divididos naqueles que dependem das forças atuantes sobre o muro-cortina, como é o caso do tipo de falha do material, e nos que dependem da relação entre o muro-cortina e as camadas constituintes do quebra-mar de estrutura mista, de que se destacam o deslizamento e o derrubamento. A estabilidade contra o deslizamento é verificada segundo:

$$\mu(F_G - F_b) \geq F_w \quad \text{Eq. 1}$$

Em que  $\mu$  é o coeficiente de atrito. A estabilidade contra o derrubamento é verificada através da seguinte relação entre os momentos das forças  $F_G$ ,  $F_b$  e  $F_w$ :

$$M_G - M_b \geq M_w \quad \text{Eq. 2}$$

As equações acima podem ser reescritas em função de um coeficiente de segurança, sendo que é recomendado que seja superior a: 1,2 para o deslizamento e de 1,4 para o derrubamento, sugeridos por Goda (1985) e Martín (1995) apud Martín *et al.* (1999).

$$C_S = \frac{\mu(F_G - F_b)}{F_w} \quad \text{Eq. 3}$$

$$C_S = \frac{M_G - M_b}{M_w} \quad \text{Eq. 4}$$

O coeficiente de atrito não é sempre igual ao longo da vida útil da estrutura devido às variações das cargas ao longo do tempo e das respostas da estrutura face a esses esforços. Também depende do tipo de material no qual o muro-cortina está fundado, nomeadamente se está assente na subcamada ou no núcleo do quebra-mar, bem como se a fundação do muro-cortina tem protuberâncias na base. Depende ainda dos processos construtivos.

Coeficientes de atrito mais altos podem ser considerados caso o muro-cortina seja moldado no local diretamente sobre a subcamada ou sobre o núcleo. Coeficientes de atrito mais baixos são

para elementos pré-fabricados ou, então, muros-cortina moldados *in situ* sobre camadas de material mais fino.

São usualmente aceites coeficientes de atrito próximos de 0,5. No entanto, Nagai (1973) cit. por Martín *et al.* (1999), um coeficiente de atrito de 0,6 para dimensionamento pode ser utilizado, mas é referente a muros-cortina relativamente grandes e fundados perto do nível de água de repouso. Por outro lado, um coeficiente de atrito de 0,5 é utilizado no dimensionamento para muros-cortina mais pequenos e fundados perto do coroamento do quebra-mar de estrutura mista, de acordo com Hamilton e Hall (1992).

### 3 Métodos de dimensionamento de muros-cortina

#### 3.1 Descrição sumária e cronológica da evolução do conhecimento das ações de onda em muros-cortina

A evolução do conhecimento sobre as ações exercidas pela agitação marítima nos muros-cortina não foi sempre igual ao longo do tempo, resultando em diversos estudos laboratoriais e em diferentes metodologias de cálculo para as quantificar. Assim, neste capítulo, descreve-se, muito sumariamente e por ordem cronológica, essa evolução.

No método de Iribarren e Nogales (1954) apud Molines (2011), as distribuições de pressões dinâmicas e hidrostáticas eram triangulares, tendo por base a componente horizontal da velocidade máxima da crista após a onda rebentar sobre o talude do quebra-mar (Figura 11).

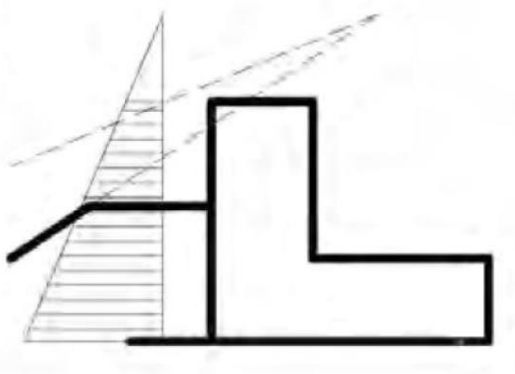


Figura 11 – Esquema de distribuição de pressões dos métodos de Iribarren e Nogales (1954) e Burcharth (1993), (adaptado de Molines, 2011).

Jensen (1984) estudou a influência da altura de onda, do nível do mar, do período de onda, do ângulo de incidência e das condições de dano dos mantos resistentes, concluindo que as forças aumentam quase linearmente com o aumento da altura de onda. Concluiu também que a variação do nível do mar tem influência no nível da berma de coroamento e que a força horizontal é claramente proporcional à relação entre a altura de onda significativa,  $H_s$ , e a cota de coroamento da berma de coroamento,  $A_c$ ,  $H_s/A_c$ . Concluiu também que, quando o período aumenta, as forças aumentam.

O ângulo de incidência também afeta a força horizontal, diminuindo esta com o aumento daquele, sendo este efeito mais evidente em ondas de maior altura. O dano no manto

resistente (ou a ausência deste) faz aumentar a força horizontal sobre o muro-cortina, isto para o ataque de onda frontal. Para o ataque de onda oblíquo essa influência vai diminuindo à medida que aquele ângulo aumenta.

Jensen (1984) não desenvolveu nenhuma fórmula para a determinação das forças e pressões atuantes no muro-cortina. No entanto, sugeriu duas relações para a força horizontal. Uma traduz a relação entre a força horizontal e os parâmetros caracterizadores do muro-cortina com a influência do período de onda manifestado através do comprimento de onda. A outra traduz a proporcionalidade entre a força horizontal e a relação entre a altura de onda significativa,  $H_s$ , e o nível de coroamento da berma de coroamento,  $A_c$ .

Aquelas relações apenas devem ser empregues quando os parâmetros são idênticos àqueles mencionados pelo autor, resultando que a sua aplicação seja limitada para situações de galgamento moderado.

Günbak e Gökce (1984) apud Molines (2011), desenvolveram um método que permite calcular as pressões com base no espriamento de onda. Eles dividiram a ação de onda sobre a parede vertical do muro em duas distribuições simultâneas: uma, hidrostática, prolongada até ao final da lâmina líquida de espriamento (pressão triangular), que simboliza a massa de água que atinge o paramento vertical; outra, retangular, relacionada com a energia cinética da onda. Também propuseram uma distribuição triangular para as forças de impulsão, na base de fundação do muro-cortina (Figura 12).

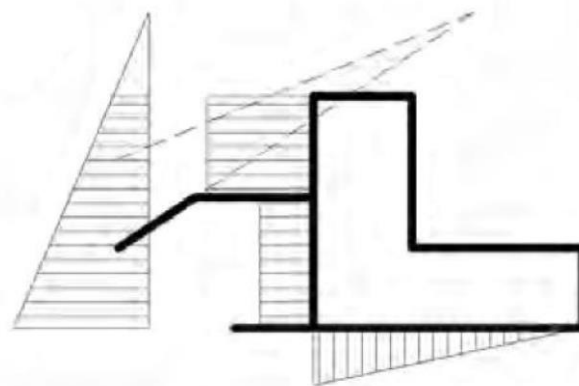


Figura 12 – Esquema de distribuição de pressões dos métodos de Günbak e Gökce (1984) e de Martín *et al.* (1995), (adaptado de Molines, 2011).

Bradbury, Allsop e Stephens (1988) estudaram o efeito que o talude tem sobre as cargas no muro-cortina, porém não concluíram nada de concreto. Os seus resultados confirmam os de Jensen (1984) na proporcionalidade entre a força e a altura de onda e no aumento da força com o respetivo aumento de período de onda. Também verificaram o efeito da obliquidade de onda e observaram que a força diminui com ângulo, sendo mais evidente em períodos de onda mais curtos.

Os mesmos autores desenvolveram formulações não só para a determinação da força horizontal máxima atuante no paramento vertical do muro-cortina, como também para a força vertical máxima atuante na base de fundação do muro-cortina. Desenvolveram ainda uma distribuição de pressões horizontais retangular no paramento vertical do muro-cortina assim como uma distribuição de pressões verticais triangular na base de fundação do muro-cortina.

Hamilton e Hall (1992) levaram a cabo uma investigação a fim de determinar a estabilidade do muro-cortina por meio de testes laboratoriais com ondas regulares, confirmando depois com ondas irregulares. Os ensaios com ondas irregulares foram conseguidos através da repetição de cinco ensaios com ondas regulares convertidos depois numa sequência de ondas irregulares.

Estes autores verificaram o mesmo que Jensen (1984) e Bradbury, Allsop e Stephens (1988), isto é, que o aumento da força é diretamente proporcional à altura de onda para um grau de galgamento moderado, e quando as ondas são suficientemente grandes para originar grandes galgamentos, as forças produzidas no muro-cortina aproximam-se de um máximo. Desta forma concluíram que cada muro-cortina tem um limite superior para as forças produzidas pelas ondas, sendo que estas crescem menos ao aproximarem-se da assíntota horizontal, resultando que essas forças permaneçam constantes.

Também observaram que as forças aumentam com o aumento do período de onda, embora não esclarecessem qual a razão, e que os taludes com menor inclinação, assim como um nível de mar mais baixo, conduzem a menores forças.

Os autores constataram que a estabilidade do muro-cortina aumenta com a diminuição da altura do paramento vertical, e diminui substancialmente quando está fundado no manto resistente. Esta situação foi verificada para os muros-cortina com base de fundação lisa, e a utilização de uma saliência na base do muro-cortina faz aumentar a resistência de atrito em relação aos que não a possuem. Contudo, concluíram que o comprimento não é significativo,

mas a utilização de protuberâncias na base de fundação do muro-cortina minimiza a ocorrência do modo de falha de deslizamento e potencia a ocorrência do modo de falha de derrubamento.

Pedersen e Burcharth (1992) analisaram o efeito de alguns parâmetros sobre a estabilidade do muro-cortina e concluíram o mesmo que Hamilton e Hall (1992) e Bradbury, Allsop e Stephens (1988), assim como Jensen (1984): quanto maior for a altura de onda, maior é a carga sobre o muro-cortina, e que períodos de onda mais longos conduzem a maiores ações sobre o muro-cortina.

Também concluíram que a força demonstra uma dependência linear evidente em relação ao parâmetro  $H_s/A_c$ . Quanto à influência da largura da berma, verificou-se pouco efeito na atenuação das forças de onda sobre o paramento vertical do muro-cortina, porém os resultados não foram conclusivos.

Os autores concluíram ainda que as forças atuantes no muro-cortina dependem da área não protegida pela berma de coroamento, deduzindo também que quanto maior for o paramento vertical do muro-cortina, maior é a força atuante sobre este. Em situações onde o paramento vertical do muro-cortina é muito alto, é atingido um máximo que depende unicamente das condições de agitação marítima e do nível do mar.

Burcharth (1993) apud Molines (2011), definiu uma fórmula para quantificar a força com base na ideia de Günbak e Gökce (1984), isto é prolonga a lâmina líquida de espraiamento até interseção o prolongamento fictício do talude. Por questão de simplicidade, Burcharth (1993) não dividiu a força numa impulsiva e numa hidrostática, mas considerou-a como uma força hidrostática fictícia. Ele concluiu que a distribuição apresentada não representa corretamente as pressões na zona protegida pela berma, desta forma, sobrestimando as pressões verticais na base do muro-cortina, e portanto as forças de impulsão têm um valor conservativo (Figura 11).

Martín *et al.* (1995) propuseram um procedimento de cálculo para determinar as forças atuantes no muro-cortina quando exposto a ondas regulares. Porém, o método é apenas aplicável a ondas que alcançam o quebra-mar de estrutura mista já rebentadas ou em espraiamento, garantindo que não haja rebentação de onda direta sobre o muro-cortina, impedindo desta forma que existam pressões de impacto. O método tem por base o surgimento das leis de pressão de dois picos fora de fase no tempo, em que o primeiro pico é

devido à desaceleração horizontal da massa de água e o segundo pico é gerado pela aceleração vertical da água acumulada que desce contra o muro-cortina.

Martín *et al.* (1995) sugeriram distribuições de pressões semelhantes às de Günbak e Gökce (1984) (Figura 12), duas distribuições de pressões horizontais, uma para cada pico de pressão. Na primeira propuseram uma distribuição praticamente retangular; na segunda apresentaram uma distribuição quase hidrostática, isto é triangular. Para as pressões de impulsão propuseram uma distribuição triangular que segue a distribuição de pressão linear, desta forma garantindo que o dimensionamento do muro-cortina está do lado da segurança, porque é expectável que a onda alcance o muro-cortina no mesmo instante, isto é, tanto sobre a parede vertical, como na base de fundação do muro-cortina.

Já Pedersen (1996) estudou a influência de vários parâmetros na força produzida pela onda e concluiu o mesmo que estudos anteriores. No caso da altura de onda, quando não há galgamento, verifica-se uma dependência linear da força horizontal em relação à altura de onda; quando este começa, a força tende para um valor assintótico. Para a influência do período de onda, a força horizontal é maior com períodos de onda maiores, assumindo uma relação linear entre a força e comprimento de onda, donde resulta um aumento linear da força com o aumento do comprimento de onda.

Quanto ao efeito na força horizontal da cota superior da berma de coroamento,  $A_c$ , o autor verificou a existência de uma dependência linear entre o inverso da cota superior da berma de coroamento,  $1/A_c$ , e a força. Também foi observada a influência que o ângulo do talude tem na força horizontal, sendo que esta diminui com a diminuição do ângulo do talude, resultando assim uma dependência linear entre a força e o inverso da inclinação do talude,  $1/\cot \alpha$ .

Pedersen (1996) também estudou a influência do tipo de blocos empregues no manto resistente do quebra-mar de estrutura mista e verificou, que três tipos de mantos resistentes com blocos artificiais (cubos e dolos) e enrocamento colocados aleatoriamente revelaram valores praticamente idênticos para a força horizontal. O mesmo não se verificou quando o manto resistente é constituído por cubos colocados de forma regular: a força é o dobro da obtida nos outros mantos. Quando não existe galgamento, a altura do muro-cortina não influencia na força. Porém, quando existe galgamento, a força observada é proporcional ao quadrado da altura do muro-cortina. E, por fim, também notou que o efeito da largura da berma não é claro, isto é, até determinada largura de berma de coroamento a força aumenta e a partir daí diminui.

O modelo de pressões de Pedersen (1996), assim como a distribuição dinâmica de Günbak e Gökce (1984) e Martín *et al.* (1995) dão duas distribuições retangulares, uma para a zona não protegida pela berma e outra para a zona protegida (Figura 13). Pedersen (1996) propôs uma distribuição triangular para as pressões de impulsão que cumpre a continuidade de pressão.

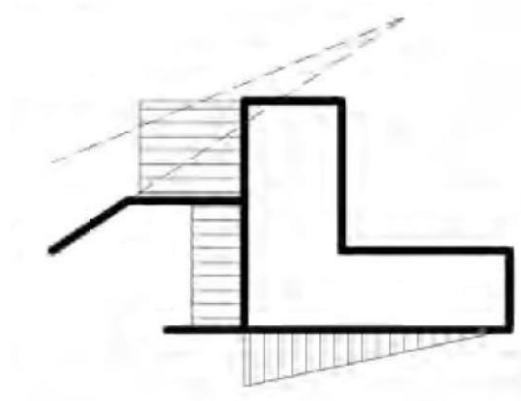


Figura 13 – Esquema de distribuição de pressões do método de Pedersen (1996), (adaptado Molines, 2011).

Mais tarde, Silva, Govaere e Martín (1998) verificaram que os métodos de Losada e Gimenez-Curto (1981) e de Ahrens e Heimbaugh (1988), podem ser utilizados para estimar o espraiamento de onda com ondas regulares, para qualquer tipo de bloco aplicado no manto resistente e com diferentes porosidades no núcleo.

Os autores concluíram que a função de distribuição estatística para alturas de onda proposta por Tayfun (1981) é a que melhor descreve diferentes estados marítimos, mas é limitada para rebentação de onda em águas pouco profundas. Porém, quando aplicada a situações de ondas irregulares obtém-se bons resultados.

Os mesmos testaram o método de Martín *et al.* (1995) com ondas irregulares com o critério de Silva, Martín e Govaere (1997), que forneceu bons resultados e revelou ser de fácil aplicação. Também testaram a fórmula de Losada e Gimenez-Curto (1979) para a determinação do peso dos blocos constituintes do manto resistente e os valores obtidos aproximam-se bastante dos valores calculados pela fórmula de Van der Meer (1988).

Silva, Govaere e Martín (1998) utilizaram a distribuição de Tayfun (1981) juntamente com a função de estabilidade dada por Losada e Gimenez-Curto (1979) para águas pouco profundas. Obtiveram uma redução no peso dos blocos constituintes do manto resistente quando comparado com aqueles obtidos através da fórmula de Van der Meer (1988). Desta forma, os

autores concluíram que a metodologia por eles desenvolvida fornece bons resultados e tem a vantagem de ser aplicável a muitas situações, o que não acontece com as fórmulas desenvolvidas para ondas irregulares.

O trabalho de Martín, Losada e Medina (1999) foi a introdução de algumas pequenas alterações no método realizado por Martín *et al.* (1995), de que se destaca o fator de espraiamento que influencia diretamente as pressões horizontais e, por conseguinte, as pressões verticais. Também alteraram o parâmetro  $C_{w1}$  para incluir a resposta dinâmica do muro-cortina, isto é, tem em consideração a inércia do muro-cortina e/ou o tipo de fundação, rígida ou elástica.

Ainda detalharam a influência das fundações submersas na ponderação das pressões de impulsão. Para estas últimas foi proposto uma distribuição trapezoidal caso a fundação esteja abaixo do nível do mar, não descurando a pressão hidrostática correspondente ao nível da fundação.

Camus e Flores (2004) apud Molines (2011), avaliaram as fórmulas de Günbak e Gökce (1984), de Jensen - Bradbury, Allsop e Stephens (1984, 1988) respetivamente, de Pedersen (1996) e de Martín, Losada e Medina (1999). Concluíram que o método de Pedersen (1996) é o que melhor representa as forças horizontais máximas, ao passo que o método de Martín, Losada e Medina (1999) é o que melhor descreve o fenómeno físico de impacto de onda sobre o muro-cortina.

Berenguer e Baonza (2006) apud Molines (2011), com base em testes laboratoriais, desenvolveram fórmulas para determinar forças atuantes no muro-cortina, tanto horizontais como verticais. As mesmas consideram a influência do nível de dano no manto resistente face à intensidade de impacto de onda sobre o muro-cortina. Berenguer e Baonza (2006) não sugeriram nenhuma distribuição de pressões horizontais; só sugeriram uma distribuição triangular de pressões de impulsão.

### 3.2 Metodologias existentes

O funcionamento hidráulico de um quebra-mar de estrutura mista depende da sua geometria porque obriga a onda a perder energia pela rebentação no talude, por atrito e pela formação de

uma mistura água-ar, evitando-se desta forma o impacto direto das ondas no paramento vertical do muro-cortina. Assim, o muro-cortina deve apenas resistir aos esforços originados pela lâmina de água do espreadimento de onda.

Atualmente, estão disponíveis para o cálculo de muros-cortina sete métodos. Cada um deles está inserido ou no grupo de diagramas de pressão ou no grupo de diagramas de forças, consoante os resultados obtidos por cada método. O grupo de diagramas de pressão é composto por três métodos: o de Iribarren e Nogales (1954), o de Günbak e Gökce (1984) e o de Martín *et al.* (1995, 1999). O grupo de diagramas de força é constituído por quatro métodos: o de Bradbury, Allsop e Stephens (1988), o de Pedersen e Burcharth (1992), o de Pedersen (1996) e o de Berenguer e Baonza (2006).

### 3.2.1 Diagrama de pressões:

#### 3.2.1.1 Iribarren e Nogales (1954)

O método proposto por Iribarren e Nogales (1954) apud Flors (2013), Ruiz, Mendoza e Silva (2013) e também por Valdecantos, Gutiérrez e Flors (2013), a determinação das pressões horizontais sobre o muro-cortina é sobretudo gráfico, representando tipos de pressões diferentes referentes a pontos notáveis do quebra-mar de estrutura mista (Figura 14). As pressões são determinadas com base em diagramas e com relações pré-estabelecidas em função da altura de onda,  $A$ , e da amplitude de onda,  $h$ , sendo que a amplitude é  $h = A/2$ .

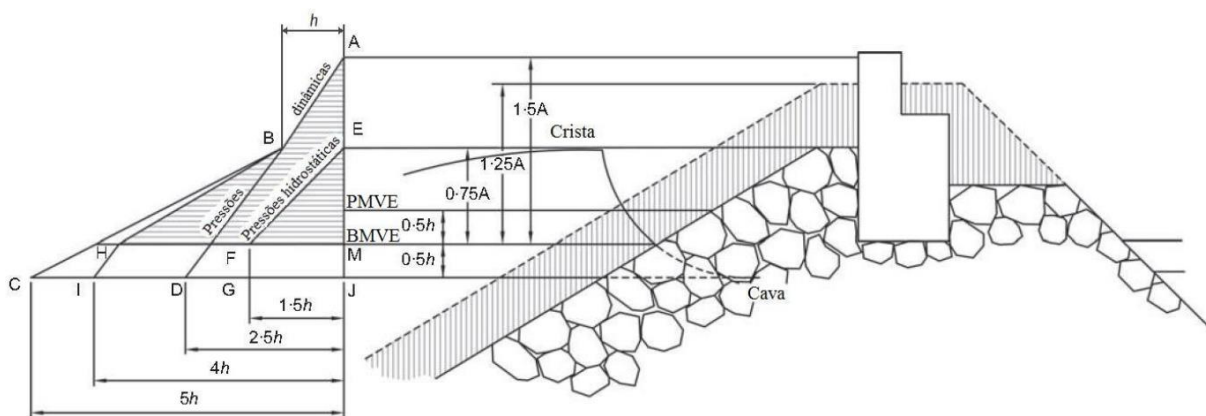


Figura 14 – Distribuição de pressão do método de Iribarren e Nogales (1954), (adaptado de Valdecantos, Gutiérrez e Flors (2013)).

A velocidade horizontal máxima de crista de onda depois de rebentar sobre o manto resistente é determinada através de:

$$V_h = \sqrt{gh} \quad \text{Eq. 5}$$

em que  $g$  corresponde a aceleração gravitacional. A velocidade vertical desde a crista à cava é dada por:

$$V_v = \sqrt{2g2h} \quad \text{Eq. 6}$$

Assim, a velocidade resultante é:

$$V = \sqrt{V_h^2 + V_v^2} = \sqrt{gh + 4gh} = \sqrt{5gh} \quad \text{Eq. 7}$$

A altura representativa da pressão no manto resistente do coroamento é dada pelos pontos E e B (Figura 14):

$$\overline{EB} = 2 \frac{V_h^2}{2g} = h \quad \text{Eq. 8}$$

e a altura representativa da pressão na cava é dada por J e C (Figura 14):

$$\overline{JC} = 2 \frac{V^2}{2g} = 5h \quad \text{Eq. 9}$$

No método de Iribarren e Nogales (1954) apud Flors (2013), tal como por Ruiz, Mendoza e Silva (2013) e ainda por Valdecantos, Gutiérrez e Flors (2013), a distribuição de pressões tem uma redução de pressão para metade devido ao manto resistente. Assim, a pressão atuante sobre o muro-cortina, pelo diagrama de pressões da Figura 14, é definida pelos pontos  $\overline{ABD}$ . Por reflexão instantânea sobre o muro-cortina definida pela linha AM igual a 1,5A, a pressão total atuante sobre o muro-cortina é definida pelos pontos  $\overline{ABHI}$ .

Da mesma forma, no diagrama de pressões da Figura 14, os autores também contemplam a possibilidade do muro-cortina ter a sua fundação tanto no nível de baixa-mar máxima viva equinocial,  $BMVE$ , como no nível de preia-mar máxima viva equinocial,  $PMVE$ , sendo que a pressão total quando o muro-cortina está fundado no  $BMVE$  é definida pelos pontos  $\overline{ABH}$ .

### 3.2.1.2 Günbak e Gökce (1984)

O método de Günbak e Gökce (1984) apud Flors (2013), Ruiz, Mendoza e Silva (2013) e por Valdecantos, Gutiérrez e Flors (2013), tem por base o diagrama temporal de pressão da Figura 15, que representa dois tipos de pressão: uma denominada por pressão de choque,  $P_m$ , que ocorre primeiro e resulta do embate da água na parede vertical; a segunda chamada de pressão hidrostática,  $P_h$ , devida ao espraiamento de onda que alcança o muro-cortina. Na Figura 15 o ponto B corresponde à pressão de choque máxima,  $P_m$ , e o ponto G à pressão hidrostática,  $P_h$ , máxima.

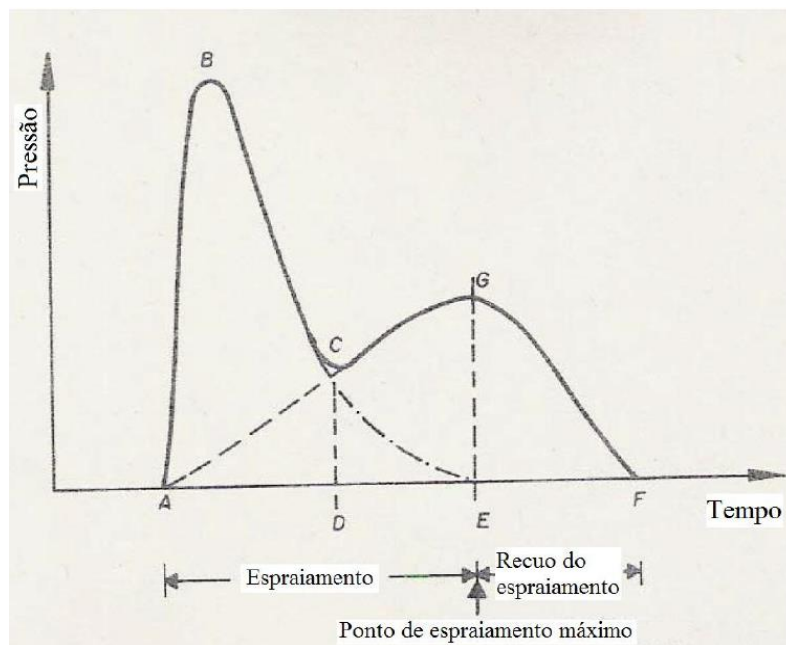


Figura 15 – Variação temporal da pressão, (adaptado de Flors, 2013).

No método elaborado por Günbak e Gökce (1984) a pressão de choque,  $P_m$ , não varia entre o topo da berma de coroamento e o coroamento do muro. A pressão reduz-se a 50% da pressão de choque,  $P_m$ , decaindo linearmente entre o topo da berma de coroamento e a cota da base de fundação do muro-cortina (Figura 16).

À distribuição de choque,  $P_m$ , é adicionada a pressão hidrostática,  $P_h$ , com uma distribuição de pressão triangular desde a base de fundação do muro cortina até à parte superior da lâmina líquida,  $y$ , (Figura 16).

Também a pressão de impulsão tem uma distribuição de pressão triangular ao longo da base de fundação do muro-cortina, aumentando na direção do paramento vertical (Figura 16).

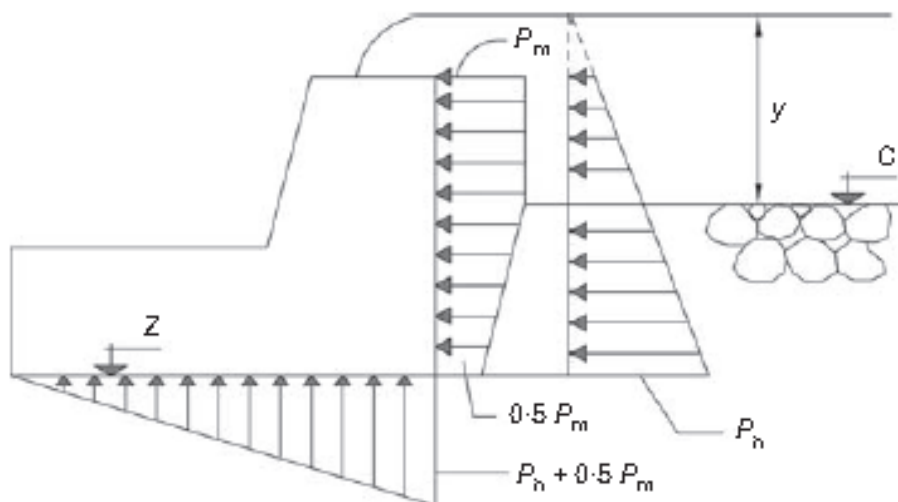


Figura 16 – Distribuição de pressão do método de Günbak e Gökce (1984), (Valdecantos, Gutiérrez e Flors, 2013).

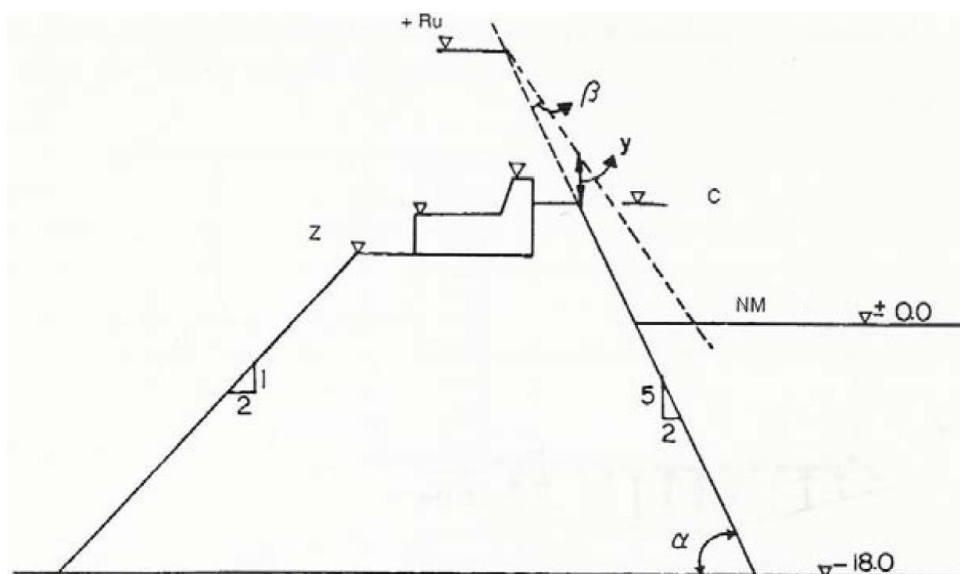


Figura 17 – Esquema de cálculo do espraçamento, (adaptado de Flors, 2013).

O espraçamento de onda,  $R_u$ , é determinado segundo Günbak (1979) com a seguinte expressão:

$$R_u = \begin{cases} 0,4\xi H & \text{se } \xi < 2,5 \\ H & \text{se } \xi > 2,5 \end{cases} \quad \text{Eq. 10}$$

em que  $H$  representa a altura de onda e o  $\xi$  o número de Iribarren, determinado por:

$$\xi = \sqrt{\frac{g}{2\pi H}} T \tan \alpha \quad \text{Eq. 11}$$

onde  $g$  simboliza a aceleração gravitacional,  $T$  período de onda e  $\alpha$  é o ângulo do talude do quebra-mar com a horizontal.

A altura entre o topo da berma de coroamento e a parte superior da lâmina líquida do espraiamento de onda,  $y$ , é calculada através de:

$$y = \frac{(R_u - c) \sin \beta}{\sin \alpha \cos(\alpha - \beta)} \quad \text{Eq. 12}$$

onde  $\beta$  é o ângulo que a lâmina líquida do espraiamento faz com a berma de coroamento e toma um valor de  $15^\circ$  atribuído pelos autores. Tanto  $\beta$  como  $\alpha$  são em graus sexagesimais. O  $c$  é a cota do topo da berma de coroamento em relação ao nível médio do mar.

A velocidade da lâmina de água em espraiamento sobre o talude do quebra-mar,  $v_0$ , foi assumida como sendo:

$$v_0 = \sqrt{gy} \quad \text{Eq. 13}$$

Assim, a pressão de choque,  $P_m$ , pode ser quantificada por:

$$P_m = \frac{\gamma_w (\sqrt{gy})^2}{2g} = \frac{\gamma_w}{2} y \quad \text{Eq. 14}$$

sendo  $\gamma_w$  o peso específico da água. Por fim a pressão hidrostática,  $P_h$ , é determinada através de:

$$P_h = \gamma_w (y + c - z) \quad \text{Eq. 15}$$

onde  $z$  é cota em relação ao nível médio do mar do ponto onde se deseja determinar a pressão, positivo no sentido ascendente.

Com base nas pressões acima indicadas, a determinação da pressão de impulsão é conseguida. Esta segue a lei triangular de pressões tomando valor de zero na extremidade da base no lado protegido, e um valor de  $P_h + 0,5P_m$  na extremidade exposta à agitação marítima.

### 3.2.1.3 Martín *et al.* (1995, 1999)

O método de Martín *et al.* (1995, 1999) é sustentado na premissa de que as ondas batem no muro-cortina já rebentadas. Este método baseia-se numa distribuição temporal de pressão com dois picos: o primeiro é a pressão de impacto que é obtida pela mudança repentina de direção de frente de onda provocada pelo muro-cortina, nesse instante dá-se uma desaceleração horizontal; o segundo pico, que é a pressão flutuante, acontece após o espraçamento de onda atingir o seu nível máximo, a lâmina de água embate na parede e aí dá-se uma aceleração vertical, iniciando-se de seguida o recuo do espraçamento.

Como já mencionado, o método não considera rebentação direta das ondas sobre o muro-cortina, pressão de impacto de choque. Assim as ondas que alcançam o quebra-mar de estrutura mista terão de ser ondas já rebentadas ou ondas com uma rebentação sobre o talude do tipo de fundo ou do tipo colapsante também designada de enrolada. Desta forma, as ondas com rebentação do tipo progressiva ou do tipo mergulhante sobre o talude do quebra-mar não são contempladas.

A altura de onda de cálculo,  $H_c$ , determinada no pé de talude do quebra-mar para o dimensionamento preliminar é a altura de onda  $H_c = H_{99,8\%}$ , que corresponde à altura não excedida por 99,8% das ondas. Porém, se não existir uma distribuição de altura da mesma, a relação  $H_c \cong 1,8H_s$  pode ser utilizada se for compatível com a profundidade local. Relativamente ao período de onda, o período de pico,  $T_p$ , é o considerado para fins de dimensionamento preliminar.

Contudo, para se poder aplicar este método, é necessário que se verifiquem as condições que a seguir se indicam, com o objetivo de garantir que eventos de impacto de choque não aconteçam.

Primeiro, se a onda de projeto rebenta antes de alcançar o pé de talude do quebra-mar de estrutura mista, a verificação das condições acaba aqui.

Segundo, se a onda de projeto não rebentar antes de alcançar o talude do quebra-mar, há que garantir que as ondas que o alcancem tenham uma rebentação do tipo de fundo ou do tipo colapsante/enrolada no talude do mesmo. Esta condição verifica-se se o número de Iribarren for maior que 3, ( $\xi_{op} > 3$ ). Se esta condição for satisfeita, o processo de verificação das condições finda aqui. Caso contrário, tem que se verificar a condição seguinte.

O número de Iribarren,  $\xi_{0p}$ , com base no período de onda de pico,  $T_p$ , é definido por:

$$\xi_{0p} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{s_{0p}}} \quad \text{Eq. 16}$$

em que  $s_{0p}$  é a declividade de onda, dada pela relação entre a altura de onda de cálculo determinada no pé de talude do quebra-mar de estrutura mista,  $H_c$ , e o comprimento de onda em grandes profundidades,  $L_{0p}$ , com base no período de pico,  $T_p$ .

$$s_{0p} = \frac{H_c}{L_{0p}} \quad \text{Eq. 17}$$

O comprimento de onda em grandes profundidades,  $L_{0p}$ , calculado com o período de onda de pico,  $T_p$ , é:

$$L_{0p} = \frac{g \cdot T_p^2}{2 \cdot \pi} \quad \text{Eq. 18}$$

Terceiro, há que garantir que eventos de impacto não ocorrem. Na Figura 18, sugerida por Martín (1995), é feita a distinção entre duas zonas de acontecimento: uma de impacto e outra de não impacto. Estas são definidas pelas relações:  $B_b/H_c$ , que representa a razão entre a largura do topo da berma de coroamento,  $B_b$ , e a altura de onda de cálculo,  $H_c$ ;  $A_c/H_c$ , que representa a razão entre a cota do topo da berma de coroamento,  $A_c$ , e a altura de onda de cálculo,  $H_c$ .

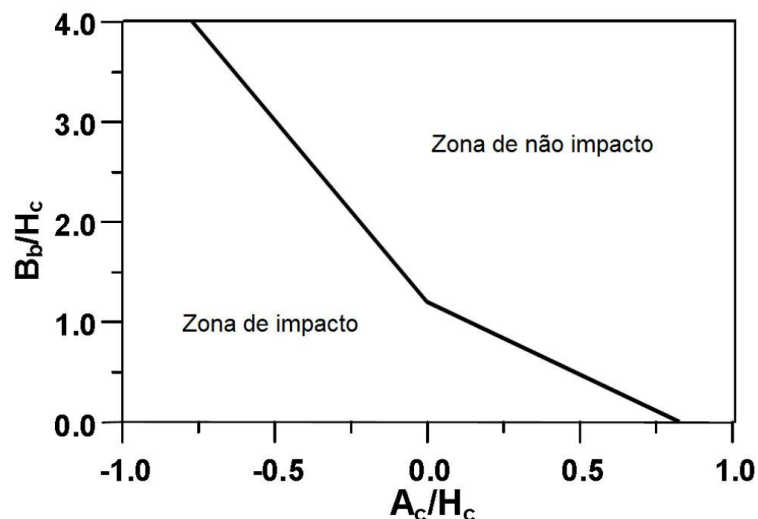


Figura 18 – Definição de zonas de impacto e de não impacto (empírico), (adaptado de Martín, 1999).

Os dois picos da série temporal de pressão atrás referidos não são em nada semelhantes e estão representados na Figura 19 por **A** e **B**, sendo que o **A** é a pressão de impacto e o **B** é a pressão flutuante. A pressão de impacto (**A**) mostra um perfil quase uniforme na vertical, o que significa que a pressão é quase constante. No entanto, conseguem-se diferenciar duas zonas: a primeira, e mais saliente, com pressões mais elevadas, situa-se na parte superior do muro-cortina que não está protegida pela berma de coroamento; a segunda, menos saliente, de pressões inferiores, está situada na parte inferior, zona que é protegida pela berma de coroamento. A pressão flutuante (**B**) tem perfil triangular, aumentando linearmente a pressão à medida que se desce na coluna líquida, sendo a constante de proporcionalidade sempre inferior a  $\rho_w g$ , sendo  $\rho_w$  a massa específica da água.

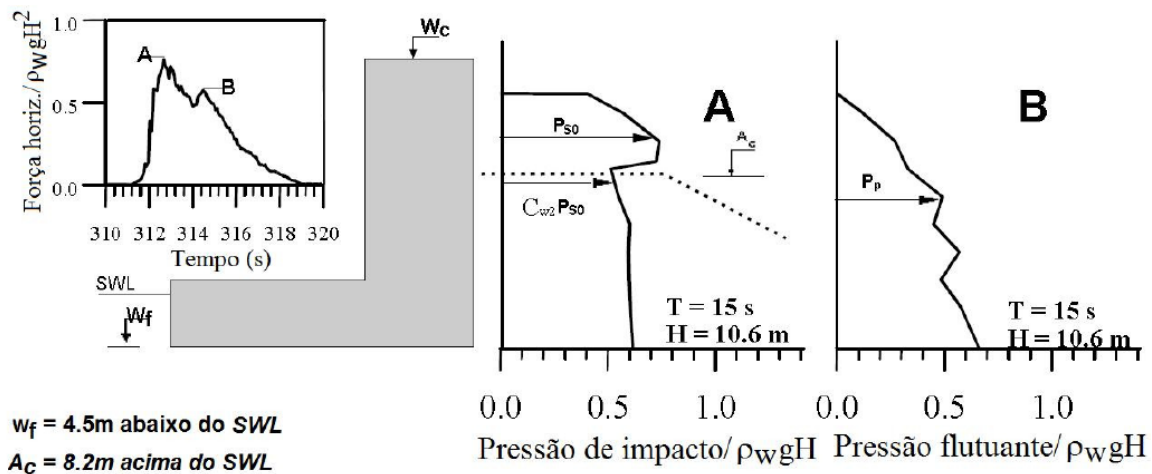


Figura 19 – Distribuições de pressão dinâmica e flutuante para ondas rebentadas (empírico), (adaptado de Martín *et al.*, 1999).

Como já descrito anteriormente, uma onda pode gerar dois picos de pressão no muro-cortina. Em situações de impacto de onda, a pressão de impacto é sempre maior do que a pressão flutuante. No entanto, quando os muros-cortina estão sujeitos a ondas rebentadas, a quantificação das pressões de impacto e das pressões flutuantes dependerá das características da onda e da berma de coroamento.

Quando o muro-cortina é, em parte, protegido pela berma de coroamento, resulta uma distribuição de pressão diferenciada em duas zonas na vertical, uma superior, outra inferior. Na parte superior compreendida entre o nível de coroamento da berma de coroamento e o coroamento do muro, o espraçamento de onda embate sobre o muro de modo direto.

Já na parte inferior, que está protegida pela berma de coroamento, a água também alcança o muro depois de saturar o manto resistente. Esta parte inferior prolonga-se desde o nível de fundação do muro-cortina até ao topo da berma de coroamento.

Assim, no dimensionamento terão de considerar-se ambas as pressões e optar-se pela que produz o menor coeficiente de segurança. A Figura 20 mostra as distribuições de pressão de impacto e flutuante quando sujeitas à carga induzida pela onda.

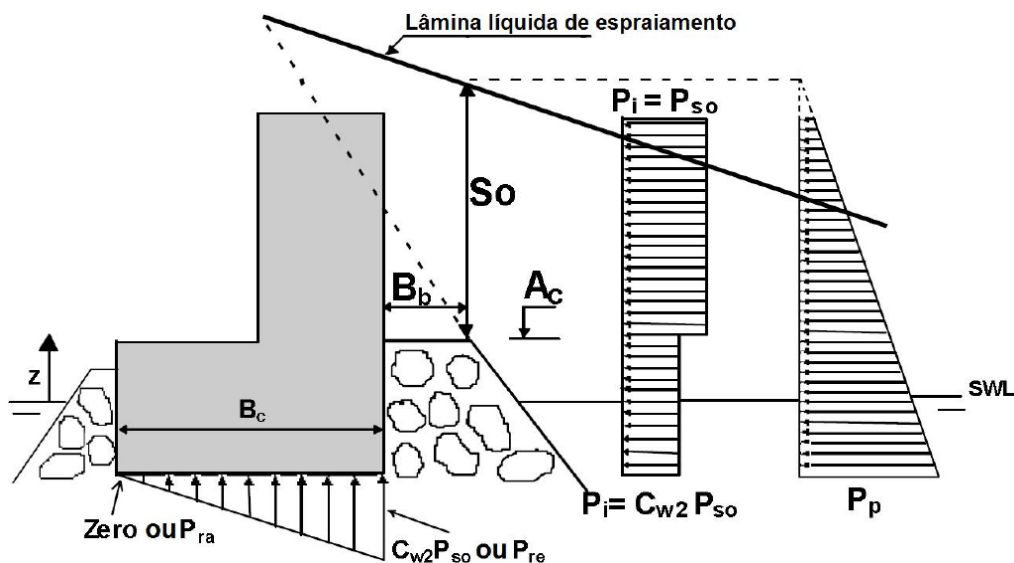


Figura 20 – Representação esquemática das distribuições de pressão sobre o muro-cortina, (adaptado de MAST III/ PROVERBS, 1999).

Primeiro pico, pressões de impacto:

A determinação de pressão de impacto,  $P_i$ , sobre a zona não protegida do muro-cortina, isto é, acima de  $A_c$ , é:

$$P_i(z) = P_{so} = C_{w1} \cdot \rho_w \cdot g \cdot S_o \quad \text{com } A_c + S_o > z > A_c \quad \text{Eq. 19}$$

onde  $C_{w1}$  é um parâmetro,  $S_o$  é o nível do espraio máximo na extremidade do manto resistente da berma de coroamento é determinado por:

$$S_o = H_c \left( 1 - \frac{A_c}{R_u} \right) \quad \text{Eq. 20}$$

em que  $R_u$  representa o espraio de onda, determinado através da fórmula de Losada e Giménez-Curto (1981). Esta teve por base ensaios com ondas monocromáticas com

incidência na perpendicular e em que o talude do quebra-mar é tratado como um talude infinito.

$$\frac{R_u}{H_c} = A_u [1 - e^{-B_u \xi}] \quad \text{Eq. 21}$$

Como a agitação marítima descrita neste procedimento contempla o período de onda de pico,  $T_p$ , assim o número de Iribarren,  $\xi$ , pode ser designado de outra forma levando a expressão anterior, Eq. 21, a ser reescrita da seguinte maneira:

$$\frac{R_u}{H_c} = A_u [1 - e^{-B_u \xi_{op}}] \quad \text{Eq. 22}$$

O número de Iribarren,  $\xi_{op}$ , indicado na Eq. 22 é calculado como aquele já enunciado na Eq. 16. Tanto  $A_u$  como  $B_u$  são coeficientes experimentais que dependem do tipo de bloco empregue no manto resistente e a sua determinação é realizada através do ábaco representado na Figura 21.

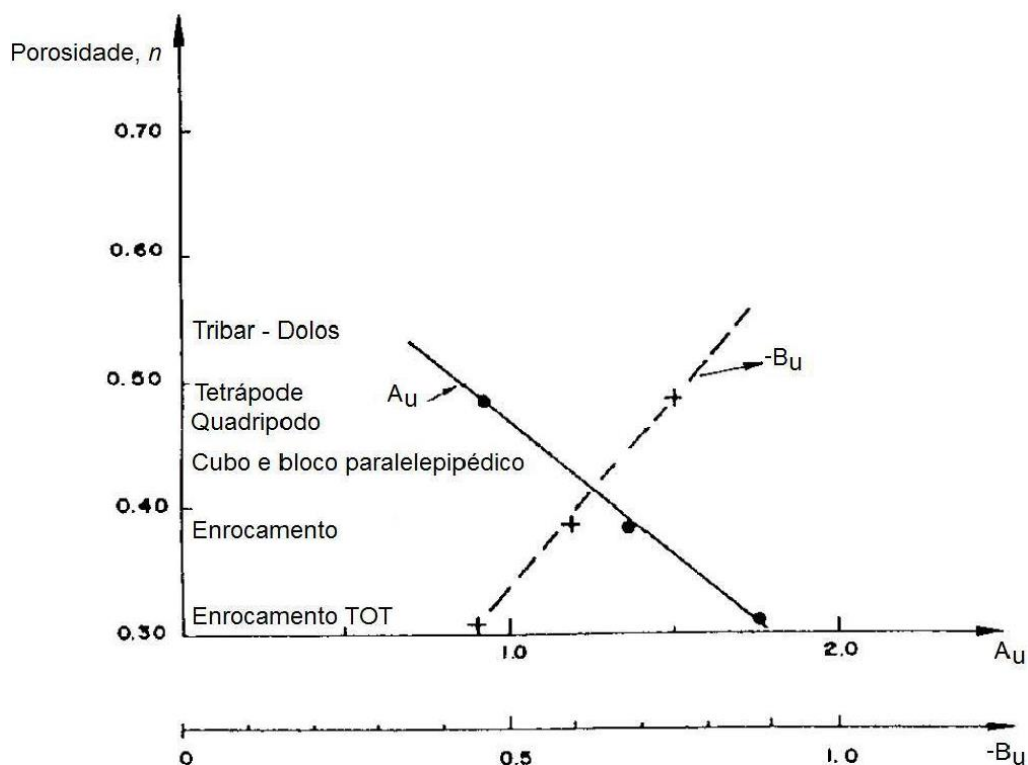


Figura 21 – Coeficientes  $A_u$  e  $B_u$  para cálculo do espraiamento como uma função da porosidade do manto resistente, (adaptado de MAST III/ PROVERBS, 1999).

O último parâmetro da equação Eq. 19 que falta indicar como é determinado é o parâmetro  $C_{wl}$ , expresso por:

$$C_{w1} = 2,9 \left[ \left( \frac{R_u}{H_c} \right) \cos \alpha \right]^2 \quad \text{Eq. 23}$$

A determinação da pressão de impacto,  $P_i$ , para a zona que está protegida pelo manto resistente da berma de coroamento, é feita pelas equações abaixo indicadas e está relacionada com a pressão  $P_{so}$  anteriormente indicada para a zona desprotegida pelo manto resistente da berma de coroamento através da multiplicação do parâmetro  $C_{w2}$ :

$$P_i(z) = C_{w2} \cdot P_{so} = C_{w1} \cdot C_{w2} \cdot \rho_w \cdot g \cdot S_o \quad \text{com } w_f < z < A_c \quad \text{Eq. 24}$$

sendo que  $w_f$  é a cota de fundação do muro-cortina e  $C_{w2}$  é um parâmetro empírico. O parâmetro experimental  $C_{w2}$  é adimensional, é inferior à unidade, tem um intervalo de aplicação da declividade de onda entre  $0,030 < H_c/L_p < 0,075$ , depende da relação,  $B_b/L_p$ , em que  $B_b$  é a largura da berma de coroamento e  $L_p$  é o comprimento de onda local com base no período de onda de pico,  $T_p$ , e é dado por:

$$C_{w2} = 0,8e^{\left(-10,9B_b/L_p\right)} \quad \text{Eq. 25}$$

Este parâmetro vai minorar a pressão de impacto no muro-cortina na zona que está protegida pelo manto resistente da berma de coroamento. Tal como outros métodos anteriores, nomeadamente o de Günbak e Gökce (1984), continha na sua metodologia uma redução de 50% na pressão. Os autores também contabilizam esta redução na pressão: ela encontra-se compreendida entre 0,275 e 0,625 de acordo com os ensaios que os autores realizaram, e só são válidos para o intervalo de declividade de onda acima indicado. Porém, para situações que estão fora do intervalo de aplicabilidade, os autores nada referem. Nessa situação  $C_{w2}$  vale a unidade.

Segundo pico, pressões flutuantes:

A distribuição da pressão flutuante,  $P_p$ , é dada segundo:

$$P_p(z) = C_{w3} \cdot \rho_w \cdot g \cdot (S_o + A_c - z) \quad w_f < z < A_c + S_o \quad \text{Eq. 26}$$

em que  $C_{w3}$  é um parâmetro empírico adimensional, menor do que a unidade e estimado com base em ensaios com ondas monocromáticas. Sofre influência da declividade de onda,  $H_c/L_p$ ,

e também da relação entre a largura da berma de coroamento,  $B_b$ , e o tamanho equivalente do bloco,  $D_n$  ou  $D_{n50}$ . Se o bloco for de betão é  $B_b/D_n$ ; se for de enrocamento é  $B_b/D_{n50}$ .

Como referido anteriormente, o segundo pico de pressão ocorre depois do espriamento de onda máximo alcançar o muro-cortina. Desta forma, o movimento de oscilação da água sobre o paramento vertical é controlado pela declividade de onda e pelo número de blocos que constituem a berma de coroamento. Este é obtido por:

$$C_{w3} = a \cdot e^{(C_o)} \quad \text{Eq. 27}$$

onde  $a$  é um coeficiente empírico,  $C_o$  é um parâmetro adimensional, tem um intervalo de aplicação da declividade de onda de  $0,030 < H_c/L_p < 0,075$  e é obtido por:

$$C_o = c \left( \frac{H_c}{L_p} - b \right)^2 \quad \text{Eq. 28}$$

Tanto o  $b$  como o  $c$  são coeficientes empíricos. O diâmetro é um parâmetro caracterizador dos blocos, quer sejam de enrocamento, quer de betão. No entanto, têm denominações diferentes consoante o material empregue. No caso de blocos de enrocamento no manto resistente, o diâmetro é definido por  $D_{n50}$ , que significa o diâmetro nominal mediano. Já no caso do manto resistente constituído por blocos de betão, o diâmetro é designado por,  $D_n$ , que representa o diâmetro nominal unitário.

Devido à diversidade de blocos de betão empregues no manto resistente, os diâmetros nominais unitários,  $D_n$ , podem ser quantificados de diferentes maneiras. No caso dos cubos, o tamanho da aresta é o diâmetro nominal,  $D_n$ , porém também podem ser descritos em função da altura do bloco em questão,  $D_i$ , sendo que no caso dos tetrápodes é igual a  $0,65D_i$ , para os acrópodes é  $0,70D_i$  e nos dolos tem o valor de  $0,54D_i$ , segundo Pinto e Neves (2003).

Assim, a determinação dos diâmetros dos blocos do manto resistente, tanto para o  $D_{n50}$ , como para o  $D_n$ , é feita da seguinte forma:

$$D_{n50} = \sqrt[3]{\frac{M_{50}}{\rho_r}} \quad \text{ou} \quad D_n = \sqrt[3]{\frac{M}{\rho_c}} \quad \text{Eq. 29}$$

onde  $M_{50}$  representa a massa mediana dos blocos de enrocamento,  $M$  traduz a massa unitária do bloco de betão, o  $\rho_r$  é a massa específica da rocha e o  $\rho_c$  a massa específica do betão.

Os valores para os coeficientes  $a$ ,  $b$  e  $c$  das expressões acima, Eq. 27 e Eq. 28, são retirados da Tabela 1.

Tabela 1 – Coeficientes empíricos para calcular as pressões flutuantes, (adaptado de Martín, 1999).

$B_b/D_n$ ou $B_b/D_{n50}$	$a$	$b$	$c$
1	0.446	0.068	259.0
2	0.362	0.069	357.1
3	0.296	0.073	383.1

Pressões de impulsão:

Para a determinação das pressões de impulsão é necessário apurar tanto as pressões de impacto, como as pressões flutuantes que atuam debaixo da fundação do muro-cortina em ambos os lados, para se poder aplicar uma lei linear a fim de definir a pressão de impulsão em cada extremidade.

A pressão de impacto na aresta exposta à maior agitação, isto é, voltada para o largo, é cerca de  $C_{w2}P_{so}$ . Já na outra extremidade, as pressões de impacto têm pouca importância. A pressão flutuante atuante debaixo da fundação do muro-cortina na extremidade voltada para o largo tem o mesmo valor da pressão atuante na parte frontal. A pressão flutuante atuante na fundação do muro-cortina na extremidade contrária ao largo, só é relevante se o muro-cortina estiver fundado abaixo da amplitude da onda transmitida. Isto significa que a pressão atuante na fundação do muro-cortina na extremidade contrária ao largo depende do processo de transmissão de onda.

Assim, na extremidade exposta, as pressões são:

$$\text{Pressão de impacto} = P_i = C_{w2} \cdot P_{so}(z = w_f) \quad \text{Eq. 30}$$

$$\text{Pressão flutuante} = P_p(z = w_f) = P_{re} \quad \text{Eq. 31}$$

em que  $P_{re}$  é a pressão de impulsão sob a fundação do muro-cortina na extremidade mais exposta.

Como já referido, na extremidade da fundação do muro-cortina oposta à direção ao largo, a pressão de impulsão devido à pressão de impacto é assumida como tendo pouca importância. A pressão flutuante é determinada com recurso à Figura 22, usando a porosidade do material

constituente,  $n$ , sobre o qual a fundação do muro-cortina está assente, e a relação entre a largura de fundação e o comprimento de onda local com base no período de pico,  $B_c/L_p$ , bem como a própria pressão na extremidade voltada para o largo,  $P_{re}$ . Desta forma, as distribuições de pressões de impulsão na extremidade oposta à direção ao largo são:

$$\text{Pressão de impacto nula, } P_i = P_{ra} = 0 \quad \text{Eq. 32}$$

$$\text{Pressão flutuante} = P_p = P_{ra} \text{ (retirado da Figura 22)} \quad \text{Eq. 33}$$

sendo que  $P_{ra}$  é a pressão de impulsão sob a fundação do muro-cortina na extremidade oposta ao largo.

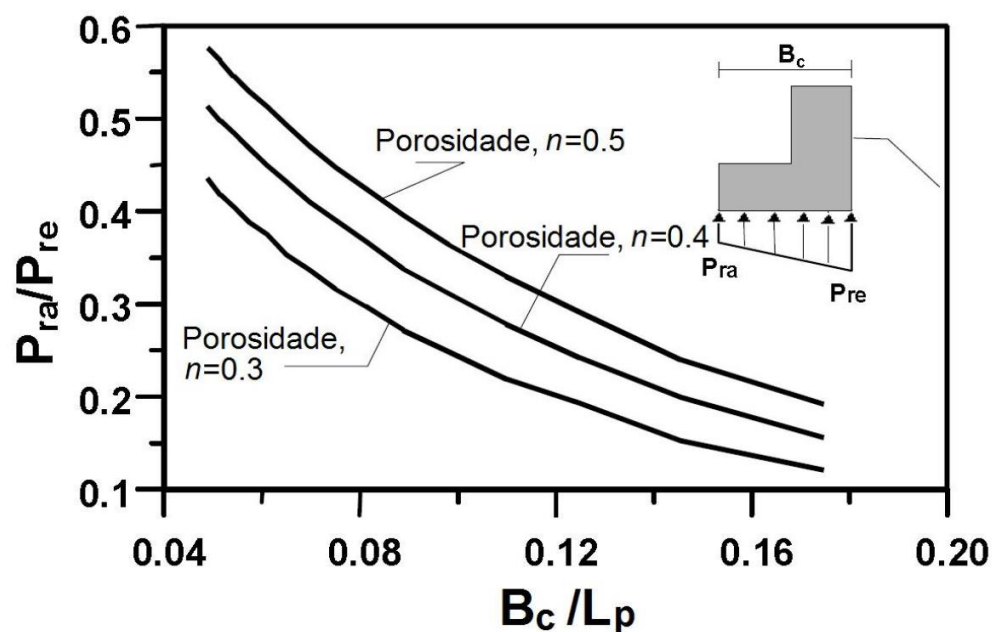


Figura 22 – Pressões relativas debaixo de um muro-cortina, (adaptado de MAST III/ PROVERBS, 1999).

### 3.2.2 Diagramas de forças:

#### 3.2.2.1 Bradbury, Allsop e Stephens (1988)

Este método desenvolveu-se a partir do estudo realizado por Jensen (1984) que sugeriu relações quase lineares entre dois fatores: um deles envolve a força horizontal máxima por metro de muro-cortina,  $F_H$ .

$$\frac{F_H}{\gamma_w h b L_p}$$

em que  $h$  representa a altura do muro-cortina,  $b$  a largura do muro-cortina e  $L_p$  é o comprimento de onda com base no período de pico,  $T_p$ .

O outro fator é o quociente entre  $H_s$ , a altura de onda significativa, e  $\Delta h$ , a distância vertical entre o nível de repouso e o topo da berma de coroamento.

$$\frac{H_s}{\Delta h}$$

O método de Bradbury, Allsop e Stephens (1988) determina a força horizontal máxima,  $F_H$ , com base nos parâmetros acima indicados, tendo apresentado a seguinte fórmula:

$$\frac{F_H}{\rho_w g h_f L_{op}} = \frac{a H_s}{A_c} - b \quad \text{Eq. 34}$$

Os coeficientes empíricos,  $a$  e  $b$ , são retirados a partir da Figura 23 e foram obtidos a partir de ensaios para diversos tipos de geometrias.  $h_f$  traduz a altura do muro-cortina.

Com a finalidade de também desenvolver uma expressão para a força de impulsão incidente sob a base de fundação do muro-cortina, os autores basearam-se nas distribuições de pressões para a alcançar. Definiram que a pressão horizontal,  $p_H$ , tem uma distribuição de pressão uniforme para estar no lado da segurança:

$$p_H = \frac{F_H}{h_f} \quad \text{Eq. 35}$$

A pressão vertical máxima,  $p_V$ , é coincidente com a pressão horizontal máxima,  $p_H$ , tem uma distribuição triangular com valor máximo na parte protegida e diminui linearmente até zero ao alcançar a parte desprotegida. Sendo assim, pode-se escrever que a pressão vertical máxima,  $p_V$ , é:

$$p_V = p_H \quad \text{Eq. 36}$$

Com base na pressão vertical máxima, a obtenção da força vertical máxima,  $F_V$ , é conseguida através de:

$$F_V = \left( \frac{\rho_w g B_c L_{op}}{S} \right) \left( \frac{a H_s}{A_c} - b \right) \quad \text{Eq. 37}$$

em que o  $B_c$  é a largura da fundação do muro-cortina e  $S$  é o fator de segurança. Os coeficientes empíricos,  $a$  e  $b$ , são novamente retirados da Figura 23. Para proceder à verificação da estabilidade do muro cortina, o método sugere um coeficiente de atrito,  $\mu$ , de 0,50.

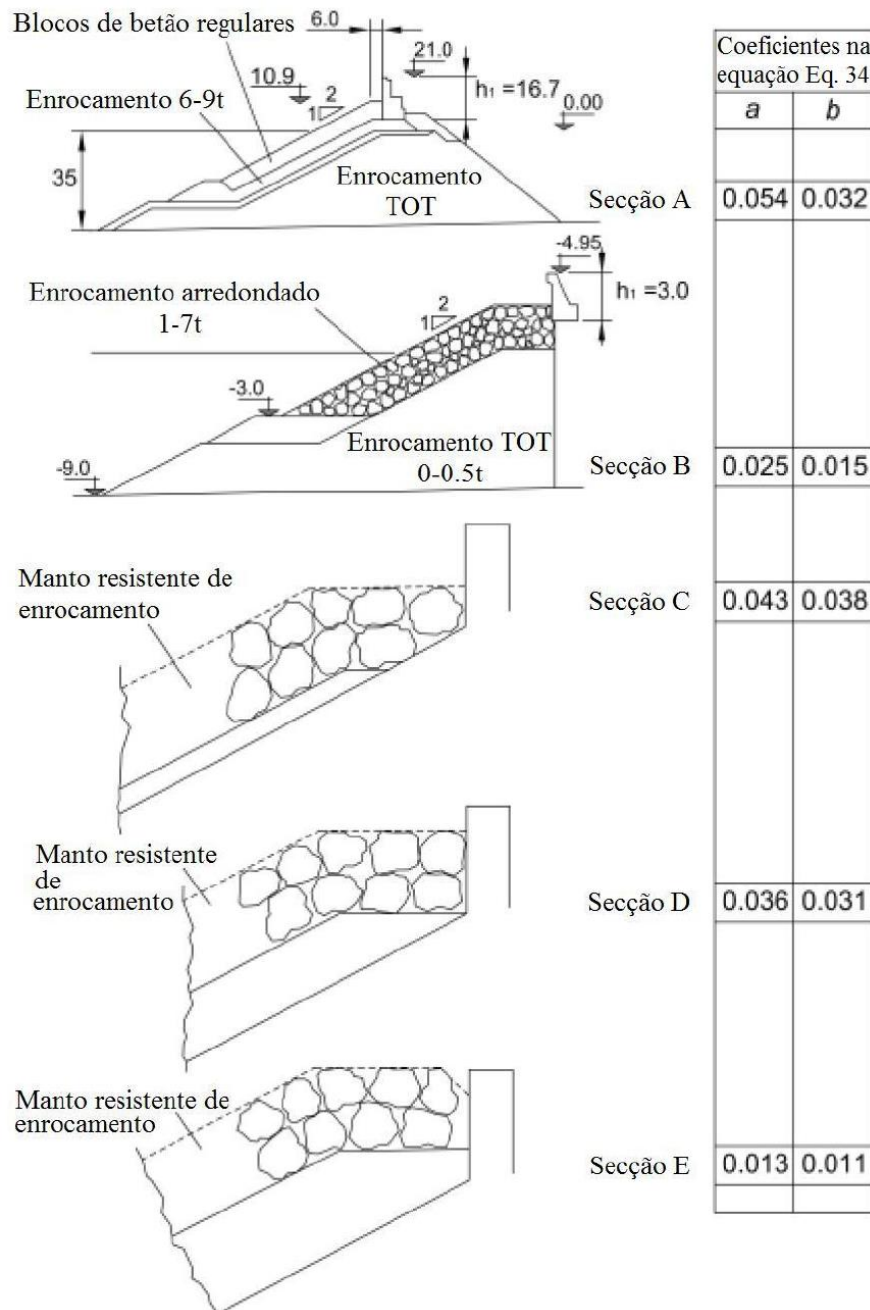


Figura 23 – Valores dos parâmetros empíricos  $a$  e  $b$  de acordo com geometrias testadas para o método de Bradbury, Allsop e Stephens (1988), (adaptado de Valdecantos, Gutiérrez e Flors, 2013).

### 3.2.2.2 Pedersen e Burcharth (1992)

Como já referido anteriormente, o método de Pedersen e Burcharth (1992) é fruto de um conjunto de ensaios com a intenção de determinar as forças exercidas sobre um quebra-mar de estrutura mista. Foram vários os parâmetros considerados, destacando-se o comprimento de onda, a altura de onda significativa, a altura e a largura da berma de coroamento e a altura do paramento vertical do muro-cortina.

Um registo de pressões sobre um muro-cortina, com a sequência de a onda se aproximar do talude do quebra-mar, embater no muro-cortina e depois iniciar o recuo de espraioamento, é representado na Figura 24.

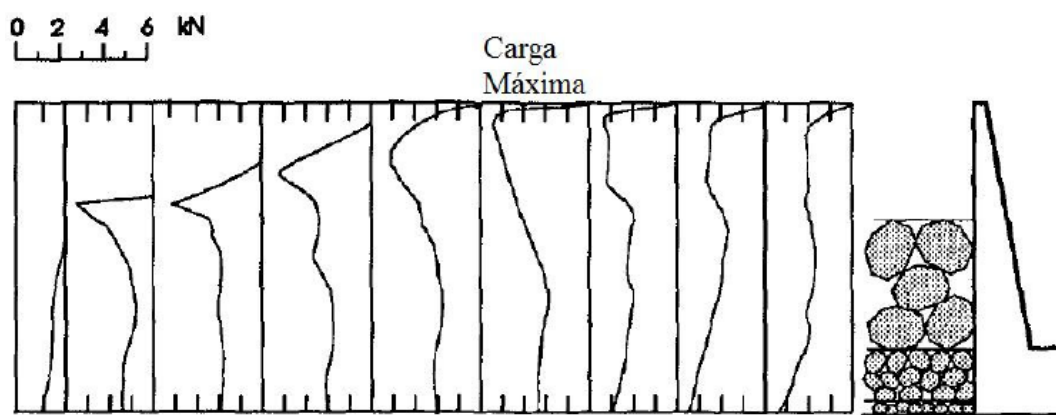


Figura 24 – Exemplo de evolução de pressão típica no muro-cortina. Espaço temporal entre cada cercadura de 7,8 ms, (adaptado de Pedersen e Bucharth, 1992).

As pressões mais elevadas são observadas no muro-cortina quando a água o atinge diretamente, isto é sem atravessar a berma de coroamento, porque a velocidade da água é maior acima do manto resistente. No entanto, a pressão máxima ocorre depois quando o manto resistente está saturado e a pressão da água é completamente canalizada sobre o muro-cortina. A pressão diminui mais lentamente no processo do recuo do espraioamento, do que no espraioamento de onda. Assim, a força horizontal sobre o muro-cortina e o momento de derrube são conseguidos através da integração espacial dos registos de pressão.

Baseados nos registos de pressão, calcularam a força horizontal total,  $F_h$ , e o momento de derrube,  $M_h$ , em relação à extremidade da base de fundação do muro-cortina protegida pelo manto resistente. Também a pressão  $P_b$  foi determinada nesse ponto, como representado na Figura 25.

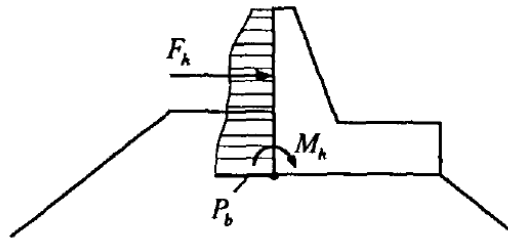


Figura 25 – Componentes de força calculadas, (Pedersen e Bucharth, 1992).

Registos de pressões como aqueles indicados na Figura 24 mostram que o intervalo de tempo em que a pressão aumenta até alcançar o valor máximo, ocorre entre 20-50 milissegundos. Como já mencionado, através da integração desses registos de pressão, as ações atuantes acima referidas e indicadas na Figura 25, foram quantificadas na Figura 26.

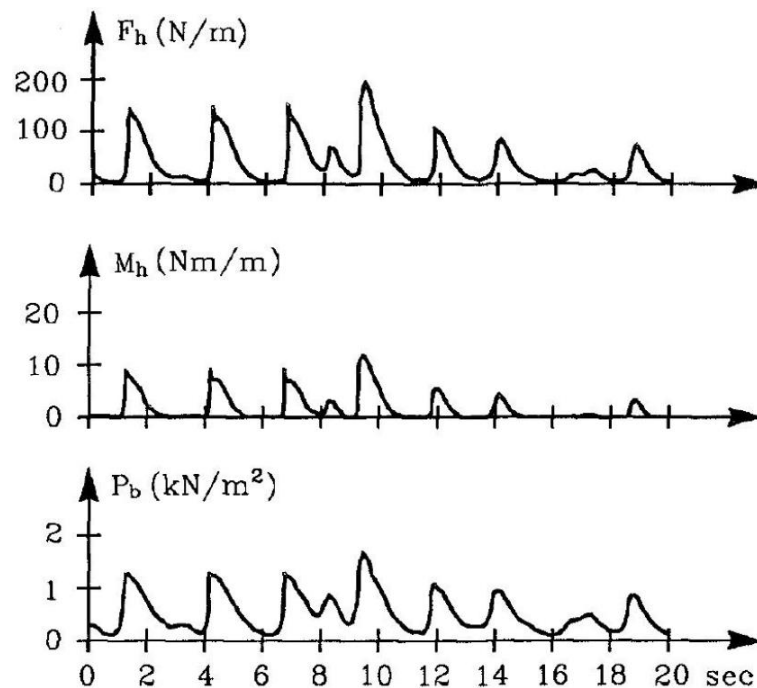


Figura 26 – Exemplo de séries temporais típicas de componentes de força. Obtida para o menor muro  $h_f = 0,15$  m, (adaptado de Pedersen e Bucharth, 1992).

Para a determinação da força horizontal com uma probabilidade de excedência de 0,1%,  $F_{h0,1\%}$ , Pedersen e Burcharth (1992), desenvolveram uma equação parecida com a de Bradbury, Allsop e Stephens (1988):

$$\frac{F_{h0,1\%}}{\rho_w g h_f L_p} = a \left( \frac{H_s}{A_c} + b \right) \quad \text{Eq. 38}$$

No entanto, os autores não especificam onde se determina o comprimento de onda; apenas dizem que é com base no período de pico, e o mesmo acontece com a altura de onda significativa.

Os coeficientes  $a$  e  $b$  são adimensionais e são determinados com ensaios específicos. Embora o método de Pedersen e Burcharth (1992) tenha por base o trabalho realizado por Jensen (1984) e o de Bradbury, Allsop e Stephens (1988), os coeficientes  $a$  e  $b$  não foram predeterminados.

Mais tarde, os coeficientes  $a$  e  $b$  referentes à Figura 23 foram compilados por Burcharth (1993) apud CIRIA, CUR e CETMEF (2007) e adaptados para serem aplicados na determinação da força horizontal com probabilidade de excedência de 0,1%,  $F_{h0,1\%}$  (ver Tabela 2).

$$\frac{F_{h0,1\%}}{\rho_w g h_f L_{op}} = a + b \left( \frac{H_s}{A_c} \right) \quad \text{Eq. 39}$$

Recorde-se que alguns dos parâmetros utilizados na Eq. 39 já estão descritos na Eq. 38, faltando apenas indicar o comprimento de onda em águas profundas,  $L_{op}$ , determinado com base no período de onda de pico,  $T_p$ .

Tabela 2 – Valores dos coeficientes  $a$  e  $b$  para a Eq. 39, (adaptado de Ruiz, Mendoza e Silva, 2013).

Secção Transversal (Figura 23)	Intervalos dos parâmetros em testes			Valores dos coeficientes $a$ e $b$ com probabilidade de excedência de 0,1%	
	$A_c$ (m)	$s_{0p} = H_s/L_{op}$	$H_s/A_c$	$a$	$b$
A	5,60 – 10,60	0,016 – 0,036	0,76 – 2,50	-0,026	0,051
B	1,50 – 3,00	0,005 – 0,011	0,82 – 2,40	-0,016	0,025
C	0,10	0,023 – 0,070	0,90 – 2,10	-0,038	0,043
D	0,14	0,040 – 0,050	1,43	-0,0247	0,028
E	0,18	0,040 – 0,050	1,11	-0,0095	0,0107

### 3.2.2.3 Pedersen (1996)

O método de Pedersen foi desenvolvido com base no método de Günbak e Gökce (1984) e na observação dos resultados dos parâmetros obtidos por ensaios em modelo reduzido. Este autor determinou que a grandeza da pressão de impacto,  $p_m$ , pode ser calculada como uma pressão de estagnação, que é devida à massa de água embater perpendicularmente no muro com a velocidade que atingiria no espraçamento ao alcançar a face da berm de coroamento. Deste modo descobriu que as forças máximas são geradas apenas pelos impactos de ondas e deduziu uma estimativa tanto para a força horizontal com uma probabilidade de excedência de 0,1%,  $F_{h0,1\%}$ , como para o momento de derrube,  $M_{h0,1\%}$ , e também para a pressão de impulsão,  $p_{b0,1\%}$ .

A Figura 27 representa a distribuição de pressões atuantes no muro-cortina, o espraçamento de onda hipotético, em forma de cunha, real, e também os parâmetros de dimensionamento.

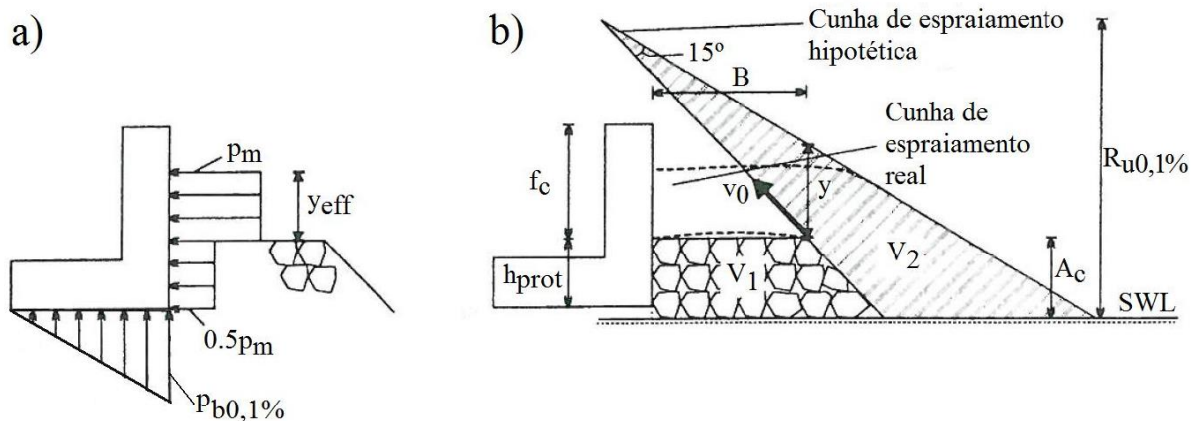


Figura 27 – a) Distribuição de pressão assumida no muro-cortina. b) Perfil da cunha de espraçamento e parâmetros de dimensionamento, (adaptado de Pedersen, 1996).

Segundo Pedersen (1996) a determinação do espraçamento de onda com probabilidade de excedência de 0,1%,  $R_{u,0,1\%}$ , é realizada através da condição fornecida por Van der Meer e Stam (1992), para taludes de enrocamento, para ondas regulares e irregulares, com núcleos permeáveis ou não. No entanto, para taludes porosos, rugosos, os ensaios revelaram que não era necessário distinguir a colocação aleatória dos blocos de enrocamento, de cubos e de dolos. Desta forma, o cálculo do espraçamento com probabilidade de excedência de 0,1%,  $R_{u,0,1\%}$ , é feito como se segue:

$$R_{u,0,1\%} = \begin{cases} 1,12H_s \xi_{0m} & \text{para } \xi_{0m} \leq 1,5 \\ 1,34H_s \xi_{0m}^{0,55} & \text{para } \xi_{0m} > 1,5 \end{cases} \quad \text{Eq. 40}$$

onde  $H_s$  é a altura de onda significativa no pé de talude do quebra-mar,  $\xi_{0m}$  é o número de Iribarren, definido por:

$$\xi_{0m} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{s_{0m}}} \quad \text{Eq. 41}$$

em que  $s_{0m}$  é a declividade de onda fictícia, que é o cociente entre a altura de onda significativa,  $H_s$ , e o comprimento de onda em grandes profundidades,  $L_{0m}$ .

$$s_{0m} = \frac{H_s}{L_{0m}} \quad \text{Eq. 42}$$

O comprimento de onda em grandes profundidades,  $L_{0m}$ , tem por base na sua determinação o período de onda médio,  $T_m$ , como a seguir se indica:

$$L_{0m} = \frac{gT_m^2}{2\pi} \quad \text{Eq. 43}$$

Como já referido, a pressão de impacto,  $p_m$ , pode ser calculada como uma pressão de estagnação. Desta forma, a velocidade do espraçamento,  $v_0$ , na extremidade da berma de coroamento tem de ser igual à velocidade,  $v_0$ , com que a massa de água embate perpendicularmente no paramento vertical do muro-cortina. Para isso acontecer, o autor admitiu que não existe perda de energia tanto devido ao atrito, como por dissipação entre o nível do topo da berma de coroamento,  $A_c$ , e o nível de espraçamento,  $R_{u,0,1\%}$ , sendo a velocidade,  $v_0$ , a seguinte:

$$v_0 = \sqrt{2g(R_{u,0,1\%} - A_c)} \quad \text{Eq. 44}$$

Desta forma a pressão de estagnação,  $p_m$ , provocada pelo impacto da água, é definida segundo:

$$p_m = g\rho_w \frac{v_0^2}{2g} \quad \text{Eq. 45}$$

Substituindo a Eq. 44 na Eq. 45, resulta que a pressão de estagnação,  $p_m$ , pode ser calculada por:

$$p_m = g \rho_w (R_{u,0,1\%} - A_c) \quad \text{Eq. 46}$$

O valor da espessura da lâmina líquida de espraçamento,  $y$ , é a distância entre o topo do manto resistente da berma de coroamento e a parte superior do espraçamento hipotético e é dado por:

$$y = \begin{cases} \frac{R_{u,0,1\%} - A_c}{\sin \alpha} \frac{\sin 15^\circ}{\cos(\alpha - 15^\circ)} & \text{para } y > 0 \\ 0 & \text{para } y \leq 0 \end{cases} \quad \text{Eq. 47}$$

Neste cálculo admite-se que a lâmina líquida de espraçamento hipotético faz um ângulo de  $15^\circ$  (Figura 27) em relação ao talude da berma de coroamento. A determinação da altura efetiva de impacto,  $y_{eff}$  (Figura 27), é através da condição seguinte:

$$y_{eff} = \min \left\{ \frac{y}{2}; f_c \right\} \quad \text{Eq. 48}$$

em que  $f_c$  é a distância vertical desde o topo da berma de coroamento até ao coroamento da face do muro-cortina (parte desprotegida da face do muro-cortina). Interessa salientar que valores negativos de  $y/2$  significam que o nível de espraçamento com probabilidade de excedência de 0,1%,  $R_{u,0,1\%}$ , é menor que o nível do topo da berma de coroamento, isto é,  $R_{u,0,1\%} < A_c$ , então o  $y_{eff} = 0$ .

Pedersen (1996) definiu a força horizontal com probabilidade de excedência de 0,1%,  $F_{h,0,1\%}$ , da seguinte forma:

$$F_{h,0,1\%} = 0,21 \sqrt{\frac{L_{0m}}{B}} \left( 1,6 p_m y_{eff} + V \frac{p_m}{2} h_{prot} \right) \quad \text{Eq. 49}$$

$B$  na equação acima é a largura da berma de coroamento,  $h_{prot}$  é a altura da face exposta do muro-cotina protegida pelo manto resistente e o parâmetro  $V$ , que é o fator de redução de impacto de onda, é determinado a partir da equação abaixo:

$$V = \begin{cases} \frac{V_2}{V_1} & \text{para } V_2 < V_1 \\ 1 & \text{para } V_2 \geq V_1 \end{cases} \quad \text{Eq. 50}$$

Mesmo quando o espraçamento é reduzido, os volumes  $V_1$  e  $V_2$  têm de ser calculados com base na Figura 27, em que  $V_1$  é o volume da berma de coroamento e  $V_2$  é o volume de espraçamento de onda.

O momento de derrube com probabilidade de excedência de 0,1%,  $M_{0,1\%}$ , foi definido por Pedersen (1996) como a seguir se indica:

$$M_{0,1\%} = 0,55(h_{prot} + y_{eff})F_{h,0,1\%} \quad \text{Eq. 51}$$

A pressão de impulsão na base da fundação do muro-cortina com probabilidade de excedência de 0,1%,  $p_{b,0,1\%}$ , é dada da seguinte forma:

$$p_{b,0,1\%} = 1,0Vp_m \quad \text{Eq. 52}$$

O método de Pedersen (1996) tem algumas restrições quanto à sua aplicação em alguns parâmetros específicos, assim como em algumas relações entre alguns parâmetros. A Tabela 3 resume essas limitações.

Tabela 3 – Limites de parâmetros para o método de Pedersen (1996), (adaptado de CIRIA; CUR; CETMEF, 2007).

Parâmetros	Simbologia	Intervalos de aplicação
Número de Iribarren com base em $T_m$	$\xi_{0m}$	1,1 – 4,2
Altura de onda relativa	$H_s/A_c$	0,5 – 1,5
Nível de espraiamento relativo	$R_{u0,1\%}/A_c$	1,0 – 2,6
Largura de berma relativa	$A_c/B$	0,3 – 1,1
Declive do talude do manto resistente	$\cot \alpha$	1,5 - 3,5

#### 3.2.2.4 Berenguer e Baonza (2006)

O método de Berenguer e Baonza (2006) apud Flors (2013) e por Valdecantos, Gutiérrez e Flors (2013), é baseado em modelos físicos reduzidos em que se observaram as pressões atuantes tanto no paramento vertical do muro-cortina, como na base de fundação do mesmo.

Os testes revelaram que a pressão de impulsão provocada pelo impacto da onda no muro-cortina é desfasada do impacto de onda no muro-cortina, ocorrendo alguns instantes depois, como pode ser visto na Figura 28. Em primeiro lugar a força horizontal atinge o seu máximo e passados dois centésimos de segundo a força vertical atinge o seu máximo. A sequência na Figura 28 é da esquerda para a direita e estão sinalizados esses máximos com uma cercadura.

Evolução de Diagramas de Pressões  
Quebra-mar de estrutura mista;  $N^{\circ}=5$ ;  $H_S=0,36$  m;  $T_p=3,3$  s;  $d=0,90$

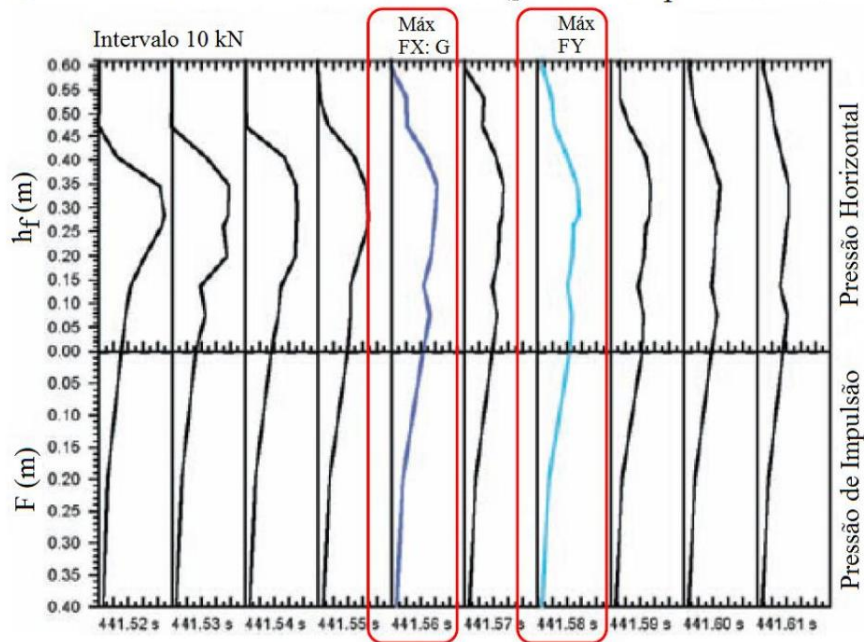


Figura 28 – Diagrama das pressões horizontais e verticais num dos ensaios, (adaptado de Flors, 2013).

A Figura 28 ilustra as pressões atuantes tanto na base de fundação, como no paramento vertical do muro-cortina. Na faixa inferior estão representadas as pressões atuantes na base de fundação do muro-cortina, compreendidas entre a extremidade voltada para o largo, linha central, e a extremidade contrária a esta, linha inferior. A evolução destas pressões é lida a partir da linha central até à linha inferior.

A faixa superior revela as pressões no paramento vertical do muro-cortina compreendidas entre a extremidade voltada para o largo da base de fundação, linha central, e o coroamento do muro-cortina, linha superior. A evolução destas pressões é lida a partir da linha central até à linha superior.

A Figura 29 apresenta as forças máximas atuantes sobre o muro-cortina e respetivos momentos, provenientes do registo de pressões horizontais e verticais da Figura 28.

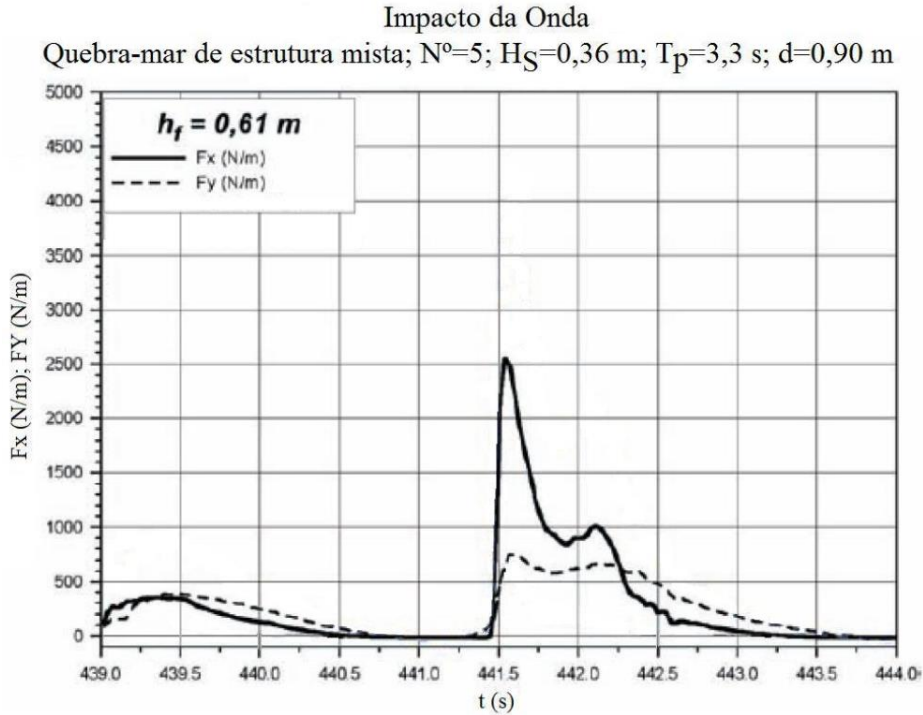


Figura 29 – Valores das ações sobre o muro-cortina num dos ensaios, (adaptado de Flors, 2013).

O método pondera tanto a força horizontal, como a vertical ao mesmo tempo, contribuindo assim para o lado da segurança. O método não dá diagramas de pressão. Em compensação fornece forças e momentos.

O tipo de espraiamento que os autores adotaram foi o espraiamento de onda excedido por 2% das ondas incidentes,  $R_{u,2\%}$ , e a expressão utilizada para o determinar foi:

$$R_{u,2\%} = 0,86 \xi_P^{0,54} H_S \gamma_\theta \quad \text{Eq. 53}$$

em que  $H_s$  denota a altura de onda significativa, neste caso não especifica aonde é determinada,  $\gamma_\theta$  é fator de obliquidade de onda e o  $\xi_p$  é o número de Iribarren, definido por:

$$\xi_p = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{s_p}} \quad \text{Eq. 54}$$

onde  $s_p$  é a relação entre a altura de onda significativa,  $H_s$ , e o comprimento de onda local,  $L_p$ , calculada com base no período de onda de pico,  $T_p$ , e é denominada por declividade de onda fictícia:

$$S_p = \frac{H_s}{L_p} \quad \text{Eq. 55}$$

O fator de obliquidade de onda,  $\gamma_\theta$ , pode ser calculado com a expressão indicada por Garcés (2013), onde existe uma separação entre ondas de crista curta com  $T_p \leq 7s$ , e ondas de crista longa com  $T_p > 7s$ , em que  $\theta$  é o ângulo de incidência da onda (em graus sexagesimais) é calculado como a seguir se indica:

$$\gamma_\theta = \begin{cases} 1 - 0,0022\theta & \text{se } T_p \leq 7s \\ 1 + 0,004\theta - 0,0001\theta^2 & \text{se } T_p > 7s \end{cases} \quad \text{Eq. 56}$$

A escolha da equação para determinar a força horizontal,  $F_X$ , é feita consoante a ocorrência ou não de galgamento:

$$F_X = \begin{cases} \gamma_w h_f^{0,5} L_p^{1,5} \left( a \frac{R_{u,2\%}}{A_c^{2/3} B^{1/3}} + b \right) & \text{se } (R_{u,2\%} > R_c) \\ \gamma_w (R_{u,2\%} - W_c)^{0,5} L_p^{1,5} \left( a \frac{R_{u,2\%}}{A_c^{2/3} B^{1/3}} + b \right) & \text{se } (R_{u,2\%} \leq R_c) \end{cases} \quad \text{Eq. 57}$$

onde  $h_f$  é a altura do muro-cortina,  $A_c$  a cota de coroamento da berma de coroamento em relação ao nível do mar,  $B$  é a largura da berma de coroamento,  $W_c$  é a cota de fundação do muro-cortina em relação ao nível do mar,  $R_c$  é a cota de coroamento do muro-cortina em relação ao nível do mar e  $a$  e  $b$  são coeficientes que se encontram Tabela 4.

Tabela 4 – Coeficientes para o cálculo da força horizontal (método de Berenguer e Baonza, 2006), (adaptado de Valdecantos, Gutiérrez e Flors, 2013).

Coeficiente	Blocos de betão				Blocos de enrocamento			
	Sem rebentação		Com rebentação		Sem rebentação		Com rebentação	
	$\xi_p \leq 3,25$	$\xi_p > 3,25$	$\xi_p \leq 3,25$	$\xi_p > 3,25$	$\xi_p \leq 3,25$	$\xi_p > 3,25$	$\xi_p \leq 3,25$	$\xi_p > 3,25$
$a$	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

Também na determinação da força vertical,  $F_Y$ , devido à pressão de impulsão se considera a divisão entre a ocorrência ou não de galgamento:

$$F_Y = \begin{cases} \gamma_w h_f^{0,5} L_p^{1,5} \left( a \frac{R_{u,2\%} - W_c}{A_c^{2/3} B^{1/3}} + b \right) & se (R_{u,2\%} > R_c) \\ \gamma_w (R_{u,2\%} - W_c)^{0,5} L_p^{1,5} \left( a \frac{R_{u,2\%} - W_c}{A_c^{2/3} B^{1/3}} + b \right) & se (R_{u,2\%} \leq R_c) \end{cases} \quad \text{Eq. 58}$$

Os coeficientes  $a$  e  $b$  referidos na equação Eq. 58 estão representados na Tabela 5.

Tabela 5 – Coeficientes para o cálculo da força vertical (método de Berenguer e Baonza, 2006), (adaptado de Valdecantos, Gutiérrez e Flors, 2013).

Coeficiente	Blocos de betão				Blocos de enrocamento			
	Sem rebentação		Com rebentação		Sem rebentação		Com rebentação	
	$\xi_p \leq 3,25$	$\xi_p > 3,25$	$\xi_p \leq 3,25$	$\xi_p > 3,25$	$\xi_p \leq 3,25$	$\xi_p > 3,25$	$\xi_p \leq 3,25$	$\xi_p > 3,25$
$a$	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

Designando por  $F$  a largura da base da fundação do muro-cortina, aqueles autores propõem a consideração de uma força adicional,  $F_Y'$ , dada por:

$$F_Y' = \frac{-0,217F + 0,022L_p + 0,012L_p}{2} (F - 0,043L_p) \quad \text{Eq. 59}$$

Assim, a força vertical total,  $F_{YT}$ , devida à pressão de impulsão total é:

$$F_{YT} = F_Y + F_Y' = F_Y + (0,017L_p - 0,109F)(F - 0,043L_p) \quad \text{Eq. 60}$$

A fórmula para o cálculo do momento,  $M_X$ , devido à força horizontal,  $F_X$ , também considera a divisão entre a ocorrência de galgamento ou não:

$$M_X = \begin{cases} \gamma_w h_f L_p^2 \left( a \frac{F_X}{\gamma_w h_f^{0,5} L_p^{1,5}} + b \right) & se (R_{u,2\%} > R_c) \\ \gamma_w (R_{u,2\%} - W_c) L_p^2 \left( a \frac{F_X}{\gamma_w (R_{u,2\%} - W_c)^{0,5} L_p^{1,5}} + b \right) & se (R_{u,2\%} \leq R_c) \end{cases} \quad \text{Eq. 61}$$

Os respetivos coeficientes  $a$  e  $b$  são indicados na Tabela 6.

Tabela 6 – Coeficientes para o cálculo do momento da força horizontal (método de Berenguer e Baonza, 2006),  
(adaptado de Valdecantos, Gutiérrez e Flors, 2013).

Coeficiente	Blocos de betão				Blocos de enrocamento			
	Sem rebentação		Com rebentação		Sem rebentação		Com rebentação	
	$\xi_p \leq 3,25$	$\xi_p > 3,25$	$\xi_p \leq 3,25$	$\xi_p > 3,25$	$\xi_p \leq 3,25$	$\xi_p > 3,25$	$\xi_p \leq 3,25$	$\xi_p > 3,25$
<i>a</i>	0,113370	0,109490	0,119270	0,062150	0,123997	0,096651	0,121971	0,071884
<i>b</i>	0,000190	-0,000080	0,000040	0,000060	-0,000002	-0,000067	-0,000072	0,000008

O momento provocado pela força vertical total,  $F_{YT}$ , devido à pressão de impulsão total é denotado por  $M_{YT}$  e é obtido por:

$$M_{YT} = F_Y(F - 0,018L_p) + (F_{YT} - F_Y) \left( \frac{0,046L_p - 0,217F}{0,102L_p - 0,651F} \right) (F - 0,043L_p) \quad \text{Eq. 62}$$

onde a sua validade está compreendida entre,  $0,027L_p \leq F \leq 0,1L_p$ .

### 3.3 Análise dos métodos

Os métodos descritos anteriormente foram na maioria dos casos desenvolvidos a partir de resultados obtidos em ensaios em modelos reduzidos de quebra-mares de estrutura mista e cada um tem o seu campo de aplicação. A seguir far-se-á a análise dos métodos por ordem cronológica independentemente destes pertencerem ou não ao grupo de diagramas de pressão ou de forças, com o intuito de traduzir a evolução dos parâmetros e das metodologias.

#### 3.3.1 Iribarren e Nogales (1954)

O método proposto por Iribarren e Nogales (1954) apud Ruiz, Mendoza e Silva (2013) assim como Valdecantos, Gutiérrez e Flors (2013), foi o primeiro método de cálculo a surgir. Este tem limitações que levam a inúmeros erros na sua utilização. O quebra-mar de estrutura mista para o qual aqueles autores determinaram as pressões atuantes tem a geometria específica por eles indicada. A aplicação do método a outro tipo de geometria não é recomendada. Um exemplo da geometria específica do quebra-mar de estrutura mista recomendada por Iribarren e Nogales (1954) é mostrada na Figura 30.

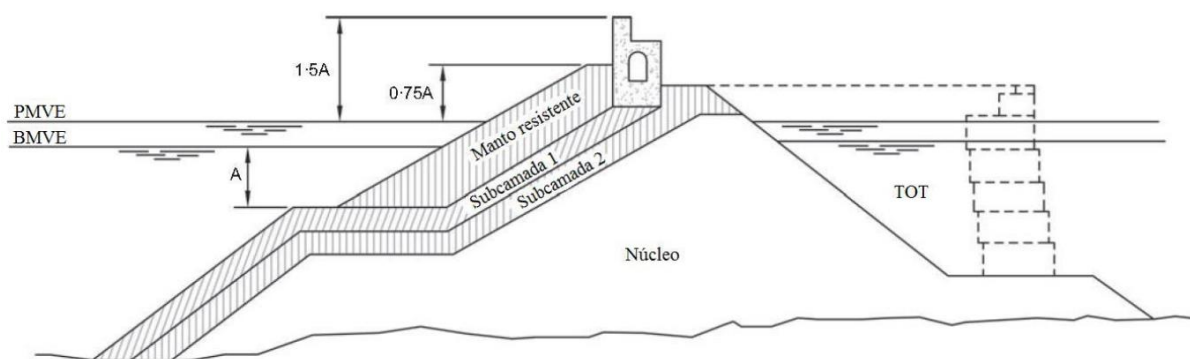


Figura 30 – Seção transversal de quebra-mar típica de Iribarren e Nogales (1954), (adaptado de Valdecantos, Gutiérrez e Flors, 2013)

Para a utilização deste método, as ondas que atingem o muro-cortina terão de ser ondas rebentadas. Esta rebentação pode ter ocorrido antes da onda alcançar o quebra-mar ou ocorrer sobre o talude do quebra-mar.

O principal inconveniente deste método é a consideração simultânea das pressões horizontais, tanto a pressão dinâmica provocada pelo impacto da onda, como a pressão hidrostática devido ao espreamento de onda, o que dá origem a que a pressão horizontal resultante, soma de ambas, quando determinada, seja subestimada quando é calculada pela pressão dinâmica e sobrestimada quando é calculada pela pressão hidrostática.

Os autores propuseram que a pressão gerada na cava de onda equivalesse a cinco vezes a amplitude da onda, o que não acontece de modo obrigatório porque os blocos de enrocamento do manto resistente do talude alteram a distribuição das pressões horizontais. Também as pressões horizontais se revelam sobre o muro-cortina à altura de onda de  $1,25A$ . No entanto as pressões de impulsão sobre a base de fundação do muro-cortina não são consideradas no método.

A berma de coroamento localizada imediatamente antes do paramento vertical do muro-cortina reduz as pressões totais em cerca de 50%. Contudo, não diz qual a largura da berma de coroamento, nem mede a influência do número de blocos constituintes da berma de coroamento na redução da pressão. Também não faz qualquer tipo de menção à altura de onda de dimensionamento (podendo ser, por exemplo,  $H_{1/250}$ ,  $H_{2\%}$ ,  $H_S$ ,  $H_{1/10}$ ), nem refere onde esta é determinada.

O aspeto positivo do método é a sua facilidade de utilização, embora seja apenas aconselhado para estimativa de pressões no muro-cortina ao nível de estudo prévio.

### 3.3.2 Günbak e Gökce (1984)

O método de Günbak e Gökce (1984) apud Ruiz, Mendoza e Silva (2013) assim como por Valdecantos, Gutiérrez e Flors (2013), foi pensado para dimensionamento de portos no Mediterrâneo. Isto limita a sua aplicação em outros locais, com agitação marítima diferente, porque cada local tem a sua agitação marítima característica e o método não caracteriza totalmente esse aspeto e não abrange certos parâmetros de dimensionamento. Destacam-se o comprimento de onda, o número de Iribarren que é utilizado para a determinação do espraio de onda que por sua vez influencia o cálculo das pressões, e o número de onda, este último particularmente importante para quebra-mares dimensionados segundo a equação de Van der Meer (1993).

O método elaborado por Günbak e Gökce (1984) foi realizado com ondas já rebentadas ao alcançarem o muro-cortina. Os autores não indicaram outros limites de aplicação do método. Face a estes condicionalismos acima enumerados e quando se aplica este método fora do critério para o qual foi desenvolvido, os muros-cortina têm que ser previamente estudados com recurso a ensaios em modelo físico reduzido.

Neste método existem duas distribuições de pressões horizontais diferentes: uma de choque (ou dinâmica) e outra hidrostática. Estas são consideradas de ação simultânea sendo a pressão resultante a soma das duas.

Os autores consideraram uma berma de coroamento localizada defronte do paramento vertical do muro-cortina que provoca uma redução da pressão de choque atuante em 50%, sendo esta de redução gradual. Todavia não apresentaram qualquer justificação para essa percentagem de redução.

O método proposto por Günbak e Gökce (1984) considera que as pressões de impulsão atuantes na base de fundação do muro-cortina são a soma de uma pressão de choque (ou dinâmica) e de uma pressão hidrostática. Sabendo-se atualmente que estas pressões não ocorrem em simultâneo, pode afirmar-se que este método sobrestima as pressões atuantes.

Na Figura 17, onde estão representados os parâmetros que envolvem a determinação do espraçamento, o talude anterior do quebra-mar de estrutura mista tem uma inclinação de  $5V/2H$ , que é um declive muito acentuado. No entanto, não existem quebra-mares de estrutura mista com um declive tão elevado, e assim o método tende a subestimar o espraçamento de onda influenciando a determinação das pressões atuantes sobre o muro-cortina, desta forma subestimando-as também.

Os testes em modelo reduzido produzidos pelos autores foram realizados para diferentes secções transversais, embora sempre com declive de talude igual, sendo de  $1V/2H$  (Figura 31). Porém, contrasta com os declives dos portos construídos, quer em Trípoli, quer em Antália, com os respectivos declives de  $1V/1,5H$  e de  $1V/2,5H$ . Nesses mesmos testes, determinaram que deveria existir no mínimo três blocos na berma de coroamento para se poder considerar a tal redução de 50% na pressão de choque. Contudo, a metodologia de cálculo não tem em conta a largura da berma de coroamento. Desta forma, presume-se que a largura da berma de coroamento corresponderá à dimensão de três blocos.

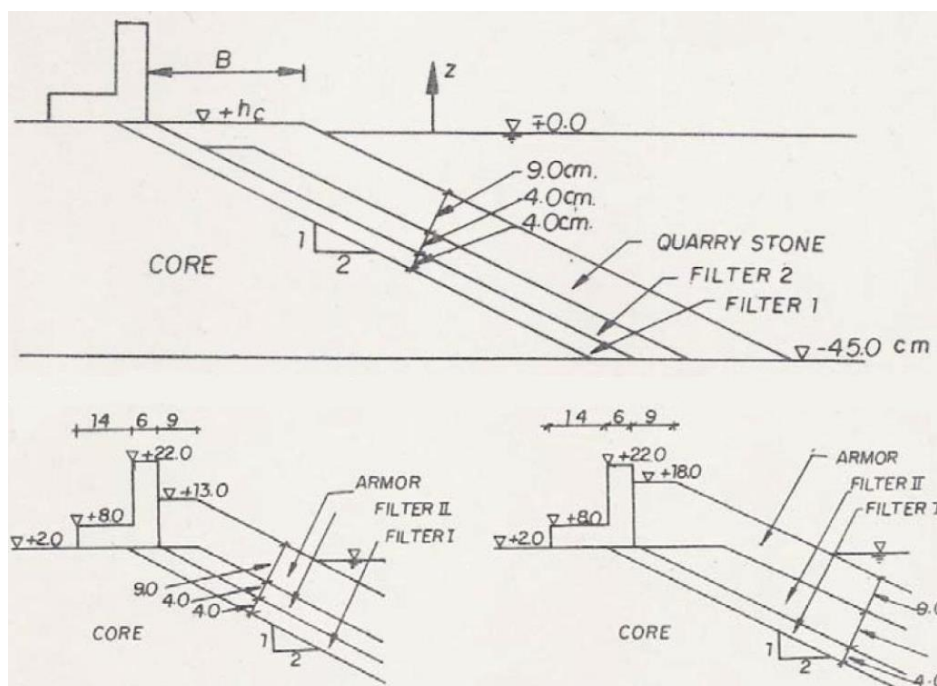


Figura 31 – Secções transversais ensaiadas por Günbak e Gökce (1984), (adaptado de Flors, 2013).

O aspeto positivo deste método é o de facilitar o cálculo das variáveis envolvidas na determinação das pressões. Contudo, existem incertezas referentes à determinação da pressão de impulsão, uma vez que a lei triangular não é propriamente exata.

### 3.3.3 Bradbury, Allsop e Stephens (1988)

Como referido anteriormente, este método baseia-se no trabalho realizado por Jensen (1984). Os autores desenvolveram uma equação utilizando os dois fatores indicados por Jensen (1984) entre os quais estabeleceram uma relação linear, fornecendo como resultado uma força horizontal.

Com base na força horizontal, é determinada uma distribuição de pressões constante sobre o paramento vertical do muro-cortina e uma distribuição triangular nas pressões de impulsão sob a fundação do muro-cortina. No entanto argumentam que uma distribuição retangular de pressões de impulsão deve ser considerada, para estar no lado da segurança.

Não consta no método qualquer redução nas pressões horizontais devido à presença do manto resistente da berma de coroamento posicionado frente ao muro-cortina. Todavia, estão claramente definidos a altura de onda, o período de onda e o comprimento de onda a serem utilizados na metodologia de cálculo.

O processo de verificação do derrubamento do muro-cortina, pode estar numa situação de instabilidade. Isto porque, a pressão horizontal é considerada constante ao longo da altura do paramento vertical do muro-cortina e, à semelhança de outros métodos, essa distribuição de pressão não é constante devido ao manto resistente da berma de coroamento. Desta forma, o braço da pressão horizontal seria maior do que a metade da altura do paramento vertical, o que não acontece. O momento originado pela pressão de impulsão também poderá aumentar a instabilidade, visto que a pressão de impulsão depende da pressão horizontal e o tipo de distribuição também não a favorece, conforme assumido pelos autores. Para compensar esta possível instabilidade, o muro-cortina terá de ter uma configuração diferente, que obrigará à realização de novos ensaios de modelo físico reduzido para determinar os coeficientes  $a$  e  $b$  da nova configuração do muro-cortina.

Na metodologia de cálculo constam parâmetros determinados por via experimental que dependem da geometria da estrutura, berma e subcamada, e devido a isso são consideradas todas as características desses elementos. Desta forma, para todas as secções transversais que difiram das secções transversais ensaiadas, os seus parâmetros terão de ser obtidos com ensaios em modelo físico reduzido. As secções transversais ensaiadas têm um declive de talude de  $1V/2H$ , sendo também referido ser este o declive que produz um maior espraio de onda.

Como já referido, o método não contabiliza a redução nas pressões horizontais devido à influência da largura da berma de coroamento, pelo menos na fórmula. Nas secções transversais indicadas na Figura 23, onde também constam os parâmetros experimentais, a secção A é representada com uma subcamada com blocos compreendidos entre 6t e 9t, que sugere que o manto resistente seja constituído por blocos entre 60t a 140t. Também ilustra uma largura de berma de coroamento de 6m, o que permite a colocação de dois blocos em vez de três. Já as secções transversais C, D e E ilustram uma largura de berma de coroamento com três blocos. Desta forma deduz-se que a influência da largura da berma de coroamento foi contabilizada no método e expressa através dos parâmetros experimentais.

Em relação à secção transversal B, tem quatro blocos na berma de coroamento, sendo estes blocos de enrocamento, liso, arredondado, compreendidos entre 1t e 7t. Salienta-se também o facto de que o manto resistente da secção transversal B é invulgar em quebra-mares de taludes, visto que o tipo de bloco empregue tem menos imbricamento que os blocos empregues nas secções transversais C, D e E.

### 3.3.4 Pedersen e Burcharth (1992)

O método proposto por Pedersen e Burcharth (1992) tem por base os trabalhos de Jensen (1984) e de Hamilton e Hall (1992). Este método determina a força horizontal com a probabilidade de excedência de 0,1% das ondas incidentes,  $F_{h0,1\%}$ , através da integração das pressões registadas em ensaios laboratoriais. Também em relação aos ensaios executados, estes indicam que é pouco provável que haja algum galgamento, pelo que este método é mais adequado para quebra-mares de estrutura mista quando sujeitos a pequenos galgamentos.

A fórmula proposta por Pedersen e Burcharth (1992) é muito parecida à de Bradbury, Allsop e Stephens (1988), o que confirma as duas relações lineares fornecidos por Jensen (1984) onde afirma depender a força horizontal. A fórmula calcula a força horizontal com a probabilidade de excedência de 0,1% das ondas incidentes,  $F_{h0,1\%}$ . No entanto, os autores não especificaram onde se determina o comprimento de onda,  $L_p$ ; apenas dizem que é com base no período de pico,  $T_p$ . O mesmo acontece com a altura de onda significativa,  $H_s$ .

A expressão dada por Pedersen e Burcharth (1992) tem de ser adaptada aos parâmetros  $a$  e  $b$  obtidos em testes laboratoriais. Os parâmetros experimentais  $a$  e  $b$  na equação elaborada por estes autores refletem as características da berma e da subcamada, à semelhança do método de

Bradbury, Allsop e Stephens (1988). Contudo ao invés de Bradbury, Allsop e Stephens (1988), estes autores não indicam valores para os parâmetros. Os parâmetros foram compilados mais tarde por Burcharth (1993) e adaptados para serem aplicados na determinação da força horizontal com probabilidade de excedência de 0,1%,  $F_{h0,1\%}$ , apud CIRIA; CUR; CETMEF (2007) e Pedersen (1996).

A força atuante sobre o muro-cortina depende da zona não protegida pela berma de coroamento, sendo baixa a influência da largura da berma de coroamento na intensidade das pressões. No entanto, consideram que a partir de uma largura de coroamento de 3 a 4 blocos há uma pequena diminuição das cargas atuantes no muro-cortina. O método assume que a pressão hidrostática é responsável pela quase totalidade da carga.

Este método não contempla a força vertical na base de fundação do muro-cortina, não calculando as pressões de impulsão. Define uma força horizontal com uma probabilidade de excedência de 0,1% das ondas incidentes,  $F_{h0,1\%}$ , que quanto à sua utilização para a verificação dos estados limites últimos do muro-cortina não corresponde na totalidade às necessidades.

### 3.3.5 Pedersen (1996)

O método de Pedersen (1996) foi baseado no método proposto por Günbak e Gökce (1984) e nos resultados de 373 ensaios em modelo reduzido, em canal de onda, onde se testou vários taludes de quebra-mar de estrutura mista com diversas inclinações, mantos resistentes e inclusive bermas de coroamento.

Pedersen (1996) concluiu que a pressão de impacto pode ser calculada como uma pressão de estagnação, sendo as forças máximas geradas apenas pelos impactos de ondas. Desta forma, derivou fórmulas tanto para a força horizontal com uma probabilidade de excedência de 0,1%, como para o momento de derrube e a pressão de impulsão, ambos com a mesma probabilidade de excedência.

Pedersen (1996) utilizou a formulação de Van der Meer e Stam (1992) para determinar o espraiamento de onda com probabilidade de excedência de 0,1%,  $R_{u,0,1\%}$ . Porém, o autor não refere o limite máximo daquela formulação quando aplicado a estruturas com uma permeabilidade maior que 4, isto é  $R_{u,0,1\%} = 2,58H_s$ . A determinação da velocidade de espraiamento de onda é realizada com base na hipótese de que não há perda de energia devido

ao atrito ou por dissipação entre o nível do topo da berma de coroamento e o nível de espraiamento, pelo que parte desta suposição só é válida se o manto resistente estiver já saturado.

Os ensaios e as fórmulas de Pedersen (1996) são apenas aplicáveis para dimensionamento em condições de grandes profundidades a profundidades intermédias, segundo Nørgaard, Andersen e Burcharth (2013)

Camus e Flores (2004) apud Ruiz, Mendoza e Silva (2013), este é o método que dá melhores estimativas para a força horizontal máxima, para o momento de derrube e para a pressão de impulsão. O método de Pedersen (2013) segundo Nørgaard, Andersen e Burcharth (2013) é o que fornece as melhores estimativas de carga em condições de águas profundas, ou quando o muro-cortina está totalmente protegido pelo manto resistente da berma de coroamento.

### 3.3.6 Martín *et al.* (1995, 1999)

O método de Martín *et al.* (1995, 1999) aplicou a ideia de Günbak e Ergin (1983) apud Nørgaard, Andersen e Burcharth (2013), apoiando-se nos resultados de ensaios em modelo reduzido, derivou fórmulas para as pressões verticais e horizontais atuantes no muro-cortina. Segundo Valdecantos *et al.* (2014) o método foi inicialmente desenvolvido para ondas regulares, sendo depois aplicado a ondas irregulares por meio da hipótese de equivalência. Segundo Nørgaard, Andersen e Burcharth (2013) este deu bons resultados de ensaios em modelo físico reduzido quando comparado com os outros resultados obtidos por Burcharth *et al.* (1995) e de Jensen (1984).

As forças totais atuantes sobre o muro-cortina e produzidas pelas pressões de impacto e flutuantes podem ser consideradas variáveis aleatórias. Estas podem dar valores diferentes para cada onda individual. A hipótese de equivalência baseia-se na premissa que a função de distribuição de uma variável aleatória pode ser determinada atribuindo a cada onda irregular individual o mesmo valor que seria produzido por um comboio periódico da mesma altura e período de onda. De salientar, que cada onda individual não produz necessariamente o mesmo valor da variável que aquele produzido pela onda regular equivalente, mas é menos restritiva, dado que se refere à média em vez de valores individuais.

Como já referido anteriormente, o método foi baseado no surgimento dos dois picos de pressão que originam duas pressões horizontais, uma dinâmica, denominada de pressão de

impacto, e outra quase hidrostática, designada de pressão flutuante. Embora considerem as duas pressões horizontais, não as consideram em simultâneo, desta forma não se somando o efeito das duas. Na verificação da estabilidade do muro-cortina são analisadas separadamente, com o intuito de se fazer a verificação para aquela que produz menor coeficiente de segurança.

O método de Martín *et al.* (1995, 1999) só é aplicável nas seguintes condições: primeiro, as ondas que alcançam o quebra-mar de estrutura mista têm de ser ondas já rebentadas; segundo, garantir que as ondas que o alcançam têm uma rebentação sobre o talude do quebra-mar de estrutura mista do tipo de fundo ou do tipo colapsante/enrolada. Por fim garantir, através da Figura 18, que eventos de impacto não ocorrem.

Este método abrange um grande número de fatores que noutros não são considerados ou são contemplados conjuntamente com parâmetros.

Camus e Flores (2004) apud Molines (2011) concluíram que método de Martín *et al.* (1995, 1999) é o que melhor representa o processo físico de impacto de onda sobre o muro-cortina. Não só devido à separação das pressões dinâmicas e flutuantes, como também devido à possibilidade de se obter uma distribuição de probabilidade das pressões atribuindo alturas de onda. Segundo Nørgaard, Andersen e Burcharth (2013) este método é o que dá as melhores estimativas das cargas globais.

Em relação à altura de onda considerada no procedimento, pode ser aplicada a altura de onda  $H_c = H_{99,8\%}$ . Contudo, se não existir nenhuma distribuição, pode ser considerada a altura de onda  $H_c \cong 1,8H_s$ , mas para isso tem que ser compatível com a profundidade local, o que nem sempre acontece.

O método considera uma redução tanto nas pressões dinâmicas, como nas flutuantes na zona protegida pelo manto resistente da berma de coroamento. Nas pressões dinâmicas, o fator que traduz a redução é o parâmetro empírico  $C_{W2}$ , que depende da largura da berma de coroamento. Nas pressões flutuantes, o fator que representa a redução é o parâmetro empírico  $C_{W3}$ , que também depende do número de blocos da camada de manto resistente da berma de coroamento. Desta forma o método tem em conta a largura da berma de coroamento. Os gráficos onde os coeficientes são apurados fornecem valores perto de 0,50 e os coeficientes  $C_{W2}$  e  $C_{W3}$  foram obtidos através de blocos de 120t.

O método contempla a redução de pressões horizontais tanto com um como com dois blocos no manto resistente da berma de coroamento. Ao contrário do referido nos métodos de Günbak e Gökce (1984) e de Pedersen e Burcharth (1992), só consideram reduções nas pressões horizontais a partir de três blocos na berma de coroamento.

Relativamente aos parâmetros  $A_u$  e  $B_u$ , que servem para determinar o espraçamento, não está claro como os utilizar no caso de cubos e blocos paralelepípedicos. Com efeito, menor espraçamento de onda é apurado para cubos do que para blocos paralelepípedicos, algo oposto ao esperado. Como os cubos formam uma superfície mais lisa provocam, assim, uma menor dissipação de energia, conservando mais a lâmina líquida de espraçamento de onda o que, originaria espraçamentos de onda maiores.

A determinação da pressão de impulsão não é sempre igual, podendo ser uma distribuição paralelepípedica ou triangular, isto devido às pressões horizontais, de impacto e flutuantes.

O método foi testado no quebra-mar Príncipe das Astúrias, que tem uma configuração particular, o que não representa a maioria dos quebra-mares: tem um núcleo de blocos paralelepípedicos de 90t onde o muro-cortina está fundado. Não é uma fundação corrente para os muros-cortina, tem uma elevada taxa de vazios e um manto resistente de blocos de 120t. Desta forma, o método foi testado para um tipo de quebra-mar específico e foi com base neste tipo de quebra-mar de estrutura mista que foram determinados os coeficientes  $C_{W2}$  e  $C_{W3}$  anteriormente referidos.

### 3.3.7 Berenguer e Baonza (2006)

O método de Berenguer e Baonza (2006) apud Flors (2013) assim como por Valdecantos, Gutiérrez e Flors (2013), determina tanto as forças horizontais, como as verticais e momentos associados. Baseia-se na lei de pressões que o próprio método alcança por meio de ondas irregulares. Através das pressões horizontais e verticais obtidas são determinadas as forças quer horizontal, quer vertical e os momentos.

O método foi testado com quebra-mares localizados na costa espanhola com mantos resistentes constituídos por blocos de betão ou de enrocamento. Os autores focaram-se na verificação do deslizamento obtendo bons resultados, porém não referiram qual ou quais o(s) coeficiente(s) de atrito adotado(s).

Devido aos ensaios com ondas irregulares, nem todas as ondas rebentam até alcançar o quebra-mar de estrutura mista. No procedimento de dimensionamento, os autores não especificam onde é determinada a altura de onda significativa,  $H_s$ .

A metodologia de cálculo das pressões sobre o muro-cortina é realizada para mantos resistentes de blocos de enrocamento ou cubos. No entanto, o espraçamento de onda referente ao procedimento de cálculo é obtido tendo por base ensaios de secções transversais com cubos perfurados e cubos Antifer perfurados.

Contudo estas peças, ao serem perfuradas, fazem com que a superfície seja mais irregular e que o manto resistente tenha um maior índice de vazios, contribuindo assim para que o espraçamento de onda seja mais reduzido do que para outros mantos resistentes compostos por outro tipo de bloco não perfurado. Utilizar-se no método um espraçamento de onda inferior, faz com que as pressões sejam inferiores às obtidas com os mesmos tipos de blocos não perfurados, cubos ou Antifer.

O método tem o comprimento de onda local,  $L_p$ , como um parâmetro fundamental porque o diagrama de pressão de impulsão (Figura 32) é realizado com base neste. Tanto os valores das pressões, como as distâncias entre os pontos notáveis do diagrama dependem unicamente do comprimento de onda local,  $L_p$ .

A Figura 32 mostra que não há pressão de impulsão atuante na fundação do muro-cortina para lá do ponto que dista  $0,1L_p$  da frente do paramento vertical do muro-cortina. Isto significa que só existe força vertical devido à impulsão antes desse ponto. Desta forma, o método é limitado quanto à aplicação em muros-cortina com largura maior que  $0,1L_p$ .

Outra limitação do método é o campo de aplicação da equação do momento originado pela força vertical total (Eq. 62). Esta é devida à pressão de impulsão total atuante na base de fundação do muro-cortina e é válida apenas para uma largura da base de fundação do muro-cortina compreendida entre  $0,027L_p \leq F \leq 0,1L_p$ .

Lado voltado para  
o largo

Lado contrário  
ao largo

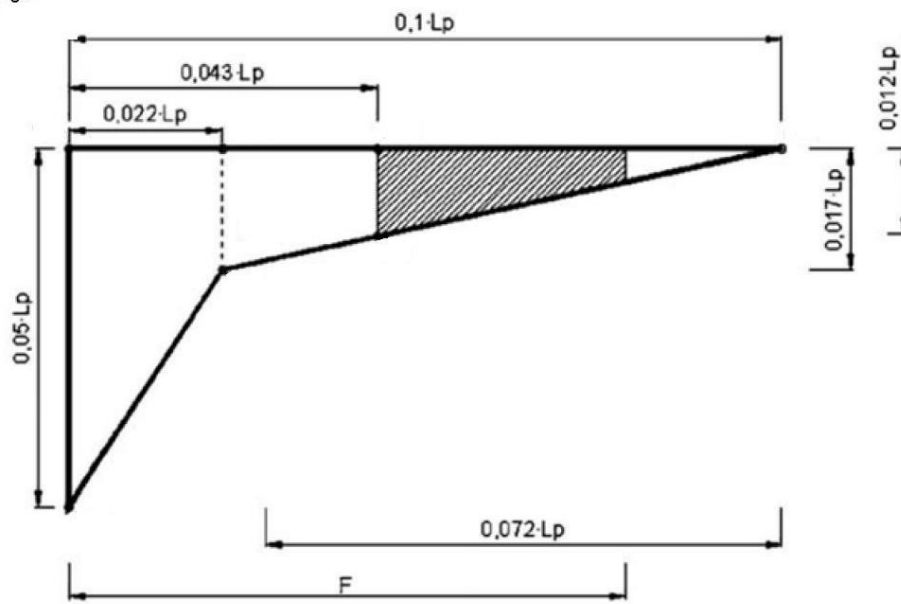


Figura 32 – Diagrama de pressões de impulsão do método de Berenguer e Baonza (2006), (adaptado de Flors, 2013).

## 4 Caso de estudo

### 4.1 Descrição do Porto de São Roque do Pico e suas estruturas marítimas

O Plano de Ordenamento da Orla Costeira da Ilha do Pico, denominado por POOC Pico, refere que o porto de São Roque do Pico pertence à Classe B de acordo com o Decreto Regulamentar Regional n.º 24/2011/A. Como definido, no Decreto Legislativo Regional n.º 24/2011/A, portos de Classe B são portos com fins comerciais, sustentando a atividade económica da ilha onde está localizado, tendo os fundos uma cota mínima de -4,00 ZH e também um cais acostável de pelo menos 160 m.

Como estabelecido, o Porto de São Roque do Pico tem a finalidade de navegação comercial, conservando uma função de apoio à navegação de passageiros entre ilhas, passando por um terminal de passageiros localizado na bacia Sul da Baía de São Roque, outra de suporte à comunidade piscatória local, oferecendo melhores condições, assim como a de um núcleo de recreio náutico.

A construção do Porto de São Roque remonta a meados dos anos 80, fica localizado na costa Norte da ilha virado, sensivelmente a Nordeste como ilustrado na Figura 33. A sua localização tira partido da linha costeira, ao situar-se numa reentrância aí existente. O tipo de comércio efetuado está dividido por duas zonas: a Norte, o ramo comercial e as atividades a ele relacionadas; e a Sul, o ramo piscatório.



Figura 33 – Planta de localização, (CONSUMAR, imagem 2010b).

O molhe existente, onde predomina o setor comercial, tem cerca de 400 m de comprimento, separando-se em dois alinhamentos retos que se estendem cada um por 200 m (Figura 34). O tramo mais recuado tem a função de abrigar os terraços do porto. O tramo mais destacado, onde se desenvolve o cais, tem um comprimento sensivelmente de 180 m, em que os últimos 40 m têm fundos à cota -4,5 m (ZH). Os primeiros 140 m têm cota de fundo de -7,5 m (ZH) a cabeça é constituída por caixões de betão armado que assentam num prisma de enrocamentos cuja cota de fundação é de -50,00 m (ZH). Este tem a função de acostagem no paramento interior, tendo uma largura útil de aproximadamente 20 m.

A costa nesta zona é rochosa, o fundo oceânico tem um declive de tal forma que a batimétrica dos -50 m (ZH) dista aproximadamente 250 m da linha costeira.

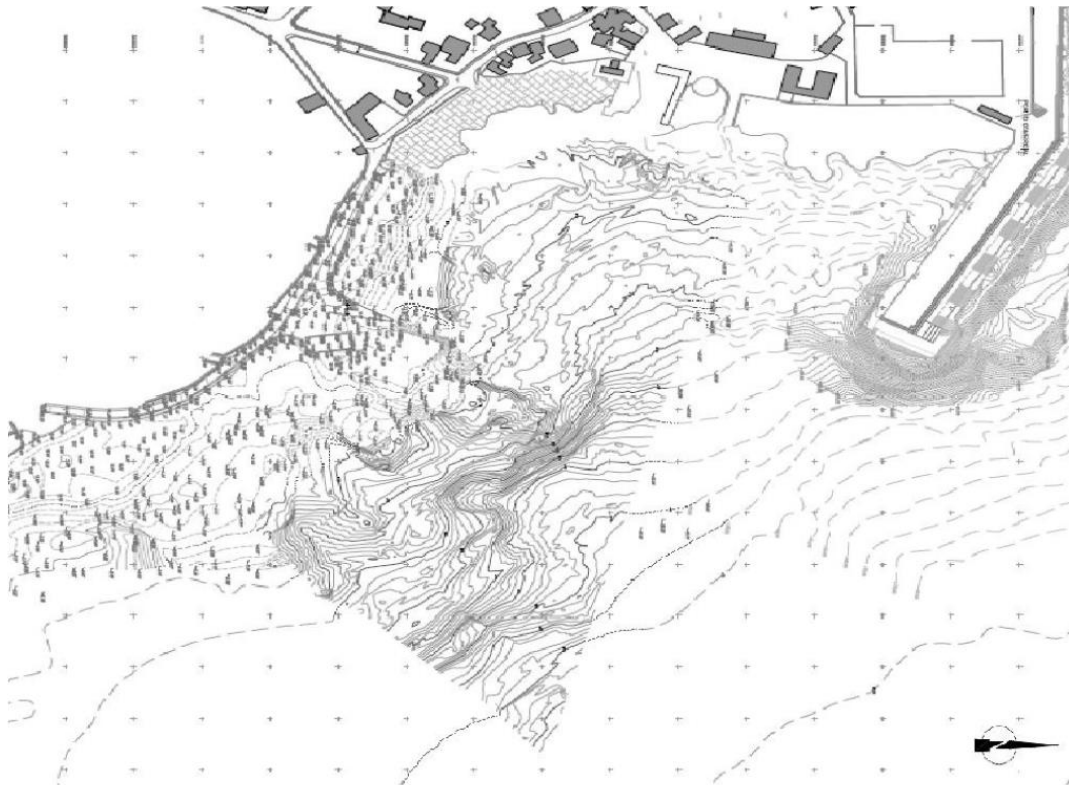


Figura 34 – Planta da situação atual, (adaptado de CONSUMAR, imagem 2010b).

O Molhe-cais do Terminal de Passageiros que se pretende construir é uma estrutura enraizada, o que significa que tem ligação por terra, e uma configuração que se assemelha a um “T”, como pode observar-se na Figura 35.

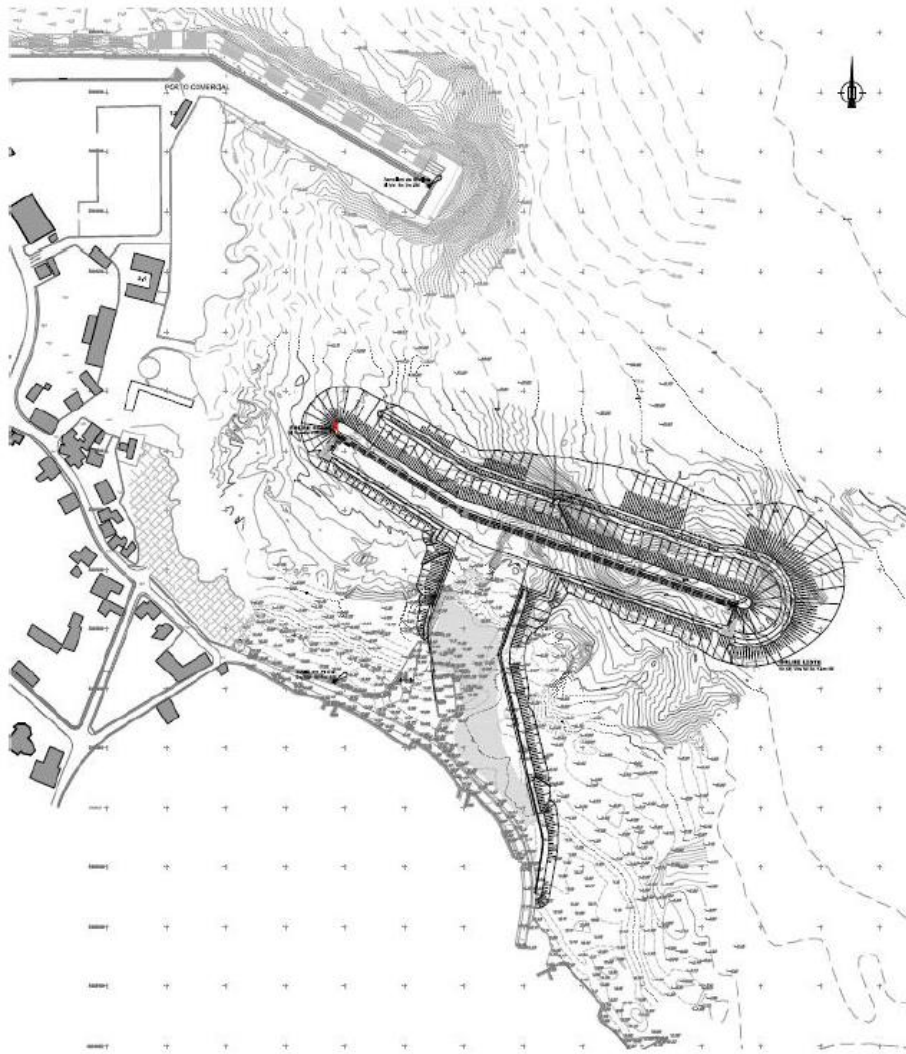


Figura 35 – Planta da situação estudada, (CONSUMAR, imagem 2010a).

O Molhe-cais do Terminal de Passageiros é constituído por um quebra-mar misto horizontal. O lado voltado para o largo consiste num quebra-mar de estrutura mista, e é formado por um núcleo de enrocamento *TOT*. O talude nos locais onde os fundos atingem uma profundidade entre os 13 m e os 14m passa a ter uma berma de pé de talude de blocos de enrocamento. As cotas de fundo no lado voltado para o largo estão compreendidas entre -10,0 m (*ZH*) e -40 m (*ZH*) ao longo do seu desenvolvimento de 373 m.

O talude anterior do quebra-mar de estrutura mista, no tramo Oeste, tem um comprimento de 220m. O manto resistente é composto por Tetrápodes de 192 kN e o talude é de 4(*H*): 3(*V*) (Figura 36). No coroamento existe uma berma junto ao muro-cortina, com cotas de coroamento entre +9,5 m (*ZH*) e +10,5 m (*ZH*).

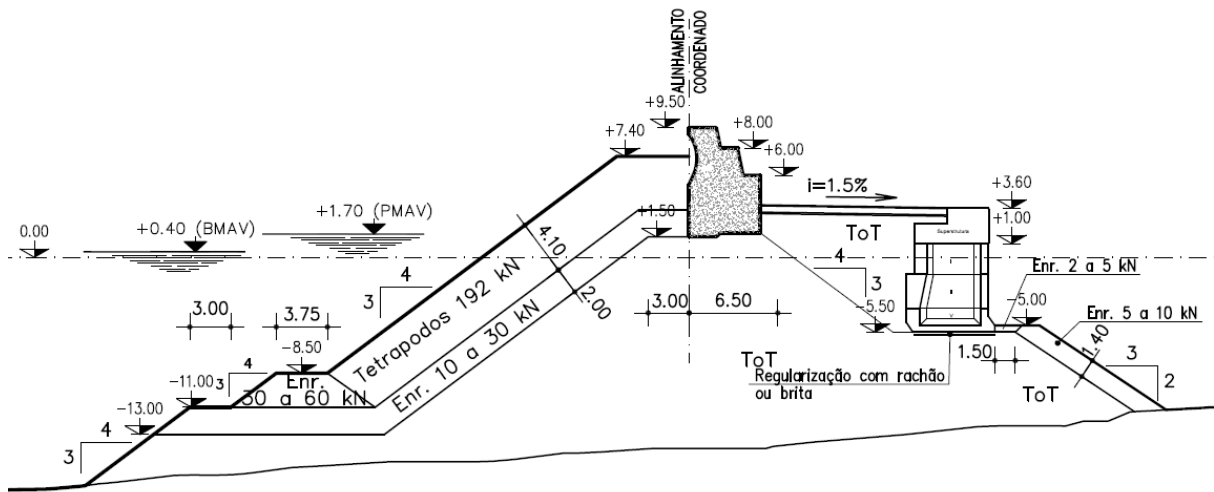


Figura 36 – Exemplo de uma secção transversal do molhe-cais Oeste, (CONSUMAR, imagem 2010d).

Já o tramo Este, tem uma extensão de 150 m, o manto resistente é constituído por blocos Antifer de 300 kN, tem um talude de 4(H):3(V), com uma berma de coroamento composta por blocos de enrocamento entre 60 e 90 kN (Figura 37). O muro-cortina, neste tramo, tem cota de coroamento de +10,5 m (ZH) e as testas são compostas por aduelas pré-fabricadas.

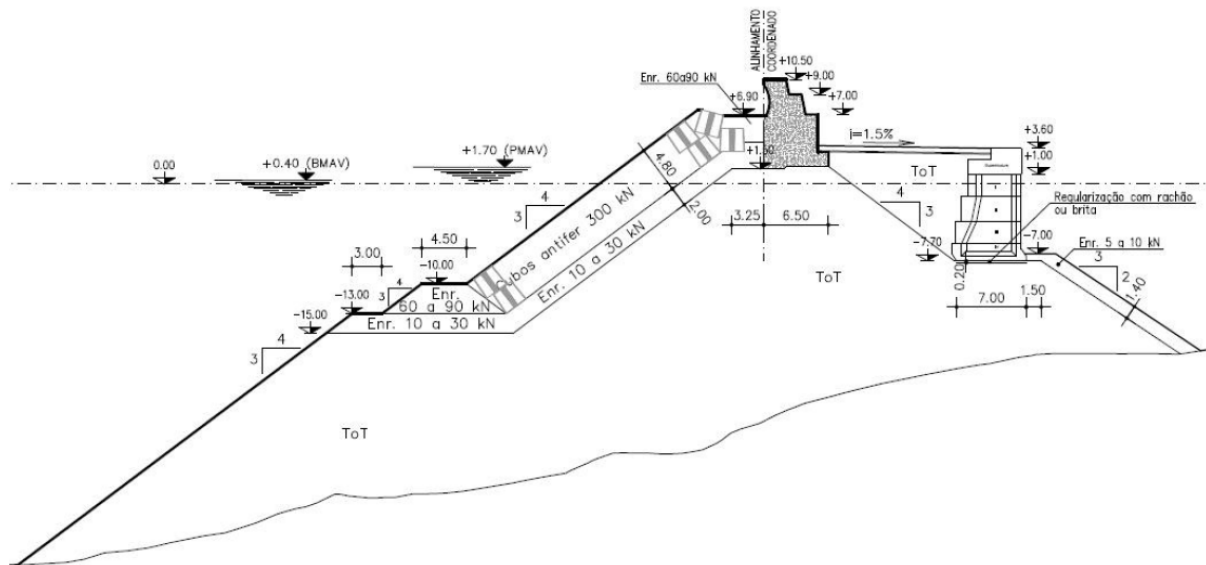


Figura 37 – Exemplo de uma secção transversal do molhe-cais Este, (CONSUMAR, imagem 2010c).

A superestrutura do molhe é composta por um muro-cortina em betão fabricado “in situ”, o trecho do molhe Oeste tem um paramento vertical com coroamento a +9,5 m (ZH). Tem

plataformas interiores de circulação pedonal à cota +8,0 m (ZH) e à cota +6,0 m (ZH). O trecho Este é composto por um paramento vertical com coroamento à cota +10,5 m (ZH) e plataformas interiores de circulação pedonal à cota +9,0 m (ZH) e à cota +7,0 m (ZH). Tanto no lado Oeste, como o Este o muro-cortina tem uma protuberância de 0,30 m de altura.

A parte do molhe-cais que está voltada para terra consiste num quebra-mar de parede vertical, no lado Oeste tem uma cota de fundo de -5,0 m (ZH) com uma frente de 117,5 m de comprimento, onde é possível acostar, e com uma Rampa Ro-ro com 12 m de largura.

No lado Este a cota de fundo é -7,0 m (ZH), a frente acostável tem um comprimento de 152,0 m e tem uma Rampa Ro-ro com 22 m de largura. Tanto no lado Oeste, como no Este, a infraestrutura é em colunas de blocos de betão pré-fabricados. A superestrutura é contínua, de betão fabricado “in situ”, com coroamento a +3,6 m (ZH). Estes estão assentes sobre uma camada de *TOT* protegido por um pé de talude de enrocamento; porém nas zonas de remate serão utilizadas aduelas pré-fabricadas.

A retenção marginal Oeste tem um desenvolvimento aproximadamente de 110 m, sendo uma parte em talude (Figura 38) com núcleo em enrocamento *TOT*, e com manto resistente de enrocamento de 5 a 10 kN. A outra parte é vertical e constituída por blocos de betão e aduelas pré-fabricados (Figura 39). Tanto um, como o outro, são compostos de blocos de coroamento em betão, a +3,6 m (ZH), sobre um núcleo de enrocamento e o talude interior é revestido por tela geotêxtil assente sobre uma camada de brita de regularização, formando um terrapleno à cota +3,6 m (ZH) em aterro de *TOT* com lajes de betão na parte superior.

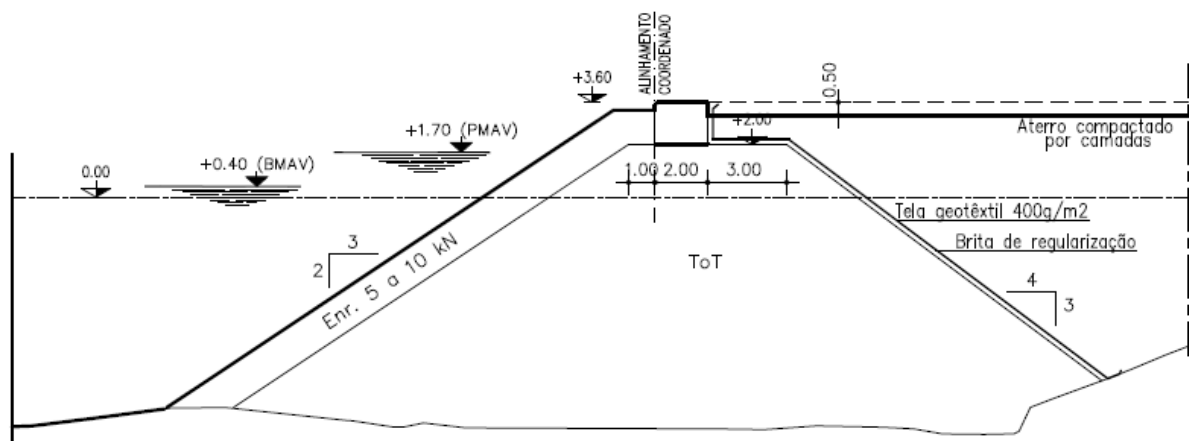


Figura 38 – Exemplo de uma secção transversal da retenção marginal Oeste em estrutura de talude, (CONSUMAR, imagem 2010e).

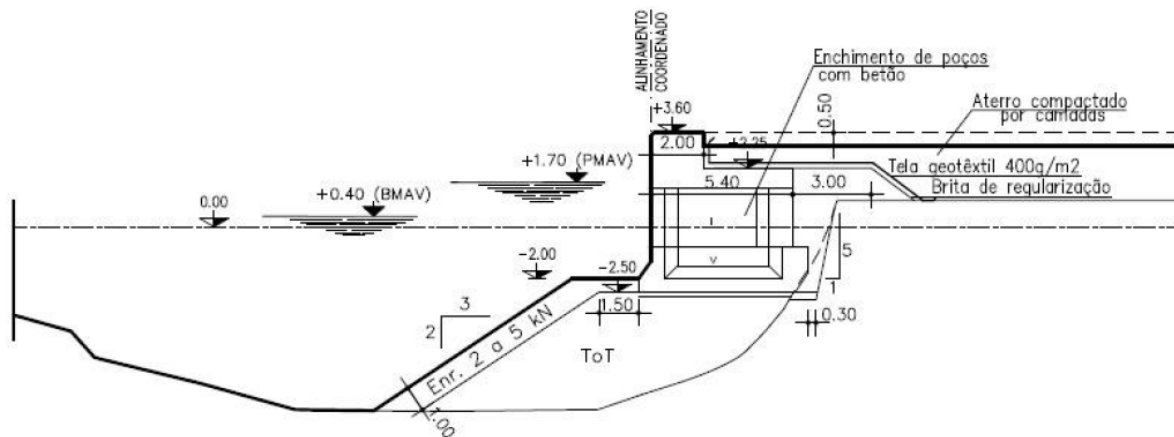


Figura 39 – Exemplo de uma secção transversal da retenção marginal Oeste em estrutura vertical, (CONSUMAR, imagem 2010e).

A Proteção Frontal Leste desenvolve-se em talude, numa extensão de aproximadamente 262 m, com núcleo de *TOT*, um manto resistente de enrocamento de 60 a 90 kN e um muro-cortina em betão armado e de altura variável. O talude interior será igualmente revestido por tela geotêxtil assente sobre uma camada de brita de regularização, formando um terrapleno à cota +3,1 m (ZH) em aterro de *TOT* com lajes de betão na parte superior.

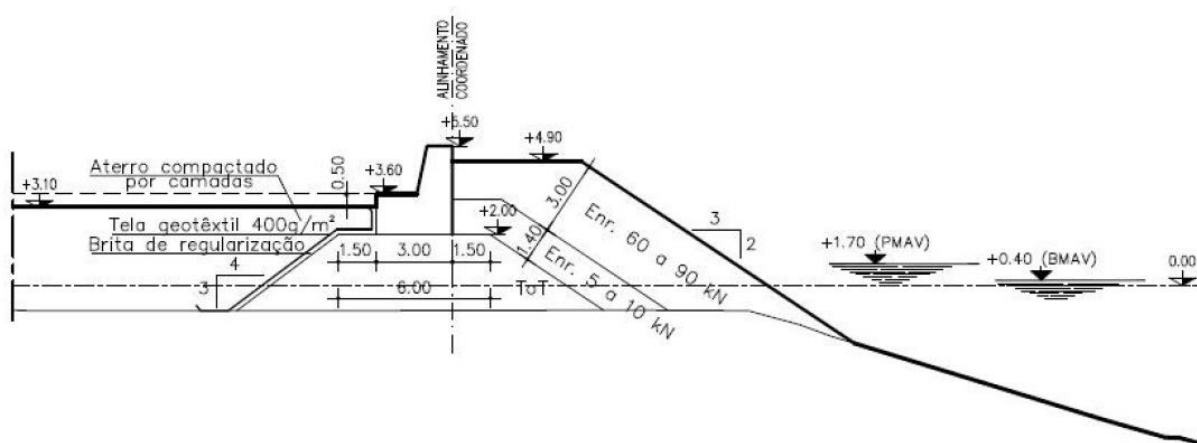


Figura 40 – Exemplo de uma secção transversal da proteção frontal Leste, (CONSUMAR, imagem 2010e).

## 4.2 Dimensionamento do muro-cortina do molhe-cais

### 4.2.1 Considerações gerais

Valdecantos *et al.* aconselham que o dimensionamento do muro-cortina de uma estrutura seja realizado por mais do que um método, a fim de ser obtido um maior número de dados, com a intenção de se aproximar da situação real, não descurando que se devem ter sempre em atenção as condições em que cada método de dimensionamento foi desenvolvido, ou seja, as suas condições de aplicabilidade.

Como descrito anteriormente na análise dos métodos, os que apresentam melhores características e estimativas para serem utilizados no dimensionamento são o de Martín *et al.* (1995, 1999) e o de Pedersen (1996). Importa referir que o método de Martín *et al.* (1995, 1999) é o que melhor representa o processo físico, sendo também o que dá as melhores estimativas das cargas globais. O método de Pedersen (1996) é o que dá melhores estimativas para a força horizontal máxima, para o momento de derrube e para a pressão de impulsão.

Interessa salientar que, de uma forma geral, se existem maiores esforços provocados pela onda incidente está implícito que o muro-cortina lhes tenha de resistir, apesar de as soluções para os contrariar não serem muitas. No dimensionamento, normalmente isto traduz-se no aumento do peso próprio do muro-cortina, que está relacionado com o aumento das dimensões do muro-cortina. Na parte da verificação da estabilidade, a maioria das forças instabilizadoras são devidas às ondas e as forças estabilizadoras são devidas às características e dimensões do muro-cortina. Por outras palavras, o muro-cortina terá que resistir por si próprio.

Outro tópico que também está inerente ao processo de dimensionamento é os custos de construção que lhe estão associados. Um muro-cortina maior, corresponde a maiores camadas constituintes do quebra-mar de taludes, originando assim um aumento na secção transversal do quebra-mar de estrutura mista, conduzindo a custos mais elevados.

Após realização do dimensionamento, independentemente do(s) método(s) adotado(s), a estrutura é ensaiada em modelo reduzido com o intuito de a testar e observar o comportamento quanto ao desempenho hidráulico e fundamentalmente à sua estabilidade.

O dimensionamento do Molhe-cais do Terminal de Passageiros de São Roque do Pico, Ilha do Pico, Arquipélago dos Açores, foi realizado pelo método de Martín *et al.* (1995, 1999) e

depois ensaiado em modelo reduzido, onde se verificou a sua estabilidade e desempenho hidráulico para as condições para o qual foi projetado.

Para se executar a metodologia de Martín *et al.* (1995, 1999) de uma forma mais sistematizada e automatizada, desenvolveu-se uma folha de cálculo, que realizasse o procedimento de cálculo do método Martín *et al.* (1995, 1999), como também verificasse a estabilidade contra o deslizamento como o derrubamento.

Antes de reproduzir o dimensionamento do muro-cortina em questão, fez-se uma reprodução do dimensionamento de uma secção transversal de um outro quebra-mar de estrutura mista, dimensionado pelo mesmo método, com a finalidade de verificar se a ferramenta de cálculo desenvolvida reproduz os valores obtidos anteriormente, tanto para os parâmetros, como para os esforços a que a estrutura está sujeita.

#### 4.2.2 Verificação da ferramenta de cálculo

A fim de poder verificar-se a ferramenta de cálculo desenvolvida para realizar o dimensionamento e confirmar se esta fornece valores da mesma grandeza, tanto para os parâmetros, como para as pressões, assim como para as forças e momentos, reproduziu-se o dimensionamento de um muro-cortina já estudado.

O muro-cortina em questão pertence ao estudo realizado sobre a Ampliação do Porto de Pesca de Rabo de Peixe, Ilha de São Miguel, Açores e a secção transversal em análise está ilustrada na Figura 41.

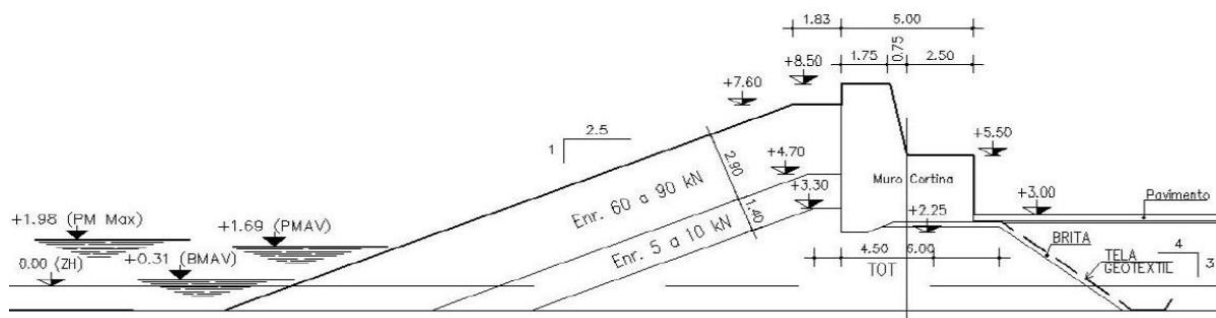


Figura 41 – Muro-cortina do contra molhe, (Luís, 2010).

A Tabela 7 contempla um resumo do cálculo do dimensionamento do muro-cortina realizado anteriormente no âmbito desta tese, contém os parâmetros, as pressões, as forças e os momentos necessários para o concretizar e, ainda, apresenta os respectivos coeficientes de segurança contra o deslizamento e derrubamento. Este foi determinado através da ferramenta de cálculo automático já anteriormente descrita e que consta em apêndice, em formato digital.

Porém, existem parâmetros que não foram indicados na Tabela 7, mas que constam na Figura 41.

Tabela 7 – Quadro resumo do dimensionamento do muro-cortina do projeto da Ampliação do Porto de Pesca de Rabo de Peixe.

Parâmetro	Valor obtido	Valor adotado	Valor do autor (Luís, 2010)	Unidades
Nível de repouso da água, ( $SWL$ ).	2,5	2,5	2,5	m
Altura de onda significativa, ( $H_s$ ).	3,6	3,6	3,6	m
Período de onda de pico, ( $T_p$ ).	14	14	14	s
Comprimento de onda em grandes profundidades com base no período de pico, $T_p$ , ( $L_{op}$ ).	306,017	306,017	306	m
Profundidade da água, ( $h$ ).	6,5	6,5	6,5	m
Comprimento de onda local com base no período de pico, $T_p$ , ( $L_p$ ).	111,464	111,464	111	m
Altura de onda de cálculo, ( $H_c$ ).	5,1	5,1	5,1	m
Declividade de onda em águas profundas determinada com $L_{op}$ , com base no período de onda de pico, $T_p$ , ( $s_{op}$ ).	0,017	0,017	0,017	-
Ângulo do talude do quebra-mar com a horizontal, ( $\alpha$ ).	21,8	21,8	21,8	°
Número de Iribarren, com base em $s_{op}$ , ( $\xi_{op}$ ).	3,098	3,098	3,114	-
Porosidade, ( $n$ ) (retirado da Figura 21).	0,38	0,40	0,40	-

Tabela 7 – Quadro resumo do dimensionamento do muro-cortina do projeto da Ampliação do Porto de Pesca de Rabo de Peixe. (Continuação)

Parâmetro	Valor obtido	Valor adotado	Valor do autor (Luís, 2010)	Unidades
Coefficiente experimental $A_u$ (retirado da Figura 21).	1,43	1,500	1,500	-
Coefficiente experimental $B_u$ (retirado da Figura 21).	-0,575	-0,575	-0,575	-
Nível do espraiamento de onda, ascensão máxima da lâmina de água sobre a berma de coroamento, ( $R_u$ ).	6,362	6,362	6,373	m
Parâmetro, ( $C_{w1}$ ).	3,890	3,890	3,898	-
Largura da lâmina líquida do espraiamento de onda sobre o manto resistente da berma de coroamento à cota $A_c$ , ( $S_o$ ).	1,012	1,012	1,019	m
Peso específico da água, ( $\gamma_w$ ).	10,25	10,25	10,25	kN/m <sup>3</sup>
Pressão de impacto na região não protegida pelo manto resistente, ( $P_{so}$ ), delimitada entre a cota $A_c$ e a cota $w_c$ .	40,341	40,341	40,91	kN/m <sup>2</sup>
Parâmetro empírico, ( $C_{w2}$ ).	0,668	0,668	0,67	-
Pressão de impacto na zona protegida pelo manto resistente, ( $P_i$ ).	26,932	26,932	27,31	kN/m <sup>2</sup>
Diâmetro nominal mediano dos blocos de enrocamento, ( $D_{n50}$ ).	1,450	1,450	1,45	m
$(B_b/D_{n50})$ , relação entre a largura da berma de coroamento, $B_b$ , e o tamanho equivalente do bloco, $D_{n50}$ .	1,276	1,276	1,276	-
Coefficiente empírico $a$ (retirado da Tabela 1).	0,423	0,300	0,300	-

Tabela 7 – Quadro resumo do dimensionamento do muro-cortina do projeto da Ampliação do Porto de Pesca de Rabo de Peixe. (Continuação)

Parâmetro	Valor obtido	Valor adotado	Valor do autor (Luís, 2010)	Unidades
Coeficiente empírico $b$ (retirado da Tabela 1).	0,068	0,073	0,073	-
Coeficiente empírico $c$ (retirado da Tabela 1).	286,062	383,0	383,0	-
Parâmetro, ( $C_o$ ).	0,284	0,284	0,284	-
Parâmetro empírico, ( $C_{w3}$ ).	0,399	0,399	0,398	-
Pressão flutuante atuante na protuberância da base de fundação do muro-cortina, ( $P_p$ ).	25,995	25,995	26,14	kN/m <sup>2</sup>
Pressão flutuante atuante no coroamento do paramento vertical do muro-cortina, ( $P_p$ ).	0,456	0,456	0,49	kN/m <sup>2</sup>
Pressão de impulsão provocada pela pressão de impacto, ( $P_i$ ), atuante sob a base de fundação do muro-cortina na extremidade voltada para o largo.	26,932	26,932	27,31	kN/m <sup>2</sup>
Pressão de impulsão provocada pela pressão flutuante, ( $P_p$ ), atuante sob a base de fundação do muro-cortina na extremidade voltada para o largo, ( $P_{re}$ ).	25,995	25,995	26,14	kN/m <sup>2</sup>
Pressão de impulsão provocada pela pressão de impacto, ( $P_i$ ), atuante sob a base de fundação do muro-cortina na extremidade oposta à direção ao largo.	0	0	0	kN/m <sup>2</sup>

Tabela 7 – Quadro resumo do dimensionamento do muro-cortina do projeto da Ampliação do Porto de Pesca de Rabo de Peixe. (Continuação)

Parâmetro	Valor obtido	Valor adotado	Valor do autor (Luís, 2010)	Unidades
$(B_c / L_p)$ , relação entre a largura de fundação, $B_c$ , e o comprimento de onda local, $L_p$ , com base no período de pico, $T_p$ .	0,045	0,04	0,04	-
Porosidade, $(n)$ (retirado da Figura 21).	0,338	0,30	0,30	-
$(P_{ra} / P_{re})$ , relação entre a pressão de impulsão sob a base de fundação do muro-cortina na extremidade oposta ao largo, $(P_{ra})$ e a pressão de impulsão sob a base de fundação do muro-cortina na extremidade voltada para o largo, $(P_{re})$ , (retirado da Figura 22).	0,45	0,4	0,4	-
Pressão de impulsão provocada pela pressão flutuante, $(P_p)$ , atuante sob a base de fundação do muro-cortina na extremidade oposta ao largo, $(P_{ra})$ .	10,398	10,398	10,46	kN/m <sup>2</sup>
Força horizontal devida à pressão de impacto na região não protegida pelo manto resistente, $(P_{so})$ , delimitada entre a cota $A_c$ e a cota $w_c$ .	36,307	36,307	36,8	kN/m
Momento provocado pela força horizontal devido à pressão de impacto, $(P_{so})$ , atuante na região não protegida delimitada entre a cota $A_c$ e a cota $w_c$ .	192,428	192,428	213,44	kNm/m
Força horizontal devida à pressão de impacto, $(P_i)$ , atuante na região protegida pelo manto resistente.	144,087	144,087	146,1	kN/m

Tabela 7 – Quadro resumo do dimensionamento do muro-cortina do projeto da Ampliação do Porto de Pesca de Rabo de Peixe. (Continuação)

Parâmetro	Valor obtido	Valor adotado	Valor do autor (Luís, 2010)	Unidades
Momento provocado pela força horizontal devido à pressão de impacto, ( $P_i$ ), atuante na região protegida pelo manto resistente	313,390	313,390	391,548	kNm/m
Somatório das forças horizontais devido às pressões de impacto, tanto na zona não protegida pelo manto resistente, ( $P_{so}$ ), como na zona protegida pelo manto resistente, ( $P_i$ ).	180,394	180,394	182,9	kN/m
Somatório dos momentos das forças horizontais devido às pressões de impacto, tanto na zona não protegida pelo manto resistente, ( $P_{so}$ ), como na zona protegida pelo manto resistente, ( $P_i$ ).	505,818	505,818	604,4	kNm/m
Força horizontal devida à pressão flutuante, ( $P_p$ ).	82,660	82,660	81,73	kN/m
Momento provocado pela força horizontal devido à pressão flutuante, ( $P_p$ ).	133,849	133,849	170,38	kNm/m
Ângulo de atrito do solo, ( $\phi$ ).	40	40	40	°
Coefficiente de impulso ativo, ( $K_a$ ).	0,217	0,217	0,22	-
Peso específico da rocha, ( $\gamma_r$ ).	18	18	18	kN/m <sup>3</sup>
Força horizontal devida ao impulso ativo das camadas constituintes da berma de coroamento sobre o paramento vertical do muro-cortina.	56,014	56,014	56,0	kN/m

Tabela 7 – Quadro resumo do dimensionamento do muro-cortina do projeto da Ampliação do Porto de Pesca de Rabo de Peixe. (Continuação)

Parâmetro	Valor obtido	Valor adotado	Valor do autor (Luís, 2010)	Unidades
Momento provocado pela força horizontal devido ao impulso ativo das camadas constituintes da berma de coroamento sobre o paramento vertical do muro-cortina.	71,884	71,884	99,93	kNm/m
Peso específico do betão, ( $\gamma_c$ ).	24	24	24	kN/m <sup>3</sup>
Peso próprio do muro-cortina.	500,700	500,700	453	kN/m
Momento devido ao peso próprio do muro-cortina.	1501,045	1501,045	1350,75	kNm/m
Força vertical atuante sob a base de fundação, devido à pressão de impulsão provocada pela pressão de impacto, ( $P_i$ ).	67,330	67,330	68,3	kN/m
Momento provocado pela força vertical atuante sob a base de fundação, devido à pressão de impulsão originado pela pressão de impacto, ( $P_i$ ).	224,435	224,435	227,6	kNm/m
Força vertical atuante sob a base de fundação, devido à pressão de impulsão provocada pela pressão flutuante, ( $P_p$ ).	90,982	90,982	91,49	kN/m
Momento provocado pela força vertical atuante sob a base de fundação, devido à pressão de impulsão originado pela pressão flutuante, ( $P_p$ ).	259,949	259,949	261,38	kNm/m
Coefficiente de atrito, ( $\mu$ )	0,8	0,8	0,8	-
Coefficiente de segurança contra o deslizamento determinado com base nas forças de impacto.	1,467	1,467	1,29	-

Tabela 7 – Quadro resumo do dimensionamento do muro-cortina do projeto da Ampliação do Porto de Pesca de Rabo de Peixe. (Continuação)

Parâmetro	Valor obtido	Valor adotado	Valor do autor (Luís, 2010)	Unidades
Coeficiente de segurança contra o derrubamento determinado com base nas forças de impacto	2,210	2,210	1,45	-
Coeficiente de segurança contra o deslizamento determinado com base nas forças flutuantes	2,364	2,364	2,10	-
Coeficiente de segurança contra o derrubamento determinado com base nas forças flutuantes.	6,033	6,033	2,54	-

A estrutura verifica a segurança tanto ao deslizamento, como ao derrubamento, quer os coeficientes de segurança sejam determinados através das pressões de impacto, quer sejam determinados através das pressões flutuantes. Optou-se por colocar ambas as situações na Tabela 7 por ser uma reprodução de um dimensionamento, com a finalidade de se obter um maior número de parâmetros para comparação, embora se deva optar sempre pela situação que produz o menor coeficiente de segurança.

Os valores fornecidos por Luís (2010) são muito próximos dos apurados no âmbito desta dissertação, divergindo apenas nos momentos produzidos pelas forças horizontais. O motivo desta diferença deve-se ao facto de Luís (2010) considerar que as forças horizontais apenas produzem momentos instabilizadores, mesmo quando há forças horizontais atuantes abaixo do ponto onde se dá o derrubamento, resultando que os braços sejam maiores, originando momentos instabilizadores maiores.

Os coeficientes de segurança, quer do deslizamento, quer do derrubamento, dão valores diferentes, pelo que se presume que se possa ter utilizado outro critério na determinação dos mesmos, além do critério atrás descrito. A diferença torna-se mais evidente para o coeficiente de segurança contra o derrubamento, pelo facto anteriormente descrito.

### 4.2.3 Definição das condições naturais

A batimetria na zona Sul do porto existente (Figura 34) tem batimetrias de -10 m (ZH) a uma distância aproximada de 150 m da costa e uma profundidade de -50 m (ZH) a uma distância de 400 m da costa.

O Arquipélago dos Açores tem marés do tipo semidiurno regular, as amplitudes médias são de 0,9 m e as amplitudes máximas são de 1,8 m. Os valores dos elementos característicos da maré no local do Porto de São Roque constam da Tabela 8 e a esses valores deve-se somar 0,1 m a fim de contabilizar a evolução do nível médio do mar em relação ao valor estabelecido há décadas atrás.

Tabela 8 – Valores dos elementos característicos da maré no Porto de São Roque, (CONSULMAR, 2011)

Preia-mar máxima (PMmáx)	1,91 m (ZH)
Preia-mar de águas vivas (PMAV)	1,63 m (ZH)
Preia-mar de águas mortas (PMAM)	1,26 m (ZH)
Nível médio (NM)	1,00 m (ZH)
Baixa-mar de águas mortas (BMAM)	0,73 m (ZH)
Baixa-mar de águas vivas (BMAV)	0,39 m (ZH)
Baixa-mar mínima (BMmin)	0,19 m (ZH)

A corrente dos Açores tem velocidades inferiores a 0,5 m/s (1 nó), sendo desta forma considerada fraca e não dando origem a sobrelevações relevantes.

A Figura 42 ilustra o regime da agitação marítima na aproximação ao Porto. Nela constam a distribuição dos rumos no local e a distribuição de alturas de onda e de períodos no local. Na distribuição de alturas de onda, as contempladas são as alturas de onda significativas,  $H_s$ , e a distribuição de períodos referente a períodos de onda de pico,  $T_p$ .

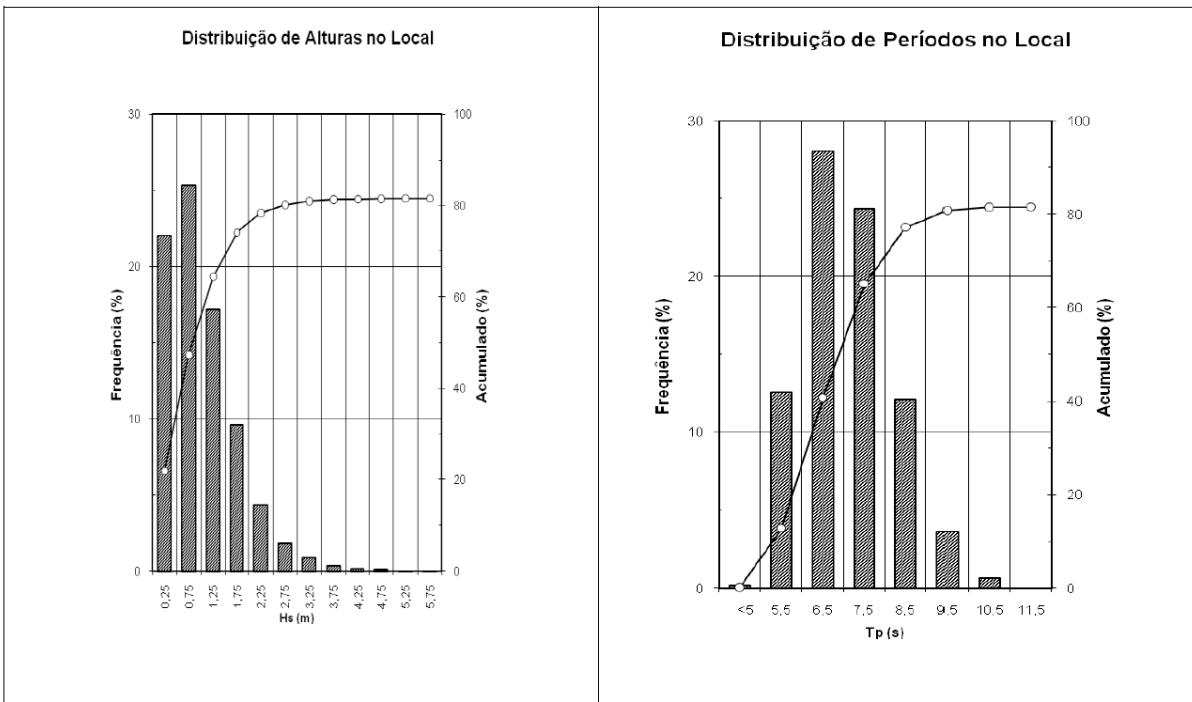
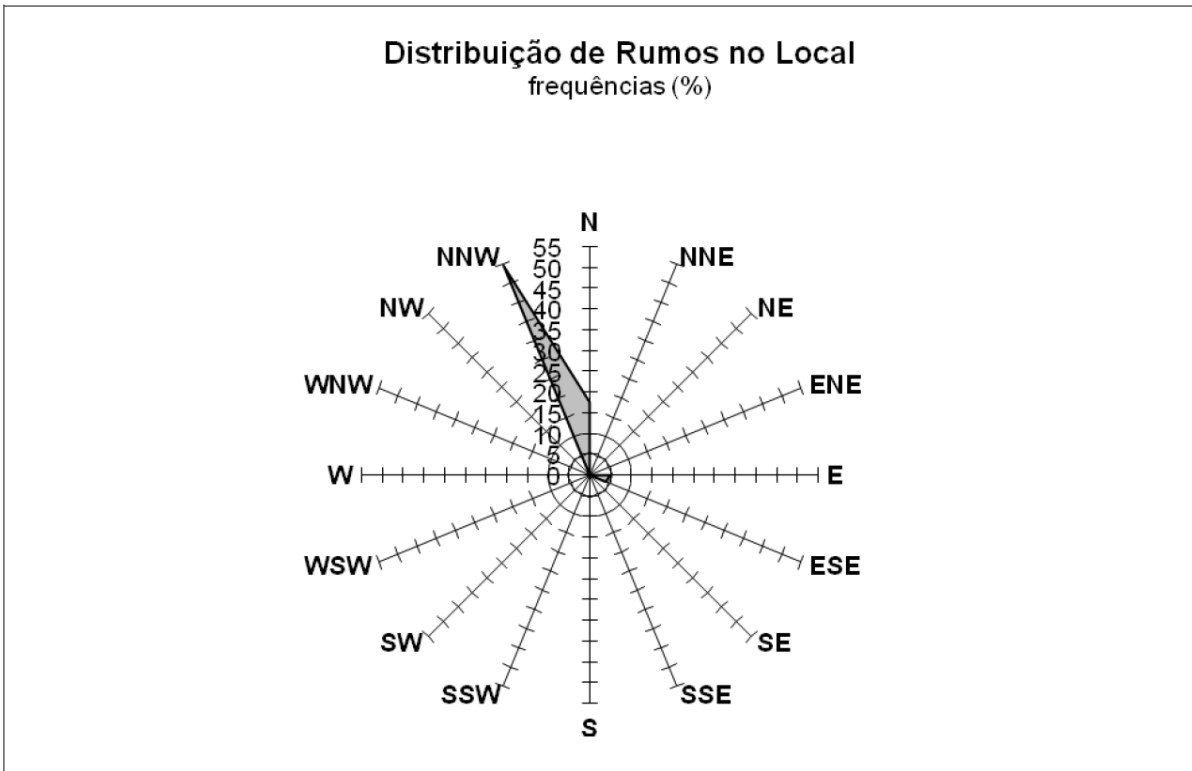


Figura 42 – Regime de agitação marítima na aproximação ao porto, (CONSULMAR, 2011).

A proteção oferecida pela orla costeira com direção Oés-Noroeste para És-Sudeste e pela Ilha de São Jorge faz com que o Porto de São Roque seja apenas atingido por 81% da agitação marítima ao largo.

A onda de projeto para dimensionamento de estruturas marítimas de abrigo está relacionada com o período de retorno, normalmente, de 50 ou 100 anos, dependendo da importância da estrutura. Estes valores são utilizados para situações que ponham em causa a segurança da estrutura, também conhecidos por Estados Limites Últimos. Para o Molhe-cais do Terminal de Passageiros foi considerado o período de retorno de 100 anos, dado que este dá abrigo às estruturas situadas na retaguarda.

Os valores extremos considerados para as alturas de onda significativa incidentes no molhe dos lados Este e Oeste são indicados na Tabela 9.

Tabela 9 – Valores extremos (adotados) da altura significativa, (CONSULMAR, 2011)

Período de retorno (anos)	Oeste	Este
1	3,7	1,8
2	4,2	2,1
5	4,9	2,6
10	5,4	2,9
20	5,9	3,3
50	6,5	3,6
100	7,0	4,0

Quando há agitação marítima mais frequente e intensa vinda de Oeste, mesmo que o molhe existente ofereça proteção, segundo CONSULMAR, 2010 estima-se que a cabeça do molhe Este seja atingida por uma altura de onda significativa máxima de 6,5 m e no trecho central, por uma altura de onda significativa entre 5,0 m e 5,5 m. Na cabeça do molhe Oeste será fulcral a agitação menos frequente de Este e é estimada uma altura de onda significativa de aproximadamente 4,0 m.

A localização onde está previsto o molhe ser implantado tem grandes profundidades, desta forma faz com que o estado de agitação incidente não seja limitado pelos fundos, resultando, assim, em rebentação de onda pouco significativa quando as ondas individuais são grandes em comparação com o seu comprimento, na proporção de 1/10, segundo CONSULMAR, 2010.

Ressalva-se que a grande inclinação do fundo oceânico faz com que a agitação marítima de maior período de onda possa ter um coeficiente de empolamento superior ao normal, isto para



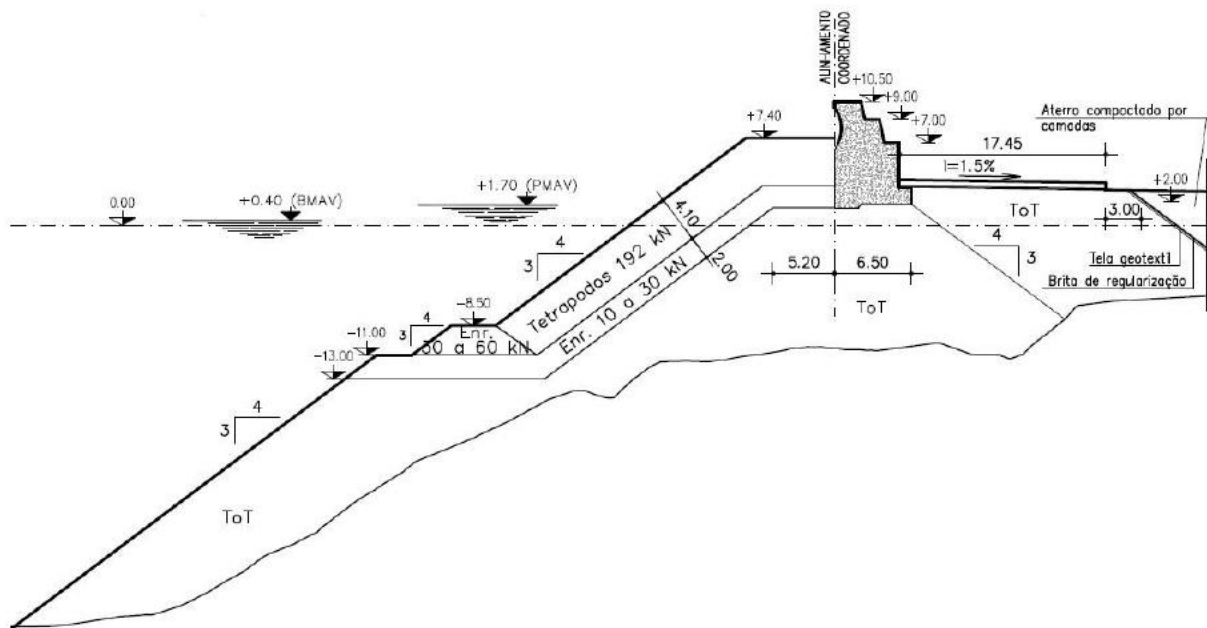


Figura 44 – Secção transversal referente ao molhe-cais Oeste, (CONSUMAR, imagem 2010d).

O motivo da escolha destas secções transversais deve-se ao facto dos mantos resistentes e das bermas de coroamento serem diferentes entre si, nomeadamente quanto ao tipo de blocos empregue. Optou-se por escolher dois perfis próximos um do outro devido às condições de agitação marítima serem semelhantes entre si. Desta forma, pode comparar-se com mais facilidade os esforços atuantes e os parâmetros de cálculo.

Os perfis seleccionados estão localizados na zona central do molhe-cais, sendo atingidos por uma altura de onda significativa,  $H_s$ , compreendida entre 5,0 m e 5,5 m, o que contrasta com as alturas de onda significativa atuantes nos extremos: 7m para o molhe-cais Oeste e 4m para o molhe-cais Este.

No dimensionamento recorreu-se à altura de onda de cálculo,  $H_c$ , que corresponde a  $H_c \cong 1,8H_s$  que o método de Martín *et al.* (1995, 1999) permite utilizar. Em relação ao período de onda de pico,  $T_p$ , estipulado para o dimensionamento, utilizou-se um único período para ambas as situações, com a finalidade de se poder observar a influência que este exerce na determinação dos parâmetros e das pressões.

O período de onda de pico utilizado para o dimensionamento está dentro dos valores apresentados da distribuição de períodos locais (Figura 42), porque se verificou que o molhe-

cais Este não verifica a segurança contra o derrubamento quando determinado através das pressões de impacto para  $T_p$  maior que 10,73s. Porém, optou-se por um valor de  $T_p$ , de 10,5s.

O talude a ser utilizado no dimensionamento é o talude equivalente porque o talude do quebra-mar de estrutura mista não é constante. As secções transversais têm uma berma de pé de talude, também denominada de patamar de apoio ou ainda de risberma, e tanto o talude superior como o inferior a esta berma têm a mesma inclinação, desta forma o talude equivalente é um talude médio fictício que traduz a inclinação do talude caso não existisse essa berma de pé de talude.

Tabela 10 – Quadro resumo do dimensionamento dos muros-cortina do projeto Molhe-cais do Terminal de Passageiros de São Roque do Pico.

Parâmetro	Molhe Este	Molhe Oeste	Unidades
Nível de repouso da água, ( $SWL$ ).	1,730	1,730	m
Altura de onda significativa, ( $H_s$ ).	5,5	5,5	m
Período de onda de pico, ( $T_p$ ).	10,5	10,5	s
Comprimento de onda em grandes profundidades com base no período de pico, $T_p$ , ( $L_{0p}$ ).	172,134	172,134	m
Profundidade da água, ( $h$ ).	35,935	33,479	m
Comprimento de onda local com base no período de pico, $T_p$ , ( $L_p$ ).	160,067	157,788	m
Altura de onda de cálculo, ( $H_c$ ).	9,9	9,9	m
Declividade de onda em águas profundas determinada com $L_{0p}$ , com base no período de onda de pico, $T_p$ , ( $s_{0p}$ ).	0,058	0,058	-
Ângulo do talude do quebra-mar com a horizontal, ( $\alpha$ ).	33,761	33,860	°
Número de Iribarren, com base em $s_{0p}$ , ( $\xi_{0p}$ ).	2,787	2,798	-
Altura de berma de coroamento relativa, ( $A_c/H_c$ ), razão entre a cota do topo da berma de coroamento, $A_c$ , e a altura de onda significativa, $H_s$ .	0,593	0,573	-

Tabela 10 – Quadro resumo do dimensionamento dos muros-cortina do projeto Molhe-cais do Terminal de Passageiros de São Roque do Pico. (Continuação)

Parâmetro	Molhe Este	Molhe Oeste	Unidades
Largura da berma de coroamento relativa, $(B_b/H_c)$ , razão entre a largura da berma de coroamento, $B_b$ , e a altura de onda significativa, $H_s$ .	0,869	0,747	-
Definição de zonas de impacto e de não impacto, Figura 18.	Zona de não impacto	Zona de não impacto	-
Porosidade, $(n)$ , (retirado da Figura 21).	0,438	0,484	-
Coefficiente experimental $A_u$ (retirado da Figura 21).	1,176	0,917	-
Coefficiente experimental $B_u$ (retirado da Figura 21).	-0,700	-0,744	-
Nível do espraio de onda, ascensão máxima da lâmina de água sobre a berma de coroamento, $(R_u)$ .	9,992	7,943	m
Parâmetro, $(C_{w1})$ .	2,042	1,287	-
Largura da lâmina líquida do espraio de onda sobre a berma de coroamento à cota $A_c$ , $(S_o)$ .	4,084	2,833	m
Peso específico da água, $(\gamma_w)$ .	10,250	10,250	kN/m <sup>3</sup>
Pressão de impacto na região não protegida pelo manto resistente, $(P_{so})$ , delimitada entre a cota $A_c$ e a cota $w_c$ .	85,468	37,387	kN/m <sup>2</sup>
Parâmetro empírico, $(C_{w2})$ .	0,445	0,480	-
Pressão de impacto na zona protegida pelo manto resistente, $(P_i)$ .	38,068	17,939	kN/m <sup>2</sup>
Diâmetro nominal mediano dos blocos de enrocamento, $(D_{n50})$ .	1,451	1,300	m
$(B_b/D_{n50})$ , relação entre a largura da berma de coroamento, $B_b$ , e o tamanho equivalente do bloco, $D_{n50}$ .	5,927	5,692	-
Coefficiente empírico $a$ (retirado da Tabela 1).	0,296	0,296	-
Coefficiente empírico $b$ (retirado da Tabela 1).	0,073	0,073	-
Coefficiente empírico $c$ (retirado da Tabela 1).	383,100	383,100	-

Tabela 10 – Quadro resumo do dimensionamento dos muros-cortina do projeto Molhe-cais do Terminal de Passageiros de São Roque do Pico. (Continuação)

Parâmetro	Molhe Este	Molhe Oeste	Unidades
Parâmetro, ( $C_o$ ).	0,048	0,040	-
Parâmetro empírico, ( $C_{w3}$ ).	0,310	0,308	-
Pressão flutuante atuante na protuberância da base de fundação do muro-cortina, ( $P_p$ ).	32,406	27,587	kN/m <sup>2</sup>
Pressão flutuante atuante no coroamento do paramento vertical do muro-cortina, ( $P_p$ ).	3,767	0	kN/m <sup>2</sup>
Pressão de impulsão provocada pela pressão de impacto ( $P_i$ ), atuante sob a base de fundação do muro-cortina na extremidade voltada para o largo.	38,068	17,939	kN/m <sup>2</sup>
Pressão de impulsão provocada pela pressão flutuante ( $P_p$ ), atuante sob a base de fundação do muro-cortina na extremidade voltada para o largo, ( $P_{re}$ ).	32,406	27,587	kN/m <sup>2</sup>
Pressão de impulsão provocada pela pressão de impacto ( $P_i$ ), atuante sob a base de fundação do muro-cortina na extremidade oposta à direção ao largo.	0	0	kN/m <sup>2</sup>
( $B_c / L_p$ ), relação entre a largura de fundação, $B_c$ , e o comprimento de onda local, $L_p$ , com base no período de pico, $T_p$ .	0,041	0,041	-
Porosidade, ( $n$ ) (retirado da Figura 21).	0,338	0,338	-
( $P_{ra} / P_{re}$ ), relação entre a pressão de impulsão sob a base de fundação do muro-cortina na extremidade oposta ao largo, ( $P_{ra}$ ) e a pressão de impulsão sob a base de fundação do muro-cortina na extremidade voltada para o largo, ( $P_{re}$ ), (retirado da Figura 22).	0,475	0,475	-
Pressão de impulsão provocada pela pressão flutuante, ( $P_p$ ), atuante sob a base de fundação do muro-cortina na extremidade oposta ao largo, ( $P_{ra}$ ).	15,393	13,104	kN/m <sup>2</sup>

Tabela 10 – Quadro resumo do dimensionamento dos muros-cortina do projeto Molhe-cais do Terminal de Passageiros de São Roque do Pico. (Continuação)

Parâmetro	Molhe Este	Molhe Oeste	Unidades
Força horizontal devida à pressão de impacto na região não protegida pelo manto resistente, ( $P_{so}$ ), delimitada entre a cota $A_c$ e a cota $w_c$ .	247,858	105,928	kN/m
Momento provocado pela força horizontal devido à pressão de impacto, ( $P_{so}$ ), atuante na região não protegida delimitada entre a cota $A_c$ e a cota $w_c$ .	1809,364	784,554	kNm/m
Força horizontal devida à pressão de impacto, ( $P_i$ ), atuante na região protegida pelo manto resistente.	232,214	105,841	kN/m
Momento provocado pela força horizontal devido à pressão de impacto, ( $P_i$ ), atuante na região protegida pelo manto resistente.	650,199	285,770	kNm/m
Somatório das forças horizontais devido às pressões de impacto, tanto na zona não protegida pelo manto resistente, ( $P_{so}$ ), como na zona protegida pelo manto resistente, ( $P_i$ ).	480,072	211,768	kN/m
Somatório dos momentos das forças horizontais devido às pressões de impacto, tanto na zona não protegida pelo manto resistente, ( $P_{so}$ ), como na zona protegida pelo manto resistente, ( $P_i$ ).	2459,564	1034,324	kNm/m
Força horizontal devida à pressão flutuante, ( $P_p$ ).	162,778	120,461	kN/m
Momento provocado pela força horizontal devido à pressão flutuante, ( $P_p$ ).	498,498	320,559	kNm/m
Ângulo de atrito do solo, ( $\phi$ ).	40	40	°
Coefficiente de impulso ativo, ( $K_a$ ).	0,217	0,217	-
Peso específico da rocha, ( $\gamma_r$ ).	18	18	kN/m <sup>3</sup>
Força horizontal devida ao impulso ativo das camadas constituintes da berma de coroamento sobre o paramento vertical do muro-cortina.	57,066	6,341	kN/m

Tabela 10 – Quadro resumo do dimensionamento dos muros-cortina do projeto Molhe-cais do Terminal de Passageiros de São Roque do Pico. (Continuação)

Parâmetro	Molhe Este	Molhe Oeste	Unidades
Momento provocado pela força horizontal devido ao impulso ativo das camadas constituintes da berma de coroamento sobre o paramento vertical do muro-cortina.	88,542	2,219	kNm/m
Coefficiente de impulso passivo, ( $K_p$ ).	4,599	4,599	-
Força horizontal devida ao impulso passivo das camadas constituintes do aterro do muro-cortina.	105,959	105,959	kN/m
Momento provocado pela força horizontal devido ao impulso passivo das camadas constituintes do aterro do muro-cortina.	30,022	30,022	kNm/m
Peso específico do betão, ( $\gamma_c$ ).	25	25	kN/m <sup>3</sup>
Peso próprio do muro-cortina.	1064,063	1064,063	kN/m
Momento devido ao peso próprio do muro-cortina.	4189,927	4189,927	kNm/m
Força vertical atuante sob a base de fundação, devido à pressão de impulsão provocada pela pressão de impacto, ( $P_i$ ).	123,721	58,302	kN/m
Momento provocado pela força vertical atuante sob a base de fundação, devido à pressão de impulsão originado pela pressão de impacto, ( $P_i$ ).	536,123	252,642	kNm/m
Força vertical atuante sob a base de fundação, devido à pressão de impulsão provocada pela pressão flutuante, ( $P_p$ ).	155,344	132,244	kN/m
Momento provocado pela força vertical atuante sob a base de fundação, devido à pressão de impulsão originado pela pressão flutuante, ( $P_p$ ).	564,767	480,784	kNm/m
Coefficiente de atrito, ( $\mu$ )	0,8	0,8	-
Coefficiente de segurança contra o deslizamento determinado com base nas forças de impacto.	1,745	7,174	-

Tabela 10 – Quadro resumo do dimensionamento dos muros-cortina do projeto Molhe-cais do Terminal de Passageiros de São Roque do Pico. (Continuação)

Parâmetro	Molhe Este	Molhe Oeste	Unidades
Coeficiente de segurança contra o derrubamento determinado com base nas forças de impacto	1,451	3,912	-
Coeficiente de segurança contra o deslizamento determinado com base nas forças flutuantes	6,383	35,765	-
Coeficiente de segurança contra o derrubamento determinado com base nas forças flutuantes.	6,509	12,670	-

Verificou-se que as estruturas cumprem os valores recomendados para os coeficientes de segurança, tanto para o deslizamento, como para o derrubamento. Contudo, os coeficientes de segurança determinados divergem substancialmente, sendo maiores no molhe-cais Oeste.

Concluiu-se que, para o mesmo muro-cortina com condições muito semelhantes e com o mesmo período de onda, a influência tanto do tipo de bloco utilizado no manto resistente, como da largura da berma de coroamento e também do nível de coroamento da berma de coroamento, são fundamentais para se obter menores pressões originadas pelas ondas, resultando assim em menores esforços a que o muro-cortina tem de resistir.

## 5 Conclusões

Iniciou-se este estudo averiguando quais os tipos de muro-cortina existentes, suas aplicações, e as configurações típicas. A situação mais vantajosa corresponde a ter um manto resistente suficientemente alto, de modo que a rebentação de onda se dê sempre neste manto e que seja maior que o espraio de onda máximo. Assim, o muro-cortina terá de resistir apenas às ações provocadas pelas ondas rebentadas, resultando que as distribuições de pressões sejam de ondas já rebentadas, nomeadamente as pressões de impulsão.

Também se procurou descobrir quais os parâmetros de dimensionamento do muro-cortina, as implicações e condicionalismos. Desta forma constatou-se que apenas a largura e o peso por unidade de comprimento do coroamento são estabelecidos pelos critérios de estabilidade, regidos pelas ações atuantes e pelos tipos de falha específicos deste elemento estrutural. Os restantes parâmetros são estabelecidos por outros critérios.

Dos modos de falha associados ao muro-cortina averiguou-se que estes podem ser separados em modos que dependem das forças atuantes e modos que dependem da relação entre o muro-cortina e as camadas constituintes do quebra-mar de estrutura mista. Assim, apenas os modos de falha de deslizamento e de derrubamento são verificados no dimensionamento do muro-cortina.

No seguimento do estudo foi descrito que a onda, após rebentar no manto resistente, alcança o paramento vertical do muro-cortina por espraio, resultando um duplo pico de pressão. O primeiro pico é originado no decorrer da mudança repentina de direção da frente de onda por causa do muro-cortina. O segundo pico acontece no momento a seguir ao espraio de onda atingir o seu máximo, onde a massa de água sobe pelo paramento vertical do muro-cortina, iniciando a descida e acumulando-se em frente ao muro-cortina originando nessa altura o segundo pico.

O primeiro pico é conhecido por pressão de choque ou pressão de impacto. O segundo pico conhecido por pressão secundária ou pressão refletora, ou ainda pressão flutuante. O segundo pico tem uma variação no tempo mais lenta e uma duração maior em relação ao primeiro pico.

Do estudo realizado sobre as metodologias existentes para o dimensionamento de muros-cortina, apurou-se que estas se encontram divididas em dois grupos. Um dos grupos é o de

diagramas de pressão, constituído pelos métodos de Iribarren e Nogales (1954), o de Günbak e Gökce (1984) e o de Martín *et al.* (1995, 1999). O outro grupo é o de diagramas de forças, composto pelos métodos de Bradbury, Allsop e Stephens (1988), o de Pedersen e Burcharth (1992), o de Pedersen (1996) e o de Berenguer e Baonza (2006).

Outra ideia que se adquiriu do estudo realizado sobre as metodologias é a existência de duas vertentes na abordagem da temática. Uma das correntes é a de Jensen (1984) que, sem desenvolver qualquer formulação, forneceu as bases para outros autores. Desta corrente constam as metodologias de Bradbury, Allsop e Stephens (1988) e a de Pedersen e Burcharth (1992). A outra corrente é a de Günbak e Gökce (1984), que influenciou outras metodologias como a de Pedersen (1996) e a de Martín *et al.* (1995, 1999).

Após o levantamento das várias metodologias atrás referidas, depois de indagar as vantagens, desvantagens e seus campos de aplicação, debruçou-se sobre estudos realizados em que compararam as metodologias entre si. Depreendeu-se que Camus e Flores (2004) apud Molines (2011) e por Ruiz, Mendoza e Silva (2013), os métodos que melhor representam e descrevem o fenómeno e o quantificam são o de Martín *et al.* (1995, 1999) e o de Pedersen (1996). O método de Martín *et al.* (1995, 1999) é o que melhor representa o processo físico e também o que dá as melhores estimativas das cargas globais. O método de Pedersen (1996) é o que fornece melhores estimativas para a força horizontal máxima, para o momento de derrube e para a pressão de impulsão.

A ferramenta de cálculo desenvolvida para determinar as pressões descritas no método de Martín *et al.* (1995, 1999) e verificar os critérios de estabilidade, funcionou, na reprodução do dimensionamento do muro-cortina referente à Ampliação do Porto de Pesca de Rabo de Peixe, Ilha de São Miguel, Açores. Esta determinou: os parâmetros; as pressões; as forças; e os momentos e verificou os critérios de estabilidade quanto ao deslizamento e derrubamento. Desta forma também se conseguiu demonstrar que a estrutura garante a estabilidade como o seu autor, Luís (2010), apurou.

Em relação ao dimensionamento do muro-cortina do molhe-cais do Terminal de Passageiros de São Roque do Pico, Ilha do Pico, Açores, confirma-se a verificação da estabilidade da estrutura para o deslizamento e para o derrubamento em ambos os perfis, sendo que os coeficientes de segurança são superiores no perfil Oeste em comparação com o perfil Este. Também se constatou no procedimento de dimensionamento do muro-cortina do molhe-cais do Terminal de Passageiros de São Roque do Pico, a influência tanto do tipo de bloco

empregue no manto resistente, como da largura da berma de coroamento e também do nível de coroamento da berma de coroamento no cálculo das pressões. Observou-se que o tipo de bloco utilizado no manto resistente influencia diretamente a altura máxima do espraçamento de onda, que a largura da berma de coroamento faz com que a lâmina de espraçamento atinja ou não o paramento vertical do muro-cortina, e em relação ao nível de coroamento da berma de coroamento consegue-se restringir o espraçamento de onda aumentando o nível de coroamento da berma de coroamento.

Face ao descrito ao longo dos vários capítulos, considera-se que os principais objetivos foram alcançados, conseguiu-se identificar, enquadrar e desenvolver as várias temáticas referentes ao muro-cortina. Captou-se a ciência que está por detrás dos métodos, listou-se as metodologias de cálculo existentes, indicou-se vantagens e limitações e formas de os agrupar.

A folha de cálculo cumpriu com o que era pretendido e conseguiu-se reproduzir o dimensionamento do muro-cortina para o método que sido dimensionado.

Uma vez que já foram identificadas as vantagens, desvantagens e limitações dos métodos, pensa-se que seria pertinente desenvolver um método que reunisse as vantagens e que ultrapassasse as limitações. Também seria vantajoso que o método retratasse com maior evidência os fenómenos associados consoante o tipo de bloco utilizado, e que ainda, fosse de fácil utilização e que não se traduzisse num procedimento de cálculo extenso.



## Referências Bibliográficas

Ahrens, J. P.; Heimbaugh, M. S. – Irregular wave run up on revetments: *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, 1988. Vol. 114, nº 4, p. 524-530.

Bagnold, R. A. – Interim Report on Wave-Pressure Research. *J. Inst. of Civil Engineers* (1938-39), 1939. 12, p. 201-226.

Berenguer, J. M.; Baonza, A. – Diseño del espaldón de los diques rompeolas. Libro de ponencias del II Congreso Nacional de la Asociación Técnica de Puertos y Costas, 2006. p. 35-56.

Bradbury, A. P.; Allsop, N. W. H.; Stephens, R. V. – Hydraulic Performance of Breakwater Crown Walls. *Hydraulics Research, Wallingford. Oxfordshire: Hydraulics Research Limited, Wallingford. 1988, Report nº SR146.*

Burcharth, H. F. – The design of Breakwaters. Internal report: Aalborg University, 1993.

Burcharth, H. *et al.* – Design of the Ciervana breakwater, Bilbao. Proc. 4th Coastal Structures and Breakwaters. Institution of Civil Engineers. UK: Thomas Telford, 1995. Chapter 3.

Camus, P. B.; Flores, J. G. – Wave forces on crown walls: Evaluation of existing empirical formulae. *Coastal engineering, 2004: Proceedings of 29th Conference on Coastal Engineering*. Lisboa: Jane McKee Smith, 2004. p. 4087-4099.

CIRIA; CUR; CETMEF – The Rock Manual: The use of rock in hydraulic engineering. 2nd Edition. London: C683, CIRIA, 2007. ISBN 978-0-86017-683-1.

CONSULMAR, Região Autónoma dos Açores, Portos dos Açores – Sociedade Gestora de Participações Sociais, S.A. – Concurso Limitado por Prévia Qualificação para a Empreitada de Construção do Terminal de Passageiros do Porto de São Roque do Pico, na Ilha do Pico: Peças do Procedimento: Volume 3 – Infraestruturas Marítimas: Tomo I – Peças Escritas. 2011.

DECRETO LEGISLATIVO REGIONAL nº 24/2011/A. “D.R. I Série”. 160 (11-08-22) 4294-4316.

DECRETO REGULAMENTAR REGIONAL n.º 24/2011/A. “D.R. I Série”. 225 (11-11-23)  
5020-5038.

Flors, J. I. P. – Cálculo de Espaldones en Diques Rompeolas. Estudio Comparativo de las Formulaciones Actuales y Propuesta de Una Nueva Metodología. Madrid: Universidad Politécnica de Madrid. E. T. S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 2013. 218 p.. Tesis Doctoral.

Garcés, B. C. – Un Nuevo Enfoque al Cálculo del Riesgo de Rebase en Estructuras Marinas. Barcelona: Escola de Camins, Escola Técnica Superior d’Enginyeria de Camins, Canals i Portos, UPC Barcelonatech, 2013. 51 p.. Tese de especialidade.

Goda, Y. – Random seas and design of maritime structures: University of Tokyo Press, 1985.

Günbak, A. R. – Rubble mound Breakwaters. Technical University of Norway, Division of Port and Ocean Engineering, 1979. Report n° 1.

Günback, A.R.; Ergin, A. – Damage and repair of Antalya harbor breakwater. Proc. Conf. on Coastal Structures: Alexandria, 1983.

Günbak, A. R.; Gökce, T. – Wave Screen Stability of Rubble-mound Breakwaters, International Symposium of Maritime Structure in the Meditarrean Sea, Athens, 1984. p. 2099-2112.

Hamilton, D. G.; Hall, K. R. – Preliminary Analysis of the Stability of Rubble Mound Breakwater Crown Walls. Coastal engineering, 1992: proceedings of the twenty-third international conference. Venice: Billy L Edge, 1992. ISBN 0-87262-933-3. pt. Part III Coastal Structures, Chapter 92, p. 1217-1230.

Imagem – Assinalamento Marítimo, Prancheta de Projeto de Obra a Executar. CONSULMAR: Lisboa, 2011a

Imagem – Infraestruturas Marítimas, Localização e Topo-hidrografia Plantas. CONSULMAR: Lisboa, 2011b.

Imagem – Infraestruturas Marítimas, Molhe Leste, Cortes e Pormenor. CONSULMAR: Lisboa, 2011c.

Imagem – Infraestruturas Marítimas, Molhe Oeste, Cortes e Pormenor. CONSULMAR: Lisboa, 2011d.

Imagem – Infraestruturas Marítimas, Retenção Oeste e Proteção Leste Cortes. CONSULMAR: Lisboa, 2011e.

Iribarren, R.; Nogales, C. – Obras marítimas: Oleaje y Diques. Madrid: Editorial Dossat, 1954.

Jensen, O. J – A Monograph on Rubble Mound Breakwaters. Denmark: Danish Hydraulic Institute, 1984. 209 p.

Losada, M. A.; Gimenez-Curto, L. A. – Flow characteristics on rough, permeable slopes under wave action: Elsevier Science B.V., 1981. Coastal Engineering 4, p. 187–206.

Losada, M. A.; Gimenez-Curto, L. A. – The joint effect of the wave height and period on the stability of rubble-mound breakwaters using Iribarren's number, 1979. Coastal Engineering 3, p. 77-96.

Losada, M. A.; Martin, F.L.; Medina, R. – Wave kinematics and dynamics in front of reflective structures. Wave Forces on Inclined and Vertical Wall Structures. Task Committee on Forces on Inclined and Vertical Wall Structures: ASCE, 1995. p. 282–310.

Luís, L. A. – Ampliação do Porto de Pesca de Rabo de Peixe, Ilha de São Miguel, Açores. Apêndice III Memória de Cálculo dos Elementos Estruturais Constituintes das Obras de Abrigo. Lisboa: Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, 2010. 74 p.. Tese de Mestrado.

Martin, F. L. – Estudio hidrodinámico de la interacción de ondas de gravedad con estructuras reflejantes: Univ. de Cantabria, 1995. Tesis Doctoral.

Martín, F. L. – Experimental Study of Wave Forces on Rubble Mound Breakwater Crown Walls. PIANC. Boletim, 1999. n° 102, p. 5-17.

Martín, F. *et al.* – Un Método para el Cálculo de las Acciones del Oleaje sobre los Espaldones de los Diques Rompeolas: Ingeniería del Agua, 1995, Vol. 2, n° 3, p. 37-52.

Martín, F. *et al.* – Wave loads on crown walls. Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters. Braunschweig: Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Technical University of Braunschweig, 1999. Final Report Vol. IIa Hydrodynamic Aspects, Chapter 6.2.

Martín, F. L.; Losada, M. A.; Medina, R. – Wave loads on rubble mound breakwater crown walls: Elsevier Science B.V., 1999. Coastal Engineering 37, p. 149-174.

MAST III/ PROVERBS – Wave loads on crown walls. Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters. Braunschweig: Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Technical University of Braunschweig, 1999. Final Report Vol. I, Chapter 2 Hydraulic aspects, pt 2.6.2.

Molines, J. – Stability of Crown Walls of Cube and Cubipod Armoured Mound Breakwaters. PIANC. On Course PIANC E-Magazine. Bruxelles: Mr Louis Van Schel, 2011. ISBN: 978-2-87223-170-6. n° 144, p. 29-43.

Nagai, S. – Wave Forces on Structures. Advances in Hydrosience. New York: Academic Press, 1973. Vol. 9, p. 253–324.

Neves, M. *et al.* – Determinação de forcas atuantes em quebra-mares verticais e mistos. Associação Portuguesa dos Recursos Hídricos UNIVALI: Revista da Gestão Costeira Integrada, 2012. n° 12 (2), p. 159-174.

Nørgaard, J.; Andersen, T.; Burcharth, H. – Wave loads on rubble mound breakwater crown walls in deep and shallow water wave conditions: Elsevier Science B.V., 2013. Coastal Engineering 80, p. 137-147.

Oumeraci, H.; Klammer, P.; Partenscky, H. – Classification of Breaking Wave Impact Loads on Vertical Structures. Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering. 119-4, p. 381-397.

Pedersen, J. – Wave Forces and Overtopping on Crown Walls of Rubble Mound Breakwaters – An experimental Study. Hydraulics & Coastal Engineering Laboratory, Department of Civil Engineering, Aalborg University. Aalborg: Centertrykkeriet, Aalborg University. 1996, Series paper n° 12. ISSN 0909-4296.

Pedersen, J.; Burcharth, H. – Wave Forces on Crown Walls. Coastal engineering, 1992: proceedings of the twenty-third international conference. Venice: Billy L Edge, 1992. ISBN 0-87262-933-3. pt. Part III Coastal Structures, Chapter 114, p. 1489-1502.

Pita, C. – Dimensionamento Hidráulico do Manto Resistente de Quebra-Mares de Talude. Lisboa, 1985. Boletim de informação técnica 37, p. 3-33.

Pinto, F. T.; Neves, A. C. – A Importância da Consideração do Carácter Irregular da Agitação Marítima no Dimensionamento de Quebramares de Taludes. Engenharia Civil UM, 2003. Nº 16, p. 95-111.

Ruiz, D.; Mendoza, E.; Silva, R. – Revisión metodológica del diseño de espaldones en diques de escolleras. México, 2013. Obras y Proyectos 13, p. 58-70.

Silva, R.; Martin, F.; Govaere, G. – An approach for the forces on crown walls due to irregular waves "WAVES'97. Virginia: ASCE, 1997.

Silva, R.; Govaere, G.; Martín, F. – A Statistical Tool for Breakwater Design. Coastal engineering 1998: proceedings of the twenty-sixth international conference. Copenhagen: Billy L. Edge, 1998. ISBN 0-7844-0411-9. Vol. 2, pt. Part III: Coastal Structures, p. 1920-1933.

Tayfun, A. A. – Breaking-limited wave heights: Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, 1981. Vol. 107. p. 59-69.

Topliss, M. E. – Water wave impact on Structures. Bristol School of Mathematics, University of Bristol, 1994. PhD Dissertation.

USACE, U.S. Army Corps of Engineers – Coastal Engineering Manual: Engineer Manual 1110-2-1100. Washington, D.C: US Army Corps of Engineers, 2006.

Valdecantos, V. *et al.* – Discussion: Comparative study of breakwater crown wall – calculation methods. Proceedings of the Institution of Civil Engineers: ICE Publishing, 2014. Maritime Engineering Vol. 167, p. 154-155.

Valdecantos, V. N.; Gutiérrez, J. S. L.; Flors, J. I. P. – Comparative study of breakwater crown wall – calculation methods. Proceedings of the Institution of Civil Engineers: ICE Publishing, 2013. Maritime Engineering Vol. 166, p. 25-41.

Van Der Meer, J. W. – Conceptual Design of Rubble Mound Breakwaters. Publication (Waterloopkundig Laboratorium (Delft, Netherlands)). Netherlands: Delft Hydraulics, 1993. nº 483, p. 221- 315.

Van der Meer, J. W. – Rock slopes and gravel beaches under wave attack: Delf Technical University, 1988. Doctoral Thesis.

Van der Meer, J. W.; Stam, C. J. – Wave runup on smooth and rock slopes of coastal Structures. Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, 1992. Vol. 118, n° 5.



## Apêndice

