



**INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA**

**Área Departamental de Engenharia Civil**



# **ESTUDO DE UMA SOLUÇÃO ALTERNATIVA PARA O PROLONGAMENTO DO MOLHE CAIS DO PORTO DAS VELAS, AÇORES**

**MARIA HENRIQUES DE FREITAS RODRIGUES BRAZ**  
(Licenciada em Engenharia Civil)

Trabalho Final de Mestrado para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil  
Especialização em Hidráulica

Orientadores:

Doutor João Alfredo Ferreira dos Santos  
Mestre Lucília Alves Luís

Júri:

Presidente:

Licenciada Luísa Maria Conceição Ferreira Cardoso  
Teles Fortes

Vogais:

Licenciado Luís Gabriel Pereira da Silva  
Doutor João Alfredo Ferreira dos Santos  
Mestre Lucília Alves Luís

**DEZEMBRO DE 2013**





**INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE LISBOA**

**Área Departamental de Engenharia Civil**

**ESTUDO DE UMA SOLUÇÃO ALTERNATIVA PARA  
O PROLONGAMENTO DO MOLHE CAIS DO PORTO  
DAS VELAS, AÇORES**

**MARIA HENRIQUES DE FREITAS RODRIGUES BRAZ**  
(Licenciada em Engenharia Civil)

Trabalho Final de Mestrado para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil  
Especialização em Hidráulica

Orientadores:

Doutor João Alfredo Ferreira dos Santos  
Mestre Lucília Alves Luís

Júri:

Presidente:

Licenciada Luísa Maria Conceição Ferreira  
Cardoso Teles Fortes

Vogais:

Licenciado Luís Gabriel Pereira da Silva  
Doutor João Alfredo Ferreira dos Santos  
Mestre Lucília Alves Luís

**DEZEMBRO DE 2013**



## **AGRADECIMENTOS**

Antes de mais, gostaria de agradecer ao Doutor João Alfredo dos Santos, Professor Coordenador no Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, por ter tornado possível a concretização do presente trabalho e pela sua total disponibilidade e orientação durante o mesmo, contribuindo muito para a execução desta tese final de mestrado.

À Engenheira Lucília Luís da empresa CONSULMAR LDA, por me ter orientado ao longo de todo o trabalho, por todo o tempo despendido neste meu projeto e por ter partilhado comigo a sua vasta experiência sempre com simpatia, o meu muito obrigada.

Ao Engenheiro José Pedro Fernandes, Presidente da CONSULMAR, por receber-me na empresa, disponibilizar este projeto e proporcionar o contacto com a Engenheira Lucília Luís, muito obrigada.

Ao Francisco Reis, Raquel Coronel e Bruno Santos e a toda a minha equipa de trabalho, por estarem do meu lado e tornarem possível a execução deste trabalho, muito obrigada.

Aos meus colegas de faculdade, por terem tornado todos os dias de trabalho mais fáceis e pelo seu companheirismo, muito obrigada.

Aos meus amigos de longa data, pelo apoio e amizade imprescindíveis ao longo destes anos de trabalho, pelos bons momentos, muito obrigada.

À minha família, em especial aos meus avós, pais e irmã, por todo o apoio, sacrifício, dedicação e compreensão que foram a base para a minha força, determinação e sucesso académico.



## **RESUMO**

A engenharia portuária tem sido desenvolvida no sentido de serem atingidos melhores desempenhos na interação de estruturas costeiras com a agitação local incidente. Os quebra-mares são estruturas em constante evolução em termos de solução visto o seu objetivo principal ser, para além de reduzir a ação da agitação marítima na costa, no caso de zonas portuárias, proteger as estruturas e equipamentos no interior da bacia portuária e assim melhorar as condições de manobra e permanência das embarcações nessa bacia.

Este trabalho final de mestrado é o Estudo Prévio de uma Solução Alternativa para o prolongamento do molhe-cais do porto das Velas, S. Jorge, Açores, com base no Projeto de Execução de uma Solução Base em talude.

Os quebra-mares podem dividir-se em três tipos, em função do seu perfil transversal, quebra-mares de talude, verticais ou mistos. A Solução Base apresentada é um quebra-mar de talude enquanto a Solução Alternativa estudada é um quebra-mar vertical misto com parede perfurada.

Para além do dimensionamento estrutural, o estudo inclui uma estimativa de custos do prolongamento do quebra-mar com a solução alternativa e, por fim, uma comparação em termos de custos e comportamento estrutural das soluções base e alternativa.

A solução alternativa para o prolongamento do molhe cais das Velas consiste num quebra-mar vertical constituído por caixotões de betão armado que, na parede de barlar, apresentam aberturas para uma câmara de ondas onde será reduzida a ação e reflexão da agitação marítima incidente. O pré-dimensionamento efetuado permitiu avaliar, embora de forma grosseira, o comportamento hidráulico deste tipo de estruturas designadamente, a reflexão e a dissipação parcial da energia da onda incidente. Permitiu igualmente verificar a estabilidade ao derrube e ao deslize.

**PALAVRAS CHAVE:** Quebra-mar Vertical, Parede Perfurada, Reflexão, Caixotões.



## **ABSTRACT**

Port engineering has been developed in order to achieve best performances in the interaction of coastal structures with the incident wave energy. Breakwaters are constantly evolving in terms of solution since, their main objectives are, as well as reducing the action of wave energy, protect structures and equipment inside the port basin and thus improve the maneuvering and berthing conditions for vessels in the basin.

This master's final work can be defined as a Prior Study of an Alternative Solution for the extension of the breakwater of Velas Port, S. Jorge, Azores, based on the design of an existing solution, rubble-mound type breakwater.

Breakwaters can be divided into three types, according to their cross section: rubble-mound breakwaters, vertical or composite breakwaters. The existing solution presented is a rubble-mound breakwater while the studied Alternative Solution is a vertical breakwater with a partially perforated wall.

This study includes the structural design of the alternative solution, its cost estimate and a comparison of the existing and alternative solution in terms of cost and structural behavior.

The Alternative Solution for the extension of the Velas breakwater consists of a vertical breakwater with reinforced concrete caissons with openings on the seaside connecting into a wave chamber where the incident wave energy will dissipate.

This preliminary design made it possible to evaluate, though roughly, the hydraulic behavior of such structures, including reflection and partial dissipation of energy of the incident waves. Also it allowed to verify the structural stability against sliding and overturning.

**KEYWORDS:** Vertical Breakwater, Perforated Wall, Reflection, Caissons



## ÍNDICE DO TEXTO

<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
<b>2. TIPOLOGIAS DE QUEBRA-MARES .....</b>	<b>5</b>
<b>2.1. QUEBRA-MARES DE TALUDE .....</b>	<b>6</b>
2.1.1. ENQUADRAMENTO .....	6
2.1.2. TIPOS DE QUEBRA-MARES DE TALUDE .....	9
2.1.3. MANTO DE PROTEÇÃO – BLOCOS .....	11
2.1.4. MODOS DE ROTURA .....	12
<b>2.2. QUEBRA-MARES VERTICAIS .....</b>	<b>15</b>
2.2.1. ENQUADRAMENTO .....	15
2.2.2. TIPOS DE QUEBRA-MARES VERTICAIS .....	22
2.2.3. MODOS DE ROTURA .....	26
<b>3. CONDICIONANTES AMBIENTAIS NO DIMENSIONAMENTO .....</b>	<b>31</b>
3.1. AGITAÇÃO MARÍTIMA.....	31
3.2. ANÁLISE DE UM ESTADO DE AGITAÇÃO .....	32
3.3. TIPOS DE REBENTAÇÃO.....	34
3.4. COEFICIENTE DE TRANSMISSÃO .....	36
3.5. COEFICIENTE DE REFLEXÃO .....	37
<b>4. SOLUÇÃO BASE – QUEBRA-MAR DE TALUDE .....</b>	<b>39</b>
<b>4.1. CARACTERIZAÇÃO DO PORTO DAS VELAS.....</b>	<b>39</b>
4.1.1. TOPO-HIDROGRAFIA E NATUREZA DOS FUNDOS .....	41
4.1.2. AGITAÇÃO MARÍTIMA .....	41
4.1.3. MARÉS E CORRENTES.....	43
<b>4.2. DESCRIÇÃO GERAL DA SOLUÇÃO BASE.....</b>	<b>44</b>
<b>5. SOLUÇÃO ALTERNATIVA – QUEBRA-MAR VERTICAL PERFURADO ....</b>	<b>51</b>

<b>5.1. DIMENSIONAMENTO DE QUEBRA-MARES VERTICAIS.....</b>	<b>51</b>
5.1.1. FORÇAS ATUANTES EM QUEBRA-MARES VERTICAIS .....	51
5.1.2. MÉTODOS DE CÁLCULO DAS FORÇAS ATUANTES.....	56
5.1.3. FUNDAÇÃO – DIMENSIONAMENTO .....	61
5.1.4. ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE QUEBRA-MARES VERTICAIS .....	65
<b>5.2. QUEBRA-MAR VERTICAL PERFURADO.....</b>	<b>68</b>
5.2.1. ENQUADRAMENTO .....	68
5.2.2. TIPOS DE QUEBRA-MARES VERTICAIS PERFURADOS .....	70
5.2.3. MÉTODO DE CÁLCULO DAS FORÇAS ATUANTES.....	78
<b>5.3. CARATERIZAÇÃO GERAL DA SOLUÇÃO ALTERNATIVA .....</b>	<b>83</b>
<b>6. ESTIMATIVA DE CUSTOS.....</b>	<b>93</b>
<b>7. ANÁLISE COMPARATIVA DE SOLUÇÕES .....</b>	<b>97</b>
7.1. EFICIÊNCIA HIDRÁULICA .....	99
7.2. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL/ESTABILIDADE .....	101
7.3. PROCESSO CONSTRUTIVO .....	104
7.4. CUSTOS DE CONSTRUÇÃO.....	107
<b>8. CONCLUSÕES.....</b>	<b>109</b>
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>113</b>

## **ANEXOS**

ANEXO I – Planta de Localização do Porto das Velas

ANEXO II – Enquadramento Geral da Topo-Hidrografia

ANEXO III – Planta Geral do Prolongamento do Molhe Cais das Velas (Solução Base)

ANEXO IV – Planta e Perfis do Prolongamento do Molhe Cais das Velas (Solução Base)

ANEXO V – Custos da Solução Base

## **APÊNDICES**

APÊNDICE I – Memória de Cálculo dos Elementos Constituintes da Solução Base

APÊNDICE II – Planta Geral do Prolongamento do Molhe Cais das Velas (Solução Alternativa)

APÊNDICE III – Planta e Perfis do Prolongamento do Molhe Cais das Velas (Solução Alternativa)

APÊNDICE IV – Perspetiva do Molhe de Abrigo (Solução Alternativa)

APÊNDICE V – Estimativa de Custos da Solução Alternativa



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 - Elementos de um quebra-mar de talude convencional, adaptado de CEM, 2006. . 8	
Figura 2.2 - Organograma do pré-dimensionamento de um quebra-mar de talude, (Pita, 1985). .....	9
Figura 2.3 – Quebra-mar de talude com paramento em forma de S e com berma horizontal, (CEM, 2006).....	10
Figura 2.4 – “ <i>Reshaping Rubble-mound Breakwater</i> ” ou Quebra-mar de berma, (CEM, 2006).....	10
Figura 2.5 - Tipos de blocos de betão pré-fabricados (CEM, 2006).....	11
Figura 2.6 - Modos de rotura de quebra-mares de talude, adaptado de CEM, 2006.....	14
Figura 2.7 - Quebra-mar de Dover, Reino Unido, (Takahashi, 2002). ....	15
Figura 2.8 - Quebra-mar misto de blocos de betão ciclópico, (Takahashi, 2002). ....	16
Figura 2.9 - Evolução do quebra-mar de Catania, Itália (Takahashi, 2002). ....	17
Figura 2.10 - Porto de Yokohama (Molhe Este) 1890-1896 (Goda, 2010). ....	17
Figura 2.11 - Porto de Otaru (Quebra-mar destacado) 1912-1917 (Goda, 2010).....	18
Figura 2.12 - Quebra-mar destacado do porto de Yokohama, Japão, (Goda, 2010).....	18
Figura 2.13 - Perfil transversal de um quebra-mar vertical convencional. ....	19
Figura 2.14 - Quebra-mar de parede perfurada do Japão, porto de Takamatsu, (Takahashi, 2002).....	19
Figura 2.15 – Obras de fixação da embocadura do Douro, (Silveira Ramos, 2005).....	20
Figura 2.16 - Quebra-mar norte da barra do Douro, (Silveira Ramos, 2005) ....	21
Figura 2.17 – Diferentes alturas da fundação de quebra-mares verticais mistos (Takahashi, 2002).....	22
Figura 2.18 - Quebra-mar vertical de blocos de alvenaria e blocos celulares, (Takahashi, 2002).....	23
Figura 2.19 - Quebra-mar vertical convencional (adaptado de CEM, 2006). ....	23
Figura 2.20 - Quebra-mar misto vertical - Vertical Composite Caisson Breakwater, (adaptado de CEM, 2006). ....	24
Figura 2.21 - Quebra-mar misto horizontal - Horizontal Composite Caisson Breakwater, (adaptado de CEM, 2006). ....	24
Figura 2.22 - Quebra-mar vertical de topo inclinado (adaptado de CEM, 2006).....	25
Figura 2.23 - Quebra-mar vertical de parede perfurada (adaptado de CEM, 2006).....	25

Figura 2.24 - Quebra-mar vertical de blocos de betão pré-fabricados, (adaptado de CEM, 2006).....	26
Figura 2.25 - Modos de rotura globais dos quebra-mares verticais, adaptado de CEM, 2006.	27
Figura 2.26 - Modos de rotura locais dos quebra-mares verticais (CEM, 2006). .....	28
Figura 2.27 - Molhe exterior do porto do Caniçal, solução inicial; Configuração em planta, (Tito e Afonso, 2001) .....	29
Figura 2.28 – Molhe exterior do porto do Caniçal, solução final, configuração em planta (Tito e Afonso, 2001). .....	30
Figura 3.1 - Exemplo do registo de um trem de ondas (Goda, 2010). .....	33
Figura 3.2 - Gráfico de rebentação (CEM, 2006). .....	36
Figura 3.3 - Gráfico de $\beta$ em função da relação d/h (Takahashi, 2002). .....	37
Figura 4.1 - Localização do porto das Velas, S. Jorge, Açores.....	39
Figura 4.2 - Estrutura atual do porto das Velas, Açores. ....	40
Figura 4.3 - Implantação geral das obras de prolongamento do molhe-cais das Velas, Açores. ....	45
Figura 4.4 - Perfil transversal da Solução Base, quebra-mar de talude. ....	49
Figura 5.1 - Esquema da ação da força provocada por ondas sem rebentação (CEM, 2006)..	52
Figura 5.2 - Esquema da ação da força provocada por ondas com frente quase vertical (Plunging Waves), (CEM, 2006).....	52
Figura 5.3 - Esquema da ação da força provocada por ondas em rebentação (Bagnold Waves), (CEM, 2006).....	53
Figura 5.4 – Procedimento estabelecido por Kortenhuis e Oumeraci para identificar as forças atuantes dependendo do tipo de quebra-mar (1998), (Neves et al., 2012). .....	54
Figura 5.5 – Distribuição de pressões consideradas na fórmula de Goda modificada, (Takahashi, 2002). .....	57
Figura 5.6 - Transição das forças atuantes na parede vertical, (Takahashi, 2002).....	59
Figura 5.7 - Modos de rotura da fundação de quebra-mares verticais mistos, adaptado de Christiani et al., 1996. ....	62
Figura 5.8 – Gráfico da espessura dos blocos de proteção da berma da fundação em função de d/h, (Takahashi, 2002). .....	64
Figura 5.9 - Dimensões dos blocos de proteção da berma da fundação em função da espessura $t'$ , (Takahashi, 2002). .....	64
Figura 5.10 - Forças envolvidas no cálculo da capacidade de suporte da fundação, (Takahashi,2002).....	67

Figura 5.11 - Perfil transversal do quebra-mar de Comeau Bay, Canadá, (Takahashi, 2002).	69
Figura 5.12 - Exemplo de um quebra-mar vertical perfurado com uma câmara de ondas. ....	70
Figura 5.13 - Seção Transversal do Quebra-mar do Porto de Torres (Itália), (Oumeraci <i>et al</i> , 2001).....	71
Figura 5.14 - Esquema de um quebra-mar parcialmente perfurado. ....	72
Figura 5.15 - Secção transversal do quebra-mar vertical perfurado do Porto de Nagasaki, (Takahashi, 2002).....	72
Figura 5.16 - Esquema de uma estrutura vertical perfurada com câmara perfurada.....	73
Figura 5.17 - Esquema de um quebra-mar vertical perfurado com câmara de ondas preenchida por enrocamentos. ....	73
Figura 5.18 - Exemplo de um quebra-mar semicircular, Japão (Google earth, 2013). ....	74
Figura 5.19 - Quebra-mar do porto de Nagashima, Japão (Tanimoto <i>et. al</i> , 1992). ....	75
Figura 5.20 - Quebra-mar de Caixotão com Paramento Perfurado e Inclinado, (Sekiguchi et al, 2001).....	75
Figura 5.21 - Perfil Transversal do Quebra-mar do Porto de Pesca de Fukushima, Hokkaido, Japão, (Sekiguchi et al, 2001). ....	76
Figura 5.22 - Seção Transversal de um Quebra-mar Perfurado com Blocos WAROCK, (Takahashi, 2002).....	76
Figura 5.23 - Tipologias dos Blocos NOREF, (Brogueira-Dias <i>et al.</i> , 2007).....	77
Figura 5.24 - Geometria de Alguns Blocos de Betão Pré-fabricados, Número da Patente, Nome do Autor e Data do Registo, (Pinto, 2012). ....	78
Figura 5.25 - Fases das Forças de Cálculo de um Quebra-mar Perfurado, (adaptado de Takahashi, 2002). ....	81
Figura 5.26 - Distribuição das pressões para a ação da Crista IIa, (adaptado de CEM, 2006).	82
Figura 5.27 - Distribuição das Pressões nos Picos Negativos, (Takahashi, 2002).....	83
Figura 5.28 - Dimensões dos blocos Antifer a utilizar na proteção do pé da secção vertical. .	86
Figura 5.29 - Perfil transversal da Solução Alternativa, quebra-mar vertical parcialmente perfurado. ....	87
Figura 5.30 - Implantação geral da Solução Alternativa, configuração em planta. ....	87
Figura 5.31 - Exemplo de doca flutuante utilizada no fabrico dos caixotões, equipamento da ETERMAR, Engenharia e Construção S.A.. ....	88
Figura 5.32 - Dimensões gerais do caixotão do perfil corrente. ....	89
Figura 5.33 - Dimensões das aberturas retangulares da parede perfurada, configuração em planta e alçado.....	89

Figura 5.34 - Esquema da localização das aberturas nas paredes interiores à câmara de ondas. .....	90
Figura 5.36 - Perfil transversal e planta dos três tipos de caixotão a utilizar no prolongamento do molhe-cais das Velas (B-Betão, E-Enrocamento).....	91
Figura 7.1 - Perfil transversal da Solução Base. ....	98
Figura 7.2 - Perfil transversal da Solução Alternativa. ....	98

## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 4.1 - Valores extremos da altura significativa em P0 (-50 m)ZH. ....	42
Quadro 4.2 - Valores extremos da altura significativa em P1 (-30 m)ZH. ....	43
Quadro 4.3 - Comparação dos valores extremos da altura significativa em P1 (-30 m)ZH. ...	43
Quadro 5.1 - Coeficientes de atrito entre diferentes superfícies. ....	65
Quadro 5.2 - Fatores de Modificação das várias fases da onda, (adaptado de Takahashi, 2002). .....	82
Quadro 6.1- Custos dos principais trabalhos da Solução Base (Quebra-mar de Talude). ....	95
Quadro 6.2- Custos dos principais trabalhos da Solução Alternativa (Quebra-mar Vertical Parcialmente Perfurado). ....	95
Quadro 7.1- Vantagens e Desvantagens na Construção da Solução Base e Alternativa. ....	106

# SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

## ABREVIATURAS

APTO	Administração dos Portos do Triângulo e do Grupo Ocidental, S.A.
BMAV	Baixa Mar de Águas Vivas
CEM	Coastal Engineering Manual
CONSULMAR	CONSULMAR Projectistas e Consultores, Lda
IH	Instituto Hidrográfico
ISEL	Instituto Superior de Engenharia de Lisboa
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
E	Este
HWL	High Water Level
HHWL	Higher High Water Level
LWL	Low Water Level
LWOST	Low Water Level during Spring Tide
N	Norte
NE	Nordeste
NM	Nível Médio
NW	Noroeste
PMAV	Preia Mar de Águas Vivas
S	Sul
SW	Sudoeste
SWL	Still Water Level
TOT	Todo O Tamanho
W	Oeste
ZH	Zero Hidrográfico
INE	Instituto Nacional de Estatística

## LETRAS LATINAS

$A$	parâmetro utilizado na fórmula de Kimura <i>et al.</i> (1996)
$a$	amplitude de onda
$B$	largura da estrutura
$B'$	largura da câmara de ondas
$B^*$	largura relativa da berma
$B_{eq}$	distância entre $hb/2$ e o pé da seção vertical
$B_m$	largura da berma do prisma de fundação

$C_{mk}$	coeficiente de impacto
$C_R$	coeficiente de reflexão
$C_t$	coeficiente de transmissão
$c$	celeridade da onda
$d$	distância entre o nível médio da água de projeto e o manto de proteção da fundação
$d'$	profundidade dentro da câmara de ondas
$d_b$	representa a profundidade na rebentação
$F_h$	resultante das forças horizontais
$F_{h,max}$	força máxima total horizontal
$F_{h,max}$	* força relativa total horizontal
$F_r$	força resultante
$g$	aceleração gravítica
$H$	altura de onda
$H^*$	altura de onda relativa
$\bar{H}$	altura média, média aritmética de todas as alturas de um registo
$H_0$	altura da onda ao largo
$H_{1/3}$	altura de onda significativa, média das alturas do terço de ondas mais altas de um registo
$H_{1/10}$	altura da onda mais elevada do décimo de ondas mais altas de um registo
$H_b$	altura da onda na rebentação
$H_D$	altura de onda de projeto
$H_i$	altura de onda incidente
$H_{max}$	altura de onda máxima
$H_r$	altura de onda refletida
$H_s^*$	altura de onda relativa
$H_s$	altura de onda significativa
$H_{si}$	altura de onda significativa incidente
$H_t$	altura de onda transmitida
$h$	profundidade em frente à estrutura
$h'$	distância entre o nível médio da água de projeto e o fundo do caixotão
$h_0$	profundidade ao largo
$h_b$	profundidade medida a uma distância de $5H_{1/3}$ para barlamar do pé da estrutura
$h_b^*$	altura relativa do prisma de fundação
$h_c$	altura de coroamento da estrutura
$K_T$	coeficiente de transmissão total
$K_{T0}$	coeficiente de transmissão por galgamento

$K_{Tt}$	coeficiente de transmissão através da estrutura
$k$	número de onda
$L$	comprimento de onda
$L'$	comprimento de onda na profundidade $d'$ da câmara de ondas
$L_0$	comprimento da onda ao largo
$L_D$	comprimento de onda de projeto
$L_{hs}$	comprimento de onda à profundidade $h_s$
$l$	largura da câmara de ondas
$M_e$	momento da capacidade de carga total da fundação
$M_h$	momento relativo à força resultante horizontal
$M_p$	momento relativo à força resultante horizontal em relação ao canto inferior de sotamar da seção vertical
$M_U$	momento relativo à força resultante de subpressão em relação ao canto inferior de sotamar da seção vertical
$N_s$	número de estabilidade
$P$	resultante das forças horizontais atuantes na estrutura
$p$	pressão hidrostática na estrutura
$p_1$	pressão exercida pela onda no nível médio da água de projeto
$p_3$	pressão exercida pela onda ao nível do pé da seção vertical
$p_4$	pressão exercida pela onda ao nível de coroamento da estrutura
$p_m$	pressão hidrodinâmica exercida pela onda na estrutura
$p_{max}$	pressão hidrodinâmica máxima
$p_u$	representa a subpressão
$q_1$	tensão sobre o prisma de fundação (barlamar)
$q_2$	tensão sobre o prisma de fundação (sotamar)
$SF_s$	coeficiente de segurança ao deslizamento
$SF_t$	coeficiente de segurança ao derrubamento
$S_r$	densidade do enrocamento ou do bloco de betão
$T$	período de onda
$\bar{T}$	período médio, média aritmética de todos os períodos de um registo
$T_{1/3}$	período significativo, média dos períodos do terço de ondas mais altas de um registo
$T_{1/10}$	período da onda mais elevada do décimo de ondas mais altas de um registo
$T_{max}$	período de onda máximo
$T_p$	período de onda de pico
$t$	distância entre o centro de gravidade do caixotão e o canto inferior de sotamar da estrutura
$t_e$	braço da força que representa a capacidade de carga total $W_e$

$U$	resultante das forças de subpressão atuantes na estrutura
$U$	velocidade das partículas da água em enrocamento ou betão
$V_{max}$	velocidade máxima do vento
$V_{med}$	velocidade média do vento
$W$	peso dos blocos de proteção do prisma de fundação
$W$	peso total do caixotão
$W_0$	peso da seção vertical por unidade de extensão na água em repouso
$W_a$	peso do caixotão seco
$W_e$	capacidade de carga total da fundação
$y$	número de Ishbash

## LETRAS GREGAS

$\alpha$	declive do fundo
$\alpha$	parâmetro de cálculo do coeficiente de transmissão
$\beta$	parâmetro de cálculo do coeficiente de transmissão, obtido através da relação d/h
$\alpha_1$	representa a componente da força hidrostática
$\alpha_2$	representa a componente da força hidrodinâmica
$\alpha_3$	coeficiente utilizado na fórmula de Goda, calculado com base na variação linear da força entre $p_1$ e $p_4$ ao longo de uma parede vertical
$\alpha_4$	parâmetro adimensional utilizado no cálculo da fórmula de Goda
$\alpha_I$	coeficiente da força impulsiva
$\alpha_s$	fator de correção calculado com base em ensaios em modelo físico, cálculo do número de estabilidade
$\beta$	ângulo entre a direção da onda e uma linha perpendicular ao quebra-mar
$\gamma_b$	índice da profundidade de rebentação
$\gamma_r$	peso específico do enrocamento ou do bloco de betão
$\xi$	número de Iribarren
$\theta$	ângulo entre a direção da onda e uma linha perpendicular ao quebra-mar
$\lambda_1$	fator de modificação das forças quase-estáticas
$\lambda_2$	fator de modificação das forças impulsivas
$\lambda_3$	fator de modificação das forças de subpressão
$\lambda_{c1}$	altura da parede perfurada em relação ao nível médio da água de projeto
$\lambda_{c2}$	altura da parede traseira da câmara de ondas em relação ao nível médio da água de projeto
$\lambda_L$	fator de modificação correspondente à zona impermeável da parede perfurada
$\lambda_M$	fator de modificação correspondente à laje de fundo da câmara de ondas
$\lambda_R$	fator de modificação correspondente à parede traseira da câmara de ondas

$\lambda_S$	fator de modificação correspondente à zona permeável da parede perfurada
$\lambda_U$	fator de modificação correspondente às subpressões
$\rho_w$	massa volúmica da água
$\eta^*$	elevação até onde a pressão da onda é exercida desde o nível médio de projeto
$\mu$	coeficiente de atrito entre superfícies
$\tau$	expressa a relação entre a velocidade das partículas da água na cabeça do quebra-mar e a velocidade da onda incidente
$\omega$	frequência angular
$\omega_0$	Peso volúmico da água do mar



# 1. INTRODUÇÃO

Desde a antiguidade, o homem tem vindo a melhorar e a criar novas técnicas no sentido de tornar mais segura a sua permanência em zonas costeiras. As obras de proteção costeira e portuária, nomeadamente os quebra-mares, têm sido desenvolvidas ao longo dos tempos, passando por diversos melhoramentos tanto ao nível de soluções construtivas como do seu dimensionamento.

Os quebra-mares podem ser de três tipos, em função do seu perfil transversal, quebra-mares de talude, verticais ou mistos. Os quebra-mares de talude são o tipo de quebra-mar mais utilizado pelo mundo desde a antiguidade. Nestas estruturas a onda perde energia por atrito e rebentação nos blocos do manto de proteção.

Ao contrário dos quebra-mares de talude, os quebra-mares verticais apresentam paramento vertical e, quando impermeáveis, refletem a agitação para o largo sem sofrer rebentação, obrigando a um perfil transversal mais robusto de forma a suportarem o impacto da agitação sem qualquer dissipação. O Japão é dos países com maior utilização deste tipo de quebra-mares devido às profundidades junto à costa, que são grandes, e por permitirem maior aproveitamento do espaço marítimo e exigirem menor quantidade de materiais.

Os quebra-mares verticais são uma boa solução construtiva, no entanto refletem muito a energia incidente. De modo a minimizar a reflexão destas estruturas e diminuir as forças de impacto na mesma têm sido desenvolvidas muitas soluções de estruturas absorventes sendo que a primeira solução foi proposta por Jarlan em 1961 e consistia num quebra-mar vertical de caixotão de parede perfurada onde as fendas faziam a ligação para uma câmara de ondas no tardo da parede.

As estruturas verticais absorventes baseiam-se no princípio de as ondas incidentes serem parcialmente refletidas através das fendas na parede perfurada, sendo a restante transmitida à estrutura através da câmara de ondas. A eficiência hidráulica de uma parede perfurada é função da sua porosidade, percentagem de aberturas da parede de barlar da estrutura, e do comprimento da câmara de ondas,  $L$ .

No presente trabalho, pretende fazer-se um estudo ao nível do Estudo Prévio de uma solução alternativa para o prolongamento do molhe cais das Velas, S. Jorge, Açores. Este estudo prévio inclui o pré-dimensionamento estrutural da Solução Alternativa, uma

estrutura vertical perfurada, e a estimativa de custos da mesma. É também âmbito deste estudo comparar a Solução Base, quebra-mar de talude, e a Solução Alternativa em estudo.

Importa referir que o estudo da solução alternativa tem um objetivo meramente académico. Dadas as características deste porto, designadamente o facto da estrutura do molhe a prolongar ser em taludes e ter, durante todos estes anos, demonstrado um comportamento hidráulico e estrutural satisfatório, a solução mais óbvia continua a ser uma estrutura de talude. No entanto, considerou-se um exercício interessante estudar uma solução com um perfil transversal totalmente diferente e verificar até que ponto se comportaria nas mesmas condições de projeto.

As obras marítimas são, por norma, pré-dimensionadas na fase de Estudo Prévio e posteriormente ensaiadas em modelo reduzido em laboratório de modo a verificar o seu comportamento estrutural e hidráulico. Os ensaios em modelo reduzido são neste momento, apesar dos efeitos de escala que possam existir, o melhor método para reproduzir os fenómenos a que uma estrutura marítima vai estar sujeita. O trabalho que aqui se desenvolve e apresenta limita-se ao pré-dimensionamento de uma Solução Alternativa não tendo sido possível verificar/validar tal solução através de ensaios em modelo reduzido.

No Capítulo 2 são definidos os dois tipos de quebra-mares anteriormente referidos, bem como as condicionantes ambientais no dimensionamento deste tipo de estruturas. Neste capítulo descrevem-se também os modos de rotura de quebra-mares de talude e verticais. No Capítulo 3 descreve-se o porto das Velas, dando especial relevo às condições de agitação marítima incidente no local. Assim, é descrita a topo-hidrografia e natureza dos fundos da zona de implantação, o regime de ventos, a agitação marítima incidente e as marés e correntes. Neste mesmo capítulo apresenta-se a Solução Base e o arranjo geral das obras da mesma. No Capítulo 4 apresentam-se os métodos de dimensionamento de estruturas verticais e descreve-se a solução de quebra-mar perfurado. Num terceiro ponto deste capítulo ainda, é feita a descrição geral da Solução Alternativa. No Capítulo 5 é apresentada uma estimativa de custos da Solução Alternativa e os custos da Solução Base para, no Capítulo 6, ser feita uma análise comparativa das soluções deste prolongamento do molhe cais. Apresentam-se também em apêndice a memória de cálculo do pré-dimensionamento do quebra-mar vertical perfurado bem como todos os resultados

referentes ao mesmo. Em anexo são apresentados os desenhos relativos à solução base e à Solução Alternativa.



## 2. TIPOLOGIAS DE QUEBRA-MARES

Os quebra-mares têm sido construídos ao longo dos tempos para proporcionar tranquilidade marítima às áreas protegidas por estas estruturas. Em zonas portuárias, os quebra-mares têm como objetivo reduzir o impacto da agitação marítima na costa bem como proteger as infraestruturas e equipamentos no interior da bacia portuária e assim melhorar as condições de manobra e permanência das embarcações nessa bacia.

Se a estrutura apresentar um cais no seu intradorso designa-se por molhe. Este tipo de estrutura tem um papel crucial nas condições de operacionalidade de um porto sendo através dela que são feitas as operações de carga e descarga, tanto de bens transportados como de passageiros.

Estas estruturas podem também ser construídas com o intuito de proteger as áreas interiores de bacias portuárias, da deriva litoral, que é normalmente a forma de transporte de sedimentos mais importante e neste caso designam-se esporões. Quando construídos junto à costa mas sem ligação com esta designam-se quebra-mares destacados. Os quebra-mares destacados estão normalmente orientados paralelamente à costa de modo a minimizar a erosão da mesma, sendo geralmente estruturas galgáveis construídas em pequenas profundidades.

Outro tipo de quebra-mares são as obras ou diques de guiamento de embocaduras. Este tipo de estrutura é utilizado quando se pretende estabilizar canais de navegação em zonas sujeitas a maior deposição de sedimentos como a foz de um rio. O guiamento das embocaduras faz-se através de uma estrutura (de um ou dos dois lados do canal), semelhante a um quebra-mar, que parte da costa e se prolonga até ao oceano.

O modo de funcionamento dos quebra-mares consiste na redução da ação da onda através de uma combinação de reflexão e dissipação da energia incidente. O custo de construção de um quebra-mar depende grandemente da profundidade da zona de implantação e da agitação marítima incidente no local.

O traçado dos quebra-mares para proteção portuária é determinado pela dimensão e importância da zona a proteger e pela direção mais desfavorável das ondas incidentes, tendo em atenção também as correntes e deriva litoral (CEM, 2006). Um outro fator extremamente importante no dimensionamento destas estruturas são as dimensões do navio de projeto a utilizar no porto, visto que o traçado não deverá afetar a segurança das manobras deste navio no interior do porto.

O dimensionamento de estruturas de proteção marítima tem vindo a ser melhorado desde a antiguidade, pois são estruturas com grande importância e impacto nas condições de tranquilidade marítima junto à costa.

Na definição das variáveis de um projeto desta natureza é necessário utilizarem-se dados fidedignos de topo-hidrografia e natureza dos fundos, regime de ventos, marés e correntes bem como, rumos da agitação incidente mais desfavorável para a estrutura, alturas de onda e períodos de pico da agitação marítima no local. A análise da melhor solução construtiva a adotar no local está diretamente relacionada com o conhecimento e caracterização da agitação marítima incidente.

Os quebra-mares podem ser galgáveis, se permitirem que alguma agitação marítima galgue o seu coroamento como é o caso de quebra-mares destacados e todos aqueles que não tenham que proteger infraestruturas no seu interior. Os quebra-mares não galgáveis são estruturas com um coroamento suficientemente elevado para que apenas ocorra galgamento quando sujeitas a condições de temporal extremas, e por ser realmente importante proteger infraestruturas que se encontrem sobre o quebra-mar ou a sotamar do mesmo.

Os quebra-mares podem dividir-se em três tipos, em função do seu perfil transversal:

- Quebra-mares de talude;
- Quebra-mares verticais;
- Quebra-mares mistos.

A escolha do tipo de quebra-mar a utilizar depende principalmente da severidade da agitação marítima, da profundidade onde vai ser instalado e da função a desempenhar, ex., proteção costeira ou molhe-cais em zonas portuárias. Na escolha da solução construtiva a adotar num quebra-mar importam maioritariamente a disponibilidade de materiais, o processo construtivo bem como o espaço disponível para estaleiro.

## 2.1. QUEBRA-MARES DE TALUDE

### 2.1.1. ENQUADRAMENTO

Os quebra-mares de talude são o tipo de quebra-mar mais utilizado pelo mundo fora sendo que é o tipo de quebra-mar mais antigo. Takahashi (2002) afirma que o quebra-mar de talude, mais antigo existente, foi construído pelo imperador romano Trajano (D.C. 53 – 117), na

cidade de Civitavecchia, Itália. Este quebra-mar atingiu o seu perfil de equilíbrio depois de uma longa história de danos e reparos subsequentes.

Estes quebra-mares caracterizam-se por apresentarem paramento inclinado e são constituídos maioritariamente por um núcleo de enrocamentos coberto por camadas filtro de enrocamentos com maior peso que por fim são cobertos por uma camada resistente, chamada manto de proteção, constituída por blocos de betão ou enrocamentos com as dimensões adequadas às características da agitação marítima incidente. Esta estrutura de frente inclinada tem como função dissipar a energia das ondas.

Este tipo de quebra-mares requer enrocamentos que resistam a deslocamentos provocados pela força da agitação marítima incidente. Grandes enrocamentos são dispendiosos pois a maior parte das pedreiras contêm enrocamentos de pequena dimensão, com pesos entre 1 a 5 t, e em menor quantidade enrocamentos com peso superior. Por consequência, os quebra-mares de taludes convencionais consistem num núcleo de material mais fino protegido por camada de enrocamentos ou blocos de betão pré-fabricados, manto de proteção.

Para evitar que o material mais fino do núcleo seja “lavado” pela força das ondas, devem ser colocadas camadas de filtro. A camada que está logo abaixo do manto de proteção é designada por submanto, sendo geralmente constituída por enrocamentos cujo peso é aproximadamente  $W/10$  do peso dos enrocamentos do manto de proteção. A parte inferior do manto de proteção, dependendo da profundidade e declive do local de implantação, apoia-se usualmente na chamada berma de pé de talude.

Assim, o perfil transversal deste tipo de quebra-mares divide-se nas seguintes partes (Figura 2.1):

- Núcleo (core): constituído normalmente por enrocamentos de “todo o tamanho” (ToT). Tem de ser protegido pelas camadas superiores, para evitar a “lavagem” de material devido a ação das ondas;
- Submanto (underlayer): zona constituída por uma ou mais camadas de enrocamentos também chamados de filtros. Os materiais constituintes destas camadas são enrocamentos selecionados, sendo o objetivo das mesmas evitar a saída do material do núcleo e proporcionar uma camada resistente de suporte ao manto de proteção para que este não sofra assentamentos;
- Manto de Proteção (armour layer): é constituído por enrocamentos ou por blocos de betão pré-fabricados. Esta é a camada que recebe o impacto e dissipa a energia da agitação

marítima incidente através de rebentação e espraiamento. A instabilização de um quebra-mar de talude aparece, geralmente, associada a problemas no manto resistente (Pita, 1985);

- Risberma ou pé de talude: é o remate inferior do manto de proteção e é constituído por um prisma de enrocamentos ou blocos de betão. A função da risberma é suportar o manto resistente, sendo que em locais onde a altura de onda é limitada pela profundidade, a proteção do pé de talude pode ser assegurada através da colocação de uma ou duas camadas dos elementos do manto de proteção;
- Superestrutura: bloco maciço de betão ou alvenaria de blocos que compõem o coroamento da estrutura e permitem o acesso de veículos, incluindo guindastes para manutenção e reparação, ou instalação de redes de condutas necessárias neste tipo de estruturas.

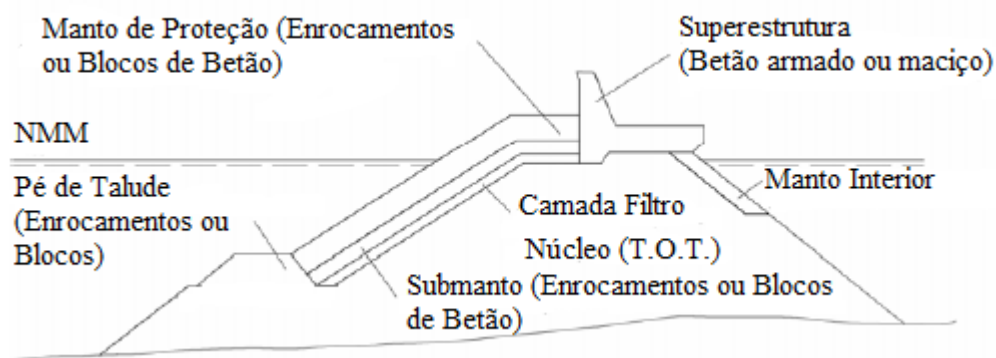


Figura 2.1 - Elementos de um quebra-mar de talude convencional, adaptado de CEM, 2006.

Este tipo de estruturas dissipa a energia incidente por rebentação, por atrito do escoamento com o material do manto e pela formação de uma emulsão ar-água. A rebentação e espraiamento da agitação marítima incidente sobre manto de blocos promovem a dissipação de energia, sendo a restante refletida para o largo (Pita, 1985). Os quebra-mares de talude apresentam uma estrutura porosa, o que permite que exista dissipação de energia também através das camadas e núcleo da mesma.

O dimensionamento dos quebra-mares de talude tem como objetivos principais a definição do traçado em planta da estrutura bem como das secções transversais dos diversos trechos que compõem estas estruturas e do peso dos blocos do manto protetor de modo a resistir à onda de projeto. Existem zonas que requerem mais atenção na fase de dimensionamento como a cabeça do quebra-mar, ou zonas de traçado curvo devido a serem zonas de concentração de

energia. A cabeça do quebra-mar está também sujeita a correntes e vórtices que podem promover o movimento de blocos ou enrocamentos.

Pita (1985), propõe um organograma para o dimensionamento do manto de proteção de um quebra-mar de talude como se pode ver na Figura 2.2.

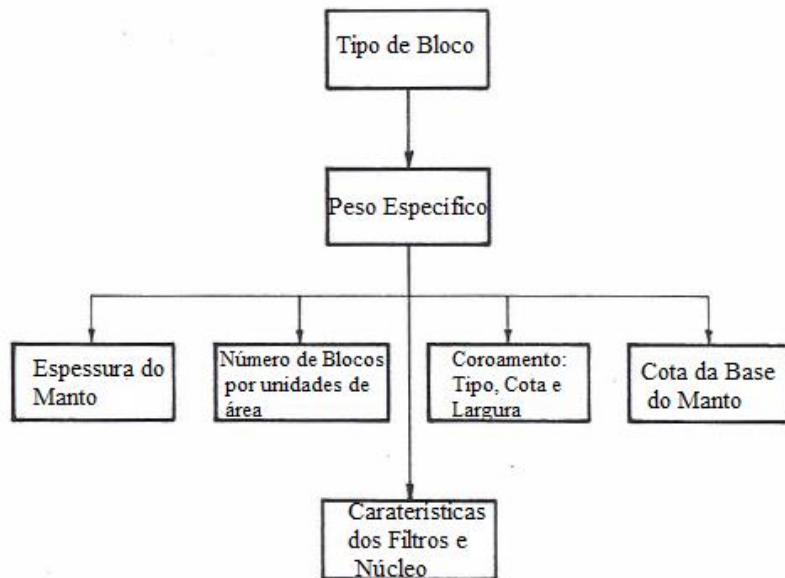


Figura 2.2 - Organograma do pré-dimensionamento de um quebra-mar de talude, (Pita, 1985).

O método e fórmulas de dimensionamento dos quebra-mares de talude não serão abordados neste trabalho visto a solução alternativa ser do tipo quebra-mar vertical. A solução base trata-se de um molhe de talude e devido a isso é feita uma abordagem, embora geral, deste tipo de estrutura.

#### 2.1.2. TIPOS DE QUEBRA-MARES DE TALUDE

O quebra-mar de taludes mais simples apresenta um talude de enrocamentos com paramento inclinado e reto. No entanto, existem variantes desta estrutura em resultado das condições de agitação marítima incidentes e da função pretendida. No sentido de reduzir o galgamento e aumentar a estabilidade do manto resistente, pode ser adotada uma solução onde o paramento de barlar apresenta uma berma horizontal ou um paramento em forma de S, Figura 2.3.

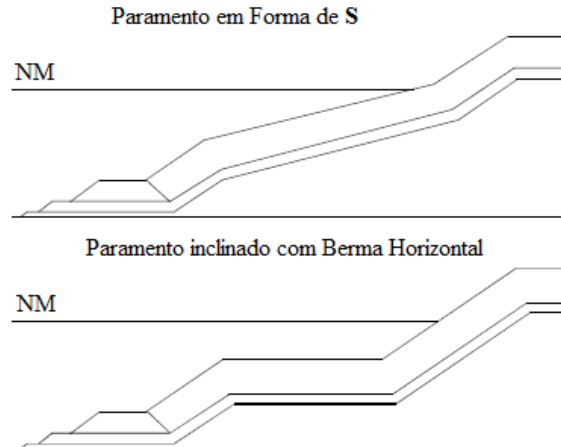


Figura 2.3 – Quebra-mar de talude com paramento em forma de S e com berma horizontal, (CEM, 2006).

Embora o paramento em forma de S possa ser construído deliberadamente com essa forma, o paramento também pode ser moldado pela agitação incidente, correspondendo a forma de S ao perfil mais eficiente para esse local e agitação.

Esta variante dos quebra-mares de talude, *Reshaping Rubble-mound Breakwater*, Figura 2.4 – “*Reshaping Rubble-mound Breakwater*” ou Quebra-mar de berma, (CEM, 2006)., tem por base o princípio de equilíbrio natural do perfil de barlamar em função da ação das ondas nele incidentes. Este tipo de estrutura permite utilizar blocos de menor peso.

Assim, o quebra-mar é construído com uma forma inicial que ao longo do tempo se vai alterando devido às condições de agitação marítima incidentes assumindo um perfil natural (CEM, 2006).

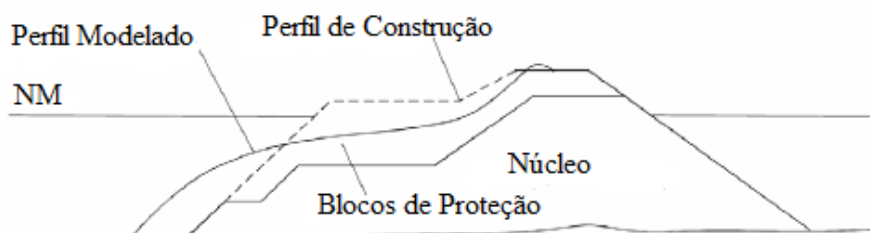


Figura 2.4 – “*Reshaping Rubble-mound Breakwater*” ou Quebra-mar de berma, (CEM, 2006).

Os quebra-mares de talude, no caso de estruturas portuárias, podem ter que permitir acesso a veículos, equipamentos de cargas e descargas e de operação do porto e até a instalação de redes técnicas necessárias aos serviços portuários. Assim, a superestrutura a ser instalada no topo do quebra-mar terá que suportar também as forças atuantes horizontais sem se verificarem deslizamentos da mesma.

### 2.1.3. MANTO DE PROTEÇÃO – BLOCOS

As unidades de proteção do manto são dimensionadas com o objetivo de não se deslocarem com a ação das ondas, ou seja, o perfil do quebra-mar não se modifica. Desta forma podem ser utilizados vários tipos de blocos ou enrocamentos, consoante o peso pretendido.

A escolha do material a utilizar no manto resistente resulta geralmente de dois aspetos: peso necessário e custos. Se enrocamentos com o peso necessário estiverem disponíveis em locais relativamente perto do local da obra, tal implica custos inferiores aos dos blocos de betão pré-fabricados. No entanto, se o peso necessário for superior aos blocos disponíveis em pedra, a solução é utilizar blocos de betão pré-fabricados que são mais caros mas apresentam a resistência necessária.

Os blocos artificiais de betão maciço podem ser divididos nas seguintes categorias relativamente à sua forma (Figura 2.5):

- Blocos maciços (Massive), ex., Blocos Antifer. (blocos cúbicos ou paralelepípedos);
- Volumosos (Bulky), ex., Acrópodes e Core Loc;
- Esbeltos (Slender), ex., Tetrápodos, Dolos;
- Perfurados (Multi-hole), ex., Cob.

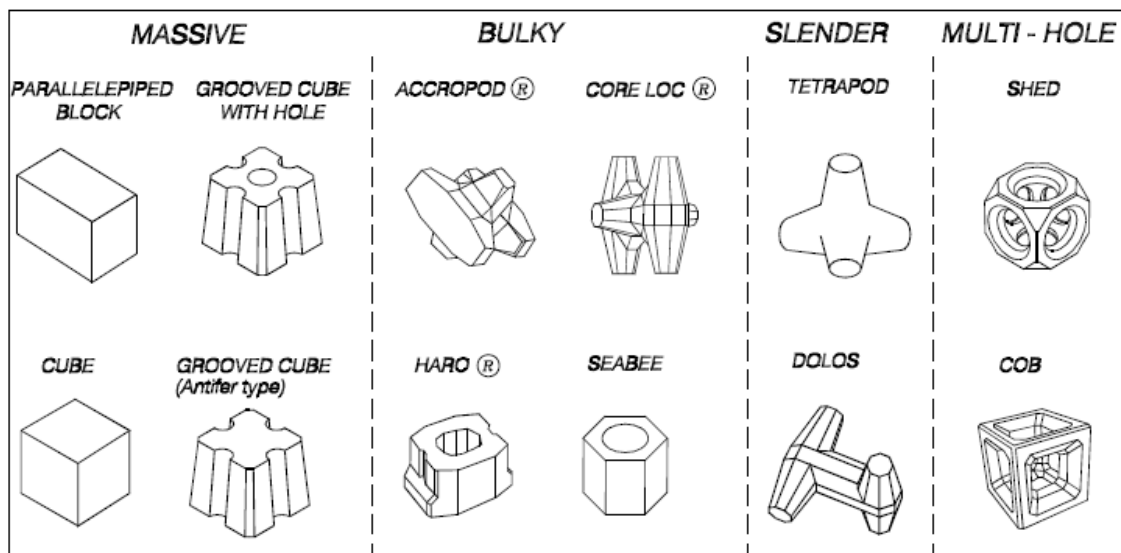


Figura 2.5 - Tipos de blocos de betão pré-fabricados (CEM, 2006).

A eficiência hidráulica dos blocos pode ser expressa em termos da resistência a movimentos por unidade de volume de betão necessário para constituir uma unidade de área do manto. A eficiência hidráulica aumenta dos blocos maciços para os cubos perfurados.

Na solução base adotada para a extensão de porto em estudo, foram utilizados blocos Antifer. Deve no entanto, ter-se em atenção que a estabilidade hidráulica do manto diminui se as unidades se deslocarem. Este tipo de blocos maciço é normalmente mais resistente à quebra pela ação das ondas do que os blocos esbeltos ou com saliências.

#### 2.1.4. MODOS DE ROTURA

As ações a que podem estar expostos os quebra-mares são a agitação marítima, as marés e correntes, atividade sísmica e tsunamis. Em termos de estabilidade, a maré não afeta diretamente um quebra-mar de taludes, devido à lentidão da variação da cota do nível médio da água, no entanto a ocorrência de uma preia-mar elevada pode aumentar as alturas de onda na rebentação, provocando assim um aumento da probabilidade de galgamento. As correntes podem ter efeitos nefastos em termos de “lavagem de finos” e desgaste do fundo. Desconhece-se a ocorrência de acidentes em quebra-mares de talude, no Oceano Atlântico, causados por sismos ou tsunamis (Pita, 1985). Assim, a agitação marítima é a variável que mais atenção merece no dimensionamento de uma estrutura deste tipo.

Devido às grandes solicitações a que são expostos, os quebra-mares podem eventualmente sofrer roturas estruturais. Pode classificar-se rotura como uma falha estrutural que resulta num menor desempenho ou funcionalidade por parte da estrutura, em relação ao que tinha sido projetado. Importa referir que embora um colapso parcial de uma estrutura possa ser classificado como “rotura” tal não impede a estrutura de manter o seu nível de serviço até ser feita a sua manutenção.

As estruturas em geral podem sofrer rotura devido aos seguintes motivos, (CEM, 2006):

- Projeto: a estrutura como um todo ou componentes individuais da mesma não resistem às condições de carga definidas em projeto. Num caso mais grave, a estrutura pode não funcionar da forma como foi projetada;
- Excedência das condições de carga: as condições de carga consideradas no projeto são excedidas (ex., uma onda incidente maior do que a utilizada no projeto);
- Construção: devido à má técnica de construção ou materiais deficientes;
- Deterioração: por falta de manutenção da estrutura durante a sua vida útil.

Os motivos da rotura nos quebra-mares de talude são apresentados na Figura 2.6 - e podem ser descritos do seguinte modo:

- Instabilidade hidráulica do manto de proteção – através do deslocamento de blocos do manto de proteção na zona ativa do mesmo, próximo do nível médio da água, pode dar-se a erosão dos filtros ou do núcleo;
- Erosão do lado de sotamar da estrutura convencional devido a galgamento excessivo;
- Fissuração e rotura de blocos do manto de proteção – as unidades de betão quebram quando a força das ondas excede a resistência do betão ou quando existe impacto entre blocos;
- Deterioração dos elementos do manto de proteção – pode ser causada por reações químicas, variações de temperatura e abrasão resultando na perda de resistência e massa, levando à redução da estabilidade hidráulica;
- Deslizamento da superestrutura do quebra-mar – a superestrutura desliza para o lado de sotamar quando a força horizontal da onda incidente excede a força de atrito entre a superestrutura e a sua fundação;
- Rotação da superestrutura para barlar: o deslocamento da camada do manto de proteção ou das camadas filtro na frente da superestrutura podem levar à rotação da superestrutura para barlar;
- Erosão da base de apoio da superestrutura devido à passagem de água e ar pela estrutura;
- Falha do manto de proteção devido à rotura da berma de pé de talude: o desgaste e a erosão do pé de talude levam ao deslocamento das camadas de proteção do núcleo;
- Deslizamento da camada do manto de proteção devido à erosão do fundo de fundação;
- Assentamento dos blocos de maior peso no fundo devido à liquefação induzida pela onda;
- Lavagem do material fino do talude – a variação de pressão induzida pela onda pode levar à lavagem do material mais fino através dos blocos de maior dimensão se não forem respeitados os critérios de dimensionamento das camadas filtro;
- Deslizamentos de superfícies (falhas mecânicas dos solos de implantação) – as cargas induzidas pelas ondas e as variações de pressão a que a estrutura está exposta podem levar ao desenvolvimento de uma superfície de falha sob a estrutura;

— Assentamento do solo de fundação – deformações no solo de fundação devido ao peso da própria estrutura ou devido a atividade sísmica podem causar instabilidade estrutural e provocar o assentamento do quebra-mar o que reduz a sua cota de coroamento podendo aumentar o galgamento da estrutura.

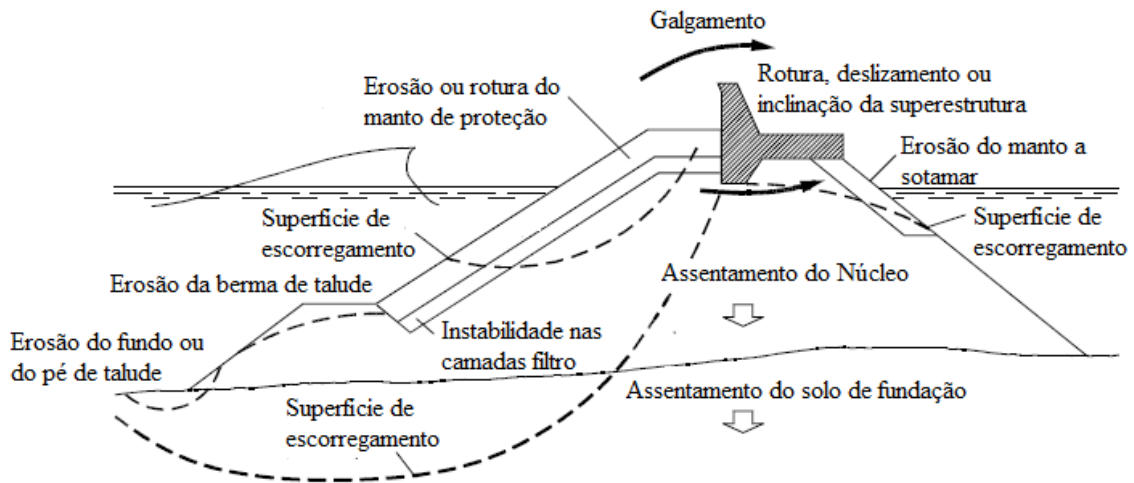


Figura 2.6 - Modos de rotura de quebra-mares de talude, adaptado de CEM, 2006.

Importa referir ainda que este tipo de estruturas está também sujeito ao fenómeno de liquefação. Este fenómeno verifica-se quando as pressões intersticiais igualam a pressão efetiva de confinamento do solo e tem como consequência a diminuição da rigidez e da resistência ao corte do solo. Este fenómeno acontece devido a ação sísmica.

O solo de fundação e a própria estrutura também podem sofrer assentamentos devido a vibrações sísmicas. Os assentamentos provocados pela compactação do solo de fundação são mais característicos de solos granulares do que de solos coesivos por exemplo, um solo argiloso oferece resistência ao rearranjo das partículas do solo numa forma mais densa (Miranda *et al.*, 2006).

De forma a evitar a rotura nos quebra-mares é conveniente que se utilizem, no seu dimensionamento, os dados que melhor caracterizam a zona de implantação em termos de natureza dos fundos, batimetria e, muito importante, dados meteorológicos e de agitação marítima de fontes fidedignas.

Porque os quebra-mares são estruturas de grandes dimensões e com elevados custos de construção, o processo de dimensionamento deste tipo de estruturas passa normalmente por um pré-dimensionamento seguido de uma avaliação de desempenho com ensaios em modelo reduzido. Estes ensaios são imprescindíveis na verificação da segurança em termos de estabilidade e galgamento. A análise dos seus resultados pode levar a alterações no projeto, se

conveniente, podendo em determinados casos contribuir para a diminuição dos custos de construção.

## 2.2. QUEBRA-MARES VERTICAIS

### 2.2.1. ENQUADRAMENTO

Takahashi (2002) considera que o quebra-mar vertical construído em Dover, Reino Unido (1847) é o quebra-mar pioneiro dos tempos modernos dos quebra-mares verticais. Esta solução foi escolhida pelo fato de não estarem disponíveis no local enrocamentos suficientes para a construção de um quebra-mar de talude, Figura 2.7 - . No entanto foi uma construção difícil, morosa e bastante dispendiosa para essa altura, visto não se dispor de técnicas de construção tão eficazes como as de hoje.

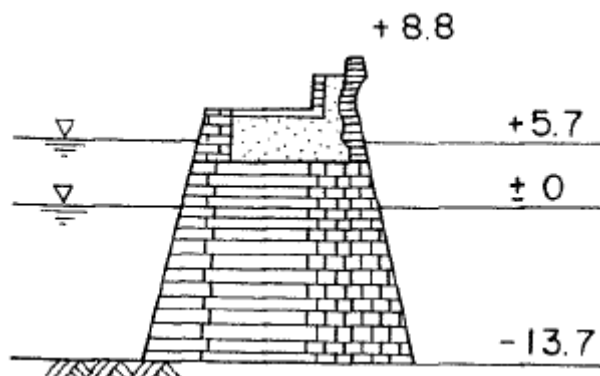


Figura 2.7 - Quebra-mar de Dover, Reino Unido, (Takahashi, 2002).

Durante o século que se seguiu, a tecnologia referente à construção destes quebra-mares foi sendo melhorada e utilizada pelo mundo fora, com os quebra-mares verticais com uma altura de fundação mais baixa a sobressaírem em relação aos outros por apresentarem uma melhor estabilidade estrutural.

Sainflou projetou um quebra-mar misto com blocos de betão ciclópico que formavam a parede vertical, para ser utilizado no Porto de Marselha. Cada bloco de betão ciclópico pesava 450 t e os blocos encaixavam-se uns nos outros através de saliências como se mostra na Figura 2.8. No entanto, este projeto acabou por não ser adotado pois os encaixes entre blocos não apresentavam a resistência necessária (a), acabando por ser construído, em 1930, um quebra-mar misto semelhante mas com um encaixe entre blocos melhorado (b).

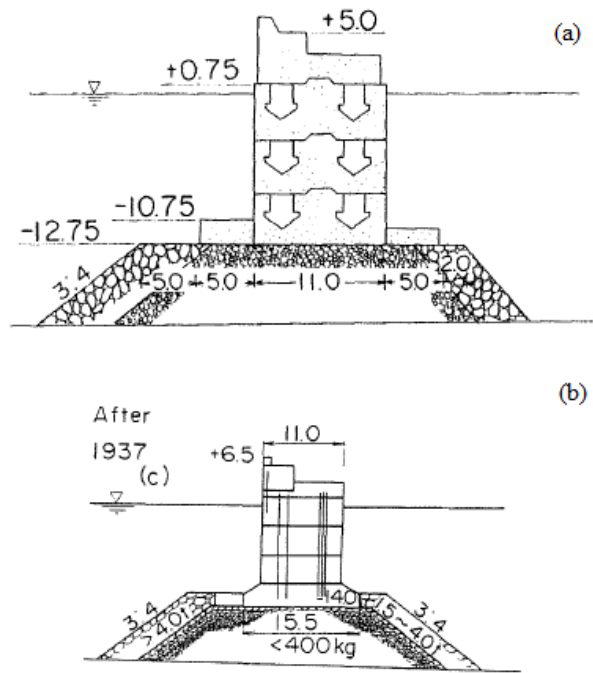


Figura 2.8 - Quebra-mar misto de blocos de betão ciclópico, (Takahashi, 2002).

O desenvolvimento dos quebra-mares, que começou com a solução de talude de enrocamentos e que levou à construção dos quebra-mares mistos, sofreu uma mudança quando estes começaram a sofrer danos. Os quebra-mares mistos foram posteriormente modificados para quebra-mares de talude de novo pois não existia tecnologia suficiente para construir estas estruturas de modo a serem resistentes. Exemplo desta modificação é o quebra-mar construído em Catania, Itália e que ruiu durante a construção entre 1930 e 1931, a falha foi provocada pela insuficiente resistência na ligação entre os blocos de betão.

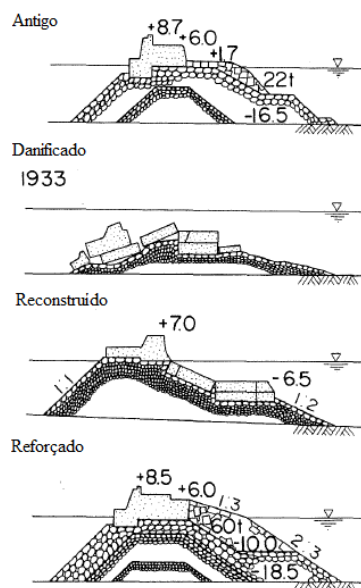


Figura 2.9 - Evolução do quebra-mar de Catania, Itália (Takahashi, 2002).

O primeiro quebra-mar misto a ser construído no Japão, país com grande tradição desta solução construtiva, foi o do Porto de Yokohama, projetado por H. S. Palmer e construído entre 1890 e 1896, Figura 2.10 - . Este quebra-mar foi reforçado com blocos de betão maciço em toda a seção vertical depois de sofrer danos devido a uma tempestade em 1902.

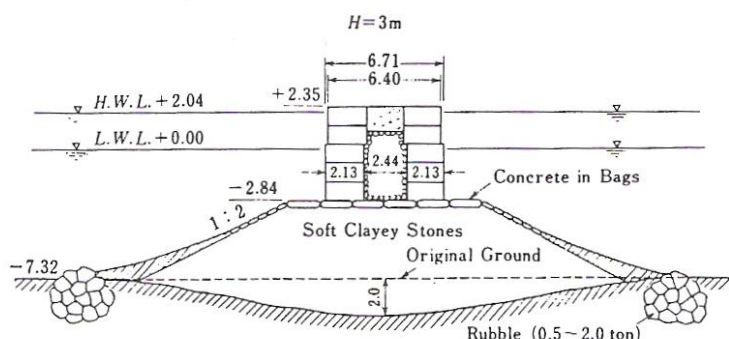


Figura 2.10 - Porto de Yokohama (Molhe Este) 1890-1896 (Goda, 2010).

Walker, em 1840, propôs a utilização de caixotões na construção de quebra-mares mistos e em 1886 Kinipple propôs a utilização de caixotões de betão armado (Takahashi, 2002).

No Japão, foi instalado pela primeira vez um quebra-mar de caixotões de betão armado na cidade de Kobe em 1907 sendo esta solução adotada posteriormente no quebra-mar destacado de Otaru em 1912, Figura 2.11. Este quebra-mar, era constituído por caixotões de 883 t que se podem ver na figura seguinte e eram preenchidos com betão “in situ” e foi dimensionado para uma altura de onda máxima de 8,5 m numa profundidade de 9,7 m abaixo do nível médio da água.

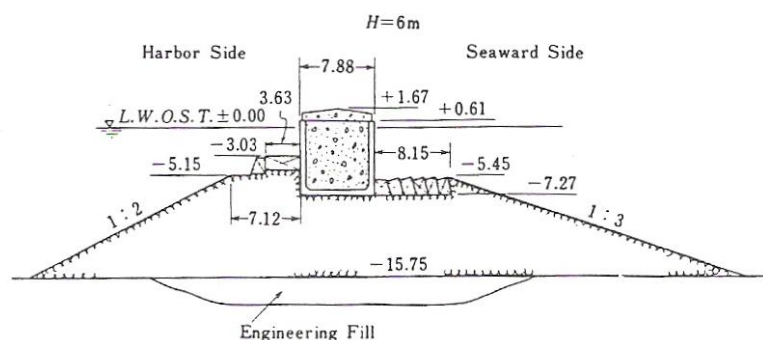


Figura 2.11 - Porto de Otaru (Quebra-mar destacado) 1912-1917 (Goda, 2010).

Um pouco mais tarde, começou a utilizar-se areia como material de preenchimento das células dos caixotões. Exemplo disso e um dos primeiros quebra-mares a ser construído com esta solução foi o quebra-mar destacado do Porto de Yokohama em 1928 (Goda, 2010), tendo o seu interior sido preenchido com uma mistura de areia e enrocamento, Figura 2.12. A utilização de areia e enrocamento para preencher os caixotões foi consequência de existir uma grande escassez de cimento devido à destruição de muitas fábricas depois da II Guerra Mundial.

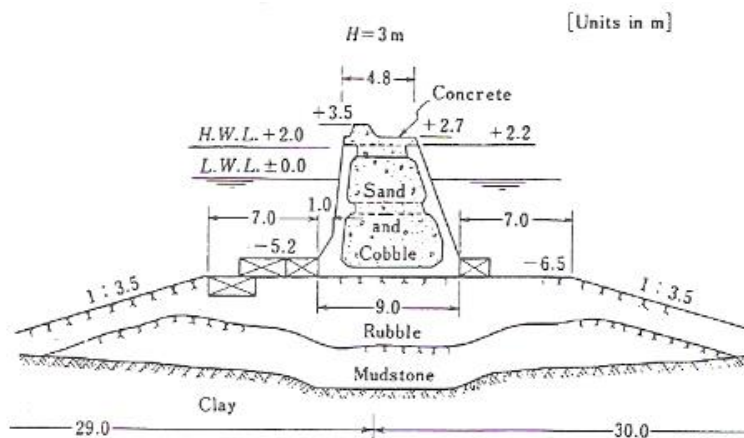
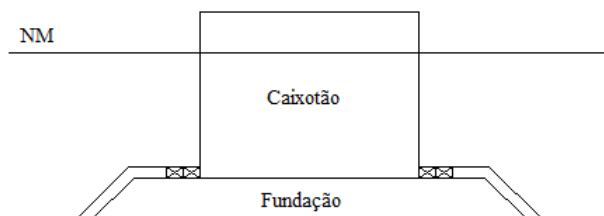


Figura 2.12 - Quebra-mar destacado do porto de Yokohama, Japão, (Goda, 2010).

No fim do século XIX, a utilização de quebra-mares mistos de caixotões foi-se desenvolvendo em diversos locais do mundo como o Japão, Itália e outros países costeiros do Mar Mediterrâneo.

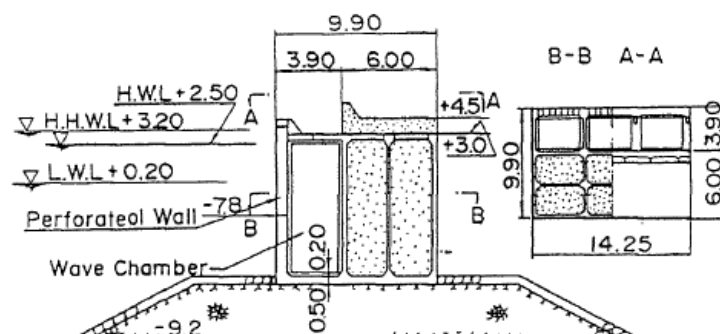
A partir de 1945 a construção destas estruturas tornou-se mais rápida devido à utilização de embarcações de trabalho maiores e melhor tecnologia disponível para a construção de estruturas de betão armado. Hoje, existem variadas soluções para os quebra-mares verticais de caixotões, dependendo das condições de agitação marítima.

Na Figura 2.13, pode ver-se o perfil transversal de um quebra-mar vertical convencional (estrutura típica destes quebra-mares).



**Figura 2.13 - Perfil transversal de um quebra-mar vertical convencional.**

O avanço da tecnologia proporcionou a invenção e construção de vários tipos de quebra-mares verticais, nomeadamente o quebra-mar de parede perfurada, que foi inventado por Jarlan (1961). O quebra-mar de parede perfurada construído no Porto de Takamatsu, em 1970, no Japão, é um dos primeiros exemplos deste tipo de estrutura constituído por uma parede perfurada com ligação para uma câmara de que se pode ver na Figura 2.14.



**Figura 2.14 - Quebra-mar de parede perfurada do Japão, porto de Takamatsu, (Takahashi, 2002).**

Outros tipos de quebra-mares verticais são: o caixotão de parede inclinada; o caixotão com topo inclinado; o caixotão trapezoidal e o caixotão semicircular. Estes caixotões têm características diferentes de forma a otimizar o seu desempenho face a condições de agitação bem determinadas.

Muitos quebra-mares verticais foram construídos depois da revolução industrial. No Japão o seu desenvolvimento deu-se mais precisamente nos anos sessenta, no entanto, danos causados em quebra-mares acabados de construir fizeram com que muitos preferissem estruturas de modelo antigo. Em Portugal, os quebra-mares verticais são estruturas muito pouco utilizadas. Devido à disponibilidade de enrocamentos, opta-se normalmente por estruturas de talude.

Embora não exista uma grande tradição de construção de quebra-mares verticais em Portugal, importa, no entanto referir neste trabalho o molhe norte da barra do Douro na cidade do Porto, concluído no ano 2008, de estrutura vertical. Esta obra, da autoria do Eng.º Fernando Silveira Ramos, foi vencedora do Prémio Secil de Engenharia Civil em 2009.

Este quebra-mar foi construído com o intuito de melhorar as condições de navegabilidade e controlar a sedimentação da zona da barra. A embocadura do estuário do Douro tinha uma margem direita fixa e regularizada e uma margem esquerda móvel que consistia na extremidade do Cabedelo. A embocadura apresentava grandes variações de largura e de secção devido às grandes variações dos caudais fluviais.

Para este efeito foi construído não só um molhe vertical, a norte, bem como um quebra-mar de taludes destacado, a sul, ligado a terra por uma obra mergulhante retentora das areias do Cabedelo. Este conjunto permite o escoamento dos caudais de cheia sem o agravamento dos níveis da água que se verificavam na zona ribeirinha e valoriza os aspetos ambientais e paisagísticos da barra.



**Figura 2.15 – Obras de fixação da embocadura do Douro, (Silveira Ramos, 2005).**

O quebra-mar norte da barra apresenta uma estrutura vertical com 450 m de comprimento e é constituído por aduelas e caixotões de betão armado pré-fabricado encabeçadas por uma superestrutura com coroamento a (+7 m)ZH. Esta estrutura foi fundada diretamente sobre o substrato rochoso sobre uma camada de regularização.

A superestrutura do molhe apresenta uma largura de 7 m ao longo de toda a extensão, exceto em algumas zonas, que apresentam alargamentos pontuais e que proporcionam espaços de observação do mar e de lazer. Este molhe é galgável, maioritariamente durante tempestades, e

apresenta uma superestrutura com degraus de ambos os lados de modo a reduzir a força de impacto das ondas.



Figura 2.16 - Quebra-mar norte da barra do Douro, (Silveira Ramos, 2005)

Sob a plataforma deste molhe existe uma galeria com 3 m de largura e 3,5 m de altura. Esta galeria é visitável e acompanha toda a extensão da plataforma dando acesso à estrutura do farol na cabeça do molhe.

De referir ainda o quebra-mar do Caniçal, ilha da Madeira, que consiste num molhe com comprimento total de 710 m que compreende um troço principal, com 550 m de extensão, de estrutura vertical, ligado a terra, a nascente, através de um troço em talude, este último com 160 m de extensão. Este molhe sofreu um acidente, tendo entrado em rotura durante a sua construção, em consequência de uma tempestade que ocorreu em Janeiro de 1999, razão pela qual será também referido no Capítulo 2.2.3.

Embora as estruturas verticais não sejam muito utilizadas em Portugal, para além das obras mencionadas nos parágrafos anteriores, podem acrescentar-se o quebra-mar norte do porto de Vila do Conde, o quebra-mar oeste da marina de Cascais, o quebra-mar do porto da Póvoa de Varzim e ainda o antigo porto de Vila Nova de Mil Fontes que até 1999 era protegido por um muro vertical sendo posteriormente transformado num quebra-mar de taludes (Teixeira, 2012).

Os quebra-mares dos Arquipélagos da Madeira e dos Açores são bons exemplos da utilização de soluções verticais. Os primeiros portos e portinhos destas ilhas constituíam soluções verticais, embora nas obras de extensão de alguns desses portos se tenham posteriormente adotado a solução de talude.

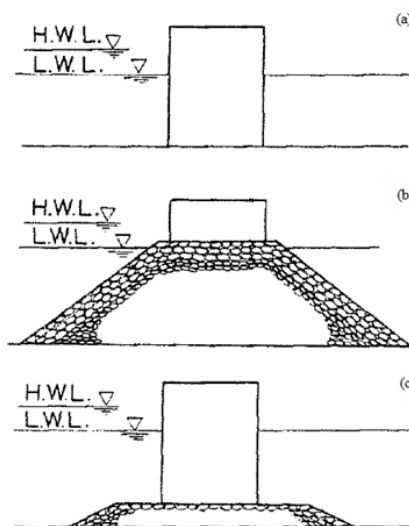
Existem também vários quebra-mares de talude em Portugal que apresentam na sua cabeça uma estrutura vertical (ou caixotão de betão armado), como por exemplo o quebra-mar do

porto da Calheta em S. Jorge, Açores. Os fundos na cabeça dos quebra-mares, são normalmente mais profundos, o que faz com que o corpo do quebra-mar seja demasiado grande nessa zona. No sentido de diminuir a quantidade de material ou aumentar a área navegável, quando necessário, adotam-se soluções verticais na zona da cabeça do quebra-mar.

### 2.2.2. TIPOS DE QUEBRA-MARES VERTICAIS

Um quebra-mar vertical consiste numa estrutura de frente vertical e impermeável e normalmente constituída por um caixotão de betão armado preenchido com areia ou enrocamentos. Estes caixotões são pré-fabricados numa doca e posteriormente rebocados até ao local onde vão ser instalados. Estas estruturas também podem ser construídas com blocos de betão pré-fabricados, betão ciclópico maciço ou aduelas.

Por norma, diz-se que um quebra-mar vertical misto tem uma fundação alta quando o coroamento da fundação ultrapassa o nível da água em repouso, Figura 2.17 b). Estas estruturas são normalmente pouco estáveis, por estarem sujeitas a pressões impulsivas e ao desgaste gerado pelas ondas que rebentam, funcionando como quebra-mares de talude. Por esta razão, os quebra-mares verticais com uma altura de fundação menor são mais comuns Figura 2.17 c), existindo perda de energia das ondas através do talude.



**Figura 2.17 – Diferentes alturas da fundação de quebra-mares verticais mistos (Takahashi, 2002).**

Nos dias de hoje existem muitas soluções relativamente à parede vertical destes quebra-mares, no entanto, os blocos de alvenaria foram a solução mais comum inicialmente, Figura 2.18 a). Esta solução necessita de um solo de fundação mais resistente pois exerce grandes cargas na fundação e é mais sensível a assentamentos diferenciais. Também se utilizavam os blocos

celulares para formar este tipo de quebra-mar, Figura 2.18 b), no entanto, a invenção dos caixotões veio melhorar muito a segurança destas estruturas e fez com que fossem cada vez mais utilizadas pelo mundo fora.

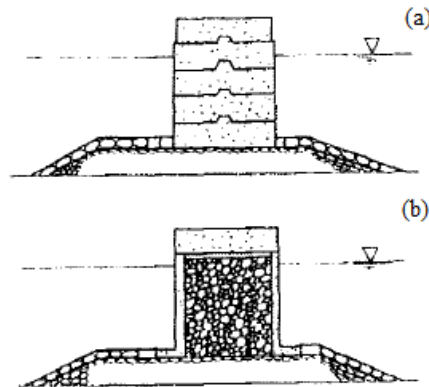


Figura 2.18 - Quebra-mar vertical de blocos de alvenaria e blocos celulares, (Takahashi, 2002).

Segundo o Coastal Engineering Manual (2006) os quebra-mares verticais podem dividir-se nos seguintes tipos:

**Quebra-mares Verticais Convencionais** - O caixotão é colocado diretamente sobre o fundo, existindo apenas uma fina camada de enrocamento para regularização, Figura 2.19.

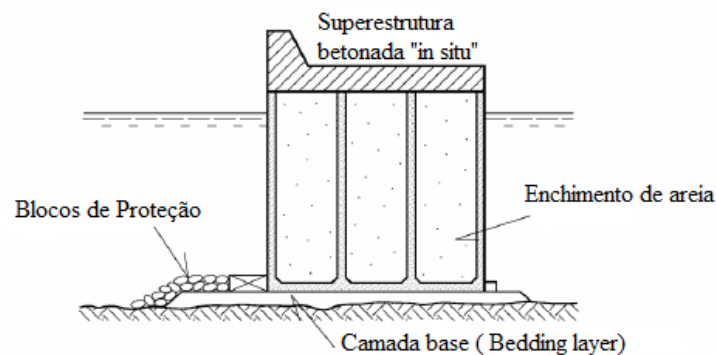
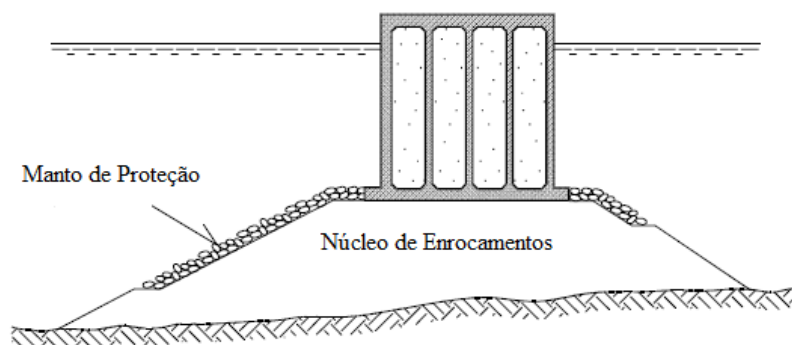


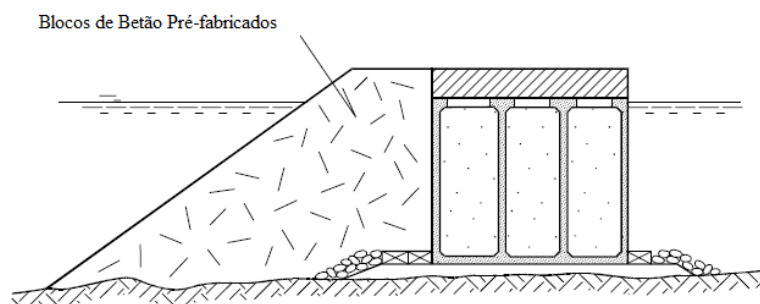
Figura 2.19 - Quebra-mar vertical convencional (adaptado de CEM, 2006).

**Quebra-mares Mistos (Vertical Composite Caisson Breakwater and Horizontal Composite Caisson Breakwater)** – O caixotão é colocado sobre um talude de enrocamentos que forma a fundação da estrutura. Esta solução é económica em águas profundas, Figura 2.20. No caso de estruturas portuárias pode ser colocada a superestrutura sobre os caixotões, unindo-os.



**Figura 2.20 - Quebra-mar misto vertical - Vertical Composite Caisson Breakwater, (adaptado de CEM, 2006).**

O quebra-mar misto horizontal consiste no mesmo caixotão anterior com a diferença de que é colocado um manto de proteção de blocos de betão ou enrocamentos na sua parede de barlamar, Figura 2.21. Esta estrutura é mais eficaz pois reduz a reflexão das ondas e o galgamento, para além de protegerem a parede vertical de barlamar.



**Figura 2.21 - Quebra-mar misto horizontal - Horizontal Composite Caisson Breakwater, (adaptado de CEM, 2006).**

Este tipo de estrutura é mais utilizado em águas pouco profundas pois exigem grandes quantidades de material para a sua construção.

Quebra-mares Verticais de Topo Inclinado – consiste no caixotão convencional com a diferença de a parte acima do nível médio da água da parede de barlamar, ser inclinada, Figura 2.22. Esta solução tem a vantagem de proporcionar uma redução da força de impacto na própria estrutura no entanto, o galgamento é geralmente superior em relação a quebra-mares com paramento vertical.

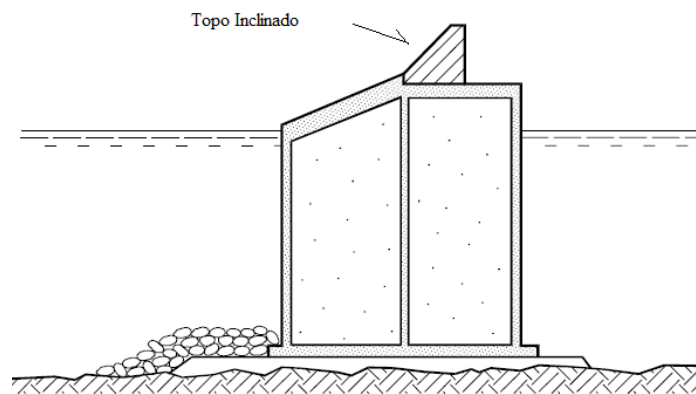


Figura 2.22 - Quebra-mar vertical de topo inclinado (adaptado de CEM, 2006).

Quebra-mares Verticais de Parede Perfurada – Este quebra-mar tem a parede vertical de barlamar perfurada, sendo através destas aberturas que a massa de água incidente na estrutura entra numa câmara de ondas, voltando a sair de seguida, Figura 2.23. É através deste processo que a estrutura dissipa a energia incidente resultando numa redução da força de impacto na mesma.

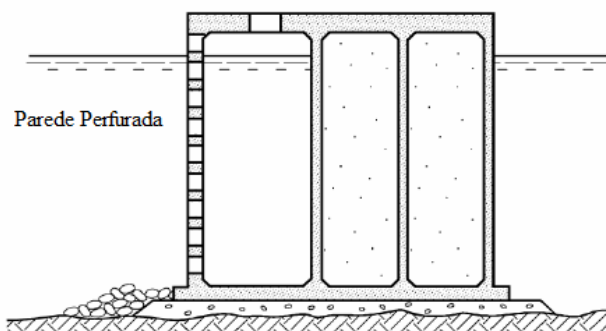


Figura 2.23 - Quebra-mar vertical de parede perfurada (adaptado de CEM, 2006).

Quebra-mares Verticais de Blocos – Consistem na junção de blocos de betão pré-fabricados, embora os mais antigos tenham sido construídos com blocos de alvenaria. Um dos grandes problemas destes blocos era a sua união. Nos primeiros quebra-mares deste tipo, esta fazia-se por meio de saliências e sobrepunham-se um aos outros. Hoje em dia com a utilização de betão armado essas ligações são muito resistentes, Figura 2.24.

A desvantagem deste tipo de estrutura está na necessidade de solos de fundação muito resistentes pois são estruturas que transmitem grandes cargas à fundação e por isso estão sujeitas a assentamentos diferenciais.

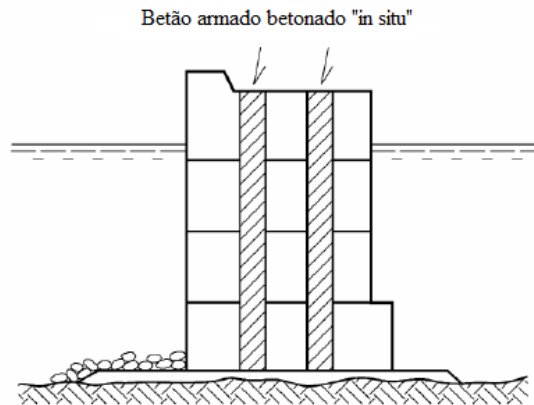


Figura 2.24 - Quebra-mar vertical de blocos de betão pré-fabricados, (adaptado de CEM, 2006).

No dimensionamento destas estruturas deve chegar-se a uma solução que apresente estabilidade e segurança ao deslizamento, derrubamento, erosão do solo de fundação e resistência às forças de impacto das ondas, que podem levar à liquefação da fundação da estrutura (Goda, 2010).

### 2.2.3. MODOS DE ROTURA

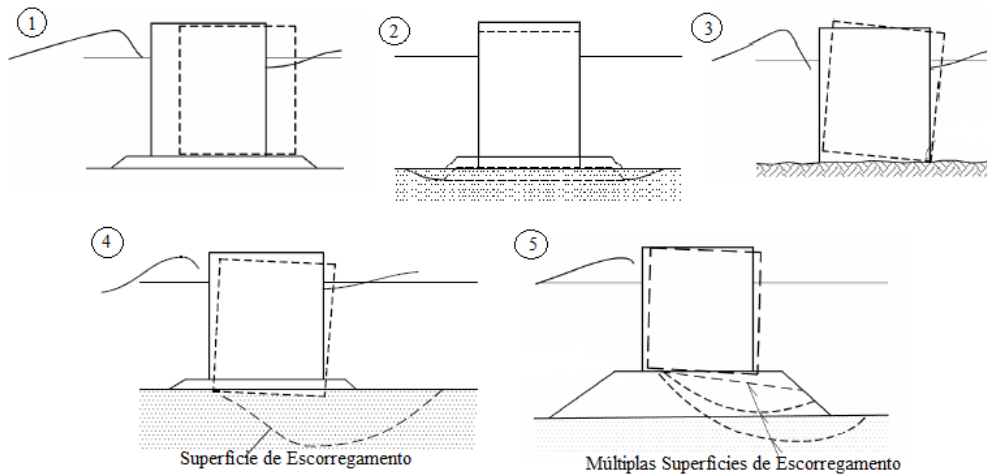
No dimensionamento de quebra-mares verticais, existe sempre algum risco associado à excedência das condições de carga, no entanto, a probabilidade de ocorrer uma falha aumenta com a falta de dados topo-hidrográficos e de agitação marítima do local e que são fundamentais especialmente no projeto de obras marítimas.

Segundo o Coastal Engineering Manual (2006) as estruturas verticais de caixotões de betão armado estão sujeitas a falhas por dois motivos: instabilidade global da estrutura monolítica e instabilidade local.

Os modos de rotura globais são caracterizados geralmente por um movimento da estrutura como um todo, causado por forças horizontais atuantes excessivas ou problemas em relação ao solo de fundação. Assim, podem identificar-se os seguintes modos de rotura global, Figura 2.25:

1. Deslizamento da estrutura;
2. Assentamento do solo por consolidação;
3. Derrubamento da estrutura;
4. Deslizamento/Assentamento da estrutura devido a superfícies de deslizamento no solo de fundação;

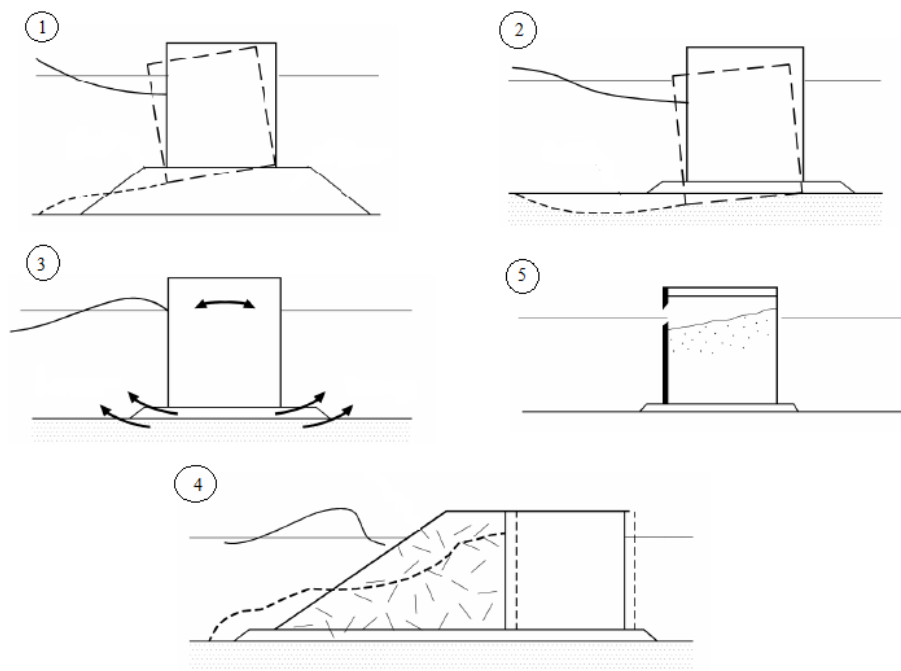
5. Deslizamento/Assentamento da estrutura devido a superfícies de deslizamento na fundação e no solo de fundação.



**Figura 2.25 - Modos de rotura globais dos quebra-mares verticais, adaptado de CEM, 2006.**

Os modos de rotura locais caracterizam-se por uma instabilidade localizada, ou seja, somente um ponto da estrutura é danificado. Assim, os modos de rotura locais com maior ocorrência neste tipo de estruturas são os seguintes, Figura 2.26:

1. Erosão da fundação e rotação/assentamento da estrutura para barlar;
2. Desgaste do solo de fundação devido à ação das ondas e rotação/assentamento da estrutura para barlar;
3. Saída de material da fundação devido a movimentos da estrutura monolítica;
4. Quebra e deslocamento de blocos da fundação em frente da estrutura monolítica;
5. Quebra da parede de barlar da estrutura monolítica.



**Figura 2.26 - Modos de rotura locais dos quebra-mares verticais (CEM, 2006).**

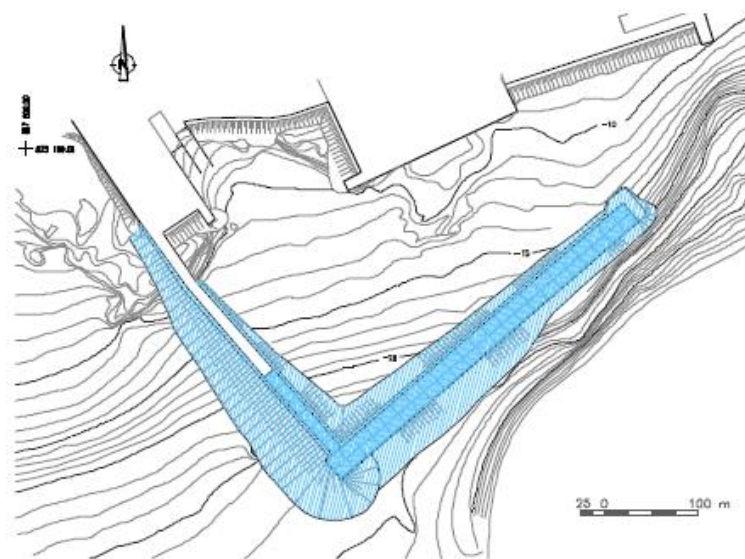
Um grande exemplo da importância dos elementos de base num projeto deste tipo é o acidente ocorrido no molhe exterior do Porto do Caniçal na ilha da Madeira, Portugal, em 1999. O porto do Caniçal situa-se na costa sueste da ilha, junto à povoação com o mesmo nome. De forma a transferir a atividade comercial do porto do Funchal para o do Caniçal, foi proposta uma ampliação da frente acostável e dos terraços de apoio.

Os primeiros estudos de agitação do local foram realizados numa fase em que não se dispunha ainda o ondógrafo ao largo do Funchal. Assim, a informação que existia, pouco fiável, apontava para a predominância da agitação proveniente de sudoeste e de sul em toda a costa sul da ilha. No entanto, a experiência do Caniçal e os dados recolhidos mostravam que o rumo sueste é o dominante no local embora, os temporais mais fortes tenham normalmente, rumos sul e sudoeste (Tito e Afonso, 2001).

Em termos de condições geológicas, foram realizadas sondagens de furação à percussão e não foi detetada uma camada de material silto-argiloso sobrejacente às formações arenosas, com espessura variável até 10 m. Este tipo de erros, podem por a solução adotada em causa o que de facto, aconteceu no Porto do Caniçal.

A solução adotada foi uma solução de paramento vertical de ambos os lados (barlamar e sotamar). Esta solução prendeu-se com o declive acentuado dos fundos na área interessada ao molhe bem como a condição de se ter uma frente acostável no interior do molhe. A obra foi

prevista para ser feita em duas fases em que, a primeira correspondia à aplicação de uma fiada de caixotões no troço nascente do molhe (Tito e Afonso, 2001).



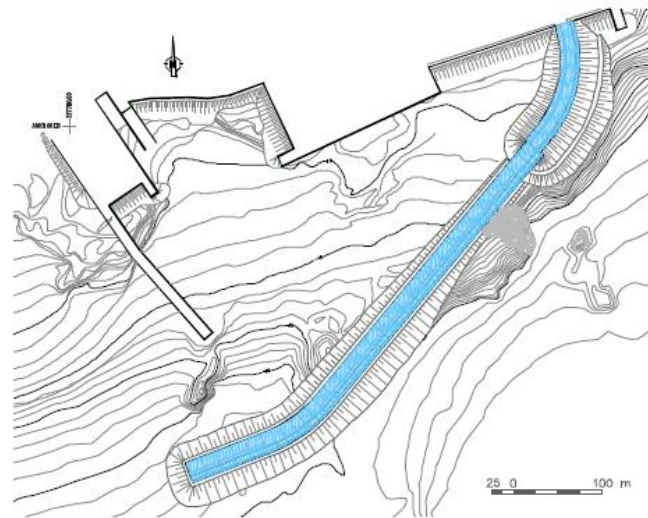
**Figura 2.27 - Molhe exterior do porto do Caniçal, solução inicial; Configuração em planta, (Tito e Afonso, 2001)**

Assim, no início de Janeiro de 1999, quatro caixotões da extremidade nascente do molhe já estavam devidamente instalados (à cota -15,5 m(ZH)) bem como a camada de ToT para os restantes caixotões. Após o fundeamento dos mesmos (entre setembro e dezembro) já se tinham verificado assentamentos com amplitudes superiores ao que seria de esperar.

Na madrugada de 5 de Janeiro de 1999, na sequência do temporal que atingiu a costa sul da ilha com ventos com rajadas de 110km/h e ondas de altura máxima de 6,87 m, ocorreu um acidente na obra. Após o temporal verificou-se o deslocamento significativo da posição dos quatro caixotões que haviam sido instalados sendo que dois deles se encontravam em fundos abaixo da cota -40 m(ZH) a uma distância igual ou superior a 90 m da sua posição original. Os fundos também apresentavam uma descida de cotas, causada pelo movimento de uma cunha de terreno (Tito e Afonso, 2001).

Foram analisadas as causas deste acidente e, constatou-se que a foi a rotura do terreno de fundação que esteve na origem do mesmo. Concluiu-se que a rotura da fundação foi provocada pela existência de uma camada de material silto argiloso de espessura variável entre 6 e 10 m que não foi detetada nas campanhas de prospeção. Devido à alteração da configuração dos fundos não foi possível manter o alinhamento do molhe nem o perfil construtivo e por isso o projeto foi reformulado e foi adotada outra solução (Tito e Afonso, 2001).

A nova solução compreende um troço principal a ponte, com cerca de 550 m de extensão, de estrutura vertical, ligada a terra, a nascente, através de um troço de talude com 160 m de extensão.



**Figura 2.28 – Molhe exterior do porto do Caniçal, solução final, configuração em planta (Tito e Afonso, 2001).**

Assim, é extremamente importante que sejam analisadas todas as opções com pormenor e os elementos críticos do projeto devem ser testados através de ensaios em modelo reduzido antes de dar como concluído o dimensionamento da estrutura.

Os quebra-mares verticais são estruturas que estão maioritariamente sujeitas a sofrer deslizamentos e derrubamentos e também falhas a nível da estrutura de fundação ou mesmo do solo onde são instalados. Os assentamentos diferenciais têm piores consequências em estruturas deste tipo, monolíticas, do que nas de talude, podendo causar danos irreparáveis.

No dimensionamento deste tipo de estruturas é importante que se conte com um aumento da altura de onda ao longo do alinhamento do quebra-mar de forma a reduzir a probabilidade de falha, principalmente na zona da cabeça do quebra-mar (Takahashi, 2002).

### **3. CONDICIONANTES AMBIENTAIS NO DIMENSIONAMENTO**

O principal objetivo dos quebra-mares é proteger a área que se encontra a sotamar dos mesmos. Assim, a sua construção implica sempre um processo de planeamento muito importante pois são obras muito dispendiosas e as condições do seu local de implantação e a agitação marítima incidente têm sempre um nível de incerteza associado.

A escolha da estrutura a adotar começa com a definição do problema. Saber exatamente qual o problema do espaço costeiro e identificar as medidas necessárias para o resolver é o passo mais importante para a escolha de uma solução. Escolher uma estrutura de proteção marítima é um desafio pois implica o conhecimento de áreas como a geotecnia, hidrografia, hidrologia, oceanografia, meteorologia, engenharia civil e outras.

No caso deste estudo - uma obra acostável - é necessário ter especial cuidado com as características topo-hidrográficas do local e a capacidade resistente do solo de fundação. São necessários estudos com modelos numéricos para a previsão da agitação incidente e para isso são necessárias boas bases de dados climáticos, do estado do mar e das marés e correntes no local de implantação.

Neste caso, visto ser uma obra portuária, é necessário ter em conta parâmetros como o navio de projeto, impulsos do terreno, cargas horizontais devidas quer ao impacto dos navios, quer à tração nos cabos de amarração, bem como cargas verticais pontuais de eventuais equipamentos de movimentação de mercadorias.

Para o caso de estudo, prolongamento de um molhe-cais, para além das preocupações anteriormente referidas, é necessário ter em conta a exploração do próprio porto e as funcionalidades pretendidas. Este molhe-cais terá que suportar equipamento de transporte de mercadorias, bem como a circulação de viaturas. Na escolha da solução deverá ter-se em conta também os benefícios que a obra trará ao porto e aos seus utilizadores.

#### **3.1. AGITAÇÃO MARÍTIMA**

As estruturas marítimas são dimensionadas de modo a desempenharem as suas funções em ambientes marítimos naturais. Consequentemente, estão sujeitas a ações severas de agitação marítima como ondas, correntes e marés bem como ações sísmicas que podem provocar tsunamis ou instabilidade da própria estrutura.

A caracterização da agitação marítima incidente é de extrema importância no dimensionamento de obras marítimas e de difícil previsão. Assim, em projetos desta natureza é necessário o conhecimento dos processos a que as ondas estão sujeitas junto à costa e a utilização de bases de dados fidedignas que caracterizem com a melhor aproximação possível as condições de agitação marítima do local.

O fenómeno ambiental que mais condiciona estas estruturas são as ondas. A altura da onda incidente é o parâmetro mais significativo no dimensionamento de obras marítimas. No entanto, devido à natureza do seu fenómeno é difícil descrever completamente o seu comportamento. O fenómeno das ondas começa com a ação do vento sobre a superfície líquida. Flutuações aleatórias de pressão e de tensão tangencial associadas a vórtices no movimento do ar provocam o enrugamento da superfície inicialmente lisa. Este enrugamento provoca, por sua vez, um maior atrito entre o vento e camada líquida gerando maior agitação na superfície do oceano. Desde a zona de geração, ao largo, as ondas sofrem transformações ao se propagarem para junto da costa.

Em grandes profundidades, onde as ondas não sofrem influência da topografia do fundo, as ondas dispersam-se propagando-se livremente. Contrariamente, quando as ondas se propagam numa zona de profundidade inferior a  $L/2$ , o seu perfil é condicionado pela topografia do fundo. Neste caso, as ondas sofrem refração, através da qual a direção de propagação e a altura da onda variam em função do fundo sobre o qual se propagam.

A limitação do crescimento das ondas pode acontecer por diversos fenómenos, por exemplo, rebentação parcial da onda, quando a taxa de dissipação de energia iguala a de transmissão de energia do vento para a superfície livre.

Assim, distinguem-se dois tipos de ondas: ondulação – definida por ondas longe da zona de geração com maior regularidade e cristas mais compridas – e vaga – ondas na zona de geração que se caracterizam por períodos e cristas curtas e irregulares.

Um estado de agitação define-se como a sobreposição de várias componentes geradas pelo vento em regiões distintas e que se propagam até ao ponto de interesse.

### 3.2. ANÁLISE DE UM ESTADO DE AGITAÇÃO

Segundo Goda (2010) no ano de 1952, Longuet-Higgins verificou a aplicabilidade da distribuição de Rayleigh em ondas marítimas e desde aí esta distribuição das alturas de onda tem sido aceite pela comunidade científica desta área. A distribuição de Rayleigh assume que

o espectro da onda está confinado a uma estreita gama de frequência. A maioria dos dados de campo verificou a distribuição das alturas de onda perto da distribuição de Rayleigh enquanto a de ondas individuais são definidas através do método de cruzamento de zeros, independentemente da forma espectral.

Na análise onda a onda percorre-se o registo com a série temporal da elevação da superfície livre medida num ponto, utilizando-se um critério de cruzamento de um nível de referência para definir as ondas no registo. A partir dessa definição de ondas é possível medir a altura e o período de cada onda, criando-se uma amostra daqueles valores com os quais se podem calcular valores estatísticos característicos para o registo e, assim, inferir os mesmos para o estado de agitação em estudo.

O método de cruzamento de zeros é o método mais utilizado na definição de alturas e períodos de ondas. A onda é definida entre pontos consecutivos em que a elevação da superfície livre cruza o nível zero (Nível Médio) no mesmo sentido, Figura 3.1.

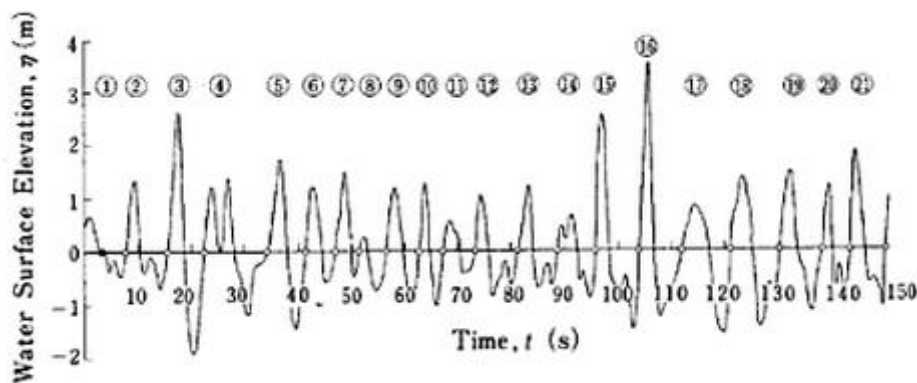


Figura 3.1 - Exemplo do registo de um trem de ondas (Goda, 2010).

Através destes dados é possível obter o valor de quatro alturas de onda e respetivos períodos com diferentes relevâncias no dimensionamento de estruturas marítimas,

Onda mais elevada –  $H_{max}, T_{max}$  – Estes valores representam a altura e período máximos identificados num registo;

Onda média do décimo mais alto do registo -  $H_{1/10}, T_{1/10}$  – As ondas do registo são analisadas e selecionadas por ordem decrescente desde a onda mais alta até se atingir um décimo das ondas do registo, a altura desta onda será a média do décimo mais elevado do registo;

Onda Significativa -  $H_{1/3}, T_{1/3}$  – Neste caso são selecionadas as ondas por ordem decrescente desde a onda com maior altura até se atingir um terço do número de ondas do registo, a onda

significativa será a média do terço de ondas com maior altura. Esta altura de onda é a mais utilizada pelo mundo no dimensionamento de quebra-mares;

Onda Média -  $\bar{H}, \bar{T}$  – Define-se como a média aritmética de todas as alturas e períodos de todas as ondas do registo.

De todas as ondas representativas de um estado de agitação, a onda significativa,  $H_{1/3}, T_{1/3}$ , é a mais frequentemente utilizada não só no dimensionamento de estruturas como nas análises e previsões do estado do mar.

### 3.3. TIPOS DE REBENTAÇÃO

No dimensionamento de quebra-mares verticais é necessário conhecer o tipo de agitação que vai atingir a estrutura; deste modo é possível conhecer o tipo de rebentação a que a estrutura vai estar mais sujeita, por exemplo, se uma onda atinge a parede vertical de um quebra-mar numa posição quase vertical, a força de impacto vai ser muito superior do que uma onda com declividade inferior.

Quando uma onda se aproxima da costa o seu comprimento  $L$  diminui e a sua altura  $H$  aumenta fazendo com que a sua declividade  $H/L$  aumente, este aumento pode levar à instabilização da onda que faz com que a mesma rebente. A declividade é função da profundidade relativa  $d/L$  e do ângulo entre o declive do fundo e a horizontal,  $\alpha$ .

A rebentação é um fenómeno caracterizado por grande turbulência e emulsão de ar, bem como, rápida dissipação de energia onde a velocidade das partículas à superfície iguala a celeridade da onda.

$$\left(\frac{H}{L}\right)_{max} = \frac{1}{7} \tanh kd$$

O número de Iribarren define os diferentes tipos de rebentação relacionando o ângulo do fundo com a horizontal  $\alpha$  e a declividade da onda ao largo  $H/L$ .

$$\xi_0 = \tan \alpha \left(\frac{H_0}{L_0}\right)^{0.5}$$

Progressiva	$\xi_0 < 0.5$
Mergulhante	$0.5 < \xi_0 < 3.3$
Oscilante/Colapsante	$3.3 < \xi_0$

O termo índice de rebentação é utilizado para descrever a altura adimensional de rebentação e os índices mais utilizados são:

$$\gamma_b = \frac{H_b}{d_b}$$

Onde  $d_b$  representa a profundidade na rebentação e  $\gamma_b$  o índice da profundidade de rebentação.

$$\Omega_b = \frac{H_b}{H_o}$$

Onde  $\Omega_b$  representa o índice da altura de rebentação.

Weggel (1972) desenvolveu uma expressão para o cálculo do índice da profundidade de rebentação de uma onda monocromática que rebenta sobre um fundo plano,

$$\gamma_b = b - a \frac{H_b}{gT^2}$$

Para  $\tan \beta \leq 0.1$  e  $\frac{H'_o}{L_o} \leq 0.06$ , onde T é o período de onda, g a aceleração gravítica e  $H'_o$  é a altura da onda ao largo.

Para ondas com declividade baixa, o índice de rebentação  $\gamma_b$  é delimitado pelo valor teórico de 0.78 enquanto o declive do fundo se aproxima de zero e, duas vezes este valor (1.56) quando o declive do fundo se aproxima de infinito.

A Figura 3.2 mostra como o índice da profundidade de rebentação depende da declividade da onda e do declive do fundo.

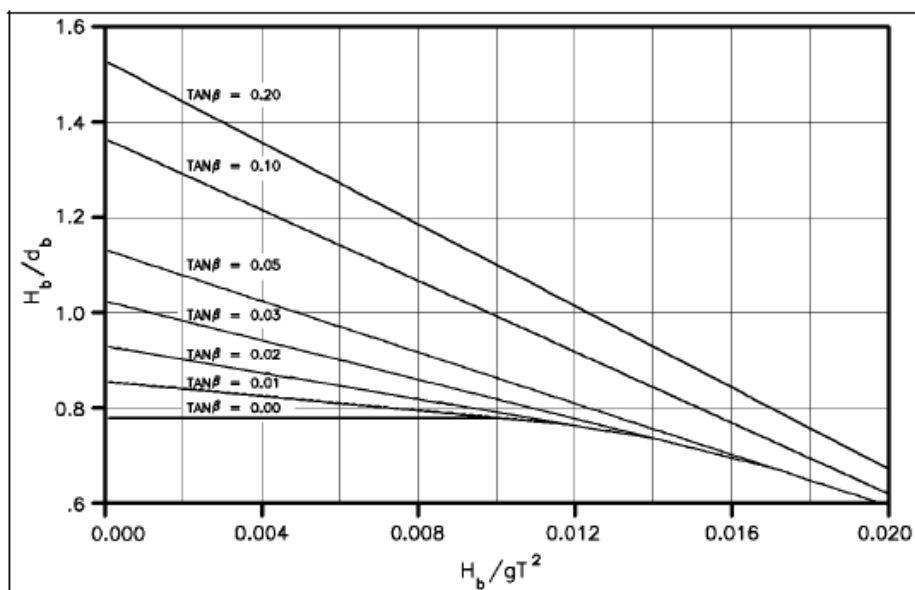


Figura 3.2 - Gráfico de rebentação (CEM, 2006).

#### 3.4. COEFICIENTE DE TRANSMISSÃO

A eficiência hidráulica de um quebra-mar pode medir-se essencialmente através dos fenómenos de transmissão e reflexão da agitação marítima incidente, assim será importante que o dimensionamento destas estruturas inclua uma análise cuidada destes dois fenómenos.

Quando as ondas incidem num quebra-mar vertical, parte da energia incidente é dissipada por rebentação e outra parte é refletida criando agitação em frente ao quebra-mar que pode ser prejudicial à navegação.

A minimização da transmissão da onda é especialmente importante no dimensionamento de quebra-mares pois a sua principal função é proporcionar uma zona calma a sotamar dos mesmos. O coeficiente de transmissão é dado pela razão entre a altura de onda transmitida  $H_t$  e a altura de onda incidente  $H_i$ .

$$C_t = \frac{H_t}{H_i}$$

A agitação transmitida a sotamar é normalmente consequência de galgamentos da estrutura. No entanto pode também ser transmitida através da passagem da massa de água através da estrutura no caso de quebra-mares de talude. Pode definir-se então  $K_{T0}$  - Coeficiente de transmissão por galgamento e  $K_{Tt}$  - Coeficiente de transmissão através da estrutura, com o coeficiente de transmissão total dado pela expressão:

$$K_T = (K_{Tt}^2 + K_{T0}^2)^{0.5}$$

A transmissão de onda através do galgamento produz ondas a sotamar da estrutura devido ao impacto da queda da massa de água que galga a parede vertical, no entanto, a sua forma é muito irregular sendo por isso complicado definir as características das ondas geradas.

Como a transmissão de onda nos quebra-mares verticais é feita maioritariamente por galgamento, a relação entre a altura de coroamento,  $hc$ , e a altura de onda incidente,  $H_i$ , são os parâmetros que mais influenciam a transmissão de onda (Takahashi, 2002).

Goda (1969), propôs uma fórmula que representa o coeficiente de transmissão para quebra-mares verticais baseada em testes realizados com ondas regulares:

$$K_T = \left[ 0.25 \left\{ 1 - \sin \left( \left( \frac{\pi}{2\alpha} \right) \left( \frac{hc}{H_i} + \beta \right) \right) \right\}^2 + 0.01(1 - h'/h)^2 \right]^{0.5}$$

$$; \beta - \alpha < \frac{hc}{H_i} < \alpha - \beta$$

$$K_T = 0.1(1 - h'/h); \frac{hc}{H_i} \geq \alpha - \beta$$

Onde  $\alpha = 2.2$  e  $\beta$  é obtido através do gráfico apresentado na Figura 3.3.

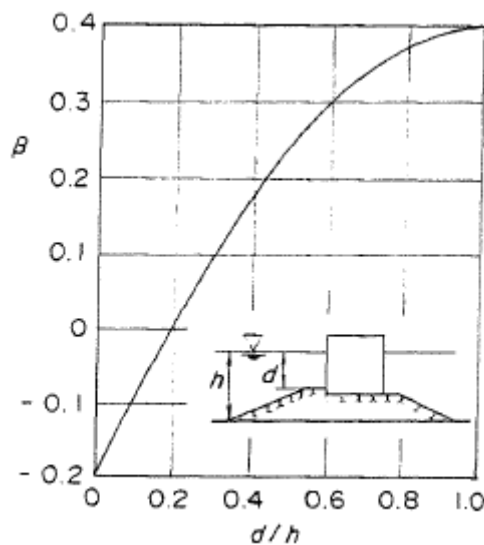


Figura 3.3 - Gráfico de  $\beta$  em função da relação  $d/h$  (Takahashi, 2002).

### 3.5. COEFICIENTE DE REFLEXÃO

A reflexão da onda é uma variável importante no dimensionamento de quebra-mares verticais definindo-se como um fenómeno consequência da incidência da agitação marítima nestas estruturas em que, após o impacto, parte dessa agitação incidente é refletida para barlar.

O coeficiente de reflexão é calculado através da relação entre a altura de onda refletida  $H_r$  e altura de onda incidente  $H_i$ .

$$C_r = \frac{H_r}{H_i}$$

O coeficiente de reflexão de um quebra-mar vertical com superfície vertical lisa é teoricamente igual a 1, no entanto por ex., devido a eventuais galgamentos ou o efeito do talude de fundação pode dizer-se que será próximo da unidade. Em particular,  $C_r$  é consideravelmente reduzido quando ondas que rebentam atingem o quebra-mar, (Takahashi, 2002).

No cálculo do coeficiente de reflexão os parâmetros com maior importância são a altura da onda (H), comprimento de onda (L), período da onda (T) e a direção da onda em relação a uma linha perpendicular ao eixo do quebra-mar. No entanto, é também necessário ter em conta a configuração da estrutura em causa e a sua parede do lado de barlar que pode ser lisa ou absorvente. No caso de quebra-mares verticais perfurados o coeficiente de reflexão pode atingir valores de 0,4.

## 4. SOLUÇÃO BASE – QUEBRA-MAR DE TALUDE

### 4.1. CARACTERIZAÇÃO DO PORTO DAS VELAS

O porto das Velas situa-se no Concelho das Velas, na costa sul da Ilha de S. Jorge (Anexo I), no Arquipélago dos Açores tendo como função principal garantir o abastecimento e escoamento dos produtos da região. A exploração portuária é feita pela Direção Geral dos Portos do Triângulo e do Grupo Ocidental (DGPTO). Este porto, para além de servir a navegação comercial que abastece a Ilha, quer em carga geral contentorizada, quer em combustíveis através de navios-tanque, serve ainda uma frota de embarcações de pesca local de convés aberto.



Figura 4.1 - Localização do porto das Velas, S. Jorge, Açores.

O Porto das Velas desempenha também um papel importante no transporte inter-ilhas de mercadorias e passageiros, sendo frequentemente utilizado por embarcações de pesca costeira e atuneiros para abastecimento de combustível, isco e víveres.

As condições de operacionalidade do porto das Velas são aceitáveis para o serviço a prestar a esta navegação e ao estacionamento e movimentação de mercadorias. Assim, para o navio para que foi projetado, cujo comprimento máximo é de 100 m e o calado é inferior a 7 m, a estrutura atual oferece em geral boas condições.

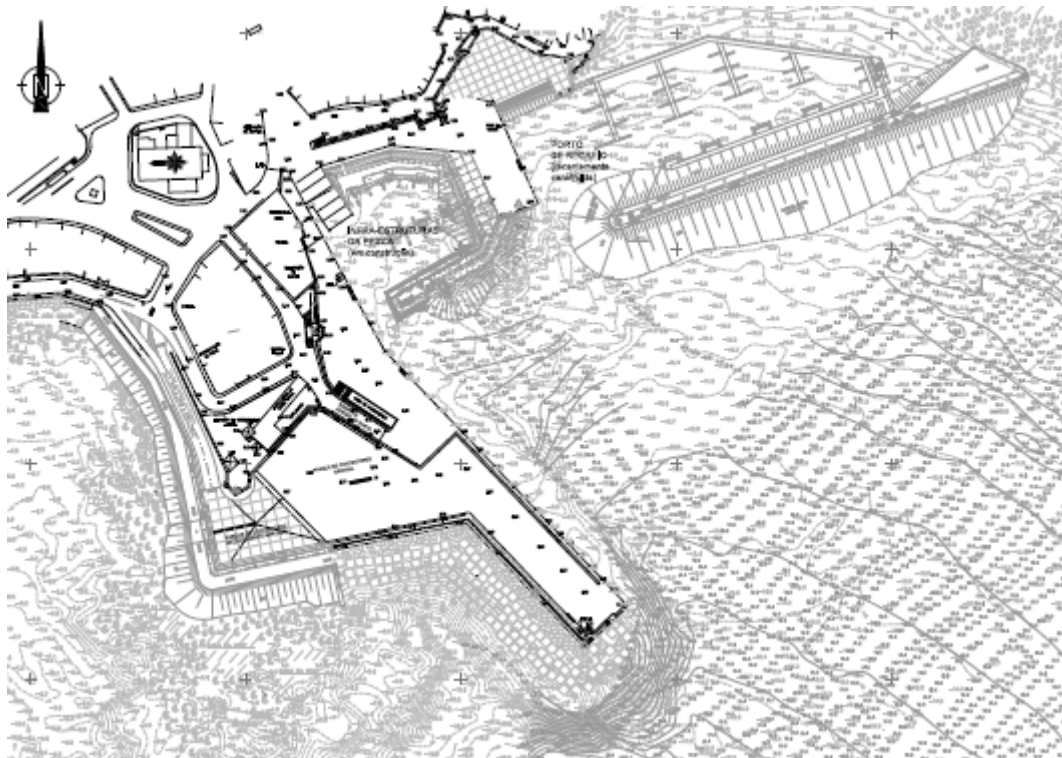
O transporte marítimo faz parte do desenvolvimento económico da região pois é através dele que se faz o abastecimento de bens alimentares e combustíveis bem como o transporte de

pessoas. Atualmente o setor comercial dispõe de dois postos de acostagem, um para a navegação de cabotagem e outro para a navegação de tráfego local, com área limitada de terra-tenidos adjacentes.

A infraestrutura acostável existente tem os seguintes comprimentos:

- Cais a (-7,00 m)ZH – 83 m;
- Cais a (-5,00 m)ZH – 80 m;
- Cais a (-3,50 m)ZH – 100 m.

O Porto das Velas sofreu intervenções importantes recentemente, destacando-se, a construção do novo porto de recreio e as obras de ampliação do parque do terminal de contentores (em 1360 m<sup>2</sup> de área pavimentada), que permitiram passar a dispor de 102 lugares no solo para contentores de 20'. Além desta expansão foi também criado um acesso que liga o setor comercial à rede viária do Concelho das Velas. Todo o perímetro marítimo do novo terra-tenido e do acesso viário, está protegido da ação da agitação marítima por uma obra de proteção em talude de enrocamentos.



**Figura 4.2 - Estrutura atual do porto das Velas, Açores.**

Os elementos utilizados neste trabalho, para caraterizar o Porto das Velas, provêm do Projeto de Execução realizado pela CONSULMAR para o Prolongamento do Molhe Cais das Velas, na Ilha de S. Jorge, doravante designado por Solução Base.

#### 4.1.1. TOPO-HIDROGRAFIA E NATUREZA DOS FUNDOS

No Anexo II apresenta-se a topo-hidrografia da zona em estudo que, resulta da sobreposição de vários levantamentos disponíveis, em especial o realizado pela APTO/GeoSub em 2010 e o efetuado pela Brigada Hidrográfica nº1, em Setembro de 1999, completados com elementos extraídos do levantamento topográfico realizado pela CONSULMAR em 1995.

O Porto das Velas fica situado na costa sul da ilha de S. Jorge, numa baía natural virada a S e limitada a W pelo morro Grande e a E pela ponta da Queimada, embora muito exposta aos ventos do quadrante de S e aos temporais de W.

A configuração batimétrica, na zona do porto atual, tem um andamento regular em forma de baía aberta e que acompanha o contorno da linha de costa atingindo profundidades de (-10 m)ZH a cerca de 100 m desta e profundidades superiores a (-16 m)ZH junto à cabeça do molhe existente.

Na zona do prolongamento previsto, a configuração batimétrica continua a acompanhar o contorno da linha de costa desenvolvendo-se, sensivelmente, sobre as batimétricas dos (-18), (-19) e (-20) m ZH, sendo que o molhe cais existente se situa em grande parte sobre um banco rochoso que se desenvolve segundo a direção Norte-Sul, aproximadamente.

O estudo geológico do local mostrou que os fundos rochosos são cobertos por uma espessa camada de sedimento arenoso. A camada sedimentar anula-se com os afloramentos rochosos submersos correspondentes ao limite das ecoadas lávicas que delimitam o contorno da baía.

#### 4.1.2. AGITAÇÃO MARÍTIMA

##### 4.1.2.1. REGIME AO LARGO

Para a caracterização do regime de agitação ao largo de S. Jorge a CONSULMAR recorreu aos resultados do modelo de reconstituição da agitação (“Hindcast”) do Instituto Meteorológico Britânico, correspondentes a um ponto ao largo e a sul do grupo central do Arquipélago dos Açores, para um período de cerca de 25 anos (1978 a 2002).

Os resultados do tratamento dos dados de “hindcast” das distribuições de rumos, alturas significativas e períodos de pico das ondas ao largo e os seus valores médios anuais são apresentados para as componentes de vaga e ondulação, em escalões de 22,5°, 0,5 m e 2 s verificando-se que,

- Rumos – Os rumos de vaga mais frequentes provêm dos quadrantes SW e NW, com percentagens na ordem de 29% e 27%, respetivamente, enquanto a ondulação provem predominantemente do setor NW;
- Alturas – 43% das alturas de vaga e 26% de ondulação são inferiores a 1 m, enquanto 29% das alturas de vaga e 45% de ondulação pertencem ao escalão de 1 a 2m. As alturas de vaga superiores a 3 e 5 m representam aproximadamente 14,3% e 3,3% das ocorrências, respetivamente, sendo os correspondentes valores de ondulação de 9,5% e 0,9%;
- Períodos – na vaga predominam os baixos períodos (cerca de 88% das ocorrências são inferiores a 7 s) e o oposto na ondulação (74% nos escalões de 7 a 13 s).

#### 4.1.2.2. VALORES EXTREMOS NA APROXIMAÇÃO AO PORTO

No dimensionamento de obras marítimas é comum utilizarem-se períodos de retorno na ordem dos 50 ou 100 anos, consoante a importância da obra a realizar.

Para a obtenção dos valores extremos é necessário extrapolar-se os dados de agitação local para os períodos de retorno considerados, assim, os dados disponíveis (relativos a cerca de 25 anos) permitem uma estimação relativamente segura das condições de agitação com períodos de retorno compatíveis com as ondas de projeto a adotar para qualquer elemento da obra.

Assim, selecionaram-se para os dois principais setores de rumos locais (poente e nascente), as alturas significativas ( $H_s$ ) máximas anuais, sendo que estes dados foram seguidamente agrupados em amostras representativas e extrapolados para períodos de retorno de 1 a 30 anos, adotando-se a distribuição de máximos de Gumbel.

Os valores extremos obtidos são apresentados nos quadros seguintes para dois pontos, P0 e P1, situados a 50 e 30 m do porto das Velas, respetivamente.

**Quadro 4.1 - Valores extremos da altura significativa em P0 (-50 m)ZH.**

Período de Retorno (anos)	Poente		Nascente	
	Vaga	Ondulação	Vaga	Ondulação
1	4.3	3.2	1.8	0.9
2	5.1	3.6	2.0	1.1
5	6.1	4.2	2.3	1.4
10	6.8	4.6	2.6	1.6
20	7.6	5.0	2.8	1.7
50	8.6	5.5	3.2	2.0
100	9.3	5.9	3.4	2.2

**Quadro 4.2 - Valores extremos da altura significativa em P1 (-30 m)ZH.**

Período de Retorno (anos)	Poente		Nascente	
	Vaga	Ondulação	Vaga	Ondulação
1	3.1	2.2	1.0	0.5
2	3.5	2.4	1.2	0.6
5	4.1	2.7	1.3	0.8
10	4.5	2.9	1.4	0.9
20	5.0	3.2	1.5	1.0
50	5.6	3.5	1.7	1.2
100	6.0	3.7	1.8	1.3

Para aferição e eventual inserção de uma margem de compensação das incertezas na obtenção das ondas de projeto, a CONSULMAR procedeu ainda à extrapolação dos dados de agitação para o setor de rumos mais desfavorável, poente (Quadro 4.3).

**Quadro 4.3 - Comparação dos valores extremos da altura significativa em P1 (-30 m)ZH.**

Período de Retorno (anos)	Poente		
	Gumbel	Weibull	Média
1	3.1	3.5	3.3
2	3.5	3.9	3.7
5	4.1	4.4	4.2
10	4.5	4.7	4.6
20	5.0	5.1	5.0
50	5.6	5.6	5.6
100	6.0	5.9	6.0

Para minimizar o erro das aproximações feitas, decidiu-se corrigir a média dos valores estimados para o período de retorno de 50 anos, considerando um intervalo de confiança de 90 %, tendo-se obtido uma altura significativa máxima de 6,5 m.

As elevadas profundidades do local onde será fundado o molhe, (-20,00 m)ZH, fazem com que nenhum estado de agitação seja limitado pelos fundos, apenas ocorrendo rebentação superficial quando as alturas de onda individuais sejam grandes em relação ao seu comprimento, na ordem de 1/10.

#### 4.1.3. MARÉS E CORRENTES

As marés no Arquipélago dos Açores são do tipo semidiurno regular, com amplitudes médias da ordem de 0,9 m e máximas próximas de 1,8 m e de acordo com as previsões do IH (Tabelas de Marés de 1982 a 2010), elaboradas com base em registos maregráficos realizados no Porto da Horta e depois de introduzidas as correções de amplitude aplicáveis às Velas, consideraram-se os seguintes valores:

- Preia-mar máxima – (1,94 m)ZH
- Preia-mar de águas vivas média – (1,65 m)ZH
- Preia-mar de águas mortas média – (1,27 m)ZH
- Nível médio – (1,00 m)ZH
- Baixa-mar de águas mortas média – (0,73 m)ZH
- Baixa-mar de águas vivas média – (0,37 m)ZH
- Baixa-mar mínimo – (0,17 m)ZH

A estes valores deve somar-se 0,1 m, de forma a ter-se em conta a evolução do nível médio do mar em relação ao valor fixado há algumas décadas atrás.

#### 4.2. DESCRIÇÃO GERAL DA SOLUÇÃO BASE

A obra a executar no Porto das Velas vai contribuir essencialmente para o aumento da capacidade do setor comercial através de uma maior área de estacionamento de contentores e um cais mais extenso, que permitirá a receção de navios de maior dimensão.

É objetivo deste projeto, o aumento do tráfego de passageiros e viaturas em navios ferry assim como um maior abrigo das infraestruturas relativas aos setores das pescas e do recreio náutico.

Assim, a solução base adotada para o prolongamento (150 m) do molhe-cais das Velas foi uma solução semelhante à estrutura existente, quebra-mar de talude.

Para esse efeito foi projetada a construção de um molhe de proteção em talude com núcleo de enrocamentos ToT, revestido com enrocamentos selecionados e protegido por manto de blocos Antifer de 300 kN, rematando contra muro cortina. Esta solução inclui também um cais interior com infraestrutura em colunas de blocos de betão pré-fabricados e superestrutura contínua de betão sobre prisma de enrocamentos ToT protegido superiormente por enrocamentos selecionados.

No Anexo III é apresentado o arranjo geral da implantação das obras de prolongamento do molhe-cais das velas. Para a execução do prolongamento do molhe-cais das Velas, definiu-se que o molhe existente será prolongado em 150 m sendo que a solução base envolve os seguintes trabalhos principais:

- Demolição de superestruturas de betão, dragagem, escavação e remoção de blocos Antifer e enrocamentos da cabeça do molhe existente, para fundação e reaproveitamento no novo molhe;
- Construção de um molhe de proteção em talude, semelhante ao existente, sobre fundos arenosos por volta de (-20,0 m)ZH, com núcleo de enrocamentos ToT formando berma de pé de talude a (-15,0 m)ZH, revestido com enrocamentos selecionados e protegido por manto de blocos Antifer de 300 kN, rematando contra muro-cortina com cota de topo a (+10,5 m)ZH;
- Construção de cais interior com cota de fundação a (-8,0 m)ZH, com infraestrutura em colunas de blocos de betão pré-fabricados e superestrutura contínua de betão “in situ” com coroamento a (+3,0 m)ZH, sobre prisma de enrocamentos ToT protegido superiormente por enrocamentos selecionados;
- Criação de Terrapleno a (+3,0 m)ZH com cerca de 23 m de largura, sobre aterro em ToT, dotado de pavimento em lajes de betão;
- Construção de novo farol e extensão das redes técnicas existentes.

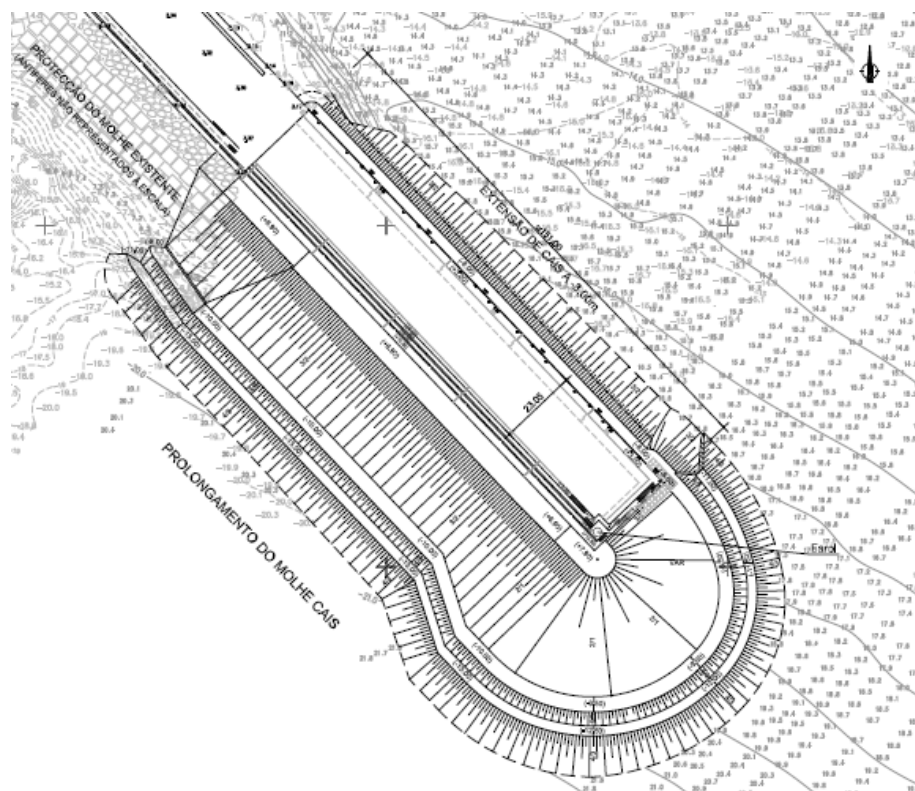


Figura 4.3 - Implantação geral das obras de prolongamento do molhe-cais das Velas, Açores.

O molhe prolongado segue o alinhamento da estrutura existente, sendo praticamente paralelo à orla costeira interior e fazendo um pequeno ângulo com a batimetria que aí atinge

profundidades de (-16 m)ZH a (-22 m)ZH. A cabeça do novo molhe será semelhante à existente, rodando 180° até rematar contra a nova testa vertical do molhe, dotado de taludes e cotas que garantem a cota de serviço do novo cais.

Importa referir que as obras referentes à Solução Base, do prolongamento do molhe-cais do porto das Velas, foram ensaiadas em modelo reduzido tridimensional no LNEC em 2011. Os objetivos dos ensaios em modelo reduzido seriam a validação/verificação da Solução Base projetada. Nestes ensaios foram avaliados e comparados com a estrutura existente, os seguintes parâmetros: tranquilidade portuária proporcionada pela solução projetada; avaliação das sobrelevações da superfície da água registadas para a solução projetada; avaliação qualitativa dos galgamentos e verificação da estabilidade do manto resistente do prolongamento do molhe-cais.

Os resultados obtidos nos ensaios em modelo reduzido validaram esta solução que apresentou um comportamento hidráulico eficiente para o local e objetivo requerido e um comportamento estável a nível estrutural do manto resistente.

## DESCRIÇÃO GERAL DAS OBRAS DO NOVO MOLHE

### 4.2.1. DEMOLIÇÃO, REMOÇÃO E DRAGAGEM

Nestes trabalhos inclui-se,

- Demolição do farol existente;
- Demolição parcial do muro-cortina e plataforma do farol existente;
- Demolição parcial do coroamento da superestrutura do cais e testa de molhe existentes, para compatibilização com o novo prolongamento;
- Abertura de roços para instalação de negativos e caixas da extensão de redes técnicas, no muro-cortina e no coroamento da superestrutura do cais e testa de molhe existentes;
- Dragagem, escavação, remoção e armazenamento dos blocos Antifer da cabeça do molhe existente para reaproveitamento na nova estrutura;
- Dragagem, escavação, remoção e armazenamento dos enrocamentos dos submantos e núcleo da cabeça do molhe existente para reaproveitamento no novo molhe.

### 4.2.2. MOLHE DE ABRIGO

Após a demolição da cabeça do molhe existente será feito o armazenamento de todos os materiais de forma a reaproveitá-los no prolongamento. O molhe de proteção será prolongado

150,9 m aproximadamente, acompanhando a plataforma retangular do terrapleno e cais existentes atualmente. No Anexo IV é apresentada a planta e os perfis tipo do molhe.

No exterior, o molhe terá taludes inclinados a 3(H):2(V) no perfil corrente e 2(H):1(V) na cabeça, apresentando cais interior com fundos à cota (-8,0 m)ZH, com coroamento a (+3,0 m)ZH. A cabeça do molhe roda 180°, rematando contra a testa vertical que quina o cais interior.

No trecho reto do prolongamento desenvolve-se o perfil corrente do molhe, sendo colocado núcleo de ToT com taludes inclinados a 3(H):2(V) e 4(H):3(V), respectivamente para o exterior e interior. No exterior, o núcleo forma berma de pé de talude a (-15 m)ZH com talude a 4(H):3(V), sendo revestido por submanto em enrocamentos de 10 a 30 kN, protegido por manto constituído por duas camadas de blocos Antifer de 300 kN, com 4,8 m de espessura, apoiado sobre prisma de fundação em enrocamento de 60 a 90 kN com coroamento a (-10,0 m)ZH. O manto de Antifer forma berma de coroamento à cota (+7,2 m)ZH, rematando com enrocamentos de 60 a 90 kN contra o muro-cortina.

Nos 20 m finais proceder-se-á à transição entre os taludes do perfil corrente e da cabeça, de 3(H):2(V) para 2(H):1(V). A cabeça do molhe apresenta trecho reto de 10 m de comprimento seguido de rotação de 180°. O talude exterior será inclinado a 2(H):1(V) até ao eixo da cabeça, fazendo-se transição para 3(H):2(V) no seu quarto interior. O núcleo, submantos e manto de proteção da cabeça apresentam as mesmas características do trecho reto, mas com subida gradual da berma de pé de talude exterior, no quarto interior da cabeça, rodando depois contra o embasamento do cais. O coroamento do manto de proteção da cabeça será feito à cota (+7,9 m)ZH.

#### 4.2.3. SUPERESTRUTURA

A superestrutura do molhe terá muro-cortina em betão “in situ” com coroamento a (+10,5 m)ZH, dotado de muro defletor no exterior e plataformas de circulação pedonal interiores a (+9,0 m)ZH e (+7,0 m)ZH. O novo farol do molhe será fundado sobre a plataforma a (+9,0 m)ZH.

#### 4.2.4. MURO-CAIS A (-8,0 M)ZH

O muro-cais apresenta um perfil-tipo constituído por pilares independentes de blocos pré-fabricados de betão simples, sendo cada pilar formado por cinco blocos. Os pilares são solidarizados no topo através de uma viga de coroamento a (+3,0 m)ZH e assentam a (-8,5

m)ZH sobre prisma de enrocamento (embasamento) ToT com altura variável até ao fundo e superfície de topo regularizada com brita ou rachão.

O prisma tem 10,5 m de largura no topo, estendendo-se 1,0 e 2,0 m para fora do muro e com taludes inclinados a 3(H):2(V) e 4(H):3(V), respetivamente para o exterior e interior. À cota (-10,0 m)ZH, o prisma volta a alargar para o exterior, recebendo manto de proteção em talude de enrocamentos de 5 a 10 kN e em berma de coroamento a (-8,0 m)ZH com enrocamentos de 2 a 5 kN.

Os blocos são aligeirados em forma de I, tendo uma largura máxima de 3,0 m e na alma, de 1,5 m, por forma a constituírem entre si um poço com 1,5 m de largura que será posteriormente cheio com detritos de pedra ou enrocamento de 0,1 a 0,3 kN, conferindo-lhes travamento transversal.

Na testa de cais serão utilizadas aduelas, em vez de blocos, para uma melhor solidarização do conjunto de pilares, face à maior exposição desse trecho à ação das ondas e à configuração própria do canto. As aduelas terão 2,5 m de altura e 9,0 m de comprimento, sendo dotadas de reentrantes formando poços entre si. As células e poços serão totalmente cheios com betão.

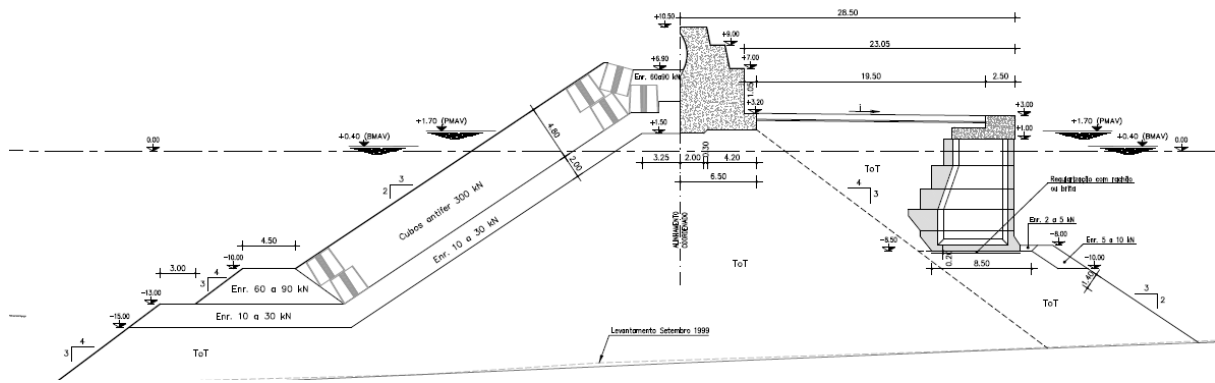
Os blocos superiores de cada pilar e aduela ficam com a face superior à cota (+1,0 m)ZH e desde esta cota até ao coroamento do cais (+3,0 m)ZH, nasce uma superestrutura de betão moldada “in situ”, constituindo uma viga contínua com perfil em “L”, 5,4 m de largura na base e 2,50 m no coroamento, que solidariza os pilares de blocos contidos entre juntas de dilatação da superestrutura.

#### 4.2.5. ATERRO E PAVIMENTAÇÃO

A área interior situada entre o núcleo e o muro-cortina do molhe e o embasamento e muro-cais de blocos a (-8 m)ZH será aterrada com maciço de enrocamento ToT selecionado.

A área a pavimentar compreende os terraplenos afetos ao cais aderente ao molhe e que se situa entre o limite interior da sua viga de coroamento, a sapata do muro-cortina e em extensão, até aos muros de ala da sua extremidade.

O pavimento consiste numa laje de betão com 0,50 m de espessura, que será esquartelada em placas quadradas com cerca de 5,00 x 5,00 m de largura ou outras dimensões de ajuste à geometria disponível.



**Figura 4.4 - Perfil transversal da Solução Base, quebra-mar de talude.**



## **5. SOLUÇÃO ALTERNATIVA – QUEBRA-MAR VERTICAL PERFURADO**

### **5.1. DIMENSIONAMENTO DE QUEBRA-MARES VERTICAIS**

#### **5.1.1. FORÇAS ATUANTES EM QUEBRA-MARES VERTICAIS**

As forças atuantes na parede vertical de um quebra-mar podem ser hidrostáticas, que resultam da pressão que a água em repouso exerce sobre a estrutura e hidrodinâmicas, que resultam da variação de velocidade da massa de água associada à agitação marítima.

A distribuição da pressão na parede vertical, ao longo de um ciclo de onda, varia de um valor mínimo quando a cava da onda está em contacto com a parede a um valor máximo, quando a crista da onda atinge a parede vertical.

Este tipo de estruturas está sujeito a mais solicitações como a ação do vento, impacto de navios, sismos ou até tsunamis. No entanto, este tipo de forças atuantes não são do âmbito deste trabalho e por isso não serão aprofundadas.

As forças exercidas pelas ondas em quebra-mares verticais são função das condições da própria agitação marítima, das condições do fundo existente e da geometria da própria estrutura. Os quebra-mares podem estar sujeitos a forças oscilatórias ou impulsivas das ondas, as primeiras caracterizam-se por ocorrerem segundo uma determinada frequência enquanto as segundas são geralmente intensas e de curta duração.

Assim podem distinguir-se três tipos de forças da onda numa parede vertical (CEM, 2006):

1. Forças Provocadas Por Ondas Sem Rebentação (Nonbreaking Waves) (Figura 5.1) – A onda atinge a estrutura sem aprisionar ar entre a massa de água e a parede vertical fazendo com que a pressão na parede tenha uma ligeira variação ou seja, a distribuição de pressões varia em fase com o aumento da cota da superfície livre na parede vertical (Neves et al. 2012). Consequentemente, as forças atuantes neste caso, podem ser tratadas como forças quase estáticas nos cálculos de estabilidade;

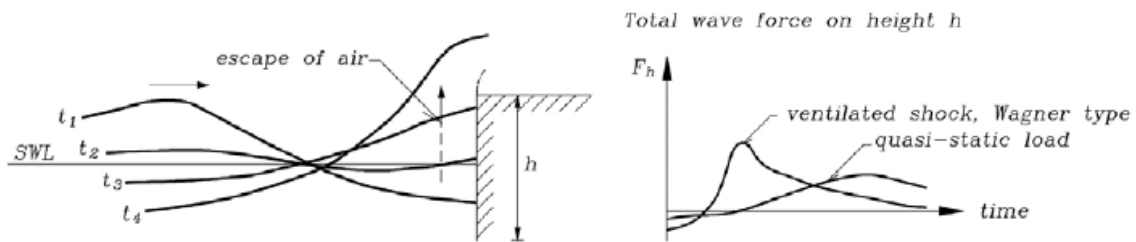


Figura 5.1 - Esquema da ação da força provocada por ondas sem rebentação (CEM, 2006).

2. Forças Provocadas Por Ondas Com Frente Quase Vertical (Plunging Waves) (Figura 5.2) – As ondas que rebentam de forma mergulhante desenvolvem uma frente quase vertical momentos antes da crista enrolar. Quando esta frente quase vertical atinge a parede vertical, provoca pressões muito elevadas de curta duração. Só uma pequena quantidade de ar fica aprisionada o que faz com que exista um grande pico da força atuante, seguido de pequenas oscilações;

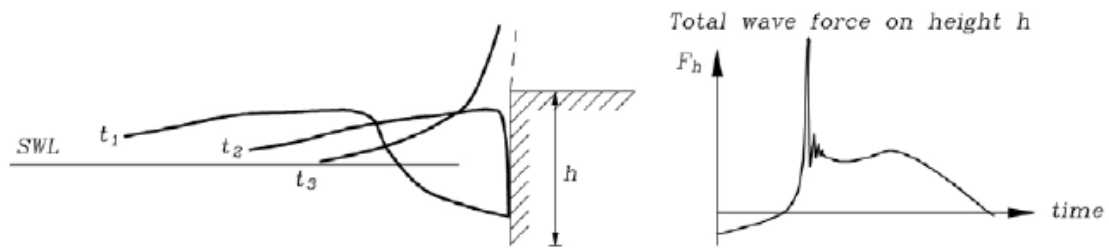


Figura 5.2 - Esquema da ação da força provocada por ondas com frente quase vertical (Plunging Waves), (CEM, 2006).

3. Forças provocadas por ondas em rebentação (Bagnold type) (Figura 5.3) – Este tipo de onda aprisiona uma grande quantidade de ar entre a massa de água e a estrutura criando uma “bolsa de ar” que produz um duplo pico de força seguido de fortes oscilações. O primeiro pico de força é induzido pelo impacto da crista da onda na estrutura enquanto o segundo pico de força, é consequência da máxima compressão do ar aprisionado entre a estrutura e a onda. Segundo o CEM (2006), esta força é chamada Força do Tipo Bagnold pois foi discutida pela primeira vez por Bagnold em 1939.

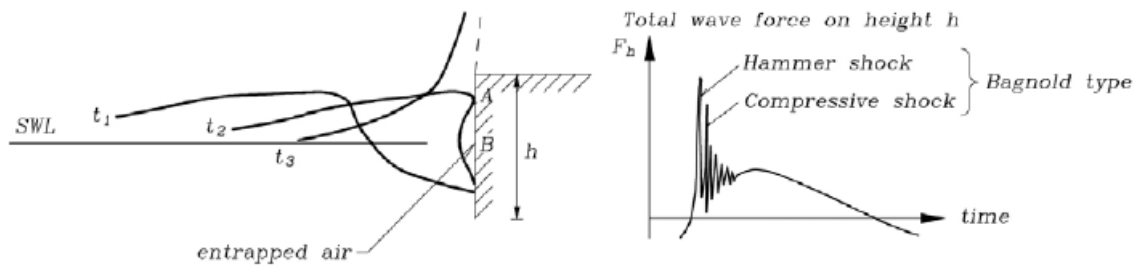


Figura 5.3 - Esquema da ação da força provocada por ondas em rebentação (Bagnold Waves), (CEM, 2006).

As forças impulsivas provocadas por ondas com rebentação em estruturas verticais podem ser muito grandes, logo é extremamente importante criar, na fase de dimensionamento, condições para evitar a exposição destas estruturas a este tipo de forças.

Kortenhaus e Oumeraci (1998) estabeleceram um procedimento que permite identificar as ações horizontais a que uma estrutura vertical estará sujeita em função de certos parâmetros, Figura 5.4. Neste procedimento as variáveis necessárias à caracterização da ação a que estará sujeita a estrutura são primeiramente, a altura relativa do talude  $h_b^*$  de forma a escolher o tipo de estrutura e posteriormente, a altura de onda relativa  $H_s^*$  e a largura relativa da berma  $B^*$  de forma a obter as solicitações a que está sujeita a estrutura em estudo.

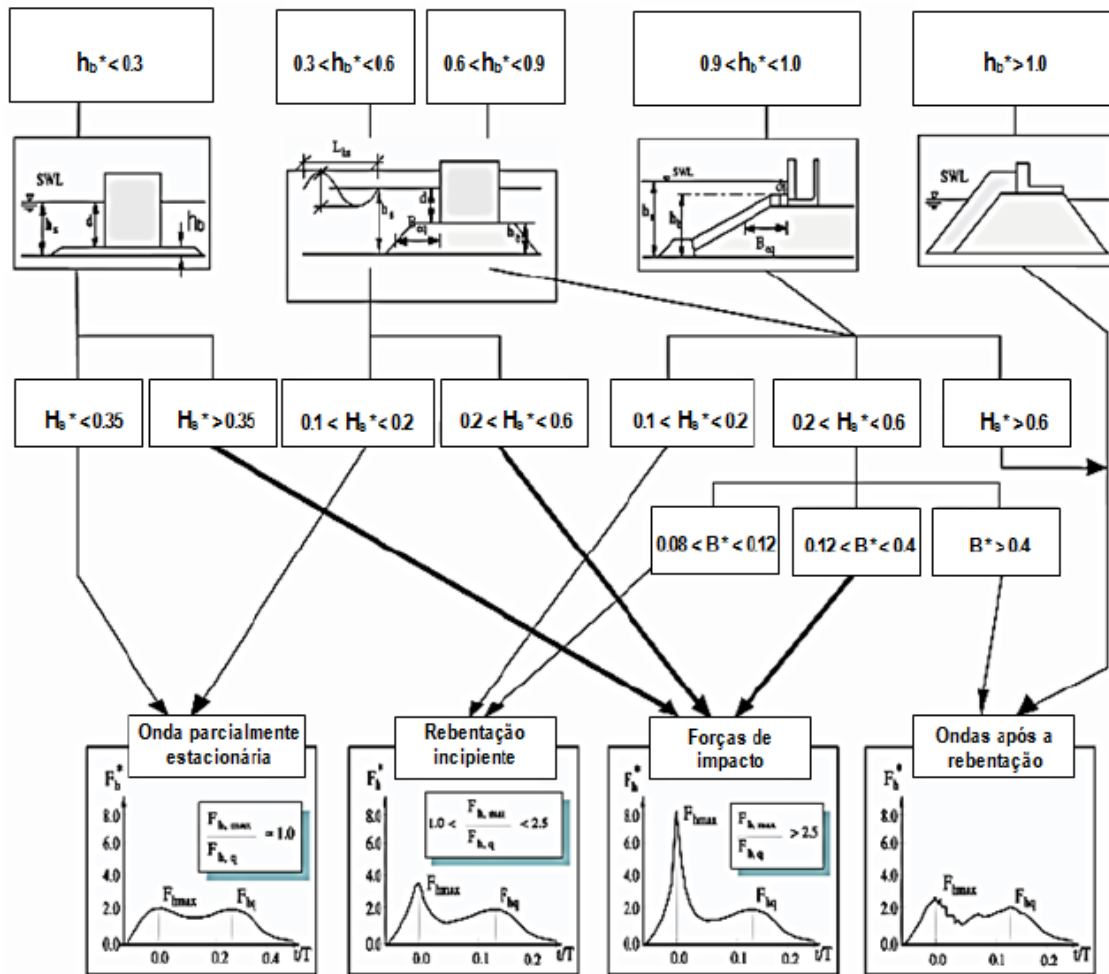


Figura 5.4 – Procedimento estabelecido por Kortenhaus e Oumeraci para identificar as forças atuantes dependendo do tipo de quebra-mar (1998), (Neves et al., 2012).

$$H_s^* = \frac{H_{si}}{h_s}$$

$$h_b^* = \frac{h_b}{h_s}$$

$$B^* = \frac{B_{eq}}{L_{hs}}$$

$$F_h^* = \frac{F_h}{\rho g H_b^2}$$

Em que  $H_{si}$  representa a altura de onda significativa incidente,  $H_b$  a altura de onda na rebentação,  $L_{hs}$  o comprimento de onda à profundidade  $h_s$ ,  $g$  a aceleração da gravidade,  $h_b$  a altura do prisma de fundação,  $B_{eq}$  a distância entre  $h_b/2$  e o pé do caixotão e  $F_h$  a força horizontal.

## FORÇAS DE IMPACTO EM QUEBRA-MARES VERTICAIS

Existem várias medidas a tomar se a estrutura em estudo estiver sujeita a forças impulsivas das ondas, estas medidas podem amenizar as cargas ou solicitações a que a estrutura vertical esteja exposta. No entanto, se as condições de agitação marítima incidente e a topo-hidrografia do local de implantação apresentarem características desfavoráveis à construção de um quebra-mar vertical, é conveniente que se opte por outro tipo de estrutura.

Em primeiro lugar, deve incluir-se no dimensionamento destas estruturas, em especial no cálculo das forças atuantes, o coeficiente da força impulsiva  $\alpha_I$  que é utilizado para determinar o nível de perigo da força atuante na estrutura.

Mesmo que forças impulsivas atuem na parede vertical do quebra-mar, a parede responde dinamicamente em conjunto com o talude de fundação e do fundo onde o quebra-mar está instalado o que faz com que exista uma diminuição da força de atrito que pode causar deslizamento. Assim, se possível, o quebra-mar deve ser instalado sobre um fundo pouco inclinado de modo a não aumentar demasiado a declividade da onda e criar pressões maiores na parede vertical.

O prisma de fundação do caixotão deve ser dimensionado de modo a que a sua largura e altura sejam otimizadas e que a altura da água em frente ao caixotão  $d$  seja superior a  $0,6h$  ( $h$  – profundidade em frente ao quebra-mar) (Takahashi, 2002).

No dimensionamento destas estruturas o ângulo de incidência da agitação marítima é um parâmetro com efeito direto nas forças atuantes horizontais. Se um quebra-mar estiver exposto a ondas com incidência normal ao seu alinhamento é expectável que esteja sujeito a forças de impacto com maior intensidade. Assim, quanto maior o ângulo entre a direção da onda e uma linha perpendicular ao alinhamento do quebra-mar menor será a probabilidade de estar sujeito a forças impulsivas.

Outras soluções estruturais são uma boa medida contra as forças impulsivas. Por exemplo, quebra-mar misto horizontal com blocos de proteção para a dissipação da energia incidente. Os quebra-mares verticais perfurados, nestes casos, são também uma boa alternativa visto dissiparem a energia incidente através de uma câmara de ondas e assim reduz-se significativamente as forças impulsivas na parede vertical.

### 5.1.2. MÉTODOS DE CÁLCULO DAS FORÇAS ATUANTES

As fórmulas de cálculo da pressão exercida pelas ondas em paredes verticais têm uma longa história devido à dificuldade em descrever este fenómeno complexo. A presença do talude de fundação aumenta também esta dificuldade. Várias investigações, análises teóricas e experimentais e observações em campo foram conduzidas ao longo dos tempos de forma a clarificar este fenómeno conduzindo a várias conclusões e fórmulas de pressão de onda. No entanto, a maioria destes estudos marcou os seus objetivos na análise de ondas que rebentam e ondas estacionárias e não produziram uma solução para a transição entre as ondas que rebentam e as estacionárias, (Goda, 2010).

Segundo Goda (2010), em 1886, Stevenson mediu a pressão de onda exercida numa parede vertical com um manómetro que ele próprio inventou. Posteriormente, Hiroi mediu também esta pressão através de uma versão modificada do mesmo manómetro concluindo que, a distribuição de pressão da onda era uniforme ao longo da parede vertical (Fórmula de Hiroi). Em 1928, Sainflou introduziu uma fórmula de cálculo da pressão de onda para ondas estacionárias que foi imediatamente aceite pelos engenheiros dessa altura. Assim, até ao desenvolvimento do método de Goda, os engenheiros de portos utilizavam um sistema duplo de fórmulas, utilizando a de Hiroi para as ondas que rebentam e a de Sainflou para as ondas estacionárias.

Conforme descrito em Goda (2010), em 1950, Minikin propôs uma fórmula para o cálculo das forças de ondas com rebentação baseada, em parte, em dados de laboratório de Bagnold referentes a 1939. No entanto, a fórmula de Minikin previa valores excessivos e não descrevia corretamente as mudanças das forças impulsivas devidas à forma do prisma de fundação. As fórmulas de Hiroi e Sainflou apresentavam grande ambiguidade da altura de onda a utilizar no dimensionamento das estruturas. Com o avanço da tecnologia nesta área começou a pôr-se em causa que altura de onda utilizar no cálculo destas forças atuantes  $H_{max}$ ,  $H_{1/3}$  ou  $H_{1/10}$ . Em 1966, Ito propôs uma fórmula que considerava as forças de ondas com e sem rebentação que incluía o efeito do talude de fundação. Ito propôs também, que o correto seria utilizar  $H_{max}$  nesta fórmula de cálculo das ações das ondas em paredes verticais.

Em 1973 Goda desenvolveu modelos laboratoriais, examinando também vários casos de deslizamento e derrubamento destas estruturas para propor o método de Goda. Sendo este método aquele que melhor descreve estas forças e o mais utilizado no dimensionamento de quebra-mares verticais nos dias de hoje (Goda, 2010).

Este método apresenta várias vantagens em relação às fórmulas anteriores ex., a onda de projeto é a onda de altura máxima, pode ser utilizada para todas as condições de agitação marítima e, define a flutuabilidade da seção vertical na água em repouso separadamente da subpressão devida à ação das ondas.

Este método foi modificado por Tanimoto et al., em 1976 para incluir o efeito da direção da onda incidente e por Takahashi et al., 1994 com a adição do coeficiente da força impulsiva e dos fatores de modificação. Os fatores de modificação são utilizados para a aplicação desta fórmula em diferentes tipos de paredes verticais, por exemplo, paredes perfuradas.

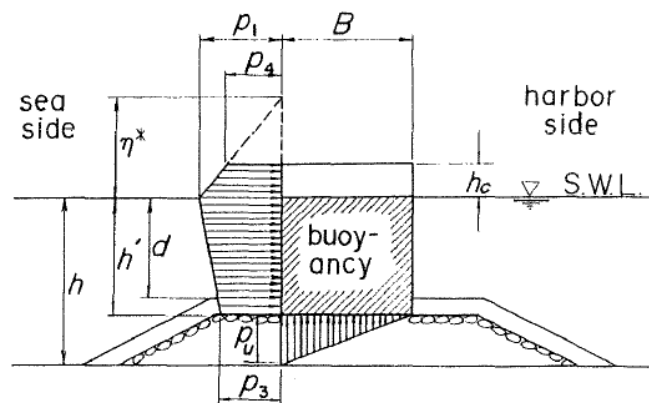


Figura 5.5 – Distribuição de pressões consideradas na fórmula de Goda modificada, (Takahashi, 2002).

Na Figura 5.5,  $d$  representa a profundidade de água acima do manto de proteção da fundação,  $h$  a profundidade em frente à estrutura,  $h'$  a distância entre o nível médio da água de projeto até ao fundo do caixotão,  $hc$  a altura de coroamento do caixotão em relação ao nível médio da água de projeto e  $B$  a largura do caixotão.

No método de Goda modificado a pressão exercida pelas ondas atuantes ao longo da parede vertical tem uma distribuição trapezoidal tanto acima do nível médio da água, como abaixo dele e a subpressão atuante no fundo do caixotão tem uma distribuição triangular. A flutuabilidade da estrutura é calculada através do deslocamento do volume da seção vertical na água em repouso, no nível médio de projeto.

A elevação até onde a pressão é exercida desde o nível médio de projeto  $\eta^*$  e as intensidades de pressão da onda representadas por  $p_1, p_3, p_4$  e  $p_u$  podem ser calculadas através das seguintes equações,

$$\eta^* = 0,75(1 + \cos\theta)\lambda_1 H_D$$

$$p_1 = 0,5(1 + \cos\theta)(\lambda_1 \alpha_1 + \lambda_2 \alpha^* \cos^2\theta)w_0 H_D$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1$$

$$p_4 = \alpha_4 p_1$$

$$p_u = 0,5(1 + \cos\theta)\lambda_3\alpha_1\alpha_3w_oH_D$$

em que,

$$\alpha_1 = 0,6 + 0,5 \left( \frac{\frac{4\pi h}{L_D}}{\sinh\left(\frac{4\pi h}{L_D}\right)} \right)^2$$

$$\alpha^* = \max\{\alpha_1, \alpha_2\}$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \frac{\left(\frac{1-d}{h_b}\right)\left(\frac{H_D}{d}\right)^2}{3}, \frac{2d}{H_D} \right\}$$

$$\alpha_3 = 1 - \left(\frac{h'}{h}\right) \left\{ 1 - \frac{1}{\cosh\left(\frac{2\pi h}{L_D}\right)} \right\}$$

$$\alpha_4 = 1 - \left(\frac{h_c^*}{\eta^*}\right)$$

$$h_c^* = \min\{\eta^*, h_c\}$$

onde,

$\alpha_1$  – Representa a tendência da força da onda em aumentar com o seu período;

$\alpha_2$  – Representa a tendência da força da onda em aumentar com a altura da fundação;

$\alpha_3$  – É calculado com base numa variação linear da força entre  $p_1$  e  $p_4$  ao longo de uma parede vertical;

$\theta$ - Ângulo formado pela direção da onda e uma linha normal ao alinhamento do quebra-mar;

$\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3$  - Fatores de modificação em função do tipo de quebra-mar;

$L_D; H_D$  - Comprimento de onda e altura de onda de projeto;

$\alpha_I$  - Coeficiente da força impulsiva;

$w_o$  - Peso volúmico da água do mar ( $= \rho_o g$ );

$h_b$  - Profundidade ao largo a uma distância de  $5 \times H_{1/3}$ ;

$h$  - Profundidade em frente do quebra-mar vertical;

$d$  – Distância entre o nível médio da água de projeto e o manto de proteção da seção vertical;

$h_c$  – Altura de coroamento da parede vertical de barlar do quebra-mar.

A fluutuabilidade é calculada através do volume deslocado pela seção vertical na água em repouso abaixo do nível médio de projeto e a subpressão atuante no fundo do caixotão tem uma distribuição triangular com a pressão no canto de sotamar do caixotão igual a zero (Goda, 2010).

As componentes das forças  $\alpha_1$  e  $\alpha_2$  e o coeficiente da força impulsiva  $\alpha_I$  caracterizam a transição da força hidrostática para as forças impulsivas (Impulsive Pressure) que atuam na parede vertical. Assim,  $\alpha_1$  representa a componente da força hidrostática (Standing Pressure),  $\alpha_2$  a componente da força hidrodinâmica (Breaking Pressure) e  $\alpha_I$  a componente das forças impulsivas (Impulsive Pressure) como se pode ver na Figura 5.6.

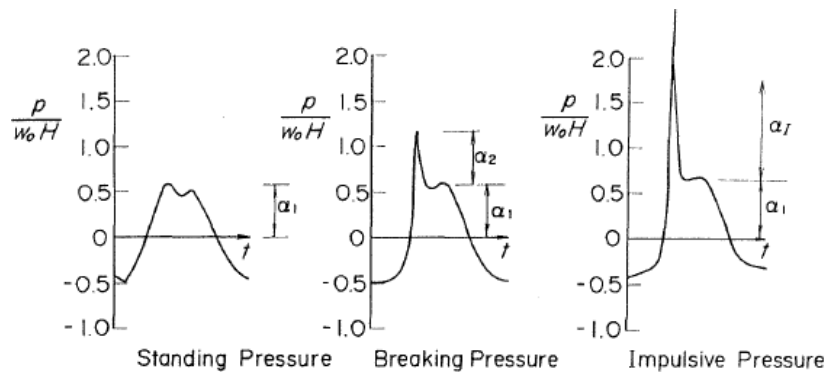


Figura 5.6 - Transição das forças atuantes na parede vertical, (Takahashi, 2002).

O coeficiente da força impulsiva  $\alpha_I$  foi introduzido com base em resultados de vários testes de deslizamento deste tipo de estruturas. Este coeficiente tem um valor adimensional que representa a componente da força impulsiva e foi introduzido pelo facto de  $\alpha_2$  não estimar corretamente a força efetiva devido à forças impulsivas.

$\alpha_I$  é calculado através do produto de  $\alpha_{I0}$  e  $\alpha_{I1}$  sendo que, o primeiro representa o efeito da altura da fundação da estrutura e o segundo, o efeito da forma do mesmo,

$$\alpha_I = \alpha_{I0} \times \alpha_{I1}$$

$$\alpha_{I0} = \frac{H}{d} \rightarrow H \leq 2d$$

$$\alpha_{I0} = 2 \rightarrow H > 2d$$

em que,  $\alpha_{I1}$  é calculado através das seguintes expressões,

$$\alpha_{I1} = \frac{\cos\delta_2}{\cosh\delta_1} \rightarrow \delta_2 \leq 0$$

$$\alpha_{I1} = \frac{1}{\cosh\delta_1(\cosh\delta_2)^{0,5}} \rightarrow \delta_2 > 0$$

$$\delta_1 = 20\delta_{11} \rightarrow \delta_{11} \leq 0$$

$$\delta_1 = 15\delta_{11} \rightarrow \delta_{11} > 0$$

$$\delta_2 = 4,9\delta_{22} \rightarrow \delta_{22} \leq 0$$

$$\delta_2 = 3\delta_{22} \rightarrow \delta_{22} > 0$$

$$\delta_{11} = 0,93 \left( \frac{B_M}{L} - 0,12 \right) + 0,36 \left\{ \left( \frac{h-d}{h} \right) - 0,6 \right\}$$

$$\delta_{22} = -0,36 \left( \frac{B_M}{L} - 0,12 \right) + 0,93 \left\{ \left( \frac{h-d}{h} \right) - 0,6 \right\}$$

Onde  $B_M$  é a largura da berma da fundação,  $L$  é o comprimento de onda em frente à estrutura,  $d$  é a profundidade medida entre o nível médio de projeto e o manto de proteção da fundação,  $h$  é a profundidade em frente á estrutura e  $H$  é altura da onda de projeto.

Quando  $\frac{d}{h} > 0,7$ ,  $\alpha_I$  assume normalmente um valor perto de zero e é menor que  $\alpha_2$ . Deve notar-se que as forças impulsivas diminuem significativamente quando as ondas incidem obliquamente na parede vertical (Takahashi, 2002).

### Fatores de modificação $\lambda_1, \lambda_2$ e $\lambda_3$

Os fatores de modificação  $\lambda_1, \lambda_2$  e  $\lambda_3$  representam respetivamente, a redução ou aumento da componente da força hidrostática, a variação nas forças hidrodinâmicas e as alterações na força de subpressão. No caso dos quebra-mares, convencionais estes fatores tomam o valor da unidade enquanto noutro tipo de estruturas verticais (ex., parede perfurada) tomarão valores inferiores.

A força total horizontal e o seu momento em relação ao canto inferior de sotamar da seção vertical podem ser calculadas através das seguintes equações,

$$F_h = P = \frac{1}{2}(p_1 + p_3)h' + \frac{1}{2}(p_1 + p_4)h_c^*$$

$$M_h = M_p = \frac{1}{6}(2p_1 + p_3)h'^2 + \frac{1}{2}(p_1 + p_4)h'h_c^* + \frac{1}{6}(p_1 + 2p_4)h_c^{*2}$$

em que,

$$h_c^* = \min\{\eta^*, h_c\};$$

$h'$  - Profundidade medida entre o nível médio da água de projeto e o fundo da seção vertical.

A subpressão total e o seu momento em relação ao canto inferior de sotamar da seção vertical podem ser calculadas através das seguintes equações,

$$U = \frac{1}{2}p_u B$$

$$M_U = \frac{2}{3}UB$$

em que  $B$  é a largura total do fundo da estrutura vertical.

### 5.1.3. FUNDAÇÃO – DIMENSIONAMENTO

A fundação de um quebra-mar vertical deve ser resistente às ações das forças das ondas mas também às solicitações do caixotão. Para isso, a fundação deve ser dimensionada de forma a não ocorrerem deslocamentos dos blocos sob a ação da agitação marítima.

A parte da fundação que é mais solicitada é a da zona da cabeça do quebra-mar e por isso este dimensionamento é fundamental na estabilidade de toda a estrutura. A erosão à volta da cabeça de um quebra-mar vertical resulta essencialmente da formação de vórtices ou turbilhões no lado de sotamar da estrutura.

Este fenómeno acontece devido à formação de um vórtice em frente ao quebra-mar provocado pela rotação do escoamento de água na extremidade da estrutura. A ocorrência destes fenómenos implica que o dimensionamento da fundação se faça de forma cuidada para que a base da estrutura esteja apta a resistir a este tipo de solicitações sem sofrer danos.

A estabilidade dos elementos do manto de proteção, sejam eles blocos de betão ou enrocamentos, é geralmente ameaçada devido à velocidade do escoamento induzido pelas ondas. Takahashi (2002) defende que quando  $\theta = 0$ , uma partícula de água só se move perpendicularmente ao alinhamento do quebra-mar e a velocidade é quase zero junto às paredes verticais e à medida que  $\theta$  aumenta, a componente paralela ao alinhamento do quebra-mar da velocidade, aumenta.

O peso da estrutura a ser instalada sobre a fundação é também um parâmetro importante. As condições geotécnicas do fundo onde a estrutura será instalada e o comportamento do mesmo em conjunto com a própria fundação são fatores que condicionam muito a estabilidade de um quebra-mar vertical.

Assim, se o quebra-mar vertical misto for instalado sobre fundos muito resistentes será necessário ter atenção na verificação da resistência da fundação, Christiani et al., (1996) propõe nove modos de rotura da fundação em função, maioritariamente, das características do terreno de fundação.

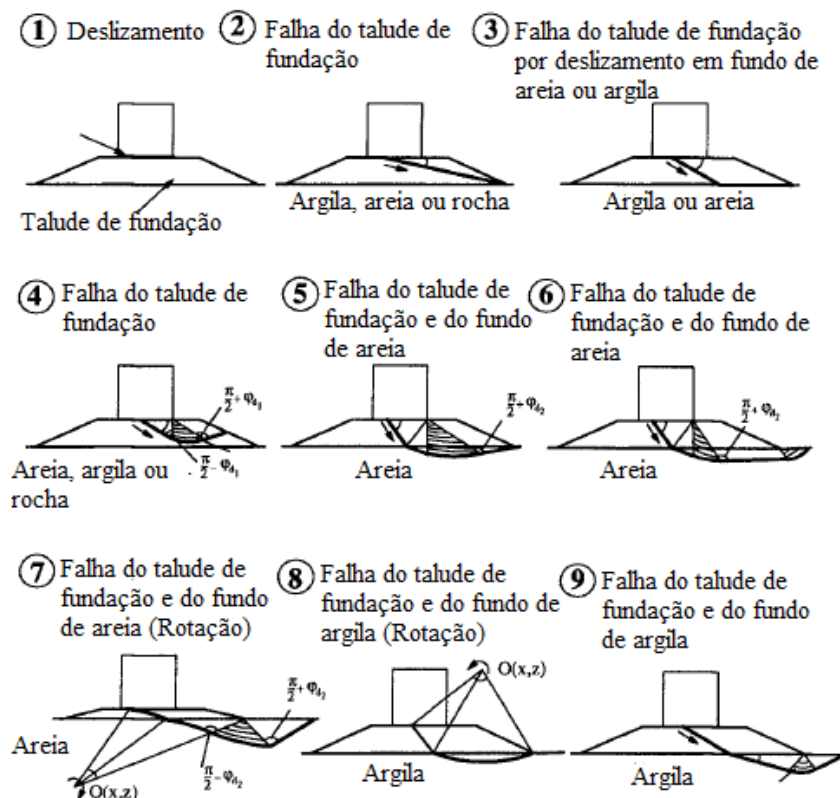


Figura 5.7 - Modos de rotura da fundação de quebra-mares verticais mistos, adaptado de Christiani et al., 1996.

Segundo Takahashi (2002), o dimensionamento dos blocos de proteção do manto da fundação pode ser feito através do método proposto por Brebner and Donnelly (1962) que determina o peso necessário dos blocos em função da altura de onda, através da seguinte equação,

$$W = \frac{\gamma_r H_{1/3}^3}{N_s^3 (S_r - 1)^3}$$

em que  $H_{1/3}$  representa a altura da onda significativa e  $N_s$  o coeficiente de estabilidade.

O coeficiente de estabilidade  $N_s$  é calculado através da fórmula seguinte,

$$N_s = \max \left\{ 1.8, 1.3 \left( \frac{1-K}{K^{1/3}} \right) (h'/H_{1/3}) + 1.8 \exp \left[ -1.5 \left( \frac{(1-K)^2}{K^{1/3}} \right) (h'/H_{1/3}) \right] \right\}$$

em que,

$$K = K_1(K_2)_B$$

$$K_1 = (2kh')/\sinh(2kh')$$

$$(K_2)_B = \max\{\alpha_s \sin^2 \theta (kB_m \cos \theta), \cos^2 \theta \sin^2(kB_m \cos \theta)\}$$

onde  $h'$  é a altura da água acima da fundação,  $L'$  o comprimento de onda na profundidade  $h'$ ,  $k$  o número de onda ( $= 2\pi/L'$ ),  $Bm$  a largura da berma do prisma de fundação e  $\alpha_s$  é um fator de correção calculado com base em ensaios em modelo físico e que toma o valor de 0.45.

Estes parâmetros podem também ser calculados para incluir a estabilidade do manto de proteção na zona da cabeça do quebra-mar substituindo as equações anteriormente apresentadas pelas seguintes,

$$K = K_1(K_2)_T$$

$$(K_2)_T = (\alpha_s \tau^2)/4$$

em que,  $\tau$  expressa a relação entre a velocidade das partículas da água na cabeça do quebra-mar e a velocidade da onda incidente e toma o valor 1.4 para ângulos de incidência de onda inferiores a 45° (Takahashi, 2002).

No dimensionamento de quebra-mares de caixotões de betão armado é necessário incluir uma fila de blocos de proteção de betão ao longo da estrutura, na berma de fundação junto ao pé da secção vertical, no lado de barlar e de sotamar. Geralmente estes blocos têm forma paralelepipedal e pesam entre 100 a 400 kN (C. Castillo et al., 2006).

Os blocos de proteção da berma da fundação são colocados de modo a evitar a ação direta da força das ondas na fundação e a consequente corrente induzida por aquela ação. Deve ter-se em atenção a diferença de pressão entre as faces superior e inferior destes blocos. De modo a minimizar esta diferença de pressão, estes blocos devem dispor de uma percentagem de aberturas de pelo menos 10% da área da sua face, valor recomendado por Tanimoto et al. (1982), (Takahashi, 2002).

Takahashi (2002), apresenta um método de cálculo da geometria destes blocos e que se baseia na espessura,  $t'$ , dos mesmos. No entanto, no decorrer deste estudo prévio e a avaliar pelos resultados obtidos, este método de cálculo parece sobre dimensionar o peso dos blocos.

O procedimento de cálculo consiste em determinar  $t'/H$ , sendo  $H$  a altura significativa de projeto, inserindo no ábaco a relação entre a profundidade acima da fundação,  $d$ , e a profundidade junto ao quebra-mar,  $h$ . Este ábaco apresenta curvas distintas para a zona da cabeça e perfil corrente do quebra-mar, como se pode ver na Figura 5.8.

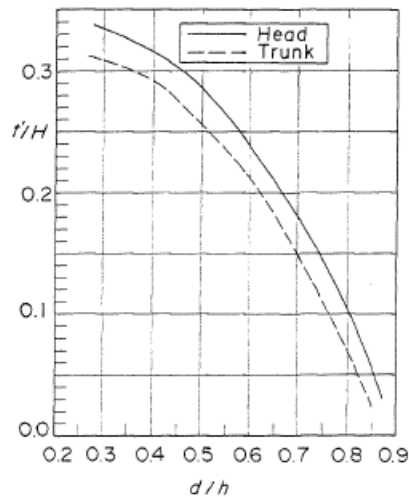


Figura 5.8 – Gráfico da espessura dos blocos de proteção da berma da fundação em função de  $d/h$ , (Takahashi, 2002).

$t'$ (m)	$l(m) \times b(m) \times t'$ (m)	$W(t)$
~0.8	$2.5 \times 1.5 \times 0.8$	6.2
~1.0	$3.0 \times 2.5 \times 1.0$	15.6
~1.2	$4.0 \times 2.5 \times 1.2$	24.8
~1.4	$5.0 \times 2.5 \times 1.4$	37.0
~1.6	$5.0 \times 2.5 \times 1.6$	42.3
~1.8	$5.0 \times 2.5 \times 1.8$	47.6
~2.0	$5.0 \times 2.5 \times 2.0$	52.9
~2.2	$5.0 \times 2.5 \times 2.2$	58.2

Figura 5.9 - Dimensões dos blocos de proteção da berma da fundação em função da espessura  $t'$ , (Takahashi, 2002).

Outro método apresentado por Goda (2010) consiste no cálculo da espessura do bloco  $t'$  através de uma fórmula proposta por Kimura *et al.* (1996),

$$t = AH_{1/3} \left( \frac{h'}{h} \right)^{-0.787} : 0,4 \leq \frac{h'}{h} \leq 1,0$$

Em que,

$A$  – 0,21 na cabeça do quebra-mar e 0,18 no tronco;

$H_{1/3}$  – Altura de onda significativa;

$h'$  – Profundidade entre o nível médio da água de projeto e o fundo do caixotão;

$h$  – Profundidade em frente à estrutura.

#### 5.1.4. ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE QUEBRA-MARES VERTICAIS

##### 5.1.4.1. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO E DERRUBAMENTO

A seção vertical de um quebra-mar vertical deve ser dimensionada de forma a verificar a segurança ao deslizamento e ao derrubamento. Ao mesmo tempo, a capacidade de suporte do da fundação e do fundo deve ser examinada de forma a garantir a resistência mínima.

Para verificar a segurança ao deslizamento e ao derrubamento calculam-se os respectivos coeficientes que devem ser superiores a 1,2 embora, na maioria dos casos, o deslizamento seja mais desfavorável para este tipo de estruturas, especialmente se a altura de coroamento for baixa. Assim, o coeficiente de segurança ao deslizamento  $SF_s$  calcula-se através da seguinte equação,

$$SF_s = \frac{\mu(W_o - U)}{P}$$

em que,

$W_o$  – Peso da seção vertical por unidade de extensão na água em repouso;

$\mu$  – Coeficiente de atrito entre o caixotão e a fundação;

$U$  – Subpressão total por unidade de extensão;

$P$  – Força horizontal total por unidade de extensão.

**Quadro 5.1 - Coeficientes de atrito entre diferentes superfícies.**

Betão/Betão	0.5
Betão/Fundo Rochoso	0.5
Betão/Enrocamento	0.6
Enroc./Enroc.	0.8

De forma a aumentar o atrito entre as duas superfícies é por vezes colocada uma tela asfáltica entre o caixotão e a superfície onde assentará o mesmo.

O coeficiente de segurança ao derrubamento  $SF_t$  de uma seção vertical pode ser calculado através da seguinte equação,

$$SF_t = \frac{(W_o t - M_u)}{M_p}$$

em que,

$W_0$  – Peso da seção vertical por unidade de extensão na água em repouso;

$t$  – Distância horizontal desde o centro de gravidade do caixotão e o canto inferior de sotamar da seção vertical;

$M_u$  – Momento relativo à subpressão em relação ao canto inferior de sotamar da seção vertical;

$M_p$  – Momento das forças horizontais em relação ao canto inferior de sotamar da seção vertical.

#### 5.1.4.2. ESTABILIDADE DA FUNDAÇÃO

A capacidade resistente da fundação deve ser analisada atendendo ao efeito de eventuais cargas inclinadas excêntricas provocadas pelo peso do caixotão e pela ação das ondas, se a fundação não tiver capacidade de carga superior ao peso instalado sobre ela, vai sofrer deformações ou mesmo rotura. Existe um método relativamente simples para avaliar a capacidade de suporte do solo de fundação em relação à estrutura e que é normalmente utilizado no caso de solos com boa capacidade de suporte.

Neste método, assume-se uma distribuição trapezoidal ou triangular para a tensão exercida do solo existente sob o fundo da seção vertical, sendo que a capacidade de carga total  $W_e$  e o momento devido à mesma  $M_e$  estão representados na figura seguinte.

A capacidade de carga de um solo é definida pelo limite de carga que o solo pode suportar sem sofrer deformações que ponham o seu desempenho em causa.

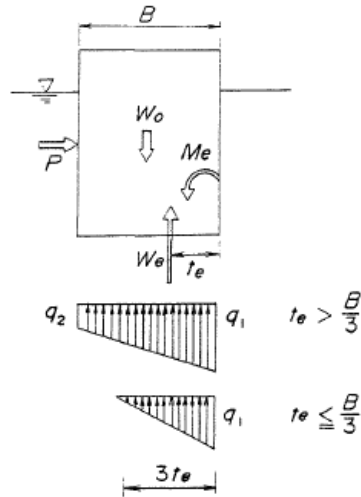


Figura 5.10 - Forças envolvidas no cálculo da capacidade de suporte da fundação, (Takahashi,2002).

Assim, capacidade de carga do solo é calculada através das seguintes equações,

$$W_e = W_0 - U$$

$$M_e = W_0 t - M_u - M_p$$

em que,

$W_e$  – Capacidade de carga total da fundação ou solo onde é instalado o caixotão;

$W_0$  – Peso do caixotão no nível de repouso da água;

$U$  – Força de subpressão total;

$M_e$  – Momento da capacidade de carga total da fundação ou solo onde é instalado o caixotão;

$t$  – Distância entre o centro de gravidade do caixotão e o canto inferior de sotamar da estrutura;

$M_u$  – Momento relativo à força de subpressão total  $U$ ;

$M_p$  – Momento da força horizontal total  $P$ .

A capacidade de carga total do solo de fundação é calculada em função da distância  $t_e$ ,

$$t_e = \frac{M_e}{W_e}$$

$$t_e > \frac{B}{3} \left\{ \begin{array}{l} q_1 = \left( \frac{2W_e}{B} \right) \left( 2 - \frac{3t_e}{B} \right) \\ q_2 = (3W_e/B) \left( \frac{2t_e}{B} - 1 \right) \end{array} \right.$$

$$t_e \leq \frac{B}{3} \begin{cases} q_1 = (2W_e)/3t_e \\ q_2 = 0 \end{cases}$$

em que  $B$  representa a largura total do caixotão.

A capacidade de suporte do prisma de fundação segundo Takahashi (2002) deverá ser no máximo de 600 kN/m<sup>2</sup>.

## 5.2. QUEBRA-MAR VERTICAL PERFURADO

### 5.2.1. ENQUADRAMENTO

Como foi referido anteriormente neste trabalho, a principal função dos quebra-mares é proporcionarem maior tranquilidade marítima ao plano de água por eles protegidos. O conceito original dos quebra-mares verticais era refletirem a agitação marítima enquanto o dos quebra-mares de talude era “quebrarem” a agitação incidente.

A escolha de uma solução para uma obra de abrigo implica a análise de muitas variáveis tendo como objetivo final o nível de tranquilidade marítima pretendido para aquele local. É necessária uma avaliação dos fenómenos de difração e reflexão da agitação incidente de modo a conseguir-se a solução com melhor reação a estes fenómenos, ou seja, que permita a absorção da energia incidente através de pormenores construtivos diferentes.

Os quebra-mares verticais são uma boa solução construtiva muito utilizada hoje em dia pelo mundo, no entanto, são estruturas lisas o que faz com que reflitam muito a agitação incidente e sofram forças de impacto muito superiores às dos quebra-mares de talude. De modo a minimizar as forças de impacto na estrutura, têm sido conduzidos estudos e ensaios em estruturas absorventes de forma a ser conseguido um equilíbrio entre custos construtivos e eficácia da absorção da energia incidente destas estruturas.

Em 1961, Jarlan propôs uma solução que consiste num quebra-mar vertical de caixotão de parede perfurada que contem uma câmara de ondas no tardo da parede perfurada. Assim o impacto das ondas incidentes na parede vertical é dissipado, fazendo com que as forças atuantes na parede do quebra-mar tenham menor intensidade.

A primeira solução deste tipo foi construída em Comeau Bay (Canadá), em 1966, e desde aí têm sido desenvolvidos e aperfeiçoados pelo mundo fora, Figura 5.11.

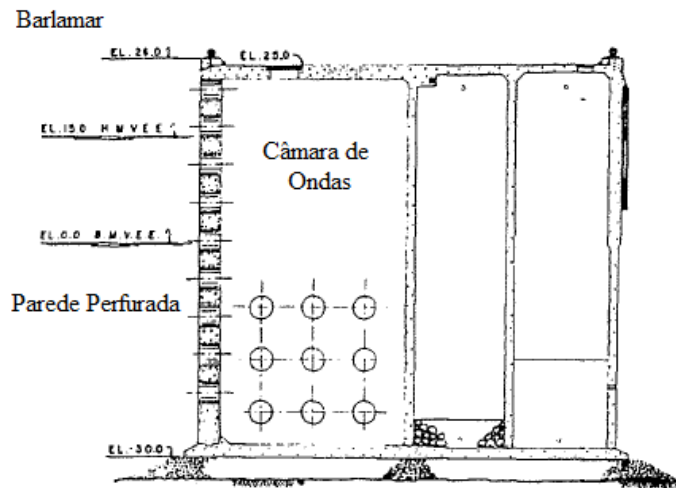
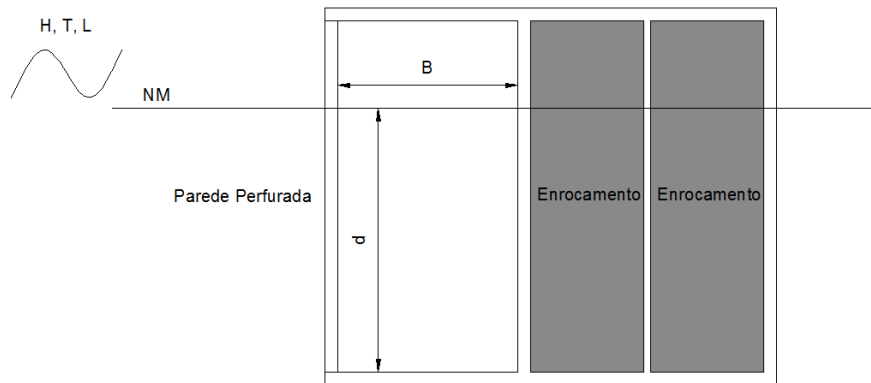


Figura 5.11 - Perfil transversal do quebra-mar de Comeau Bay, Canadá, (Takahashi, 2002).

As estruturas verticais anti-refletoras do tipo Jarlan baseiam-se no princípio de as ondas incidentes serem parcialmente refletidas através de fendas na parede perfurada, sendo a restante transmitida à estrutura através da câmara de ondas.

Estas estruturas provocam um amortecimento das ondas incidentes na estrutura através da geração de remoinhos e turbulência entre as fendas da parede vertical e a sua câmara e através desta dissipação de energia é verificada uma redução das forças atuantes no quebra-mar vertical aumentando assim, a sua eficiência hidráulica.

De forma geral, o paramento de estruturas verticais perfuradas, pode apresentar fendas orientadas na vertical ou na horizontal ou ainda aberturas circulares ou retangulares dispostas ao longo da seção vertical. A eficiência hidráulica de uma parede perfurada é função da sua porosidade, definida pela razão entre a área das aberturas e a área total do paramento vertical e que deve assumir valores entre 15% a 40%, e o comprimento da câmara de ondas,  $B$ . O comprimento da câmara de ondas é definido em função do comprimento de onda,  $L$ , junto à estrutura sendo que a melhor eficiência hidráulica se traduz para  $L/10 \leq B \leq L/4$ .



**Figura 5.12 - Exemplo de um quebra-mar vertical perfurado com uma câmara de ondas.**

O dimensionamento de paredes verticais perfuradas ou de estruturas perfuradas tem vindo a ser desenvolvido ao longo do tempo e embora existam já alguns métodos de cálculo é um assunto ainda pouco investigado.

Os parâmetros fundamentais para este dimensionamento são o comprimento da câmara de ondas,  $B$ , que é definido em função do comprimento de onda junto à estrutura,  $L$ , a altura da onda incidente,  $H$ , e a profundidade da câmara de ondas,  $d'$ .

A câmara de ondas destas estruturas dispõe de uma laje no fundo, podendo também apresentar uma laje no teto, para que seja utilizado o espaço por cima da câmara (Takahashi, 2002). Esta laje no teto deve ser dimensionada com cuidado adicional devido à geração de subpressões na face inferior da mesma devido à pressão induzida pelo movimento da massa de água ao entrar na câmara de ondas.

## 5.2.2. TIPOS DE QUEBRA-MARES VERTICAIS PERFURADOS

Existem várias soluções para quebra-mares verticais de parede perfurada, sendo que os mais comuns são os caixotões com parede perfurada pois são estruturas muito resistentes e que, por norma, são utilizadas, em zonas mais expostas. Também são cada vez mais utilizados em cais portuários estruturas absorventes constituídas por blocos de betão pré-fabricados.

### 5.2.2.1. QUEBRA-MARES PERFURADOS COM MÚLTIPLAS CÂMARAS DE ONDAS

Como anteriormente descrito, os quebra-mares perfurados com uma câmara de ondas têm uma grande capacidade para dissipar a energia incidente, no entanto, uma câmara de ondas não é eficaz para toda a gama de períodos e conseqüentemente comprimentos de onda, assim pode utilizar-se nesses casos estruturas com múltiplas câmaras. Este tipo de solução é mais eficaz na redução do coeficiente de reflexão para uma gama de períodos mais vasta.

Na Figura 5.13, pode ver-se uma estrutura com três câmaras de diferentes alturas construída no Porto de Torres, Itália, em 1978. A geometria desta solução caracteriza-se por ter aberturas retangulares na parede de barlar com uma porosidade de 30%.

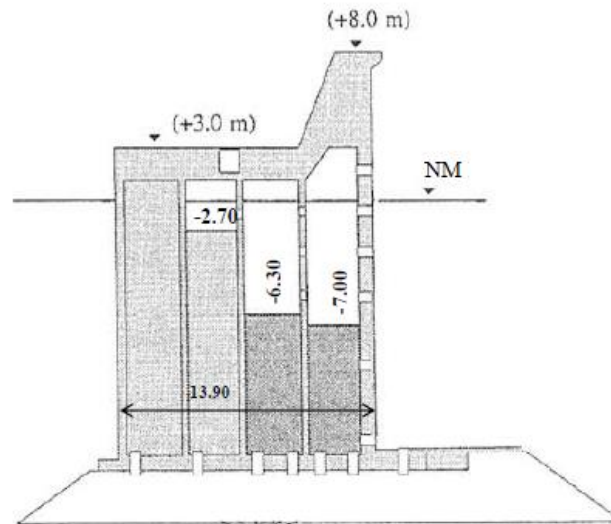


Figura 5.13 - Seção Transversal do Quebra-mar do Porto de Torres (Itália), (Oumeraci *et al*, 2001).

#### 5.2.2.2. QUEBRA-MARES VERTICAIS TOTAL OU PARCIALMENTE PERFURADOS

Os quebra-mares perfurados convencionais caracterizam-se por apresentarem uma profundidade dentro da câmara de ondas igual à de fundação. O peso destas estruturas é inferior ao peso de um caixotão sólido com a mesma largura, e a maior parte do seu peso está concentrada na parede traseira da câmara de ondas. Assim, existem maiores dificuldades na verificação da segurança destas estruturas ao deslizamento e ao derrubamento.

De modo a resolver estes problemas, pode utilizar-se um caixotão parcialmente perfurado, esta solução proporciona peso adicional à frente de barlar do caixotão.

Um quebra-mar vertical parcialmente perfurado dispõe de uma zona do paramento vertical parcialmente perfurado, que contém a câmara de ondas no seu tardo e outra num nível inferior, impermeável, Figura 5.14. A área perfurada do paramento pode apresentar aberturas retangulares ou circulares (verticais ou horizontais) e define-se através da profundidade da câmara,  $d'$ , e do comprimento da câmara,  $B$ .

Tanimoto e Yoshimoto (1982) conduziram várias experiências de modo a investigar a reflexão das ondas em paredes parcialmente perfuradas concluindo que o coeficiente de reflexão,  $K_R$ , neste tipo de estruturas, podia apresentar valores inferiores a 0,4 para uma gama de valores da largura relativa da câmara de ondas de  $B/L'$  de 0,1 a 0,3, em que  $L'$  representa o comprimento de onda à profundidade  $d'$ .

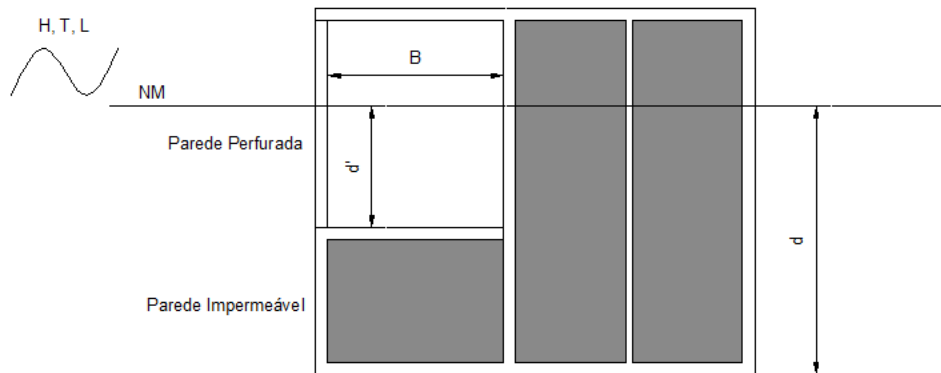


Figura 5.14 - Esquema de um quebra-mar parcialmente perfurado.

Estas estruturas devem apresentar uma câmara de ondas com largura entre 10 a 25% do comprimento de onda para uma eficaz dissipação da energia incidente (Takahashi,2002).

No dimensionamento destas estruturas deve ter-se em conta que as ondas que devem ser dissipadas não são, geralmente, as ondas de grandes tempestades mas sim as ondas incidentes mais usuais naquele local e que criam mais agitação para as embarcações.

Na Figura 5.15, pode ver-se a seção transversal do quebra-mar vertical perfurado do porto de Nagasaki e o pormenor construtivo da parede perfurada. Esta seção apresenta uma área parcialmente perfurada através de fendas verticais espaçadas por 0,5 m e a área restante, abaixo da cota -4,5 m, impermeável. Este quebra-mar foi instalado sobre um talude de fundação à cota -16,0 m num fundo de 38 m (h) de profundidade.

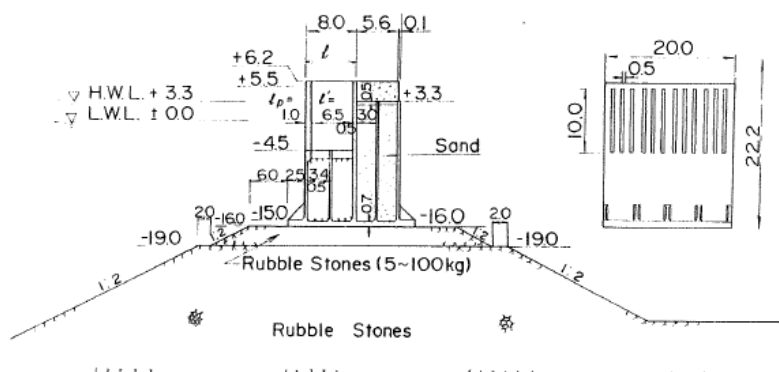
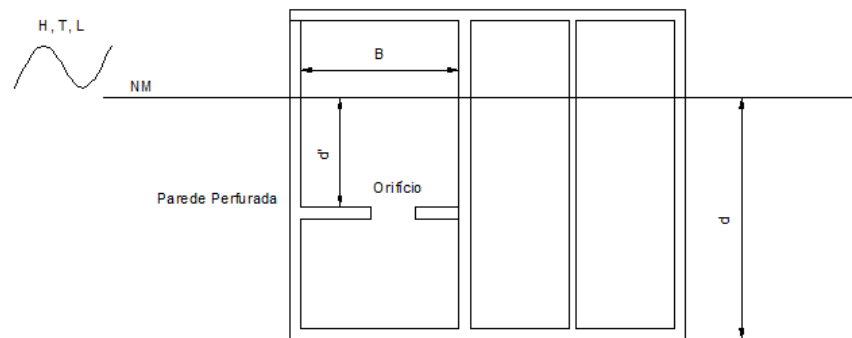


Figura 5.15 - Secção transversal do quebra-mar vertical perfurado do Porto de Nagasaki, (Takahashi, 2002).

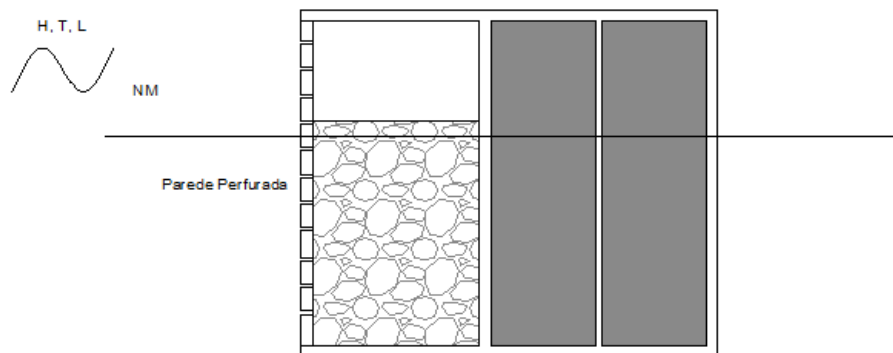
Ao longo dos tempos, este tipo de estrutura foi desenvolvida de modo a aumentar a sua eficácia na dissipação da energia das ondas. Assim, foram inventados métodos construtivos que proporcionam melhores coeficientes de reflexão e que se distinguem das típicas estruturas perfuradas através de pormenores construtivos diferentes na zona da câmara de ondas.

As estruturas verticais perfuradas com câmara de ondas perfurada consistem no mesmo tipo de estrutura anteriormente descrito no entanto dispõem de aberturas na laje do fundo da câmara criando assim ligação horizontal com uma câmara inferior, Figura 5.16. Estas estruturas dispõem de melhor eficiência hidráulica com impacto no coeficiente de reflexão e na transmissão de forças impulsivas ao quebra-mar.



**Figura 5.16 - Esquema de uma estrutura vertical perfurada com câmara perfurada.**

Outra variante construtiva, são as câmaras de ondas preenchidas com enrocamento, Figura 5.17. Este tipo de estrutura é construído de modo a reduzir o impacto de forças impulsivas na estrutura. Através de uma diminuição da velocidade de escoamento no interior da câmara, é conseguida uma menor subpressão na laje do teto da câmara e uma maior dissipação da energia incidente.



**Figura 5.17 - Esquema de um quebra-mar vertical perfurado com câmara de ondas preenchida por enrocamentos.**

### 5.2.2.3. QUEBRA-MARES PERFURADOS COM PARAMENTO (BARLAMAR) CURVO

Os quebra-mares verticais perfurados com paramento curvo caracterizam-se por disporem de uma superfície curva, é através desta superfície que a energia incidente é dissipada, Figura 5.18. Este tipo de paramento cria condições de estabilidade melhores que os verticais no impacto das ondas na estrutura pois induz uma separação da componente horizontal e vertical da força atuante.



Figura 5.18 - Exemplo de um quebra-mar semicircular, Japão (Google earth, 2013).

No Japão, foi construído o primeiro quebra-mar com paramento curvo no Porto de Funakawa em 1984. Esta estrutura consiste num caixotão de betão armado parcialmente perfurado que dispõe de paramento curvo somente na zona perfurada sendo a restante parede, até ao pé da seção, vertical e impermeável. A câmara de ondas com paramento curvo foi pré-fabricada e instalada posteriormente sobre o caixotão.

Existem também outro tipo de estruturas perfuradas com paramento curvo: tratam-se dos quebra-mares constituídos por caixotões cilíndricos que incorporam câmaras de ondas, Figura 5.19. Este tipo de estrutura dispõe de um cilindro interior maciço e um exterior perfurado por onde a agitação marítima entra e se dissipa na estrutura.

A parede de forma cilíndrica caracteriza-se por resistir a grandes cargas através de uma seção relativamente pequena assim, através do cilindro oco exterior é possível diminuir bastante os custos de construção deste tipo de estruturas e conseguir uma redução até 60% das forças de impacto no quebra-mar.

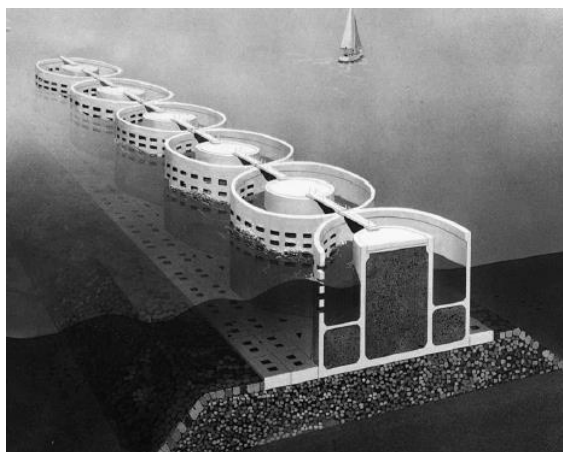


Figura 5.19 - Quebra-mar do porto de Nagashima, Japão (Tanimoto *et. al*, 1992).

#### 5.2.2.4. QUEBRA-MARES COM PARAMENTO INCLINADO (BARLAMAR) E PERFURADO

Existem muitas variantes de estruturas perfuradas no entanto, os caixotões de parede perfurada e os caixotões de parede perfurada inclinada são consideradas as soluções mais práticas em mares profundos com agitação incidente forte (Sekiguchi *et al*, 2001).

O quebra-mar de parede vertical perfurada, em zonas muito expostas a agitação marítima, pode sofrer problemas estruturais a nível das fendas da parede perfurada devido a forças atuantes excessivas. Assim, foi desenvolvida a solução inclinada de modo a melhorar este ponto fraco destas estruturas, Figura 5.20. A inclinação da parede perfurada proporciona uma decomposição das forças de impacto no declive da parede perfurada fazendo com que uma das componentes tenha uma direção estabilizante assim, este tipo de estrutura apresenta uma melhor estabilidade em relação ao deslizamento.

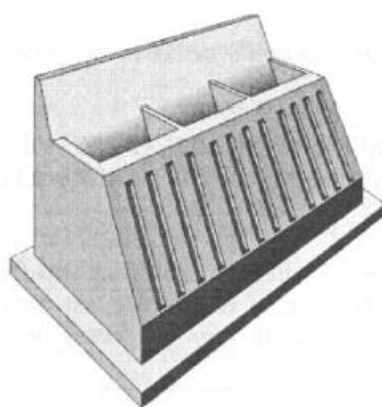


Figura 5.20 - Quebra-mar de Caixotão com Paramento Perfurado e Inclinado, (Sekiguchi *et al*, 2001).

As características de reflexão e transmissão de quebra-mares com paramento inclinado perfurado foram ensaiadas por Sekiguchi *et al*, (2001) através de modelos à escala 1/20 e mostrou que, comparativamente à estrutura vertical perfurada, estas estruturas apresentam um

coeficiente de transmissão superior pois para uma altura de coroamento igual, este permite maior volume de galgamento. Na comparação do coeficiente de reflexão não foi assinalada grande diferença entre as duas estruturas.

No Porto de pesca de Fukushima, Hokkaido, foi adotada esta solução construtiva numa parte do quebra-mar para uma onda de projeto  $H_{max} = 6.0$  m e  $T = 10,3$  s, a uma profundidade de 7 m, Figura 5.21.

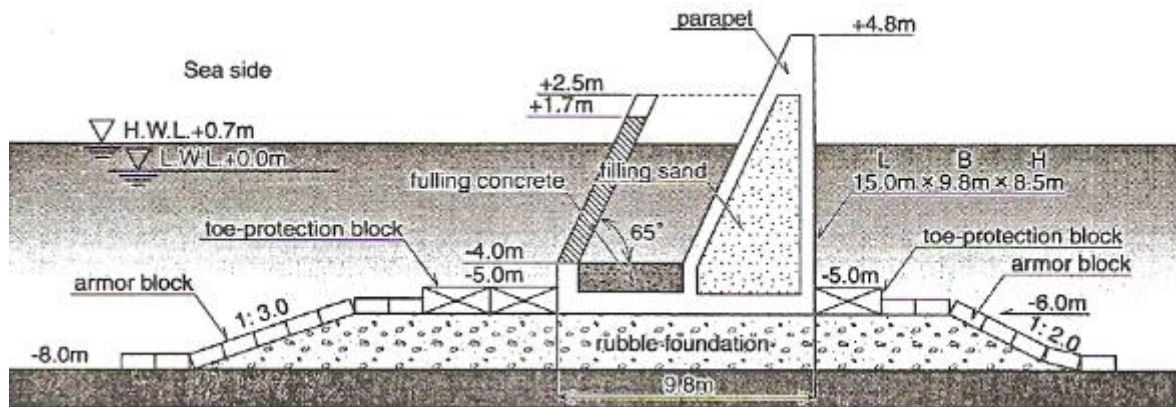


Figura 5.21 - Perfil Transversal do Quebra-mar do Porto de Pesca de Fukushima, Hokkaido, Japão, (Sekiguchi et al, 2001).

#### 5.2.2.5. QUEBRA-MARES VERTICAIS DE BLOCOS PRÉ-FABRICADOS

As estruturas perfuradas podem ser compostas por uma frente de blocos de betão pré-fabricados que são instalados por sobreposição. Na Figura 5.22, apresenta-se um exemplo de um quebra-mar com este tipo de solução em que a parede de barlar incorporar três blocos do tipo WAROCK.

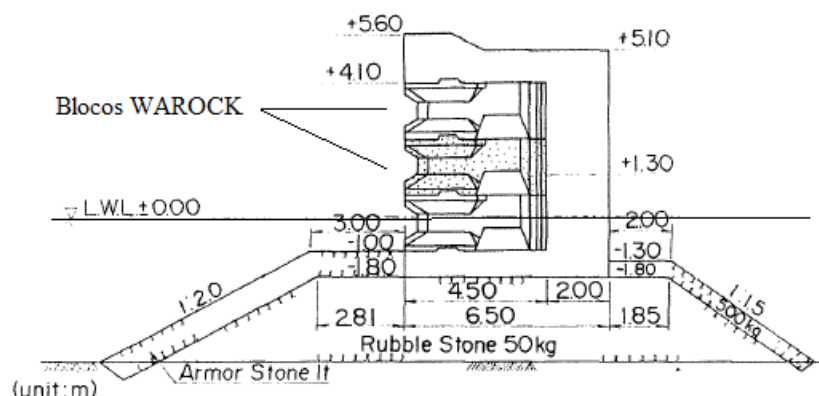


Figura 5.22 - Seção Transversal de um Quebra-mar Perfurado com Blocos WAROCK, (Takahashi, 2002).

Este tipo de estruturas é geralmente construído em zonas de agitação marítima relativamente fraca com alturas de onda significativa inferiores a 3 m (Takahashi, 2002).

Existem vários tipos de blocos pré-fabricados com características absorventes. Em Portugal destacam-se os blocos NOREF, patenteados pela empresa CONSULMAR em 2002. Esta patente incluiu três tipos de blocos NOREF, N (Normal), S (Siamese) e D (Double) de modo a conseguir-se, através da composição dos blocos NOREF N, vários tipos de paredes absorventes em função das dimensões da câmara de ondas e da reflexão pretendida, Figura 5.23.

Os blocos NOREF N são constituídos por três partes: cabeça, alma e tardez (esta última de dimensões superiores às da cabeça), devido à sua geometria possibilitam justaposições topo a topo criando assim o bloco NOREF S e justaposições lado a lado, bloco NOREF D.



**Figura 5.23 - Tipologias dos Blocos NOREF, (Brogueira-Dias *et al.*, 2007).**

Existem diversos tipos de blocos patenteados, cada um com geometria diferente como podemos ver na figura seguinte.

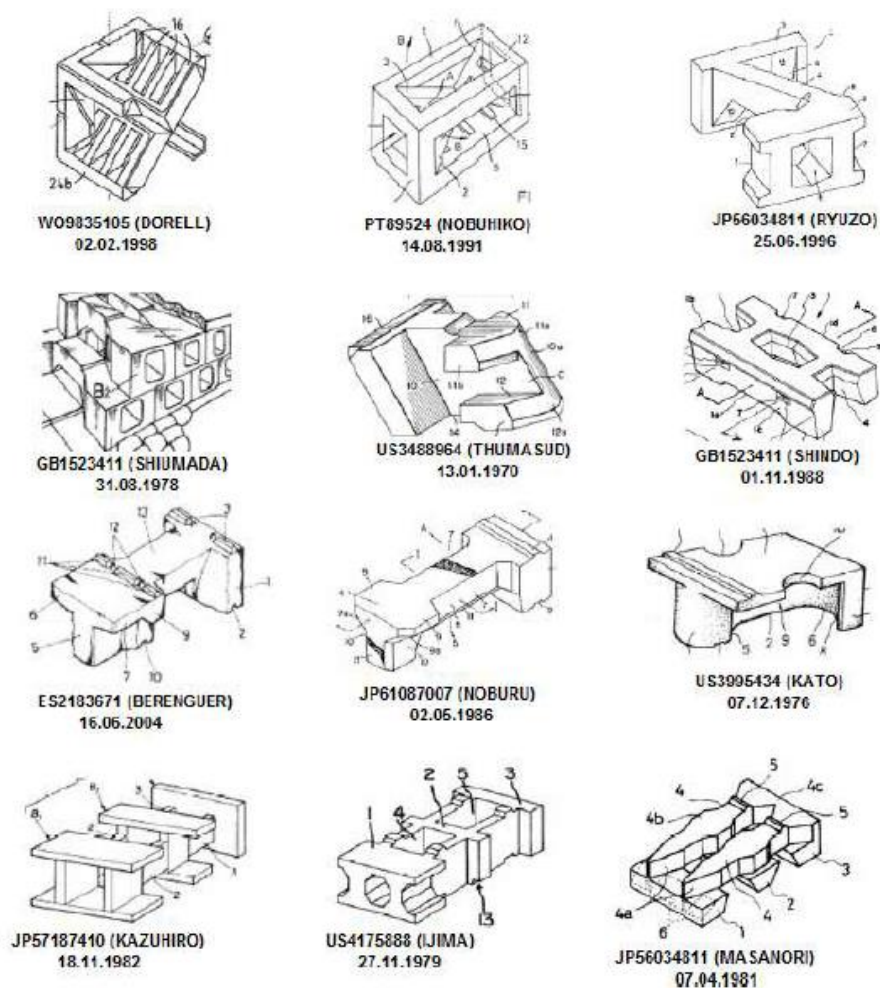


Figura 5.24 - Geometria de Alguns Blocos de Betão Pré-fabricados, Número da Patente, Nome do Autor e Data do Registo, (Pinto, 2012).

### 5.2.3. MÉTODO DE CÁLCULO DAS FORÇAS ATUANTES

#### 5.2.3.1. ENQUADRAMENTO

Como foi referido anteriormente, os quebra-mares verticais perfurados exigem maior cuidado no seu dimensionamento do que as estruturas maciças devido aos seus pormenores construtivos. Os fenómenos hidrodinâmicos provocados pelas aberturas na parede vertical e pela câmara de ondas têm sido estudados e ensaiados de modo a entender-se o comportamento hidráulico deste tipo de estruturas e a sua capacidade absorvente.

Assim, vários modelos teóricos e empíricos têm sido desenvolvidos desde a construção da primeira estrutura deste tipo. O primeiro estudo experimental foi desenvolvido por Jarlan em 1961 (Takahashi, 2002), para avaliar a capacidade refletora deste tipo de estrutura e concluiu que os critérios de dimensionamento deviam ser definidos em função da relação entre a

extensão da câmara de ondas e o comprimento de onda,  $B/L$ , da espessura da parede perfurada e da sua porosidade.

Desde essa altura, a maioria dos estudos foram efetuados no sentido de caracterizarem a reflexão da agitação marítima na parede perfurada variando parâmetros de agitação incidente e geometrias estruturais. Terrett *et al.* (1968) realizaram estudos experimentais em modelo com o objetivo de registar a reflexão e as forças atuantes numa parede perfurada e nas suas conclusões propuseram critérios de dimensionamento para estas estruturas.

Posteriormente Kondo e Toma (1972), realizaram estudos experimentais com o objetivo de estudar o efeito do comprimento da câmara de ondas nas forças atuantes e na reflexão desta estrutura. Concluíram que a espessura relativa da estrutura,  $B/L$ , tem grande impacto na reflexão da energia incidente e através deste estudo mostraram que o coeficiente de reflexão atinge o valor mínimo para valores de  $B/L$  de 0,2 – 0,25 e após esses valores diminui à medida que  $B/L$  aumenta.

Kondo (1979) publicou um modelo analítico para estimar o coeficiente de reflexão e transmissão de estruturas verticais lisas e estruturas perfuradas com duas paredes perfuradas, este modelo foi verificado experimentalmente mostrando que para os dois tipos de estrutura, a mínima reflexão ocorre para  $B/L = 0,25$ .

Jianyi (1992) realizou ensaios num modelo à escala 1:29, com 3 câmaras de ondas ligadas entre si por paredes perfuradas tanto transversalmente como longitudinalmente, e em estruturas não perfuradas. Concluiu que os quebra-mares verticais perfurados têm um melhor desempenho na absorção da agitação incidente e ao nível do coeficiente de reflexão o que promove uma redução da altura da onda e dos galgamentos.

Fugazza, M., Natale, L. (1992) propuseram uma fórmula de dimensionamento para estruturas do tipo Jarlan pois através dos seus estudos concluíram que, para quebra-mares verticais perfurados assentes diretamente no fundo, com agitação incidente normal à estrutura, a reflexão da estrutura é mínima para uma extensão da câmara de ondas de  $L/4$ .

Suh et al. (1995) propuseram um modelo analítico para prever a reflexão de um quebra-mar vertical parcialmente perfurado instalado sobre um talude de fundação, e desenvolveram uma metodologia para determinar o coeficiente de reflexão deste tipo de estruturas.

Bergmann et al. (2000) estudaram ensaios realizados com quebra-mares perfurados com uma única câmara ou com múltiplas câmaras e observaram, uma diminuição da intensidade das

forças atuantes sobre a estrutura para uma maior gama de frequências, nos quebra-mares perfurados com múltiplas câmaras.

Takahashi et al. (2002) formularam um modelo numérico para simular o mecanismo de dissipação da energia incidente sobre quebra-mares verticais parcialmente perfurados.

Li et al. (2003) propuseram um modelo analítico para examinar a reflexão de ondas oblíquas incidentes em quebra-mares com duas câmaras de ondas ou dupla parede perfurada. Foi discutido o efeito da porosidade, comprimento relativo da câmara e profundidade relativa e comparado com dados experimentais.

Suh et al. (2006) desenvolveram o estudo feito em 1995, desta vez sobre a reflexão de estruturas verticais parcialmente perfuradas com ondas irregulares. Foi definida a zona impermeável da parede como parte integrante do talude de fundação e concluíram que tanto para ondas regulares como para irregulares este modelo sobrestima os valores do coeficiente de reflexão para valores elevados e subestima em valores pequenos devido ao modelo negligenciar as ondas infinitesimais junto ao quebra-mar.

Kirca, V. O., Kabdashi, M.S. (2009) ensaiaram uma estrutura vertical parcialmente perfurada com a câmara de ondas dividida ao meio por uma parede impermeável horizontal ao nível médio da água. Os resultados deste ensaio foram comparados com uma estrutura totalmente perfurada e outra de frente lisa e mostraram que este tipo de estrutura conduz a reduções significativas das forças atuantes, até 40% para uma relação de  $B/L$  entre 0,2 – 0,3.

Li Y., Liu Y., (2011) apresentaram uma revisão sobre o progresso do estudo do comportamento hidráulico de quebra-mares verticais perfurados onde três métodos de cálculo das forças atuantes nestas estruturas são revistos.

#### 5.2.3.2. CÁLCULO DAS FORÇAS ATUANTES

O dimensionamento deste tipo de estruturas envolve mais variáveis do que para as estruturas lisas. Assim, é utilizado o método de Goda modificado em vez do método de Goda. Este método inclui fatores de modificação que possibilitam a sua utilização para estruturas perfuradas ou de paramento inclinado perfurado ( $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3$ ).

No dimensionamento de estruturas parcialmente perfuradas, a distribuição das forças da onda distingue-se em fases diferentes pois as forças exercidas nos diversos pontos da parede e câmara de ondas atingem o valor de pico em fases diferentes. Assim, neste cálculo são consideradas as 6 fases da onda sobre a estrutura, 3 associada à passagem da crista da onda

sobre a estrutura e outras 3 associadas à passagem da cava da onda (sentido barlar), Figura 5.25:

- Crista I – Fase em que a força da onda na parte frontal da parede, atinge o pico positivo;
- Crista IIa – Fase em que a força da onda na parede traseira da câmara de ondas atinge o pico impulsivo;
- Crista IIb – Fase em que a força da onda na parede traseira da câmara de ondas atinge um pico negativo;
- Cava I – Fase em que a força da onda na parede frontal atinge o pico negativo;
- Cava II – Fase em que o nível da água em frente do caixotão é menor;
- Cava III – Fase em que o nível da água na câmara de ondas é menor.

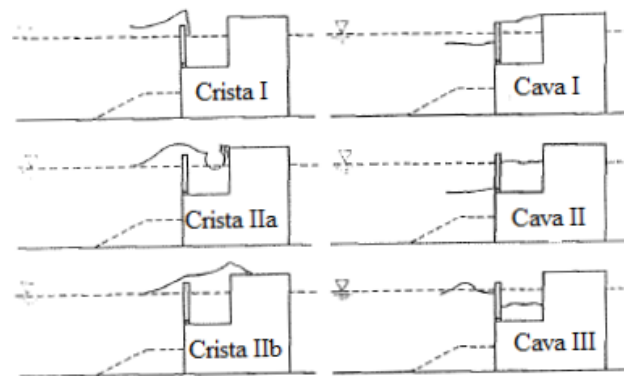


Figura 5.25 - Fases das Forças de Cálculo de um Quebra-mar Perfurado, (adaptado de Takahashi, 2002).

Quando estas estruturas são construídas em mares pouco severos, geralmente o pico da força que pode causar deslizamento ou derrubamento da estrutura ocorre geralmente na Crista IIb. Quando o prisma de fundação é baixo,  $d/h = 0,7$  e  $d'/d = 1$ , exceto quando  $H/h < 0,3$ , a estabilidade crítica ao deslizamento acontece na Crista IIb.

Comparativamente, quando o prisma de fundação é alto  $d/h = 0,5$  e  $H/h > 0,3$  a estabilidade é crítica na Crista IIa (Takahashi, 2002).

Para o dimensionamento destas estruturas é utilizada a fórmula de Goda modificada e mediante a fase mais crítica para a estrutura a projetar são escolhidos os fatores de modificação a inserir na mesma. O fator de modificação  $\lambda_1$  refere-se às forças quase-estáticas,  $\lambda_2$  às forças impulsivas e  $\lambda_3$  às subpressões.

Cada fator de modificação corresponde a um local da estrutura pois as forças não são iguais em todos os membros da mesma. Assim,  $\lambda_{S1}$  e  $\lambda_{S2}$  correspondem à zona da parede perfurada,  $\lambda_{L1}$  e  $\lambda_{L2}$  à zona impermeável da parede frontal,  $\lambda_{R1}$  e  $\lambda_{R2}$  à parede traseira da câmara de

ondas,  $\lambda_{M1}$  e  $\lambda_{M2}$  à laje de fundo da câmara de ondas e por fim  $\lambda_{U1}$  e  $\lambda_{U2}$  às subpressões, Figura 5.26.

Deste modo, calculando os fatores de modificação (Quadro 5.2) é possível inseri-los no método de Goda mediante a estrutura e fase pretendida ex., no cálculo da distribuição das pressões sobre a parede perfurada sob a ação da Crista II a, substitui-se na fórmula de Goda os fatores  $\lambda_1$  e  $\lambda_2$  por  $\lambda_{S1}$  e  $\lambda_{S2}$ , respetivamente.

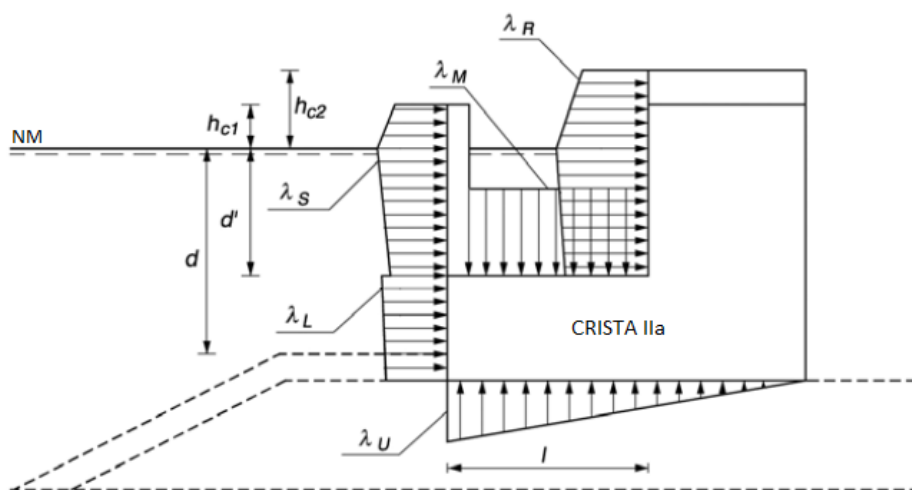


Figura 5.26 - Distribuição das pressões para a ação da Crista IIa, (adaptado de CEM, 2006).

Quadro 5.2 - Fatores de Modificação das várias fases da onda, (adaptado de Takahashi, 2002).

Zona da Estrutura	Fator de Modificação	Crista I	Crista II a	Crista II b
Parede Perfurada	$\lambda_{S1}$	0,85	0,7	0,3
	$\lambda_{S2}$	0,4 se ( $\alpha \leq 0,75$ ) 0,3/ $\alpha$ se ( $\alpha > 0,75$ )	0	0
Parte Impermeável da Parede	$\lambda_{L1}$	1	0,75	0,65
	$\lambda_{L2}$	0,4 se ( $\alpha \leq 0,5$ ) 0,2/ $\alpha$ se ( $\alpha > 0,5$ )	0	0
Parede Traseira da Câmara de Ondas	$\lambda_{R1}$	0	20/ $3L'$ se ( $l/L' \leq 0,15$ ) 1,0 se ( $l/L' > 0,15$ )	1,4 se ( $HD/h \geq 0,1$ ) 1,6-2HD/h se ( $0,1 < HD/h < 0,3$ ) 1,0 se ( $HD/h \geq 0,3$ )
	$\lambda_{R2}$	0	0,56 se ( $\alpha \leq 25/28$ ) 0,5/ $\alpha$ se ( $\alpha > 25/28$ )	0
Laje de Fundo da Câmara de Ondas	$\lambda_{M1}$	0	20/ $3L'$ se ( $l/L' \leq 0,15$ ) 1,0 se ( $l/L' > 0,15$ )	1,4 se ( $HD/h \geq 0,1$ ) 1,6-2HD/h se ( $0,1 < HD/h < 0,3$ ) 1,0 se ( $HD/h \geq 0,3$ )
	$\lambda_{M2}$	0	0	0
Subpressão	$\lambda_U$	1	0,75	0,65

Onde  $H_D$ , representa a altura da onda de projeto,  $l$  a largura da câmara,  $h$  a profundidade em frente ao quebra-mar e  $L'$  o comprimento de onda na profundidade  $d'$  da câmara de ondas.

O cálculo da distribuição das forças nas fases Cava I, Cava II e Cava III é feito utilizando o nível da água em frente à estrutura e dentro da câmara de ondas. Embora estas forças não sejam, normalmente, críticas para a estabilidade da estrutura, em águas profundas tomam valores superiores e por isso devem ser calculadas nesses casos. A Figura 5.27 mostra as fórmulas de cálculo destas forças onde  $h_{c1}$  é a altura da parede perfurada em relação ao nível da água e  $h_{c2}$  a altura da parede traseira da câmara de ondas em relação ao nível da água dentro da câmara.

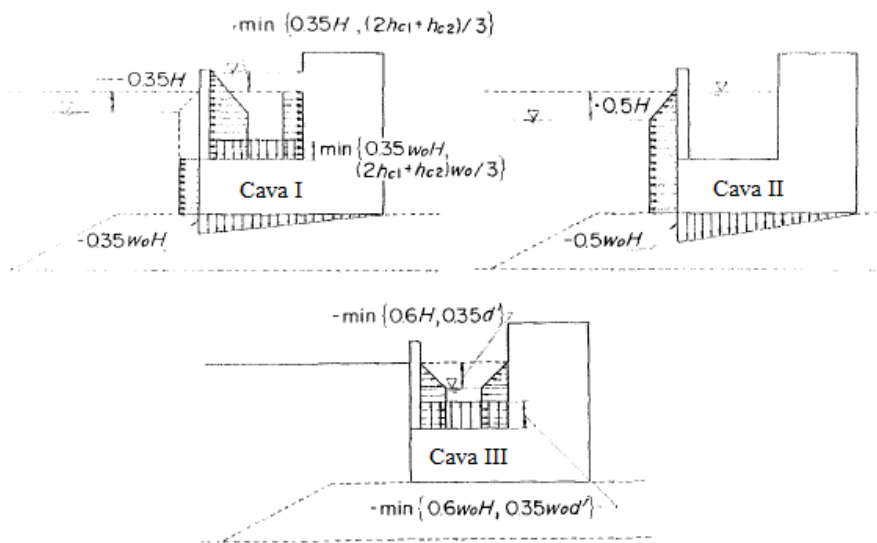


Figura 5.27 - Distribuição das Pressões nos Picos Negativos, (Takahashi, 2002).

### 5.3. CARATERIZAÇÃO GERAL DA SOLUÇÃO ALTERNATIVA

O prolongamento do molhe-cais das Velas tem como principal objetivo o aumento da capacidade do setor comercial através de um cais mais extenso e que, por consequência, permite a receção de navios de maior dimensão.

A Solução Base adotada para este projeto foi um prolongamento da estrutura existente através de uma solução de talude semelhante à existente, solução que é mais óbvia, quer do ponto de vista técnico quer do ponto de vista económico.

A Solução Alternativa consiste num quebra-mar vertical com parede perfurada, com o objetivo de estudar uma estrutura com um perfil transversal totalmente diferente e analisar se eventualmente poderá comportar-se de forma adequada às mesmas condições de projeto da Solução Base.

Para a elaboração deste Estudo Prévio foi definido que algumas dimensões se manteriam em relação à Solução Base, de modo a conseguir-se o mesmo espaço utilizável de cais e ter uma solução comparável quer do ponto de vista funcional quer de custo da obra. Nestas dimensões estão incluídas a largura do molhe cais igual a 28,5 m, o comprimento do prolongamento em 150 m, a cota de fundo no intradorso do quebra-mar (-8,00 m)ZH e a cota de coroamento da estrutura nos seus lados de barlar e sotamar, (+10,50 m)ZH e (+3,60 m)ZH, respetivamente.

Em termos de agitação marítima, foram utilizados os dados do Projeto de Execução da Solução Base, embora, para efeitos de dimensionamento estrutural e hidráulico, para a estrutura vertical da solução alternativa, algumas das variáveis tomem valores diferentes da solução de talude. Assim, foram utilizados os elementos de topo-hidrografia, regime de ventos, agitação marítima incidente e marés e correntes.

A execução da Solução Alternativa do prolongamento do molhe cais das Velas envolve os seguintes trabalhos principais:

- Demolição de superestruturas de betão, dragagem, escavação e remoção de blocos Antifer e enrocamentos da cabeça do molhe existente, para fundação e reaproveitamento no novo molhe;
- Construção de um Molhe de proteção de estrutura vertical constituído por caixotões de betão armado fundados à cota (-10,00 m)ZH e prisma de fundação em enrocamentos sobre fundos arenosos por volta de (-20,00 m)ZH;
- Criação de cais a (+3,6 m)ZH com cerca de 24 m de largura, dotado de pavimento em lajes de betão que encerram as células dos caixotões de betão armado;
- Construção de novo farol e extensão das redes técnicas existentes.

A estrutura do prolongamento segue o alinhamento do quebra-mar existente e atinge na cabeça do novo molhe cais profundidades de (-20,00 m)ZH. O encontro do prolongamento com a estrutura existente será feito após a demolição do manto resistente da cabeça do quebra-mar de talude e regularização dos fundos nessa zona de modo a ser instalado o primeiro caixotão.

Importa referir que devido a serem estruturas diferentes, de talude e vertical, deverá ser dada especial atenção à forma como será feito o encontro entre a estrutura existente e a nova estrutura de caixotões. Na descrição geral das obras da solução alternativa será descrito um

procedimento (dos vários que possam eventualmente existir) para a execução do encontro e que permitirá uma homogeneização entre as duas estruturas.

## DESCRIÇÃO GERAL DAS OBRAS DO NOVO MOLHE

### 5.3.1. DEMOLIÇÃO, REMOÇÃO E DRAGAGEM

Nestes trabalhos inclui-se:

- Demolição do farol existente;
- Demolição parcial do muro-cortina e plataforma do farol existente;
- Demolição parcial do coroamento da superestrutura do cais e testa de molhe existentes, para compatibilização com o novo prolongamento;
- Abertura de roços para instalação de negativos e caixas da extensão de redes técnicas, no muro-cortina e no coroamento da superestrutura do cais e testa de molhe existentes;
- Dragagem, escavação, remoção e armazenamento dos blocos Antifer da cabeça do molhe existente para reaproveitamento na nova estrutura;
- Dragagem, escavação, remoção e armazenamento dos enrocamentos dos submantos e núcleo da cabeça do molhe existente para reaproveitamento no novo molhe.

### 5.3.2. FUNDAÇÃO

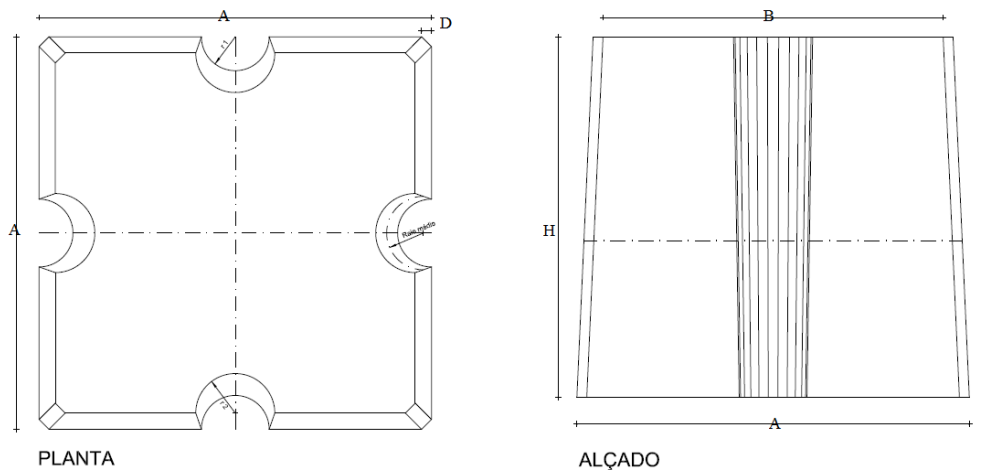
Após a demolição da cabeça do molhe existente será feito o armazenamento de todos os materiais de forma a reaproveitá-los no prolongamento. O enraizamento do novo molhe será feito através da dragagem e regularização da zona do núcleo da cabeça existente de forma a instalar o caixotão do encontro com a estrutura existente.

A fundação da nova estrutura vertical será constituída por prisma de enrocamentos ToT com taludes inclinados a 3(H):2(V) ao longo de todo o prolongamento e nos lados de sotamar e barlar da estrutura. Sobre o prisma de fundação, na área onde serão instalados os caixotões será colocada uma camada de rachão de modo a regularizar a superfície e proporcionar uma base regular que não provoque inclinações ou danos nos caixotões.

Sobre a berma do prisma de fundação à cota (-10,00 m)ZH e na restante superfície inclinada do perfil corrente do molhe, serão colocadas duas camadas de enrocamentos selecionados de peso entre 30 a 40 kN que constituirão o manto de proteção do prisma de enrocamentos, com uma espessura igual a 2,40 m no exterior, no interior apresenta enrocamentos de peso entre 10 e 30 kN e espessura igual a 1,15 m, no perfil corrente do quebra-mar.

Na zona da cabeça do quebra-mar, mais especificamente na fundação dos dois caixotões da extremidade, o peso destes enrocamentos é aumentado em 50%, devido às forças e correntes a que a cabeça do quebra-mar está exposta. Assim, na zona da cabeça do quebra-mar, mais especificamente no manto de proteção da fundação, do primeiro até ao segundo caixotão serão colocados enrocamentos de peso entre 50 a 60 kN, que apresenta uma espessura nessa zona de 3,0 m tanto no exterior como no interior.

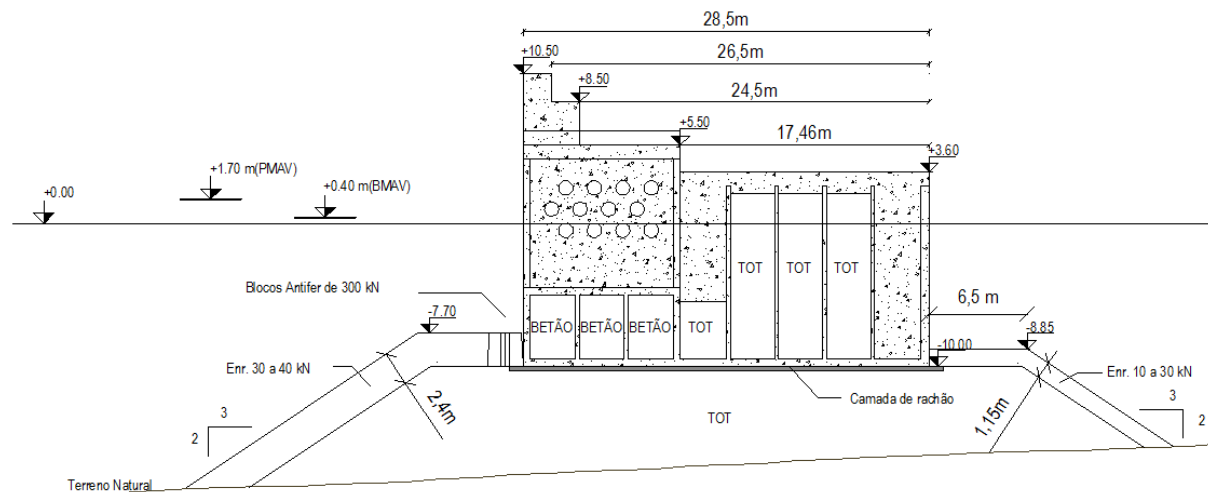
Para além dos enrocamentos da proteção do prisma de fundação, serão colocados (após a instalação dos caixotões) blocos de betão para proteção do pé dos caixotões à cota (-10,00 m)ZH. Estes blocos de betão pré-fabricados deverão ter peso igual ou superior a 210 kN e uma altura não inferior a 2,20 m ou podem, eventualmente, ser utilizados os blocos Antifer provenientes da cabeça do molhe existente com peso igual a 300 kN e dimensões na base de 2,5 x 2,5 m<sup>2</sup> (A) e altura igual a 2,31 m (H), Figura 5.28, de forma a reduzir os custos de obra.



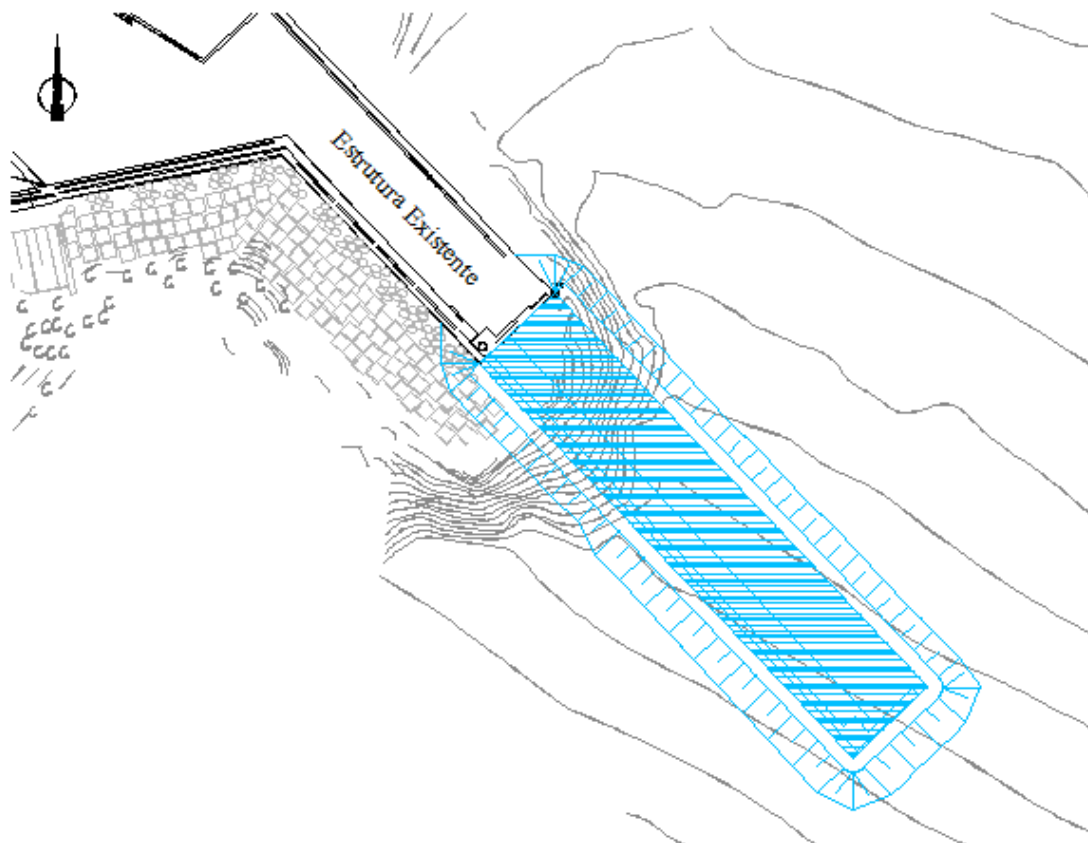
**Figura 5.28 - Dimensões dos blocos Antifer a utilizar na proteção do pé da secção vertical.**

### 5.3.3. CAIXOTÕES DE BETÃO ARMADO

O molhe de proteção será prolongado em 150 m com orientação de aproximadamente NW-SE. Devido às dimensões da doca flutuante onde serão pré-fabricados os caixotões adotou-se que os caixotões terão uma largura de 15 m (dimensão no alinhamento do quebra-mar) e um comprimento de 28,5 m (largura do cais). O molhe será assim constituído por dez caixotões de betão armado, que serão instalados à cota (-10,00 m)ZH sobre prisma de fundação devidamente regularizado.



**Figura 5.29 - Perfil transversal da Solução Alternativa, quebra-mar vertical parcialmente perfurado.**



**Figura 5.30 - Implantação geral da Solução Alternativa, configuração em planta.**

A construção dos caixotões será feita em doca flutuante semelhante à que se apresenta na Figura 5.31, que tem dimensões de 51,84 m de comprimento e 27,43 m de boca.



**Figura 5.31 - Exemplo de doca flutuante utilizada no fabrico dos caixotões, equipamento da ETERMAR, Engenharia e Construção S.A..**

A laje de fundo terá uma espessura de 0,5 m e deverá ser feita a elevação das paredes do caixotão para o seu transporte até ao local de instalação. A parede de barlar do caixotão que contém as aberturas retangulares deverá ser devidamente tapada e isolada para o transporte por mar até ao local, se necessário.

Os caixotões são constituídos por 20 células numa malha de 5 x 4 onde cada célula tem 3,28 x 3,23 m<sup>2</sup> de área no lado de sotamar e mais 12 células sob a câmara de ondas do lado de barlar. Na planta da Figura 5.33 é possível ver somente as células do lado de sotamar. Estas células serão preenchidas com betão ou ToT, consoante estejam posicionadas no exterior, em contacto com a água, ou no interior da estrutura, respetivamente.

A parede de barlar de cada caixotão será perfurada com quatro aberturas retangulares de 2,58 x 9 m<sup>2</sup> de área cada. A câmara de ondas terá a sua laje de fundo a uma distância de 5,5 m do fundo do caixotão sendo que, a altura da câmara de ondas será de 9 m e o seu comprimento de 10,55 m, Figura 5.33. Assim, a parede de barlar do caixotão será perfurada entre as cotas (-4,50 m)ZH e (+4,50 m)ZH.

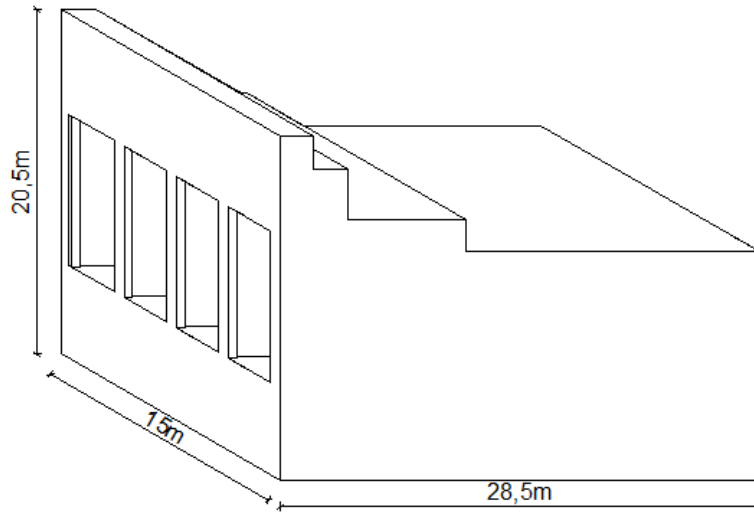


Figura 5.32 - Dimensões gerais do caixotão do perfil corrente.

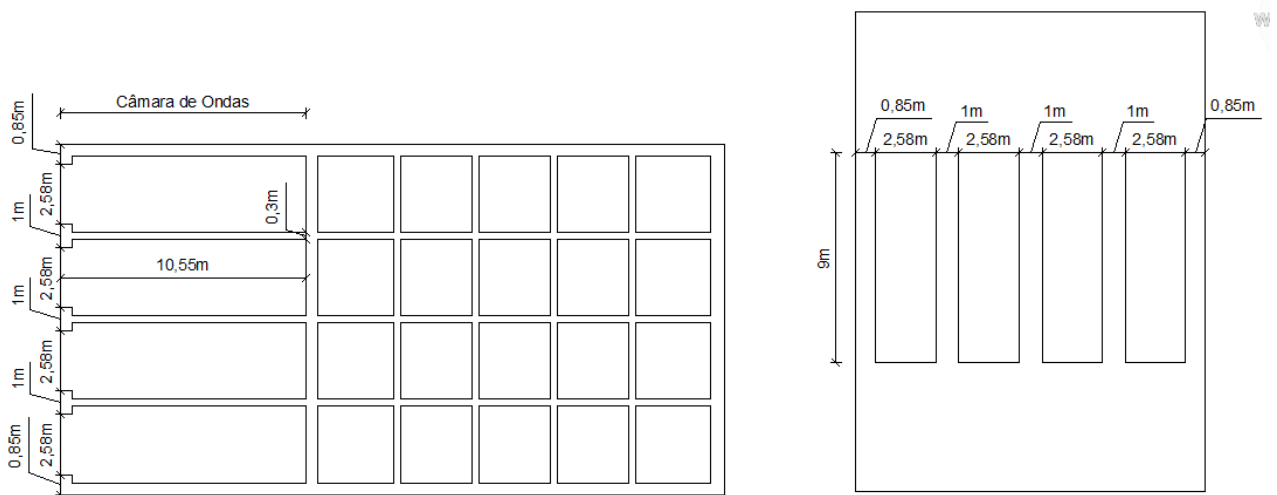
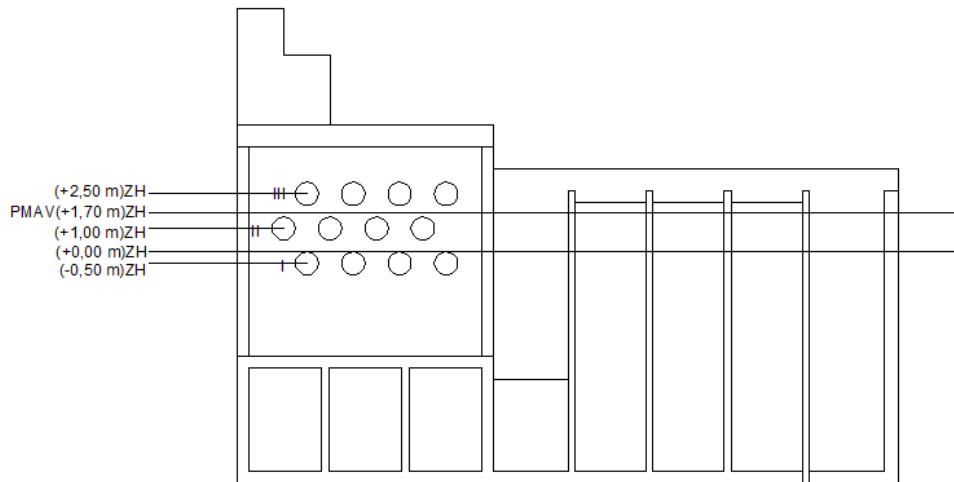


Figura 5.33 - Dimensões das aberturas retangulares da parede perfurada, configuração em planta e alçado.

A dividir as quatro câmaras de ondas existem paredes de 0,30 m de espessura e que apresentam aberturas circulares de 1 m de diâmetro cada, com um espaçamento entre aberturas de 1 m ao longo do comprimento da câmara. As aberturas circulares serão feitas segundo três fileiras (I, II e III) na vertical à cota (-0,50 m)ZH, (+1,00 m)ZH e (+2,50 m)ZH, respetivamente, Figura 5.34.



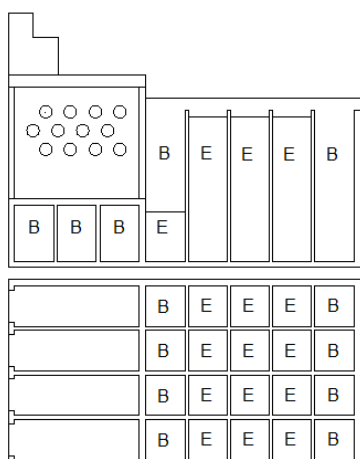
**Figura 5.34 - Esquema da localização das aberturas nas paredes interiores à câmara de ondas.**

No pré-dimensionamento desta estrutura foi conseguido, para uma porosidade de 30% da estrutura, um coeficiente de reflexão igual a 0,46, para o período de projeto (Apêndice I), o que aproxima o comportamento da Solução Alternativa, em termos de eficiência hidráulica, da Solução Base.

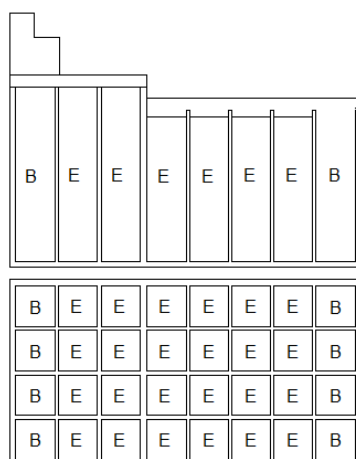
O caixotão instalado no encontro com a estrutura existente será um caixotão vertical com parede frontal lisa (Figura 5.36) devido à rotação do manto de proteção da estrutura existente sobre o mesmo. Visto este caixotão ser parcialmente coberto pelo manto de proteção da estrutura de talude, as paredes perfuradas, a existirem no mesmo, não teriam a eficiência hidráulica projetada.

Visto a cabeça do quebra-mar ser a zona mais sobrecarregada da estrutura, o caixotão da cabeça do quebra-mar apresenta apenas três câmaras de ondas, a quarta câmara de ondas, na extremidade do quebra-mar, será preenchida com betão de modo a minorar a possibilidade de desgaste do mesmo.

### Perfil Corrente



### Perfil do Enraizamento



### Perfil da Cabeça

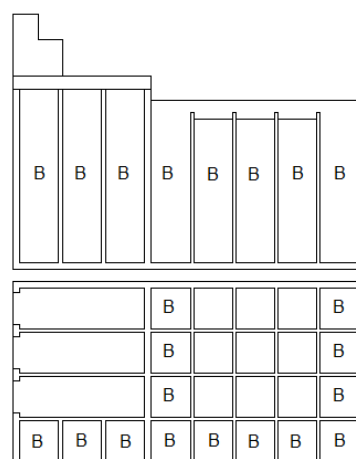


Figura 5.36 - Perfil transversal e planta dos três tipos de caixotão a utilizar no prolongamento do molhe-cais das Velas (B-Betão, E-Enrocamento).

Deve ser feita, posteriormente e ao nível do projeto de execução, uma análise por forma a definir onde poderá ser colocada a doca flutuante consoante as condições de operacionalidade dos portos da localidade. Será expectável que existam maiores condicionantes a nível da permanência da doca flutuante nos portos de ilhas pois, são normalmente bacias portuárias pequenas e que necessitam de abastecer a localidade de alimentos ou outros bens durante todo o ano.

O local ideal e que levaria a menores custos de construção seria o próprio porto das Velas ou eventualmente o porto da Calheta, situado também na costa sul de S. Jorge. No entanto, é necessário estudar se existem condições de permanência da doca flutuante nesses portos sem afetar a operacionalidade dos mesmos. A ilha do Faial e do Pico a SW e S respetivamente, da Ilha de S. Jorge, também oferecem alternativas para estes trabalhos embora, exijam custos mais elevados em termos do transporte dos caixotões.

#### 5.3.4. SUPERESTRUTURA

A superestrutura do quebra-mar vertical será betonada “in situ” com coroamento a +10,5 m(ZH) e apresentará plataforma de circulação pedonal a +8,5 m(ZH). As superestruturas do molhe e da testa de cais serão solidarizadas com conjunto de plataformas de canto a diversas cotas e o novo farol será fundado sobre a plataforma de canto a +8,50 m(ZH).



## 6. ESTIMATIVA DE CUSTOS

As obras costeiras, em particular, as portuárias, são alvo de estudos económicos importantes devido aos custos que envolvem. Os estudos económicos em obras deste tipo têm como objetivo determinar a melhor solução para o problema do local em estudo, considerando diferentes soluções para a estrutura e selecionando a que melhor se adapta em termos de eficácia na resolução do problema/recursos económicos.

Nas obras de proteção portuária é muito importante ter em conta as condições do local onde será implantada a estrutura. Os custos têm muito peso na escolha da solução construtiva, no entanto, deverá ser sempre feito um balanço entre eficiência hidráulica da estrutura e os custos da mesma. Assim, fatores como a agitação marítima incidente, os níveis de tranquilidade requeridos para o local e a existência de matérias-primas na localidade ou próximas dela devem ser analisados cuidadosamente.

No caso do presente trabalho, a estimativa de custos realizada para a Solução Alternativa teve unicamente o objetivo de poder ser feita uma comparação com a Solução Base ao nível dos custos de construção. Importa referir que os custos apresentados para a Solução Base foram calculados ao nível do Projeto de Execução pela CONSULMAR, enquanto os custos da Solução Alternativa consistem numa estimativa feita com base em custos de duas obras com solução em caixotões de betão armado.

Assim, existem algumas considerações que devem ser referidas acerca deste cálculo:

— Sendo o presente Estudo Prévio um trabalho académico, faz com que não tenha sido possível fazer o estudo de operacionalidade do porto das Velas.

Através desta análise seria possível concluir se seria viável a permanência de uma doca flutuante dentro do próprio porto, o que conduziria a menores custos no fabrico dos caixotões. Se a permanência da plataforma flutuante não for possível, o porto da Calheta, situado também na costa sul da ilha a 10,5 milhas de distância, seria a melhor solução, no entanto, pode acontecer que nenhuma das alternativas seja possível e que se tenha que recorrer a um porto numa outra ilha do grupo central, preferencialmente, se não no restante Arquipélago. Este parâmetro pode alterar muito os custos de construção dos caixotões;

— Os custos utilizados como referência para a Solução Alternativa são da construção dos caixotões do quebra-mar do porto da Calheta, também na ilha de S. Jorge. Este aspeto

torna os custos apresentados para os dez caixotões da Solução Alternativa mais reais. No entanto, o quebra-mar do porto da Calheta é um quebra-mar de talude apresentando apenas dois caixotões na cabeça da sua estrutura o que faz com que o custo dos mesmos seja elevado (menor quantidade implica um valor mais elevado). Assim, os custos de construção dos caixotões da Solução Alternativa estarão provavelmente, sobrestimados;

- Os custos relativos ao transporte e colocação dos caixotões foram calculados com base nos caixotões do quebra-mar norte da barra do Douro que foram pré-fabricados no porto de Leixões e posteriormente rebocados ao longo de 5 km, aproximadamente, até ao local onde foram fundados, no Porto. Neste cálculo foi considerado o transporte dos caixotões desde o porto da Calheta, situado na costa sul da ilha de S. Jorge. Assim, consideraram-se 2/3 dos custos do transporte e colocação dos caixotões do Douro, para o transporte e 1/3 para a colocação. O transporte foi então calculado para uma distância de 20 km, aproximadamente.
- Visto a Solução Alternativa ser uma estrutura perfurada, o custo de fabricação dos caixotões é provavelmente mais elevado do que caixotões de parede lisa devido à execução das aberturas na parede de barlar e das paredes interiores à câmara de ondas. Devido aos pormenores construtivos que esta solução apresenta o seu transporte deverá ser mais complexo e por isso deve ser dada especial atenção ao estudo de fluabilidade da mesma;
- Os valores relativos aos caixotões do molhe norte da barra do Douro pertencem a um orçamento feito no ano 2002 e os do quebra-mar do porto da Calheta no ano 2000 por isso, houve a necessidade de atualizar os mesmos. Estes valores foram atualizados, através de um serviço do INE que permite a atualização de um valor entre dois momentos, para o ano 2010, ano referente ao orçamento da Solução Base;
- Finalmente e não menos importante existem ainda custos insulares que devem ser levados em conta neste tipo de cálculo. No entanto, visto os custos de referência serem maioritariamente de obras a realizar/realizadas na ilha de S. Jorge, optou-se por não majorar os custos referentes à Solução Alternativa.

Em relação à estimativa de custos das duas soluções seria expectável que a Solução Alternativa conduzisse a custos mais elevados do que a Solução Base devido à utilização de um maior volume de betão armado utilizado nos caixotões. Seguidamente apresentam-se os resultados parciais e totais dos principais trabalhos para as duas soluções sendo o mapa de

custos apresentado detalhadamente no Anexo V (Solução Base) e Apêndice V (Solução Alternativa).

**Quadro 6.1- Custos dos principais trabalhos da Solução Base (Quebra-mar de Talude).**

<b>Trabalhos Principais</b>	<b>Custos Parciais</b>
1 - Demolições, Escavação, Dragagem e Remoção	215 020,00 €
2 - Obra de Proteção em Talude e Muro-cortina	10 028 440,00 €
3 - Muro-cais a (-8.00 m)ZH	2 830 358,50 €
4 - Terraplino e Redes Técnicas	806 410,00 €
<b>Custo Total</b>	<b>13 880 228,50 €</b>

**Quadro 6.2- Custos dos principais trabalhos da Solução Alternativa (Quebra-mar Vertical Parcialmente Perfurado).**

<b>Trabalhos Principais</b>	<b>Custos Parciais</b>
1 - Demolições, Escavação, Dragagem e Remoção	215 020,00 €
2 - Molhe de Caixotões de Betão Armados fundados a -10.00 m(ZH)	14 724 481,00 €
3 - Fundação	1 611 600,00 €
4 - Redes Técnicas	108 400,00 €
<b>Custo Total</b>	<b>16 659 501,00 €</b>



## 7. ANÁLISE COMPARATIVA DE SOLUÇÕES

Este trabalho teve como principal objetivo a realização de um Estudo Prévio para o prolongamento do molhe cais do porto das Velas. Como foi referido anteriormente, considerou-se um exercício académico interessante o estudo de uma solução com um perfil transversal totalmente diferente da Solução Base.

Assim, não será foco desta análise comparativa mostrar que a Solução Alternativa é mais adequada para o prolongamento do molhe cais em estudo, mas sim compará-la em termos de comportamento hidráulico e estrutural, e de custos de construção, sob as mesmas condições de projeto, com a Solução Base apresentada.

As diferenças entre um quebra-mar de talude e um quebra-mar vertical incidem sobretudo na sua influência sobre a agitação incidente. Os quebra-mares de talude dissipam a energia incidente por rebentação, através do atrito entre o escoamento e o manto de proteção e formação de uma emulsão ar-água, sendo a restante energia refletida para o largo. No entanto, esta reflexão é muito inferior à verificada nos quebra-mares verticais.

Os quebra-mares verticais caracterizam-se por refletirem a energia incidente para o largo. Por forma a reduzir as forças de impacto sobre a estrutura e aproximar o seu comportamento hidráulico ao da Solução Base, foi escolhida uma solução de parede perfurada para a Solução Alternativa.

A análise comparativa das duas soluções será feita mediante os seguintes parâmetros: eficiência hidráulica, estabilidade/comportamento estrutural, processo construtivo e custos de construção. Seguidamente, apresentam-se os perfis transversais das Soluções Base e Alternativa.

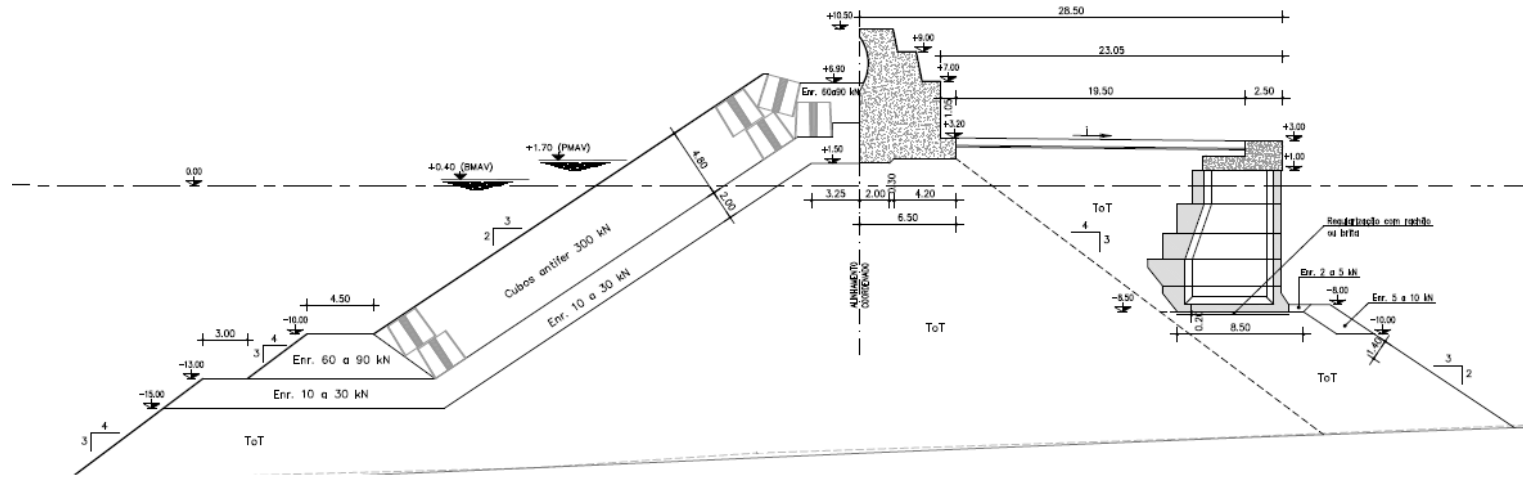


Figura 7.1 - Perfil transversal da Solução Base.

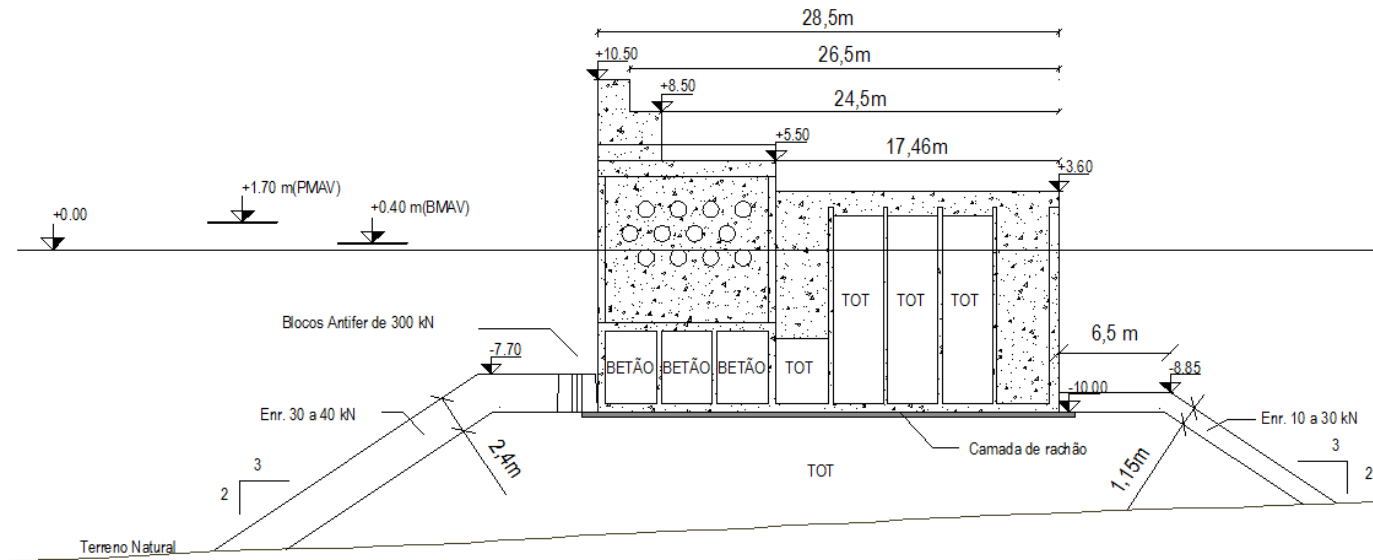


Figura 7.2 - Perfil transversal da Solução Alternativa.

## 7.1. EFICIÊNCIA HIDRÁULICA

### Solução Base

Os quebra-mares de talude são normalmente, estruturas de secção transversal trapezoidal que constituem um obstáculo à propagação da agitação incidente. Este tipo de estrutura apresenta um mecanismo de dissipação por rebentação da agitação no próprio talude e ainda através da percolação no interior da sua estrutura. A zona mais importante desta estrutura é o manto de proteção constituído por blocos, pois é neste elemento que se dá a maior parte da dissipação da energia incidente.

Os blocos de proteção utilizados no manto da estrutura podem ser constituídos por diversos materiais, blocos naturais ou blocos artificiais (por exemplo: tetrápodos e blocos Antifer), no entanto a escolha do material depende das solicitações a que estará exposto e das características hidráulicas requeridas. A eficiência hidráulica dos blocos de proteção pode ser expressa em termos de resistência a movimentos por unidade de volume de betão necessário para constituir uma unidade de área do manto. (CEM,2006)

A eficiência hidráulica dos blocos aumenta dos blocos maciços para os cubos perfurados uma vez que uma maior porosidade possibilita maior dissipação. A colocação dos blocos deve ser feita através de uma distribuição uniforme/regular dos mesmos por forma a obter a melhor eficiência possível e garantir que não se deslocam sob ação das ondas.

No caso de se verificarem deslocamentos de blocos do manto de proteção, não só é posta em causa a estabilidade da estrutura bem como a sua eficiência hidráulica através de uma porosidade excessiva que pode causar danos a nível das subcamadas de material menos resistente.

Na Solução Base foram adotados blocos Antifer, cubos maciços, que apresentam vantagens na resistência à rotura pela ação das ondas em relação a blocos mais esbeltos ou que apresentem saliências. O manto de proteção de blocos Antifer proporciona dissipação de energia e confere pouca reflexão à estrutura.

Este tipo estrutura dissipa a energia através do espraiamento das ondas sobre e através da mesma. Desde que não sejam ultrapassados os níveis de galgamento admissíveis para o porto das Velas, esta solução apresenta bom comportamento hidráulico, e ainda proporciona pouca reflexão da agitação marítima incidente, quando comparada aos quebra-mares verticais convencionais.

É possível concluir que esta solução proporciona bons níveis de abrigo e pouca reflexão da agitação marítima incidente. Esta última, é uma das grandes vantagens dos quebra-mares de talude em relação aos quebra-mares verticais convencionais. Devido à presença da parede vertical impermeável, os quebra-mares verticais estão sujeitos a forças de impacto muito superiores.

### Solução Alternativa

Um dos grandes problemas no comportamento hidráulico dos quebra-mares verticais é a sua elevada reflexão da agitação incidente. Esta reflexão é consequência das grandes forças de impacto da agitação marítima incidente com a parede vertical impermeável, o que pode possibilitar maiores galgamentos e maior erosão do fundo no local onde são implantados.

No caso da Solução Alternativa, quebra-mar vertical parcialmente perfurado, foi objetivo deste pré-dimensionamento conseguir uma eficiência hidráulica superior à dos quebra-mares verticais convencionais, visto ser uma das principais desvantagens deste tipo de estrutura.

A eficiência hidráulica dos caixotões de parede parcialmente perfurada é governada, maioritariamente, pela sua porosidade e pela relação  $B/L$ , em que  $B$  é a largura da câmara e  $L$  é o comprimento de onda local. A dissipação da energia neste tipo de estruturas dá-se através do desfasamento entre o impacto na parede perfurada e o impacto na parede traseira da câmara de ondas. Devido à presença de aberturas na parede de barlar com ligação para uma câmara de ondas, a agitação incidente vai dissipar-se nos primeiros instantes na parte impermeável da parede perfurada e nos instantes seguintes através do seu percurso pela câmara de ondas e da turbulência criada no seu interior.

A porosidade da parede perfurada, em estruturas com uma única câmara, deve ser entre 15 e 30% (Takahashi, 2002) e para estruturas com múltiplas câmaras entre 15 e 45% (Bergmann *et al*, 2000). No caso da Solução Alternativa, com uma única câmara, a máxima pressão na parede frontal e na parede traseira da câmara ocorre em fases diferentes do ciclo da onda, fazendo com que a força máxima total sobre a estrutura aconteça com o somatório das forças individuais no instante de componente horizontal máxima, a tomar valores bastante reduzidos.

A reflexão em estruturas deste tipo ocorre maioritariamente na parede traseira da câmara de ondas, o que produz grandes oscilações do nível da água no interior da mesma e influência as condições hidráulicas na parede frontal, sendo um fenómeno complexo. O menor valor do coeficiente de reflexão ocorre para a relação  $B/L=0,2$ , neste caso as componentes horizontais da velocidade são máximas o que resulta numa maior dissipação de energia devido ao

impacto e separação do escoamento causada pela parede perfurada. A gama de valores de  $B/L$  entre 0,1 e 0,4 conduz à melhor eficiência da parede perfurada na redução das forças atuantes sendo que, na Solução Alternativa obteve-se  $B/L=0.09$ .

Após o pré-dimensionamento da estrutura perfurada verificou-se um coeficiente de reflexão de valor igual a 0,46. Assim, pode afirmar-se que a Solução Alternativa apresentará uma eficiência hidráulica muito superior à de um quebra-mar vertical convencional e mais aproximada da Solução Base. Importa também referir, que, obtiveram-se valores de coeficiente de reflexão entre 0,4 e 0,6 para uma gama de períodos entre 8 e 12 s.

O quebra-mar vertical parcialmente perfurado é uma solução inovadora conseguindo conjugar as vantagens dos caixotões convencionais com a baixa reflexão dos quebra-mares de talude. Este tipo de estrutura é uma boa solução em grandes profundidades e espaços limitados apresentando um bom comportamento hidráulico em termos de reflexão.

A redução do galgamento e das oscilações do nível da água em frente à estrutura também são bastante razoáveis. Esta solução proporciona uma navegação mais segura especialmente para pequenas embarcações e reduz o risco de erosão no pé da estrutura. A presença da parede perfurada e da câmara de ondas aumentam a estabilidade global da estrutura, através do desfasamento das forças de impacto que reduz a intensidade das forças totais na mesma.

## 7.2. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL/ESTABILIDADE

A estabilidade de um quebra-mar é avaliada através do seu comportamento estrutural. O comportamento estrutural depende do perfil transversal ou estrutura do quebra-mar devido à forma como interage com a agitação incidente por exemplo: devido ao seu perfil transversal, os quebra-mares de talude dissipam energia por rebentação e espraiamento enquanto os verticais refletem a mesma. Assim, as forças atuantes vão distribuir-se de forma diferente em cada estrutura.

Como foi referido anteriormente, as fórmulas e métodos de cálculo devem ser aplicados somente no pré-dimensionamento deste tipo de estruturas devendo o dimensionamento final ser feito com base em resultados de ensaios em modelo reduzido.

### Solução Base

A estabilidade de um quebra-mar de talude é, normalmente, analisada no manto de proteção de blocos e na superestrutura por serem as zonas mais suscetíveis à rotura. Os modos de falha

da superestrutura podem ser de natureza estrutural ou geotécnica sendo a primeira provocada pelas forças atuantes na superestrutura e que podem levar ao deslizamento, derrubamento ou falha na resistência dos materiais da mesma. A segunda tem que ver com a erosão provocada pela ação das ondas no solo onde é fundada a superestrutura e que pode eventualmente causar a inclinação da superestrutura para sotamar ou barlamar.

A instabilidade do manto de proteção destas estruturas pode ser hidráulica ou estrutural. O manto de proteção é a zona mais importante de um quebra-mar de talude embora seja também a zona mais exposta a possíveis danos. Assim, este tipo de estruturas pode sofrer instabilidade hidráulica do manto se existirem movimentos dos blocos ou instabilidade estrutural no caso de existirem falhas ou fissuras nas unidades de betão.

Os quebra-mares de talude estão normalmente sujeitos a uma maior manutenção durante a sua exploração devido a problemas relacionados com os blocos de proteção. Estas unidades podem deslocar-se do manto de proteção por ação da agitação marítima, através do deslizamento de uma camada de blocos ou até devido a assentamentos do núcleo que podem alterar a configuração do manto de proteção.

Em relação às correntes, por serem estruturas porosas, apresentam maior suscetibilidade à erosão ou “lavagem” dos materiais mais finos o que pode provocar vazios na base da estrutura e conseqüente, o desmoronamento do manto de proteção.

No geral, os quebra-mares de talude têm demonstrado, ao longo dos tempos e pelo mundo fora, serem estruturas bastante estáveis. Embora sejam estruturas que exigem maior manutenção durante a exploração, em comparação aos quebra-mares verticais, o seu colapso raramente é total ou seja, podem sofrer danos a nível estrutural mas que podem ser reparados sem pôr em causa o seu desempenho, ao contrário dos quebra-mares verticais.

Esta estrutura tem também a vantagem de ter um comportamento e dimensionamento mais fiáveis devido ao facto de existirem há mais tempo que as soluções verticais ou seja, têm métodos de dimensionamento mais seguros embora, a complexidade da ação da agitação marítima sobre os blocos do manto de proteção, torne impossível o cálculo rigoroso das forças atuantes sobre os mesmos.

### Solução Alternativa

As estruturas verticais são estruturas bastante estáveis, no entanto, necessitam de solos de fundação muito resistentes em comparação com as estruturas de talude. Isto deve-se ao facto de carregarem o solo de fundação numa área mais pequena, cargas mais concentradas, além

disso são estruturas com maior peso estrutural devido à utilização de betão armado. Ao contrário dos quebra-mares de talude que, têm uma área de implantação maior e por isso um peso mais distribuído pelo solo de fundação.

Os pontos mais importantes na estabilidade deste tipo de estrutura são, a sua fundação e os próprios caixotões. Visto serem estruturas heterogéneas, tem de existir especial cuidado na forma como é feita a sua ligação. No caso da Solução Alternativa, a fundação foi pré-dimensionada através das fórmulas da bibliografia existente. No entanto, tem que ser garantida a sua resistência ou capacidade de carga. Se a fundação não suportar os caixotões ou vier a apresentar assentamentos significativos pode por em causa o desempenho global da estrutura. Assim as estruturas de caixotões, para além de necessitarem de solos de fundação resistentes, precisam de uma superfície bem regularizada onde vão ser fundados.

O método de dimensionamento deste tipo de estruturas é mais recente que o dos quebra-mares de talude e continua a ser desenvolvido no sentido de se conseguirem fórmulas que descrevam melhor os fenómenos e processos hidráulicos a que estão sujeitas. No pré-dimensionamento da Solução Alternativa foi utilizado o método de Goda para o cálculo das forças atuantes. Os diagramas de forças propostos pela fórmula de Goda são conservativos, por assumirem simultaneamente os valores máximos das forças horizontais e da subpressão ou seja, as forças atuantes nos caixotões são normalmente menos severas do que o previsto por esta fórmula (Franco *et al*, 1998).

Acontece que as forças atuantes na parede vertical são reduzidas pela resposta estática e dinâmica do material e água que preenchem as células dos caixotões, esta resposta tende a estabilizar o caixotão (Takahashi *et al*, 1998). Assim, é possível concluir que este pré-dimensionamento está do lado da segurança.

No caso específico da Solução Alternativa, que consiste num quebra-mar vertical com parede parcialmente perfurada, conclui-se que as forças de impacto na parede perfurada são de facto reduzidas em relação às incidentes na parede lisa. No entanto, as fórmulas de cálculo destas forças apresentadas por Takahashi (2002) não explicam os fenómenos hidráulicos de forma consistente. Embora, no caso das forças negativas e dos níveis da água nesta estrutura sejam hidraulicamente bem explicados e eficazes.

As estruturas verticais de caixotões apresentam maior suscetibilidade ao deslizamento e derrubamento por serem estruturas monolíticas. Prevenir estas situações começa com a

correta construção da fundação e especial cuidado na colocação dos blocos de proteção do pé da estrutura.

Embora a parede frontal dos caixotões raramente sofra rotura, pode acontecer devido à fraca espessura da parede ou até através da colisão dos blocos de proteção do pé da estrutura com a parede.

Embora necessitem de menor manutenção que as estruturas de talude, a maior desvantagem que estas estruturas apresentam é o facto de após sofrerem danos, normalmente, ser muito difícil a sua reparação. Assim, estão mais sujeitos à ruína total da sua estrutura do que as estruturas de talude.

### 7.3. PROCESSO CONSTRUTIVO

#### Solução Base

O processo construtivo dos quebra-mares de talude é mais moroso que o dos quebra-mares verticais devido principalmente às camadas de enrocamento que formam a sua estrutura. A construção do seu talude pode ser feita por terra por descarga direta, utilizando pás carregadoras e camiões “dumpers”, ou através de meios marítimos, normalmente batelões de descarga pelo fundo.

No caso da Solução Base, o processo construtivo começa com a colocação do núcleo em ToT. As obras da construção do núcleo e subcamadas colocadas sobre o mesmo, avançam de 20 em 20 m, aproximadamente, por forma a garantir a melhor estabilidade da estrutura ao longo da construção. Assim, à medida que se colocam 20 m de núcleo são colocadas também as respetivas subcamadas e banquetas de pé de talude dessa seção, continuando este processo até à cabeça do quebra-mar. Ao longo da construção do talude vão sendo fabricados os blocos de proteção de betão do manto e os blocos e aduelas para construção do muro cais. Os primeiros por forma a serem colocados, formando o manto de proteção, à medida que a estrutura avança em comprimento. Após a conclusão destes trabalhos é colocado um tapete de fundação para o muro cais e são colocados os respetivos blocos. Seguidamente é feita a sobrecarga dos blocos através da colocação de blocos por cima dos mesmos por forma a proporcionar peso adicional e garantir o assentamento do muro-cais. Concluída a sobrecarga são retirados os blocos em excesso e é construída a viga de coroamento do muro-cais. Proceder-se então ao preenchimento do espaço de núcleo entre o muro cortina e o muro-cais que é regularizado

com camada de rachão ou brita. Por fim é betonada a superestrutura e é feita a pavimentação do molhe.

A colocação dos blocos de betão pré-fabricados é normalmente feita através da estrutura, utilizando guias. Em geral não é necessário cuidado especial na colocação de enrocamento submerso do núcleo, no entanto, a colocação de cada camada de enrocamento e dos blocos de betão deve ser feita de modo a evitar a quebra dos mesmos e deve ser controlada por levantamentos topográficos. Durante a sua construção deve ser feita uma monitorização constante de cada secção e camada finalizada por forma a garantir o perfil transversal projetado para cada secção.

Por norma, este tipo de estruturas tem um maior impacto ambiental durante a construção, devido à maior produção de ruído e poeiras associados à grande quantidade de material de pedreira. São também estruturas mais sujeitas a danos durante a construção. Por serem construídas da camada menos resistente para a camada mais resistente, a agitação marítima incidente pode danificar zonas das camadas de blocos menos resistentes durante o período de construção.

#### Solução Alternativa

O processo construtivo destas estruturas começa normalmente pela dragagem de camada de solo menos resistente que pode eventualmente existir por cima do maciço rochoso onde será fundada a estrutura, isto se existir, de facto, um maciço rochoso ou um solo bastante resistente. Note-se que este tipo de estrutura só é estável em solos resistentes.

Assim, após a dragagem e preparação do solo de fundação, o processo construtivo segue com a construção da fundação em TOT através de meios marítimos, normalmente, batelões de descarga pelo fundo. Após o talude da fundação estar completo é necessário fazer-se a regularização da superfície onde vão ser fundados os caixotões. Esta regularização da fundação é feita através da colocação de uma camada de brita ou rachão até se obter uma superfície o mais plana possível. Por serem estruturas monolíticas, deve existir especial cuidado na sua instalação pois estão sujeitas a maiores danos nos cantos inferiores da secção vertical e na laje de fundo, bem como a assentamentos diferenciais.

Os caixotões podem ser fabricados através de doca flutuante durante a construção da fundação. Após a construção dos caixotões os caixotões são rebocados até ao local onde vão ser fundados. Após o posicionamento do caixotão no local a fundear, enchem-se as células com água de lastro (do mar) para afundar o caixotão. Após ser fundeado, as células de cada

caixotão são preenchidas com enrocamento, areia ou betão, consoante o definido em projeto. Posteriormente são colocados os blocos de proteção do pé da estrutura na berma da fundação e por fim os blocos de proteção da fundação são colocados no talude inclinado e na restante berma de fundação. Esta colocação já pode ser feita através de grua posicionada em cima da própria estrutura.

Este tipo de estrutura apresenta uma largura inferior às dos quebra-mares de talude e consequentemente um menor volume de enrocamentos. Assim, a sua construção pode ser mais económica, especialmente em grandes profundidades (>20 m). Além disso, o facto de terem um “corpo” com menor largura proporciona menores obstáculos na área.

Deve existir no entanto, especial cuidado na colocação dos caixotões pois mesmo que sejam solidários através de ranhuras são estruturas muito suscetíveis a assentamentos diferenciais. Embora o seu processo construtivo possa ser mais rápido que os quebra-mares de talude, se não tiver existido cuidado no dimensionamento e no processo construtivo estão mais sujeitos à rotura. Esta rotura é normalmente definitiva devido à sua difícil reparação embora, durante a sua exploração, sejam estruturas que necessitam de uma menor manutenção.

**Quadro 7.1- Vantagens e Desvantagens na Construção da Solução Base e Alternativa.**

	<b>Vantagens</b>	<b>Desvantagens</b>
<b>Solução Base</b>	Utilização de material natural	Estrutura/Corpo grande (maior quantidade de material)
	Menor custo de construção (existem enrocamentos disponíveis próximo do local)	Maior ruído e impacto ambiental durante a construção
	Requer menor equipamento de trabalho porque pode ser construído unicamente por terra	Mais suscetíveis a sofrer danos durante a construção Construção mais morosa
<b>Solução Alternativa</b>	Construção mais rápida (caixotões construídos em doca flutuante à medida que a obra avança)	Precisam de um solo de fundação resistente
	Menor largura/Corpo (menor quantidade de material e maior área marítima utilizável)	Necessitam de grande equipamento de construção (doca flutuante e dragas)
	Possibilidade de utilizar material dragado	Custo de construção elevados devido à grande utilização de betão armado

#### 7.4. CUSTOS DE CONSTRUÇÃO

O custo de construção deste tipo de obras está condicionado não só pelos materiais de construção bem como pelas condicionantes do local. Parâmetros como a agitação incidente, abrigo pretendido, profundidade do local de implantação e materiais disponíveis no local ou próximo dele são fundamentais na decisão da melhor solução a adotar e os custos que esta implicará.

O facto de o porto das Velas se situar numa ilha não facilita a construção deste tipo de estruturas. O transporte de materiais até ao local incrementa muito os custos de obras insulares. Posto isto, é importante referir que o facto de existirem materiais, neste caso enrocamentos, disponíveis na ilha de S. Jorge remete para que a escolha da solução seja o quebra-mar de talude.

A estimativa de custos da Solução Alternativa desenvolvida neste trabalho foi feita com base em algumas considerações descritas anteriormente e levou a um valor total da Solução Alternativa cerca de 20% mais elevado que a Solução Base, para as mesmas condições de projeto.

Importa referir no entanto, alguns aspetos sobre os custos destes dois tipos de estrutura. D' Angremond e Tutuarina (1998) fizeram um estudo onde foram analisados os custos de construção de várias soluções de quebra-mares com o objetivo de mostrar que tipo de solução melhor se adapta a determinado local com base em considerações económicas, tipo de porto, condições ambientais e tempo de vida útil.

Neste estudo foram publicados alguns resultados importantes para esta análise comparativa designadamente, que o custo do quebra-mar de talude revelou-se superior ao do quebra-mar vertical, devido à produção do material de pedreira mais reduzido. Este exemplo mostra efetivamente que os custos dependem sempre do material disponível no local e da distância de transporte à obra. Se as distâncias de transporte neste tipo de solução forem demasiado grandes pode acontecer que seja mais económico a construção de uma solução de caixotões.

Um dos elementos mais caro na construção de quebra-mares de talude é o manto de proteção pois é constituído, normalmente, por blocos de betão no entanto, pode ser utilizada uma única camada de blocos (no caso de serem cúbicos) por forma a reduzir este custo, dependendo das condições de agitação marítima incidente do local.

O quebra-mar vertical é mais económico em profundidades superiores a 15 - 20 m no entanto, as condições de fundação nestes casos podem incrementar este custo. Os custos de construção dos caixotões, mesmo que sejam fabricados numa doca flutuante dentro do porto, dependem sempre das condições ambientais pois a sua colocação exige boas condições de agitação marítima.

Assim, é possível concluir que, mesmo que a Solução Alternativa tenha sido calculada para a situação mais desfavorável, a Solução Base é a mais económica para as condições de projeto apresentadas.

## 8. CONCLUSÕES

Os quebra-mares têm vindo, desde a antiguidade, a proporcionar abrigo a zonas expostas da costa e que por algum motivo necessitam de maior tranquilidade. Estas estruturas começaram por ser somente um talude de enrocamentos e têm sido desenvolvidas no sentido de apresentarem um perfil transversal cada vez mais resistente e um comportamento hidráulico mais eficiente. Esta conjugação é possível, no entanto, é um assunto complexo.

Deste modo, estão continuamente a investigar-se formas de melhorar os aspetos menos bons destas estruturas. No caso dos quebra-mares verticais, o desafio consiste na redução da reflexão da agitação incidente e conseqüente diminuição das forças de impacto na estrutura. Estas estruturas apresentam a grande desvantagem de dissiparem a energia por reflexão através de uma parede impermeável e por isso, em 1961, Jarlan desenvolveu o conceito de quebra-mar perfurado. Este tipo de estrutura pretende solucionar problemas como a agitação adicional criada na frente da estrutura, diminuir a probabilidade de galgamento, minimizar a erosão do fundo no local onde são implantadas e sobretudo, reduzir as forças de impacto sobre a estrutura.

O presente estudo consistiu no Estudo Prévio de uma solução alternativa para o prolongamento do molhe cais das Velas, S. Jorge, Açores. Este trabalho teve como principal objetivo estudar uma solução alternativa com um perfil transversal totalmente diferente da Solução Base projetada pela CONSULMAR e estudar o seu comportamento hidráulico e estrutural nas mesmas condições de projeto.

Assim, o Estudo Prévio da Solução Alternativa consistiu no pré-dimensionamento de uma estrutura vertical parcialmente perfurada e posterior análise comparativa de soluções. O trabalho aqui desenvolvido e apresentado foi um trabalho meramente académico e como tal não foi possível verificar/validar a estrutura através de ensaios em modelo reduzido. Contrariamente à Solução Alternativa, a Solução Base foi ensaiada em modelo reduzido tridimensional no LNEC apresentando bons resultados ao nível do comportamento estrutural hidráulico.

O pré-dimensionamento da estrutura vertical parcialmente perfurada foi feito com base no método de Goda, modificado por Takahashi em 1996 por forma a considerar a parede perfurada. Embora seja este o método mais utilizado para o cálculo das forças atuantes em estruturas de caixotões convencionais, pôde concluir-se que sobrestima as forças atuantes nos

quebra-mares verticais ou seja, as forças atuantes nos caixotões são normalmente menos severas do que o previsto por esta fórmula.

No caso específico de estruturas parcialmente perfuradas, como a Solução Alternativa, as fórmulas de cálculo das forças atuantes apresentadas são pouco claras. Por outras palavras, são estruturas hidraulicamente pouco exploradas e por isso as fórmulas existentes para este pré-dimensionamento não explicam ainda a totalidade dos fenómenos e mecanismos hidráulicos que as caracterizam.

A dissipação da energia neste tipo de estruturas dá-se através desfasamento entre o impacto na parede perfurada e o impacto na parede traseira da câmara de ondas.

A porosidade da parede perfurada, em estruturas com uma única câmara, deve ser entre 15 e 30% (Takahashi, 2002) e para estruturas com múltiplas câmaras entre 15 e 45% (Bergmann e Oumeraci 2000). No caso da Solução Alternativa, com uma única câmara, foi conseguido um valor de 30% de porosidade e uma relação de B/L de 0,09. Estes valores foram determinados também em função dos pormenores construtivos, sempre com o cuidado de manter as dimensões relativas à solução base. A gama de valores de B/L que conduz à melhor eficiência da parede perfurada na redução das forças atuantes situa-se no intervalo entre 0,1 e 0,4. As dimensões dos caixotões e da respetiva câmara de ondas respeitam os valores propostos pela bibliografia e que, em princípio, garantem a eficiência hidráulica da estrutura. Em princípio, porque, só através de ensaios em modelo reduzido é que se poderia validar o comportamento desta estrutura.

Após o pré-dimensionamento da estrutura perfurada obteve-se um coeficiente de reflexão de valor igual a 0,46 para o período adotado no pré-dimensionamento (Apêndice I), e valores entre 0,4 e 0,6 para uma gama de períodos entre 8 e 12 s. Pode afirmar-se que a Solução Alternativa apresentará uma eficiência hidráulica muito superior à de um quebra-mar vertical convencional e mais aproximada da Solução Base.

Na realização da estimativa de custos da Solução Alternativa obtiveram-se valores expectáveis, onde a Solução Alternativa apresentou um custo cerca de 20% superior ao da Solução Base. Estes valores apresentam-se razoáveis na medida em que, os caixotões de betão armado estão associados a um maior custo em comparação aos enrocamentos utilizados em quebra-mares de talude, especialmente se a construção for feita numa ilha como é o caso do presente estudo e se houverem enrocamentos disponíveis na mesma.

O quebra-mar vertical parcialmente perfurado apresenta uma solução inovadora conseguindo conjugar as vantagens dos caixotões convencionais com a baixa reflexão dos quebra-mares de talude. Este tipo de estrutura é uma boa solução em grandes profundidades e espaços limitados apresentando um bom comportamento hidráulico em termos de reflexão. A redução do galgamento e das oscilações do nível da água em frente à estrutura são também aspetos vantajosos deste tipo de solução.

Os quebra-mares verticais são estruturas que estão maioritariamente sujeitas a sofrer deslizamentos e derrubamentos e também falhas a nível da estrutura de fundação ou mesmo do solo onde são instalados. Os assentamentos diferenciais têm piores consequências em estruturas deste tipo, monolíticas, do que nas de talude, podendo causar danos irreparáveis.

No final deste estudo pôde concluir-se que as estruturas verticais parcialmente perfuradas constituem soluções bastante boas a nível de eficiência hidráulica, sendo, porém, estruturas com maior exigência ao nível da estabilidade visto estarem mais sujeitas ao colapso total se se verificarem condições excepcionais de agitação marítima quando comparadas com estruturas de talude. No caso específico do porto das Velas, a Solução Base apresenta vantagens no custo de construção e na dissipação de energia, devido aos grandes estados de agitação caraterísticos do arquipélago dos Açores.

Em Portugal, a quantidade de quebra-mares verticais construídos não tem grande expressão, no entanto, em países como o Japão, Itália e França são soluções bastante utilizadas. O facto de se adotarem mais estruturas de talude no nosso país prende-se muito com a agitação marítima muito energética verificada na costa portuguesa bem como as pequenas profundidades verificadas junto à costa e que tornam a construção destas estruturas pouco económicas.



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bergmann, H., Oumeraci, H. (2000). *Wave loads on perforated caisson breakwaters*. Proceedings of the 27th International Conference on Coastal Engineering ASCE.

Brogueira-Dias, E., Luís, L., Cunha, M. (2007). *Cais do novo Terminal Multiusos do Porto de Leixões em Blocos tipo NOREF*, 5as Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária, Lisboa.

Castillo, C., Mínguez, R., Castillo, E., Losada, M.A., (2006). *An optimal engineering design method with failure rate constraints and sensivity analysis. Application to composite breakwaters*. Coastal Engineering, 53.

Christiani, E., Burcharth, H.F., Dalsgaard Sorensen, J., (1996). *Reliability based optimal design of vertical breakwaters modelled as a series system of failure*. Proceedings of 25<sup>th</sup> conference on Coastal Engineering, Orlando, Florida.

CONSULMAR (2010). *Peças do Procedimento*. Empreitada de Construção do Prolongamento do Molhe Cais das Velas, na Ilha de S. Jorge, Açores. Projeto de Execução.

Franco, L., de Gerloni, M., Passoni, G., Zacconi, D., (1998). *Wave forces on solid and perforated caisson breakwaters: comparison of field and laboratory measurements*. Coastal Engineering, p. 1944-1957.

Fugazza, M., Natale L. (1992). *Hydraulic performance of perforated breakwater*. Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering, ASCE, 118.

Goda, Y. (2010), *Random seas and Design of Maritime Structures*. Universidade de Tóquio, Japão.

Goda, Y., Nagai, K. (1969). *On the Spectrum of irregular waves generated by the variable motion of wave paddles*. Rep. of the Port and Harbour Research Institute, Vol.8.

Jarlan, G.E. (1961). *A perforated vertical breakwater*. The Dock and Harbour Authority, Vol. 41, nº486. Londres, Inglaterra.

Jianyi, W. (1992). *Experimental study of perforated caisson breakwaters*. China Ocean Engineering, Vol. 6.

Kimura, K., Mizuno, Y., Hayashi, M., (1998). *Wave force and stability of armor units for composite breakwaters*. Coastal Engineering, p. 2193-2206.

- Kirca, V.O., Kabdasli, M.S. (2009). *Reduction of non-breaking wave loads on caisson type breakwaters using a modified perforated configuration*. Ocean Engineering, Vol. 36.
- Kondo, H. (1979). *Analysis of breakwaters having two porous wall*, Int. Proc. Coastal Structures 1979, Vol.2.
- Kondo, H., Toma, S. (1972). *Reflection and transmission for a porous structure*. Proc of 13<sup>th</sup> Coastal Engineering Conf., 3, 1847-1866.
- Kortenhaus, A., Oumeraci, H. (2000). *Damping of horizontal and uplift forces on horizontally composite breakwaters*. Proceedings of the 27th International Conference on Coastal Engineering ASCE, p.1724-1733.
- Li, Y., Dong, G., Liu, H., Sun, D., (2003). *The reflection of oblique incidente waves by breakwaters with double-layered perforated Wall*. Coastal Engineering 50, 47-60.
- Li, Y., Liu, Y. (2011). *Wave interaction with a wave absorbing double curtain-wall breakwater*. Ocean Engineering 38, 1237-1245.
- Miranda, J.M., Baptista, M.A., Matias, L.M., Costa, P.T., (2006). *Risco Sísmico*. Instituto Dom Luiz;
- Neves, M.G., Vílchez, M., Clavero, M., Losada, M.A., (2012). *Determinação de forças atuantes em quebra-mares verticais e mistos*. Revista da Gestão Costeira Integrada/Journal of Integrated Coastal Zone Management.
- Oumeraci, H., Kortenhaus, A., Allsop, W., de Groot, Marten, Crouch, R., Vrijling, H., Voortman, H. (2001). *Probabilistic Design Tools for Vertical Breakwaters*;
- Pinto, S. (2012). *Estruturas portuárias verticais perfuradas*. Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, Especialização em Hidráulica, FEUP, Porto.
- Pita, C. (1985). *Dimensionamento hidráulico do manto resistente de quebra-mares de talude*. Boletim de Informação Técnica (Lisboa) 37, LNEC.
- Sekiguchi *et al*, (2001). *Development of sloping slit caisson breakwater*, ADMS 21, Port and Harbour Research Institute.
- Silveira Ramos, F. (2005). *Integração de uma central de aproveitamento da energia das ondas nos molhes do Douro*. 4<sup>as</sup> Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária, Angra do Heroísmo.
- Suh, K.D., Park, W.S. (1995). *Wave reflection from perforated-wall caisson breakwaters*, Coastal Engineering, Vol.26.

- Suh, K.D., Park, K.J., Park, W.S., (2006). *Wave reflection from partially perforated-wall caisson breakwater*, Ocean Engineering, Vol. 33.
- Takahashi, S. (2002). *Design of Vertical Breakwaters, 2<sup>nd</sup> Edition*. Reference Document no. 34, Port and Harbour Research Institute, Ministry of Transport, Yokosuka, Japan.
- Takahashi, S., Tsuda, M., Suzuki, K., Shimosako, K., (1998). *Experimental and FEM Simulation of the dynamic response of a caisson wall against breaking wave impulsive pressures*. Coastal Engineering, p.1986-1999.
- Takahashi, S., Shimosako, K. (1994). *Wave pressure on a perforated caisson*, Proc. of the Hydro-Port '94, 747-764.
- Takahashi, S., Tanimoto, K., Shimosako, K., (1994). *A proposal of impulsive pressure coefficient for the design of composite breakwaters*. Proc. of the Hydro-Port '94, 1, 489-504.
- Tanimoto, K., Yoshimoto, Y. (1982). *Theoretical and experimental study of reflection coefficient for wave dissipating caisson with a permeable front Wall*. Report of the Port and Harbour Research Institute, 21(3).
- Teixeira, R. (2012). *Quebra-mares portuguesas. Inventário e Análise comparativa de soluções*. Dissertação para a obtenção do grau Mestre em Engenharia Civil, Especialização em Hidráulica, FEUP, Porto.
- Terrett, *et al.* (1968). *Model studies of a perforated breakwater*. Proc. 11th ASCE Conf. Coastal Engineering, 1104-1109.
- Tito, T., Afonso, C. (2001). *Molhe exterior do porto do Caniçal, Conceção e dimensionamento*. 2<sup>a</sup>s Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária, Sines.
- d'Angremond, K., Tutuarima, W.H., (1998). *Cost comparison of breakwater types*. Coastal Engineering, p. 1934-1944.
- U.S. Army Corps of Engineers, (2006). *Coastal Engineering Manual*. Washington, D.C.: U.S. Army Corps of Engineering.

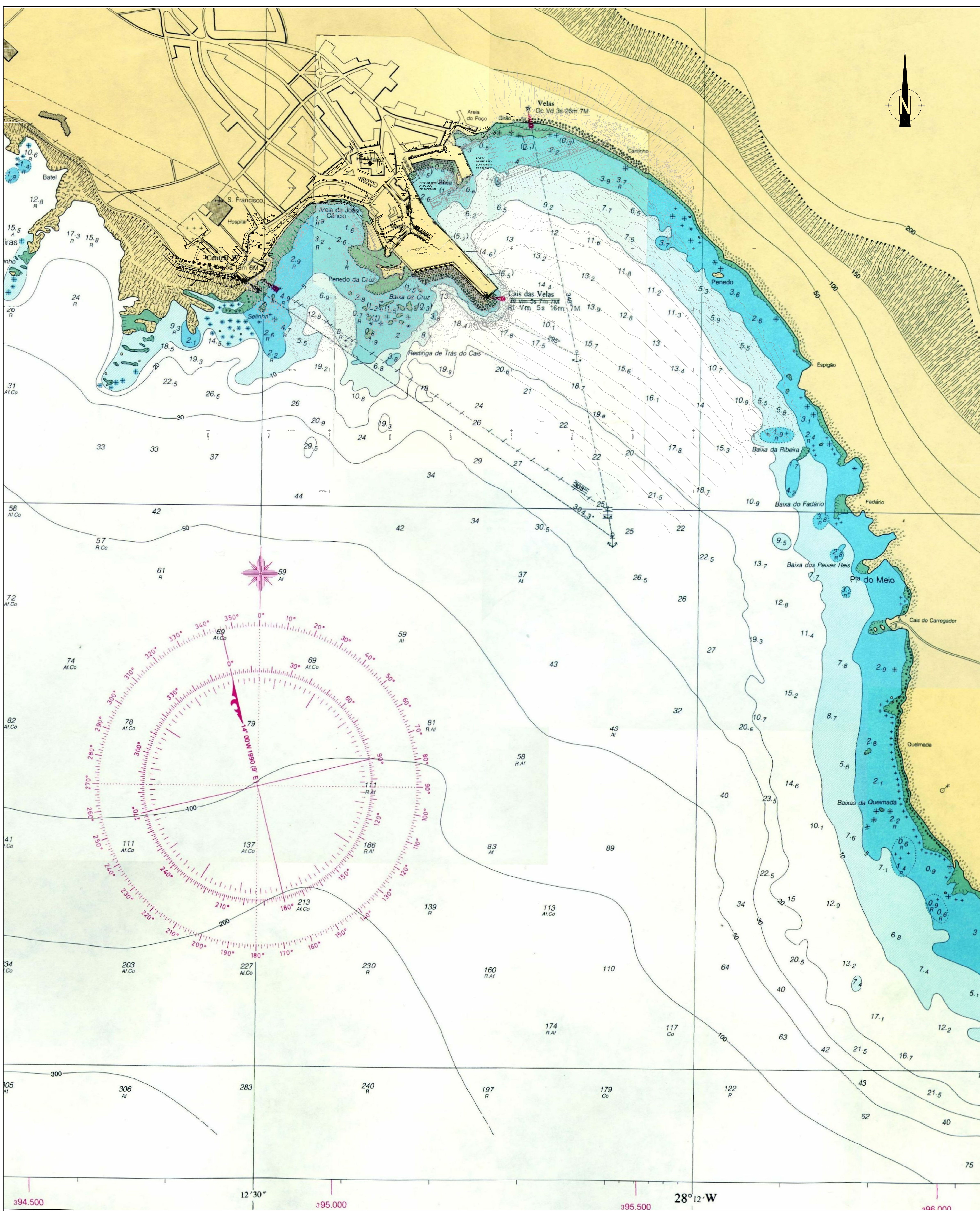


## ANEXOS

## ANEXO I – PLANTA DE LOCALIZAÇÃO DO PORTO DAS VELAS



## ANEXO II – ENQUADRAMENTO GERAL DA TOPO-HIDROGRAFIA



NOTAS:

- LEVANTAMENTO HIDROGRÁFICO POR GEOSIB EM AGOSTO DE 2008
- LEVANTAMENTO HIDROGRÁFICO REALIZADO PELA BRIGADA HIDROGRÁFICA N.º 1 EM SETEMBRO DE 1999
- LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO COMPLETADO E ATUALIZADO COM ELEMENTOS RESULTANTES DO LEVANTAMENTO HIDROGRÁFICO (1999) OU VERIFICADOS NO LOCAL (2004)
- COTAS REFERIDAS AO Z.H. SITUADO 1,00m ABAIXO DO NÍVEL MÉDIO DO MAR, NM.
- LEVANTAMENTO DE 2008
- LEVANTAMENTO DE 1999

REVISÃO	POR	DATA	DESCRIÇÃO	LOP	MST

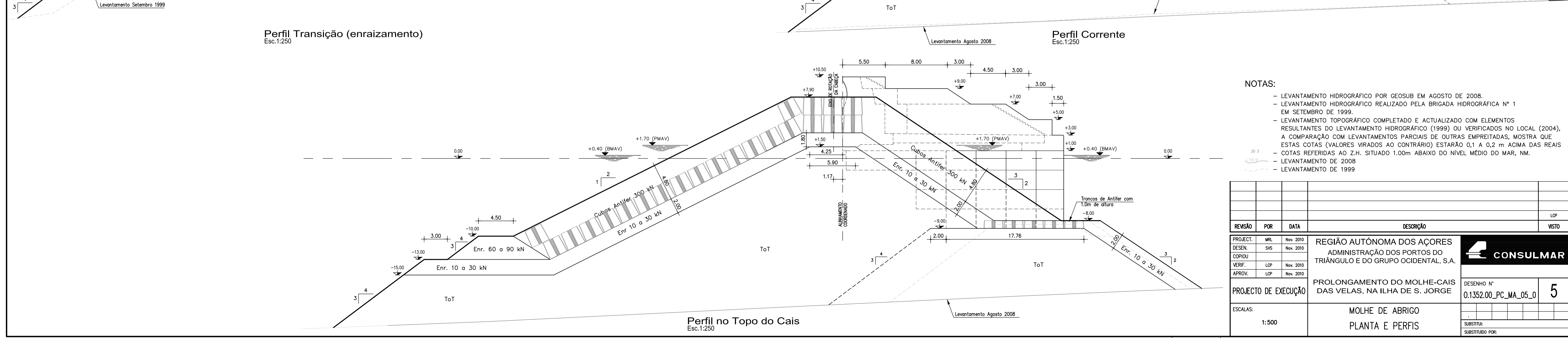
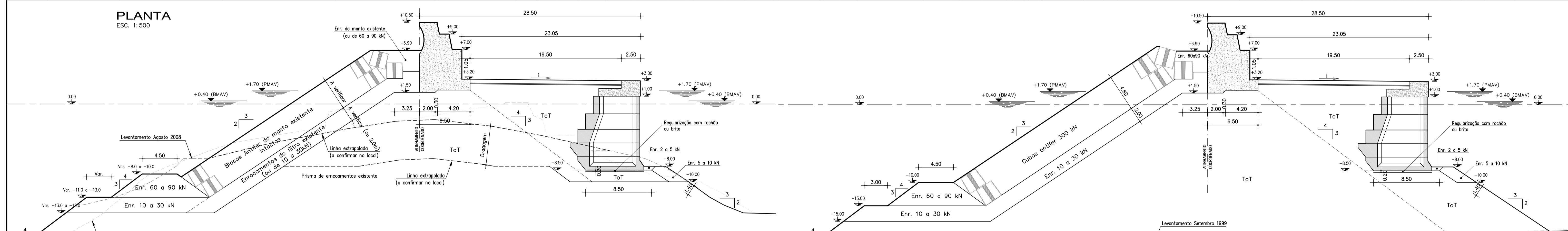
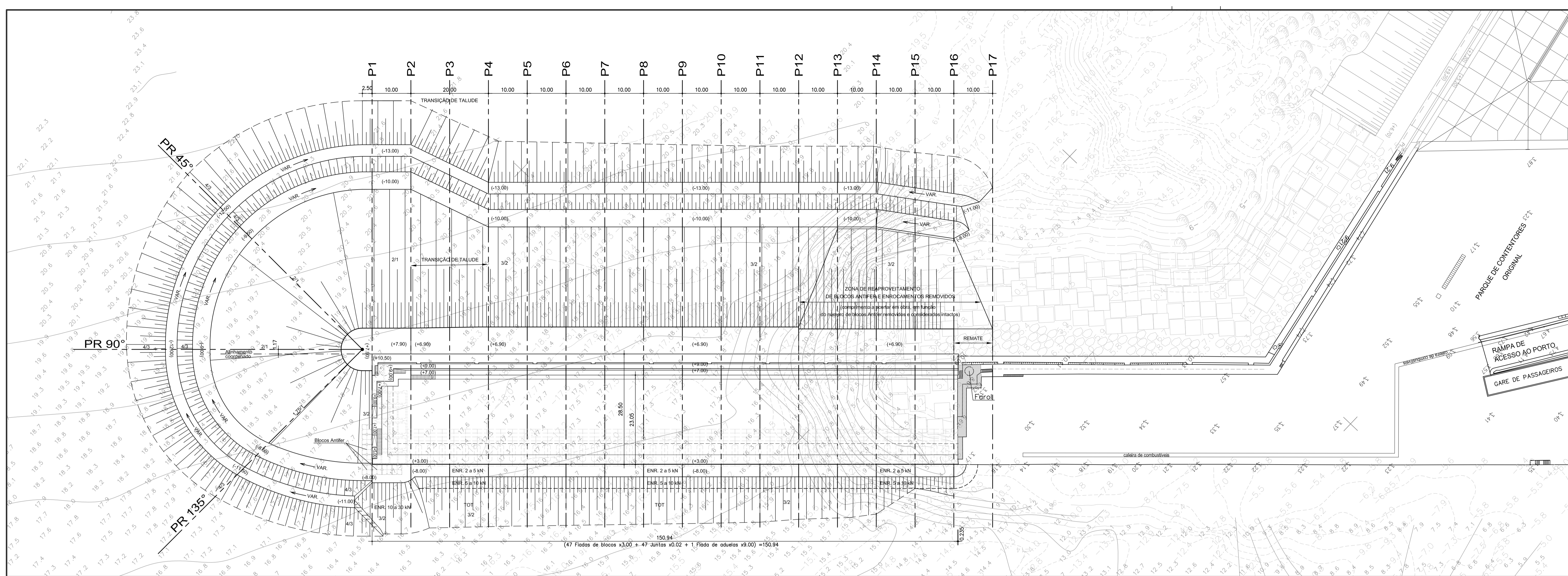
  

PROJEC:	MRL	Agosto 2010	REGIÃO AUTÓNOMA DOS AÇORES ADMINISTRAÇÃO DOS PORTOS DO TRIÂNGULO E DO GRUPO OCCIDENTAL, S.A.	
DESEN:	SJC	Agosto 2010		
VERIF:	LAL	Agosto 2010		
APROV:	LOP	Agosto 2010		
ESPECIFICAÇÕES				
PROLONGAMENTO DO MOLHE-CAIS DAS VELAS, NA ILHA DE S. JORGE				
ENQUADRAMENTO CERIAL DA TOPO-HIDROGRAFIA				
PLANTA				
ESCALAS:	1:2000			
DESENHO N.º	0.1352.00_PE_EM_01_0			
SÉRIE	1			
SUBSÉRIE				
FECHAMENTO POR				

ANEXO III – PLANTA GERAL DO PROLONGAMENTO DO MOLHE CAIS DAS VELAS  
(SOLUÇÃO BASE)



ANEXO IV – PLANTA E PERFIS DO PROLONGAMENTO DO MOLHE CAIS DAS  
VELAS (SOLUÇÃO BASE)



- NOTAS:**
- LEVANTAMENTO HIDROGRÁFICO POR GEOSUB EM AGOSTO DE 2008.
  - LEVANTAMENTO HIDROGRÁFICO REALIZADO PELA BRIGADA HIDROGRÁFICA N.º 1 EM SETEMBRO DE 1999.
  - LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO COMPLETADO E ATUALIZADO COM ELEMENTOS RESULTANTES DO LEVANTAMENTO HIDROGRÁFICO (1999) OU VERIFICADOS NO LOCAL (2004). A COMPARAÇÃO COM LEVANTAMENTOS PARCIAIS DE OUTRAS EMPREITADAS, MOSTRA QUE ESTAS COTAS (VALORES VIRADOS AO CONTRÁRIO) ESTARÃO 0,1 A 0,2 m ACIMA DAS REAIS
  - COTAS REFERIDAS AO Z.H. SITUADO 1,00m ABAIXO DO NÍVEL MÉDIO DO MAR, NM.
  - LEVANTAMENTO DE 2008
  - LEVANTAMENTO DE 1999

REVISÃO	POR	DATA	DESCRIÇÃO	LSP	MSTO
PROJECT.	MRL	Nov. 2010	REGIÃO AUTÓNOMA DOS AÇORES		
DESEN.	SYS	Nov. 2010	ADMINISTRAÇÃO DOS PORTOS DO TRIÂNGULO E DO GRUPO OCIDENTAL, S.A.		
COPIOU					
VERIF.	LCP	Nov. 2010			
APROV.	LCP	Nov. 2010			
PROJECTO DE EXECUÇÃO			PROLONGAMENTO DO MOLHE-CAIS DAS VELAS, NA ILHA DE S. JORGE	DESENHO N.º 0.1352.00_PC_MA_05_0	5
ESCALAS:			MOLHE DE ABRIGO		
1:500			PLANTA E PERFS		
				SUBSTITUI	
				SUBSTITUÍDO POR:	

## ANEXO V – CUSTOS DA SOLUÇÃO BASE

Nº	Designação	Un	Quant.	Preço Un	Parciais	Totais
<b>0</b>	<b>Trabalhos Preparatórios</b>					
0.1	Montagem, construção e manutenção do estaleiro	VG	1		400 000,00 €	
0.2	Desmontagem e demolição do estaleiro	VG	1		200 000,00 €	
0.3	Levantamento Zero				20 000,00 €	
0.4	Telas Finais				10 000,00 €	630 000,00 €
<b>1</b>	<b>Demolições, Escavação, Dragagem e Remoção</b>					
1.2	Demolição do pavimento e superestruturas de betão existentes, incluindo armazenamento provisório dos materiais reaproveitáveis e transporte a vazadouro dos produtos sobrantes	m3	294,0	80,00 €	23 520,00 €	
1.3	Escavação de enrocamentos, incluindo armazenamento provisório e triagem para reaproveitamento em obra	m3	245,0	10,00 €	2 450,00 €	
1.4	Dragagem de enrocamentos incluindo armazenamento provisório e triagem para reaproveitamento em obra	m3	5810,0	15,00 €	87 150,00 €	
1.5	Escavação cuidada de blocos Antifer, incluindo armazenamento provisório e triagem para reaproveitamento em obra	un	49	100,00 €	4 900,00 €	
1.6	Dragagem cuidada de blocos Antifer, incluindo armazenamento provisório e triagem para reaproveitamento em obra	un	435	200,00 €	87 000,00 €	215 020,00 €
	<b>1 - Demolições, Escavação, Dragagem e Remoção</b>					<b>215 020,00 €</b>
<b>2</b>	<b>Obra de Proteção em Talude e Muro-Cortina</b>					
<b>2.1</b>	<b>Enrocamentos</b>					
2.1.1	Transporte e colocação de produtos de demolição, no núcleo	m3	310	5,00 €	1 550,00 €	
2.1.2	Transporte e colocação de blocos Antifer, no núcleo (pagamento de 1/2 a 1 unidade de bloco)	un	81	150,00 €	12 150,00 €	
2.1.3	Transporte e colocação de enrocamentos existentes, no núcleo	m3	2420	10,00 €	24 200,00 €	
2.1.4	Transporte e colocação de enrocamentos existentes, em submantos e mantos	m3	3460	10,00 €	34 600,00 €	
2.1.5	Fornecimento e colocação de enrocamentos ToT, em núcleo	m3	113100	20,00 €	2 262 000,00 €	
2.1.6	Fornecimento e colocação de enrocamentos ToT em prisma de pé de talude	m3	26900	22,50 €	605 250,00 €	
2.1.7	Fornecimento e colocação de enrocamento de 10 a 30 kN, em submanto em talude	m3	11690	30,00 €	350 700,00 €	
2.1.8	Fornecimento e colocação de enrocamento de 10 a 30 kN, em submanto da berma do pé de talude	m3	9170	35,00 €	320 950,00 €	
2.1.9	Fornecimento e colocação de enrocamento de 60 a 90 kN, na completagem da berma de coroamento do manto de proteção	m3	1195	60,00 €	71 700,00 €	
2.1.10	Fornecimento e colocação de enrocamento de 60 a 90 kN, em prisma de proteção do pé de talude	m3	7450	65,00 €	484 250,00 €	4 167 350,00 €

<b>2.2</b>	<b>Betões</b>					
2.2.1	Transporte e colocação de blocos Antifer existentes, em mantos	un	403	300,00 €	120 900,00 €	
2.2.2	Betão C35/45 XS3 em blocos Antifer de 300 kN					
	a) Pré-fabricação e colocação em stock	m3	19540	180,00 €	3 517 200,00 €	
	b) Transporte e colocação em malha regular	un	1563	300,00 €	468 900,00 €	
2.2.3	Betão de especificação EN 206-1 C35/45, para armar, "in situ", na superestrutura, incluindo cofragens, moldes e negativos	m3	6675	220,00 €	1 468 500,00 €	5 575 500,00 €
<b>2.3</b>	<b>Juntas</b>					
2.3.1	Fornecimento e colocação de material deformável, tipo "Poliestireno" com 0.02 m de espessura, em juntas	m2	204	2,50 €	510,00 €	
2.3.2	Fornecimento e colocação de cordão asfáltico no fechamento das juntas	m	42	20,00 €	840,00 €	1 350,00 €
<b>2.4</b>	<b>Armaduras</b>					
2.4.1	Aço A400NR em armadura de pele e armadura de reforço para fundação de Farol e colunas de iluminação, na superestrutura	kg	100120	2,00 €	200 240,00 €	200 240,00 €
<b>2.5</b>	<b>Diversos</b>					
2.5.1	Fornecimento e instalação de tampas metálicas nas caixas de passagem, incluindo fixações e todos os acessórios necessários	un	5	400,00 €	2 000,00 €	
2.5.2	Fornecimento e instalação de portas metálicas para vão com 0.70 m x 1.00 m, incluindo fixações e todos os acessórios necessários	un	4	500,00 €	2 000,00 €	
2.5.3	Construção de Farol e instalação dos seus equipamentos, incluindo fornecimento de todos os materiais, equipamentos e acessórios necessários, assim como o reaproveitamento dos equipamentos armazenados	un	1	80 000,00 €	80 000,00 €	84 000,00 €
<b>2 - Obra de Proteção em Talude e Muro-cortina:</b>						<b>10 028 440,00 €</b>
<b>3</b>	<b>Muro-cais a (-8.00 m)ZH</b>					
<b>3.1</b>	<b>Enrocamentos</b>					
3.1.1	Fornecimento e colocação de enrocamento ToT, no embasamento	m3	12255	22,50 €	275 737,50 €	
3.1.2	Fornecimento e colocação de enrocamento de 2 a 5 kN, na berma de coroamento do manto de proteção	m3	93	30,00 €	2 790,00 €	
3.1.3	Fornecimento e colocação de enrocamento de 5 a 10 kN, no manto de proteção de talude	m3	672	30,00 €	20 160,00 €	
3.1.4	Fornecimento e colocação de enrocamento de 10 a 30 kN, no manto de proteção em talude	m3	502	30,00 €	15 060,00 €	
3.1.5	Fornecimento e colocação de detritos de pedra no preenchimento dos poços entre colunas de blocos	m3	2760	15,00 €	41 400,00 €	
3.1.6	Fornecimento de brita ou rachão com 0.20 m de espessura média, regularização da fundação	m2	1268	50,00 €	63 400,00 €	418 547,50 €
<b>3.2</b>	<b>Betões</b>					
3.2.1	Betão C35/45 XS3 em blocos pré-fabricados					

	a) Pré-fabricação e colocação em stock	m3	6950	200,00 €	1 390 000,00 €	
	b) Transporte e colocação, incluindo sobrecarga	un	235	350,00 €	82 250,00 €	
3.2.2	Betão C35/45 XS3 em aduelas				0,00 €	
	a) Pré-fabricação e colocação em stock	m3	510	300,00 €	153 000,00 €	
	b) Transporte e colocação, incluindo sobrecarga	un	20	600,00 €	12 000,00 €	
3.2.3	Betão C35/45 XS3 em troncos de bloco Antifer de 300 kN com 1.00 m de altura					0,00 €
	a) Pré-fabricação e colocação em stock	m3	100	180,00 €	18 000,00 €	
	b) Transporte e colocação	un	8	180,00 €	1 440,00 €	
3.2.4	Betão simples C25/30 XS1 no preenchimento de aduelas e de poços entre colunas de blocos	m3	1447	140,00 €	202 580,00 €	
3.2.5	Betão de especificação EN 206-1 C35/45, para armar, "in situ", na superestrutura, incluindo cofragens, moldes e negativos	m3	1150	220,00 €	253 000,00 €	2 112 270,00 €
<b>3.3</b>	<b>Juntas</b>					
3.3.1	Fornecimento e colocação de material deformável, tipo "Poliestireno" com 0.02 m de espessura, em juntas	m2	32	2,50 €	80,00 €	
3.3.2	Fornecimento e colocação de cordão asfáltico no fechamento das juntas	m	26	20,00 €	520,00 €	600,00 €
<b>3.4</b>	<b>Armaduras</b>					
3.4.1	Aço A400NR em armadura de pele e armadura de reforça para cabeços, na superestrutura	kg	28745	1,80 €	51 741,00 €	
3.4.2	Aço A400NR, em armaduras de aduelas do cais	kg	76400	2,00 €	152 800,00 €	204 541,00 €
<b>3.5</b>	<b>Diversos</b>					
3.5.1	Fornecimento e instalação de cabeços de amarração iguais aos existentes, incluindo fixações e todos os acessórios necessários	un	13	2 500,00 €	32 500,00 €	
3.5.2	Fornecimento e instalação de defensas de cais iguais às existentes, incluindo fixações e todos os acessórios necessários	un	7	7 500,00 €	52 500,00 €	
3.5.3	Fornecimento e instalação de escadas metálicas e argolas, incluindo fixações e todos os acessórios necessários	un	6	1 000,00 €	6 000,00 €	
3.5.4	Fornecimento e instalação de tampas metálicas, incluindo fixações e todos os acessórios necessários					
	a)Caixas de tomada de água	un	3	300,00 €	900,00 €	
	b)Caixas de tomada de energia	un	3	300,00 €	900,00 €	
	c)Caixas de passagem	un	4	400,00 €	1 600,00 €	94 400,00 €
	<b>3 - Muro-cais a (-8.00 m)ZH:</b>					<b>2 830 358,50 €</b>
<b>4</b>	<b>Terrapleno e Redes Técnicas</b>					
<b>4.1</b>	<b>Enrocamentos</b>					
4.1.1	Fornecimento e colocação de enrocamento ToT, em aterro, incluindo compactação por camadas	m3	13483	20,00 €	269 660,00 €	269 660,00 €
<b>4.2</b>	<b>Betões</b>					
4.2.1	Fornecimento e colocação aragamassa de regularização autonivelante, na transição entre os pavimentos dos cais existente e novo, incluindo prévia escarificação de superestrutura de betão	m2	55	50,00 €	2 750,00 €	

4.2.2	Fornecimento e colocação de betão de regularização C8, em camada de espessura variável entre 0.07 e 0.10	m2	2860	10,00 €	28 600,00 €	
4.2.3	Betão C30/35 XS3 em lajes de pavimento com 0.50 m de espessura, incluindo furos e sumidouros, juntas, armaduras e todos os materiais necessários	m2	2860	140,00 €	400 400,00 €	431 750,00 €
<b>4.3</b>	<b>Diversos</b>					
4.3.1	Abertura de caixa e roços de passagem para redes, na superestrutura existente, incluindo negativos, refechamento com betão e todos os trabalhos necessários	un	1	5 000,00 €	5 000,00 €	
4.3.2	Fornecimento e instalação de rede de abastecimento de água e de combate a incêndio	VG	1	30 000,00 €	30 000,00 €	
4.3.3	Fornecimento e instalação de rede de alimentação de energia eléctrica e iluminação	VG	1	70 000,00 €	70 000,00 €	105 000,00 €
<b>4 - Terrapleno:</b>						<b>806 410,00 €</b>
					total	13 880 228,50 €

## APÊNDICES

## APÊNDICE I

### MEMÓRIA DE CÁLCULO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS DA SOLUÇÃO ALTERNATIVA

## A – MÉTODOS DE CÁLCULO

## ÍNDICE

1.	CONSIDERAÇÕES PRÉVIAS .....	1
2.	ONDA DE PROJETO .....	3
3.	CONDICIONANTES NATURAIS DE PROJETO .....	5
3.1.	Topo-hidrografia .....	5
3.2.	Agitação Marítima .....	5
3.3.	Marés e Correntes .....	7
4.	PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA VERTICAL PARCIALMENTE PERFURADA .....	9
4.1.	Fórmula de Goda Modificada (Takahashi, 2002) .....	9
4.1.1.	Parede Perfurada – Reflexão .....	12
4.2.	Pré-dimensionamento dos Blocos de Proteção da Fundação .....	13
5.	VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE .....	15
5.1.	Verificação da Segurança ao Deslizamento e Derrubamento .....	15
5.2.	Verificação da Resistência da Fundação .....	15

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 3.1 - Rumos com Maior Número de Ocorrências no Porto das Velas.....	6
Figura 4.1 - Distribuição de pressões ao longo da parede perfurada e na câmara de ondas da estrutura, (Takahashi, 2002).....	10
Figura 4.2 – Distribuição das Forças Atuantes no Caixotão da Solução Alternativa para a Crista IIa. ....	11

## ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 4.1 – Fatores de Modificação das várias fases da onda, (Takahashi, 2002).....	10
Quadro 4.2 - Fatores de Modificação para a fase de onda Crista IIa. ....	11

## 1. CONSIDERAÇÕES PRÉVIAS

No dimensionamento de obras marítimas existe sempre um grande risco associado devido à falta de precisão dos dados da agitação marítima incidente. Assim, por norma, é feito o pré-dimensionamento da estrutura marítima e posteriormente são feitos ensaios em modelo reduzido em laboratório de modo a analisar e verificar o comportamento da estrutura para condições extremas de energia incidente. Deste modo, o estudo prévio em questão pretende projetar a estrutura ao nível dos ensaios em modelo reduzido embora, estes ensaios não sejam âmbito deste trabalho.

Apesar de hoje em dia existirem cada vez melhores ferramentas de previsão dos fenómenos atmosféricos, as condições de agitação marítima incidente estarão sempre associadas a alguma incerteza. É por esta razão que as formulações utilizadas na hidráulica marítima estão constantemente a ser melhoradas com o objetivo de se atingirem fórmulas que proporcionem erros e incertezas cada vez menores.

Assim, cabe ao projetista a análise e decisão das formulações a utilizar num projeto, sendo que o mesmo será depois validado com a realização dos ensaios em modelo reduzido que podem, posteriormente, dar lugar a alterações e melhoramentos do projeto.

Neste documento serão apresentadas todas as formulações utilizadas para o cálculo dos elementos constituintes da solução alternativa utilizando a simbologia apresentada na bibliografia de referência para cada caso.

Nos capítulos seguintes apresentam-se as formulações e cálculos referentes ao pré-dimensionamento da solução alternativa que se divide no cálculo da altura da onda de projeto, descrição das condicionantes naturais de projeto e das fórmulas utilizadas no cálculo estrutural do quebra-mar vertical perfurado e por fim a verificação da estabilidade do quebra-mar.



## 2. ONDA DE PROJETO

A altura da onda de projeto a considerar no dimensionamento de quebra-mares depende do tipo de solução a adotar. Neste dimensionamento, quebra-mar vertical, o método utilizado foi o de Goda recorrendo à fórmula apresentada em Takahashi (2002).

A altura de onda a utilizar no cálculo das forças atuantes na estrutura é a da onda com maior altura verificada no local,  $H_{max}$ . A altura de onda máxima a considerar é  $H_D = H_{max} = 1,8H_{1/3}$ , a barlar da zona de rebentação, ou dentro da zona de rebentação  $H_b$ , maior altura de onda verificada na profundidade  $h_b$ , a uma distância de  $5H_{1/3}$  a barlar da estrutura.

A altura de onda significativa  $H_{1/3}$  é calculada na profundidade  $h$  em frente ao quebra-mar. O período da maior onda é o relativo à onda significativa e por isso,  $T_{max} = T_{1/3}$  (Goda, 1985).

A utilização de  $H_{max} = 1,8H_{1/3}$  não garante, só por si, que alguma onda não exceda este valor durante uma eventual tempestade. Por isso, o valor  $1,8H_{1/3}$  é uma recomendação e não uma regra (Goda, 1985).

As fórmulas empíricas para o cálculo da altura da onda de projeto em zonas de rebentação são as seguintes (Takahashi, 2002),

$$H_{\frac{1}{3}} = K_s H'_0 \quad \rightarrow \frac{h}{L_0} \geq 0,2$$

$$H_{\frac{1}{3}} = \min\{(\beta_0 H'_0 + \beta_1 h), \beta_{max} H'_0, K_s H'_0\} \quad \rightarrow \frac{h}{L_0} < 0,2$$

$$H_{max} = H_{1/250} = 1,8K_s H'_0 \quad \rightarrow \frac{h}{L_0} \geq 0,2$$

$$H_{max} = \min\{(\beta_0^* H'_0 + \beta_1^* h), \beta_{max}^* H'_0, 1,8K_s H'_0\} \rightarrow \frac{h}{L_0} < 0,2$$

Os coeficientes  $\beta$  a introduzir nas fórmulas anteriores são calculado através das fórmulas seguintes,

$$\beta_0 = 0.028(H'_0/L_0)^{-0.38} \exp[20 \tan(\theta)^{1.5}]$$

$$\beta_1 = 0.52 \exp[4.2 \tan(\theta)]$$

$$\beta_{max} = \max\{0.92, 0.32(H'_0/L_0)^{-0.29} \times \exp[2.4 \tan(\theta)]\}$$

$$\beta_0^* = 0.052(H'_0/L_0)^{-0.38} \exp[20 \tan(\theta)^{1.5}]$$

$$\beta_1^* = 0.63 \exp[3.8 \tan(\theta)]$$

$$\beta_{max}^* = \max\{1.65, 0.53(H'_0/L_0)^{-0.29} \times \exp[2.4 \tan(\theta)]\}$$

Em que,

$H_D$  – Altura da onda de projeto;

$H_{1/3}$  – Altura de onda significativa;

$H_{max}$  – Altura de onda máxima;

$h$  - Profundidade a uma distância de  $5H_{1/3}$  para barlar do quebra-mar;

$H'_0$  – Altura de onda ao largo;

$K_s$  – Coeficiente de empolamento;

$L_0$  – Comprimento de onda ao largo ( $L_0 = gT^2/2\pi$ );

$\theta$  - Declive do fundo.

O coeficiente de empolamento,  $K_s$ , é calculado através da seguinte equação,

$$K_s = \left( \frac{C_{g0}}{C_{gl}} \right)^{1/2}$$

em que a celeridade em grandes profundidades  $C_{g0}$  e a velocidade de grupo  $C_g$  são dadas por,

$$C_{g0} = \frac{1}{2} C_0 = \frac{1}{2} (1.56 T)$$

$$C_{gl} = nC = \frac{1}{2} \left( 1 + \frac{\frac{4\pi d}{L}}{\sinh\left(\frac{4\pi d}{L}\right)} \right) \frac{gT}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi d}{L}\right)$$

em que,

$T$  – Período de onda;

$L$  – Comprimento de onda na profundidade  $d$ ;

$d$  – Profundidade em frente à estrutura.

### 3. CONDICIONANTES NATURAIS DE PROJETO

O estudo prévio desenvolvido neste trabalho tem como base as condições de agitação marítima utilizadas para o dimensionamento da solução base. No entanto, as variáveis a utilizar no dimensionamento de uma solução vertical diferem das utilizadas numa solução de talude.

#### 3.1. TOPO-HIDROGRAFIA

A zona do previsto prolongamento do molhe cais desenvolve-se sensivelmente sobre as batimétricas dos (-18), (-19) e (-20) m ZH, sobre um banco rochoso que se desenvolve segundo uma direção aproximada Norte-Sul.

No dimensionamento da solução alternativa vertical, foi considerado um declive do fundo  $\alpha$ , igual a 0,05. Este é um parâmetro importante no dimensionamento de estruturas verticais pois se estivermos perante um fundo demasiado íngreme é difícil garantir a estabilidade da estrutura (Cap. 4.1.1.). Neste caso, o fundo é inclinado mas possui profundidade suficiente para que não haja rebentação das ondas em frente à estrutura ou seja, a profundidade é suficiente para que o fundo não influencie a forma da onda.

#### 3.2. AGITAÇÃO MARÍTIMA

O regime de ventos utilizado para projeto provém da comparação de duas estações meteorológicas, Horta e Lajes, e de um ponto do modelo de circulação geral do Meteorological Office a sul da Ilha do Pico.

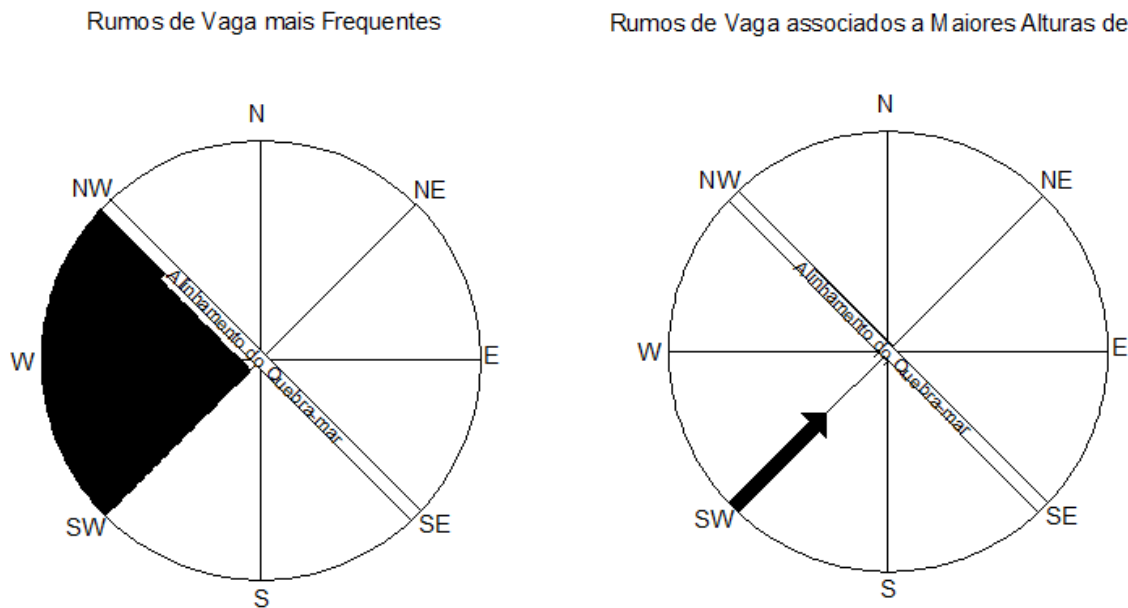
No que diz respeito ao regime médio anual, os rumos mais frequentes rodam no sentido anticiclónico (sentido horário) e da comparação das estações e do ponto do modelo conclui-se que os rumos mais frequentes se encontram entre SW e NW.

Considerando que o Porto das Velas fica situado na costa Sul da Ilha de S. Jorge abrigado por uma arriba de grande altura que o protege dos ventos vindos de Norte, com rumos situados entre W e E, para condições de rumo mais desfavoráveis de projeto são considerados, localmente, os ventos do quadrante SW os reinantes e que maiores problemas trazem às condições de operacionalidade do porto e das suas embarcações.

Importa referir que a direção de onda de projeto distingue-se para a verificação da estabilidade e para a eficiência hidráulica da estrutura. Assim, o cálculo da estabilidade será feito para as condições extremas de agitação através da direção mais desfavorável (SW) no

entanto, a eficiência hidráulica da parede perfurada será verificada para a direção de onda mais frequente no local, SW-NW.

Conseqüentemente, o ângulo entre a direção da onda e uma linha perpendicular ao quebra-mar,  $\theta$ , é igual a zero (SW) fazendo com que a direção de onda seja perpendicular ao quebra-mar. No entanto, os rumos mais frequentes entre SW e NW vão provocar obliquidade das ondas em relação à parede perfurada o que, conseqüentemente, proporciona menores forças de impacto da estrutura, tornando-a ainda mais eficiente a nível de reflexão.



**Figura 3.1 - Rumos com Maior Número de Ocorrências no Porto das Velas.**

Os resultados obtidos do tratamento de dados do “hindcast”, referidos no ponto 3.1.3. do trabalho, em termos de alturas significativas e períodos de pico das ondas ao largo (valores médios anuais) mostram que,

#### Alturas

43% das alturas de vaga e 26% de ondulação são inferiores a 1 m, enquanto que 29% das alturas da vaga e 45% da ondulação apresentam alturas entre 1 a 2 m. As alturas de vaga superiores a 3 e 5 m representam aproximadamente 14,3% e 3,3% das ocorrências, respetivamente, no caso da ondulação apresenta 9,5% e 0,9% das ocorrências.

#### Períodos

Na vaga predominam os baixos períodos com cerca de 88% das ocorrências inferiores a 7 s e na ondulação, 74% das ocorrências com períodos entre 7 e 13 s.

Assim, foi utilizada uma altura de onda significativa ao largo ( $H_{so}$ ) de 5,5 m para um período de retorno de 50 anos, calculado pela CONSULMAR. O período máximo considerado para o estado de agitação de projeto foi de 12 s.

### 3.3. MARÉS E CORRENTES

As marés no Arquipélago dos Açores são do tipo semi-diurno regular, com amplitudes médias da ordem de 0,9 m e máximas próximas de 1,8 m.

Consideraram-se os seguintes valores da maré no local:

Preia-mar máxima – (1,94 m)ZH

Preia-mar de águas vivas média – (1,65 m)ZH

Preia-mar de águas mortas média – (1,27 m)ZH

Nível médio – (1,00 m)ZH

Baixa-mar de águas mortas média – (0,73 m)ZH

Baixa-mar de águas vivas média – (0,37 m)ZH

Baixa-mar mínimo – (0,17 m)ZH

A estes valores deve somar-se 0,1 m, para se ter em conta a evolução do nível médio do mar em relação ao valor fixado há umas décadas atrás. Os valores considerados no projeto são PMAV (1,7 m)ZH e BMAV (0,40 m)ZH, os mesmos utilizados para o Projeto de Execução da Solução Base.



#### 4. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA VERTICAL PARCIALMENTE PERFURADA

No pré-dimensionamento do quebra-mar vertical perfurado foi adotada a fórmula de Goda modificada para o cálculo das forças atuantes na estrutura. A utilização desta fórmula prende-se com a solução construtiva adotada neste estudo prévio, quebra-mar vertical perfurado.

##### 4.1. FÓRMULA DE GODA MODIFICADA (TAKAHASHI, 2002)

A fórmula desenvolvida por Goda, em 1973, utiliza a onda de altura máxima e tem a vantagem de poder ser utilizada para todas as condições de agitação marítima, para além de definir a flutuabilidade da seção vertical na água em repouso separadamente da subpressão devida à ação das ondas.

Esta fórmula foi modificada por Tanimoto et al., em 1976 para incluir o efeito da direção da onda incidente e por Takahashi et al., 1994 com a adição do coeficiente da força impulsiva e dos fatores de modificação.

A solução alternativa adotada consiste numa estrutura vertical perfurada constituída por caixotões sobre prisma de enrocamentos. O cálculo das forças atuantes nesta estrutura faz-se com base na distribuição de pressões consideradas na fórmula de Goda modificada, descrita no Capítulo 4.1.2. do documento.

No caso deste estudo, estrutura vertical perfurada, os fatores de modificação  $\lambda_1$ ,  $\lambda_2$  e  $\lambda_3$  são calculados para a fase de onda mais crítica para a estrutura através do Quadro 4.1 (Takahashi, 2002).

Quadro 4.1 – Fatores de Modificação das várias fases da onda, (Takahashi, 2002).

Zona da Estrutura	Fator de Modificação	Crista I	Crista II a	Crista II b
Parede Perfurada	AS1	0,85	0,7	0,3
	AS2	0,4 se ( $\alpha \leq 0,75$ ) 0,3/ $\alpha$ se ( $\alpha > 0,75$ )	0	0
Parte Impermeável da Parede	$\lambda_{L1}$	1	0,75	0,65
	$\lambda_{L2}$	0,4 se ( $\alpha \leq 0,5$ ) 0,2/ $\alpha$ se ( $\alpha > 0,5$ )	0	0
Parede Traseira da Câmara de Ondas	AR1	0	20l/3L' se ( $l/L' \leq 0,15$ ) 1,0 se ( $l/L' > 0,15$ )	1,4 se ( $HD/h \geq 0,1$ ) 1,6-2HD/h se ( $0,1 < HD/h < 0,3$ ) 1,0 se ( $HD/h \geq 0,3$ )
	AR2	0	0,56 se ( $\alpha \leq 25/28$ ) 0,5/ $\alpha$ se ( $\alpha > 25/28$ )	0
Laje de Fundo da Câmara de Ondas	$\lambda_{M1}$	0	20l/3L' se ( $l/L' \leq 0,15$ ) 1,0 se ( $l/L' > 0,15$ )	1,4 se ( $HD/h \geq 0,1$ ) 1,6-2HD/h se ( $0,1 < HD/h < 0,3$ ) 1,0 se ( $HD/h \geq 0,3$ )
	$\lambda_{M2}$	0	0	0
Subpressão	$\lambda_U$	1	0,75	0,65

Segundo Takahashi (2002), quando o prisma de fundação é alto  $d/h = 0,5$  e  $H/h > 0,3$  a estabilidade é crítica na Crista IIa. Assim, para o presente caso de estudo ( $d/h = 0,47$  e  $H/h = 0,5$ ) será esta a distribuição de pressões mais crítica para a estrutura.

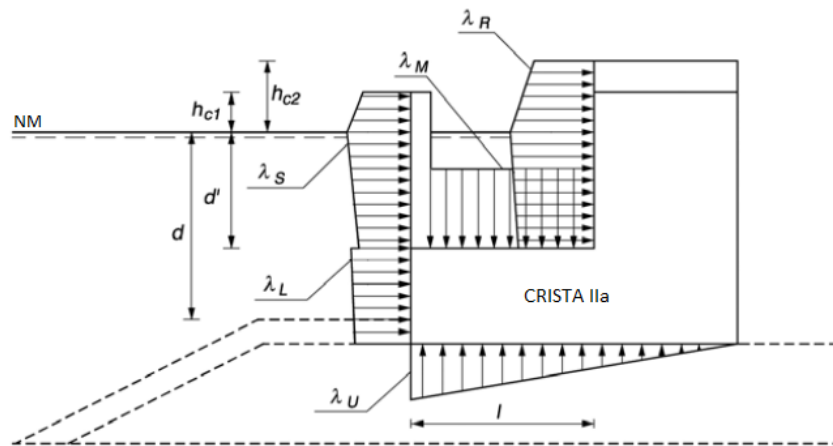
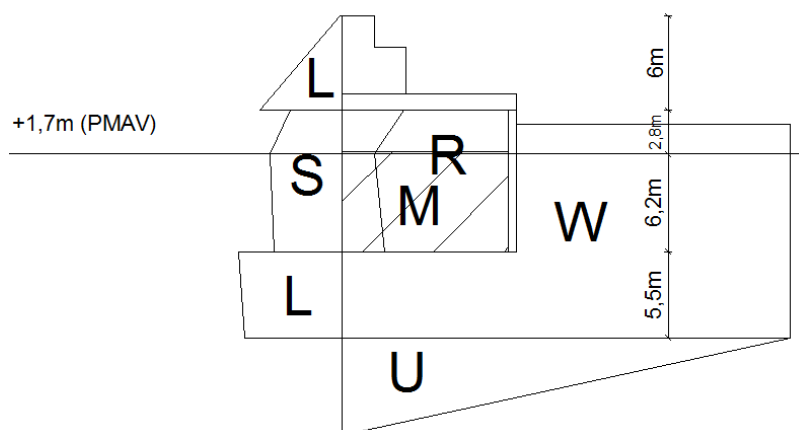


Figura 4.1 - Distribuição de pressões ao longo da parede perfurada e na câmara de ondas da estrutura, (adaptado de CEM, 2006).

**Quadro 4.2 - Fatores de Modificação para a fase de onda Crista IIa.**

Zona da Estrutura	Fator de Modificação	Crista II a
Parede Perfurada	$\lambda_{S1}$	0,7
	$\lambda_{S2}$	0
Parte Impermeável da Parede	$\lambda_{L1}$	0,75
	$\lambda_{L2}$	0
Parede Traseira da Câmara de Ondas	$\lambda_{R1}$	20l/3L' se (l/L' ≤ 0,15) 1,0 se (l/L' > 0,15)
	$\lambda_{R2}$	0,56 se ( $\alpha \leq 25/28$ ) 0,5/ $\alpha$ se ( $\alpha > 25/28$ )
Laje de Fundo da Câmara de Ondas	$\lambda_{M1}$	20l/3L' se (l/L' ≤ 0,15) 1,0 se (l/L' > 0,15)
	$\lambda_{M2}$	0
Subpressão	$\lambda_U$	0,75



**Figura 4.2 – Distribuição das Forças Atuantes no Caixotão da Solução Alternativa para a Crista IIa.**

O cálculo das forças atuantes na crista IIa foi feito com recurso à fórmula de Goda. Assim introduziram-se, para cada elemento da parede perfurada, os fatores de modificação diretamente na fórmula de Goda por ex: substituiu-se  $\lambda_{S1}$  e  $\lambda_{S2}$  por  $\lambda_1$  e  $\lambda_2$  no cálculo das pressões  $p_1, p_3, p_4$  e retiraram-se estes valores de pressão para a zona da parede perfurada.

Foi realizado este procedimento de cálculo para todas as forças atuantes S, L, R, U (no caso da subpressão, foi substituído  $\lambda_U$  por  $\lambda_3$  para  $p_u$ ) e força estabilizante M. Posteriormente foi feita a verificação de segurança ao deslizamento e derrubamento com estas novas cargas.

Exemplo de cálculo para as forças atuantes na parte perfurada da parede vertical:

1. Fatores de modificação

$$\lambda_{S1} = 0,7$$

$$\lambda_{S2} = 0$$

2. Substituição dos fatores de modificação no método de Goda

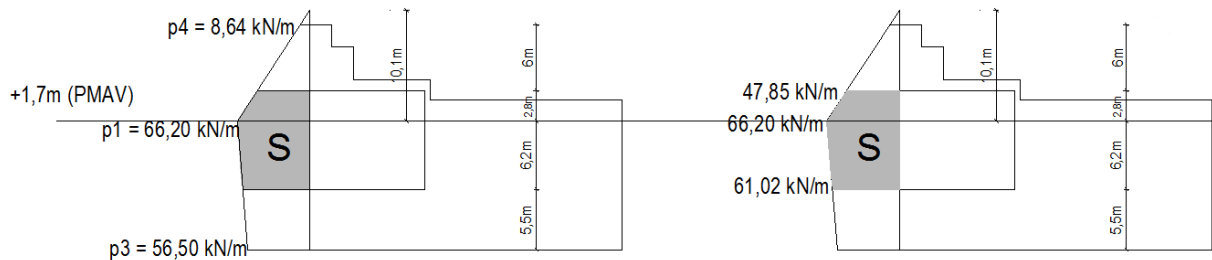
$$\eta^* = 0,75(1 + \cos\theta)\lambda_{S1}H_D = 10,1 \text{ m}$$

$$p_1 = 0,5(1 + \cos\theta)(\lambda_{S1}\alpha_1 + \lambda_{S2}\alpha^*\cos^2\theta)w_oH_D$$

$$p_3 = \alpha_3p_1$$

$$p_4 = \alpha_4p_1$$

3. Diagrama das forças atuantes



Após o cálculo dos novos valores das forças, reduzidos pelos fatores de modificação, procede-se ao mesmo cálculo para todas as forças da Crista IIa. Posteriormente procede-se à verificação de segurança ao deslizamento e derrubamento da estrutura.

#### 4.1.1. PAREDE PERFURADA – REFLEXÃO

Para a solução alternativa foi adotada uma solução de aberturas retangulares de 2,58 x 9 m<sup>2</sup> de área sendo que, cada caixotão apresenta quatro aberturas na parede de barlar.

A parede de barlar do caixotão apresenta uma área exposta de 15 x 20,5 m<sup>2</sup>, obteve-se assim uma porosidade 30%, valor que está dentro do intervalo de referência 15-30% proposto pela bibliografia para estruturas perfuradas com uma única câmara de ondas (Takahashi (2002) e Bergmann *et al* (2000)).

Visto a solução alternativa ser vertical ao contrário da solução base, de talude, é objetivo deste estudo prévio obter a menor reflexão possível desta estrutura alternativa. Através das aberturas retangulares e de uma porosidade de 30% da parede de barlar será expectável que a estrutura reflita muito menos a agitação incidente e funcione de um modo mais semelhante à Solução Base.

Na determinação do coeficiente de reflexão foi adotada a fórmula proposta por Oumeraci *et al.* (2001) onde este coeficiente depende do comprimento da câmara de ondas (B) e do período das ondas incidentes (L=f(T)). Esta fórmula foi proposta com base em testes em modelo reduzido dos caixotões do Porto de Torres e que mostraram que para a relação

$B/L=0,20$ , em que  $L$  representa o comprimento de onda à profundidade ( $d$ ) junto à estrutura, a reflexão da estrutura é mínima.

$$C_R = 18.6 \left(\frac{B}{L}\right)^2 - 7.3 \left(\frac{B}{L}\right) + 0.98$$

Através desta fórmula é possível observar que à medida que o período ( $T$ ) das ondas aumenta, para o mesmo coeficiente de reflexão, o comprimento das câmaras aumenta também. Assim para uma relação  $B/L = 0,09$  obteve-se um coeficiente de reflexão para a estrutura perfurada de 0,46, para o período considerado no pré-dimensionamento. Importa referir que para uma gama de períodos entre 8 a 12 s esta estrutura apresenta valores de coeficiente de reflexão entre 0,4 e 0,6.

#### 4.2. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS BLOCOS DE PROTEÇÃO DA FUNDAÇÃO

No pré-dimensionamento dos blocos de proteção do manto do prisma de fundação adotou-se o método proposto por Brebner e Donnelly (1962) (Takahashi, 2002), que determina o peso necessário dos blocos em função da altura de onda,

$$W = \frac{\gamma_r H_{1/3}^3}{N_s^3 (S_r - 1)^3}$$

Em que,

$\gamma_r$  – Peso específico do enrocamento;

$H_{1/3}$  – Altura de onda significativa;

$N_s$  – Coeficiente de estabilidade;

$S_r$  – Densidade do enrocamento.

O coeficiente de estabilidade é calculado utilizando a fórmula proposta por Takahashi *et al.* (1990),

$$N_s = \max \left\{ 1.8, 1.3 \left( \frac{1-K}{K^{1/3}} \right) (h'/H_{1/3}) + 1.8 \exp \left[ -1.5 \left( \frac{(1-K)^2}{K^{1/3}} \right) (h'/H_{1/3}) \right] \right\}$$

em que,

$$K = K_1 (K_2)_B$$

$$K_1 = (2kh') / \sinh(2kh')$$

$$(K_2)_B = \max \{ 0,45 \sin^2 \theta (kB_m \cos \theta), \cos^2 \theta \sin^2 (kB_m \cos \theta) \}$$

onde,

$h'$  – Profundidade entre o nível médio da água de projeto e o fundo do caixotão;

$L'$  – Comprimento de onda na profundidade  $h'$ ;

$k$  – Número de onda ( $= 2\pi/L'$ );

$Bm$  – Largura da berma do prisma de fundação.

Estes parâmetros podem também ser calculados para incluir a estabilidade do manto de proteção na zona da cabeça do quebra-mar substituindo as equações anteriormente apresentadas pelas seguintes,

$$K = K_1(K_2)_T$$

$$(K_2)_T = (\alpha_s \tau^2)/4$$

em que,  $\tau$  expressa a relação entre a velocidade das partículas da água na cabeça do quebra-mar e a velocidade da onda incidente e toma o valor 1.4 para ângulos de incidência de onda inferiores a 45° (Takahashi, 2002).

Os blocos de betão de proteção do pé da seção vertical devem pesar entre 100 a 400 kN (C. Castillo *et al.*, 2006) e são dimensionados em função da sua espessura (ou altura)  $t$ . Para o dimensionamento destes blocos foi adotado o método proposto por Kimura *et al.* (1996) (Goda, 2010),

$$t = AH_{1/3} \left( \frac{h'}{h} \right)^{-0.787} : 0,4 \leq \frac{h'}{h} \leq 1,0$$

Em que,

$A$  – 0,21 na cabeça do quebra-mar e 0,18 no tronco;

$H_{1/3}$  – Altura de onda significativa;

$h'$  – Profundidade entre o nível médio da água de projeto e o fundo do caixotão;

$h$  – Profundidade em frente à estrutura.

## 5. VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE

### 5.1. VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA AO DESLIZAMENTO E DERRUBAMENTO

Para verificar a segurança ao deslizamento e ao derrubamento calculam-se os respectivos coeficientes que devem ser superiores a 1,2, embora, na maioria dos casos, o deslizamento seja mais desfavorável para este tipo de estruturas. As fórmulas utilizadas para este cálculo são descritas no Capítulo 4.1.4.1. do documento.

### 5.2. VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA DA FUNDAÇÃO

O método utilizado, descrito no Capítulo 4.1.4.2. do documento, assume-se uma distribuição trapezoidal ou triangular para a tensão exercida do solo, existente sob o fundo da seção vertical. A capacidade de carga de um solo é definida pelo limite de carga que o solo pode suportar sem sofrer deformações que ponham o seu desempenho em causa.

A capacidade de suporte do solo segundo Takahashi (2002) deverá ser no máximo de 600 kN/m<sup>2</sup>.

## B - RESULTADOS DOS CÁLCULOS

## Onda de Projeto

### Quadro 1

Cálculo do coeficiente de empolamento  $K_s$  para as diferentes profundidades de projeto

Batimétrica	PMAV (m)	h (m)	Tp (s)	Lo (m)	L	Cgo	Cg	Ks
19	1,7	20,7	12	224,6	171,00	9,360	10,192	0,958
18	1,7	19,7	12	224,6	166,82	9,360	10,084	0,963
17	1,7	18,7	12	224,6	162,53	9,360	9,966	0,969
16	1,7	17,7	12	224,6	158,13	9,360	9,837	0,975
15	1,7	16,7	12	224,6	153,59	9,360	9,696	0,983
14	1,7	15,7	12	224,6	148,92	9,360	9,541	0,990
13	1,7	14,7	12	224,6	144,10	9,360	9,372	0,999
12	1,7	13,7	12	224,6	139,12	9,360	9,187	1,009
11	1,7	12,7	12	224,6	133,94	9,360	8,983	1,021
10	1,7	11,7	12	224,6	128,56	9,360	8,758	1,034
9	1,7	10,7	12	224,6	122,94	9,360	8,509	1,049
8	1,7	9,7	12	224,6	117,06	9,360	8,233	1,066

## Onda de Projeto

### Quadro 2

#### Cálculo da altura significativa H1/3 através do método de Goda

Hso	Tp	Lo	h	h/Lo	$\alpha$	h/Lo<0,2							
						$\beta_0$	$\beta_1$	$\beta_{max}$	$\beta_0 H'_{o} + \beta_1 h$	$\beta_{max} H'_{o}$	Ks	KsH'o	H1/3
5,5	12	224,6	20,7	0,092	0,05	0,143	0,642	1,058	14,07	5,82	0,958	5,27	5,27
5,5	12	224,6	19,7	0,088	0,05	0,143	0,642	1,058	13,43	5,82	0,963	5,30	5,30
5,5	12	224,6	18,7	0,083	0,05	0,143	0,642	1,058	12,79	5,82	0,969	5,33	5,33
5,5	12	224,6	17,7	0,079	0,05	0,143	0,642	1,058	12,15	5,82	0,975	5,37	5,37
5,5	12	224,6	16,7	0,074	0,05	0,143	0,642	1,058	11,50	5,82	0,983	5,40	5,40
5,5	12	224,6	15,7	0,070	0,05	0,143	0,642	1,058	10,86	5,82	0,990	5,45	5,45
5,5	12	224,6	14,7	0,065	0,05	0,143	0,642	1,058	10,22	5,82	0,999	5,50	5,50
5,5	12	224,6	13,7	0,061	0,05	0,143	0,642	1,058	9,58	5,82	1,009	5,55	5,55
5,5	12	224,6	12,7	0,057	0,05	0,143	0,642	1,058	8,94	5,82	1,021	5,61	5,61
5,5	12	224,6	11,7	0,052	0,05	0,143	0,642	1,058	8,30	5,82	1,034	5,69	5,69
5,5	12	224,6	10,7	0,048	0,05	0,143	0,642	1,058	7,65	5,82	1,049	5,77	5,77
5,5	12	224,6	9,7	0,043	0,05	0,143	0,642	1,058	7,01	5,82	1,066	5,86	5,82

## Onda de Projeto

### Quadro 3

#### Cálculo da altura máxima Hmax através do método de Goda

Hso	Tp	Lo	hb	h/Lo	$\alpha$	h/Lo<0,2							
						$\beta_0^*$	$\beta_1^*$	$\beta_{max}^*$	$\beta_0^*H'o+\beta_1^*h$	$\beta_{max}^*H'o$	Ks	1,8KsH'o	Hmax
5,5	12	224,6	22,154915	0,099	0,05	0,266	0,762	1,753	18,35	9,64	0,958	9,49	9,49
5,5	12	224,6	21,154915	0,094	0,05	0,266	0,762	1,753	17,58	9,64	0,963	9,54	9,54
5,5	12	224,6	20,154915	0,090	0,05	0,266	0,762	1,753	16,82	9,64	0,969	9,59	9,59
5,5	12	224,6	19,154915	0,085	0,05	0,266	0,762	1,753	16,06	9,64	0,975	9,66	9,64
5,5	12	224,6	18,154915	0,081	0,05	0,266	0,762	1,753	15,30	9,64	0,983	9,73	9,64
5,5	12	224,6	17,154915	0,076	0,05	0,266	0,762	1,753	14,54	9,64	0,990	9,81	9,64
5,5	12	224,6	16,154915	0,072	0,05	0,266	0,762	1,753	13,77	9,64	0,999	9,89	9,64
5,5	12	224,6	15,154915	0,067	0,05	0,266	0,762	1,753	13,01	9,64	1,009	9,99	9,64
5,5	12	224,6	14,154915	0,063	0,05	0,266	0,762	1,753	12,25	9,64	1,021	10,11	9,64
5,5	12	224,6	13,154915	0,059	0,05	0,266	0,762	1,753	11,49	9,64	1,034	10,23	9,64
5,5	12	224,6	12,154915	0,054	0,05	0,266	0,762	1,753	10,73	9,64	1,049	10,38	9,64
5,5	12	224,6	11,154915	0,050	0,05	0,266	0,762	1,753	9,96	9,64	1,066	10,56	9,64

## Pré-dimensionamento da Estrutura Vertical Parcialmente Perfurada

### Quadro 4

Cálculo do coeficiente das forças impulsivas  $\alpha_I$  (método de Goda modificado)

h	d	T	L	Bm	Hmax	$\delta_{11}$	$\delta_{22}$	$\delta_1$	$\delta_2$	$\alpha_{IB}$	$\alpha_{IH}$	$\alpha_I$
20,7	9,4	12	171,00	6,5	9,64	-0,096	-0,021	-1,915	-0,102	0,287	1,025	0,294
19,7	9,4	12	166,82	6,5	9,64	-0,103	-0,043	-2,063	-0,209	0,245	1,025	0,251
18,7	9,4	12	162,53	6,5	9,64	-0,111	-0,067	-2,227	-0,327	0,202	1,025	0,207
17,7	9,4	12	158,13	6,5	9,64	-0,121	-0,093	-2,411	-0,458	0,160	1,025	0,164
16,7	9,4	12	153,59	6,5	9,64	-0,131	-0,124	-2,618	-0,605	0,119	1,025	0,122
15,7	9,4	12	148,92	6,5	9,64	-0,143	-0,157	-2,851	-0,771	0,083	1,025	0,085
14,7	9,4	12	144,10	6,5	9,64	-0,156	-0,196	-3,117	-0,959	0,051	1,025	0,052
13,7	9,4	12	139,12	6,5	9,64	-0,171	-0,240	-3,423	-1,175	0,025	1,025	0,026
12,7	9,4	12	133,94	6,5	9,64	-0,189	-0,291	-3,779	-1,424	0,007	1,025	0,007
11,7	9,4	12	128,56	6,5	9,64	-0,210	-0,350	-4,196	-1,716	-0,004	1,025	-0,004
10,7	9,4	12	122,94	6,5	9,64	-0,235	-0,421	-4,694	-2,062	-0,009	1,025	-0,009
9,7	9,4	12	117,06	6,5	9,64	-0,265	-0,506	-5,296	-2,480	-0,008	1,025	-0,008

## Pré-dimensionamento da Estrutura Vertical Parcialmente Perfurada

### Quadro 5

Cálculo dos coeficientes  $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$  e  $\alpha^*$ , parâmetros do método de Goda modificado

h	d	h'	hb	T	LD	HD	$\alpha$	hc	$\theta$	B	Bm	$\omega_0$	hc*	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha_3$	$\alpha_4$	$\alpha^*$
20,7	9,4	11,7	22,2	12	171,0	9,64	0,05	8,8	0	28,5	6,5	10,3	8,8	0,844	0,202	0,868	0,391	0,294
19,7	9,4	11,7	21,2	12	166,8	9,64	0,05	8,8	0	28,5	6,5	10,3	8,8	0,852	0,195	0,867	0,391	0,251
18,7	9,4	11,7	20,2	12	162,5	9,64	0,05	8,8	0	28,5	6,5	10,3	8,8	0,860	0,187	0,866	0,391	0,207
17,7	9,4	11,7	19,2	12	158,1	9,64	0,05	8,8	0	28,5	6,5	10,3	8,8	0,869	0,178	0,865	0,391	0,178
16,7	9,4	11,7	18,2	12	153,6	9,64	0,05	8,8	0	28,5	6,5	10,3	8,8	0,878	0,169	0,863	0,391	0,169
15,7	9,4	11,7	17,2	12	148,9	9,64	0,05	8,8	0	28,5	6,5	10,3	8,8	0,887	0,158	0,862	0,391	0,158
14,7	9,4	11,7	16,2	12	144,1	9,64	0,05	8,8	0	28,5	6,5	10,3	8,8	0,897	0,147	0,860	0,391	0,147
13,7	9,4	11,7	15,2	12	139,1	9,64	0,05	8,8	0	28,5	6,5	10,3	8,8	0,907	0,133	0,859	0,391	0,133
12,7	9,4	11,7	14,2	12	133,9	9,64	0,05	8,8	0	28,5	6,5	10,3	8,8	0,918	0,118	0,858	0,391	0,118
11,7	9,4	11,7	13,2	12	128,6	9,64	0,05	8,8	0	28,5	6,5	10,3	8,8	0,929	0,100	0,856	0,391	0,100
10,7	9,4	11,7	12,2	12	122,9	9,64	0,05	8,8	0	28,5	6,5	10,3	8,8	0,941	0,079	0,855	0,391	0,079
9,7	9,4	11,7	11,2	12	117,1	9,64	0,05	8,8	0	28,5	6,5	10,3	8,8	0,953	0,055	0,853	0,391	0,055

## Pré-dimensionamento da Estrutura Vertical Parcialmente Perfurada

### Quadro 6

Cálculo das forças atuantes numa estrutura vertical considerando  $\lambda_1, \lambda_2$  e  $\lambda_3$  iguais à unidade (método de Goda modificado)

LD	HD	$\theta$	$\omega_0$	$\lambda_1$	$\lambda_2$	$\lambda_3$	$h_c^*$	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha_3$	$\alpha_4$	$\alpha^*$	$\eta^*$	p1	p3	p4	pu
171,0	9,64	0	10,3	1	1	1	8,8	0,844	0,202	0,868	0,391	0,294	14,5	113,0	98,1	44,2	72,7
166,8	9,64	0	10,3	1	1	1	8,8	0,852	0,195	0,867	0,391	0,251	14,5	109,5	94,9	42,8	73,3
162,5	9,64	0	10,3	1	1	1	8,8	0,860	0,187	0,866	0,391	0,207	14,5	105,9	91,7	41,5	73,9
158,1	9,64	0	10,3	1	1	1	8,8	0,869	0,178	0,865	0,391	0,178	14,5	104,0	89,9	40,7	74,6
153,6	9,64	0	10,3	1	1	1	8,8	0,878	0,169	0,863	0,391	0,169	14,5	103,9	89,7	40,7	75,2
148,9	9,64	0	10,3	1	1	1	8,8	0,887	0,158	0,862	0,391	0,158	14,5	103,8	89,5	40,6	75,9
144,1	9,64	0	10,3	1	1	1	8,8	0,897	0,147	0,860	0,391	0,147	14,5	103,6	89,2	40,5	76,6
139,1	9,64	0	10,3	1	1	1	8,8	0,907	0,133	0,859	0,391	0,133	14,5	103,3	88,7	40,4	77,4
133,9	9,64	0	10,3	1	1	1	8,8	0,918	0,118	0,858	0,391	0,118	14,5	102,8	88,2	40,2	78,2
128,6	9,64	0	10,3	1	1	1	8,8	0,929	0,100	0,856	0,391	0,100	14,5	102,2	87,5	40,0	79,0
122,9	9,64	0	10,3	1	1	1	8,8	0,941	0,079	0,855	0,391	0,079	14,5	101,3	86,6	39,6	79,8
117,1	9,64	0	10,3	1	1	1	8,8	0,953	0,055	0,853	0,391	0,055	14,5	100,1	85,4	39,2	80,7

## Pré-dimensionamento da Estrutura Vertical Parcialmente Perfurada

Cálculo dos parâmetros da parede perfurada (Takahashi (2002), Oumeraci *et al*, (2001))

### Coefficiente de Reflexão

B (m)	L (m)	B/L	Cr
10,55	112,76	0,09	0,46

### Porosidade Parede Perfurada

	Porosidade %	Área (m <sup>2</sup> )	Eficiência Hidráulica
ε%	100	307,5	Parede Lisa - Reflexão muito elevada
ε%	40	123	Valor máximo aconselhado pela bibliografia
ε%	30	92,88	30% de Aberturas - Caixotões em estudo
ε%	15	46,125	Valor mínimo aconselhado pela bibliografia

### Fatores de modificação

Parâmetros Parede Perfurada	d'	L'	d	Bm'	l'	lp	l	h	l/L'
	4,50	79,73	9,00	6,05	10,05	0,50	10,55	19,00	0,13

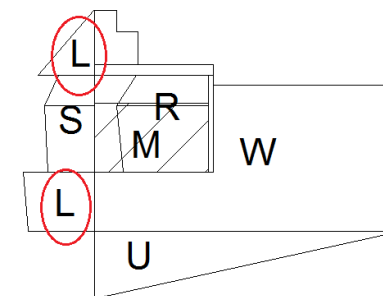
αl'	H/d'	(h-d')/h	Bm'/L'	δ11	δ22	δ1	δ2	α11	α10	α*
	0,00	0,76	0,08	0,02	0,17	0,27	0,50	0,91	2,00	1,82

	Crista-I	Crista-IIa	Crista-IIb
λS1	0,85	0,70	0,30
λS2	0,17	0,00	0,00
λL1	1,00	0,75	0,65
λL2	0,11	0,00	0,00
λR1	0,00	0,88	1,40
λR2	0,00	0,28	0,00
λM1	0,00	0,88	1,40
λM2	0,00	0,00	0,00
λU1	1,00	0,75	0,65

## Pré-dimensionamento da Estrutura Vertical Parcialmente Perfurada

### Quadro 7

Cálculo das forças atuantes na zona impermeável da parede perfurada (Takahashi, 2002)



### Forças Atuantes

h	d	h'	hb	T	LD	HD	hc	$\theta$	$\omega\omega$	$\lambda_1$	$\lambda_2$	$\lambda_3$	$\eta^*$	p1	p3	p4	pu
20,7	9,4	11,7	22,2	12	171,0	9,64	8,8	0	10,3	0,75	0	0,75	10,8	62,8	54,5	11,8	54,5
19,7	9,4	11,7	21,2	12	166,8	9,64	8,8	0	10,3	0,75	0	0,75	10,8	63,4	55,0	12,0	55,0
18,7	9,4	11,7	20,2	12	162,5	9,64	8,8	0	10,3	0,75	0	0,75	10,8	64,0	55,4	12,1	55,4
17,7	9,4	11,7	19,2	12	158,1	9,64	8,8	0	10,3	0,75	0	0,75	10,8	64,7	55,9	12,2	55,9
16,7	9,4	11,7	18,2	12	153,6	9,64	8,8	0	10,3	0,75	0	0,75	10,8	65,4	56,4	12,3	56,4
15,7	9,4	11,7	17,2	12	148,9	9,64	8,8	0	10,3	0,75	0	0,75	10,8	66,1	56,9	12,5	56,9
14,7	9,4	11,7	16,2	12	144,1	9,64	8,8	0	10,3	0,75	0	0,75	10,8	66,8	57,5	12,6	57,5
13,7	9,4	11,7	15,2	12	139,1	9,64	8,8	0	10,3	0,75	0	0,75	10,8	67,6	58,0	12,7	58,0
12,7	9,4	11,7	14,2	12	133,9	9,64	8,8	0	10,3	0,75	0	0,75	10,8	68,4	58,6	12,9	58,6
11,7	9,4	11,7	13,2	12	128,6	9,64	8,8	0	10,3	0,75	0	0,75	10,8	69,2	59,2	13,0	59,2
10,7	9,4	11,7	12,2	12	122,9	9,64	8,8	0	10,3	0,75	0	0,75	10,8	70,0	59,9	13,2	59,9
9,7	9,4	11,7	11,2	12	117,1	9,64	8,8	0	10,3	0,75	0	0,75	10,8	70,9	60,5	13,4	60,5

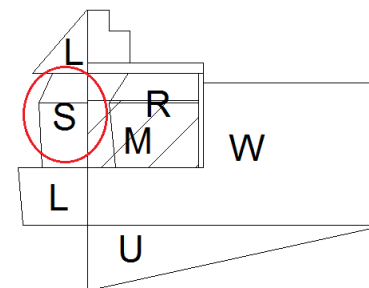
### Verificação da Estabilidade

Wa (kN/m)	h' (m)	B (m)	w <sub>o</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	W <sub>o</sub> (kN/m)	hc* (m)	p1 (kN/m <sup>2</sup> )	p3 (kN/m <sup>2</sup> )	p4 (kN/m <sup>2</sup> )	pu (kN/m <sup>2</sup> )	P (kN/m <sup>2</sup> )	U (kN/m <sup>2</sup> )	M <sub>p</sub> (kNm/m)	M <sub>u</sub> (kNm/m)	t (m)	$\mu$	SFs	SFt
7605,00	11,70	28,50	10,30	4170,47	8,80	70,93	60,52	13,37	60,52	1139,89	862,34	10217,65	16384,52	10,13	0,60	1,74	2,53

## Pré-dimensionamento da Estrutura Vertical Parcialmente Perfurada

### Quadro 8

Cálculo das forças atuantes na zona perfurada da parede (Takahashi, 2002)



#### Forças Atuantes

h	d	h'	hb	T	LD	HD	hc	$\theta$	$\omega_0$	$\lambda_1$	$\lambda_2$	$\lambda_3$	$\eta^*$	p1	p3	p4	pu
20,7	9,4	11,7	22,2	12	171,0	9,64	8,8	0	10,3	0,7	0	0,75	10,1	58,6	50,9	7,7	54,5
19,7	9,4	11,7	21,2	12	166,8	9,64	8,8	0	10,3	0,7	0	0,75	10,1	59,2	51,3	7,7	55,0
18,7	9,4	11,7	20,2	12	162,5	9,64	8,8	0	10,3	0,7	0	0,75	10,1	59,8	51,8	7,8	55,4
17,7	9,4	11,7	19,2	12	158,1	9,64	8,8	0	10,3	0,7	0	0,75	10,1	60,4	52,2	7,9	55,9
16,7	9,4	11,7	18,2	12	153,6	9,64	8,8	0	10,3	0,7	0	0,75	10,1	61,0	52,7	8,0	56,4
15,7	9,4	11,7	17,2	12	148,9	9,64	8,8	0	10,3	0,7	0	0,75	10,1	61,7	53,1	8,0	56,9
14,7	9,4	11,7	16,2	12	144,1	9,64	8,8	0	10,3	0,7	0	0,75	10,1	62,3	53,6	8,1	57,5
13,7	9,4	11,7	15,2	12	139,1	9,64	8,8	0	10,3	0,7	0	0,75	10,1	63,1	54,2	8,2	58,0
12,7	9,4	11,7	14,2	12	133,9	9,64	8,8	0	10,3	0,7	0	0,75	10,1	63,8	54,7	8,3	58,6
11,7	9,4	11,7	13,2	12	128,6	9,64	8,8	0	10,3	0,7	0	0,75	10,1	64,6	55,3	8,4	59,2
10,7	9,4	11,7	12,2	12	122,9	9,64	8,8	0	10,3	0,7	0	0,75	10,1	65,4	55,9	8,5	59,9
9,7	9,4	11,7	11,2	12	117,1	9,64	8,8	0	10,3	0,7	0	0,75	10,1	66,2	56,5	8,6	60,5

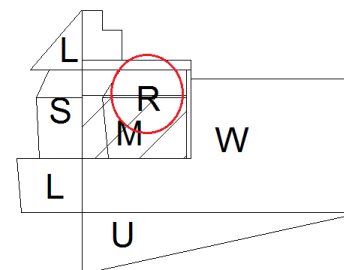
#### Verificação da Estabilidade

Wa (kN/m)	h' (m)	B (m)	w <sub>0</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	W <sub>0</sub> (kN/m)	hc* (m)	p1 (kN/m <sup>2</sup> )	p3 (kN/m <sup>2</sup> )	p4 (kN/m <sup>2</sup> )	pu (kN/m <sup>2</sup> )	P (kN/m <sup>2</sup> )	U (kN/m <sup>2</sup> )	Mp (kNm/m)	M <sub>u</sub> (kNm/m)	t (m)	$\mu$	SFs	SFt
7605,00	11,70	28,50	10,30	4170,47	8,80	66,20	56,48	8,64	60,52	1047,01	862,34	9239,85	16384,52	10,13	0,60	1,90	2,80

## Pré-dimensionamento da Estrutura Vertical Parcialmente Perfurada

### Quadro 9

Cálculo das forças atuantes na parede traseira da câmara de ondas (Takahashi, 2002)



### Forças Atuantes

h	d	h'	hb	T	LD	HD	hc	$\theta$	$\omega\omega$	$\lambda_1$	$\lambda_2$	$\lambda_3$	$\eta^*$	p1	p3	p4	pu
20,7	9,4	11,7	22,2	12	171,0	9,64	8,8	0	10,3	0,88	0,28	0,75	12,7	81,9	71,1	25,2	54,5
19,7	9,4	11,7	21,2	12	166,8	9,64	8,8	0	10,3	0,88	0,28	0,75	12,7	81,4	70,6	25,1	55,0
18,7	9,4	11,7	20,2	12	162,5	9,64	8,8	0	10,3	0,88	0,28	0,75	12,7	80,9	70,0	24,9	55,4
17,7	9,4	11,7	19,2	12	158,1	9,64	8,8	0	10,3	0,88	0,28	0,75	12,7	80,9	69,9	24,9	55,9
16,7	9,4	11,7	18,2	12	153,6	9,64	8,8	0	10,3	0,88	0,28	0,75	12,7	81,4	70,3	25,1	56,4
15,7	9,4	11,7	17,2	12	148,9	9,64	8,8	0	10,3	0,88	0,28	0,75	12,7	81,9	70,6	25,3	56,9
14,7	9,4	11,7	16,2	12	144,1	9,64	8,8	0	10,3	0,88	0,28	0,75	12,7	82,5	70,9	25,4	57,5
13,7	9,4	11,7	15,2	12	139,1	9,64	8,8	0	10,3	0,88	0,28	0,75	12,7	83,0	71,3	25,6	58,0
12,7	9,4	11,7	14,2	12	133,9	9,64	8,8	0	10,3	0,88	0,28	0,75	12,7	83,5	71,6	25,7	58,6
11,7	9,4	11,7	13,2	12	128,6	9,64	8,8	0	10,3	0,88	0,28	0,75	12,7	83,9	71,9	25,9	59,2
10,7	9,4	11,7	12,2	12	122,9	9,64	8,8	0	10,3	0,88	0,28	0,75	12,7	84,4	72,1	26,0	59,9
9,7	9,4	11,7	11,2	12	117,1	9,64	8,8	0	10,3	0,88	0,28	0,75	12,7	84,8	72,3	26,1	60,5

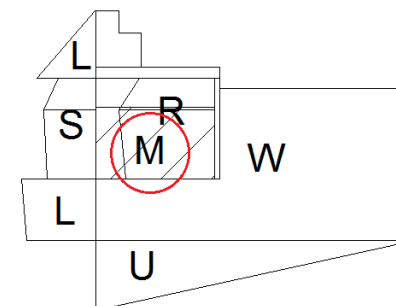
### Verificação da Estabilidade

Wa (kN/m)	h' (m)	B (m)	w <sub>o</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	W <sub>o</sub> (kN/m)	hc* (m)	p1 (kN/m <sup>2</sup> )	p3 (kN/m <sup>2</sup> )	p4 (kN/m <sup>2</sup> )	pu (kN/m <sup>2</sup> )	P (kN/m <sup>2</sup> )	U (kN/m <sup>2</sup> )	M <sub>p</sub> (kNm/m)	M <sub>u</sub> (kNm/m)	t (m)	$\mu$	SFs	SFt
7605,00	11,70	28,50	10,30	4170,47	8,80	84,76	72,31	26,14	60,52	1406,81	862,34	12994,92	16384,52	10,13	0,60	1,41	1,99

## Pré-dimensionamento da Estrutura Vertical Parcialmente Perfurada

### Quadro 10

Cálculo das forças atuantes na laje de fundo da câmara de ondas (Takahashi, 2002)



### Forças Atuantes

h	d	h'	hb	T	LD	HD	hc	$\theta$	$\omega_0$	$\lambda_1$	$\lambda_2$	$\lambda_3$	$\eta^*$	p1	p3	p4	pu
20,7	9,4	11,7	22,2	12	171,0	9,64	8,8	0	10,3	0,88	0	0,75	12,7	73,7	64,0	22,7	54,5
19,7	9,4	11,7	21,2	12	166,8	9,64	8,8	0	10,3	0,88	0	0,75	12,7	74,4	64,5	22,9	55,0
18,7	9,4	11,7	20,2	12	162,5	9,64	8,8	0	10,3	0,88	0	0,75	12,7	75,1	65,1	23,2	55,4
17,7	9,4	11,7	19,2	12	158,1	9,64	8,8	0	10,3	0,88	0	0,75	12,7	75,9	65,6	23,4	55,9
16,7	9,4	11,7	18,2	12	153,6	9,64	8,8	0	10,3	0,88	0	0,75	12,7	76,7	66,2	23,6	56,4
15,7	9,4	11,7	17,2	12	148,9	9,64	8,8	0	10,3	0,88	0	0,75	12,7	77,5	66,8	23,9	56,9
14,7	9,4	11,7	16,2	12	144,1	9,64	8,8	0	10,3	0,88	0	0,75	12,7	78,4	67,4	24,2	57,5
13,7	9,4	11,7	15,2	12	139,1	9,64	8,8	0	10,3	0,88	0	0,75	12,7	79,3	68,1	24,4	58,0
12,7	9,4	11,7	14,2	12	133,9	9,64	8,8	0	10,3	0,88	0	0,75	12,7	80,2	68,8	24,7	58,6
11,7	9,4	11,7	13,2	12	128,6	9,64	8,8	0	10,3	0,88	0	0,75	12,7	81,2	69,5	25,0	59,2
10,7	9,4	11,7	12,2	12	122,9	9,64	8,8	0	10,3	0,88	0	0,75	12,7	82,2	70,2	25,3	59,9
9,7	9,4	11,7	11,2	12	117,1	9,64	8,8	0	10,3	0,88	0	0,75	12,7	83,2	71,0	25,7	60,5

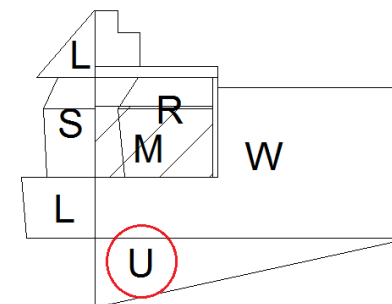
### Verificação da Estabilidade

Wa (kN/m)	h' (m)	B (m)	w <sub>0</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	W <sub>0</sub> (kN/m)	hc* (m)	p1 (kN/m <sup>2</sup> )	p3 (kN/m <sup>2</sup> )	p4 (kN/m <sup>2</sup> )	pu (kN/m <sup>2</sup> )	P (kN/m <sup>2</sup> )	U (kN/m <sup>2</sup> )	M <sub>p</sub> (kNm/m)	M <sub>u</sub> (kNm/m)	t (m)	$\mu$	SFs	SFt
7605,00	11,70	28,50	10,30	4170,47	8,80	83,23	71,00	25,66	60,52	1381,37	862,34	12759,92	16384,52	10,13	0,60	1,44	2,03

## Pré-dimensionamento da Estrutura Vertical Parcialmente Perfurada

### Quadro 11

#### Cálculo das forças de subpressão (Takahashi, 2002)



#### Forças Atuantes

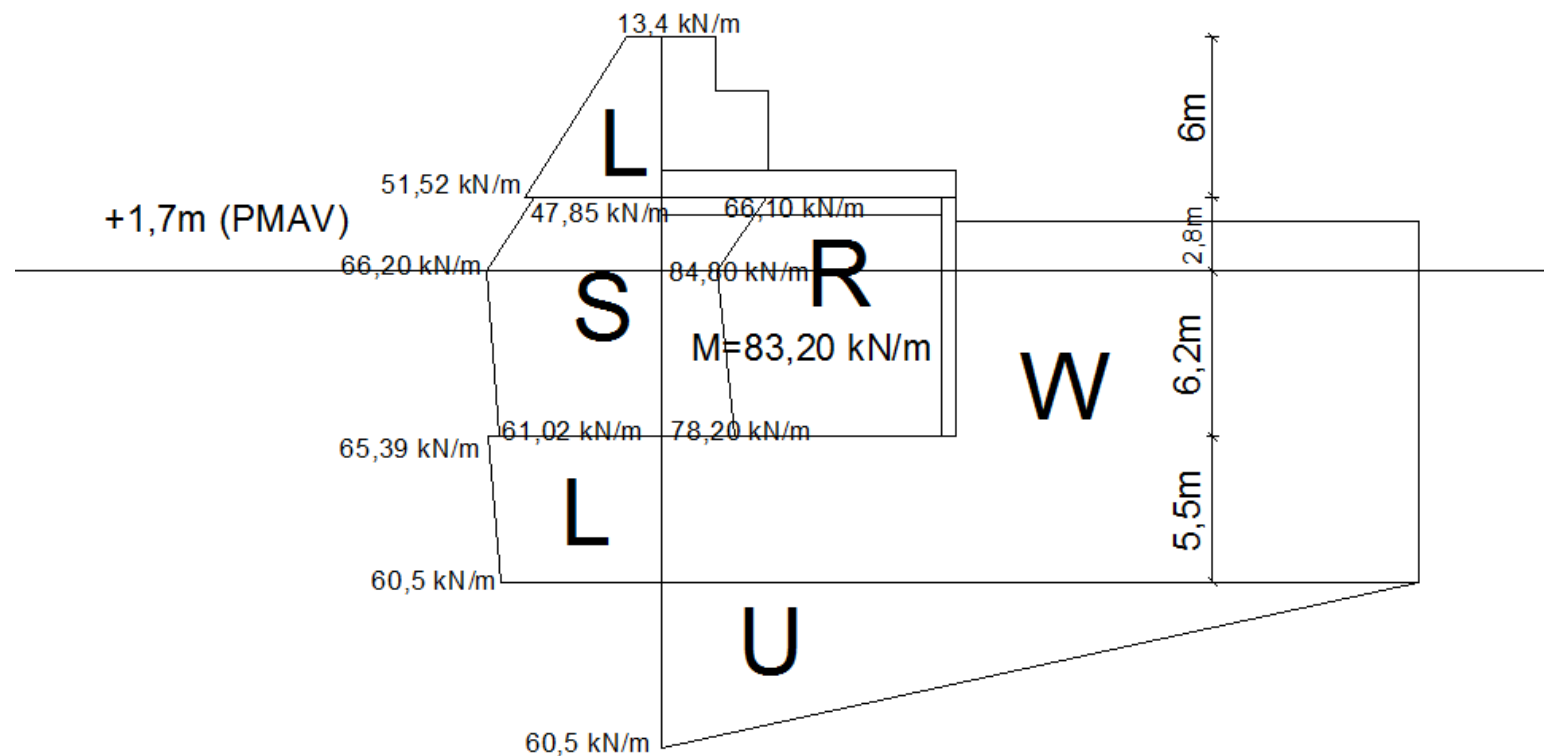
h	d	h'	hb	T	LD	HD	hc	$\theta$	$\omega_0$	$\lambda_1$	$\lambda_2$	$\lambda_3$	$\eta^*$	p1	p3	p4	pu
20,7	9,4	11,7	22,2	12	171,0	9,64	8,8	0	10,3	0,88	0	0,75	12,7	73,7	64,0	22,7	54,5
19,7	9,4	11,7	21,2	12	166,8	9,64	8,8	0	10,3	0,88	0	0,75	12,7	74,4	64,5	22,9	55,0
18,7	9,4	11,7	20,2	12	162,5	9,64	8,8	0	10,3	0,88	0	0,75	12,7	75,1	65,1	23,2	55,4
17,7	9,4	11,7	19,2	12	158,1	9,64	8,8	0	10,3	0,88	0	0,75	12,7	75,9	65,6	23,4	55,9
16,7	9,4	11,7	18,2	12	153,6	9,64	8,8	0	10,3	0,88	0	0,75	12,7	76,7	66,2	23,6	56,4
15,7	9,4	11,7	17,2	12	148,9	9,64	8,8	0	10,3	0,88	0	0,75	12,7	77,5	66,8	23,9	56,9
14,7	9,4	11,7	16,2	12	144,1	9,64	8,8	0	10,3	0,88	0	0,75	12,7	78,4	67,4	24,2	57,5
13,7	9,4	11,7	15,2	12	139,1	9,64	8,8	0	10,3	0,88	0	0,75	12,7	79,3	68,1	24,4	58,0
12,7	9,4	11,7	14,2	12	133,9	9,64	8,8	0	10,3	0,88	0	0,75	12,7	80,2	68,8	24,7	58,6
11,7	9,4	11,7	13,2	12	128,6	9,64	8,8	0	10,3	0,88	0	0,75	12,7	81,2	69,5	25,0	59,2
10,7	9,4	11,7	12,2	12	122,9	9,64	8,8	0	10,3	0,88	0	0,75	12,7	82,2	70,2	25,3	59,9
9,7	9,4	11,7	11,2	12	117,1	9,64	8,8	0	10,3	0,88	0	0,75	12,7	83,2	71,0	25,7	60,5

#### Verificação da Estabilidade

Wa (kN/m)	h' (m)	B (m)	w <sub>0</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	W <sub>0</sub> (kN/m)	hc* (m)	p <sub>1</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	p <sub>3</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	p <sub>4</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	pu (kN/m <sup>2</sup> )	P (kN/m <sup>2</sup> )	U (kN/m <sup>2</sup> )	M <sub>p</sub> (kNm/m)	M <sub>u</sub> (kNm/m)	t (m)	$\mu$	SFs	SFt
7605,00	11,70	28,50	10,30	4170,47	8,80	83,23	71,00	25,66	60,52	1381,37	862,34	12759,92	16384,52	10,13	0,60	1,44	2,03

## Pré-dimensionamento da Estrutura Vertical Parcialmente Perfurada

Cálculo das forças atuantes na estrutura vertical perfurada (Takahashi, 2002)



### Verificação da Estabilidade

Wa (kN/m)	h' (m)	B (m)	wo (kN/m <sup>3</sup> )	Wo (kN/m)	hc* (m)	FhL1 (kN/m <sup>2</sup> )	FhL2 (kN/m <sup>2</sup> )	FhS (kN/m <sup>2</sup> )	FhR (kN/m <sup>2</sup> )	FvM (kN/m <sup>2</sup> )	FvU (kN/m <sup>2</sup> )	Momento derrubante (kNm/m)	Momento estabilizante (kNm/m)	t	μ	SFs	SFt
7605,00	11,70	28,50	10,30	4170,47	8,80	195,00	346,20	554,00	716,50	877,80	862,13	33212,84	59790,94	10,13	0,60	1,30	2,58

## Pré-dimensionamento da Fundação

Verificação da capacidade de carga da fundação e cálculo do peso dos blocos de proteção da fundação (Takahashi (2002), Goda (2010))

### Capacidade de suporte do talude de fundação

U (kN/m <sup>2</sup> )	P (kN/m <sup>2</sup> )	Wo kN/m	B (m)	We (kN/m)	M <sub>u</sub> (kNm/m)	M <sub>p</sub> (kNm/m)	t (m)	Me (kNm/m)	te	q1 (kN/m <sup>2</sup> )	q2 (kN/m <sup>2</sup> )	<600kN/m <sup>2</sup>
862,34	1386,46	7605,00	28,50	6742,66	16384,52	12806,93	11,04	54767,74	8,12	553,41	0,00	

### Peso dos enrocamentos de proteção da fundação

T	Lo	h'	L'	Bm	Bm/L'<0,25	k	Ns	H1/3	γ <sub>r</sub>	Sr	W (kN)
12,00	224,64	10,00	118,85	4,00	VERDADEIRO	0,04	6,47	5,82	18,00	1,75	31,36

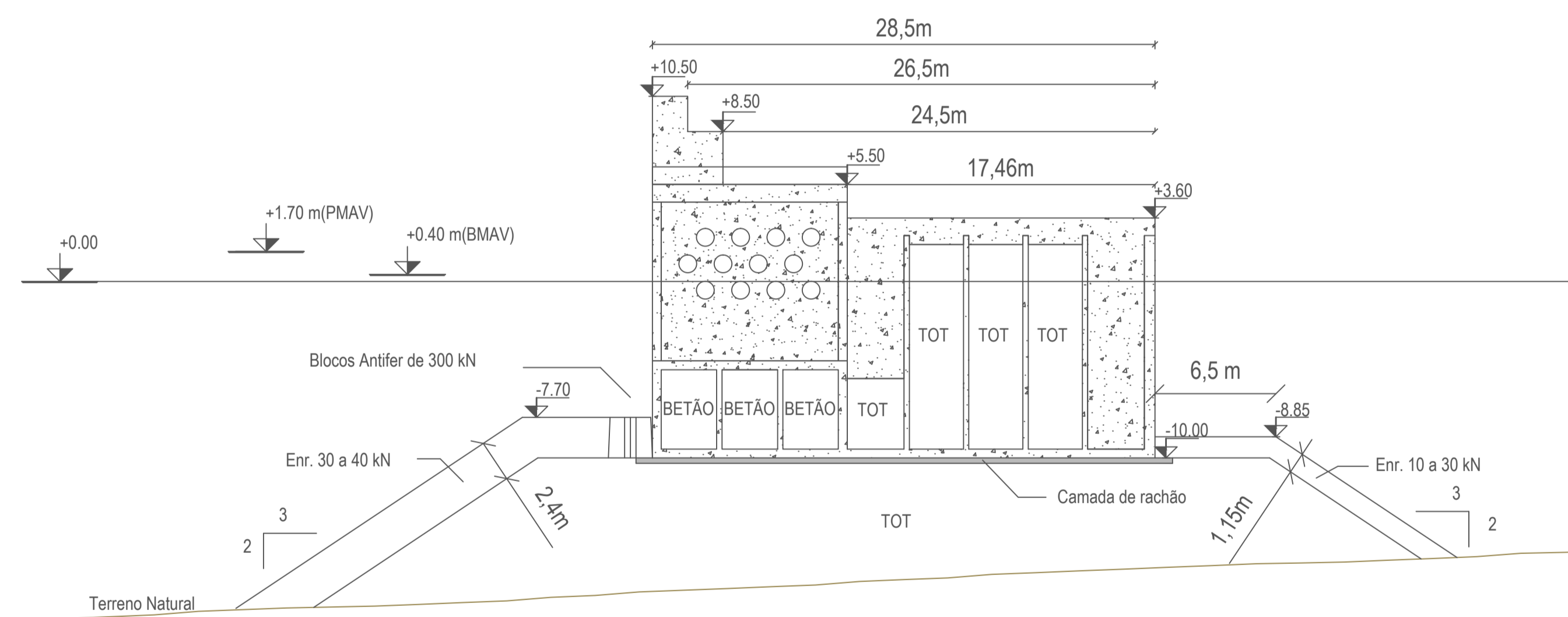
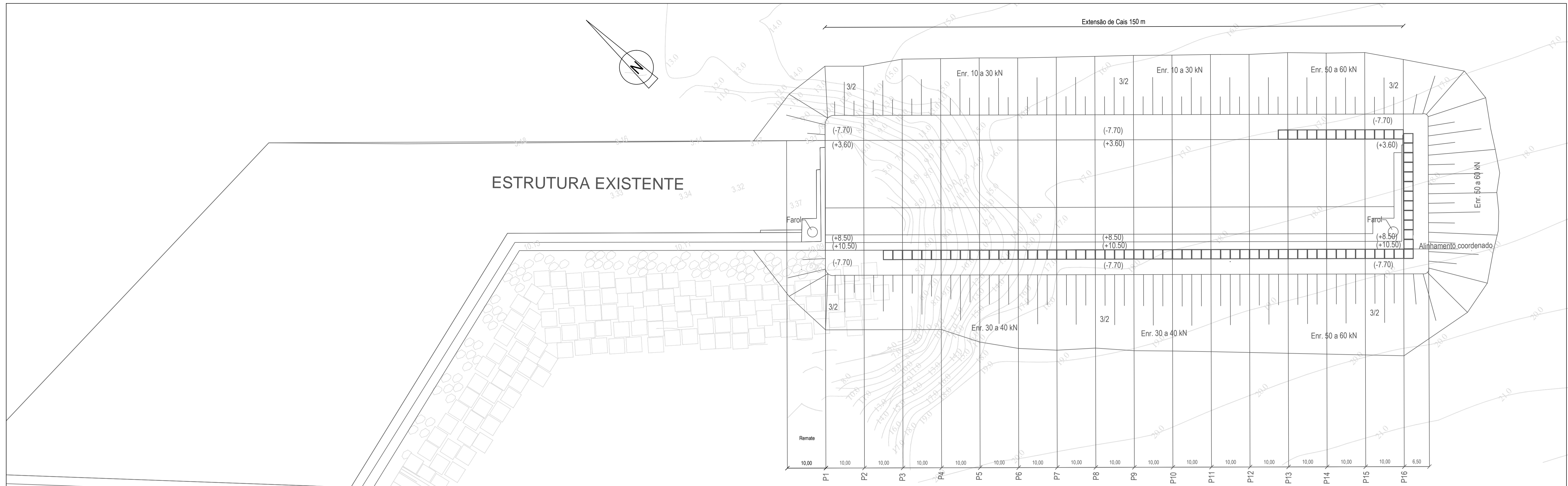
### Peso blocos de betão de proteção do pé do caixotã

0,4<h'/h<1						W (kN)
A	H1/3	h'	h	h'/h	t	
0,21	5,82	10,00	20,70	0,48	2,17	208,00

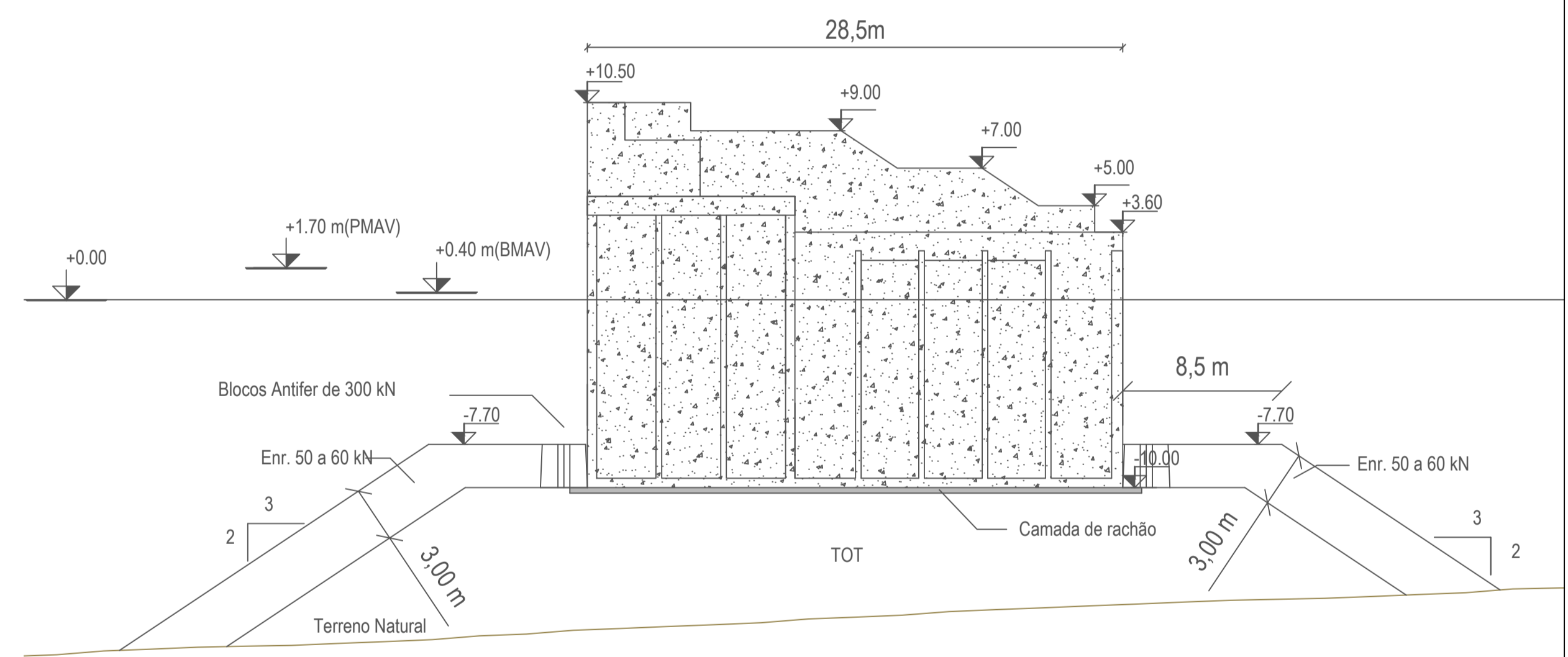
APÊNDICE II – PLANTA GERAL DO PROLONGAMENTO DO MOLHE CAIS DAS  
VELAS (SOLUÇÃO ALTERNATIVA)



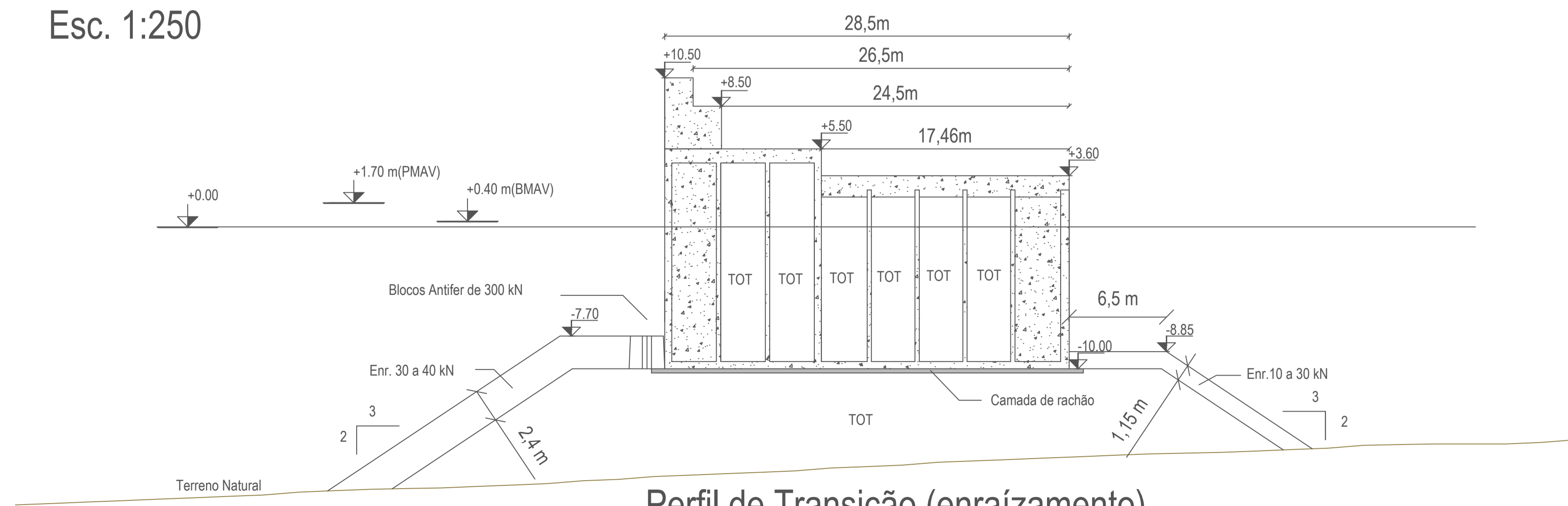
APÊNDICE III – PLANTA E PERFIS DO PROLONGAMENTO DO MOLHE CAIS DAS  
VELAS (SOLUÇÃO ALTERNATIVA)



Perfil Corrente  
Esc. 1:250



Perfil no Topo do Cais  
Esc. 1:250



Perfil de Transição (enraizamento)  
Esc. 1:250

REVISÃO	POR	DATA		
ESTUDO PRÉVIO			DESENHO Nº	2
ESCALAS: 1/500 1/250			MOLHE DE ABRIGO PLANTA E PERFIS	

REGIÃO AUTÓNOMA DOS AÇORES  
DIREÇÃO GERAL DOS PORTOS DO TRIÂNGULO E DO  
GRUPO OCIDENTAL  
PROLONGAMENTO DO MOLHE-CAIS DAS VELAS, NA ILHA  
DE S. JORGE

## APÊNDICE IV – PERSPETIVA DO MOLHE DE ABRIGO (SOLUÇÃO ALTERNATIVA)



## APÊNDICE V – ESTIMATIVA DE CUSTOS DA SOLUÇÃO ALTERNATIVA

Nº	Designação	Un	Quant.	Preço Un	Parciais	Totais
<b>0</b>	<b>Trabalhos Preparatórios</b>					
0.1	Montagem, construção e manutenção do estaleiro	VG	1		400 000,00 €	
0.2	Desmontagem e demolição do estaleiro	VG	1		200 000,00 €	
0.3	Levantamento Zero				20 000,00 €	
0.4	Telas Finais				10 000,00 €	630 000,00 €
<b>1</b>	<b>Demolições, Escavação, Dragagem e Remoção</b>					
1.1	Demolição do Farol, incluindo armazenamento de todos os equipamentos e acessórios reaproveitáveis e transporte a vazadouro dos produtos sobrantes	VG	1	10 000,00 €	10 000,00 €	
1.2	Demolição do pavimento e superestruturas de betão existentes, incluindo armazenamento provisório dos materiais reaproveitáveis e transporte a vazadouro dos produtos sobrantes	m3	294,0	80,00 €	23 520,00 €	
1.3	Escavação de enrocamentos, incluindo armazenamento provisório e triagem para reaproveitamento em obra	m3	245,0	10,00 €	2 450,00 €	
1.4	Dragagem de enrocamentos incluindo armazenamento provisório e triagem para reaproveitamento em obra	m3	5810,0	15,00 €	87 150,00 €	
1.5	Escavação cuidada de blocos Antifer, incluindo armazenamento provisório e triagem para reaproveitamento em obra	un	49	100,00 €	4 900,00 €	
1.6	Dragagem cuidada de blocos Antifer, incluindo armazenamento provisório e triagem para reaproveitamento em obra	un	435	200,00 €	87 000,00 €	215 020,00 €
	<b>1 - Demolições, Escavação, Dragagem e Remoção:</b>					<b>215 020,00 €</b>
<b>2</b>	<b>Molhe de Caixotões de Betão Armado a (-10.00 m)ZH</b>					
<b>2.1</b>	<b>Betões</b>					
2.1.1	Betão C35/45 4a, para armar, em caixotões, incluindo cofragens, fabrico, colocação em stock, transporte e colocação em obra	m3	15475	510,00 €	7 892 250,00 €	
2.1.2	Transporte e colocação de caixotões	m3	10	21 790,00 €	217 900,00 €	
2.1.3	Betão C25/20 no enchimento de células de caixotões	m3	10500	150,00 €	1 575 000,00 €	
2.1.4	Betão de especificação EN 206-1; C35/45 XA1 (P) para armar, "in situ", na	m3	2400	200,00 €	480 000,00 €	
2.1.5	Fornecimento e colocação aragamassa de regularização autonivelante, na transição entre os pavimentos dos cais existente e	m2	55	50,00 €	2 750,00 €	10 167 900,00 €
<b>2.2</b>	<b>Enrocamento</b>					
2.2.1	Enrocamento de peso inferior a 0.5 kN, no enchimento das células interiores dos caixotões	m3	20105	50,00 €	1 005 250,00 €	
2.2.2	Fornecimento e colocação de camada de rachão para regularização da superfície de instalação dos caixotões	m2	2250	150,00 €	337 500,00 €	1 342 750,00 €
<b>2.3</b>	<b>Juntas</b>					
2.3.1	Fornecimento e colocação de material deformável, tipo "Poliestireno" com 0.02 m de espessura, em juntas	m2	204	2,50 €	510,00 €	

2.3.2	Fornecimento e colocação de cordão asfáltico no fechamento das juntas	m	42	20,00 €	840,00 €	1 350,00 €
<b>2.4 Armaduras</b>						
2.4.1	Armaduras em Aço A400 NR, nos caixotões	kg	2321250	1,20 €	2 785 500,00 €	
2.4.2	Aço A400NR em armadura de pele e armaduras de reforço para fundação de farol e colunas de iluminação, na superestrutura	kg	100120	2,00 €	200 240,00 €	
2.4.3	Aço A400NR em armadura de pele e armadura de reforço para cabeços, na superestrutura	kg	28745	1,80 €	51 741,00 €	3 037 481,00 €
<b>2.5 Diversos</b>						
2.5.1	Fornecimento e instalação de tampas metálicas nas caixas de passagem, incluindo fixações e todos os acessórios necessários	un	5	400,00 €	2 000,00 €	
2.5.2	Fornecimento e instalação de portas metálicas para vão com 0.70 m x 1.00 m, incluindo fixações e todos os acessórios necessários	un	4	500,00 €	2 000,00 €	
2.5.3	Construção de Farol e instalação dos seus equipamentos, incluindo fornecimento de todos os materiais, equipamentos e acessórios necessários, assim como o reaproveitamento dos equipamentos armazenados	un	1	80 000,00 €	80 000,00 €	
2.5.4	Fornecimento e instalação de cabeços de amarração iguais aos existentes, incluindo fixações e todos os acessórios necessários	un	13	2 500,00 €	32 500,00 €	
2.5.5	Fornecimento e instalação de defensas de cais iguais às existentes, incluindo fixações e todos os acessórios necessários	un	7	7 500,00 €	52 500,00 €	
2.5.6	Fornecimento e instalação de escadas metálicas e argolas, incluindo fixações e todos os acessórios necessários	un	6	1 000,00 €	6 000,00 €	175 000,00 €
<b>2 - Molhe de Caixotões de Betão Armado a (-10.00 m)ZH:</b>						<b>14 724 481,00 €</b>
<b>3 Fundação</b>						
<b>3.1 Enrocamentos</b>						
3.1.1	Transporte e colocação de produtos de demolição, no prisma de fundação	m3	310	5,00 €	1 550,00 €	
3.1.2	Transporte e colocação de enrocamentos existentes, no prisma de fundação	m3	2420	10,00 €	24 200,00 €	
3.1.3	Fornecimento e colocação de enrocamentos ToT, no prisma de fundação	m3	51665	20,00 €	1 033 300,00 €	
3.1.4	Fornecimento e colocação de enrocamento de 30 a 60 kN, em submanto em talude	m3	10691	50,00 €	534 550,00 €	1 593 600,00 €
<b>3.2 Blocos de Betão</b>						
3.2.1	Transporte e colocação de blocos Antifer existentes na berma do prisma de fundação para proteção do pé da seção vertical	un	60	300,00 €	18 000,00 €	18 000,00 €
<b>3 - Fundação:</b>						<b>1 611 600,00 €</b>
<b>4 Redes Técnicas</b>						
4.1	Abertura de caixa e roços de passagem para redes, na superestrutura existente, incluindo negativos, refecimento com betão e todos os trabalhos necessários	un	1	5 000,00 €	5 000,00 €	

4.2	Fornecimento e instalação de rede de abastecimento de água e de combate a incêndio	VG	1	30 000,00 €	30 000,00 €	
4.3	Fornecimento e instalação de rede de alimentação de energia eléctrica e iluminação	VG	1	70 000,00 €	70 000,00 €	
4.4	Fornecimento e instalação de tampas					
	a)Caixas de tomada de água	un	3	300,00 €	900,00 €	
	b)Caixas de tomada de energia	un	3	300,00 €	900,00 €	
	c)Caixas de passagem	un	4	400,00 €	1 600,00 €	108 400,00 €
	<b>4 - Redes Técnicas</b>					<b>108 400,00 €</b>
					Total	16 659 501,00 €