



ANÁLISE TÉCNICO-ECONÓMICA DE SOLUÇÕES DE REFORÇO DE ESTRUTURAS PORTUÁRIAS

Estudo do caso: Porto de Leixões

JOÃO NUNO NOGUEIRA MENEZES E CASTRO
DISSERTAÇÃO DE MESTRADO APRESENTADA
À FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO EM
ENGENHARIA CIVIL

ANÁLISE TÉCNICO-ECONÓMICA DE SOLUÇÕES DE REFORÇO DE ESTRUTURAS PORTUÁRIAS

Estudo do caso: Porto de Leixões

JOÃO NUNO NOGUEIRA MENEZES E CASTRO

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM HIDRÁULICA

Orientador: Professor Doutor Paulo Jorge Rosa Santos

Coorientador: Doutor Engenheiro Hugo Guedes Lopes

JULHO 2015

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2014/2015

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2014/2015 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2015.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Ao Gaspar

AGRADECIMENTOS

A presente dissertação de mestrado foi elaborada na Administração dos Portos do Douro, Leixões e Viana do Castelo sob a orientação do Professor Doutor Paulo Jorge Rosa Santos (FEUP) e do Doutor Engenheiro Hugo Guedes Lopes (APDL).

A concretização deste trabalho só foi possível com a contribuição de diversas pessoas e instituições que, de diferentes formas, permitiram a aquisição dos conhecimentos e dos meios indispensáveis ao seu desenvolvimento.

Em primeiro lugar, um agradecimento muito especial aos orientadores deste trabalho, pela criação das condições de trabalho e disponibilização dos meios necessários à realização da dissertação. Ao Professor Paulo Jorge Rosa Santos (Orientador) pelos ensinamentos e conselhos transmitidos, bem como pelos estímulos e disponibilidade constantes. Ao Doutor Engenheiro Hugo Guedes Lopes (Coorientador) pelo acompanhamento e disponibilidade diária, sugestões, confiança e empenho manifestados durante toda a dissertação na APDL.

À Mota-Engil, pré-esforço, S.A., em particular ao Engenheiro Paulo Carvalho por ter auxiliado no assunto do tetrápode pré-esforçado, mais especificamente na disponibilização dos preços e dos dimensionamentos.

Ao Engenheiro Rui Santos da sociedade Irmãos Cavaco, S.A., por ter disponibilizado os custos dos blocos de densidade normal e dos blocos de alta densidade referentes à empreitada de ampliação do molhe Norte do Porto de Aveiro.

Ao amigo e Engenheiro Fernando Miranda pelo esforço dedicado para que esta oportunidade se tenha concretizado e pelo apoio ao longo da dissertação.

À tia Mané, Professora Doutora Manuela Vaz Velho, pelo apoio nas traduções.

Aos amigos de longa data e colegas de engenharia pelo afeto que sempre me demonstraram. Ao amigo e Engenheiro Francisco Pimenta pela disponibilidade no dimensionamento de um bloco com pré-esforço.

Por último, o meu enorme reconhecimento à minha mãe, pai, irmãos, avós e tios pelo seu apoio incondicional e dedicação em todos os momentos e muito particularmente durante a realização deste trabalho.

RESUMO

O presente trabalho, elaborado na Administração dos Portos do Douro, Leixões e Viana do Castelo, SA, (APDLVC), aborda a análise técnico-económica de soluções de reforço de estruturas portuárias construídas em ambientes energéticos e teve como caso de estudo o quebramar Norte do Porto de Leixões, Portugal.

O dimensionamento de quebramares obedece a critérios hidráulicos e estruturais, relacionados com o grau de segurança pretendido face às ações do ambiente marítimo (usualmente a agitação marítima e as correntes), sendo normalmente realizado com base em expressões empíricas e semi-empíricas, e na experiência acumulada dos projetistas. De facto, atualmente ainda não é possível/viável representar matematicamente todas as variáveis associadas à interação entre a agitação marítima e as estruturas costeiras. Como tal, todos os projetos e intervenções relevantes neste tipo de estruturas são usualmente precedidas de um conjunto de ensaios em modelo físico reduzido, tendo em vista a validação das soluções propostas e a sua eventual otimização. Importa frisar que cada intervenção terá associado um custo de construção que será tanto maior quanto maior for o grau de segurança pretendido.

Devido à agressividade do ambiente marítimo, estas estruturas, durante a sua vida útil, estão sujeitas, habitualmente, a várias operações de manutenção. A frequência dessas operações e a sua dimensão são função, naturalmente, da solução proposta no projeto inicial, dimensionada com base em ações com um período de retorno predefinido, que se relaciona com o nível de segurança final da estrutura. No caso particular do Porto de Leixões, as empreitadas de reparação do manto resistente do quebramar Norte são dispendiosas e realizadas com alguma regularidade. Assim, na abordagem seguida ao longo deste trabalho, pretendeu-se dar relevância à relação entre os custos de construção dos quebramares e os custos das reparações ao longo do seu período de vida útil, de forma a otimizar o investimento total.

Nesta tese é realizada uma análise técnica e económica de várias alternativas possíveis para a proteção do quebramar Norte de Leixões, tendo em atenção: a importância da estrutura e o nível de risco de avarias que se está disposto a aceitar; a relação entre os custos de construção e os custos de reparação, resultando num dimensionamento otimizado. Neste trabalho é também feita referência às técnicas de inspeção e de monitorização de estruturas costeiras e portuárias, que servem para avaliar o estado da estrutura, destacando-se os limites de aplicação das mesmas e os instrumentos e meios utilizados.

O pré-dimensionamento teórico, técnico e económico das soluções para o quebramar Norte do Porto de Leixões foi realizado para a altura de onda máxima que fisicamente poderá ocorrer no local, ao longo do quebramar, a qual varia em função da profundidade de água. Foi também realizada a análise comparativa global das propostas apresentadas, especificando-se as vantagens e os inconvenientes de cada uma delas. Concluiu-se que as melhores soluções são: com quebramar submerso é a mais vantajosa porque é a mais eficaz em termos de proteção do quebramar principal e a que apresenta menores custos de manutenção futuros; com tetrápodes pré-esforçados sendo a inovação desta tese considera-se pertinente a aplicação real destes blocos.

Durante o período da dissertação, na APDLVC, foi também acompanhada a empreitada de reparação da cabeça do quebramar Norte de Leixões e a preparação de uma nova empreitada de reparação do manto resistente desse quebramar, no que diz respeito aos trabalhos de medição para o lançamento do concurso. Devido a atrasos, não foi possível iniciar esta intervenção durante o período da dissertação. No que concerne à reparação da cabeça do quebramar

(intervenção ainda em curso, iniciada em junho de 2015), foi feito o acompanhamento local da mesma, apresentando-se na dissertação a descrição dos danos que motivaram a reparação, o projeto inicial e os pormenores da obra.

PALAVRAS-CHAVE: agitação marítima, dimensionamento de quebramares, custos de construção, técnicas de inspeção e monitorização, reforço de quebramares, quebramares submersos.

ABSTRACT

The present study took place in Administração dos Portos do Douro, Leixões e Viana do Castelo (Port Authority of Douro, Leixões and Viana do Castelo), SA (APDLVC), in Matosinhos, Portugal, and comprises a technical-economic analysis of reinforcement alternatives for port and harbour structures built in highly energetic environments. The case-study was the north breakwater structure of the Port of Leixões.

The design of breakwaters follows hydraulic and structural criteria, according to the required level of safety, to face environmental forcing loads (usually waves and currents), and is generally based on empirical and semi-empirical expressions and on designers knowhow. In fact, currently, it is not possible/feasible to mathematically describe all the variables associated with the interactions between the sea waves and the coastal or harbor structures. Therefore, all relevant projects and interventions in such structures are usually preceded by a set of physical model tests, in order to validate the proposed solutions and, eventually, to optimize it. It is worth mentioning that each type of intervention will have an associated cost of construction as high as higher is the required level of safety.

Due to the aggressiveness of the marine environment these structures, during their lifetime, are subject to various maintenance operations. The frequency and dimension of these operations is a function of the solution initially proposed, which was designed based on actions with a predefined return period, related to the final security level of the structure. In the case of Leixões harbor the repair works of the north breakwater armor layer are costly and performed regularly. Therefore, in the approach followed in this work, relevance was given to the relationship between the breakwaters construction costs and repairs works costs, over the life span of these structures, in order to optimize the overall investment.

In this study, a technical-economic analysis of several viable alternatives for reinforcing the Leixões north breakwater is carried out, taking into account: the importance of the structure and the acceptable level of damage; the relationship between construction and repair costs for achieving an optimized design. In this work, a complete review of inspection and monitoring techniques of coastal and harbor structures, aimed to evaluate their conditions, highlighting the limits of their application, as well as the tools and resources used, is also presented.

The preliminary technical and economic design of the solutions for the Leixões north breakwater was carried out considering the maximum wave height that can physically occur along the breakwater structure, which varies with the local water depth. It was also realized a comprehensive comparative analysis of proposals, specifying the advantages and disadvantages of each one. It was possible to conclude that the best solutions are: the submerged breakwater is the most advantageous solution because is the most efficient in terms of protection of the main breakwater and simultaneously implies less future maintenance; the pre-stressed tetrapod is the innovation of this work, therefore is considered relevant the application of these blocks.

During this work placement period in APDLVC, practical works were done, namely: accompaniment of the intervention to repair the head of the north breakwater and the preparation of a new contract to repair/reinforce its armor layer, including the measuring works required for the call release. Due to delays, of the call launch, it was not possible to accomplish this work. However, the monitoring of the repair works of the head of the breakwater (intervention still ongoing, started in June 2015) was made, and the description of the damages that motivated the repair, the initial design and details of the repair works are described in this study .

KEYWORDS: waves, design of breakwater, construction costs, inspection and monitoring techniques, breakwaters reinforcement, submerged breakwaters.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
2. ESTADO DE ARTE	3
2.1. ESTRUTURAS COSTEIRAS E PORTUÁRIAS	3
2.1.1. FORMAS ESTRUTURAIS.....	3
2.1.2. BLOCOS	4
2.1.2.1. Blocos esbeltos	5
2.1.2.2. Blocos volumosos	5
2.1.2.3. Blocos maciços	6
2.1.3. ELEMENTOS DO QUEBRAMAR DE ESTRUTURA MISTA.....	7
2.1.4. DIMENSIONAMENTO DE QUEBRAMARES	7
2.1.5. DIMENSIONAMENTO DE QUEBRAMARES SUBMERSOS E DE QUEBRAMARES GALGÁVEIS	10
2.2. AGITAÇÃO MARÍTIMA	13
2.2.1. ONDAS GERADAS PELA AÇÃO DO VENTO.....	13
2.2.2. TRANSFORMAÇÃO DAS ONDAS.....	13
2.2.2.1. Difração das ondas	13
2.2.2.2. Refração das ondas	14
2.2.2.3. Reflexão das ondas.....	15
2.2.2.4. Empolamento	16
2.2.2.5. Galgamento	17
2.2.2.6. Espraimento	17
2.2.2.7. Dissipação da energia da onda e Rebentação	18
2.2.3. VARIAÇÃO DO NÍVEL DO MAR	19
2.2.4. PREVISÃO	19
2.3. MANUTENÇÃO DE ESTRUTURAS PORTUÁRIAS	20
2.3.1. MONITORIZAÇÃO E INSPEÇÃO.....	21
2.3.1.1. Observação sistemática	21
2.3.2. TÉCNICAS DE INSPEÇÃO.....	22
2.3.2.1. Instrumento para levantamentos de alta precisão	23
2.3.2.2. Sonar lateral	24
2.3.2.3. Mergulhadores	27
2.3.2.4. Técnicas topográficas tradicionais	27
2.3.2.5. Aerofotogrametria.....	27
2.3.2.6. Inspeção visual.....	28
2.3.2.7. GPS	29
2.3.2.8. LiDAR	30

2.3.2.9. SAR – Synthetic Aperture Radar	31
2.3.3. DIAGNÓSTICO.....	31
2.3.3.1. Manto resistente	33
2.3.3.2. Tardoz	33
2.3.3.3. Superestrutura.....	33
2.3.4. PLANEAMENTO	33
2.4. TÉCNICAS E MÉTODOS CONSTRUTIVOS DE ESTRUTURAS PORTUÁRIAS	34
2.4.1. PLANIFICAÇÃO DA OBRA	34
2.4.2. CONDICIONANTES.....	34
2.4.2.1. Meteorológicos	34
2.4.2.2. Ambientais.....	34
2.4.2.3. Morfologia.....	35
2.4.2.4. Segurança	35
2.4.3. AUTORIZAÇÕES	35
2.4.4. INFRAESTRUTURAS	35
2.4.5. EQUIPAMENTOS.....	36
2.4.6. QUEBRAMARES DE ESTRUTURA MISTA.....	36
2.4.6.1. Proteção da obra durante a construção.....	36
2.4.6.2. Construção	37
2.5. OTIMIZAÇÃO ECONÓMICA	40
2.5.1. CUSTOS DE CONSTRUÇÃO.....	41
2.5.2. PERDAS ECONÓMICAS.....	42
3. CASOS DE ESTUDO NACIONAIS E INTERNACIONAIS	45
3.1. PORTO DE GIJÓN	45
3.2. PORTO DE PUNTA LANGOSTEIRA, CORUNHA	48
3.3. QUEBRAMAR DA ÉRICEIRA.....	51
3.4. QUEBRAMAR OESTE DE SINES.....	55
3.5. QUEBRAMAR LESTE DE SINES	59
4. PORTO DE LEIXÕES	63
4.1. INTRODUÇÃO	63
4.2. AGITAÇÃO MARÍTIMA	65
4.3. EMPREITADA DE 2015 NO QUEBRAMAR NORTE DE LEIXÕES	69
4.3.1. INTRODUÇÃO	69
4.3.2. TRABALHOS PREPARATÓRIOS.....	69
4.3.2.1. Recarga com areia na zona das camas dos tetrápodes.....	69
4.3.2.2. Limpeza do vão das escadas de acesso ao coroamento	70
4.3.2.3. Reparação das camas das cofragens dos tetrápodes.....	70
4.3.2.4. Limpeza da vala de escoamento de água	71
4.3.3. DESENVOLVIMENTO DOS TRABALHOS.....	71
4.4. PROPOSTAS DE REFORÇO DO QUEBRAMAR NORTE	74
4.4.1. ANÁLISE DAS INTERVENÇÕES DE REFORÇO JÁ REALIZADAS	74
4.4.2. SOLUÇÕES PARA O REFORÇO DO QUEBRAMAR	78

4.4.3. PRÉ-DIMENSIONAMENTO.....	91
4.4.4. BLOCOS DE ALTA DENSIDADE	94
4.4.5. CUBOS ANTIFER	96
4.4.6. QUEBRAMAR SUBMERSO	97
4.4.7. BLOCOS ACCROPODE	100
4.4.8. TETRÁPODES PRÉ-ESFORÇADOS	101
4.4.9. CUSTOS.....	105

5. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS..... 111

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS..... 115

ANEXOS..... 119

Figuras

Figura 2-1 – Quebramar: (a) vertical; (b) misto; (c) taludes; (d) estrutura mista (Lopes, 2005).	4
Figura 2-2 – Tipos de bloco (CEM 2011).	4
Figura 2-3 – Exemplo de um tetrápode [1].	5
Figura 2-4 – Exemplo de um bloco Accropode tipo 2 [2].	6
Figura 2-5 – Exemplo de um quebramar com Cubos Antifer, porto de Vila Praia de Âncora (Google Earth).	6
Figura 2-6 – Perfil transversal de um quebramar de taludes com superestrutura (Lopes, 2005).	7
Figura 2-7 – Gráfico do teste físico referente à equação de estabilidade (Van der Meer, 1990).	11
Figura 2-8 – Resultados de estabilidade para blocos naturais (com preenchimento) e blocos cúbicos (sem preenchimento). Início de danos, ID. Curvas de projeto das fórmulas acima apresentadas também estão representadas (Coastal Engineering, 2012).	12
Figura 2-9 – Resultados de estabilidade para os blocos naturais (com preenchimento) e blocos cúbicos (sem preenchimento). Danos de Iribarren (IR, à esquerda) e início da destruição (IDE, à direita). (Coastal Engineering, 2012).	13
Figura 2-10 – Fenómeno de difração de onda [3].	14
Figura 2-11 – Fenómeno de refração (Sancho, 2002).	15
Figura 2-12 – Fenómeno de reflexão das ondas [4].	15
Figura 2-13 – Fenómeno de empolamento (Lopes, 2005).	16
Figura 2-14 – Variáveis intervenientes no cálculo da altura de coroamento (Lopes, 2005).	17
Figura 2-15 – Espraçamento da onda sobre um talude (Rodrigues, 2011).	18
Figura 2-16 – Tipos de rebentação (Público, 2014).	19
Figura 2-17 – Mapa de distribuição global da velocidade do vento e da altura das ondas [5].	19
Figura 2-18 – Mapa de agitação marítima no norte atlântico [6].	20
Figura 2-19 – Instrumento para levantamentos de alta precisão (LNEC).	23
Figura 2-20 – Instrumento de levantamentos montado no veículo autónomo [7].	24
Figura 2-21 – Pré-protótipo montado numa embarcação (Santos <i>et al.</i> , 2004).	25
Figura 2-22 – Sonar GeoAcoustics SS980 [8].	26
Figura 2-23 – Sonar KLEIN 2000 [8].	26
Figura 2-24 – Inspeção da parte imersa por um mergulhador (Sousa, 2011).	27
Figura 2-25 – Impresso de observação (Oliveira <i>et al.</i> , 2015).	28
Figura 2-26 – GPS TRIMBLE R8 [9].	29
Figura 2-27 – TRIMBLE S8 1” Total Station [10].	29
Figura 2-28 – TRIMBLE TX5 Laser Scanner [11].	30
Figura 2-29 – Exemplo de um levantamento aéreo LiDAR [12].	31
Figura 2-30 – Carga de um batelão com recurso a uma retroescavadora [14].	38
Figura 2-31 – Grua de grande porte a carregar um tetrápode [15].	39
Figura 2-32 – Custos totais em função da altura de onda de projeto (Piccoli, 2014).	41
Figura 3-1 – Planta geral da obra de ampliação do Porto de Gijón [16].	45
Figura 3-2 – Quebramar Torres do Porto de Gijón [16].	46
Figura 3-3 – Quebramar norte do Porto de Gijón [16].	47
Figura 3-4 – Fotografia aérea do porto de Punta Langosteira [17].	48
Figura 3-5 – Trechos do quebramar de Punta Langosteira (Gutierrez-Serret <i>et al.</i> , 2009).	49
Figura 3-6 – Tempestades de 2008 e 2009 sobre a proteção de inverno da cabeça (Gutierrez-Serret <i>et al.</i> , 2009).	51
Figura 3-7 – Fotografia aérea do molhe da Ericeira. Zona a tracejado em ruínas (Costa <i>et al.</i> , 2011).	51

Figura 3-8 – Levantamento topo-hidrográfico antes da empreitada em 2003 (Costa <i>et al.</i> , 2011).....	52
Figura 3-9 – Planta geral para o projeto de execução (Costa <i>et al.</i> , 2011).....	53
Figura 3-10 – Perfil transversal em projeto do tronco do molhe (Costa <i>et al.</i> , 2011).....	53
Figura 3-11 – Molhe depois do temporal de 9 e 10 de dezembro de 2009, onde se podem observar os materiais dispersos (Costa <i>et al.</i> , 2011).	55
Figura 3-12 – Fotografia aérea do porto de Sines (Reis e Neves, 2010).....	56
Figura 3-13 – Perfil transversal do quebramar oeste (Port Sines Investigating Panel, 1982).	56
Figura 3-14 – Trabalhos de reparação do quebramar oeste (Reis <i>et al.</i> , 2011).....	57
Figura 3-15 – Soluções 1 e 2 para a reabilitação final do quebramar oeste de Sines (Reis e Neves, 2010).	58
Figura 3-16 – Solução 3 para a reabilitação final do quebramar oeste de Sines (Reis <i>et al.</i> , 2011).	59
Figura 4-1 – Complexo portuário inicial de Leixões (arquivos APDL).....	63
Figura 4-2 – Complexo portuário de Leixões, prolongamento quebramar norte (arquivos APDL).....	64
Figura 4-3 – Complexo portuário de Leixões, alteamento quebramar norte (arquivos APDL).....	64
Figura 4-4 – Complexo portuário de Leixões, quebramar submerso da cabeça (adaptado arquivos APDL).	65
Figura 4-5 – Orientação da agitação marítima ao largo de Leixões, dados recolhidos entre 1993 e 2003 pela bóia de Leixões (Coelho, 2005).....	66
Figura 4-6 – Comparação entre a direção média anual da ondulação com a direção associada às situações de temporal, dados recolhidos entre 1993 e 2003 (Coelho, 2005).	66
Figura 4-7 – Distribuição da altura de onda significativa ao largo de Leixões (adaptado de Coelho, 2005).....	67
Figura 4-8 – Distribuição do período de onda médio ao largo de Leixões (adaptado de Coelho, 2005).	67
Figura 4-9 – Ajuste da função de distribuição de Gumbel à função de distribuição da amostra de alturas de onda significativas máximas anuais, para diferentes posições gráficas (Silva <i>et al.</i> , 2008).....	68
Figura 4-10 – Exemplo de trechos mais danificados no manto resistente (arquivo APDL, 2009).	69
Figura 4-11 – Locais de empréstimo de areias (à esquerda) e zona das “camas moles” (à direita) (arquivo APDL, 2015).	70
Figura 4-12 – Escadas de acesso ao coroamento do quebramar (2015).....	70
Figura 4-13 – Camas de cofragens e a envolvente (2015).	71
Figura 4-14 – Vala de escoamento (2015).	71
Figura 4-15 – Guardas das escadas (esquerda), e carris de rolamentos (direita) (2015).....	72
Figura 4-16 –Cofragens dos tetrápodes (esquerda), e a sua colocação (direita) (arquivo APDL, 2009).	73
Figura 4-17 – Perfil transversal de projeto do quebramar norte do Porto de Leixões (Lopes, 2005).	73
Figura 4-18 – Variação do número de tetrápodes colocados associados aos respectivos trechos.	75
Figura 4-19 – Nível de degradação relativo ao número total de unidades repostas em todas as reparações (em cada trecho) do quebramar norte do Porto de Leixões.....	77
Figura 4-20 – Gráficos dos níveis de degradação relativo ao número de unidades repostas em cada trecho e em cada ano em que foram realizadas intervenções. À esquerda com as reparações depois da construção do quebramar submerso e à direita antes do quebramar submerso.	79

Figura 4-21-Número de blocos substituídos dentro de uma faixa com uma largura igual ao diâmetro nominal do bloco, nas várias intervenções reforço realizadas no quebramar Norte de Leixões.	80
Figura 4-22 – Levantamento topográfico da área envolvente ao quebramar norte do Porto de Leixões (arquivo APDL, 2015).....	81
Figura 4-23 – Hipótese 2 testada (Lopes, 2005)	82
Figura 4-24 – Hipótese 5 testada (Lopes, 2005).	83
Figura 4-25 – Hipótese 6 testada (Lopes, 2005).	83
Figura 4-26 – Hipótese 7 testada (Lopes, 2005).	83
Figura 4-27 – Hipótese 8 testada (Lopes, 2005).	84
Figura 4-28 – Hipótese 9 testada (Lopes, 2005).	84
Figura 4-29 – Hipótese 10 testada (Lopes, 2005).	84
Figura 4-30 – Hipótese 11 testada (Lopes, 2005).	85
Figura 4-31 – Altura de onda (m). Rumo W; T = 17 s; Hs = 10,4 m, nível de maré +4 ZH (Avilez-Valente e Veloso-Gomes, 2004).	86
Figura 4-32 – Altura de onda (m). Rumo W; T = 19 s; Hs = 13 m (Avilez-Valente e Veloso-Gomes, 2004).	87
Figura 4-33 – Altura de onda (m). Rumo W; T = 20 s; Hs = 14,4 m (Avilez-Valente e Veloso-Gomes, 2004).	88
Figura 4-34 – Altura de onda (m). Rumo W; T = 18 s; Hs = 10 m (Avilez-Valente e Veloso-Gomes, 2004).	89
Figura 4-35 – Registo de alturas de onda máximas e significativas ao largo de Leixões (Instituto Hidrográfico, 2015).....	90
Figura 4-36 – Manto resistente com tetrápodes de 72 t e 6,50 m de espessura.....	90
Figura 4-37 – Manto resistente com tetrápodes de alta densidade de 35 t e 5,70 m de espessura.	95
Figura 4-38 – Manto resistente com cubos Antifer de alta densidade com 34 t e 5,4 m de espessura.	96
Figura 4-39 – Alçado, planta e desenho 3D do bloco cubico Antifer (Freitas, 2013).....	96
Figura 4-40 – Manto resistente com cubos Antifer de 90 t e 7,4 m de espessura.	97
Figura 4-41 – Proposta com quebramar submerso (Lopes, 2005).....	98
Figura 4-42 – Esquema de implantação dos três troços do novo quebramar submerso (amarelo) e o do antigo (branco) (Google earth).....	99
Figura 4-43 – 1º troço do quebramar submerso, blocos de 28 t.	99
Figura 4-44 – 2º troço do quebramar submerso, blocos de 49 t.	99
Figura 4-45 – 3º troço do quebramar submerso, blocos de 80 t.	100
Figura 4-46 – Manto resistente com blocos Accropode de 42 t e 3,9 m de espessura.	100
Figura 4-47 – Manto resistente com tetrápodes pré-esforçados de 40 t e 5,2 m.	103
Figura 4-48 – Planta e alçado do tetrápode pré-esforçado (adaptado APDL).....	104
Figura 4-49 – Gráfico comparativo (económico) das soluções apresentadas.	110
Figura A – Fotografia aérea da cabeça do quebramar Norte do Porto de Leixões (Bing maps, 2010).	121
Figura B – Fotografia aérea da cabeça do quebramar Norte do Porto de Leixões (Bing maps, 2010).	122
Figura C – Fotografia aérea da cabeça do quebramar Norte do Porto de Leixões (Bing maps, 2010).	122
Figura D – Perfil transversal da cabeça do quebramar Norte (APDL, 1973).....	123
Figura E – Planta da zona da cabeça do quebramar Norte (APDL, 1973).....	123

Figura F – Danos no patamar inferior (APDL, 2012).	124
Figura G – Destacamento do patamar mais elevado relativamente às outras peças da cabeça do quebramar (APDL, 2013).....	124
Figura H – Planta da 1ª fase de betonagem (APDL, 2015).	125
Figura I – Corte A-A' da Figura 5-8 (APDL, 2015).	126
Figura J – Ferrolhos na extremidade da superestrutura (2015)	126
Figura K – Limpeza da superfície da superestrutura (2015).	127

Quadros

Quadro 1- Comparação dos diferentes tipos de blocos (Van Der Meer, 1999)	5
Quadro 2- Valores de a e b (adaptado Kramer e Burcharth,2003).....	10
Quadro 3- Valores de A, B e C (adaptado Kramer e Burcharth, H., 2003).....	11
Quadro 4- $N_s, 0$ das fórmulas anteriores, dependentes do nível de danos (adaptado Coastal Engineering, 2012).....	12
Quadro 5- Quadro comparativo das diferentes técnicas de inspeção.	22
Quadro 6- Características gerais dos três tipos de sonar (adaptado [8])	25
Quadro 7- Classificação da evolução de um elemento do perfil (Silva e Lemos, 2005).....	32
Quadro 8- Classificação da carência de intervenções, grau de risco (Silva e Lemos, 2005)	32
Quadro 9- Estado limite de danos e respetivas estratégias de reparação (adaptado de Burcharth, 2009)	42
Quadro 10- Dados da obra (adaptado www.puertogijon.es/).....	48
Quadro 11- Relação entre período de retorno e alturas de onda significativas em cada trecho do quebramar (adaptado de Gutierrez-Serret <i>et al.</i> , 2009).....	50
Quadro 12- Alturas de onda significativa em função do período de retorno (adaptado Costa <i>et al.</i> , 2011)	54
Quadro 13- Relação entre profundidade e altura de onda significativa máxima (Costa <i>et al.</i> , 2011)	54
Quadro 14- Características dos blocos do tronco do quebramar (Campos <i>et al.</i> , 2011)	60
Quadro 15- Colocação dos blocos no quebramar (Campos <i>et al.</i> , 2001)	61
Quadro 16- Série de alturas de onda significativas máximas anuais (adaptado Silva <i>et al.</i> , 2008)	68
Quadro 17- Alturas de onda significativas associadas a períodos de retorno de 10, 50 e 100 anos, para as diferentes posições gráficas (adaptado Silva <i>et al.</i> , 2008)	68
Quadro 18- Custos aproximados e quantidade de tetrápodes referentes às diferentes intervenções de reforço do quebramar norte do Porto de Leixões	76
Quadro 19- Estado dos danos, por Nod para duas camadas (adaptado van der Meer, 1988)	78
Quadro 23- Dimensionamento das alternativas para o reforço do quebramar Norte de Leixões.....	91
Quadro 24- Comparação das fórmulas de dimensionamento utilizadas	91
Quadro 25- Dimensionamento do quebramar submerso pela fórmula do (Coastal Engineering, 2012) com blocos artificiais	93
Quadro 26- Dimensionamento do quebramar submerso pela fórmula de Vidal <i>et al.</i> (2000), cabeça e tronco	93
Quadro 27- Dimensionamento do quebramar submerso pela fórmula de Van der Meer (1990), quebramares submersos.....	93
Quadro 28- Dimensionamento do quebramar submerso pela fórmula de Powell e Allsop (1985), quebramares galgáveis	93
Quadro 29- Variáveis utilizadas nas fórmulas de pré-dimensionamento	94
Quadro 20- Custos parciais e globais da alternativa com blocos Accropode.....	101
Quadro 21- Esforços aplicados pelo pré-esforço em cada pé do tetrápode.....	102
Quadro 22- Valores das variáveis de cálculo para o dimensionamento do cabo pré-esforçado	102
Quadro 30- Custos parciais e globais das alternativas para o quebramar submerso	106
Quadro 31- Custos parciais e globais das alternativas de quebramar submerso	107
Quadro 32- Análise económica: custo construção vs custo manutenção	108
Quadro 33- Custos parciais e globais das alternativas para o manto resistente do quebramar norte.....	109

ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

APDL – Administração dos Portos do Douro e Leixões

APDLVC – Administração dos Portos do Douro, Leixões e Viana do Castelo

CEM – Coastal Engineering Manual

FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

LiDAR – Light Detection and Ranging

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

Nº blocos – Número de blocos

SAR – Synthetic Aperture Radar

ZH – Zero Hidrográfico

ZHL – Zero Hidrográfico local

SÍMBOLOS

C - Celeridade da onda

C_C - Custos totais de construção

C_{CF} - Custos fixos de construção

C_{CV} - Custos variáveis de construção

d - Profundidade da água

D_n - Diâmetro nominal dos blocos

E - Probabilidade de ocorrência

es - Espessura de cada camada do manto resistente

es_t - Espessura total do manto resistente

$F(H_s)$ - Probabilidade de ocorrência de um temporal de altura de onda significativa H_s

g - Aceleração gravítica

hc - Altura do bordo acima do nível da água

H - Altura de onda

K_D - Coeficiente de estabilidade

H_p - Altura de onda de projeto

$H_{máx}$ - Altura de onda máxima

H_s - Altura de onda significativa

K_Δ - Coeficiente de forma

L - Comprimento de onda

n - Número de fiadas de blocos

N_{od} - Número de blocos deslocados numa distância superior ao D_n

N_r - Número de blocos

N_s - Número de estabilidade

N_s^* - Número de estabilidade espectral

N_z - Número de ondas

P - Porosidade do bloco

R_c - Altura livre do quebramar

S - Área erodida

S_{om} - Declividade da onda ao largo

S_p - Declividade da onda ao pé do talude

T - Período de retorno

W - Peso dos blocos

W_{eq} - Peso equivalente

Δ - Densidade relativa

θ - Ângulo do talude com a horizontal

γ - Peso volúmico do material dos blocos

γ_w - Peso volúmico da água

ξ_m - Número de Iribarren

1.

INTRODUÇÃO

Todas as obras costeiras e portuárias sofrem frequentemente um elevado desgaste pois estão expostas ao ambiente e ao meio marítimo, tornando-se necessária a realização com regularidade na maioria dessas estruturas de operações de monitorização, inspeção e diagnóstico, de modo a assegurar condições estruturais e funcionais aceitáveis ao longo da sua vida útil. A manutenção de uma estrutura tem o objetivo (contínuo) de analisar potenciais obstáculos a um razoável funcionamento do projeto e, se necessário, depois de a avaliação estar efetuada, avançar para o reforço e/ou reparação da estrutura.

A obra em estudo nesta dissertação, o quebramar norte do Porto de Leixões, foi concluída em 1969, e foi dimensionada com base nos conhecimentos científicos da época, na experiência dos projetistas e nos resultados de estudos realizados em modelo reduzido.

Por se tratar da costa oeste portuguesa, essa estrutura está exposta a condições de agitação marítima muito severas, provenientes do Atlântico Norte e, desde o início da sua construção, sofreu várias alterações, reforços e melhoramentos, como por exemplo a construção de um quebramar submerso na extremidade sul do quebramar.

Uma das dificuldades que ainda hoje subsiste, embora com melhorias significativas, é a caracterização da agitação ao largo. Embora já existam registos com cerca de 30 anos efetuados por uma bóia instalada ao largo de Leixões, em termos de representatividade é ainda um período relativamente curto. A falta de certeza na caracterização da agitação marítima, nomeadamente para condições extremas, torna os cálculos teóricos deste tipo de estruturas pouco rigorosos.

Esta dissertação foi realizada em ambiente empresarial, na APDLVC-Administração dos Portos do Douro, Leixões e Viana do Castelo, S.A.. Por esse motivo, para além da parte técnico-científica, este trabalho apresenta uma componente prática significativa, devido à facilidade de acesso a documentos e aos arquivos da instituição, à interação com a equipa técnica do porto, mas também pelo acompanhamento da intervenção de reforço/manutenção da cabeça do quebramar norte do Porto de Leixões, a qual será detalhada no capítulo 5 e pelo acompanhamento dos trabalhos preparatórios da empreitada de reparação no manto resistente do quebramar Norte de Leixões, detalhada no capítulo 4.

Assim, após este capítulo introdutório, o capítulo 2 apresenta o enquadramento geral do tema em estudo, procurando fazer um breve resumo sobre os assuntos que estão relacionados com a análise técnico-económica de soluções de reforço, manutenção e construção de estruturas portuárias em ambientes energéticos. Apresenta também algumas das expressões usadas no dimensionamento destas estruturas, e descreve os blocos e as formas estruturais mais correntes. Este capítulo apresenta ainda um breve enquadramento sobre a agitação marítima. Descreve também a manutenção, técnicas e métodos construtivos de obras costeiras tal como os aspetos económicos associados.

O capítulo 3 descreve e analisa alguns casos de estudo, ou seja, obras e estruturas semelhantes ou relevantes ao caso de estudo principal, o Porto de Leixões, também localizadas em ambientes energéticos. São casos reais de estruturas portuárias nacionais e internacionais com interesse para a obra em estudo, para uma melhor análise por comparação como o Porto de Gijon, Novo Porto de Punta Langosteira, na Corunha, molhe da Ericeira e o Porto de Sines.

O capítulo 4 começa com uma descrição geral do Porto de Leixões, designadamente no que concerne às suas características estruturais e de funcionamento, evolução ao longo do tempo, marés e condições de agitação locais. No corpo do capítulo é feita a descrição do trabalho de investigação realizado durante a dissertação no Porto de Leixões, tal como uma análise avançada sobre a obra de reforço do quebramar norte e sobre possíveis soluções de reforço desta mesma estrutura.

O acompanhamento da empreitada de reforço/manutenção do manto resistente do quebramar norte do Porto de Leixões, que estava previsto ocorrer durante o período da dissertação, não se concretizou. No entanto, foi possível acompanhar a empreitada de reparação da cabeça desse quebramar, que será detalhada no capítulo 5. Este capítulo começa com uma breve introdução e descrição da estrutura inicial da cabeça do quebramar, seguindo-se a descrição dos danos ocorridos desde a sua construção, bem como a exposição dos trabalhos realizados na empreitada (ainda em curso) que foram efetivamente acompanhados.

O capítulo 6 apresenta as principais conclusões das propostas apresentadas anteriormente. São ainda discutidas e analisadas as vantagens e as desvantagens de cada alternativa, técnica e economicamente.

Concluindo, a dissertação consistiu no estudo teórico de possíveis soluções para a proteção do quebramar Norte do Porto de Leixões, com vista à melhoria do comportamento da configuração atual. A análise das alternativas apresentadas teve em consideração a melhor relação técnico-económica das soluções apresentadas.

2. ESTADO DE ARTE

Neste capítulo procura-se fazer um breve resumo de matérias relevantes em obras portuárias relacionadas com a análise técnica e económica na construção, reforço e manutenção de estruturas portuárias em ambientes energéticos. São apresentadas algumas das expressões usadas no dimensionamento destas estruturas, bem como os blocos e formas estruturais mais correntes. Por serem estruturas construídas em ambientes energéticos (costa oeste portuguesa) é feita uma descrição dos principais fenómenos de transformação das ondas quando se aproximam da linha de costa, ou quando encontram obstáculos.

A manutenção é uma parte vital para um futuro duradouro de um projeto marítimo. Por isso, neste capítulo, apresentam-se as técnicas de inspeção deste tipo de estruturas, não apenas as tradicionais, como também aquelas que são mais inovadoras. Por fim, é feita referência aos métodos construtivos e aos aspetos económicos associados.

2.1. ESTRUTURAS COSTEIRAS E PORTUÁRIAS

As estruturas costeiras são obras com o objetivo de proteger as zonas litorais dos efeitos da erosão, designadamente frentes urbanas e portos.

Existem muitos tipos de estruturas de proteção costeira entre os quais destacam-se os esporões e molhes, quebramares e as obras de defesa aderente (obras paralelas ao longo da costa).

Os quebramares são estruturas rígidas com dois objetivos principais: proteção da entrada e segurança no interior de um porto marítimo e proteção costeira. Pode ser do tipo destacado (distantes da terra), ou uma das extremidades ligadas a terra (caso do molhe norte do Porto de Leixões).

2.1.1. FORMAS ESTRUTURAIS

Os quebramares verticais, Figura 2-1 (a), são estruturas robustas de modo a suportar o impacto direto das ondas, que possuem paramento vertical que reflete a energia da onda sem que ocorra rebentação. São geralmente estruturas mais robustas por suportarem diretamente o impacto da agitação sem prévia dissipação.

Os quebramares mistos, Figura 2-1 (b), têm um comportamento semelhante aos quebramares de taludes até um determinado nível de maré, a partir do qual funcionam como quebramar vertical.

Os quebramares de taludes, Figura 2-1 (c), dissipam a maior parte da energia das ondas por atrito e percolação por meios porosos.

Os quebramares de estrutura mista, Figura 2-1 (d), semelhantes aos quebramares de taludes, possuem no topo uma superestrutura de dimensão considerável com o intuito de refletir a onda que a atinge, reduzindo os galgamentos.

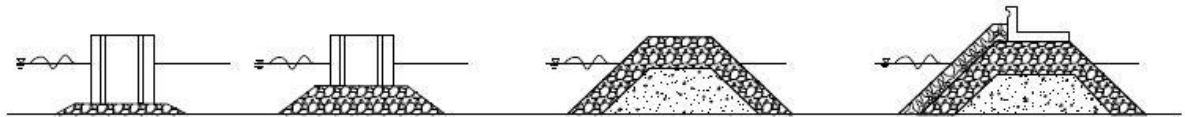


Figura 2-1 – Quebramar: (a) vertical; (b) misto; (c) taludes; (d) estrutura mista (Lopes, 2005).

2.1.2. BLOCOS

As características hidráulicas e estruturais dos blocos naturais têm-se revelado insuficientes para suportar as condições de agitação marítimas mais severas, devido à sua geometria e peso máximo. O seu próprio transporte desde as pedreiras coloca também em algumas situações importantes condicionantes. Assim, são frequentemente utilizados blocos artificiais na materialização do manto resistente de estruturas expostas a condições de agitação marítima severas, tendo sido desenvolvido ao longo dos últimos anos muitos tipos de blocos, com diferentes formas e pesos. Na Figura 2-2 são apresentados vários tipos de blocos artificiais, sendo posteriormente analisados com mais cuidado três tipos de blocos, das três primeiras categorias indicados na figura: blocos maciços, blocos volumosos, blocos esbeltos e blocos de múltiplos buracos.

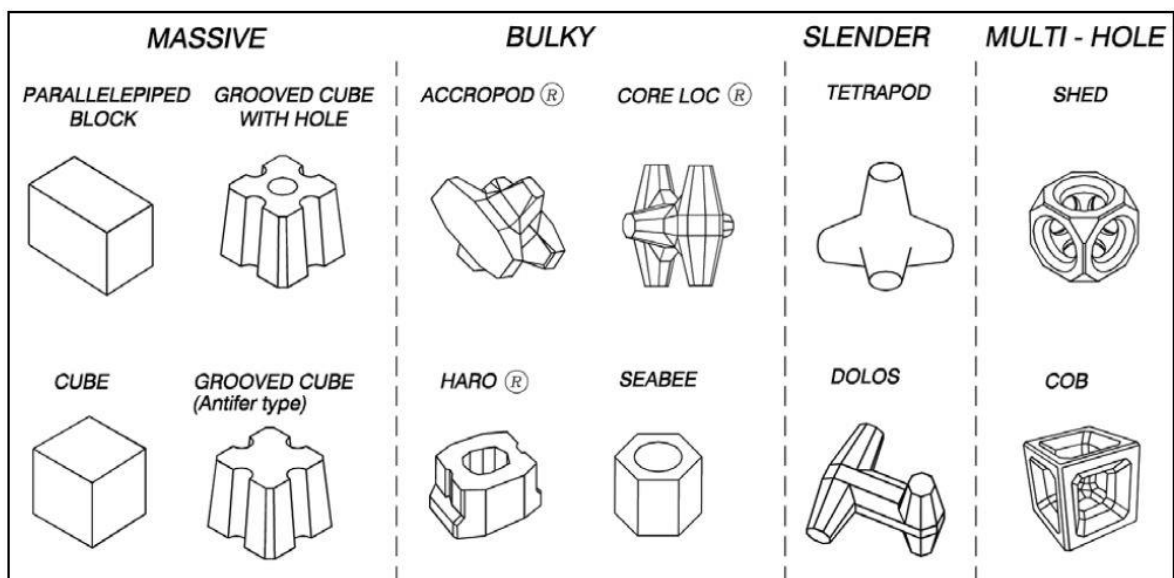


Figura 2-2 – Tipos de bloco (CEM 2011).

O Quadro 1 pretende fazer uma comparação entre quatro geometrias de blocos de betão artificiais, através das seguintes variáveis: declive do talude e número de camadas do manto resistente, coeficiente de estabilidade, densidade de colocação e volume de betão empregue comparativamente. No trabalho realizado foram utilizados blocos de betão de 30 t (Van Der Meer, 1999).

Quadro 1- Comparação dos diferentes tipos de blocos (Van Der Meer, 1999)

Blocos	Bloco Accropode	Core-loc	Tetrápode	Cubo
Declive do talude	1,33	1,33	1,5	1,5
Número de camadas	1	1	2	2
Coefficiente de estabilidade, K_D	12	16	7	5,6
Densidade de colocação	0,61	0,56	1,04	1,17
Volume de betão requerido	100%	81%	208%	220%

2.1.2.1. Blocos esbeltos

Os blocos de betão pertencentes à categoria de blocos esbeltos funcionam pela ação da gravidade e, principalmente, pelo seu imbricamento. Como exemplo deste tipo de blocos destaca-se o tetrápode, com quatro (tetra) pés (pode), utilizados em conjunto na materialização do manto resistente de quebra-mares ou em esporões, como solução de proteção costeira, Figura 2-3. A nível da colocação pretende-se encaixá-los de tal modo que a força de interação entre blocos se torne tão grande como se estas peças estivessem fundidas umas nas outras, evitando que se soltem blocos individualmente.



Figura 2-3 – Exemplo de um tetrápode [1].

2.1.2.2. Blocos volumosos

Os blocos de betão volumosos não são tão eficazes no imbricamento como os blocos esbeltos, e não são tão compactos como os blocos maciços. São eficazes para revestimento de taludes suaves. Os blocos Accropode são um exemplo desta categoria de blocos artificiais, Figura 2-4, que foram desenvolvidas pela Sogreah em 1981, a fim de obter o imbricamento necessário entre cada bloco. É um bloco robusto e confiável, sem reforço, de elevada porosidade, que proporciona um bom habitat para diferentes tipos de vegetação e animais marinhos.



Figura 2-4 – Exemplo de um bloco Accropode tipo 2 [2].

2.1.2.3. Blocos maciços

Os blocos maciços distinguem-se, principalmente, pela garantia de estabilidade hidráulica do manto resistente através do seu peso. Com efeito, estes blocos funcionam pela ação da gravidade, que é a força que contraria as forças geradas pela agitação marítima. O bloco cúbico Antifer, Figura 2-5, é um exemplo muito utilizado quando se pretende criar uma estrutura costeira resistente. Foi desenvolvida durante testes realizados para os quebramares do porto de Antifer, em 1976, pela Maquet. O bloco tem quatro ranhuras e uma forma afunilada. Como resultado da ação hidráulica das ranhuras e da melhoria da fricção causada entre blocos adjacentes, a estabilidade do manto resistente foi visivelmente melhorada em comparação com o cubo simples (Maquet, 1985).



Figura 2-5 – Exemplo de um quebramar com Cubos Antifer, porto de Vila Praia de Âncora (Google Earth).

2.1.3. ELEMENTOS DO QUEBRAMAR DE ESTRUTURA MISTA

A Figura 2-6 apresenta o perfil transversal de um quebramar de estrutura mista.

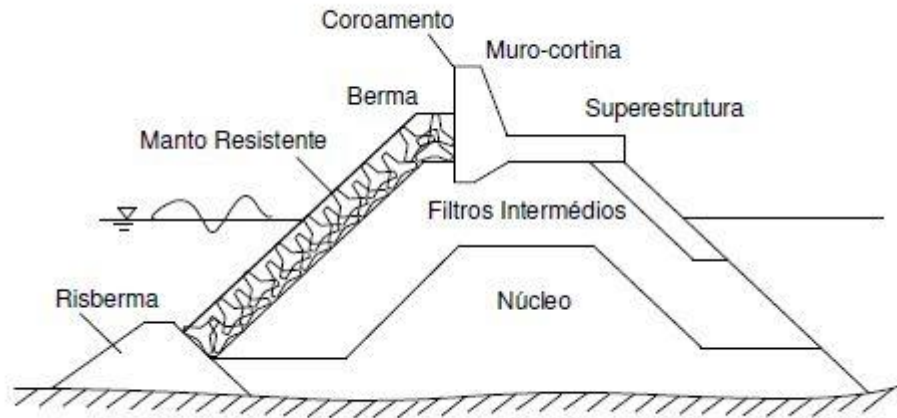


Figura 2-6 – Perfil transversal de um quebramar de taludes com superestrutura (Lopes, 2005).

Num quebramar de estrutura mista podem identificar-se as seguintes componentes:

- Núcleo - constituído por enrocamento TOT (todo o tamanho);
- Risberma - talude que serve de suporte ao talude do manto resistente;
- Manto resistente - constituído por blocos naturais ou artificiais, com o objetivo resistir à ação direta da agitação marítima;
- Filtros intermédios - estabelecem a transição entre o núcleo e o manto resistente, tendo como objetivo evitar a saída de finos do núcleo e graduar a ação da agitação;
- Berma - superfície horizontal de coroamento entre o manto resistente e a superestrutura;
- Superestrutura - estrutura de betão com objetivo de reduzir os galgamentos e facilitar acesso.
- Coroamento - zona de maior cota do quebramar. No caso do Porto de Leixões coincide com o topo do defletor;
- Muro-cortina - muro da superestrutura com o objetivo de reduzir galgamentos, podendo ser dotado de defletor.

2.1.4. DIMENSIONAMENTO DE QUEBRAMARES

Atualmente existem várias fórmulas para o pré-dimensionamento do peso dos blocos a serem colocados no manto resistente de quebramares de taludes. Estas fórmulas podem ser específicas para cada tipo de bloco, como podem ser genéricas aplicáveis à maioria dos blocos, apresentando contudo parâmetros que formam valores específicos em função do tipo de blocos empregue.

De salientar que estes cálculos não podem substituir os estudos em modelo físico, uma vez que são fórmulas deduzidas a partir de considerações teóricas simplificadas, em resultados de ensaios em modelo físico reduzido e com base na experiência acumulada.

Hudson, 1974, desenvolveu uma equação de estabilidade geral, baseada em resultados obtidos em ensaios experimentais. O peso dos blocos das camadas é função de diversos parâmetros específicos de cada caso concreto. Através da fórmula de Hudson, obtém-se, inicialmente, o peso dos blocos, W :

$$W = \frac{\gamma \times H^3}{K_D \times \left(\frac{\gamma - \gamma_w}{\gamma_w}\right)^3 \times \cot\theta} \quad [1]$$

em que H representa a altura da onda de projeto, γ o peso volúmico do material dos blocos, γ_w o peso volúmico da água, K_D o coeficiente de estabilidade e θ o ângulo do talude com a horizontal.

O cálculo da espessura do manto resistente e da fiada de blocos é realizado através de,

$$es_t = es \times n \quad [2]$$

$$es = K_\Delta \times \left(\frac{W}{\gamma}\right)^{\frac{1}{3}} \quad [3]$$

em que n representa o número de fiadas de blocos, es a espessura de cada camada do manto resistente, es_t a espessura total do manto resistente e K_Δ o coeficiente de forma.

O número de blocos por m^2 de manto resistente pode ser determinado através de,

$$Nr = n K_\Delta \times \left(1 - \frac{P}{100}\right) \times \left(\frac{\gamma_{betão}}{W}\right)^{\frac{2}{3}} \quad [4]$$

em que P representa a porosidade do bloco.

Quando o material dos blocos do manto resistente é diferente do material dos blocos das subcamadas, torna-se necessário efetuar uma correção para calcular o peso equivalente, W_{eq} , do material das subcamadas do manto resistente,

$$W_{eq} = W \times \left(\frac{\gamma_{betão}}{\gamma_{subcamadas}}\right) \quad [5]$$

A fórmula de estabilidade para tetrápodes (Van der Meer, 1988), válida para duas camadas de blocos com 1:1.5 de inclinação do talude e com rebentação de fundo, é dada por,

$$\frac{H_S}{\Delta D_n} = \left(3,75 \frac{N_{od}^{0,5}}{N_Z^{0,25}} + 0,85\right) S_{om}^{-0,2} \quad [6]$$

em que H_S representa altura significativa da onda, N_{od} o Número de blocos deslocados numa distância superior ao D_n , N_Z o número de ondas, o D_n diâmetro nominal, Δ a densidade relativa e S_{om} a declividade da onda.

A fórmula de estabilidade para tetrápodes proposta por De Jong (1996), válida para rebentação mergulhante e para taludes com inclinação de 1:1.5,

$$\frac{H_S}{\Delta D_n} = \left(8,6 \frac{N_{od}^{0,5}}{N_Z^{0,25}} + 3,94\right) S_{om}^{0,2} \quad [7]$$

A declividade da onda, S_{om} , é determinada através de,

$$S_{om} = \frac{2\pi H_S}{gT_p^2} \quad [8]$$

A fórmula de estabilidade para tetrápodes proposta por Suh e Kang (2011), válida para várias inclinações de talude e para ambos os tipos de rebentação

$$\frac{H_S}{\Delta D_n} = (7,0 \frac{N_{od}^{0,3}}{N_z^{0,25}} + 1,66) \xi_m^{0,1} \quad [9]$$

em que θ representa o ângulo do talude com a horizontal e ξ_m o número de Iribarren, para ondas irregulares:

$$\xi_m = \frac{\tan\theta}{\sqrt{\frac{H_S}{L_0}}} \quad [10]$$

e

$$L_0 = \frac{gT^2}{2\pi} \quad [11]$$

Os números de Iribarren associados aos vários tipos de rebentação de uma onda numa praia estão descritos no sub-capítulo 2.2.2.

A fórmula de estabilidade para cubos de betão (Antifer) (Van der Meer, 1988 b), válida para duas camadas de blocos com 1:1.5 de inclinação do talude e com rebentação de fundo, é dada por,

$$\frac{H_S}{\Delta D_n} = (6,7 \frac{N_{od}^{0,4}}{N_z^{0,3}} + 1) S_{om}^{-0,1} \quad [12]$$

A fórmula de estabilidade para Acrópodes (Van der Meer, 1988 b), válida para uma camada de blocos com inclinação de 1:1.33 colocados de acordo com as recomendações de SOGREAH e com rebentação oscilante, é dada por,

$$\frac{H_S}{\Delta D_n} = 3,7 \text{ sem danos} \quad [13]$$

$$\frac{H_S}{\Delta D_n} = 4,1 \text{ rotura} \quad [14]$$

2.1.5. DIMENSIONAMENTO DE QUEBRAMARES SUBMERSOS E DE QUEBRAMARES GALGÁVEIS

Os quebramares submersos e galgáveis distinguem-se pela altura livre do coroamento do quebramar, R_c . O quebramar submerso tem uma altura do coroamento inferior ao ZH ($R_c < 0$), enquanto o quebramar galgável tem uma altura superior ao ZH ($R_c > 0$).

Para o dimensionamento de quebramares submersos ou de quebramares galgáveis podem ser utilizadas varias metodologias.

A fórmula de estabilidade para quebramares galgáveis Powell e Allsop (1985), válida para duas camadas de blocos no manto resistente, é dada por,

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = \frac{S_p^{\frac{1}{3}}}{b} \ln\left(\frac{1 N_{od}}{a N_r}\right) \quad [15]$$

em que S_p representa a declividade da onda para a profundidade de água local, N_r o número total de blocos na secção, a e b são coeficientes empíricos apresentados no Quadro 2 em função da distância na vertical desde a superfície livre da água até ao R_c , da profundidade da água em frente da estrutura h e da declividade da onda.

Quadro 2- Valores de a e b (adaptado Kramer e Burcharth,2003)

R_c/h	$a \times 10^4$	B	S_p
0,29	0,07	1,66	< 0,03
0,39	0,18	1,58	< 0,03
0,57	0,09	1,92	< 0,03
0,38	0,59	1,07	> 0,03

Fórmula de estabilidade para quebramares submersos (Van de Meer, 1990), válida para mantos resistentes constituídos por duas camadas (os testes desenvolvidos são apresentados na Figura 2-7), é dada por,

$$\frac{h_c}{h} = (2,1 + 0,1 S) \exp(-0,14 N_s^*) \quad [16]$$

em que h_c representa a altura da estrutura acima da cota de fundação, S a área erodida relativa e N_s^* o número de estabilidade espectral, que é dado por,

$$N_s^* = \frac{H_s}{\Delta D_n} S_p^{-1/3} \quad [17]$$

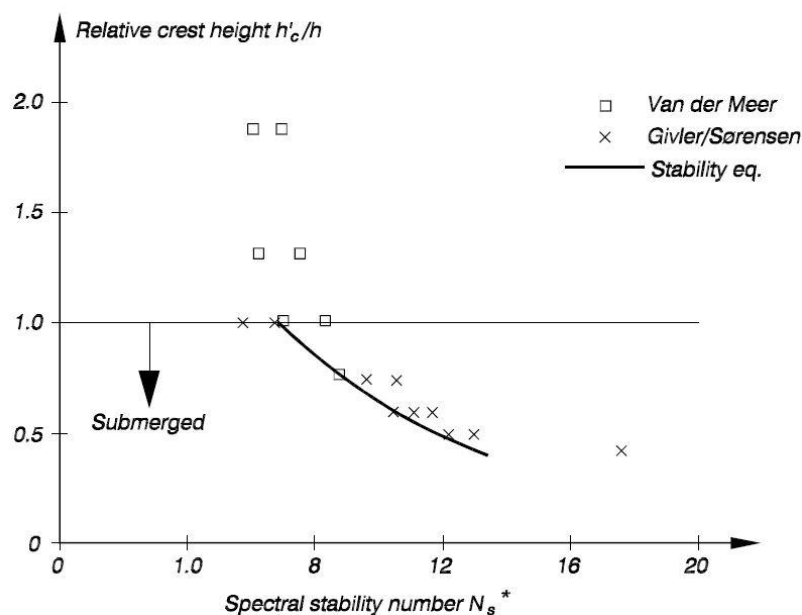


Figura 2-7 – Gráfico dos testes físicos referentes à equação de estabilidade (Van der Meer, 1990).

A fórmula de estabilidade para quebramares emersos e submersos (Vidal *et al.*, 2000):

$$N_s = A + BF_d + CF_d^2 \quad [18]$$

em que A, B e C são coeficientes que dependem do setor do quebramar e do nível de estragos. F_d é dado por,

$$F_d = R_c/D_n \quad [19]$$

A equação 18 é aplicável a estruturas emersas e submersas para um intervalo de F_d entre -2,01 e 2,41. O Quadro 3 apresenta os valores de A, B e C para uma situação de início de estragos.

Quadro 3- Valores de A, B e C (adaptado de Kramer e Burcharth, H., 2003)

Setor	A	B	C
Talude de barlar e cabeça exterior	1,831	-0,2450	0,0119
Coroamento	1,652	0,0182	0,1590
Talude sotamar	2,575	-0,5400	0,1150
Cabeça interior	1,681	-0,4740	0,1050

Fórmula de estabilidade para quebramares submersos (Coastal Engineering, 2012):

$$(N_s)_{cubes} = (N_{s,0})_{cubes} - 0,6 \frac{R_c}{D_n} \quad [20]$$

e

$$(N_s)_{rocks} = (N_{s,0})_{rocks} - 0,08 \left(\frac{R_c}{D_{n50}} \right)^2 \quad [21]$$

em que $(N_{s,0})_{cubes}$ e $(N_{s,0})_{rocks}$ são os números de estabilidade para blocos cúbicos e para blocos naturais, respetivamente, e estão representados no Quadro 4 associados aos três níveis de danos: Danos iniciais (IA); Iribarren ou Danos intermédios (IR); Início de destruição (IDe).

Quadro 4- $N_{s,0}$ das fórmulas 20 e 21, dependentes do nível de danos (adaptado Coastal Engineering, 2012).

Danos	Blocos naturais	Cubos artificiais
IA	1,3	1,8
IR	2,1	2,1
IDe	2,6	2,6

A Figura 2-8 apresenta os números de estabilidade a considerar para blocos naturais e blocos cúbicos para início de danos. As curvas de projeto das fórmulas 20 e 21 também estão representadas: a linha descontinua (blocos naturais) e linha contínua (cubos).

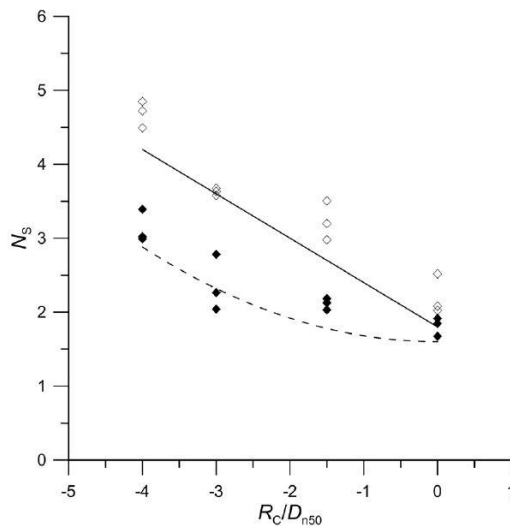


Figura 2-8- Resultados de estabilidade para blocos naturais (com preenchimento) e blocos cúbicos (sem preenchimento). Início de danos, ID. Curvas de projeto das fórmulas 20 e 21 também estão representadas (Coastal Engineering, 2012).

A Figura 2-9 apresenta os números de estabilidade a considerar para blocos naturais e blocos cúbicos para danos intermédios (esquerda) e início de destruição (direita). As curvas de projeto das fórmulas 20 e 21 também estão representadas: a linha descontinua (blocos naturais) e linha contínua (cubos).

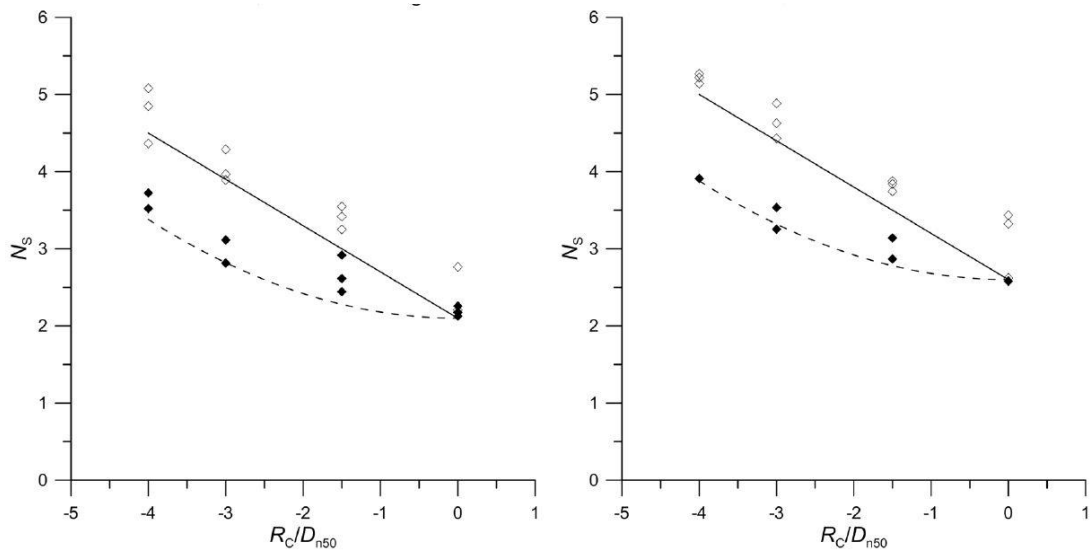


Figura 2-9 – Resultados de estabilidade para os blocos naturais (com preenchimento) e blocos cúbicos (sem preenchimento). Danos de Iribarren (IR, à esquerda) e início da destruição (IDE, à direita). (Coastal Engineering, 2012).

2.2. AGITAÇÃO MARÍTIMA

2.2.1. ONDAS GERADAS PELA AÇÃO DO VENTO

Os parâmetros que regulam o crescimento das ondas geradas pela ação do vento são:

- Intensidade do vento;
- Duração da ação do vento;
- Fetch (extensão da área de atuação do vento sobre a superfície de água).

Essas ondas são definidas por parâmetros como altura, período e direção de propagação, que dependem das características do vento que as gerou. A direção de propagação de uma onda, por norma, é coincidente com a do vento, enquanto o comprimento da onda depende habitualmente do período e da profundidade local.

Mar em estado de pleno crescimento é o estado limite para o crescimento do estado de mar gerado pelo vento, mesmo que não haja limitação de pista e que o vento continue a atuar no processo de geração de ondas. O estado limite de geração de ondas é alcançado em certas condições de intensidade do vento, fetch e duração da atuação do vento. Um crescimento maior do estado do mar é impedido pela rebentação das ondas.

2.2.2. TRANSFORMAÇÃO DAS ONDAS

Segue-se uma descrição sumária dos principais fenómenos de transformação de ondas quando se aproximam da linha de costa, ou quando encontram obstáculos (Mason, 1983).

2.2.2.1. Difração das ondas

A difração é um fenómeno que consiste na mudança de trajetória da onda em função do encontro com uma barreira, Figura 2-10, ou seja, difração é o processo no qual a onda se deforma em planta devido à transferência lateral de energia, ao longo da crista da onda. Se há variação de energia na lateral, há

variação na altura da onda uma vez que a energia é proporcional ao quadrado da altura. Para se entender este mecanismo imagine-se uma onda que se propaga numa região de fundo plano e horizontal ou em águas profundas (de forma que não haja refração) sendo interceptada por um obstáculo rígido, como uma ilha ou um quebra-mar, por exemplo. Posto que a natureza não aceita descontinuidades, a frente de ondas não pode ser simplesmente “cortada”, ocorrendo uma variação gradual da altura da onda na direção lateral, isto é, ao longo da crista.

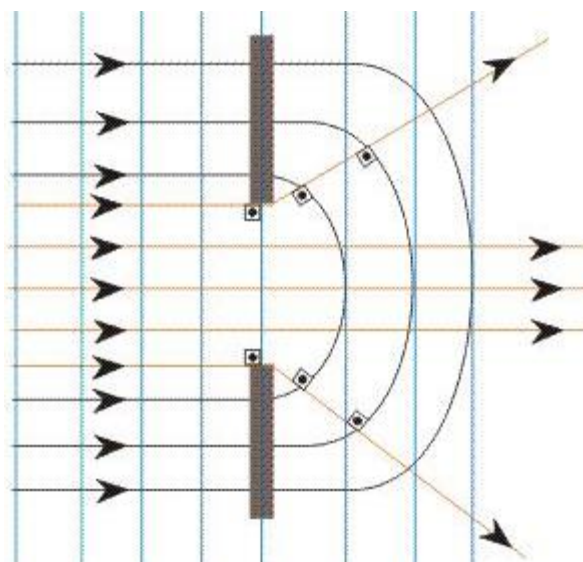


Figura 2-10 – Fenómeno de difração de onda [3].

O estudo do problema da difração foi abordado por diversos autores geralmente por via experimental que apresentaram as suas conclusões em gráficos, para aplicações em projetos de obras marítimas, de modo a determinar a altura da onda transformada. Atualmente a generalidade dos modelos de propagação de ondas, mesmo os mais básicos, têm este fenómeno naturalmente em consideração.

2.2.2.2. Refração das ondas

O fenómeno de refração das ondas consiste na mudança de direção de propagação da onda em função da mudança na velocidade de propagação, Figura 2-11.

A propagação de uma onda é afetada pelo fundo fazendo com que, uma mesma frente de onda tenha velocidades diferentes, dependendo da profundidade local. Portanto, se há diferentes valores de velocidade numa mesma frente de onda, significa que o trecho de onda com maior velocidade se deslocará mais que outro trecho com menor velocidade. O resultado desse processo é uma deformação da onda em planta, mudando o alinhamento da crista ou o ângulo que o alinhamento da crista faz com o alinhamento dos contornos batimétricos, a crista da onda tende a ficar alinhada com as curvas batimétricas.

A importância deste fenómeno no estudo de obras portuárias decorre, principalmente, do facto de que a refração determina a altura das ondas em profundidades de água intermédias e pequenas, e o grau de agitação nas baías.

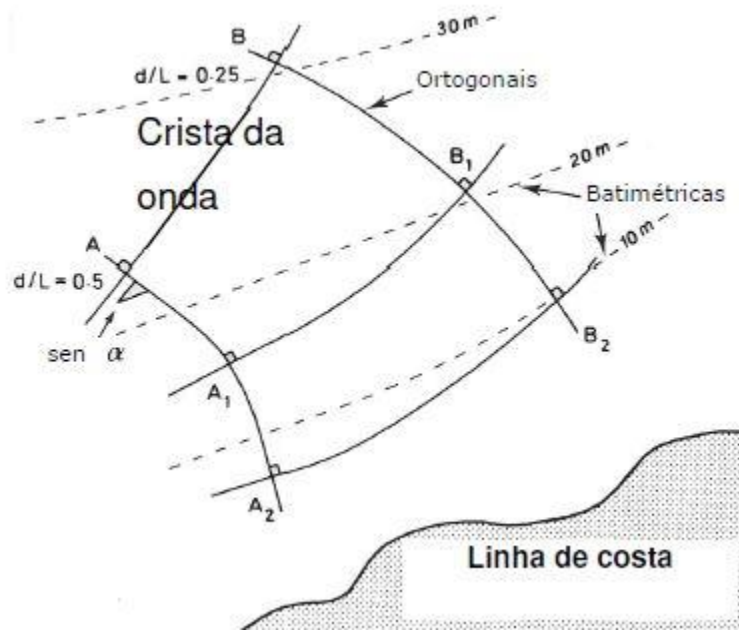


Figura 2-11 – Fenómeno de refração (Sancho, 2002).

2.2.2.3. Reflexão das ondas

O fenômeno de reflexão das ondas consiste na mudança de direção de propagação da onda em função do encontro com uma barreira, Figura 2-12.

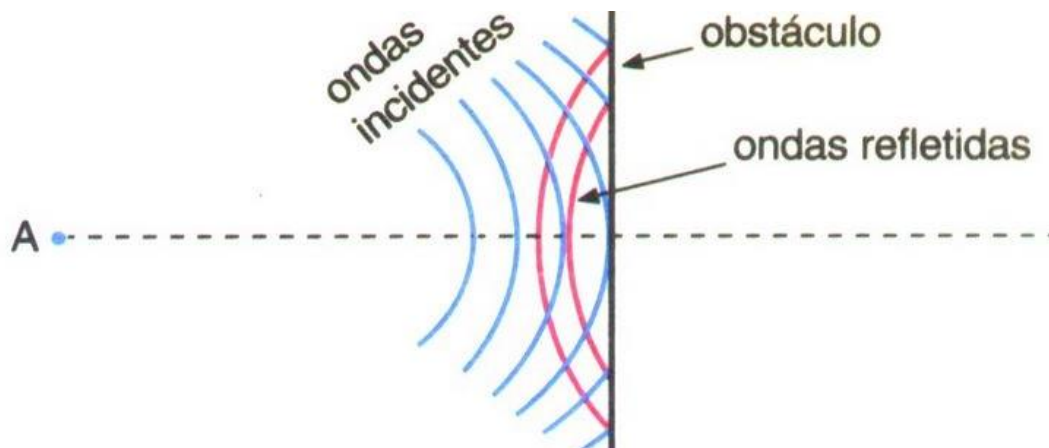


Figura 2-12 – Fenómeno de reflexão das ondas [4].

As ondas do mar podem ser total ou parcialmente refletidas por estruturas naturais ou artificiais. A reflexão constitui um fenômeno tão importante quanto a refração e a difração de ondas, principalmente nos projetos de estruturas portuárias, pois pode resultar num aumento da energia, o que é indesejável em instalações portuárias.

Pelas leis da reflexão, o ângulo de reflexão deverá ser igual ao de incidência. As ondas refletidas poderão interferir com as ondas incidentes. Caso a incidência seja normal (direção perpendicular) e o

obstáculo constituído por uma parede vertical, ocorrerá reflexão total, com a formação de ondas estacionárias.

2.2.2.4. Empolamento

O empolamento traduz-se num aumento progressivo da altura da onda devido à diminuição da profundidade de água, Figura 2-13.

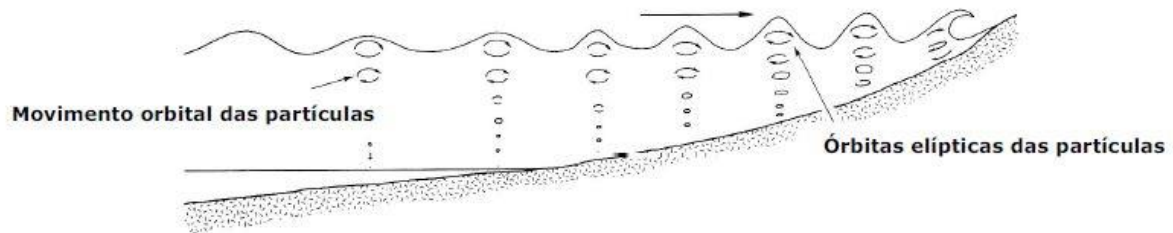


Figura 2-13 – Fenómeno de empolamento (Lopes, 2005).

Quando uma onda se aproxima de uma estrutura costeira ou da própria costa, a profundidade de água diminui. Uma vez que o período de onda se mantém sensivelmente igual, enquanto a velocidade e o comprimento de onda diminuem, a energia da onda aumenta levando ao aumento do tamanho da onda.

$$C = \frac{L}{T} = \frac{gT}{2\pi} \times \tanh \frac{2\pi d}{L} \quad [22]$$

Para grandes profundidades usa-se a seguinte fórmula:

$$C = \frac{L}{T} = \frac{gT}{2\pi} = 1,56T \quad [23]$$

e em águas pouco profundas:

$$C = \sqrt{gd} \quad [24]$$

em que C representa a velocidade de propagação da onda, L o comprimento de onda, T o período da onda e d a profundidade de água.

2.2.2.5. Galgamento

Em certas estruturas costeiras e portuárias, o galgamento é um dos principais fenómenos a ter em conta no dimensionamento. Por exemplo, os quebramares podem servir de proteção de locais ou infraestruturas que não suportam o impacto dos galgamentos, como é caso do quebramar norte do Porto de Leixões, que apresenta a sotamar infraestruturas e condutas com combustíveis.

O galgamento pode ser quantificado pelo volume, V (em m^3), da massa de água que galga a estrutura ou através do caudal médio, q (em m^3/s por metro de desenvolvimento de estrutura) que passa sobre o coroamento da estrutura. Na fase de dimensionamento é muito importante a definição da altura de coroamento da estrutura acima do nível da superfície livre da água, R_c , que limita o galgamento a valores admissíveis. As variáveis determinantes na escolha da altura de coroamento da estrutura são (Figura 2-14):

- O ângulo do talude exterior com a horizontal, α ;
- O nível de repouso da superfície livre;
- A altura livre acima do nível da superfície da água até à cota do coroamento da estrutura, R_c ;
- As condições da agitação marítima incidente na estrutura (altura de onda, período, direção, comprimento de onda);
- Rugosidade, porosidade e geometria do talude;
- A profundidade da água junto à estrutura, d_s .

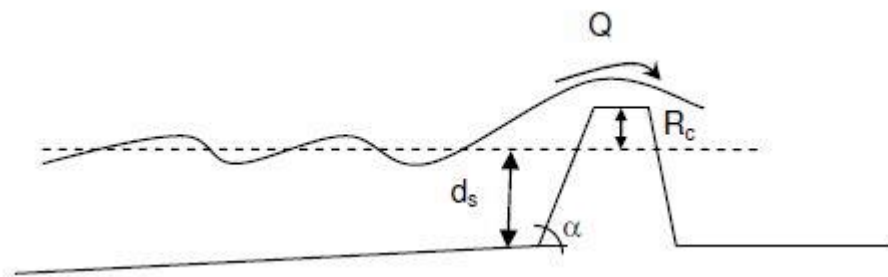


Figura 2-14 – Variáveis intervenientes no cálculo da altura de coroamento (Lopes, 2005).

2.2.2.6. Espraiamento

O espraiamento é o fenómeno que ocorre quando uma onda interage com uma estrutura marítima, atingindo uma certa cota sobre o talude dessa mesma estrutura, como se pode ver na Figura 2-15, em que R_u representa a cota máxima atingida por uma onda ao interagir com o talude e h a profundidade de água antes da estrutura, medida desde o fundo até ao nível de repouso da superfície livre.

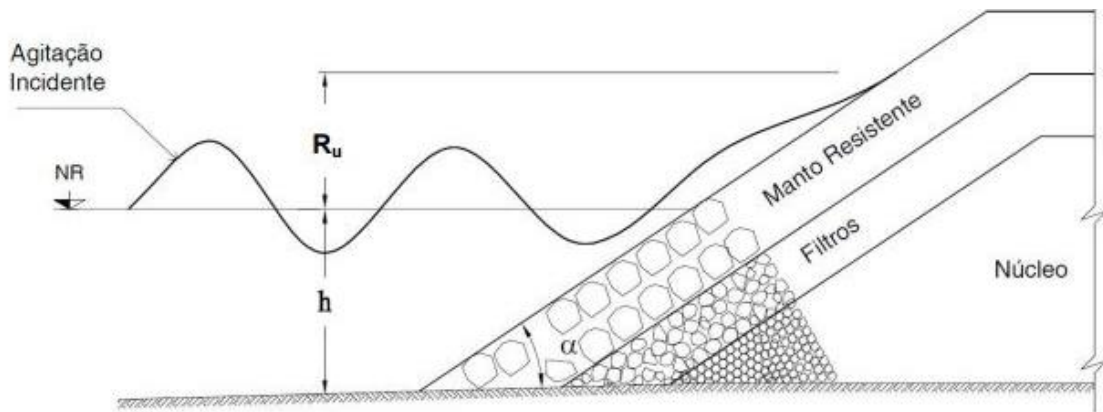


Figura 2-15 – Espraio da onda sobre um talude (Rodrigues, 2011).

As características da estrutura influenciam a cota máxima de água atingível, sendo de salientar: a inclinação do talude, o tipo de blocos de proteção e a existência de muro-cortina (caso a cota máxima do talude seja alcançado).

2.2.2.7. Dissipação da energia da onda

A energia da onda que incide no talude de uma estrutura costeira ou portuária é essencialmente dissipada por turbulência, particularmente no caso da rebentação mergulhante. A energia remanescente é convertida em energia potencial ao longo do processo de espraio, ocorrendo também perdas por atrito no fundo, percolação e alteração do perfil. A energia não dissipada é refletida.

Devido à falta de um longo registo histórico de altura de ondas, o dimensionamento de estruturas marítimas torna-se, por vezes, pouco rigoroso. Justifica-se utilizar no cálculo a altura de onda máxima fisicamente possível no local determinada em função da profundidade de água no pé da estrutura, ou seja, a altura de onda máxima que poderá chegar à estrutura sem que ocorra previamente rebentação.

Pelo critério de rebentação da onda solitária, a altura de onda máxima fisicamente possível num dado local é dada por,

$$H_{m\acute{a}x} = d \times 0,78 \quad [25]$$

em que d representa a profundidade de água na zona de rebentação.

Os tipos de rebentação de onda mais comuns podem ser definidos com base no número de Iribarren:

- Progressiva: típica de praias de baixo declive, em que a onda desliza, dissipando a energia numa faixa larga do perfil da praia: $\xi_0 < 0,5$;
- Mergulhante: típica de praias de declive intermédio, onde a onda quebra formando um tubo, dissipando a energia numa estreita faixa do perfil da praia: $0,5 < \xi_0 < 3$;
- Colapsante: ocorre em praias com declive acentuado, onde a onda rebenta sobre o areal: $3 < \xi_0 < 3,5$;
- Oscilante: ocorre em praias com declive muito acentuado que impede que as ondas rebentem, de forma que são refletidas e interagem com o refluxo das ondas anteriores: $\xi_0 > 3,5$.

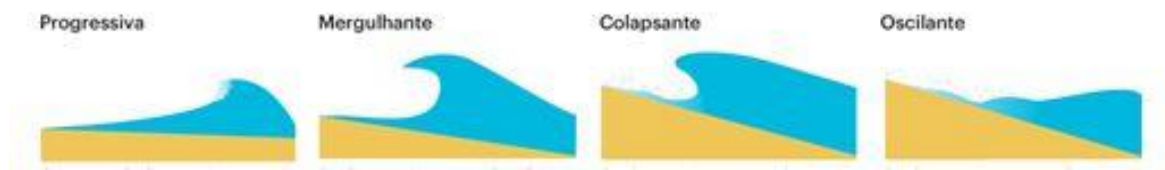


Figura 2-16 – Tipos de rebentação (Jornal Público, 2014).

2.2.3. VARIAÇÃO DO NÍVEL DO MAR

A variação do nível do mar é consequência dos seguintes tipos de marés:

- Marés astronómicas: ondas com variações periódicas causadas pelos movimentos relativos entre o Sol, a Lua e a Terra. A força geradora de maré astronómica é a resultante das seguintes forças: gravitacional da Lua sobre a Terra, que atua na direção de um ponto na Terra para o centro de massa da Lua e com sentido orientado para o centro desta; centrífuga devido à rotação do sistema Terra-Lua, que atua numa direção paralela à linha que une os centros da Terra e da Lua, e orientada no sentido oposto ao do centro de massa do sistema. Portanto, a maré procura um equilíbrio, movimentando a água na direção do equador (já que a força geradora de maré é insignificante nestes pontos por ser de muito menor intensidade do que a gravitacional da Terra).
- Marés meteorológicas: ondas geradas devido a efeitos atmosféricos sobre a superfície do oceano (CEM, 2011).

2.2.4. PREVISÃO

A previsão do clima e do estado do mar é indispensável para as condições de segurança na construção e na manutenção duma estrutura costeira ou portuária. Observações simultâneas da velocidade do vento e da altura das ondas ajudam os técnicos nessas previsões, Figura 2-17.

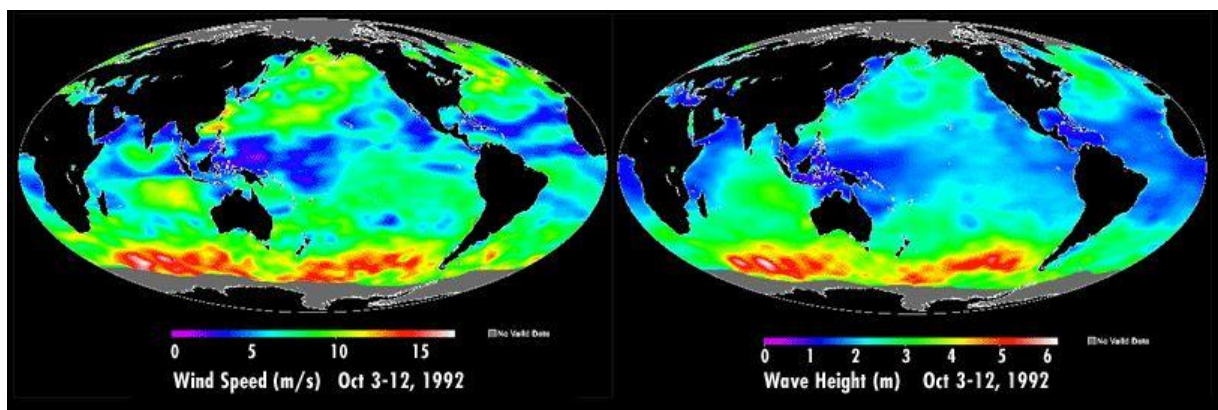


Figura 2-17 – Mapa de distribuição global da velocidade do vento e da altura das ondas [5].

A Figura 2-17 mostra que existe semelhança entre a velocidade do vento e a altura das ondas. Os ventos mais fortes e, por conseguinte, as ondas mais altas são encontradas no Oceano Antártico. Os

ventos mais fracos e as alturas de onda mais pequenas, zonas de cor magenta e azul escuro, são geralmente encontrados nos zonas tropicais.

A análise da Figura 2-18, por comparação com outras figuras de outros oceanos e de diversas datas, permite concluir que o oceano atlântico norte em conjunto com o pacífico norte e o oceano antártico são os mais energéticos mundialmente (em condições normais). Quanto mais próximo do equador a cor do mapa vai ficando mais verde e azulada (ao invés dos tons alaranjados dos mares mais extremos): zonas dos oceanos mais perto do equador, mares tropicais e mares protegidos pois é onde existe menor agitação marítima.

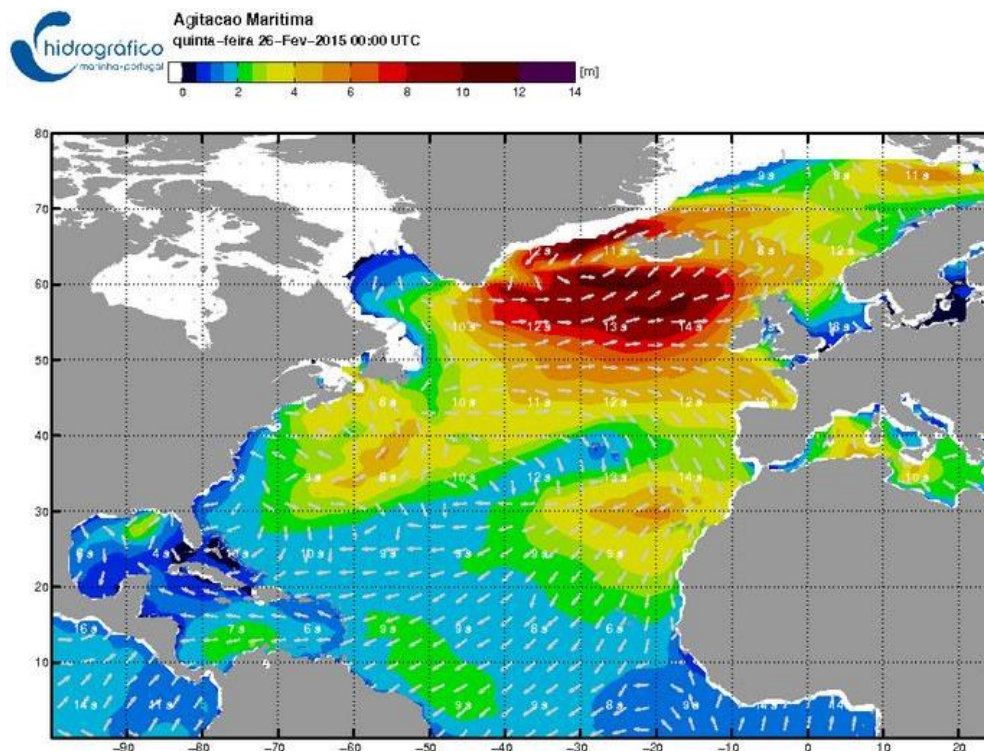


Figura 2-18 – Mapa de agitação marítima no norte atlântico [6].

Para o projeto em causa é importante salientar que a costa oeste portuguesa e, neste caso concreto, o Porto de Leixões estão muito expostos às tempestades do Atlântico Norte, logo são confrontados regularmente com agitação marítima muito energética.

2.3. MANUTENÇÃO DE ESTRUTURAS PORTUÁRIAS

A manutenção de estruturas portuárias é um processo que se deve estender a todo o período de vida da estrutura, envolvendo a identificação de potenciais problemas e a tomada de ações apropriadas, de modo a assegurar que a estrutura continua com um nível funcional adequado. Em termos gerais, a manutenção inclui (CEM; 2011):

- A inspeção periódica da estrutura e a monitorização da resposta da estrutura às condições do ambiente marítimo;
- A análise dos dados relativos às operações de inspeção e de monitorização, de modo a avaliar a condição estrutural da obra e o seu desempenho em relação às especificações do projeto;

- Identificação das ações a tomar em função dos resultados da análise anterior. As ações podem passar por não fazer nada, reabilitar toda ou apenas parte da estrutura, ou reparar toda ou parte da estrutura.

2.3.1. MONITORIZAÇÃO E INSPEÇÃO

A monitorização é uma parte vital para a manutenção de uma estrutura marítima. A complexidade e objetivos de um programa de monitorização podem variar, desde uma simples e periódica inspeção visual no terreno até, no outro extremo, um programa de longo prazo, necessariamente mais caro. O mais importante na monitorização e inspeção é o rigoroso balizamento, de forma que os instrumentos e recursos possam ser utilizados da forma mais correta e eficaz com o objetivo de cumprir o estabelecido previamente. A manutenção está dividida em duas categorias principais:

- Inspeção e medição periódica, de forma a fazer uma avaliação do estado da estrutura em períodos já estabelecidos e/ou depois de tempestades;
- Observação e medição com o objetivo de avaliar o desempenho da estrutura em relação ao estabelecido em projeto.

2.3.1.1. Observação sistemática

A implementação de um programa de observação sistemática de obras marítimas tem três objetivos principais (Santos *et al.*, 2004):

- Possibilitar a deteção de anomalias no comportamento das estruturas a tempo de as corrigir e minimizar as consequências económicas de eventuais avarias;
- Comparar o comportamento real das estruturas com o comportamento previsto no projeto, permitindo, assim, aperfeiçoar critérios de conceção e especificar melhor as propriedades dos materiais a empregar, as técnicas de fabrico de alguns componentes e os processos construtivos a adotar;
- Permitir uma seleção criteriosa e tecnicamente sustentada das estruturas mais necessitadas em termos de obras de manutenção e/ou obras de reparação.

Para que estes objetivos possam ser atingidos com mais eficácia, é fundamental que a observação seja efetuada segundo dois pontos de vista distintos:

- As ações: é necessário caracterizar a agitação marítima ao largo, para que, posteriormente, seja possível a determinação das suas características em pontos situados nas imediações das obras, recorrendo a modelos matemáticos de propagação da agitação;
- O comportamento da estrutura: inicia-se logo após a finalização da construção, devendo-se, nessa ocasião, proceder à perfeita caracterização do estado da estrutura, visto tratar-se de uma base de referência ótima para a continuação de um programa de observação. Em caso de não ser possível, a primeira observação será tomada como o estado de referência, a partir do qual se observa a evolução do estado da estrutura.

2.3.2. TÉCNICAS DE INSPEÇÃO

Ainda não é muito comum o uso de aparelhos de medição que caracterizem o estado de um troço completo de quebramar (zona imersa e zona emersa), por isso, o mais comum, por razões financeiras e de facilidade, é a inspeção periódica da zona emersa. Contudo, os principais problemas deste tipo de estruturas estão associados à parte submersa. Desta forma, propõe-se, cada vez mais, que se usem técnicas de inspeção para as partes submersas dos taludes, para uma rigorosa manutenção da estrutura, podendo estas técnicas ser executadas por via terrestre, aérea e marítima. Pretende-se com este capítulo fazer um breve resumo de diferentes técnicas e compará-las segundo vários aspetos, tais como: as condições meteorológicas locais (velocidade do vento, agitação marítima, visibilidade dentro e fora de água, profundidades de água máximas); precisão da medição; custos associados e tempo de execução do trabalho de monitorização. O Quadro 5 compara as principais características das diferentes técnicas de inspeção abordadas neste capítulo, através de avaliações qualitativas das mesmas que são estabelecidas como: baixo, médio e elevado, ou intervalos intermédios (e.g. baixo/médios). Essa comparação é feita para as seguintes variáveis: precisão, custos, dificuldade de operação, duração. Ou seja, pretende-se que o Quadro 5 possa servir de apoio para muitos tipos de inspeções de estruturas marítimas e portuárias. A eventual falta de objetividade é devida às diferenças entre cada técnica de monitorização. Quanto à profundidade máxima apresenta-se o valor máximo possível para cada técnica de inspeção. Por fim, o local de inspeção e a parte da estrutura inspecionada apenas são classificadas como, terrestre e marítimo para o primeiro caso, e emerso e submerso para o segundo caso.

Quadro 5- Quadro comparativo das diferentes técnicas de inspeção.

Técnicas de inspeção	Local da inspeção	Precisão	Custos	Dificuldade	Duração	Parte inspecionada	Profundidade máx. (m)
IRIS	Marítimo	Baixa a elevada	Elevado	Média	Baixa	Emersa e submersa	---
Sonar lateral (analisar o Quadro 6 para mais detalhes)	Marítimo	Elevada	Médio	Média	Baixa	Submersa	200
Mergulhador	Marítimo	Baixa	Elevado	Elevado	Elevada	Submersa	50
Técnicas topográficas tradicionais	Terrestre	Médio	Baixo/Médio	Médio	Elevada	Emersa e submersa	5
Aero fotogrametria	Aéreo	Elevada	Médio	Baixo	Baixa	Emersa	---
Visual	Marítimo ou terrestre	Baixa	Baixo	Baixo	Média	Emersa	---
GPS	Terrestre	Elevada	Médio	Baixo	Baixa	Emersa e submersa	---
LiDAR	Aéreo	Elevada	Elevado	Baixo	Baixa	Emersa e submersa	50
SAR	Aéreo	Elevada	Elevado	Baixo	Baixa	Emersa e submersa	---

2.3.2.1. Instrumento para levantamentos de alta precisão

O LNEC e o IST desenvolveram um instrumento (IRIS), Figura 2-19, para levantamentos batimétricos e topográficos de estruturas semi-submersas. Através de uma sonda acústica com varrimento mecânico faz-se um mapeamento da estrutura abaixo da linha de água sendo utilizado e um sistema com laser para o levantamento da parte emersa (Santos *et al.*, 2004).

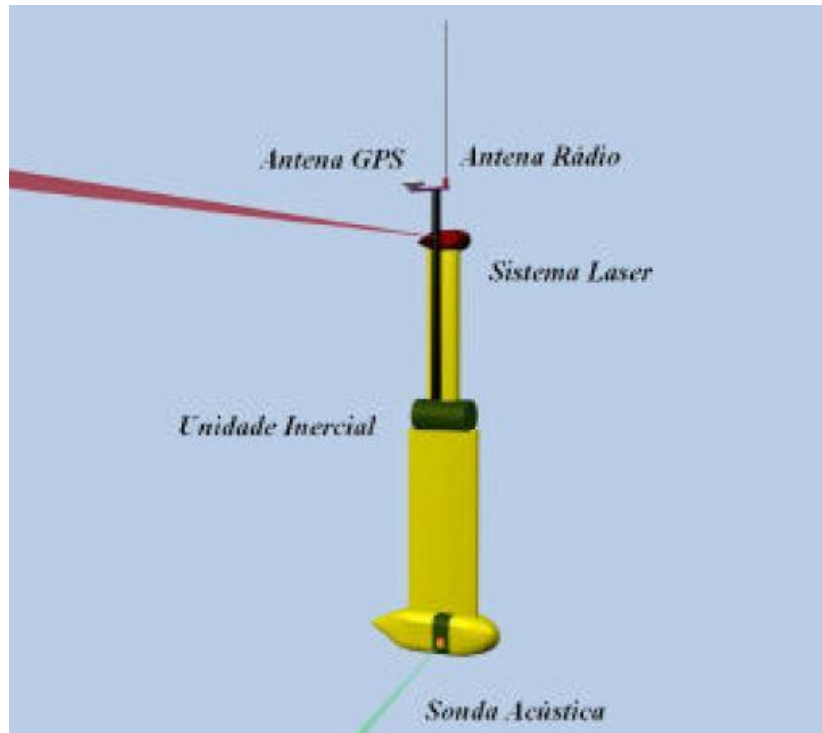


Figura 2-19 – Instrumento para levantamentos de alta precisão (LNEC).

Este instrumento é constituído pelos seguintes sensores e sistemas:

- Sonda acústica, com feixe muito fino (abertura de cerca de 1 grau), equipada com um sistema de varrimento mecânico, para efetuar o levantamento da parte submersa das estruturas com grande precisão. Desta forma será possível realizar o levantamento mantendo a embarcação a uma distância de segurança do quebramar;
- Sonda acústica do tipo sonar lateral, que pode também ser colocada no instrumento para realizar levantamentos mais rápidos, embora de mais baixa precisão. Esta técnica pode ser muito útil para uma primeira identificação do local onde se vai realizar a inspeção de modo a parametrizar corretamente todo o sistema;
- Sistema laser com varrimento 2-D para fazer levantamento topográfico de grande precisão da parte emersa da estrutura;
- Sistema de posicionamento via satélite, em tempo real, que fornece a posição do instrumento com precisão centimétrica;
- Sensor de movimento colocado no instrumento mede os ângulos instantâneos de balanço e cabeceio (roll e pitch), bem como as acelerações instantâneas;
- Sensor de rumo colocado no instrumento para fornecer medidas precisas do rumo do mesmo;
- Sistema de sincronização e navegação, responsável pela amostragem e sincronização dos dados de todo levantamento. Este sistema recebe ordens do sistema de coordenação do levantamento e envia comandos para posicionamento e disparo dos diversos equipamentos.

Finalmente, procede às correções das medidas dos perfis obtidos, utilizando os dados de posição, movimento (acelerações linear e velocidades angulares) e atitude;

- Sistema de coordenação do levantamento, responsável pela interação com os sistemas de controlo do veículo e controlo de missão do veículo autónomo em que o instrumento está instalado;
- Consola de monitorização do levantamento, de forma a aceder em tempo real aos dados produzidos pelo instrumento para avaliação *in situ* da qualidade dos mesmos. Existirá também no instrumento um computador destinado ao registo de dados temporais e espacialmente sincronizados e etiquetados;
- Sistema de pós-processamento dos dados do levantamento que consiste em criar uma ferramenta para processar os dados obtidos durante a missão recorrendo a metodologias de tratamento espacial e temporal das séries obtidas. O objetivo final desta análise *off-line* é aumentar a precisão dos dados da navegação, utilizando algoritmos sofisticados, para fusão da informação obtida pelos diversos sensores (GPS, movimento e rumo). Finalmente, utilizando a informação corrigida da navegação, compensar e corrigir espacialmente os dados obtidos pelas sondas (acústicas e laser).

Apesar da IRIS estar preparada para trabalhar em qualquer embarcação, este instrumento foi projetado para ser transportado por um veículo autónomo, Figura 2-20. Destina-se, desde já, a equipar um catamarã autónomo denominado de DELFIM (propriedade do Instituto de Sistemas e Robótica).



Figura 2-20 – Instrumento de levantamentos montado no veículo autónomo [7].

Para uma correta inspeção do talude, o catamarã, terá de ser capaz de seguir o quebramar a uma distância constante, mantendo uma velocidade baixa de progressão máxima de 5 nós. Devido às dificuldades causadas pela ondulação, correntes ou perturbações inesperadas, a embarcação necessita de determinar com exatidão a sua posição e velocidade, recorrendo a um sistema de posicionamento via satélite. Para além disso, o veículo possui um sistema de orientação que lhe permite determinar o seu rumo e inclinação. Deste modo, o veículo sabe onde está e o rumo que leva.

2.3.2.2. Sonar lateral

O Sonar Lateral é um equipamento geralmente rebocado junto ao fundo a partir de um navio. Os transdutores piezoelétricos montados lateralmente no feixe do sonar emitem um impulso acústico muito estreito no plano horizontal e largo no plano vertical, sonorizando uma fina fatia do fundo do mar em cada disparo. Quando a onda sonora atinge o fundo do mar, a maioria da energia pode ser refletida para longe do feixe no caso de fundos lisos, ou pode ser espalhada em diferentes direções no caso de fundos rugosos. A energia que regressa na direção do feixe de sonar é, assim, função das

características do fundo (rugosidade, composição e outros parâmetros físicos) [8]. Os três sonares são analisados e comparados no Quadro 6.

Quadro 6- Características gerais dos três tipos de sonar (adaptado [8])

Sistema	Freq. (kHz)	Tipo de sonar	Alcance lateral máx (m)	Vel. máx (nós)	Profundidade máx. (m)	Comprimento (m)	Peso (kg)
KLEIN 5000	455	Digital, 5 feixes simultâneos com focagem dinâmica	100	10	200	1.94	70
KLEIN 2000	125/400	Digital, feixe simples	250/75	5	200	1.55	30
GeoAcoustics SS980	114/410	Analógico com digitalização à superfície, feixe simples	250/75	5	200	2	100

2.3.2.2.1. Pré-protótipo de sonar lateral

Existe um pré-protótipo de sonar lateral do instrumento referido no capítulo anterior, que ficou concluído em Junho de 2003. Porém esse pré-protótipo apenas está preparado para fazer levantamentos da parte submersa do quebramar, através de uma sonda acústica de feixe estreito com sistema de varrimento mecânico.



Figura 2-21 – Pré-protótipo montado numa embarcação (Santos *et al.*, 2004)

Como se pode analisar na Figura 2-21 o pré-protótipo tem que ser instalada em pequenas embarcações.

2.3.2.2.2. GeoAcoustics SS980

O sonar GeoAcoustics SS980, Figura 2-22, está montado num robot rebocável, em conjunto com um perfilhador de sedimentos, e opera em dupla frequência: 114/410 kHz.



Figura 2-22 – Sonar GeoAcoustics SS980 [8].

Este sistema combinado é normalmente utilizado para cartografia geológica no modo de menor frequência e de maior alcance. Nos estudos de base para implementação de obras de engenharia marítimo-portuárias ou para arqueologia subaquática é utilizado no modo de maior frequência, que oferece a melhor resolução [8].

2.3.2.2.3. KLEIN 2000

O sistema KLEIN 2000, Figura 2-23, é um sonar digital de feixe simples que opera em dupla frequência: 125/400 kHz. A frequência e o alcance são definidos em função dos objetivos do levantamento. Este sonar é relativamente leve e portátil, podendo ser operado a partir de qualquer embarcação sem necessidade de utilização de um guincho. É rebocado a velocidades inferiores a 5 nós [8].



Figura 2-23 – Sonar KLEIN 2000 [8].

2.3.2.2.4. KLEIN 5000

O sonar de varrimento lateral KLEIN 5000 é um sistema digital que emite cinco feixes em simultâneo, o que permite a operação a maiores velocidades (da ordem dos 10 nós). Os feixes são focados dinamicamente, garantindo uma resolução elevada e constante ao longo de todo o alcance do sonar. A melhor resolução que se pode obter com este sistema é de 7.5 x 10 cm até um alcance de 75 m.

Este é o sistema de excelência para a deteção de objetos no fundo do mar [8].

2.3.2.3. Mergulhadores

O levantamento da parte submersa de estruturas costeiras e portuárias tem sido frequentemente efetuado por mergulhadores, como se vê na Figura 2-24. Porém, a missão dos mergulhadores torna-se por vezes muito perigosa e inconstante, porque têm que estar reunidas condições perfeitas para a realização da inspeção, pois a zona onde normalmente os quebramares estão colocados é habitualmente muito energética (correntes e ondulação).



Figura 2-24 – Inspeção da parte imersa por um mergulhador (Sousa, 2011).

A inspeção por mergulho traduz-se essencialmente numa caracterização global da obra: número de blocos partidos ou deslocados, alteração da inclinação do talude, entre outros.

2.3.2.4. Técnicas topográficas tradicionais

As técnicas topográficas tradicionais são também utilizadas na inspeção das estruturas costeiras e portuárias mas servem habitualmente de complemento de informação, medindo os deslocamentos da superestrutura da obra e da sua envolvente. Consiste no nivelamento de pontos cotados, levantamento de perfis e triangulação.

Por nivelamento, calculam-se os assentamentos da estrutura e por triangulação os deslizamentos, tendo como base uma malha de pontos definida ao nível da superestrutura. É também possível fazer o levantamento dos perfis transversais e longitudinais da obra, para acompanhar a evolução dos taludes e a variação das cotas da superestrutura, ao longo do tempo, respetivamente.

2.3.2.5. Aerofotogrametria

Para observar a zona emersa da obra pode-se também utilizar a aerofotogrametria, que permite avaliar o aspeto geral da obra e quantificar os assentamentos (taludes e estrutura), através da comparação, pela sobreposição, de um conjunto de fotografias iniciais e finais de cada trecho da estrutura. Devido à necessidade de meios aéreos para a obtenção de fotografias torna-se uma técnica dispendiosa. Hoje em dia este método de inspeção pode-se tornar menos dispendioso com utilização de Drones. Devido à facilidade de utilização e de disponibilização do instrumento, poderá vir a ser uma técnica muito utilizada, por exemplo, em casos de estruturas implantadas a baixas profundidades, pode ser suficiente para fazer uma análise detalhada da estrutura submersa e emersa aquando das ocorrências das marés

vivas mais extremas, durante a maré vazia. Quando se trata de uma estrutura que atinge profundidades de água elevadas, apenas será possível fazer uma inspeção detalhada da parte emersa.

2.3.2.6. Inspeção visual

Para a zona emersa, a técnica mais barata e eficaz é a inspeção visual, feita em redor do quebramar (usando uma embarcação) ou na própria estrutura. Aconselha-se o recurso a registos fotográficos e à gravação em vídeo para futuras comparações. O observador terá que (Oliveira *et al.*, 2005):

- Obter fotografias sistemáticas, para analisar evoluções;
- Comparar com observações anteriores, por apontamentos específicos já efetuados;
- Ter acesso às informações detalhadas das últimas intervenções efetuadas;
- Comparar fotografias anteriormente tiradas noutras inspeções com as mais recentes;
- Fazer-se acompanhar do impresso de observação (Figura 2-25).

MANTO RESISTENTE					
QUEDAS		FRACTURAS		TALUDE	
Muitas		Muitas		Muito degradado	
Algumas		Algumas		Degradado	
Poucas		Poucas		Deg. Junto à linha de água	
Nenhumas		Nenhumas		Em bom estado	
DEGRADAÇÃO SUPERFICIAL DO MATERIAL				OPINIÃO GLOBAL	
QUANTIDADE		DESCRIÇÃO			
Muita corrosão		Cantos arredondados		Grau 5	
Alguma corrosão		Cantos intactos		Grau 4	
Bom mas c/ irros poros superficiais		Som	Cavo	Grau 3	
Em bom estado			Sólido	Grau 2	
ASSENTAMENTO DO MANTO		Junto à linha de água		Grau 1	
		Coroamento		Grau 0	
PASSADIÇOMURO CORTINA					
FRACTURAS		DEGRADAÇÃO SUPERFICIAL DO BETÃO			
		QUANTIDADE		DESCRIÇÃO	
Muitas		Muita corrosão		Origem física	
Algumas		Alguma corrosão		Origem química	
Nenhumas		Em bom estado		Arredondamento	
MOVIMENTOS		OPINIÃO GLOBAL			
Assentamento		Grau 5		Grau 2	
Derrubamento		Grau 4		Grau 1	
Deslizamento		Grau 3		Grau 0	
TARDOZ					
QUEDAS		FRACTURAS		TALUDE	
Muitas		Muitas		Muito degradado	
Algumas		Algumas		Degradado	
Poucas		Poucas		Deg. Junto à linha de água	
Nenhumas		Nenhumas		Em bom estado	
DEGRADAÇÃO SUPERFICIAL DO MATERIAL				OPINIÃO GLOBAL	
QUANTIDADE		DESCRIÇÃO			
Muita corrosão		Cantos arredondados		Grau 5	
Alguma corrosão		Cantos intactos		Grau 4	
Bom mas c/ irros poros superficiais		Som	Cavo	Grau 3	
Em bom estado			Sólido	Grau 2	
ASSENTAMENTO DO MANTO		Junto à linha de água		Grau 1	
		Coroamento		Grau 0	

Figura 2-25 – Impresso de observação (Oliveira *et al.*, 2015).

O impresso de observação visual refere-se apenas à zona emersa da obra: superestrutura, manto resistente e tardo.

2.3.2.7. GPS

2.3.2.7.1. GPS TRIMBLE R8

O GPS TRIMBLE, Figura 2-26, é um instrumento que se baseia no estabelecimento de pontos iniciais e finais por meio de técnicas de pós-processamento para determinar possíveis movimentos globais de toda a estrutura. Estas bases servirão como pontos de referência estabelecidas para o quebramar (Freixas e Fernández, 2011).



Figura 2-26 – GPS TRIMBLE R8 [9].

2.3.2.7.2. TRIMBLE S8 1" Total Station

Quando um instrumento de alta precisão é necessário, aconselha-se a utilização deste com precisão angular, Trimble S8 1" Total Station, Figura 2-27, para determinar a rede poligonal dos pontos de apoio para o scanner a laser (Freixas e Fernandes, 2011).



Figura 2-27 – TRIMBLE S8 1" Total Station [10].

Este instrumento tem uma segunda precisão angular sexagesimal e de 1 mm mais 1 ppm (parte por milhão) da distância tomada, o que significa que se uma medição for efetuada a uma distância de 100 m, o mais provável é obter um alvo de pontos como se segue:

- (Angular) desvio transversal = $100\text{m} \times \text{tg}(1'') \times \sqrt{2} \approx 0,7 \text{ mm}$
- (Distanciómetro) desvio longitudinal = $1 \text{ mm} + 1 \times 0,1 \approx 1,1 \text{ mm}$

2.3.2.7.3. TRIMBLE TX5 Laser Scanner

A TRIMBLE TX5 Laser é um scanner de alto desempenho que pode gravar até 976 mil pontos por segundo, obtendo precisões de 1 mm a 10 m e 2 mm a 25 m, tendo um alcance máximo de 120 m, Figura 2-28. Este dispositivo inclui sensores adicionais que tornam mais fácil o ajuste das nuvens de pontos nas suas respetivas coordenadas, tal como um compensador de eixo duplo, altímetro e bússola eletrónica (Freixas e Fernández, 2011).



Figura 2-28 – TRIMBLE TX5 Laser Scanner [11].

Este equipamento também pode gerar modelos 3D através da câmara fotográfica, na ótica de captura de imagens com aplicação de texturas. O scanner a laser é o dispositivo ideal para digitalizar metricamente a realidade, e o mais rápido possível.

2.3.2.8. LiDAR

O LiDAR foi concebido na década de 60 para a deteção de submarinos e os primeiros modelos foram utilizados com sucesso no início dos anos 70 nos EUA, Canadá e Austrália. Nos últimos dez anos tem havido um aumento do uso de sensores LiDAR regularmente utilizados em levantamentos aéreos do solo.

A maioria dos sistemas LiDAR aerotransportadas são compostos por: um sensor LiDAR, um recetor GPS, uma unidade de medição inercial, um computador e dispositivos de armazenamento de dados.

O sistema LiDAR envia um feixe de laser projetado para baixo a partir de uma plataforma aérea. O feixe é feito por varredura de um lado para outro enquanto o meio aéreo sobrevoa a área de pesquisa, medindo entre 20.000 a 150.000 pontos por segundo. O princípio de funcionamento do sistema baseia-se na medição do intervalo de tempo entre a saída do laser da plataforma aérea e o seu retorno ao sensor LiDAR. As medições desse intervalo de tempo são convertidas em distâncias e enviadas para o GPS, que determina com precisão a posição do meio aéreo em termos de latitude, longitude e altitude.

A batimetria LiDAR é usada para determinar a profundidade da água através da medição do intervalo de tempo entre a transmissão de um impulso e o seu sinal de retorno. O sistema usa feixes de laser com duas frequências: um feixe de frequência infravermelha inferior à refletida pela superfície do mar e um laser verde com frequência maior que penetra através da coluna de água (ver Figura 2-29). As análises destes dois impulsos distintos são usados para estabelecer níveis de água, elevações da linha costeira, posição inicial e final dos blocos dos taludes de estruturas costeiras e portuárias, estado dos materiais utilizados e inclinação do talude. Com boas condições de visibilidade da água, estes sistemas podem atingir profundidades de 50 m [12].

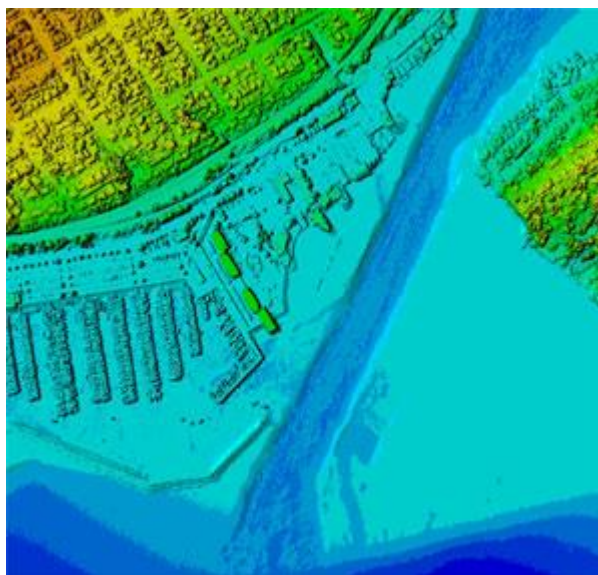


Figura 2-29 – Exemplo de um levantamento aéreo LiDAR [12].

O sistema LiDAR também é usado para adquirir dados em áreas costeiras complexas e rochosas, onde navios de superfície não podem operar de forma eficiente ou com segurança por causa da pequena profundidade de água, e da existência de rochas, algas ou quebramares.

2.3.2.9. SAR – Synthetic Aperture Radar

O SAR, abreviatura de Synthetic Aperture Radar, é uma técnica de radar que utiliza duas ou mais imagens de radar de abertura sintética para gerar mapas de deformação da superfície ou de elevação digital, utilizando as diferenças de fase das ondas que retornam para o satélite ou de um meio aéreo. Esta técnica pode medir deformações milimétricas de dias a anos. Tem aplicação na monitorização geofísica de riscos naturais, como sismos, vulcões e deslizamentos de terra, e, neste caso em especial, no controlo de subsidência e estabilidade estrutural de obras costeiras e portuárias [13].

2.3.3. DIAGNÓSTICO

Depois de uma criteriosa e cuidada inspeção, como atrás foi referido, e com a informação relativa a cada troço do quebramar sintetizada, dá-se início ao diagnóstico. Este diagnóstico baseia-se na comparação do estado atual da estrutura com o seu estado inicial, ou com o estado pretendido. O diagnóstico pode ser efetuado de várias formas; cada porto, ou cada administração portuária, pode

utilizar o método que achar mais conveniente atendendo às características locais. Por não existirem regras previamente estabelecidas e devido à subjetividade de cada inspetor, a avaliação dos resultados pode ser diferente, mesmo para a mesma estrutura.

Com o diagnóstico efetuado, a equipa responsável tomará as medidas preventivas ou corretivas que considerar necessárias para o funcionamento pretendido da estrutura: não intervir, intervenção para repor o estado inicial, reforço com uma nova solução, intervenção de emergência (por vezes por razões financeiras, por falta de tempo ou por necessidade de proteção urgente). Encontrada a solução mais eficaz para a resolução do problema, é necessário uma avaliação económica das alternativas para cada caso, uma vez que existem muitos fatores externos a ter em atenção como o poder económico de cada porto ou administração, as verbas existentes e o estado socioeconómico do país.

A seguir descreve-se um método de diagnóstico possível (Silva e Lemos, 2005). O estado de cada troço da estrutura pode ser caracterizado a partir das médias anteriormente atribuídas na Figura 2-25, porém estes resultados podem ser alterados no decorrer de outras observações e, uma vez que se trata de uma classificação qualitativa, cada observador poderá dar uma avaliação diferente.

A classificação da evolução de um troço ou de um elemento obtém-se a partir de uma tabela onde se relaciona a variação do estado da estrutura entre duas datas (inicial e atual). Sempre que houver uma reparação ou manutenção da estrutura, a classificação seguinte terá que ser feita por comparação com esse estado e não com o inicial. A evolução do estado de um elemento e a carência de intervenções podem ser classificadas utilizando o Quadro 7 e Quadro 8 com os possíveis graus de classificação.

Quadro 7- Classificação da evolução de um elemento do perfil (Silva e Lemos, 2005)

GRAU	DESCRIÇÃO
0	Não se detectou qualquer evolução; as condições permanecem inalteráveis
1	Evolução muito ligeira; pode ser considerada insignificante
2	Evolução ligeira; Processa-se a velocidade reduzida, mas existe e é visível
3	Evolução acentuada; muitas diferenças relativamente a observações anteriores
4	Evolução muito acentuada; diferenças significativas relativamente a observações anteriores
5	Foi atingida a destruição do elemento em observação

Quadro 8- Classificação da carência de intervenções, grau de risco (Silva e Lemos, 2005)

GRAU	DESCRIÇÃO
0	Sem risco aparente
1	Baixo risco (observação atenta)
2	Risco moderado (reparação aconselhável)
3	Alto risco (reparação urgente)
4	Destruição

Para obter os graus de risco é necessário definir: a função da estrutura, a divisão da estrutura em troços, o critério de funcionalidade, o procedimento de observação da estrutura, a tabela de dados, o estado de risco. Tendo em conta os requisitos dessa estrutura obter-se-á o método mais apropriado. Dentro desses requisitos pode-se avançar para a escolha do equipamento necessário e a periodicidade das observações, os principais riscos a observar e a análise dos dados.

É necessário realizar a caracterização do comportamento das componentes principais da estrutura (manto resistente, superestrutura e tardez) para depois se poder analisar a estrutura como um todo, para verificar o seu comportamento final em relação ao inicial ou ao pretendido. É então possível verificar se houve estragos ou deterioração da estrutura, como por exemplo com assentamentos, perda de material do núcleo, rotura e erosão dos blocos.

2.3.3.1. Manto resistente

O manto resistente, por ser a parte do quebramar que recebe diretamente o impacto da agitação marítima, está sujeito a elevadas solicitações, que leva, por vezes, à rotura, normalmente associada à remoção dos blocos, devido a:

- Massa insuficiente dos blocos;
- Assentamentos significativos;
- Degradação física e química dos blocos;
- Fadiga dos blocos.

2.3.3.2. Tardoz

O talude interior do quebramar também sofre os efeitos da agitação nomeadamente através dos seguintes fenómenos:

- Galgamentos;
- Difração em torno da cabeça do quebramar;
- Passagem de energia através do núcleo e base da superestrutura.

2.3.3.3. Superestrutura

A rotura da superestrutura está geralmente associada a:

- Assentamento excessivo da base da superestrutura;
- Construção incorreta;
- Qualidade do betão.

2.3.4. PLANEAMENTO

Uma inspeção em estruturas costeiras e portuárias necessita, naturalmente, de um planeamento baseado nos seguintes aspetos:

- Quanto maior for a importância da estrutura, em termos económicos, maior será a frequência de inspeções e sofisticação dos métodos e técnicas utilizados;
- A intensidade da agitação marítima a que a estrutura está sujeita é um aspeto a ter em conta na periodicidade das inspeções (localização, comprimento, profundidade, orientação, etc);

- Idade e estado de conservação da estrutura.

Desta forma, entende-se que cada estrutura terá o seu próprio planeamento, que poderá ser alterado ao longo da sua vida, tal como após a ocorrência de temporais violentos.

2.4. TÉCNICAS E MÉTODOS CONSTRUTIVOS DE ESTRUTURAS PORTUÁRIAS

2.4.1. PLANIFICAÇÃO DA OBRA

A definição dos objetivos do projeto, o estudo de soluções e a descrição da solução são as primeiras fases do projeto de uma obra, e são naturalmente baseados em documentos e estudos já realizados ou a realizar incluindo:

- Antecedentes;
- Clima, marés e ventos;
- Morfologia;
- Orientação e dinâmica do litoral;
- Cálculos estruturais;
- Orçamentos;
- Métodos construtivos;
- Planos de trabalho;
- Condicionantes ambientais.

2.4.2. CONDICIONANTES

2.4.2.1. Meteorológicos

Por serem obras de longa duração, difíceis e muito expostas à agitação marítima, torna-se imprescindível uma rigorosa e detalhada informação histórica, tal como, um sistema de previsão de dados meteorológicos e das condições marítimas do local (altura de onda, período, marés, correntes, pluviosidade, vento, temperatura, nevoeiro). Assim, a obra poderá seguir como planeado e em segurança dos trabalhadores e dos equipamentos.

2.4.2.2. Ambientais

As obras marítimas, por estarem em constante contacto com o meio ambiente, têm obrigatoriamente certas condicionantes:

- Não interferir com a flora e fauna marinha;
- Não contaminação das águas através de materiais e combustíveis dos equipamentos;
- Períodos de trabalho dependentes de: turismo, pesca e desportos aquáticos;
- Impacto visual e sonoro;
- Praias próximas com alterações indesejáveis.

2.4.2.3. Morfologia

É essencial conhecer bem a morfologia dos fundos ligados à intervenção, para uma correta execução do projeto. Para isso, é necessário caracterizar e estudar bem a morfologia dos terrenos: capacidade de carga do terreno, estabilidade dos taludes, execução de fundações, e processos para melhorar as características do terreno.

2.4.2.4. Segurança

Em qualquer obra de construção civil existem riscos de segurança. Nas obras marítimas destacam-se outros riscos mais específicos:

- Cuidados especiais com mergulhadores a grandes profundidades;
- Agitação marítima sobre equipamentos e operários;
- Tráfego marítimo delimitado por bóias de sinalização;
- A altura de onda pode ser inesperadamente amplificada por alterações morfológicas do terreno;
- Gruas instaladas em pontões flutuantes;
- Fabrico, transporte e afundamento dos blocos.

2.4.3. AUTORIZAÇÕES

Uma obra marítima tem habitualmente que reunir em conjunto autorizações do porto marítimo e das administrações locais, designadamente no que concerne:

- Navegação, ocupação e acesso no porto;
- Dragagens e depósitos a levar a aterro;
- Construção de obras auxiliares;
- Património artístico e arqueológico;
- Requisitos mínimos ambientais;
- Acessos e vias exteriores.

2.4.4. INFRAESTRUTURAS

A área de implementação da obra e a área de estaleiro são, em geral, de grandes dimensões e de grande importância, e requerem geralmente (Ribeiro, 2011):

- Abastecimento de eletricidade e água;
- Grandes áreas de armazenamento e de fabrico de cofragens, blocos, aduelas e caixotões;
- Britadeiras;
- Centrais de betão;
- Equipamentos flutuantes;
- Áreas que suportem cargas elevadas;
- Proteção provisória do mar (casos extraordinários);
- Acessos.

Os acessos são essenciais numa obra deste tipo uma vez que, em geral, utilizam-se grandes quantidades de materiais pesados e volumosos gerando um elevado tráfego de camiões, sendo por isso necessário estudar/avaliar:

- Capacidade da rede viária já existente;
- Intensidade de tráfego que se vai gerar;
- Frequência e duração de transportes especiais;
- Restrições.

Depois das avaliações efetuadas, prossegue-se, caso necessário, para a:

- Construção de novos acessos;
- Ampliação e sinalização dos acessos já existentes;
- Utilização de outros molhes e estruturas.

2.4.5. EQUIPAMENTOS

Os equipamentos necessários à realização destas obras têm um custo elevado e uma disponibilidade limitada, como por exemplo:

- Dragas;
- Batelões para transporte de materiais;
- Equipamentos de mergulho;
- Equipamentos para fabrico, colocação (gruas de grande dimensão) e transporte do material (camiões);
- Pontões;
- Transportes especiais.

2.4.6. QUEBRAMARES DE ESTRUTURA MISTA

Os quebramares de estrutura mista são construídos para proteger uma determinada zona da agitação marítima. Podem ser construídos com materiais artificiais ou naturais (os elementos desta estrutura estão especificados na Figura 2-6).

A estrutura do quebramar tem que ser estável quando estiver concluída, mas também durante as fases de construção. Por esse motivo tem que ser verificado, em qualquer momento, se:

- As cargas nas fundações são compatíveis com a capacidade do solo;
- A agitação do mar sobre a estrutura não é problemática;
- Os taludes encontram-se estáveis, evitando deslizamentos.

2.4.6.1. Proteção da obra

O empreiteiro tem que estar preparado para implementar medidas e realizar tarefas importantes caso ocorram imprevistos, nomeadamente: reforço dos taludes, retirada dos equipamentos, embarcações e pessoal da zona de perigo.

Visto serem obras sujeitas à ação do mar, é fundamental garantir que a construção avança sem grandes contratempos, principalmente quando se encontra na fase de construção do núcleo, quando este ainda não se encontra protegido pelos filtros e mantos. Para que a obra decorra da melhor forma possível deve-se ter em atenção as seguintes etapas (Ribeiro, 2011):

- Verificar se a cota da plataforma de avanço da colocação do material é compatível com o clima marítimo do local durante o período de construção e se os equipamentos estão em locais seguros;

- Estimar para cada camada de material do núcleo colocado a altura de onda que pode provocar danos não admissíveis;
- Estudar a propagação e a altura da ondulação incidente sobre as distintas zonas do quebramar durante as diferentes fases construtivas;
- Relacionar os registos das alturas de ondas incidentes com as alturas admissíveis;
- Determinar os períodos em que a ondulação é tal que provoca danos em determinada fase construtiva de forma a planejar as fases construtivas;
- Prever as alturas de onda incidentes nas zonas mais críticas com recurso a registos das bóias e da previsão do estado do mar, com resultados fiáveis das previsões com pelo menos 7 dias de antecedência;
- Ter planos de atuação para o caso de estar prevista ondulação suscetível de provocar danos nas partes já construídas;
- Garantir armazenamento de pedra de distintos tamanhos, para poder reforçar o quebramar com alguma rapidez, de acordo com a previsão do estado alterado do mar;
- Estudar a combinação de altura de onda, marés e cota de construção do quebramar que podem produzir galgamentos com risco de danificar o talude interior e equipamentos. Este facto exige um sistema de aviso e protocolos de segurança, muito importantes na construção de quebramares de taludes;
- Necessidade de construção de estruturas auxiliares para os períodos de Inverno no caso da construção ultrapassar os meses de melhor estado de tempo, sendo necessário: se não estão definidas no projeto, projetá-las como obras provisórias; retirar todos os materiais e equipamentos armazenados ou estacionados nas partes da obra já construídas; o pé do talude da estrutura auxiliar deve ter fundação suficientemente profunda e protegida para não sofrer erosão ou escavação pela ação do mar e assim, proteger de forma mais eficaz as partes da estrutura principal, em especial o manto resistente;
- A ação da ondulação no talude interior é normalmente maior na fase de construção do que após o quebramar estar concluído, pelo que é necessário reforçar essa zona no caso de tal não ter sido estudado no projeto de execução.

2.4.6.2. Construção

Sempre que os solos de fundação da estrutura do quebramar não têm inicialmente capacidade resistente suficiente, pode-se melhorar a situação recorrendo a tratamentos do solo existente e à remoção das camadas superficiais dos solos pouco resistentes através de:

- Dragagem do solo inadequado;
- Verificação de assoreamento antes da colocação do material.

Com o solo de fundação adequado à estrutura, dá-se início à construção do núcleo. A colocação do material pode ser feita por equipamentos marítimos ou terrestres.

No que concerne a equipamentos marítimos, exemplo Figura 2-30, destacam-se:

- Batelões com descarga de fundo: capacidade entre $300 m^3$ e $1000 m^3$ e abertura longitudinal com uma largura entre 1,5 m e 4 m de largura. Estes equipamentos devem ser carregados por guias ou retroescavadoras por não admitirem impacto de pedras com mais de 5kN;
- Batelões com descarga pela lateral: porão dividido por setores, permitindo carga de diferentes tipos de matérias, precisão na colocação do material, a eventual existência de guias próprias;



Figura 2-30 – Carga de um batelão com recurso a uma retroescavadora [14].

A quantidade e a capacidade dos equipamentos a serem utilizados depende: do rendimento pretendido, da previsão do tempo da obra, da distância de transporte dos materiais e da agitação marítima.

Em cada obra poderão existir especificações mais detalhadas, mas genericamente é importante seguir as seguintes fases construtivas:

- Fundações;
- Colocação do material do núcleo, construindo o mesmo por camadas com espessura não superiores a 5 m, protegendo sempre que possível de eventuais temporais;
- O manto resistente deverá ser construído o mais brevemente possível, para garantir que os taludes se mantêm estáveis, reduzindo as superfícies expostas à ondulação, permitindo mais espaço para a construção de novos blocos na obra;
- Controlos topográficos ou batimétricos (comparação com projeto), controlos de estabilidade das propriedades do material e da geometria dos mantos.

No que concerne a equipamentos terrestres destacam-se:

- Camiões, para o transporte e descarga do material do núcleo;
- Pá carregadora, constrói o talude natural ao empurrar o material;
- Retroescavadora, define o talude em projeto;
- Grua de rastos e balde para cotas do talude onde a retroescavadora não tem alcance;
- Grua de grande porte Figura 2-31, para a colocação dos blocos no manto resistente da estrutura.



Figura 2-31 – Grua de grande porte a carregar um tetrápode [15].

Em ambientes energéticos é usualmente vantajoso o recurso a meios terrestres na medida que é possível a colocação do material sem interrupções, ao contrário do que acontece quando se usam equipamentos marítimos por razões de segurança. Por outro lado, uma vez que a estrutura em fase de construção não tem ainda a resistência projetada à ondulação local, pretende-se que a construção seja realizada com a maior brevidade possível, ou seja, sem interrupções.

Os quebramares em estudo neste trabalho são definidos como quebramares de taludes de estrutura mista. Este tipo de quebramar possui uma superestrutura no coroamento formada por um muro-cortina, que tem o objetivo de limitar os galgamentos, bem como uma laje de betão para na superfície do coroamento.

Para além dos fatores já referidos que condicionam a construção, nomeadamente os relativos à agitação marítima, a construção da superestrutura de quebramar também está condicionada por eventuais assentamentos significativos que possam ocorrer nas camadas inferiores e na própria estrutura. Para o controlo deste tipo de estragos é usual a criação de uma base de filmagens, fotografias e referências geométricas do quebramar. Esta monitorização da superestrutura deverá ser efetuada pelo menos a cada 100 m, e nas mudanças de orientação.

Por ser uma estrutura que está constantemente sujeita aos efeitos da meteorologia e à ação do mar, é necessário um cuidado especial com o betão e as suas armaduras. É assim importante garantir o uso do betão que foi definido em projeto, a proteção das zonas do betão (fresco e em betonagem) que estejam sob efeito direto da água do mar, evitar o armazenamento prolongado das armaduras na obra, e garantir sempre o recobrimento e a lavagem (com água doce) das armaduras antes da betonagem (Ribeiro, 2011).

No que diz respeito às características do betão a aplicar na betonagem do muro-cortina é necessário utilizar:

- Razão água/cimento reduzida;
- Betão com agregados de grandes dimensões;

- Betão muito consistente.

A betonagem tem de ser efetuada por descarga dos baldes, exigindo-se, também, a utilização de vibradores. A construção do muro deve seguir os seguintes passos:

- Execução de uma vala no coroamento do quebramar para colocar a laje inferior do muro cortina seguido da sua betonagem;
- Betonagem da laje intermédia do muro, verificando as condições de aderência da superfície inferior;
- Betonagem da parte superior do muro (que pode incluir um defletor);

É ainda importante salientar os cuidados a ter com as juntas entre as lajes e betonagens:

- Juntas horizontais: garantir sempre superfícies com boa aderência, através de jatos de água, areia e tratamento com resinas, e a correta aplicação da ligação com aços;
- Juntas verticais: preferencialmente utilizar instalação macho-fêmea, evitar a passagem de água pela junta, aumentar segurança de derrube;
- Juntas de dilatação: por causa do efeito da temperatura.

2.5. OTIMIZAÇÃO ECONÓMICA

O custo total da obra costeira e portuária é definido como:

- Custo de construção;
- Danos antecipados (manutenção);
- Perdas económicas devido à falha da estrutura.

Ao projetar uma estrutura, define-se um período de retorno e a respetiva altura de onda. Uma vez que a altura de onda de projeto poderá não corresponder à altura de onda máxima a que a estrutura estará submetida durante a sua vida útil, há sempre probabilidade de que esse valor seja excedido. Importa frisar que um aumento da altura de onda de projeto resulta, geralmente, num aumento dos custos de construção. No entanto, dimensionando a estrutura para uma altura de onda de projeto mais elevada, a probabilidade de excedência é menor e, conseqüentemente, os danos esperados para os correspondentes custos com as operações de manutenção e/ou reabilitação e as perdas económicas devidas a uma falha ou rotura da estrutura são previsivelmente menores. A soma destes valores (custo de construção, danos antecipados e perdas económicas) deve ser efetuada de modo a identificar a onda de projeto ótima, ou seja, aquela que apresenta custos totais menores. A Figura 2-32 apresenta graficamente a variação dos diferentes tipos de custos com a altura de onda de projeto.

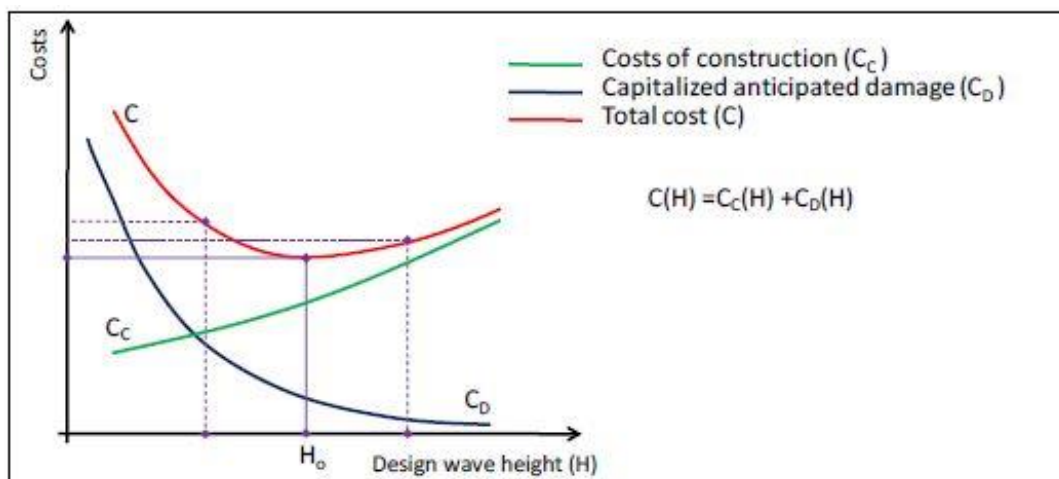


Figura 2-32 – Custos totais em função da altura de onda de projeto (Piccoli, 2014).

A altura de onda de projeto ótima é aquela que conduz a um custo total da obra mínimo, sendo representada por H_0 na Figura 2-32. Pode ainda observar-se que ao se projetar um quebramar mais seguro, isto é, para uma altura de onda de projeto maior, os custos de construção são mais elevados, enquanto os custos associados às operações de reparação/reabilitação são menores, resultando num projeto apenas um pouco mais caro. No entanto, quando o quebramar é projetado para uma situação mais crítica (altura de onda muito pequena), os custos de construção são mais baixos, em oposição aos custos associados às operações de reparação/reabilitação que são consideravelmente mais elevados, resultando num projeto mais caro. Comparando na curva vermelha o lado esquerdo do ponto ótimo com o lado direito verifica-se que, o custo total diminui rapidamente à esquerda com o aumento da altura de onda ao passo que no lado oposto aumenta gradualmente. Por isso, em termos financeiros e estruturais, é melhor o dimensionamento ser realizado para uma altura de onda à direita do ponto ótimo, por estar no lado da segurança e não se traduzir num significativo aumento dos custos. É de salientar que diferentes tipos de estruturas terão gráficos diferentes, pois a altura de onda de projeto ótima não é a mesma nem a variação de custos com a altura de onda.

É importante mencionar que o estabelecido neste gráfico não é uma verdade absoluta, uma vez que a conceção ótima pode variar para diferentes situações. Por exemplo, em projetos públicos a obtenção de fundos é geralmente um obstáculo, por isso, qualquer necessidade de dinheiro extra no futuro deve ser evitada, investindo mais no início para prevenir despesas futuras. Mudanças de governo e nas suas políticas também podem ser um obstáculo para projetos de engenharia, o que reforça a decisão sobre um projeto inicialmente mais caro. Contudo, quando se trata de um projeto privado, pode ser mais apropriado reduzir os custos iniciais especialmente quando as taxas de juros para o financiamento são altas, sendo então necessário dispor de recursos suficientes no futuro para gastar com possíveis reparações (Piccoli, 2014).

2.5.1. CUSTOS DE CONSTRUÇÃO

Os custos de construção podem ser avaliados através da conceção de secções transversais que atendam aos requisitos funcionais de projeção para diferentes alturas de onda projeto (H_p). Cada altura de onda está relacionada com um período de retorno. Após a criação das secções transversais, os volumes de material por metro de quebramar devem ser calculados e utilizados para calcular os custos totais com os materiais. As horas de trabalho e os equipamentos necessários para a construção do quebramar também devem ser avaliados.

Os custos de construção são então obtidos através de,

$$C_C(H_p) = C_{CF} + C_{CV}(H_p) \quad [26]$$

em que H representa a altura de onda do projeto, $C_C(H_p)$ os custos totais de construção, C_{CF} os custos fixos de construção e $C_{CV}(H_p)$ os custos variáveis de construção.

2.5.2. PERDAS ECONÓMICAS

As perdas económicas, ao longo da vida útil da obra, devem ser calculadas em fase de projeto, a fim de se poder comparar as diferentes alternativas. Uma vez que as reparações serão despesas futuras, este montante tem que ser atualizado para um dado ano de referência, por exemplo, o ano de construção, aplicando taxas de atualização adequadas.

Existem diferentes formas de lidar com os danos, como demonstram os seguintes cenários e o Quadro 9:

- Qualquer dano é reparado imediatamente;
- Os danos são acumulados, a não ser quando os danos excedam os estados limites últimos;
- Os danos são acumulados e reparados de acordo com a estratégia de manutenção.

Quadro 9- Estado limite de danos e respetivas estratégias de reparação (adaptado de Burcharth, 2009)

	Limite inferior	Limite superior	Danos no manto resistente	Estratégia de reparação
Início de danos	Sem danos	SLS	5%	Sem reparação
Danos menores	SLS	RLS	5-15%	Reparação do manto resistente
Danos maiores	RLS	ULS	15-30%	Reparação do manto resistente e filtro 1
Rotura	ULS	-	>30%	Reparação do manto resistente e do filtro 1 e 2

A estratégia de reparação é elaborada com base em estados-limite, Quadro 9. Não são necessários reparos se o Estado Limite de Serviço (SLS) não for atingido. Depois de ultrapassado esse limite, devem ser realizadas pequenas reparações. Quando o Estado Limite de Reparação (RLS) é levado em conta, este é o limite entre pequenas e grandes reparações. O Estado Limite Último (ULS) está relacionado com a rotura da estrutura. Os custos devido ao tempo de inatividade devem ser também considerados.

A probabilidade de exceder o SLS e os limiares da RLS e ULS precisam de ser avaliados para calcular os custos atualizados previstos com as operações de reparação e as perdas económicas. A equação 27 é então aplicada (Burcharth, 2009),

$$C_D(H) = \sum_{t=1}^{T_L} \{C_{R_1}(H_p) \cdot P_{R_1}(t) + C_{R_2}(H_p) \cdot P_{R_2}(t) + C_F(H_p) \cdot P_F(t)\} \frac{1}{(1+r)^t} \quad [27]$$

em que H representa a altura de onda de projeto, T_L o tempo de vida útil da estrutura, $C_D(H_p)$ as perdas económicas e o capital antecipado, $C_{R_1}(H_p)$ os custos de reparação de danos menores quando o SLS é excedido, $C_{R_2}(H_p)$ os custos de reparação de danos maiores quando o RLS é excedido, $C_F(H_p)$ os custos de rotura, incluindo os custos quando ULS é excedido, $P_{R_1}(t)$ a probabilidade de ocorrência de danos menores no ano t , $P_{R_2}(t)$ a probabilidade de ocorrência de danos maiores no ano t , $P_F(t)$ a probabilidade de rotura no ano t , e r a taxa de juro real.

Diferentes abordagens podem ser usadas para avaliar as probabilidades de ocorrência de danos menores, danos maiores e de rotura da estrutura. Um dos métodos baseia-se na análise de cada uma das secções transversais: para cada secção existe uma altura de onda de projeto que não fará nenhum dano à estrutura, isto é, só ocorrerão danos na estrutura quando esse valor for excedido. Por isso, estabelece-se uma relação entre a probabilidade de ocorrência de uma altura significativa com a quantidade de danos. Por exemplo, a probabilidade de ocorrência de danos maiores é a probabilidade de ocorrência de uma onda de altura significativa dentro da gama predefinida como dano maior.

3.

CASOS DE ESTUDO NACIONAIS E INTERNACIONAIS

3.1. PORTO DE GIJÓN

O projeto de expansão do Porto de Gijón, em Espanha, Figura 3-1, é um dos mais importantes e impressionantes realizados nos últimos anos na Europa. Este porto, situado na região noroeste das Astúrias, mais propriamente na Baía de Biscaia, tem sido confrontado com novos desafios, devido à necessidade de expansão. Do projeto pode destacar-se a necessidade das obras de abrigo portuário terem de resistir a ondas com alturas significativas que muitas vezes atingem 7 m, as preocupações ambientais causadas por uma obra desta dimensão, bem como a construção de um quebramar misto e a criação de 140 ha de terraplenos para um terminal de granéis sólidos.



Figura 3-1 – Planta geral da obra de ampliação do Porto de Gijón [16].

A obra de abrigo é uma componente fundamental do projeto de ampliação do porto, sendo uma parte da sua extensão materializada por um quebramar vertical e a outra parte por um quebramar de taludes, procurando-se assim tirar partido das vantagens associadas às duas tipologias de estrutura. Com efeito, para profundidades de água elevadas, os quebramares verticais usualmente vantajosos no aspeto económico, pois são uma solução que requer a utilização de uma menor quantidade de material, nomeadamente de material rochoso, sendo também a sua construção mais rápida, desde que existam condições apropriadas (estado do mar). No entanto, a estrutura vertical não pode ser utilizada em toda

a extensão do quebramar, devido ao efeito prejudicial que a mesma teria na reflexão das ondas, com consequências ao nível da hidrodinâmica local e impactos negativos nas manobras de entrada e de saída de navios do porto.

A obra de abrigo do Porto de Gijón, com 3,8 km de extensão, apresenta, assim, três tipos diferentes de estruturas, cada uma com um tipo diferente de construção (Gutierrez-Serret *et al.*, 2009):

- Quebramar Torres - 1488 m de comprimento, com um quebramar de talude misto em enrocamento, Figura 3-2, implantado em profundidades entre 10 a 22 m (ZH) e com o manto resistente constituído por duas camadas de blocos de betão cúbicos com peso entre 10 e 145 t. A colocação dos blocos mais pesados foi executada por um guindaste sobre esteiras, com capacidade de 1000 t. Os principais desafios desta obra foram: as condições marítimas muito severas, sendo obrigatória a paragem (do trabalho) de outubro a março; as profundidades até 22 m (ZH); a utilização de uma grande quantidade de material rochoso; e os consequentes problemas logísticos associados ao trânsito de mais de 2000 camiões por dia.

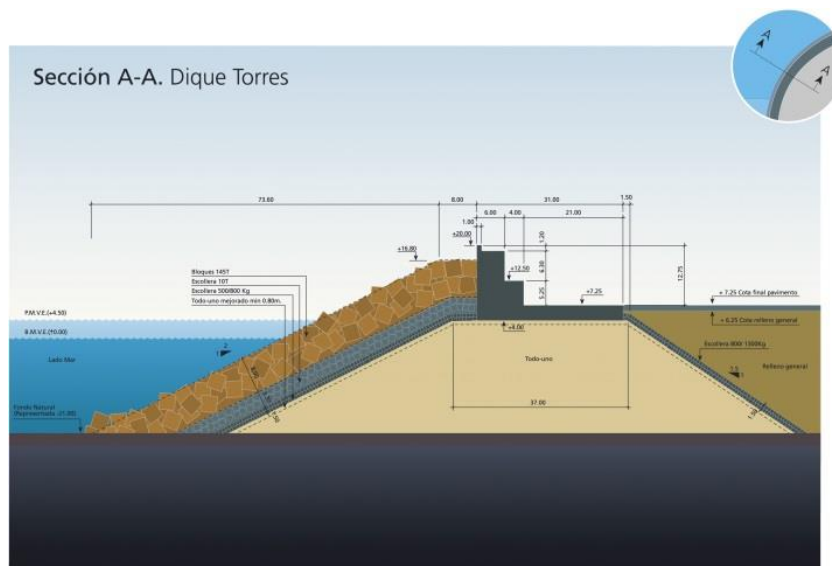


Figura 3-2 – Quebramar Torres do Porto de Gijón [16].

- Quebramar norte vertical - 1593 m de comprimento, implantado em profundidades entre os 25 e os 30 m (ZH), Figura 3-3. Este trecho da estrutura é constituído por 33 caixotões com fundações à cota 24,75 m (ZH). A construção do quebramar norte começou por uma dragagem do fundo de areia até que a rocha fosse atingida, para que o prisma de fundação em enrocamento para os caixotões fosse realizado. Os caixotões foram construídos e afundados na sua posição. Esta operação provou ser um dos maiores desafios enfrentados nesta obra, porque foi a primeira vez que caixotões com estas dimensões foram colocados na costa norte espanhola.

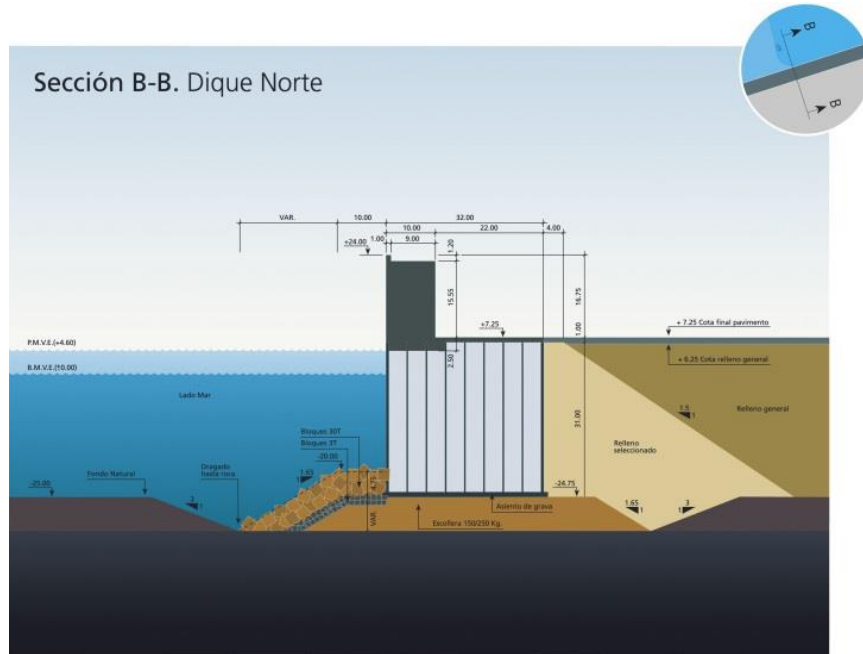


Figura 3-3 – Quebramar norte do Porto de Gijón [16].

- Quebramar secundário – 815 m de comprimento, com estrutura em taludes materializada com enrocamento, implantado em profundidades de cerca de 30 m ZH, com um alinhamento aproximadamente transversal ao quebramar norte, permitindo abrigar a bacia portuária das ondas com uma orientação de nordeste.

As condições de agitação para as quais o quebramar foi projetado foram: tempestades do quadrante NNW e N, com um período de pico de 19 s e alturas de onda significativa de 8,75 m e 9,50 m para o quebramar Torres e para o quebramar norte, respetivamente (Gutierrez-Serret *et al.*, 2009).

Todo o processo de construção e de segurança foi planeado e articulado tendo por base de um sistema de previsão de ondas (SAPO), desenvolvido especificamente para estas obras. Este sistema de previsão disponibiliza os seguintes dados: altura de onda significativa (H_s), período de pico (T_p) e velocidade do vento.

As obras resistiram a muitas tempestades com H_s superiores a 5 m durante a fase de construção, e por três vezes ocorreram tempestades com H_s superiores a 7 m, uma das quais perdurou durante pelo menos 3 dias (Gutierrez-Serret *et al.*, 2009). O Quadro 10 apresenta os dados da construção.

Quadro 10- Dados da obra (adaptado www.puertogijon.es/)

Betão: 2.402.931m ³	Aterros: 27.437.761m ³
Blocos cúbicos (121.671 unidades): 1.220.597m ³	Hidráulicos: 18.959.898m ³
Caixotões (81 unidades): 483.520m ³	Terrestres: 8.477.863m ³
Muro-cortina: 668.486m ³	Pedraplenos: 11.839.763 m ³
Superestrutura: 30.328m ³	Quebramar: 1.542.222m ³
	Dragagem de rocha: 182.990m ³

Blocos cúbicos de betão
Blocos de 3,5 t: 5061 unidades
Blocos de 10 t: 85452 unidades
Blocos de 30 t: 9693 unidades
Blocos de 45 t: 10958 unidades
Blocos de 90 t: 6447 unidades
Blocos de 145 t: 2870 unidades
Blocos de 200 t: 788 unidades
Blocos de guarda (145 t): 402 unidades

3.2. PORTO DE PUNTA LANGOSTEIRA, CORUNHA

O porto de Punta Langosteira, na Corunha é também uma obra de expansão portuária muito recente, tal como o porto de Gijón, que resultou da falta de área manobrável dentro do porto da Corunha e da falta de espaço para se poder expandir este porto para terra, que “invade” uma área urbana. Os problemas ambientais associados a essa intervenção e a necessidade de remover estruturas petrolíferas (pipelines) instaladas entre o porto e a refinaria (a 3 km da cidade), que o atravessam pelo subsolo, também pesaram na decisão. A Figura 3-4 mostra uma fotografia aérea do porto.



Figura 3-4 – Fotografia aérea do porto de Punta Langosteira [17].

Depois de uma série de estudos, foi tomada a decisão de localizar o novo porto na Punta Langosteira, 8 km a sudoeste do porto já existente. As novas instalações apresentam as seguintes características: um quebramar de estrutura mista com 3354 m de comprimento; um quebramar vertical (contradique) com 391 m de comprimento, transversal ao quebramar principal; um cais transversal com um calado de 22 m e uma extensão de 921,5 m e um molhe secundário com 579 m, também de enrocamento. Este novo porto disponibiliza 230,5 ha de águas abrigadas e 143,5 ha de terraplenos, instalações para atracação de 9 petroleiros com 200 000 dwt no alinhamento do quebramar e postos de acostagem para outro tipo de embarcações. A linha de amarração pode ainda ser aumentada com mais 3000 m de cais e 230 ha de terraplenos (Gutierrez-Serret *et al.*, 2009).

O quebramar tem três alinhamentos, um trecho de enraizamento e dois trechos na estrutura principal, atingindo profundidades de água de 40 m (ZH). O coroamento do quebramar está à cota + 25,00 m ao longo do trecho principal e à cota + 19,00 m no enraizamento. A cabeça do quebramar, com cerca 144 m de comprimento, é composta por cinco caixotões, fundados à cota -29 m (ZH). A divisão do quebramar por trechos encontra-se esquematizada na Figura 3-5.

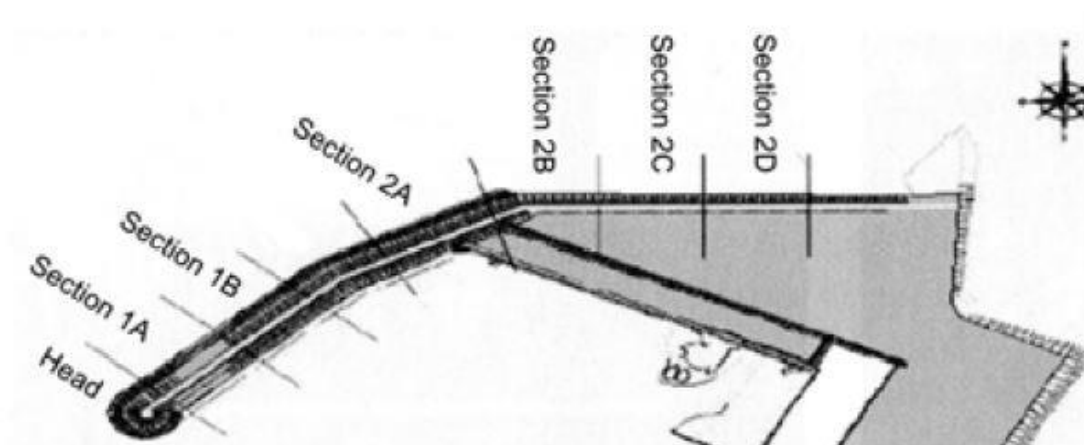


Figura 3-5 – Trechos do quebramar de Punta Langosteira (Gutierrez-Serret *et al.*, 2009).

A zona de transição do manto resistente da estrutura principal do quebramar para a cabeça é tradicionalmente crítica, tendo por isso sido utilizados nesta zona blocos de betão com 200 t. No trecho intermédio do quebramar, com características diferentes, foram colocados de forma organizada os blocos de betão cúbicos de 150 t. No resto da estrutura foram utilizados blocos de 50 t.

O quebramar foi projetado para condições de agitação marítima com um período de retorno de 140 anos, o que correspondeu a considerar uma altura de onda significativa (H_s) de projeto igual a 15,1 m nos trechos mais expostos. O Quadro 11 apresenta, para os vários trechos que constituem o quebramar, o valor da altura de onda significativa em função do período de retorno (Gutierrez-Serret *et al.*, 2009).

Quadro 11- Relação entre período de retorno e alturas de onda significativas em cada trecho do quebramar (adaptado de Gutierrez-Serret *et al.*, 2009).

Período de retorno (anos)	Trecho							
	Cabeça	1ªA	1B	Curva	2ªA	2B	2C	2D
25	12,0	12,6	13,5	13,7	13,4	13,1	13,3	10,2
50	12,5	13,1	14,0	14,3	14,1	13,8	14,1	10,4
100	13,0	13,6	14,5	14,9	14,9	14,4	14,7	10,6
140	13,3	13,8	14,8	15,1	15,1	14,8	15,1	10,7
175	13,4	13,9	14,9	15,3	15,3	15,0	15,3	10,7
309	13,8	14,3	15,3	15,7	15,8	15,5	15,8	10,8
475	14,1	14,5	15,6	16,0	16,2	15,9	16,2	10,9

Na fase final do projeto foram realizados estudos em modelo físico em vários laboratórios europeus. As secções inicial e principal do quebramar foram estudadas com recurso a modelos 2D, enquanto a cabeça da estrutura requereu a realização de estudos com modelos 3D.

As obras foram iniciadas em março de 2005, mas os dois primeiros anos foram passados na realização do trabalho de base, nomeadamente: construção de acessos à obra, trabalho nas pedreiras, trabalho nas centrais de betão e fabrico dos blocos de betão. Para a criação deste porto foi necessário construir um quebramar de taludes provisório com 503 m de comprimento, com o manto resistente constituído por blocos de 50 t.

A construção do quebramar realizou-se, inicialmente, utilizando meios marítimos, sendo o material do núcleo da estrutura despejado por dois batelões, antes de ser protegido com blocos de enrocamento de 1 t e, posteriormente, por blocos de betão de 15 t, sobre os quais foram, mais tarde, colocadas as duas camadas de blocos de betão de 150 t do manto resistente. O processo acima referido foi realizado com duas das maiores gruas do mundo, com capacidade para colocar blocos de 150 t a uma distância de 115 m.

O avanço geral do quebramar foi (parcialmente) interrompido durante os meses de inverno. Durante este período apenas os batelões continuaram a trabalhar, despejando o material para a materialização do núcleo e na construção de um quebramar de proteção da cabeça. A Figura 3-6 mostra o quebramar durante os temporais de 10 de março de 2008 e de 20 de janeiro de 2009.



Figura 3-6 – Tempestades de 2008 e 2009 sobre a proteção de inverno da cabeça (Gutierrez-Serret *et al.*, 2009).

Um aspeto relativo à construção que deve ser frisado é a preocupação com as condições de segurança na obra: por exemplo, as atividades na plataforma de trabalho eram interrompidas para alturas de onda significativa superiores a 1,3 m. Foi desenvolvido e utilizado um sistema de previsão das condições de agitação no local para melhorar a segurança de todas as operações associadas à construção da obra (Gutierrez-Serret *et al.*, 2009).

3.3. QUEBRAMAR DA ERICEIRA

A empreitada de “Reabilitação/Reconstrução do Molhe-Cais do Porto da Ericeira” (Costa *et al.*, 2011), permite, com base em elementos concretos, analisar as diferentes questões que se colocam no decurso de uma obra com estas características: mostrar os ensinamentos colhidos, realçar as vantagens de uma colaboração permanente entre todas as partes intervenientes, isto é, o Dono de Obra, o Projetista, o Empreiteiro e a Fiscalização, bem como indicar as causas e as consequências de alguns aspetos que correram menos bem.

O molhe em estudo, Figura 3-7, está situado entre a praia norte e a praia dos pescadores e serve de abrigo a uma pequena frota de barcos de pesca local. Originalmente a estrutura tinha cerca de 400 m de comprimento e um manto resistente constituído por tetrápodes de 160 kN. A cabeça com paramento vertical era formada por caixotões de betão armado.



Figura 3-7 – Fotografia aérea do molhe da Ericeira. Zona a tracejado em ruínas (Costa *et al.*, 2011).

As condições severas de agitação marítima a que o molhe esteve sujeito desde a sua construção na década de 70 do século passado, fez com que os estragos ao longo dos anos fossem bastante consideráveis, tendo a estrutura entrado num processo acelerado de degradação, que levou à ruína de uma extensão de cerca de 200 m, entre o cais de descarga no molhe e a cabeça (cerca de metade da extensão do molhe), e a um elevado estado de degradação da restante extensão da estrutura até ao enraizamento.

Devido ao estado de destruição do molhe e conseqüentemente falta de condições de abrigo do porto, o Instituto Portuário e dos Transportes Marítimos (IPTMA) decidiu, em 2004, promover a reabilitação e a reconstrução deste molhe. A solução de reconstrução foi ensaiada em modelo físico reduzido pelo LNEC, entre setembro de 2005 e fevereiro de 2006, para validação da solução projetada.

Esta empreitada foi adjudicada ao consórcio Irmãos Cavacos, S.A. / OFM, pelo valor de 9.985.101,00 €, excluindo o IVA, tendo um prazo de execução de 20 meses.

Aquando do projeto de execução foi feito um levantamento topo-hidrográfico do molhe da Ericeira para uma melhor avaliação do estado de destruição da estrutura antes da realização das obras, Figura 3-8. A planta geral das intervenções de reabilitação e reconstrução é apresentada na Figura 3-9.

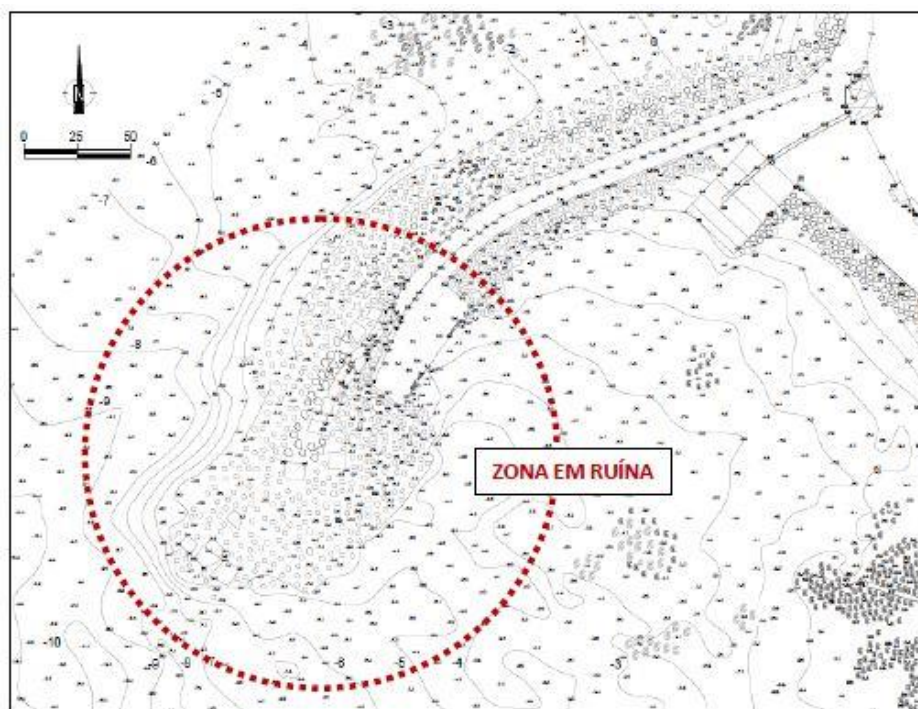


Figura 3-8 – Levantamento topo-hidrográfico antes da empreitada em 2003 (Costa *et al.*, 2011).

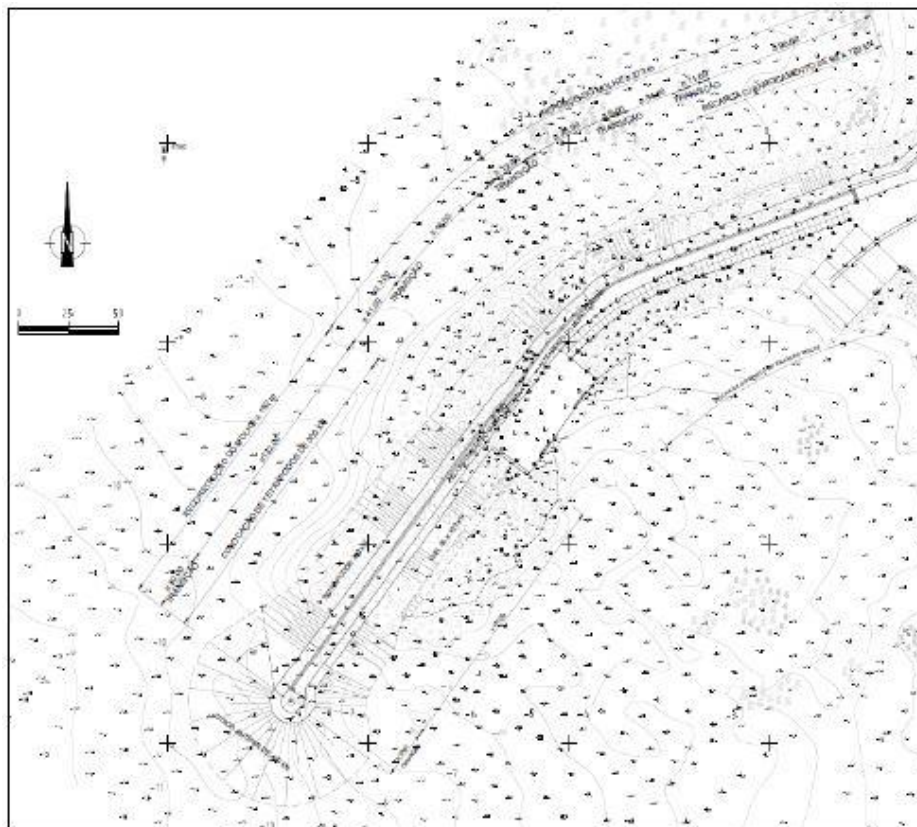


Figura 3-9 – Planta geral para o projeto de execução (Costa *et al.*, 2011).

O projeto de reconstrução da estrutura baseia-se no assentamento desta sobre os materiais ainda existentes da estrutura antiga, complementados pelos materiais resultantes das dragagens, reutilizando os blocos soltos. A barlar, sobre o núcleo, foi colocada uma primeira camada de enrocamento de classe 20 a 40 kN. O manto resistente é constituído por tetrápodos com 300 kN no tronco da estrutura e por blocos cúbicos Antifer com 400kN na cabeça. No projeto foi também estabelecido que os blocos de betão encaixassem numa vala previamente dragada, para evitar possíveis deslizamentos e de forma a garantir uma maior estabilidade. É ainda de salientar que o molhe foi prolongado cerca de 40 m relativamente ao projeto original, para evitar que a cabeça ficasse implantada sobre os destroços da anterior estrutura. A Figura 3-10 mostra como foram aplicados as diferentes camadas da estrutura.

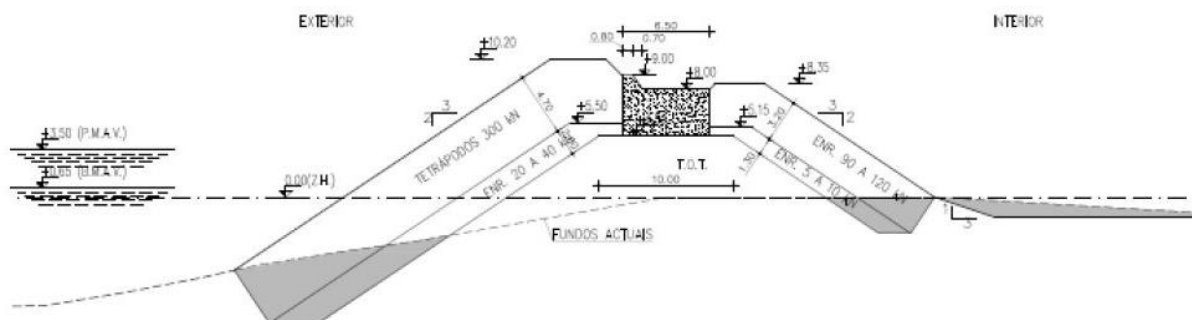


Figura 3-10 – Perfil transversal em projeto do tronco do molhe (Costa *et al.*, 2011).

O projetista deparou-se com três limitações relevantes: a ausência de levantamentos da estrutura e dos fundos, pois só existia informação para a parte emersa do molhe; a progressão dos estragos, ou seja, o agravamento das condições da estrutura durante os cinco anos que decorreram entre a fase inicial de projeto e o início da empreitada; e a falta de registos das características da agitação marítima na zona da Ericeira ou num local próximo.

No que concerne à última limitação, foram estimados os valores extremos das alturas de onda ao largo, extrapolando depois os resultados para as profundidades de água junto do molhe. Recorreu-se aos seguintes elementos:

- Dezasseis tempestades ocorridas ao largo da costa ocidental portuguesa entre 1955 e 1981. Elementos de base ao estudo realizado pela “Det Norske Veritas” e (DNV);
- Extrapolações efetuadas por Pires e Pessanha, do Instituto de Meteorologia, com base nos registos do ondógrafo do Cabo da Roca.

Os resultados obtidos pelos dois métodos são apresentados no Quadro 12.

Quadro 12- Alturas de onda significativa em função do período de retorno (adaptado Costa *et al.*, 2011)

Período de retorno (anos)	Altura de onda significativa (m)		
	D.N.V.	Pires e Pessanha	Média
5	11,2	9,5	10,4
10	12,1	10,4	11,3
50	14,1	12,4	13,3
100	15,0	13,1	14,1

Devido à discrepância entre os valores obtidos pelos dois métodos de cálculo (Quadro 12), no projeto foram utilizados os dados referentes à média entre os valores obtidos pela DNV e por Pires e Pessanha.

Uma vez que a profundidade de água também limita a altura da onda local, calcularam-se, para uma situação de preia-mar de águas vivas (situação mais extrema), os valores das alturas significativas máximas possíveis para os períodos de onda entre 12 e 14 s, Quadro 13.

Quadro 13- Relação entre profundidade e altura de onda significativa máxima (Costa *et al.*, 2011)

Cota do fundo (m ZH)	-12,0	-11,0	-9,0	-7,0	-5,0	-4,0	-3,0	-1,0
Hs max. (m)	9,8	9,2	8,4	7,0	6,0	5,5	5,0	3,5

Outras condicionantes no decorrer da obra estão naturalmente relacionadas com a forte agitação marítima típica da costa oeste portuguesa. Para além de diversos temporais de menor gravidade, há a destacar o temporal de 9 e 10 de dezembro de 2009 que arrasou com a parte mais avançada do molhe, como mostra a Figura 3-11, ficando patente o arrastamento dos enrocamentos do núcleo e da subcamada do manto, bem como o arrastamento e a destruição de tetrápodes de 400 kN. Depois do temporal, para além de se ter que voltar a repor os blocos e os enrocamentos em falta, teve-se também que remover os materiais dispersos que tinham sido arrastados.

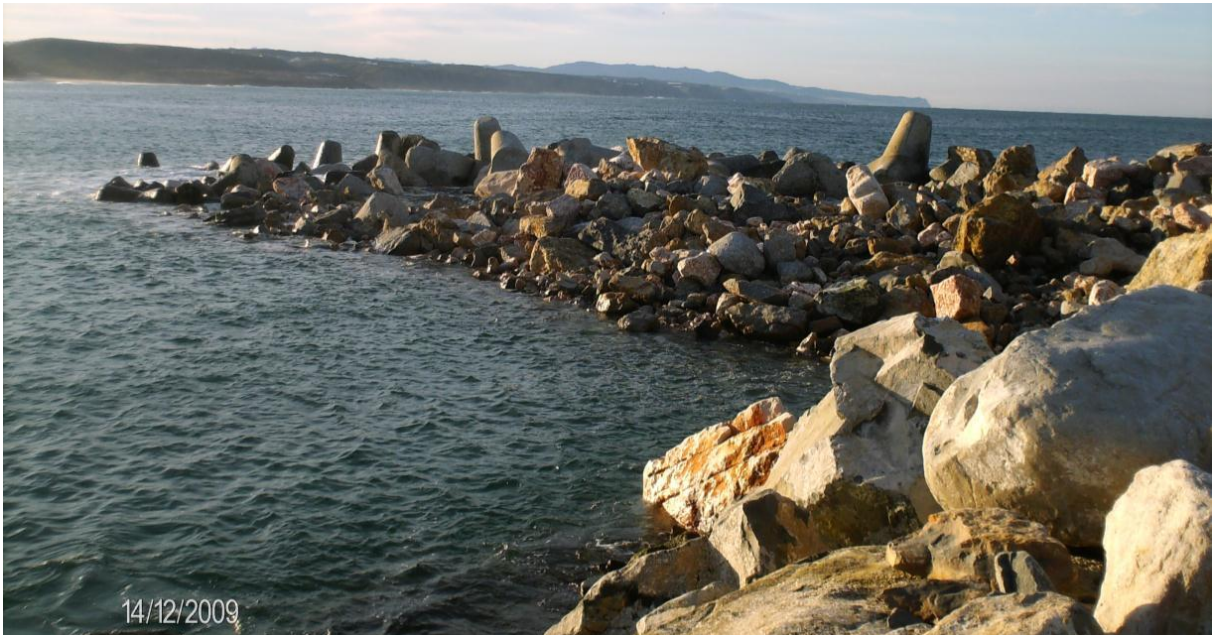


Figura 3-11 – Molhe depois do temporal de 9 e 10 de dezembro de 2009, onde se podem observar os materiais dispersos (Costa *et al.*, 2011).

Na execução dos trabalhos mais delicados, como é o caso da colocação dos tetrápodes, mesmo durante o verão, os movimentos de oscilação provocados pela ondulação dificultaram os trabalhos. A agitação dificultava a colocação dos tetrápodes e dos blocos Antifer na medida em que a visibilidade dos mergulhadores a orientar a sua colocação diminuía, tal como os riscos de fratura dos blocos devido a possíveis impactos noutros materiais.

Para além das condições marítimas, a reduzida área de trabalho sobre o próprio molhe também complicou o estacionamento e a circulação dos equipamentos em obra, devido às suas grandes dimensões (Costa *et al.*, 2011).

3.4. QUEBRAMAR OESTE DE SINES

Localizado na costa sudoeste de Portugal continental, o porto de Sines é uma das principais entradas comerciais e económicas da Península Ibérica, é o maior porto artificial de Portugal, apresentando fundos naturais até à cota -28 m ZH, considerando-se assim um porto de extrema importância geográfica e estratégica para Portugal e Espanha. A configuração do porto é apresentada na fotografia aérea da Figura 3-12.



Figura 3-12 – Fotografia aérea do porto de Sines (Reis e Neves, 2010).

A construção do quebramar oeste decorreu entre 1973 e 1978. Inicialmente, o comprimento desse quebramar era 2 km, atingindo profundidades de 50 m (ZH), e consistia num quebramar de taludes com um manto exterior protegido por duas camadas de dolos de 42 t (betão não armado), dispostos num talude com uma inclinação 3H:2V, como se pode observar na Figura 3-13. Esta estrutura tinha duas funções principais: servir de suporte às condutas que estabeleciam a ligação entre o terminal petrolífero e a refinaria e proteger o porto da agitação marítima. A superestrutura de betão era constituída, na parte exterior, por um defletor de ondas e, na parte interior, por uma passagem para veículos, sendo também o local de passagem das condutas de petróleo que servem os três postos de acostagem de petroleiros, construídos com caixões ligados ao quebramar. A estrutura foi projetada para uma altura de onda significativa, H_s de 11 m, com um período de retorno estimado de 100 anos.

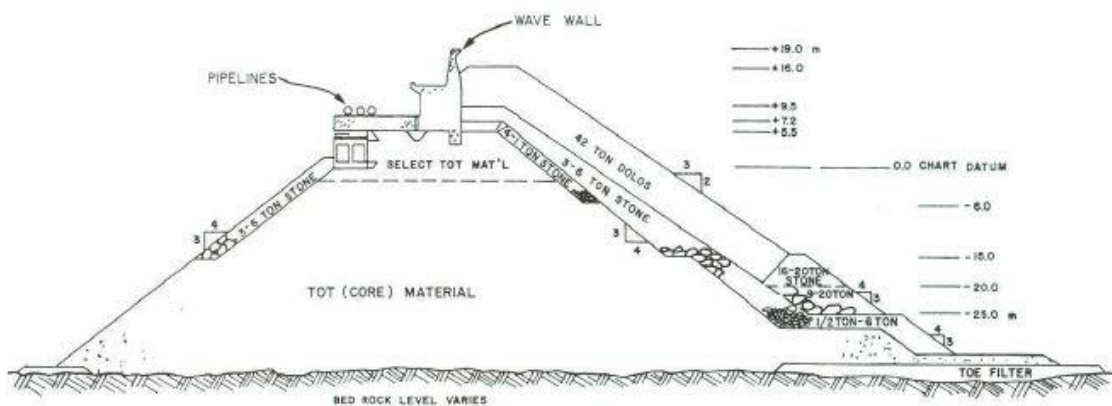


Figura 3-13 – Perfil transversal do quebramar oeste (Port Sines Investigating Panel, 1982).

Na fase final da construção do quebramar, a 26 de fevereiro de 1978, ocorreu uma tempestade, à qual foi associada uma altura de onda significativa inferior a 11 m, que provocou estragos muito avultados na estrutura, que se traduziram na perda de aproximadamente dois terços do manto de proteção e em danos muito significativos em alguns trechos da superestrutura. Em dezembro de 1978 e em fevereiro de 1979, outras tempestades causaram o colapso de quase todo o manto exterior do quebramar e da sua superestrutura.

Imediatamente após os acidentes de 1978/79 foram realizados trabalhos de reparação. Na Figura 3-14 mostram-se os diferentes trabalhos realizados no quebramar para proteger e reativar os Postos 2 e 3, considerados como reparações de emergência. Posteriormente, entre 1989 e 1992, foi realizado um conjunto diversificado de reparações, que incluiu a reabilitação do enraizamento do quebramar, que estava protegido por Dolos, melhoramentos na reparação de emergência e a construção de uma nova cabeça (Reis *et al.*, 2011).

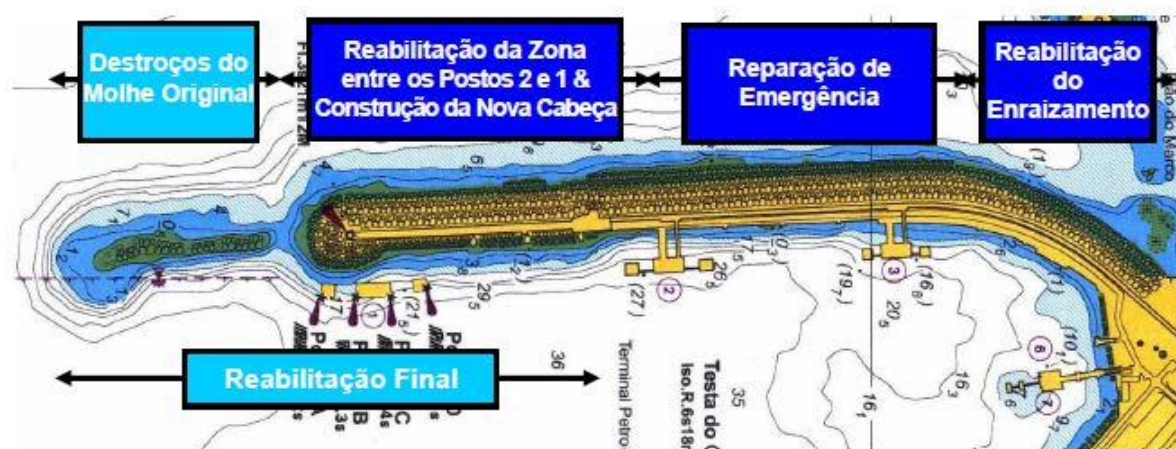


Figura 3-14 – Trabalhos de reparação do quebramar oeste (Reis *et al.*, 2011).

Atualmente o quebramar oeste tem aproximadamente 1.6 km de extensão e é protegido por blocos cúbicos Antifer de 400 kN no enraizamento, de 900 kN no perfil corrente e de 900 kN e 1050 kN na cabeça. Apenas os postos de acostagem 2 e 3 estão em funcionamento, uma vez que o posto 1 não se encontra operacional. A zona localizada a sul do Posto 1, zona estável de destroços do molhe original, nunca foi reconstruída.

Foram efetuados vários estudos para a reabilitação final do molhe oeste, que visaram reativar o Posto 1 de forma a permitir a receção, carga e descarga de petroleiros (até 400 000 t dwt), assim como melhorar as condições de abrigo e a operacionalidade do porto.

A experiência adquirida nos trabalhos de reabilitação realizados entre 1979 e 1992, e o significativo volume de materiais a remover do quebramar atualmente existente e dos destroços do quebramar original e a recolocar, levou a que fossem propostas soluções e materiais idênticos aos usados no quebramar existente. Deste modo, foram selecionadas três propostas de soluções para o perfil a sul do posto 2 para serem ensaiadas em modelo físico (Reis *et al.*, 2011):

- Solução 1: o perfil-tipo para a Solução 1, Figura 3-15, consiste num quebramar de taludes, com um manto exterior de cubos Antifer de 900 kN, colocados irregularmente em duas camadas ($0,09 \text{ un/m}^2$) abaixo do (ZH) e regularmente numa camada ($0,0625 \text{ un/m}^2$) acima do ZH. O coroamento é composto por uma banqueteta à cota + 13,2 m (ZH), não protegida contra o galgamento.

- Solução 2: o perfil-tipo proposto para a Solução 2, Figura 3-15, difere do da Solução 1 essencialmente no coroamento, composto por uma banqueteta com 14,0 m de largura à cota + 13,2 m ZH, encostada a uma superestrutura de betão fundada à cota - 5,0 m ZH, com um túnel incorporado, e com plataformas às cotas + 13,2 m ZH (não protegida contra o galgamento) e + 8,0 m ZH (protegida contra os galgamentos).
- Solução 3: este perfil-tipo, Figura 3-16, difere do perfil da solução 1 essencialmente no coroamento, sendo composto por uma berma com 20 m de largura à cota +18.0 m (ZH), encostada a uma superestrutura de betão com defletor de onda, com o coroamento à cota +19.0 m (ZH) e com plataformas às cotas +13.0 m (ZH) e +8.0 m (ZH). Apresenta ainda duas camadas de cubos Antifer de 900 kN acima do (ZH), com colocação regular.

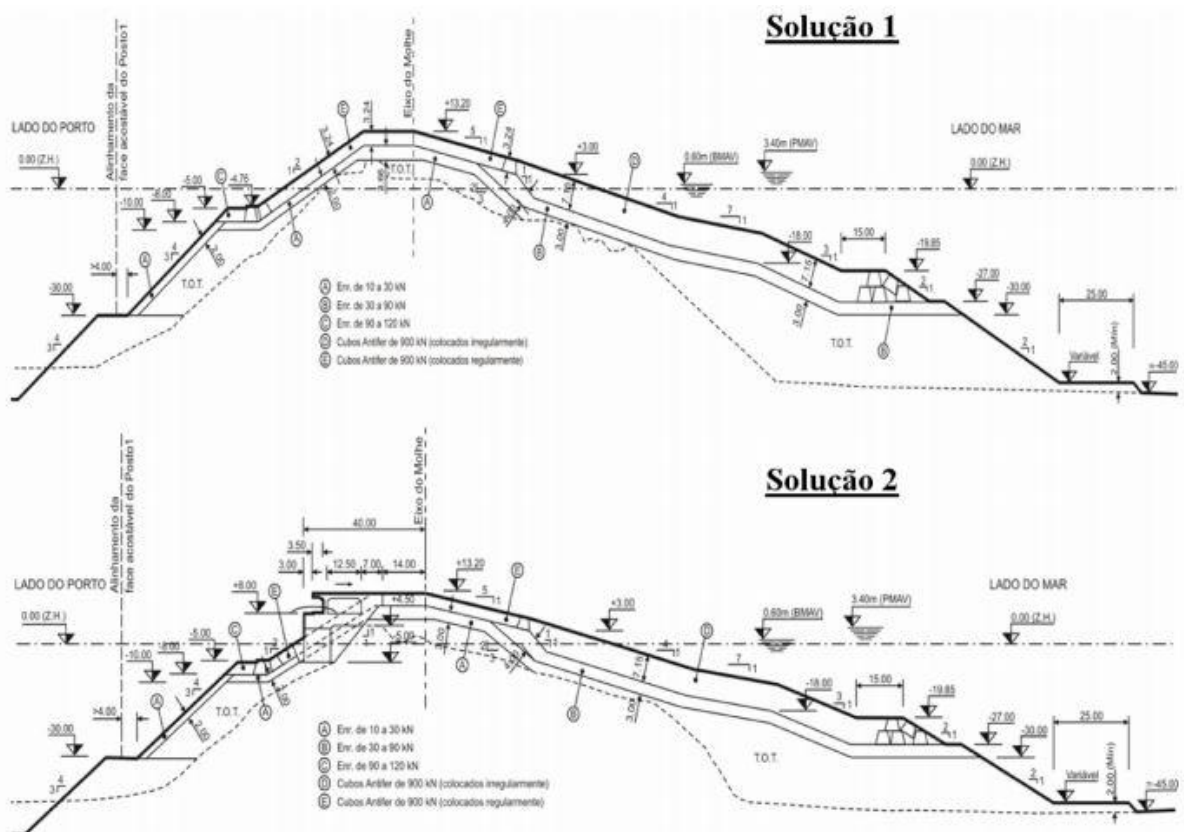


Figura 3-15 – Soluções 1 e 2 para a reabilitação final do quebramar oeste de Sines (Reis e Neves, 2010).

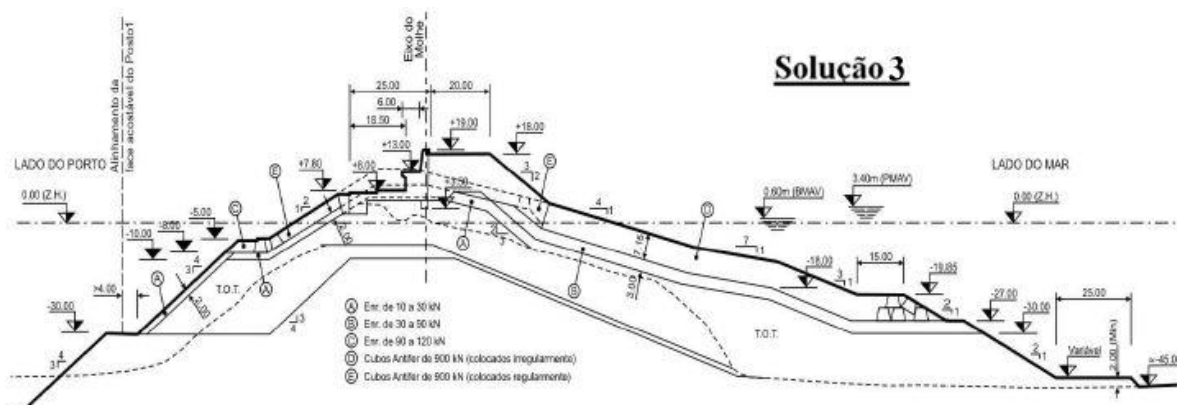


Figura 3-16 – Solução 3 para a reabilitação final do quebramar oeste de Sines (Reis *et al.*, 2011).

A solução 3, depois dos estudos em modelos físicos realizados no LNEC, foi a que apresentou caudais médios de galgamento mais pequenos, comparativamente com as soluções 1 e 2, que tinham níveis de galgamento semelhantes. Apesar de todas as soluções mostrarem ser estáveis para as condições de projeto, foi a solução 3 que foi selecionada, tendo por base os resultados obtidos em 2008 nos estudos em modelo físico, a experiência diária relativa ao molhe já existente e, naturalmente, aspetos económicos e de risco.

Devido aos antecedentes do quebramar oeste de Sines (detalhados anteriormente) e à importância de garantir condições de abrigo adequadas no terminal petrolífero protegido por essa estrutura, desde a conclusão do reacondicionamento do quebramar oeste, foi implementado um programa de acompanhamento da estrutura que inclui o levantamento da parte submersa do quebramar com sondas acústicas de feixe simples e da parte emersa com técnicas topográficas tradicionais. Estes levantamentos são realizados num conjunto de 54 perfis ao longo do desenvolvimento da estrutura, espaçados entre si cerca de 30 m. Desde 1993 já foram realizados 6 levantamentos. Destes levantamentos, apenas os dois últimos, os de 1998 e 2000, estão em formato digital. Até 2003 esses eram os únicos levantamentos disponíveis para o molhe oeste (Santos *et al.*, 2004).

Desde junho de 2003 têm sido realizados levantamentos do quebramar oeste com o pré-protótipo do sistema IRIS. É de salientar a facilidade de manobra do pré-protótipo, bem como a diversidade de embarcações em que o mesmo pode ser utilizado.

3.5. QUEBRAMAR LESTE DE SINES

A ampliação do quebramar Leste de Sines destina-se a abrigar a bacia que serve o terminal de contentores. O novo eixo de ampliação desenvolve-se a partir do atual quebramar Leste, paralelamente à linha de costa, para sul.

Para o projeto desta obra adotou-se uma solução estrutural muito semelhante à do quebramar Leste já existente, devido ao seu excelente comportamento desde a sua construção. Foi desenvolvido um largo conjunto de estudos que incidiram sobre múltiplos aspetos, desde a caracterização das condições naturais que condicionam o comportamento da obra até à verificação da sua estabilidade em modelo físico, em canal e em tanque de ondas. O quebramar tem dois objetivos fundamentais (Campos *et al.*, 2001):

- proporcionar abrigo à bacia portuária: redução dos tempos de inoperacionalidade do terminal e, conseqüentemente, assegura a sua adequabilidade à exigente atividade de movimentação de contentores;
- garantir a resistência estrutural ao longo da sua vida útil: dimensionamento para uma onda de projeto extrema, de elevado período de retorno (assegurada em termos probabilísticos).

No concurso para a construção da ampliação do quebramar foram consideradas duas hipóteses de empreitada, relativas ao comprimento da estrutura, uma com 1100 m (solução adotada) e a outra com 1420 m.

A estrutura é um quebramar de taludes, com núcleo composto por material de todo-o-tamanho (TOT) e mantos de proteção, de extradorso e de intradorso, constituídos por blocos de betão. A transição entre estas camadas é feita através de duas camadas de filtro em enrocamento. Ao longo do todo o coroamento da obra existe uma superestrutura maciça em betão. A zona da cabeça, sendo a parte mais vulnerável da estrutura, foi protegida com blocos de betão mais pesados que os utilizados tronco porque se adotou a mesma inclinação de talude.

Com base nos estudos da agitação marítima efetuados antes de 1986, nos estudos entre 1986 e 1995 realizados pelo LNEC e no estudo “*Wind Wave Climatology of the Portuguese Coast*”, foram adotadas as seguintes características para a onda de projeto da obra:

- período de retorno: $T = 100$ anos (onda centenária);
- altura de onda significativa no local: $H_s = 12,0$ m;
- período de onda de pico: $T_p = 20$ s

Refira-se que esta onda “local” (junto à obra) equivale, ao largo, a uma onda com altura significativa de 14,3 m.

O manto resistente do tronco da obra é constituído por duas camadas de blocos cúbicos de betão (tipo Antifer) de 60 t. Dada a boa experiência adquirida com a utilização deste tipo de blocos na reconstrução do quebramar oeste e no já existente do quebramar leste, optou-se pela continuidade das características dos blocos (Quadro 14).

Quadro 14- Características dos blocos do tronco do quebramar (Campos *et al.*, 2011)

Peso (kN)	Peso volúmico (kN/m ³)	Volume (m ³)	Largura da base (m)	Largura do topo (m)	Altura (m)
P	γ	V	X	0,926X	0,92X
600	25,6	23,4	3,06	2,84	2,82

O arranjo dos blocos, na zona mais exposta à agitação, é irregular. Os submantos são constituídos por enrocamentos, com as seguintes dimensões e correspondentes espessuras de camada:

- no extradorso: uma camada da classe 30 a 60 kN, com espessura de 2,5 m, sob o manto de proteção; uma outra camada de 0,5 a 5 kN, com espessura de 2 m, fazendo a transição entre a anterior e o núcleo;
- no intradorso: uma camada de enrocamento da classe 10 a 30 kN, com espessura de 2 m.

O núcleo do quebramar é constituído por pedra de todo-o-tamanho (TOT), garantindo a condição de filtro entre o núcleo e as camadas de submantos.

A estrutura da cabeça do quebramar tem as seguintes características (Campos *et al.*, 2001):

- talude com inclinação de 1:2,5 (idêntica à do perfil corrente);
- manto de proteção constituído por blocos de 710 kN, mas de características geométricas idênticas às do perfil corrente (igual volume). A diferença do peso (710 kN <> 600 kN) foi obtida com o adensamento do betão utilizado. O betão dos blocos da cabeça é cerca de 18% mais denso que o dos blocos do tronco.

Num troço intermédio, de 50 m, no extradorso, imediatamente antes de se iniciar o perfil de rotação da cabeça, o revestimento do manto foi também constituído com blocos de 710 kN (ao invés de 600 kN).

Os blocos de 710 kN da antiga cabeça sul do quebramar leste, onde foi feito o enraizamento do novo molhe, foram retirados e armazenados para a reutilização na nova cabeça.

A densidade de colocação dos blocos em cada um dos trechos da obra está descrita no Quadro 15.

Quadro 15- Colocação dos blocos no quebramar (Campos *et al.*, 2001)

Zona do molhe	Peso dos blocos de betão (kN)	Processo de colocação
Perfil corrente, lado de extradorso	600, 2 camadas	16 blocos / 100 m ² de talude (irregular)
Perfil corrente, lado de intradorso	600, 1 camada	9 blocos / 100 m ² de talude (irregular)
Cabeça do quebramar	710, 2 camadas	16 blocos / 100 m ² de talude (irregular)

4.

PORTO DE LEIXÕES

4.1. INTRODUÇÃO

A maior obra da engenharia portuguesa do século XIX (Sousa, 2002), o Porto de Leixões, teve início de construção em 1884 e término em 1895, Figura 4-1. A necessidade de um porto seguro, que pudesse ser utilizado como alternativa ao Porto do Douro, cuja operacionalidade estava condicionada pelo difícil acesso e pelas frequentes cheias, foi crescendo com o crescimento do tráfego marítimo.

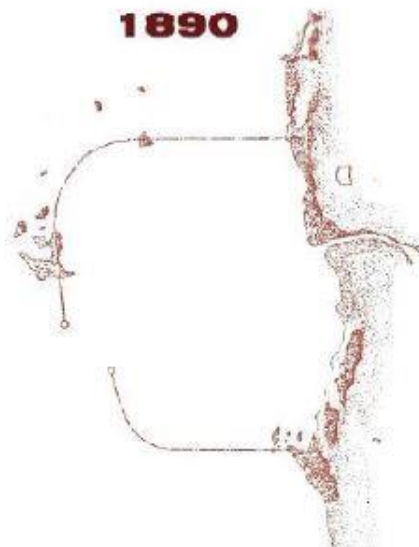


Figura 4-1 – Complexo portuário inicial de Leixões (arquivos APDL).

Com efeito, “Numa costa frequentemente assolada por tempestades e nevoeiros perigosos dada a existência de abundantes penedias traiçoeiras só visíveis nas vazantes, e que muito contribuíram para o sombrio e nefasto título de «Costa Negra» dado a esta região durante séculos, o refúgio formado naturalmente pela enseada dos Leixões não poderia deixar de escapar à atenção e argúcia dos Homens. E, com efeito, desde a mais recuada Antiguidade é a intervenção humana, mais do que a natural ou a do criador, que moldará a história de Leixões. (...)” (Cleto, 1998)

Com o crescimento do tráfego marítimo, constata-se que as condições de abrigo do porto não eram suficientes, principalmente em condições de temporal. Assim, tendo em vista a melhoria das condições de existentes, decidiu-se construir um quebramar submerso na continuação do molhe norte de Leixões,

com cerca de 1000 m de extensão, como mostra a Figura 4-2. O projeto desse quebramar foi da autoria do Engº Duarte Abecassis e a sua construção demorou 5 anos, tendo ficado concluída em 1942.

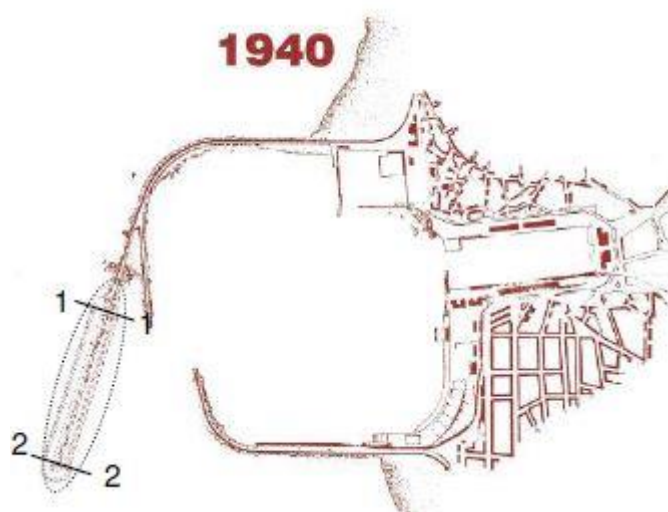


Figura 4-2 – Complexo portuário de Leixões, prolongamento quebramar norte (arquivos APDL).

No final da década de 60, o quebramar submerso foi alteado com objetivo de melhorar as condições de abrigo do novo terminal petrolífero de Leixões, constituído por três postos de acostagem. Esta estrutura, testada em modelo reduzido num estudo realizado no LNEC, em Lisboa, (Vera Cruz, 1993), ficou concluída em 1969, Figura 4-3.

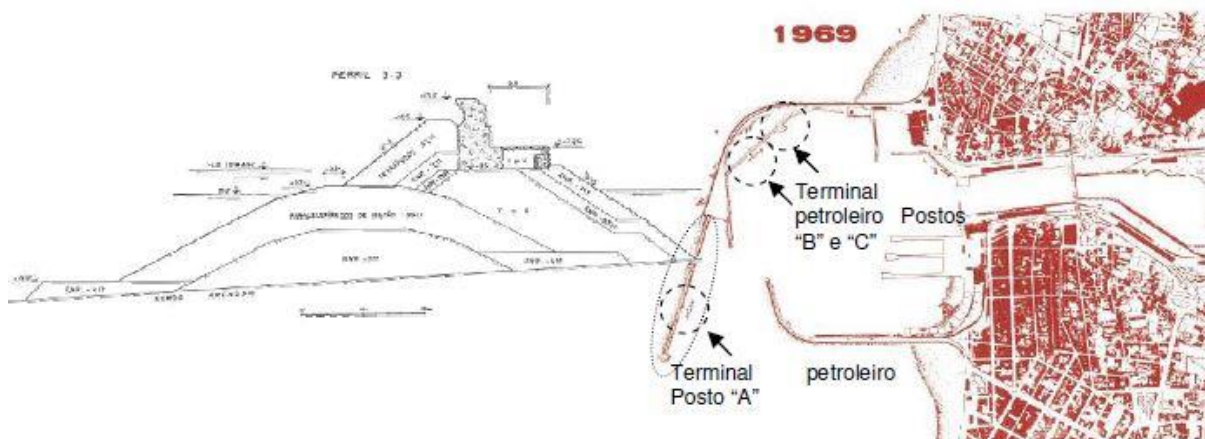


Figura 4-3 – Complexo portuário de Leixões, alteamento quebramar norte (arquivos APDL).

Consecutivamente a suportar as tempestades e as energéticas condições de agitação marítima provenientes do Atlântico Norte, o quebramar norte de Leixões sofreu danos consideráveis ao longo dos anos, principalmente na zona da cabeça. Com efeito, em 1979, sob o efeito de uma tempestade mais forte, a cabeça do quebramar ficou completamente destruída. Foi então necessário implementar uma nova e mais eficaz solução, cuja construção teve início de construção em novembro de 1979 e término em janeiro de 1982, e que consistiu num maciço submerso implantado em frente à zona da

cabeça do quebramar norte, Figura 4-4. Esta solução foi até aos dias de hoje a única e considerável modificação efetuada na estrutura dos quebramares de proteção do Porto de Leixões.

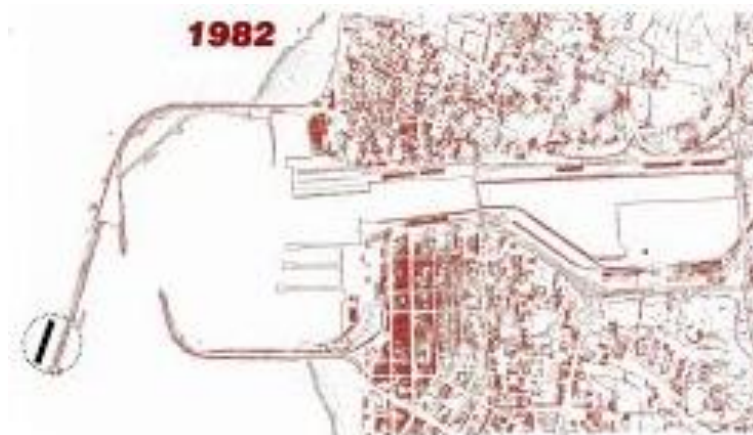


Figura 4-4 – Complexo portuário de Leixões, quebramar submerso da cabeça (adaptado arquivos APDL).

4.2. AGITAÇÃO MARÍTIMA

A agitação marítima é uma área de estudo que ainda não tem um longo registo histórico, ao contrário de todos os outros registos meteorológicos. Por outro lado, os equipamentos de medição da agitação marítima são muito suscetíveis a avarias, que por vezes coincidem com temporais, não ficando registado estes registos mais extremos.

O desenvolvimento tecnológico dos meios de medição das condições marítimas ocorreu entre 1979 e 1986 com parcerias nacionais e o Instituto Hidrográfico. Em 1986, o projeto POWAVES, com o apoio da OTAN, evoluiu para um novo patamar em termos tecnológicos, uma vez que antes as "medições" eram sobretudo realizadas pelos faroleiros. Por isso mesmo, considera-se que os registos têm cerca de três a quatro décadas de rigor.

O Porto de Leixões, por estar localizado na costa oeste portuguesa, está constantemente sujeito a um clima de agitação muito energético com os principais temporais a serem gerados no atlântico norte, sobretudo nos meses de inverno. Tendo por base os registos da bóia ondógrafo instalada ao largo do Porto de Leixões, a Figura 4-5 apresenta uma análise do rumo da agitação marítima para um curto período de registos (entre 1993 e 2003), que pela experiência adquirida poderá corresponder à realidade. Verifica-se que a orientação dominante da ondulação é do sector noroeste e que os quadrantes NNW, NW e WNW representam, em conjunto, aproximadamente 90% das ocorrências. Agitação de sudoeste é pouco frequente, apresentando apenas 3.9% das ocorrências.

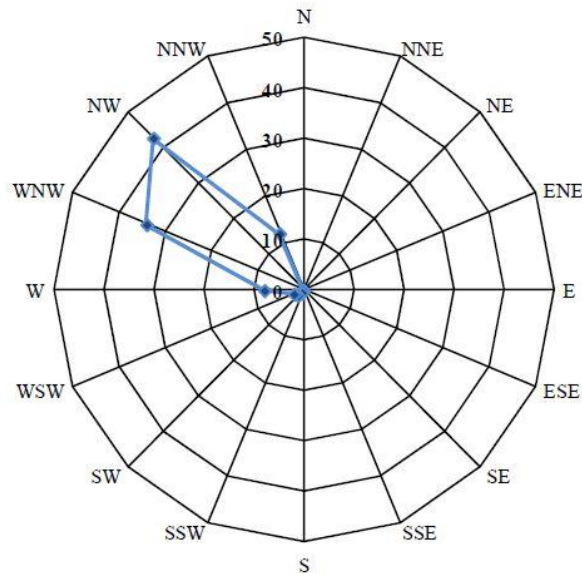


Figura 4-5 – Orientação da agitação marítima ao largo de Leixões, dados recolhidos entre 1993 e 2003 pela bóia de Leixões (Coelho, 2005).

Para o mesmo período do tempo de observações foi possível analisar uma relação entre a direção média anual da ondulação e a direção associada às situações de temporal persistente. Os registos são considerados como sendo relativos a um temporal quando a altura de onda significativa era superior a 5 m. Um temporal persistente ocorre quando existiam pelo menos dez registos durante um período de tempo superior a 8h. No gráfico da Figura 4-6 foram contabilizados 20214 registos totais, sendo 2022 em situação de temporal. Constata-se que as orientações de NW e de WNW assumem ainda maior relevo em situação de temporal persistente, com 91% dos registos totais.

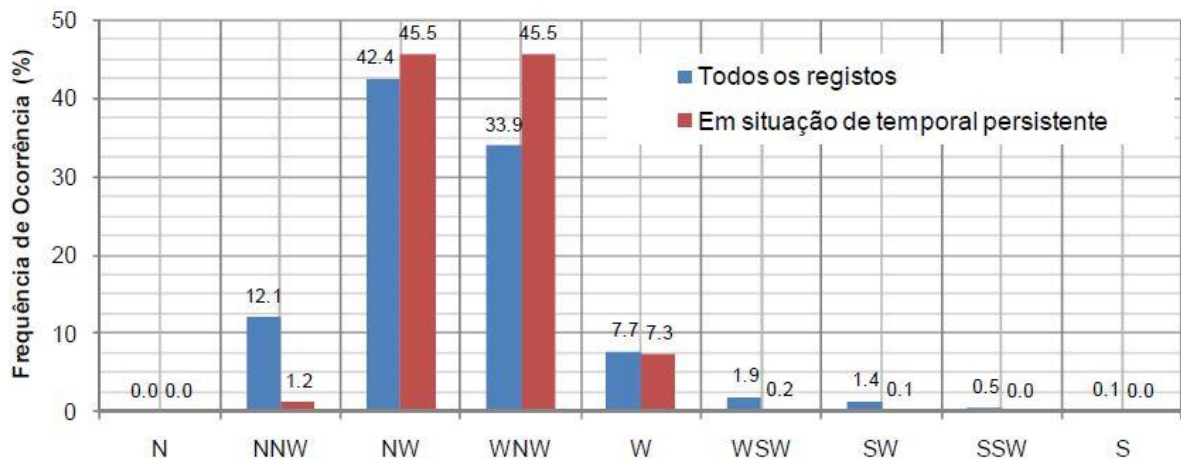


Figura 4-6 – Comparação entre a direção média anual da ondulação com a direção associada às situações de temporal, dados recolhidos entre 1993 e 2003 (Coelho, 2005).

Analisando a Figura 4-7, baseada nos registos da bóia ondógrafo de Leixões durante o período de 1993 e 2003, verifica-se que a altura de onda significativa é inferior a 2,5 m em 73% dos registos, e inferior a 4,5 m em 92% dos registos. A classe de alturas de onda significativas entre 0,5 e 1,5 m é a

classe mais frequente, com 40,3% dos registos. Contudo, durante os meses de Inverno, os registos inferiores a 1,5 m representam apenas 20% do total de registos (adaptado de Coelho, 2005).

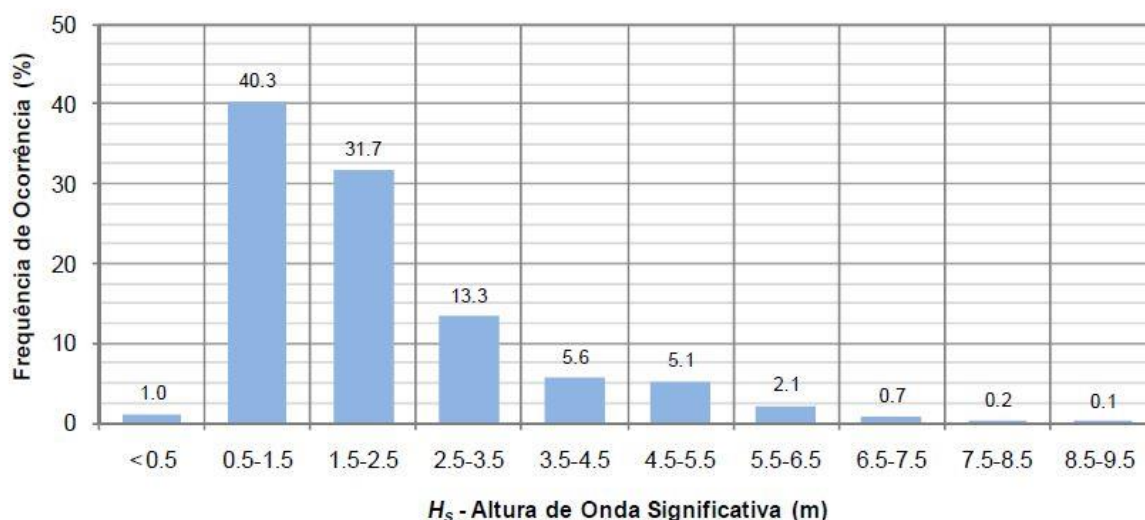


Figura 4-7 – Distribuição da altura de onda significativa ao largo de Leixões (adaptado de Coelho, 2005).

Quanto ao período de onda médio, para o mesmo período de registos do gráfico anterior, constata-se pela Figura 4-8 que os períodos de onda mais frequentes se situam entre os 6 e os 12 s com 79% dos registos. Em 92% dos registos o período de onda médio apresenta valores inferiores a 13 s.

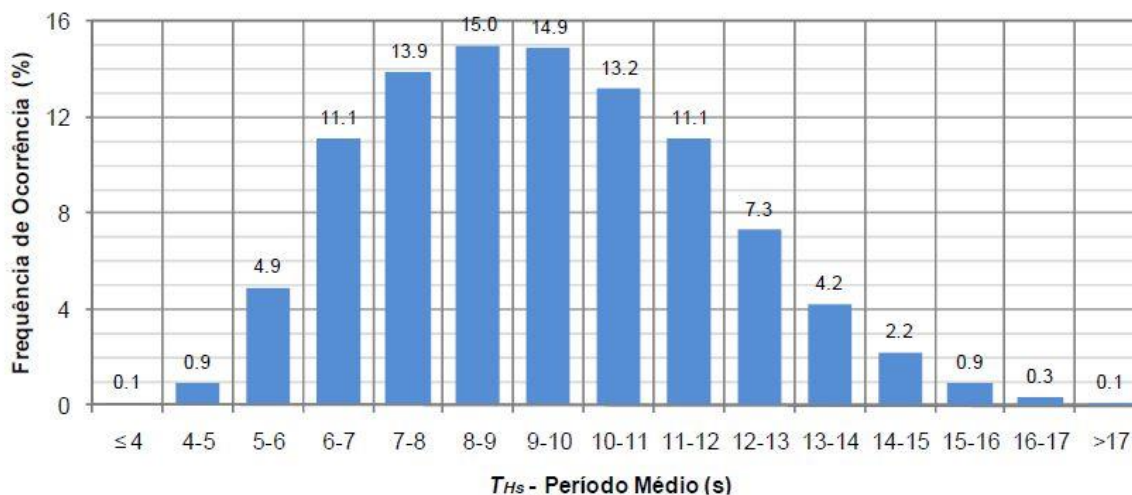


Figura 4-8 – Distribuição do período de onda médio ao largo de Leixões (adaptado de Coelho, 2005).

Para a determinação das alturas de onda significativas associadas aos períodos de retorno de 10, 50 e 100 anos, a amostra considerada para a análise de extremos foi a série de alturas de onda significativas máximas anuais. Os registos dos invernos de 1993, 1995 e 2001 não foram considerados por falta de valores válidos, Quadro 16, o que pode ser consequência de falhas da bóia em períodos de temporal.

Quadro 16- Série de alturas de onda significativas máximas anuais (adaptado Silva *et al.*, 2008)

1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007
[5,9]	7,96	[5,2]	6,89	6,98	7,51	7,38	6,12	[4,2]	6,91	9,2	5,79	7,08	7,07	6,76

Conhecida a função de distribuição de probabilidade que melhor se ajusta à amostra, através da expressão de cálculo do período de retorno, é possível calcular as alturas de onda significativas associadas aos períodos de retorno de 10, 50 e 100 anos (Quadro 17).

Quadro 17- Alturas de onda significativas associadas a períodos de retorno de 10, 50 e 100 anos, para as diferentes posições gráficas (adaptado Silva *et al.*, 2008)

	$\frac{K}{N}$	$\frac{K}{N + 1}$	$\frac{K - 0,44}{N + 0,12}$	$\frac{K - 2/5}{N + 1/5}$
H_{10} (m)	8,05	9,04	8,81	8,83
H_{50} (m)	9,09	10,77	10,36	10,39
H_{100} (m)	9,53	11,50	11,01	11,05

Cada uma das quatro posições gráficas consideradas na análise e referidas no quadro anterior são apresentadas na Figura 4-9.

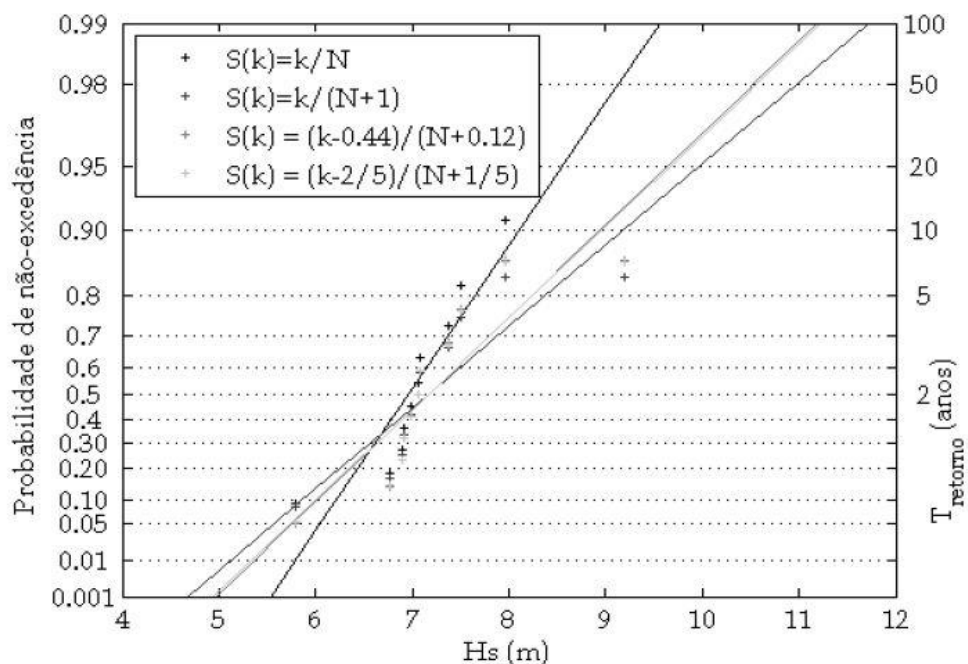


Figura 4-9 – Ajuste da função de distribuição de Gumbel à função de distribuição da amostra de alturas de onda significativas máximas anuais, para diferentes posições gráficas (Silva *et al.*, 2008).

4.3. EMPREITADA DE 2015 NO QUEBRAMAR NORTE DE LEIXÕES

4.3.1. INTRODUÇÃO

O quebramar norte do Porto de Leixões é constituído por um manto resistente de tetrápodes de 400 kN, que dissipa a agitação marítima incidente, reduzindo os galgamentos. Devido à ocorrência de fortes tempestades provenientes do Atlântico Norte, em particular nos períodos de Inverno, são provocados com alguma regularidade danos no manto resistente do quebramar, Figura 4-10, levando à necessidade de retirar elementos severamente danificados (blocos tetrápodes) e colocar em sua substituição novos elementos.



Figura 4-10 – Exemplo de trechos mais danificados no manto resistente (arquivo APDL, 2009).

A empreitada a realizar em 2015 no quebramar norte do Porto de Leixões consiste numa intervenção de reparação e reforço do manto resistente do quebramar, envolvendo o fabrico e a colocação de tetrápodes de 400 kN nos trechos mais danificados da estrutura, incluindo todos os trabalhos associados ao bom funcionamento do quebramar.

4.3.2. TRABALHOS PREPARATÓRIOS

Para o bom funcionamento da empreitada de colocação dos tetrápodes é indispensável desenvolver um conjunto de trabalhos preparatórios que serão descritos nos seguintes pontos.

4.3.2.1. Recarga com areia na zona das camas dos tetrápodes

Depois do fabrico dos tetrápodes, e após estarem prontos para serem retirados das cofragens, estes blocos serão colocados em “camas moles”, neste caso sobre areia, com o objetivo de distribuir o peso do bloco sobre toda a superfície inferior, diminuindo desta forma os esforços sobre as extremidades de apoio durante o período de endurecimento do betão.

A zona das camas de areia é uma área de terraplano com diversas utilidades, que por vezes não se encontra com areia, ou com a quantidade de areia suficiente para o efeito pretendido. Como tal, antes de iniciar o fabrico dos blocos, é necessário recobrir o terreno com areia. Essa areia é normalmente

retirada doutro local como se vê na Figura 4-11, denominado como local de empréstimo. O local habitual para acamar os blocos está também representado na Figura 4-11.



Figura 4-11 – Locais de empréstimo de areias (à esquerda) e zona das “camas moles” (à direita) (arquivo APDL, 2015).

4.3.2.2. Limpeza do vão das escadas de acesso ao coroamento

Tendo em consideração que o processo de recolha de pontas de tetrápodes danificados e de colocação de tetrápodes no manto resistente do quebramar requer a presença de uma equipa ao longo do coroamento da estrutura, torna-se necessário garantir a segurança de quem circula nesse acesso, tipicamente escorregadio e recoberto com algas, como se vê na Figura 4-12. E sendo também importante a manutenção destes acessos em boas condições para futuras inspeções.

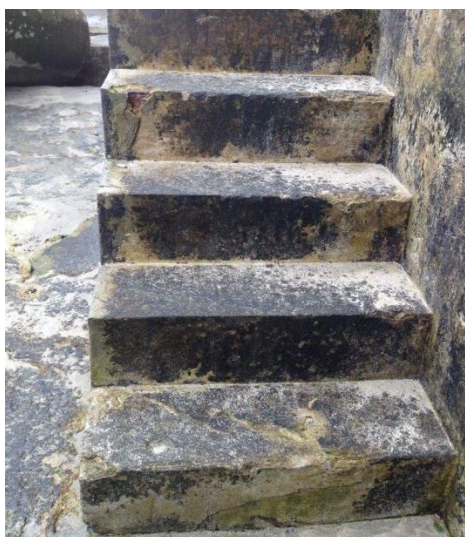


Figura 4-12 – Escadas de acesso ao coroamento do quebramar (2015).

4.3.2.3. Reparação das camas das cofragens dos tetrápodes

Verificou-se que as camas para a betonagem dos tetrápodes, tal como a sua envolvente próxima, se encontravam danificadas, Figura 4-13. Por esse motivo recomenda-se que previamente ao início do

processo de betonagem se proceda à limpeza e ao nivelamento das camas, para garantir condições de apoio adequadas às cofragens.



Figura 4-13 – Camas de cofragens e a envolvente (2015).

4.3.2.4. Limpeza da vala de escoamento de água

Para garantir boas condições de escoamento da água durante e após o fabrico dos tetrápodes, é necessário proceder à limpeza da vala de escoamento. Como se pode analisar na Figura 4-14, a vala encontra-se suja e danificada.



Figura 4-14 – Vala de escoamento (2015).

4.3.3. DESENVOLVIMENTO DOS TRABALHOS

Apesar de eventuais alterações no decorrer da empreitada, os trabalhos a ter em conta durante a empreitada são os seguintes (arquivo APDL, 2015):

- Montagem e manutenção do estaleiro, mobilização de todos os equipamentos necessários à execução da empreitada, incluindo encargos relativos à construção/utilização das redes provisórias de água, eletricidade, esgotos e telecomunicações;
- Manutenção de acessos, seguros, autorizações e licenças associadas à execução da obra;
- Encargos com a elaboração do Plano de Segurança e Saúde (PSS), sua implementação e aplicação, incluindo todos os meios humanos, materiais e equipamentos necessários;
- Início do fabrico dos tetrápodes, Figura 4-16;
- Reparação de guarda-corpos em aço inox, Figura 4-15;
- Tratamento e pintura de guarda-corpos de escada e de argolas metálicas;
- Preenchimento de vazios nas plataformas de circulação das superestruturas do quebramar norte;
- Refechamento das juntas da alvenaria da superestrutura do quebramar norte e de fissuras no betão do quebramar;
- Reparação das lajes de pavimento;
- Reparação do lintel de contenção contíguo à via de rolamento, Figura 4-15;
- Levantamento topográfico da via de rolamento e vistoria ao seu estado de conservação;
- Vistoria ao estado de conservação da viga de apoio da via de rolamento;
- Reparação das arestas da viga de apoio da via de rolamento;
- Retificação do posicionamento (eventual substituição parcial do carril) e da base de assentamento do carril da via de rolamento da nova plataforma;
- Execução de pintura de proteção anticorrosiva do carril da via de rolamento;
- Mobilização da nova plataforma e instalação da grua de colocação dos tetrápodes;
- Remoção de elementos soltos existentes no manto do quebramar e sua condução a vazadouro;
- Colocação dos tetrápodes no manto resistente, Figura 4-16.



Figura 4-15 – Guardas das escadas (esquerda), e carris de rolamentos (direita) (2015).

Tendo em conta que o quebramar norte se encontra com alguma regularidade sobre forte agitação marítima, consequência de possíveis de temporais, os planos dos trabalhos poderão ter de ser reajustados dependendo de eventuais danos causados.

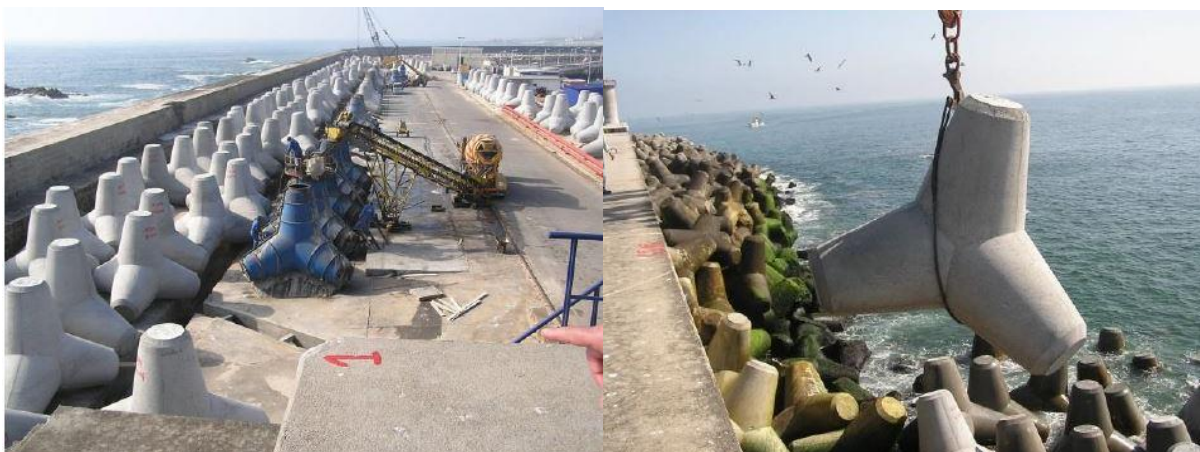


Figura 4-16 –Cofragens dos tetrapodes (esquerda), e a sua colocação (direita) (arquivo APDL, 2009).

Os equipamentos principais necessários à correta execução da intervenção de reparação são:

- Equipamento para a movimentação dos tetrapodes em estaleiro;
- Veículo para transporte dos tetrapodes;
- Autobetoneira;
- Compressor, martelo e vibrador de betão;
- Retroescavadora.

A empreitada da colocação dos tetrapodes será entregue a uma equipa especializada em trabalhos marítimos, e regida por uma disposição de colocação dos blocos no manto resistente já estabelecida. Esta equipa será composta por um encarregado, pedreiros, marteleiros, serralheiros e serventes. A quantidade de blocos para cada trecho foi previamente calculada através de inspeções visuais de alguns membros da Direção de Obras e Equipamentos da APDLVC, estando previsto, como precaução, ser fabricado um número de blocos superior ao estabelecido para cada trecho, uma vez que poderão ser necessários mais blocos do que os inicialmente calculados devido a eventuais danos que possam ocorrer entre a fase de diagnóstico e a realização de obra. Os blocos não utilizados na empreitada são armazenados e utilizados em eventuais intervenções de emergências a realizar no futuro. A empreita será também acompanhada por um fiscal da APDLVC, SA.

As empreitadas de reparação/reforço do quebramar norte do Porto de Leixões têm seguido, normalmente o perfil do projeto inicial, de 1969, ou seja, o objetivo de cada empreitada é devolver ao quebramar as características estruturais iniciais do manto resistente, que é apresentado na Figura 4-17.

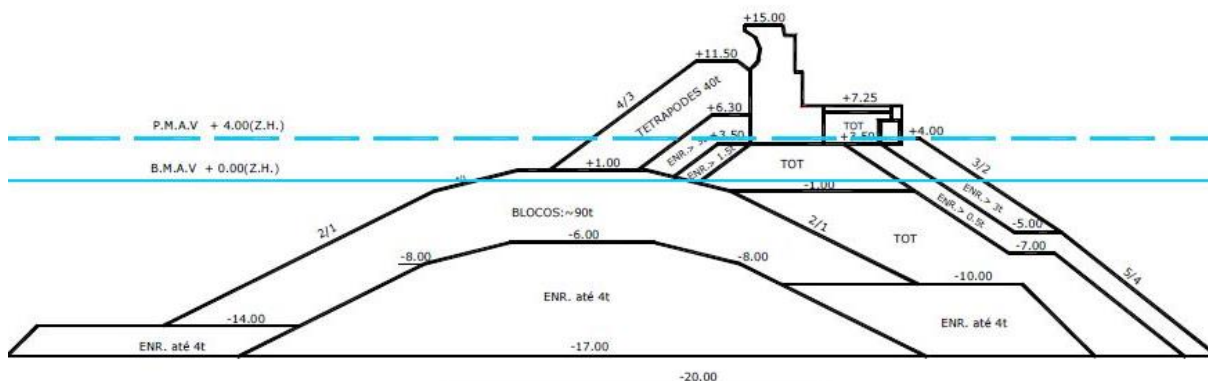


Figura 4-17 – Perfil transversal de projeto do quebramar norte do Porto de Leixões (Lopes, 2005).

4.4. PROPOSTAS DE REFORÇO DO QUEBRAMAR NORTE

4.4.1. ANÁLISE DAS INTERVENÇÕES DE REFORÇO

Neste capítulo são descritas algumas intervenções no quebramar norte do Porto de Leixões, com a finalidade de melhorar o comportamento da solução existente, quer em termos estruturais, quer em termos hidráulicos. Cada proposta será desenvolvida tendo em atenção os seguintes aspetos principais: condições de abrigo do quebramar, o tempo de vida útil da estrutura e a otimização económica (custo de construção mais custo de manutenção). A solução mais promissora terá necessariamente que ser testada em modelo físico e devidamente validada, antes de ser aplicada no quebramar. Uma das hipóteses considerada é o abandono do uso dos tetrápodes no quebramar, uma vez que o estudo atual, em comparação com os estudos de há 40 anos, pode demonstrar o porquê das debilidades existentes no manto resistente. Para além do avanço dos conhecimentos, outros fatores influenciam o atual comportamento, como a variação dos fundos.

Para uma melhor compreensão e comparação das soluções possíveis é muito importante fazer uma análise detalhada do comportamento e dos custos de manutenção da estrutura existente, mais precisamente o manto resistente, uma vez que no quebramar norte a manutenção consiste geralmente no reforço das secções debilitadas da estrutura com tetrápodes.

A Figura 4-18 pretende estabelecer a interligação entre o gráfico à esquerda e a planta à direita (Lopes, 2005), de modo a ser possível fazer a correspondência entre os trechos do gráfico e a planta, desde o enraizamento do quebramar até ao trecho nº 72, correspondente à cabeça desta estrutura. O gráfico apresenta três linhas de variação, e cada uma corresponde a diferentes fases da estrutura: na fase de construção o número de tetrápodes colocados em cada trecho foi aproximadamente constante ao longo do quebramar (estrutura inicial), com uma média de 43 tetrápodes, embora nos trechos 40 a 50 tenham sido colocados, em média, 52 tetrápodes; Desde 1969 (alteamento da estrutura) até 1980, a zona onde foi colocado um maior número de novos blocos foi a que se situa entre os trechos 63 e 70 (a extremidade do quebramar, junto à cabeça), sendo portanto considerada uma zona muito débil. Por esse motivo, em 1980, foi iniciada a construção de um maciço submerso em frente à cabeça do quebramar que ficou terminado em 1982. No último período de colocação de tetrápodes apresentado, o mais longo, pode constatar-se que a zona mais afetada até 1980 passou a ser a zona mais estável. A atenção passou então a estar virada para os trechos intermédios da estrutura, que continuam, desde a fase de construção do quebramar, a apresentar um desgaste muito significativo, particularmente os trechos 31-32, 42-48. Importante salientar que este último trecho é adjacente ao Posto “A” do terminal de Petroleiros do Porto de Leixões.

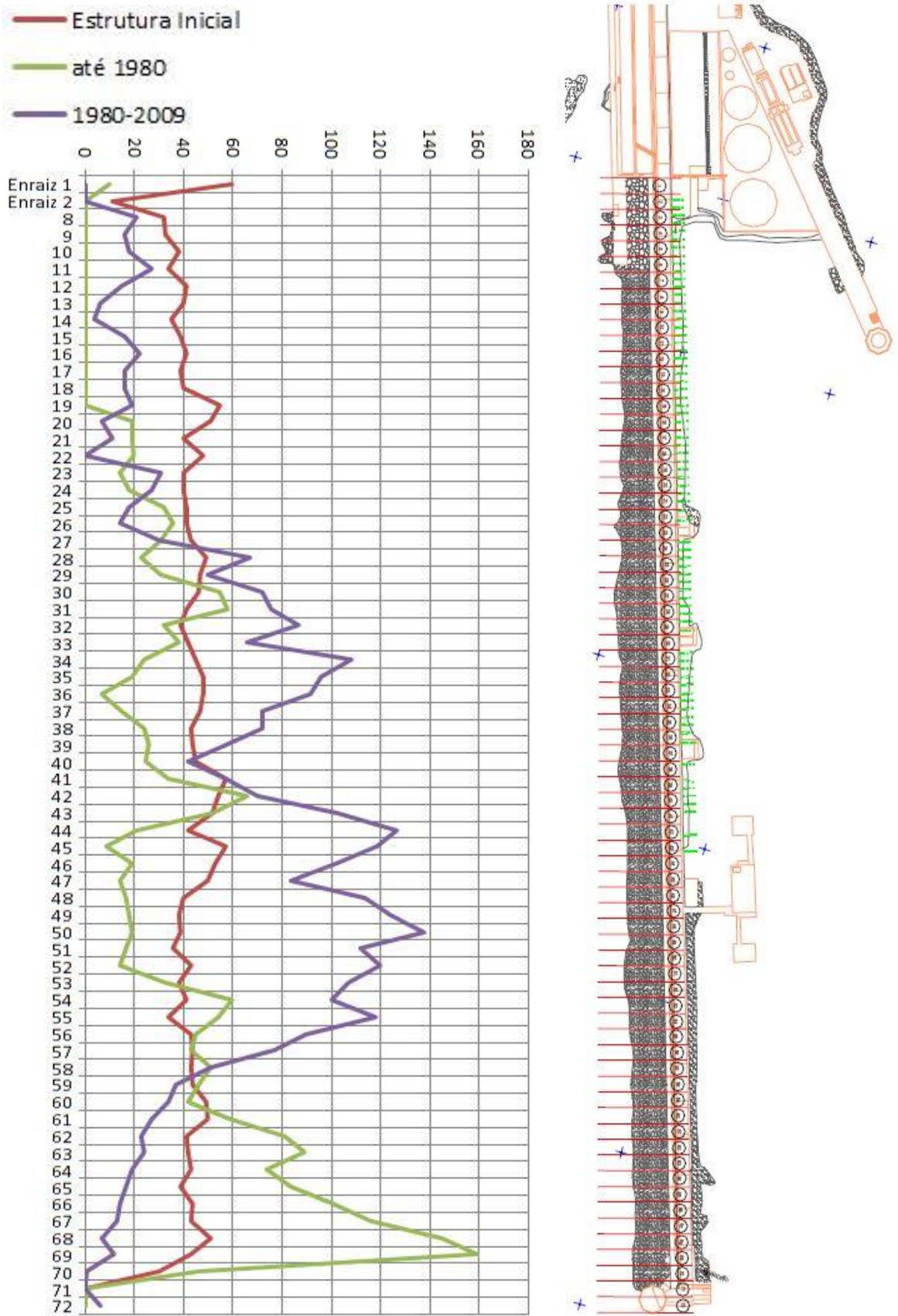


Figura 4-18 – Variação do número de tetrápodos colocados associados aos respetivos trechos.

O Quadro 18 apresenta os custos e as quantidades de tetrápodes utilizadas nas várias intervenções de reparação e reforço do quebramar norte, realizadas desde 1978 a 2009. Os custos são apresentados em valores atuais (aproximadamente), tendo em conta o número de tetrápodes utilizados em cada reforço (preço que varia atualmente entre 2500 e 3000 euros) e os custos dos restantes trabalhos da empreitada.

Quadro 18- Custos aproximados e quantidade de tetrápodes referentes às diferentes intervenções de reforço do quebramar norte do Porto de Leixões

Data	Construção 1967-1970	1978 - 1979	1979 - 1980	1984 - 1985	1987	1990 - 1991	1996 - 1997	2000 - 2001	2003	2008 - 2009	Total
Nº de tetrápodes	2789	905	1299	310	367	366	250	350	450	1246	5543
Custos atualizados (mil euros)		3168	4547	1085	1285	1281	875	1225	1440	4361	19266

Até à construção do maciço submerso em frente à cabeça do quebramar, durante um período de dez anos, foram feitas duas intervenções, com um custo total (valor aproximado atualizado ao ano de 2015) de cerca de 7 700 000 euros, nas quais foram utilizados 2204 tetrápodes.

Depois da construção do maciço submerso, os custos com a manutenção do quebramar diminuíram consideravelmente. Desde 1980 até 2009 foram executadas sete intervenções de reforço, com um custo total de cerca de 11 500 000 euros, nas quais foram utilizados 3339 tetrápodes.

Comparando estas duas fases da vida desta estrutura, o custo médio anual de manutenção entre 1970 e 1980 foi de cerca de 700 mil euros enquanto nas restantes sete intervenções a média anual é de cerca de 400 mil euros.

A Figura 4-19 apresenta o quociente entre o número de tetrápodes colocados no quebramar em substituição do número de blocos deslocados e o número de blocos que foram colocados na construção (por facilidade foi considerada uma média de 50 tetrápodes por trecho, uma vez que com tantas intervenções o número de tetrápodes existente em cada trecho foi alterado em relação ao inicial), em cada trecho, e para todas as reparações que foram realizadas desde a construção da estrutura, no ano de 1969, até 2009 (ano da última reparação). Os resultados desse gráfico não se podem considerar muito rigorosos, uma vez que não se conhecem os números dos blocos deslocados em cada trecho, tendo por isso sido considerado, para efeitos de cálculo, os blocos repostos em cada empreitada. De realçar que, em alguns casos, o valor calculado é superior à unidade, indicando que nesses trechos, para além de se reporem os blocos em falta, também foram colocados blocos adicionais, com o intuito de reforçar a estrutura, por se tratar de trechos mais críticos. Nessas situações, em alguns trechos individuais, ter-se-á estado próximo da rotura da estrutura, como se pode verificar na Figura 4-20.

De destacar, pela negativa, que os trechos 43, 50, 54, 55, 68 e 69 alcançaram níveis de degradação relativos ao número de unidades repostas superiores a 3, ou seja, nestes seis trechos do quebramar foi colocado um número de tetrápodes três vezes superior ao considerado no projeto inicial: pode-se considerar que foram colocados cerca de 150 tetrápodes (nas operações de reparação) em cada um destes seis trechos.

Os valores de níveis de degradação superaram a unidade entre os trechos 25 e 69, o que significa que em cerca de $\frac{3}{4}$ da extensão do manto resistente do quebramar norte, foi necessário substituir um

número de tetrápodes igual ou superior ao número de blocos utilizado na construção inicial, em 1969. Como valor informativo, calculou-se um nível de degradação total igual a 2, o que significa que em média e ao longo da vida desta estrutura, os tetrápodes utilizados nas intervenções de reparação e de reforço do quebramar norte foram em quantidade o dobro dos utilizados na sua construção.

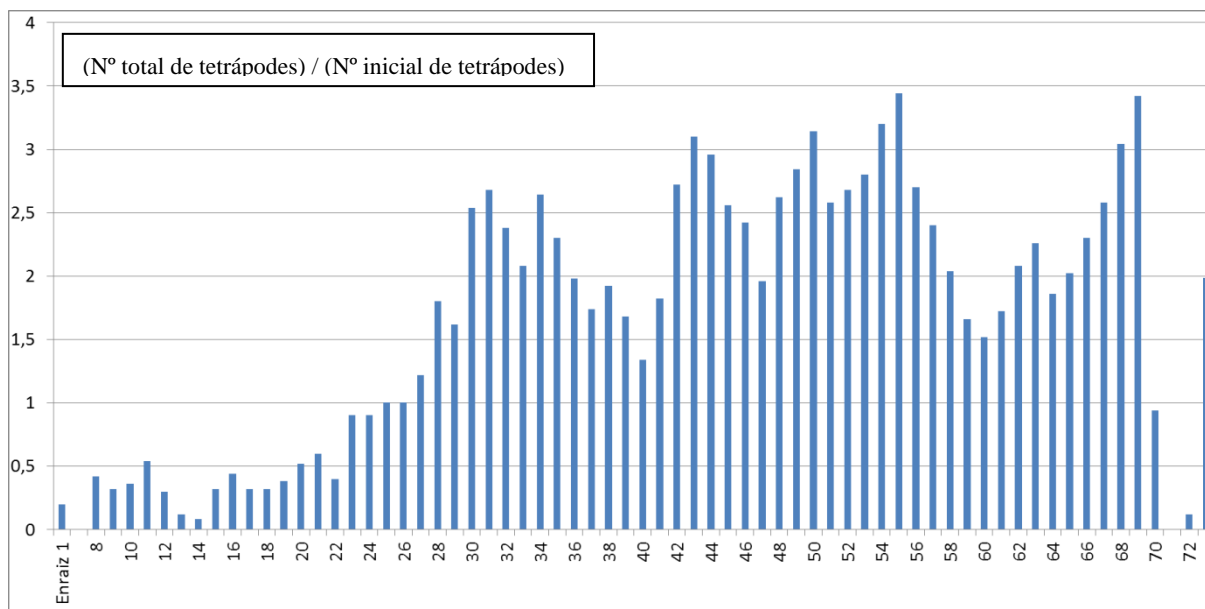


Figura 4-19 – Nível de degradação relativo ao número total de unidades repostas em todas as reparações (em cada trecho) do quebramar norte do Porto de Leixões.

A Figura 4-20 apresenta dois gráficos, o da direita representa o quociente entre o número de blocos repostos e o número de blocos utilizados aquando da construção do quebramar, em cada trecho nas reparações ocorridas antes da construção do maciço submerso em frente à cabeça do quebramar. O gráfico da esquerda representa esse mesmo quociente, mas para o período de tempo entre 1984 e 2009.

No gráfico da direita são de destacar os valores elevados do nível de degradação, nomeadamente no ano de 1980 e a partir do trecho 62 até à cabeça do quebramar, onde ocorreu a rotura total da superestrutura e naturalmente do manto resistente. A existência de valores superiores a 1 (máximo de 1,9), mostra que nestas reparações devido à zona em causa ser muito frágil, o reforço envolveu a utilização de um número de tetrápodes superior aos colocados durante a construção da estrutura.

O gráfico da esquerda, relativo às intervenções realizadas entre a construção do maciço submerso (1981) e 2009, apresenta níveis de degradação referente a cada empreitada de reparação, com exceção da empreitada de 2009, que dispara para valores superiores (no máximo 1,25). Destes resultados pode-se concluir que existe uma certa semelhança entre os níveis de degradação dos trechos do manto resistente do quebramar antes do início de cada empreitada. Com exceção de 2009, as restantes reparações apresentam um nível de degradação entre os 0,1 e 0,15. Contudo, não se pode concluir que a administração do Porto decide iniciar estas reparações quando o valor teórico médio de nível de degradação se aproxima deste valor, uma vez que estas operações dependem muito das possibilidades financeiras do momento. É de salientar que a média total do valor de nível de estragos não será o mais importante no cálculo do estado desta estrutura, na medida em que muitos trechos desta estrutura não têm qualquer tipo de dano, descendo consideravelmente o valor médio, enquanto os trechos médios (entre os trechos de 27 e 57) alcançam, em média, em todas as reparações valores igual a 0,2, tendo

em algumas empreitadas superado o valor de 0,4. Comparando com os valores teóricos para os mantos resistentes de duas camadas com tetrápodes, Quadro 19, encontra-se alguma semelhança nos valores de *Nod* no início das reparações do quebramar norte do Porto de Leixões, com os valores de rotura teórica (van der Meer, 1988).

Quadro 19- Estado dos danos, por *Nod* para duas camadas (adaptado van der Meer, 1988)

Blocos	Declive	Danos iniciais	Danos intermédios	Rotura
Cubo	1:1,5	0	-	2
Tetrápodes	1:1,5	0	-	1,5
Blocos Accropode	1:1,33	0	-	0,5

Os dados relativos ao número de tetrápodes substituídos nas nove intervenções de reparação do quebramar norte do Porto de Leixões foram também utilizados para a quantificação de valor de *Nod* tendo em conta a posterior comparação com outras investigações (Piccoli, 2014). O número de tetrápodes repostos foi obtido para faixas de 10 m de duas camadas do manto resistente do quebramar e foi traduzido para o número de tetrápodes substituídos dentro de uma faixa de um diâmetro nominal *Dn*, a fim de comparar os valores medidos com o nível de danos *Nod* considerado em várias fórmulas de pré-dimensionamento de quebramares.

A Figura 4-21 apresenta o número de tetrápodes substituídos dentro de uma faixa com uma largura igual ao diâmetro nominal do bloco ao longo do manto resistente do quebramar norte do Porto de Leixões. Os pontos coloridos do gráfico correspondem a cada uma das intervenções de reparação do manto resistente do quebramar, e correspondem ao número de tetrápodes substituídos a cada 10 m. A média de cada intervenção, corresponde a uma média total de 2,1 blocos repostos a cada 2,55 m.

4.4.2. SOLUÇÕES PARA O REFORÇO DO QUEBRAMAR

Através da análise do levantamento topográfico da área envolvente ao quebramar norte do Porto de Leixões, Figura 4-22, foi possível definir a altura de onda máxima possível no local tendo em atenção a profundidade da água na área imediatamente à frente do manto resistente do quebramar. Assim foram definidas as profundidades médias ao longo do quebramar: a zona mais profunda apresenta 8,5 m de profundidade ao (ZH), sendo que para efeitos de cálculo em situações extremas, se utilizou o valor de 12,5 m de profundidade (8,5 m + 4 m).

Com recurso à fórmula [25], calculou-se a altura de onda máxima para o quebramar norte, tendo-se obtido o valor de 9,75 m.

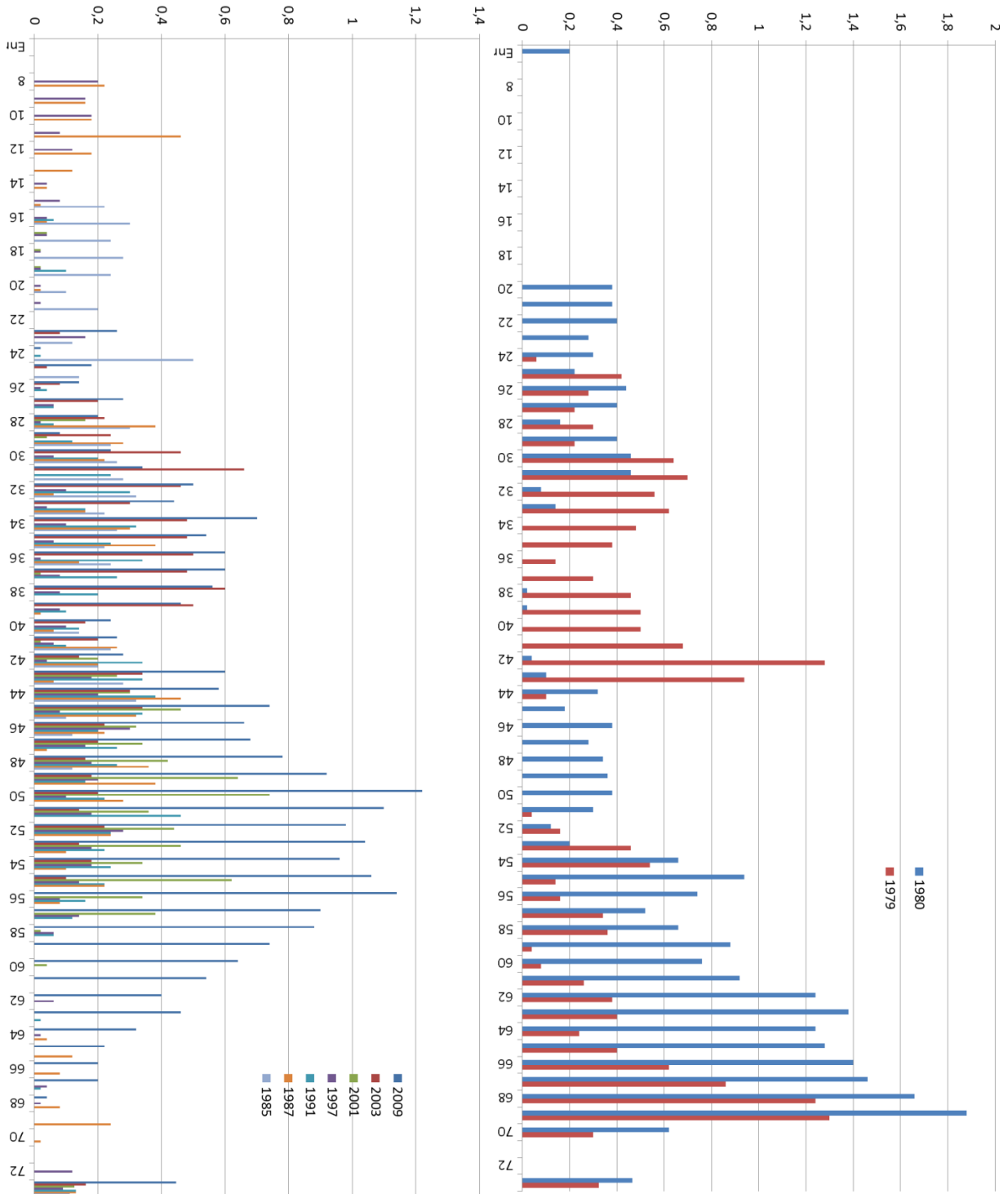


Figura 4-20 – Gráficos dos níveis de degradação relativo ao número de unidades repostas em cada trecho e em cada ano em que foram realizadas intervenções. À esquerda com as reparações depois da construção do quebramar submerso e à direita antes do quebramar submerso.

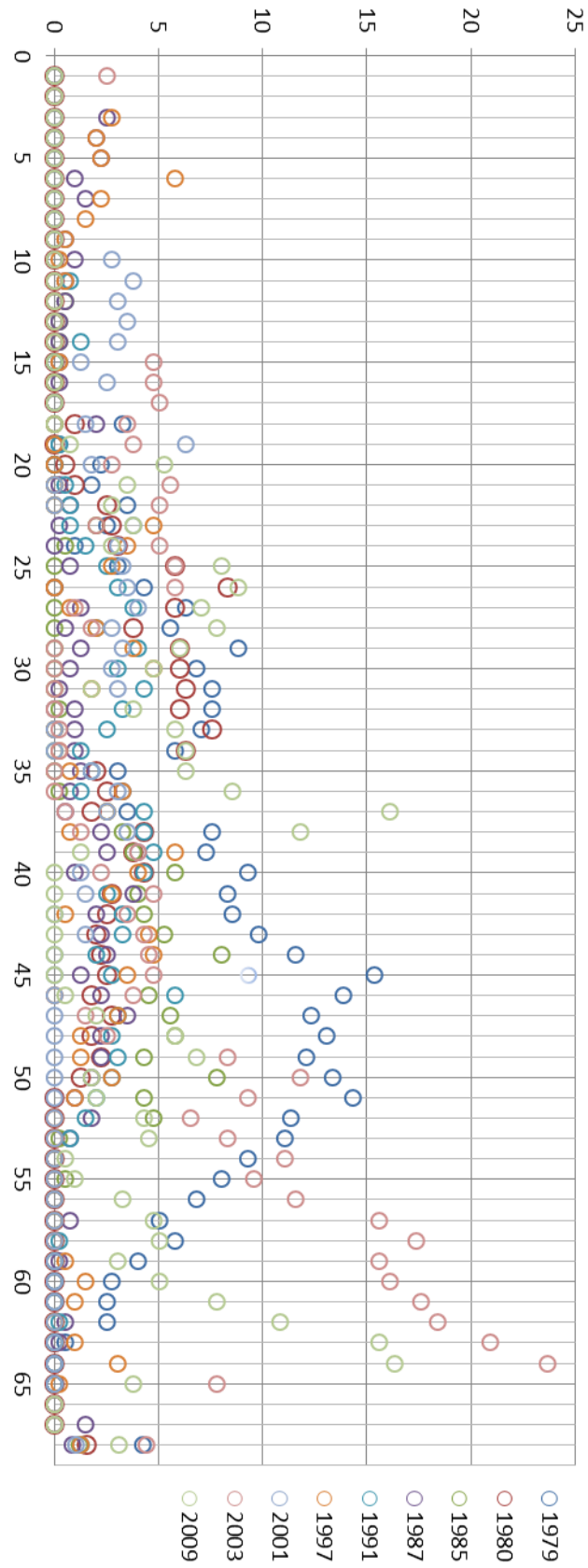


Figura 4-21-Número de blocos substituídos dentro de uma faixa com uma largura igual ao diâmetro nominal do bloco, nas várias intervenções reforço realizadas no quebramar Norte de Leixões.

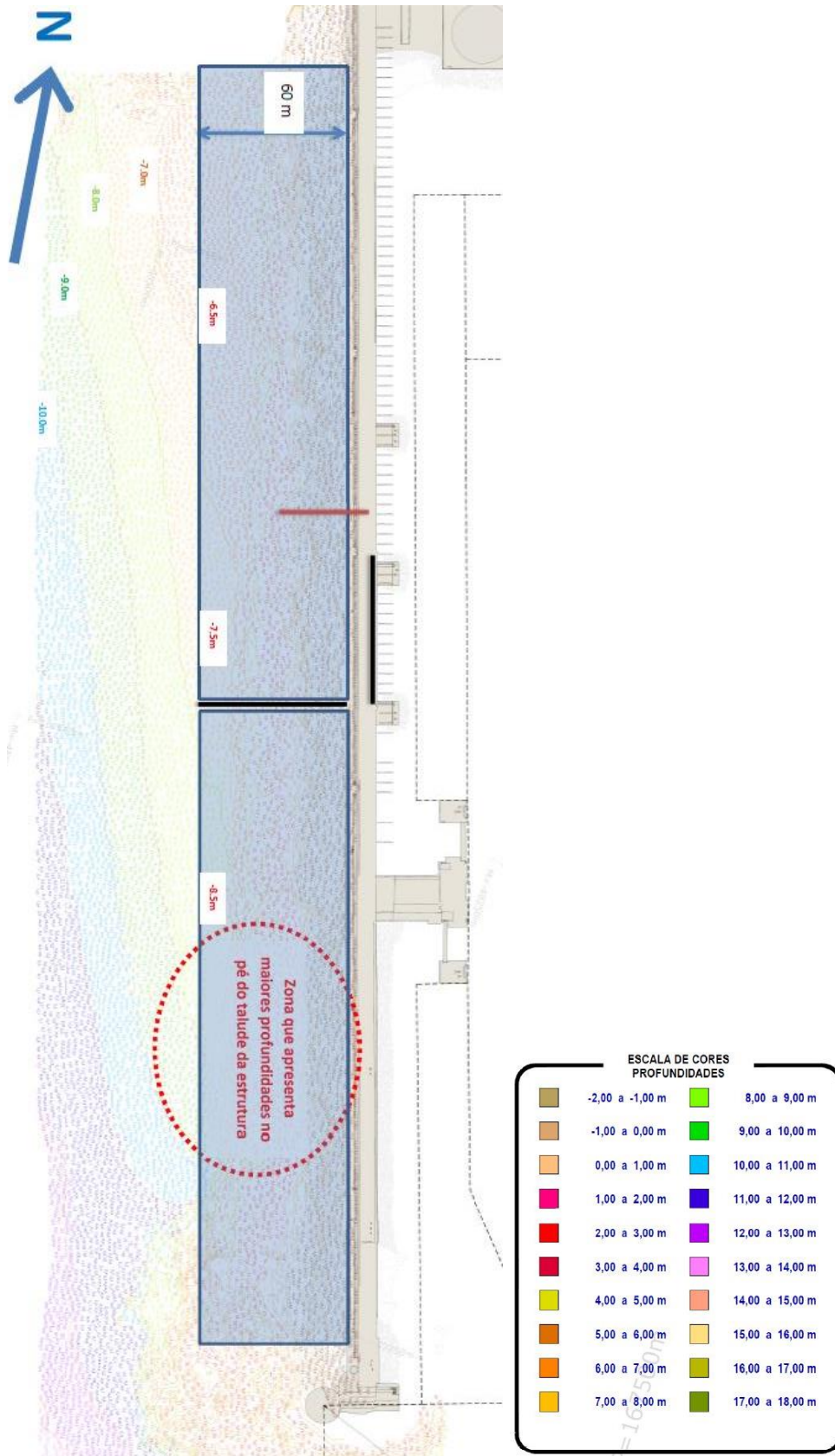


Figura 4-22 – Levantamento topográfico da área envolvente ao quebramar norte do Porto de Leixões (arquivo APDL, 2015).

As propostas de intervenção no quebramar norte do Porto de Leixões têm como objetivo ser mais eficientes, estáveis e economicamente vantajosas. Desta forma pretende-se encontrar soluções que ainda não foram estudadas ou apresentadas anteriormente para este caso em particular, mas também, a partir da análise de estudos já elaborados, procurar desenvolve-las. As alternativas já estudadas em modelo físico são, por estudo elaborado pelo IHRH (Instituto de Hidráulica e Recursos Hídricos) e por Lopes, 2005:

- Hipótese 1: Estrutura base correspondente ao projeto inicial, com fundação à cota - 17,0 m, Figura 4-17;
- Hipótese 2: Estrutura base correspondente ao projeto inicial, com fundação à cota - 17,0 m e batimetria a barlamar de acordo com levantamento topo-hidrográfico de 2003, Figura 4-23;
- Hipótese 3: Estrutura base correspondente ao projeto inicial, com fundação à cota - 17,0 m e batimetria a barlamar de acordo com levantamento topo-hidrográfico de 2003, protegida com um quebramar submerso com características de idêntica à estrutura que protege atualmente a cabeça do quebramar norte do Porto de Leixões e uma cota do coroamento igual a +0.00 m (ZHL), Figura 4-41;
- Hipótese 4: Estrutura base correspondente ao projeto inicial, com fundação à cota - 20,0 m e batimetria a barlamar de acordo com levantamento topo-hidrográfico de 2003, protegida com um quebramar submerso com características de idêntica à estrutura que protege a cabeça do quebramar norte do Porto de Leixões e uma cota do coroamento igual a +2.0 m (ZHL);
- Hipótese 5: Idêntica à Hipótese 2, mas com uma berma aderente com o coroamento sensivelmente à cota +4,0 m, materializada com blocos de 90 t, Figura 4-24;
- Hipótese 6: Idêntica à Hipótese 5, mas com uma cota de coroamento sensivelmente igual a 7,0 m (porosidade de 5%), Figura 4-25;
- Hipótese 7: Idêntica à Hipótese 6, mas com uma densidade de colocação dos blocos menor (porosidade de 26%), Figura 4-26;
- Hipótese 8: Idêntica à Hipótese 5, mas com o talude do manto de tetrápodes com uma inclinação de 5:1 (H:V), Figura 4-27;
- Hipótese 9: Idêntica à Hipótese 2, mas com uma nova superestrutura com o coroamento até à cota 17,0 m, Figura 4-28;
- Hipótese 10: Idêntica à Hipótese 2, mas com um manto resistente de blocos de 90 t, no prolongamento do quebramar submerso, Figura 4-29;
- Hipótese 11: Idêntica à Hipótese 5, mas com uma cota de coroamento sensivelmente igual a 11,5 m, Figura 4-30;

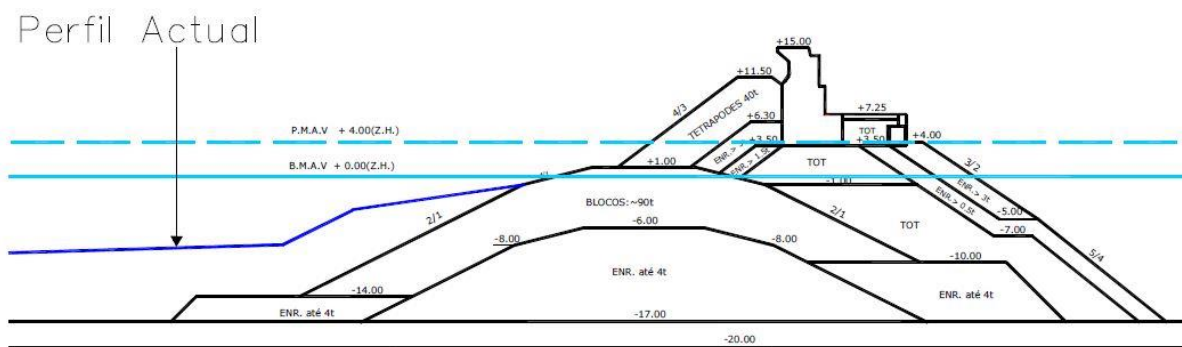


Figura 4-23 – Hipótese 2 testada (Lopes, 2005) .

Quebramar com berma

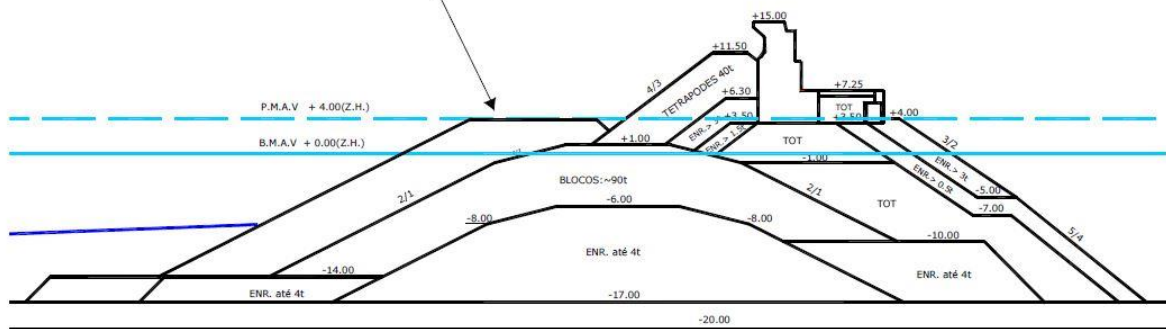


Figura 4-24 – Hipótese 5 testada (Lopes, 2005).

Quebramar com berma

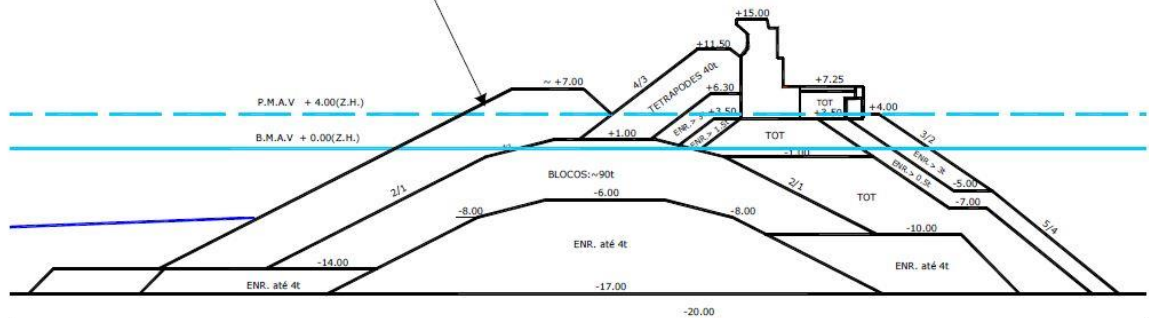


Figura 4-25 – Hipótese 6 testada (Lopes, 2005).

Quebramar com berma
(maior porosidade)

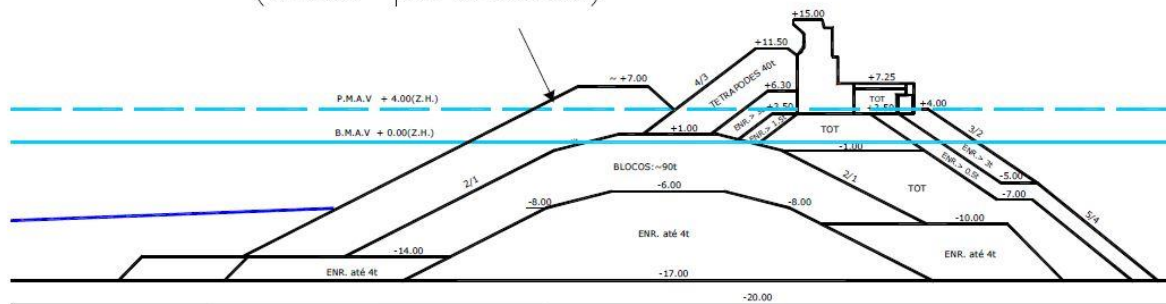


Figura 4-26 – Hipótese 7 testada (Lopes, 2005).

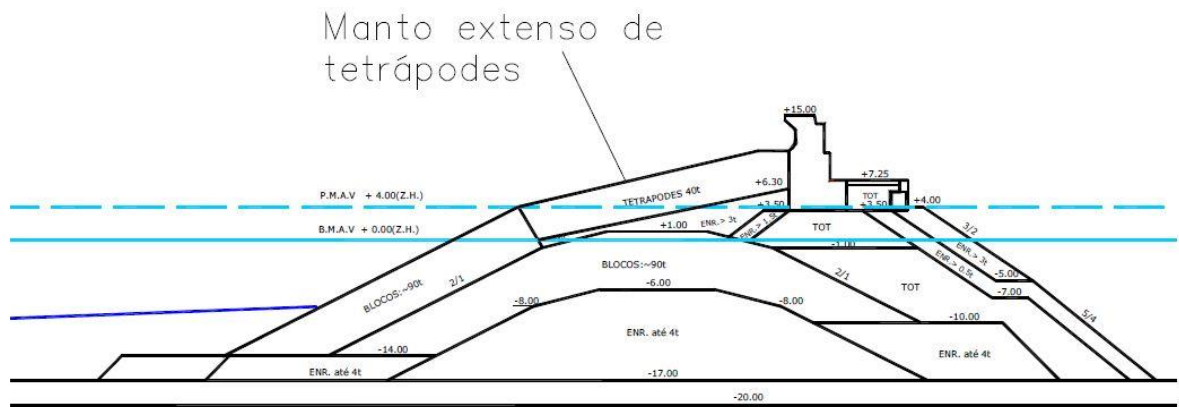


Figura 4-27 – Hipótese 8 testada (Lopes, 2005).

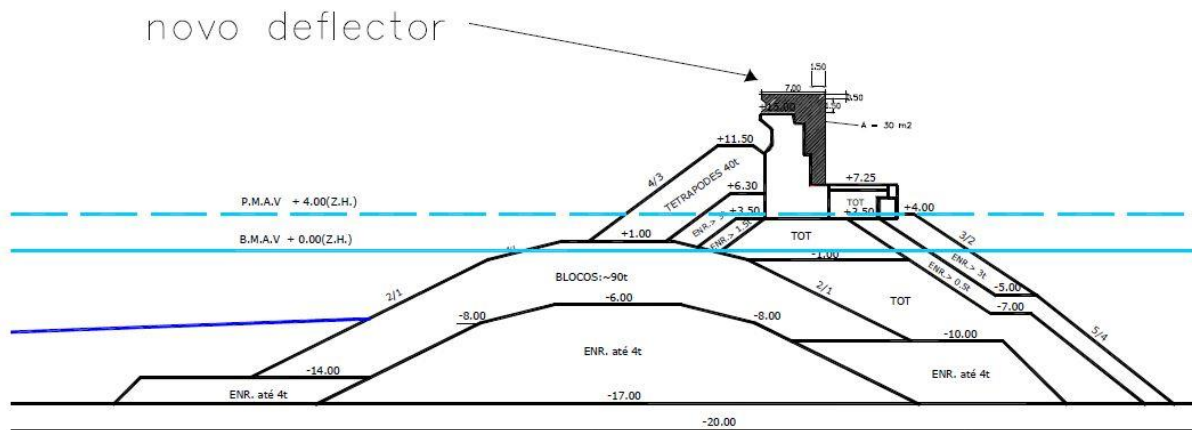


Figura 4-28 – Hipótese 9 testada (Lopes, 2005).

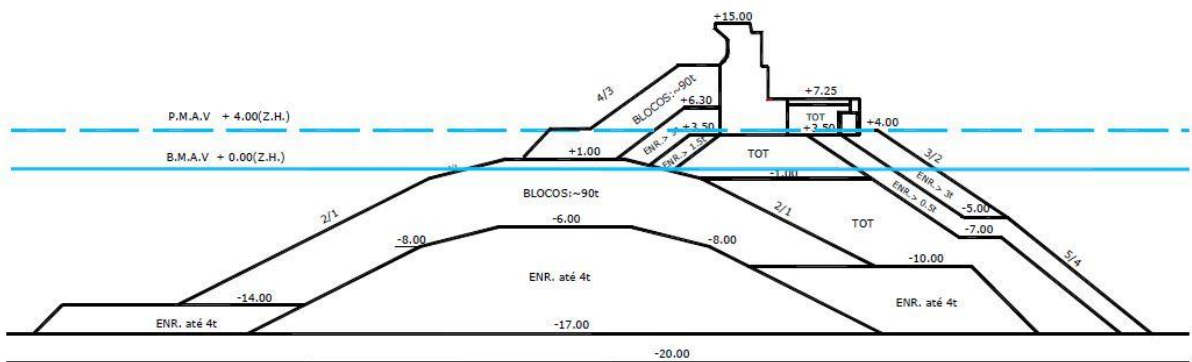


Figura 4-29 – Hipótese 10 testada (Lopes, 2005).

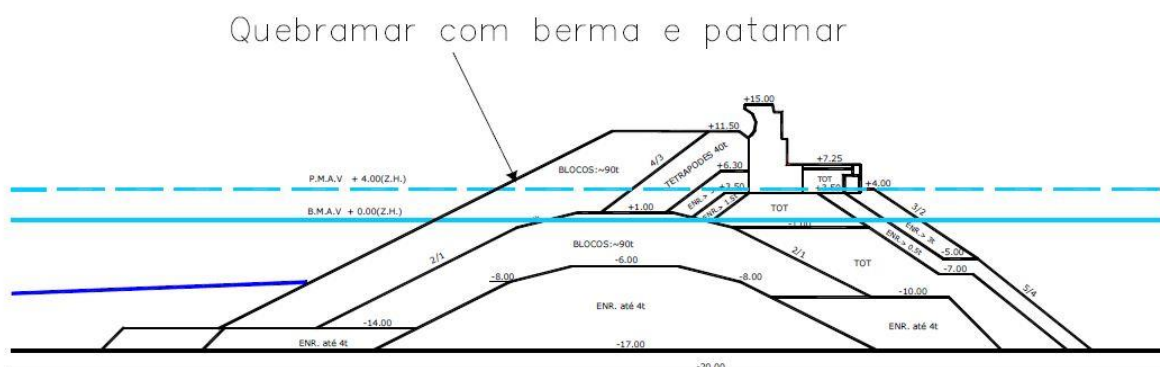


Figura 4-30 – Hipótese 11 testada (Lopes, 2005).

As propostas para o reforço do quebramar norte do Porto de Leixões, que se apresentam a seguir, foram dimensionadas para a altura de onda que se supõe ter sido utilizada no projeto inicial, assim como para a onda de altura máxima calculada através da fórmula [25], calculado com base nas profundidades da água obtidas num levantamento topográfico de 2015, Figura 4-22. As diferentes soluções para o manto resistente foram dimensionadas para a profundidade mais crítica, com o valor de 8,5 m desde o fundo do mar até ao (ZH) à qual foi adicionado mais 4 m relativos a uma situação de marés vivas mais extremas, ou seja, 12,5 m de profundidade de água. Por isso, a altura de onda máxima (em condições normais) que não rebotará antes de atingir o manto resistente da estrutura será 9,75 m. Estudos realizados pelo Instituto de Hidráulica e Recursos Hídricos da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto para a APDL (Avilez-Valente e Veloso-Gomes, 2004), analisaram a propagação da agitação marítima do largo até à envolvente ao Porto de Leixões, para períodos de onda entre 9 s e 20 s. Com este estudo é estabelecida uma correspondência entre a altura de onda máxima no manto resistente com a altura de onda ao largo associada, para se poder definir a regularidade com que este fenómeno ocorre assim como a “bondade” da utilização de uma altura de onda limitada pelas profundidades de água no pré-dimensionamento das soluções em estudo. O estudo foi feito recorrendo a um modelo numérico, tendo sido analisadas nove condições de agitação com rumo de oeste. Para ondas com alturas próximas dos 9,75 m na envolvente do quebramar norte apenas foram analisados quatro cenários:

- Período de onda 17 s e H_s de 10,4 m, Figura 4-31: estes valores ao largo representam uma onda com aproximadamente 9,2 m de altura, sem rebentação, nalguns trechos do manto resistente do quebramar norte do Porto de Leixões;

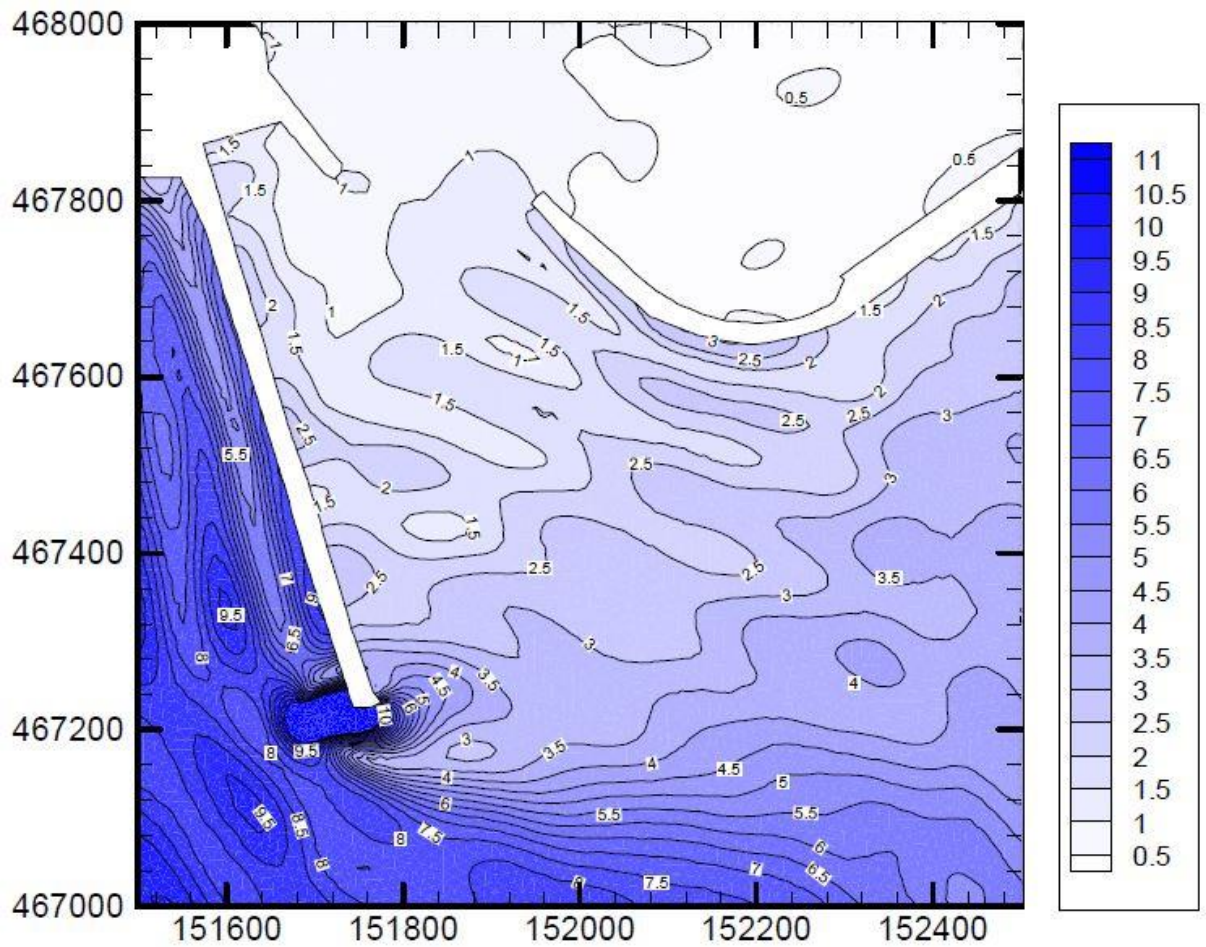


Figura 4-31 – Altura de onda (m). Rumo W; $T = 17$ s; $H_s = 10,4$ m, nível de maré +4 ZH (Avilez-Valente e Veloso-Gomes, 2004).

- Período de onda 19 s e H_s de 13 m, Figura 4-32: estes valores ao largo representam uma onda máxima com aproximadamente 9,3 m de altura a embater, sem rebentação, nalguns trechos do manto resistente;

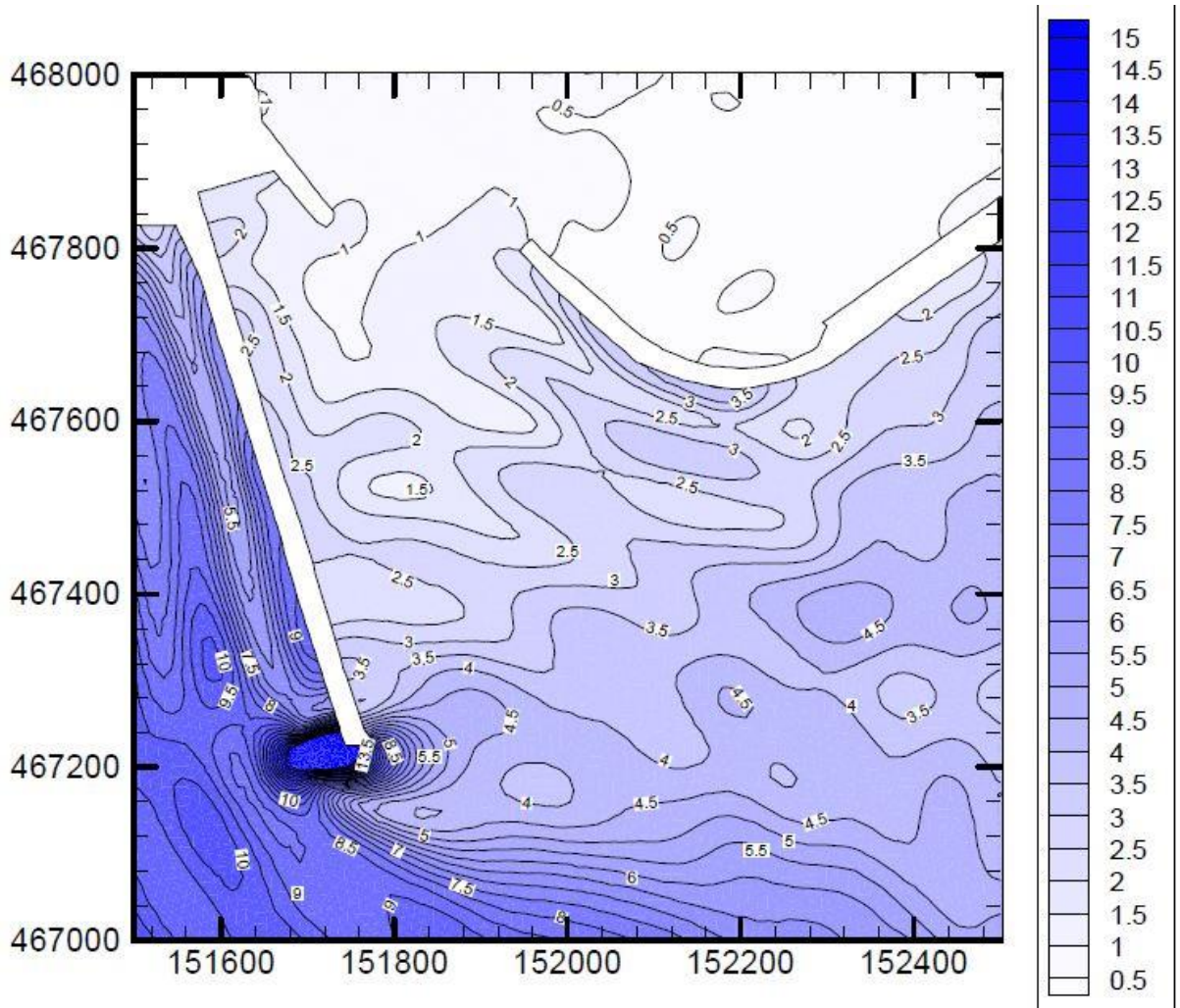


Figura 4-32 – Altura de onda (m). Rumo W; $T = 19$ s; $H_s = 13$ m (Avilez-Valente e Veloso-Gomes, 2004).

- Período de onda 20 s e H_s de 14,4 m, Figura 4-33: estes valores ao largo representam uma onda máxima com aproximadamente 9,3 m de altura, sem rebentação, nalguns trechos do manto resistente do quebramar;

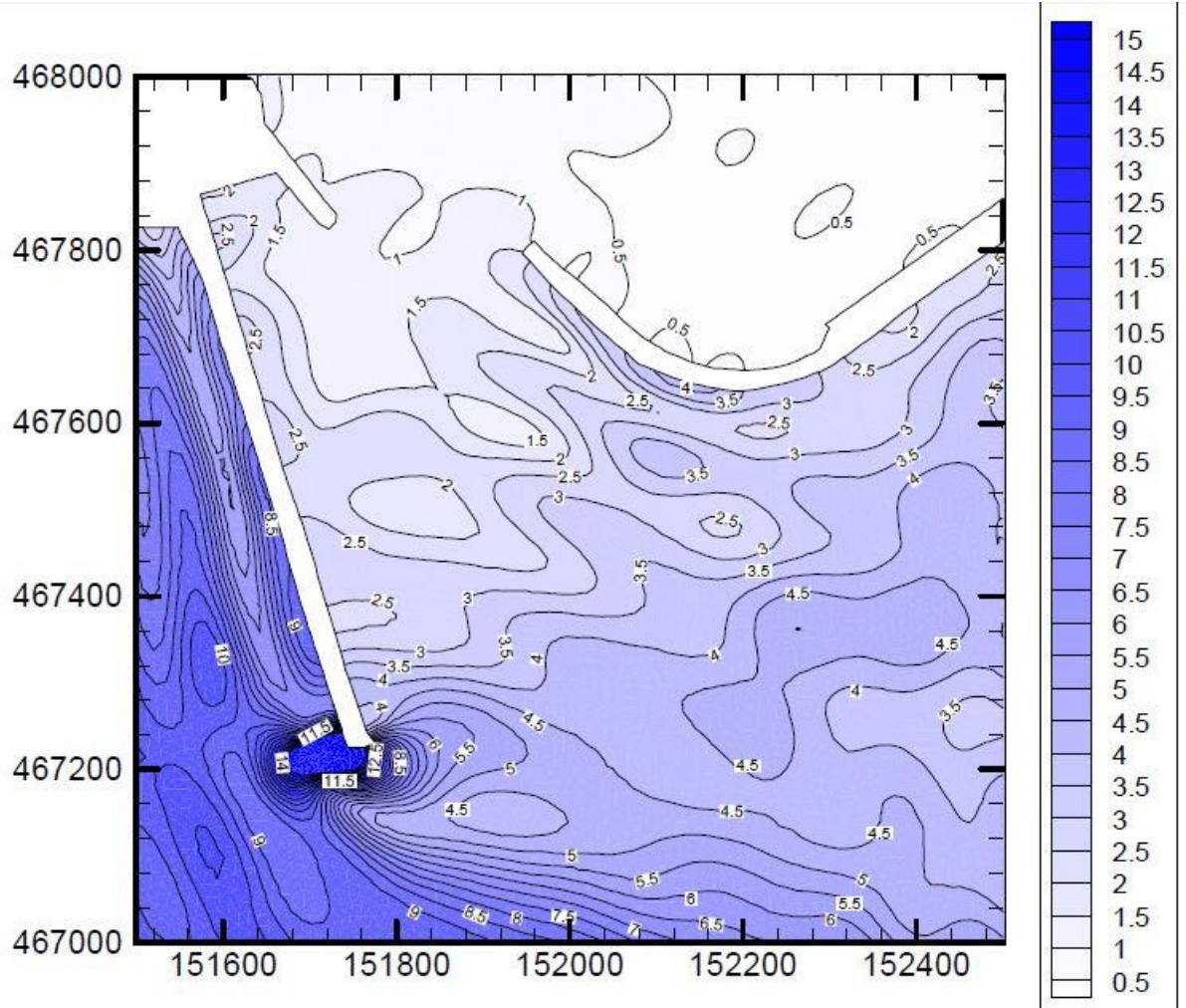


Figura 4-33 – Altura de onda (m). Rumo W; T = 20 s; Hs = 14,4 m (Avilez-Valente e Veloso-Gomes, 2004).

- Período de onda 18 s e H_s de 10 m, Figura 4-34: estes valores ao largo representam uma onda máxima com aproximadamente 9 m de altura, sem rebentação, nalguns trechos do manto resistente do quebramar.

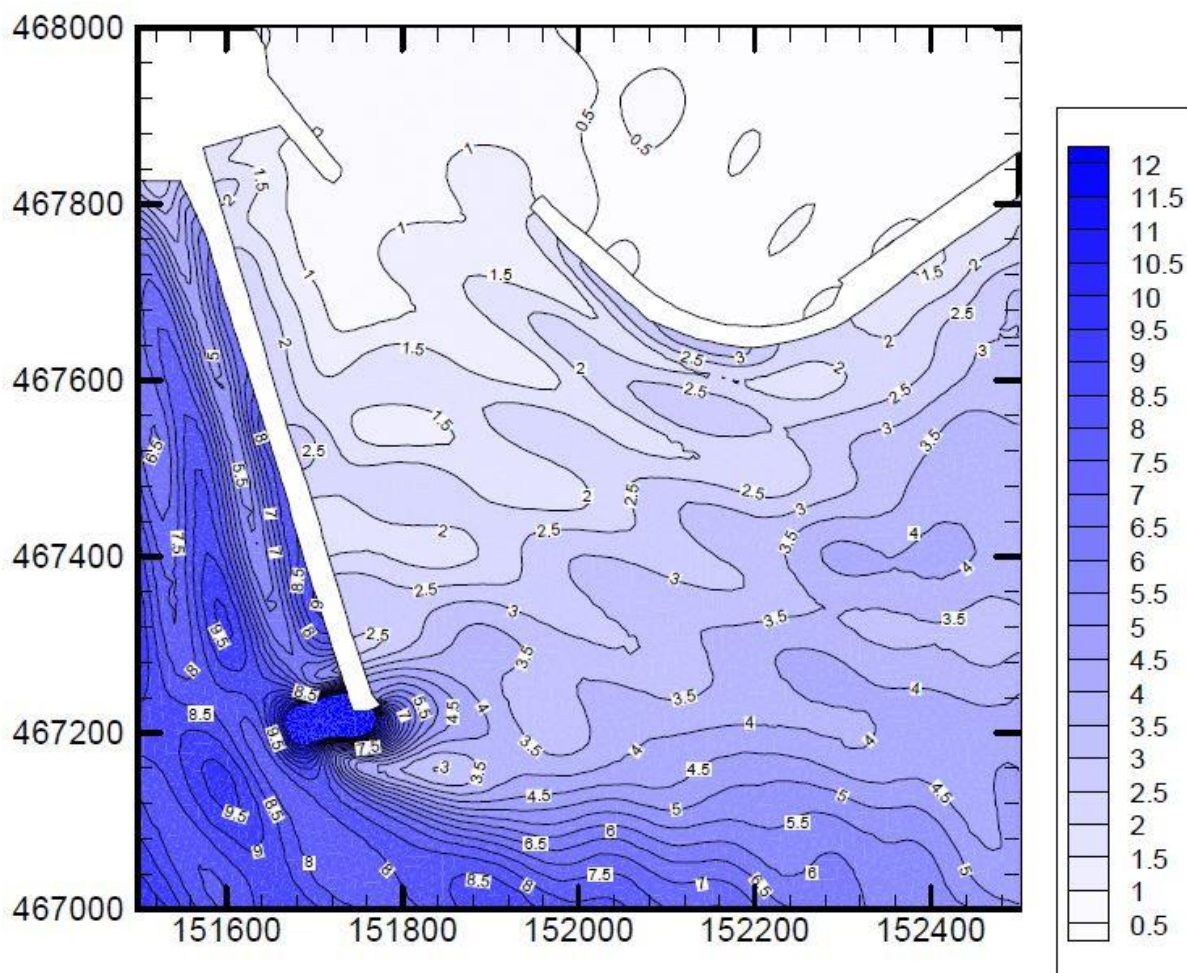


Figura 4-34 – Altura de onda (m). Rumo W; T = 18 s; Hs = 10 m (Avilez-Valente e Veloso-Gomes, 2004).

Os valores analisados aproximam-se da altura de onda máxima dimensionada, por isso considera-se seguro os valores de dimensionamento.

Segundo o estudo realizado por Silva *et al.* (2008), pode-se considerar que temporais com aproximadamente 10 m de altura significativa ao largo estão associados a um período de retorno de 50 anos, Quadro 17. Contudo, estes estudos, devido à curta duração da amostra, poderão não ser muito reais.

Analisando os dados que o Instituto Hidrográfico tem disponível para consulta, relativos às alturas de ondas significativas e às alturas de onda máximas ao largo de Leixões para o período de 16 anos, entre agosto de 1999 e junho de 2015, Figura 4-35, é possível verificar que ocorreram, por três vezes, alturas de onda significativas muito próximas dos 10 m, e outras três próximas dos 9,5 m. As alturas de ondas máximas, apesar de muito elevadas, não se consideram muito relevantes para este estudo uma vez que são mais ocasionais logo pouco frequentes durante um temporal e podem rebentar antes de chegar ao local.

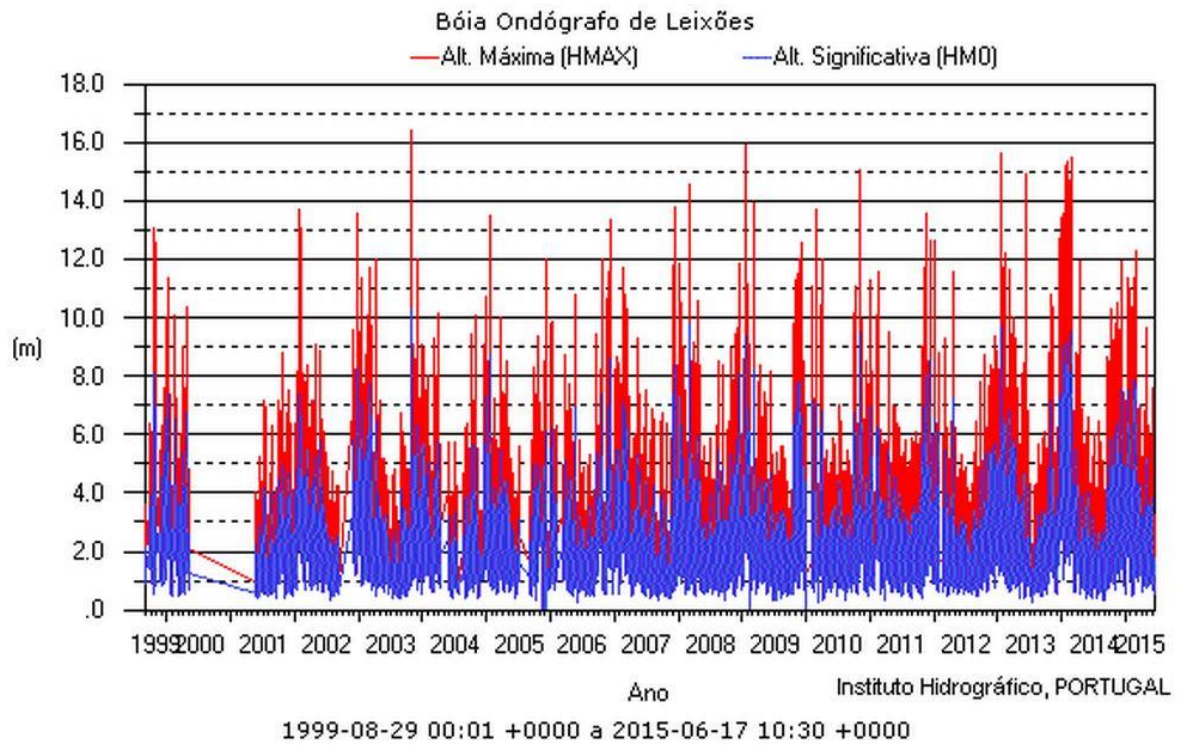


Figura 4-35 – Registo de alturas de onda máximas e significativas ao largo de Leixões (Instituto Hidrográfico, 2015).

Se fosse utilizada a solução atual, com tetrápodes de betão simples e uma inclinação do talude de 1.83/1, mas dimensionada para uma onda de projeto com 9,75 m de altura, seria necessário utilizar tetrápodes de 72 t no manto resistente da estrutura. A Figura 4-36 apresenta o perfil transversal dessa alternativa. A linha vermelha corresponderia ao limite inferior do manto resistente, devido a uma possível deposição de sedimentos (blocos partidos e areias). Caso o declive real não corresponda ao declive pretendido, colocar-se-iam as peças soltas necessárias para tal.

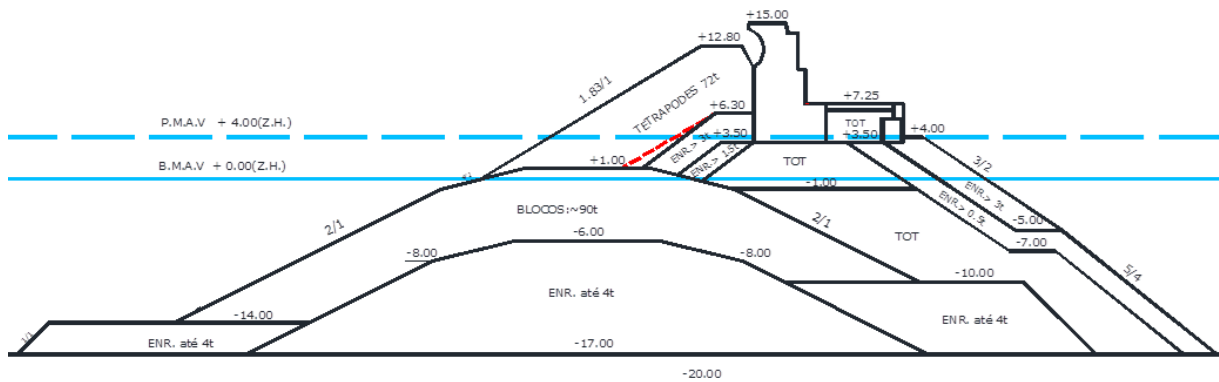


Figura 4-36 – Manto resistente com tetrápodes de 72 t e 6,50 m de espessura.

4.4.3. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

O dimensionamento dos diferentes blocos analisados anteriormente é demonstrado/apresentado no Quadro 20. Como já foi referido neste mesmo capítulo, as diferentes propostas foram dimensionadas para uma altura de onda máxima de 9,75 m no manto resistente.

O peso de cada tipo de bloco foi calculado através da fórmula de Hudson [1], uma vez que essa fórmula tem como variável o declive do talude do manto resistente, enquanto as diferentes fórmulas de estabilidade de Van Der Meer [6], associadas aos diferentes tipos de blocos, foram desenvolvidas para um declive do talude de 1:1,5. Como o talude do manto resistente do quebramar Norte de Leixões apresenta neste momento um declive de 1:1,83, já está fora das condições de validade da fórmula de Van Der Meer. Contudo, fez-se uma comparação entre as duas fórmulas para o mesmo declive de talude (mesmas condições), e como se pode analisar no Quadro 21, o quociente entre os dois pesos de blocos (w) dimensionados é praticamente igual a 1 (1,02). Por isso considerou-se os valores calculados pela fórmula de Hudson os valores a serem utilizados.

As variáveis utilizadas no pré-dimensionamento foram:

- Coeficiente de estabilidade, K_D : tetrápodes igual a 7 (Van der Meer 1999); Cubos Antifer igual a 5,6; blocos Accropode igual a 12 (CEM_Ch5 Table VI-5-33);
- Número de camadas do manto resistente, n : uma camada para os blocos Accropode; os restantes blocos com duas camadas (CEM_Ch5 Table VI-5-51);

Quadro 20- Pré-dimensionamento das alternativas para o reforço do quebramar Norte de Leixões

ALTERNATIVAS	H (m)	K_D	ρr (kg/m ³)	$\cot \alpha$	W (t)	V (m ³)	N	e (m)	Nº blocos
INICIAL (Tetrápodes)	9,75	7	2400	1,33	99	41	2	7,2	834
ATUAL (Tetrápodes)	9,75	7	2400	1,83	72	30	2	6,5	1035
Tetrápodes betão de alta densidade	9,75	7	2900	1,83	35	12	2	4,7	1766
CUBOS ANTIFER	9,75	5,6	2400	1,83	90	37,5	2	7,4	1000
CUBOS ANTIFER betão de alta densidade	9,75	5,6	2900	1,83	43	15	2	5,7	1706
BLOCOS ACCROPODE	9,75	12	2400	1,83	42	17,5	1	3,9	818

Quadro 21- Comparação das fórmulas de dimensionamento utilizadas

Hudson [1]	H (m)	K_D	ρr	$\cot \alpha$				V (m ³)	W (t)	w/W
Tetrápode	9,75	7	2400	1,5				36,6	87,8	1,02
Van Der Meer (1988) [6]	H (m)	N_{od}	S_{m0}	$\cot \alpha$	T (s)	Dn	N_z	V (m ³)	w (t)	
Tetrápode	9,75	0,5	0,037	1,5	13	3,3	7000	35,9	86	

No dimensionamento do quebramar submerso foram utilizadas as fórmulas apresentadas no capítulo 2 para quebramares submersos ou quebramares galgáveis. Os quadros seguintes apresentam os resultados das diferentes formulações.

As variáveis utilizadas no pré-dimensionamento foram:

- A profundidade de água local para o nível da maré z . No caso em estudo, o nível de maré foi considerado igual ao ZH (mais desfavorável);
- A altura de onda de projeto é a altura máxima, $H_{m\acute{a}x}$, fisicamente possível no local calculada com base na profundidade de água em cada troço;
- A altura do quebramar até ao fundo do mar hc , uma vez que se pretende um quebramar ao nível do ZH, hc é igual a z ;
- O bordo livre do quebramar em relação ao nível da água, Rc ;
- Área erodida, S ;
- Declividade da onda, por questões de segurança, optou-se por calcular o valor de Sp ao largo (S_{p0}) em vez do Sp no pé do talude Sp , uma vez que, algumas referências utilizavam o S_{p0} (ao largo);
- Coeficiente K_{Δ} , utilizou-se o valor referente a cubos modificados (CEM_Ch5 Table VI-5-51);
- Porosidade dos paralelepípedos P , utilizou-se o valor relativo a cubos modificados (CEM_Ch5 Table VI-5-51);
- A massa de cada bloco W , é apresentado em toneladas;
- A espessura do manto protetor do quebramar, e ;
- A largura do coroamento do quebramar B , optou-se por considerar 12 m como continuação do maciço já existente;
- O número total de blocos aplicados em toda a extensão de cada troço “Nº blocos”.

A melhor solução para a proposta de um novo maciço submerso em frente ao quebramar Norte de Leixões é apresentada no Quadro 25, onde foi utilizada a fórmula [20] (Coastal Engineering, 2012), que é a que melhor corresponde ao estudo em causa. Importa frisar que esta expressão foi aplicada ao quebramar submerso existente tendo sido obtido valores para o peso dos blocos ligeiramente superiores a 90 t, ou seja, os pesos calculados são superiores aos pesos dos blocos existentes. Uma vez que os blocos existentes sempre tiveram o comportamento pretendido, não é necessário apresentar valores superiores estando em princípio a aplicação da formulação validada para as condições encontradas no caso em estudo. O número de blocos foi determinado considerando uma largura de coroamento igual a 12 m (como continuação do maciço já existente).

O Quadro 23 apresenta o dimensionamento do quebramar submerso pela fórmula [18], Vidal *et al.* (2000) cabeça e tronco. Os valores obtidos para W são mais elevados do que os obtidos em (Coastal Engineering, 2012) porque a fórmula de Vidal foi definida para blocos naturais, que têm usualmente menor estabilidade que os blocos artificiais.

O dimensionamento pela fórmula [16], Van der Meer (1990) para quebramares submersos é apresentado no Quadro 24, resultando em valores de W mais próximos dos calculados a partir da fórmula [20] proposta em (Coastal Engineering, 2012), porém são obtidos pesos muito elevados (sobredimensionados) para o trecho do quebramar já existente.

No Quadro 25 os pesos dos blocos são bastante inferiores aos anteriores, desse modo apenas se apresentam os valores para referência.

Quadro 22- Dimensionamento do quebramar submerso pela fórmula do (Coastal Engineering, 2012) com blocos artificiais

(Coastal Engineering, 2012) (blocos artificiais)	z (m)	$H_{m\acute{a}x}$ (m)	hc (m)	Rc (m)	Ns	W (t)	e (m)	B (m)	Nº blocos
1º troço	-7,0	5,46	7,0	0	1,8	28	4,9	7,4	2985
2º troço	-8,5	6,63	8,5	0	1,8	49	6,0	9,0	2025
3º troço	-10,0	7,80	10,0	0	1,8	80	7,1	10,6	1463
Existente	-11,0	8,58	11,0	0	1,8	106	7,8	11,7	1209

Quadro 23- Dimensionamento do quebramar submerso pela fórmula de Vidal *et al.* (2000), cabeça e tronco

Vidal <i>et al.</i> , (2000) cabeça e tronco	z (m)	$H_{m\acute{a}x}$ (m)	hc (m)	Rc (m)	Ns	W (t)	e (m)	B (m)	Nº blocos
1º troço	-7,0	5,46	7,0	0	1,652	35	5,4	8,1	2515
2º troço	-8,5	6,63	8,5	0	1,652	63	6,5	9,8	1706
3º troço	-10,0	7,80	10,0	0	1,652	103	7,7	11,5	1232
Existente	-11,0	8,58	11,0	0	1,652	137	8,5	12,7	1019

Quadro 24- Dimensionamento do quebramar submerso pela fórmula de Van der Meer (1990), quebramares submersos

Van der Meer (1990) quebramares submersos	z (m)	$H_{m\acute{a}x}$ (m)	hc (m)	Rc (m)	S	Sp	W (t)	e (m)	B (m)	Nº blocos
1º troço	-7,0	5,46	7,0	0	0,3	0,02448	43	5,8	8,6	2185
2º troço	-8,5	6,63	8,5	0	0,3	0,02937	62	6,5	9,7	1713
3º troço	-10,0	7,80	10,0	0	0,3	0,03471	86	7,3	10,9	1371
Existente	-11,0	8,58	11,0	0	0,3	0,03818	115	8,0	12,0	1133

Quadro 25- Dimensionamento do quebramar submerso pela fórmula de Powell e Allsop (1985), quebramares galgáveis

Powell e Allsop (1985), quebramares galgáveis	z (m)	$H_{m\acute{a}x}$ (m)	hc (m)	Rc (m)	Sp	A	B	W (t)	e (m)	B (m)	Nº blocos
1º troço	-7,0	5,46	7,0	0	0,024	5×10^5	1	16	4,1	6,1	4320
2º troço	-8,5	6,63	8,5	0	0,029	5×10^5	1	22	4,6	6,9	3388
3º troço	-10,0	7,80	10,0	0	0,035	5×10^5	1	31	5,2	7,7	2712
Existente	-11,0	8,58	11,0	0	0,038	5×10^5	1	38	5,5	8,3	2388

Quadro 26- Variáveis utilizadas nas fórmulas de pré-dimensionamento

ρ_r (kg/m ³)	nível da maré (m)	T (s)	P (%)	K_{Δ}
2400	0	12	47	1,1

4.4.4. BLOCOS DE ALTA DENSIDADE

O betão de alta densidade é um betão com uma massa volúmica superior a 2600 kg/m³. Uma das características de um betão é a sua resistência mecânica, principalmente, da colocação de agregados na massa de mistura. Os agregados, ocupando cerca de 70 a 80 % do seu volume total, definem-se como o “esqueleto” do betão.

O betão, para além dos agregados, também é constituído por água, um ligante hidráulico e eventualmente adjuvantes. O ligante hidráulico, tem como objetivo unir todos os componentes constituintes do betão. Os adjuvantes consistem num material adicionado durante o processo de mistura do betão, em pequenas quantidades em relação à massa de cimento, para modificar as propriedades do betão fresco ou endurecido.

A utilização do betão de alta densidade em obras costeiras tem apenas algumas décadas. Por exemplo, o prolongamento do quebramar leste de Sines foi uma das primeiras obras de grande envergadura onde a sua aplicação foi efetuada para aumentar o peso dos blocos utilizados na construção da cabeça.

A colocação de blocos de alta densidade no quebramar Norte do Porto de Leixões (tetrápodes) poderá seguir uma das três seguintes hipóteses. Alterar por blocos de alta densidade só:

- Os blocos partidos;
- Os blocos dos trechos mais débeis;
- Todo o quebramar.

A forma que se apresenta como a que levará a um melhor desempenho futuro do manto resistente (técnico e económico), será a que consiste em ir alterando os blocos partidos por novos blocos de alta densidade e ir agrupando-os por trechos, não misturando no mesmo trecho tetrápodes de alta densidade com os tetrápodes tradicionais.

Os blocos de alta densidade poderão ser da mesma geometria dos atualmente existentes com:

- Dimensão igual e mais pesados (16,7 m³);
- Peso igual e menor dimensão (40 t).

A composição do betão, para betões simples (não armados) a utilizar na fabricação de tetrápodes deverá cumprir os seguintes requisitos:

- Não utilização de cimentos resistentes aos sulfatos mas antes limitar o seu teor em C3A;
- Baixa permeabilidade do exposto, baixa razão água/ligante.

A classe de exposição do betão deverá ser XA2, e ter em consideração um período de vida útil de 50 anos. Devem ainda ser considerados os seguintes requisitos (adaptado da composição NP-EN 206-1):

- Tipo de ligante: cimento de alto forno, Tipo III- Classe 52,5; cimento Pozolânico, Tipo IV- Classe 52,5; cimento Tipo II com pozolanas e cinzas volantes (cimento Tipo II com calcário não é recomendável);
- Dosagem mínima de ligante: 34 kN/m³;

- Diâmetro máximo dos agregados: 80 mm (é imposto pela APDLVC a utilização de agregados de grande dimensão, por a experiência revelar um melhor comportamento ao nível da resistência estrutural);
- Razão A/C máxima: 0,45 (CEM I e II/A); 0,5 (outras composições);
- Estrutura de betão: teor de ar máximo de 3%;
- Valor da consistência durante a betonagem: classe de abaixamento S2;
- Teor máximo de C 3A: 10% (CEM III, IV, V) ou 8% (CEM II) ou 5% (CEM I). Caso a razão A/C seja inferior a 0,4 o limite máximo independentemente do tipo de cimento será 10% (ACI 318).

A composição do betão de alta densidade deverá ser estudada de modo a que o betão obtido tenha maior compacidade, compatível com as resistências pretendidas, e o seu módulo de finura não difira mais do que 2 % da curva de referência de Fuller.

O betão deverá ter em consideração a sua classe de exposição, ter baixo calor de hidratação e satisfazer os requisitos anteriormente referidos para o betão atual.

A quantidade de elementos de dimensões superiores a 38 mm não poderá ser inferior a 40%. O betão a empregar será da classe de resistência à compressão C35/45 (XA2 de acordo com NP EN 206-1 e E 464).

Importa ainda referir que poderão ser utilizados outros tipos de cimento ou misturas desde que satisfaçam o estabelecido na especificação do LNEC E 462. A adequabilidade dos agregados utilizados deverá ser analisada, comprovando o seu desempenho através de ensaios de reatividade com os sulfatos em presença de hidróxido de cálcio (Especificação LNEC E 251).

No subcapítulo relativo à avaliação dos custos apresentam-se os custos para alterar todos os blocos existentes do manto resistente do quebramar norte para blocos de alta densidade. Os preços por m^3 de betão de alta densidade (com densidade relativa de 2900 kg/m^3), foram $132,8 \text{ €/m}^3$, de acordo com o orçamento apresentado para a empreitada de ampliação do molhe Norte do Porto de Aveiro (Eng.º Rui Santos, Irmãos Cavaco, S.A.), onde foram colocados blocos cúbicos Antifer de alta densidade. O preço do betão denso acima referido é para betão fabricado com inertes de hematite, contudo nessa obra foi utilizada limalha proveniente de sucata (menores custos).

As Figuras 4-37 e 4-38 apresentam o perfil transversal das duas alternativas que utilizam betão de alta densidade, ambas com 2900 kg/m^3 de densidade relativa: a primeira com tetrápodes de 35 t e a segunda com cubos Antifer de 34 t.

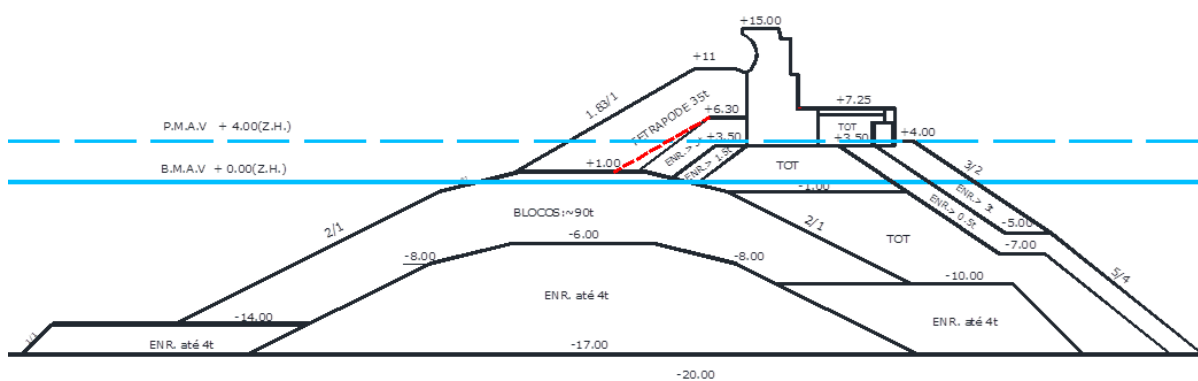


Figura 4-37 – Manto resistente com tetrápodes de alta densidade de 35 t e 5,70 m de espessura.

manto resistente e a superestrutura de betão. Os trabalhos de reparação dos estragos registados em 1973 e 1974 consistiram na reconstituição da estrutura. Após os temporais de 1978, que causaram estragos maiores que os anteriores, foram tomadas medidas de fundo com o objetivo de impedir a destruição da estrutura tão regularmente. A solução adotada consistiu na criação de um maciço submerso em frente aos trechos mais extremos do quebramar, com a finalidade de provocar uma pré-rebentação sobre este maciço, reduzindo a ação direta da rebentação da onda sobre o manto resistente.

Analisando o comportamento deste quebramar submerso durante os últimos 35 anos, como obra de proteção da extremidade do quebramar, conclui-se que foi bastante satisfatório. Deste modo, considera-se uma proposta totalmente viável a continuação do maciço de pré-rebentação já existente para a extensão total do manto resistente do quebramar norte do Porto de Leixões.

O maciço submerso deverá proteger toda a extensão do manto resistente de tetrápodes, com o objetivo de aumentar a estabilidade desse mesmo talude e diminuir consideravelmente os níveis dos galgamentos e a frequência das operações de manutenção. Com base na experiência do comportamento muito satisfatório do maciço submerso de proteção do extremo do quebramar, o perfil transversal do novo quebramar submerso deveria reproduzir o do já existente, como se tratasse de uma continuação, apenas se diferenciando na dimensão dos blocos, devido à diminuição da profundidade de água para norte do quebramar já existente. A secção transversal do quebramar com o maciço submerso de 90 t é apresentada na Figura 4-41, tendo já sido testado em modelo físico (Lopes, 2005).

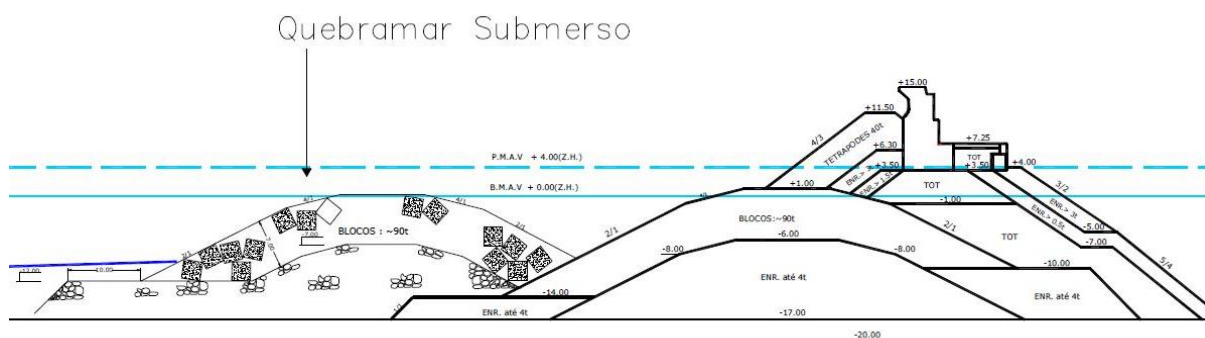


Figura 4-41 – Proposta com quebramar submerso (Lopes, 2005).

Como continuação do antigo maciço submerso, o novo quebramar distancia-se 52 m do quebramar norte. Tal como nas últimas duas construções de quebramares submersos, o lançamento dos blocos seria feito pelo mar, através de batelões, uma vez que para a construção por terra seria necessário uma grua de grande porte, conduziria a custos muito elevados. O lançamento do enrocamento de 1 a 4 t do núcleo do maciço, seria feito a partir de batelão de abertura pelo fundo, enquanto o lançamento dos blocos paralelepípedos seria através de um batelão com lançamento lateral.

O novo e o antigo maciço submerso são apresentados na Figura 4-42: o antigo (a branco) com 105 m de comprimento, que será o início do novo (a amarelo) que terá uma extensão de 575 m, com a finalidade de proteger toda a extensão do manto resistente do quebramar norte de Leixões. Ambos os maciços submersos distanciam-se em 52 m do quebramar norte e têm uma largura de coroamento igual a 12 m.

O novo quebramar submerso foi dimensionado considerando três troços de 192 m de extensão cada, para diferentes profundidades, definidas tendo por base o último levantamento topográfico existente

(2015). O primeiro, o mais a norte, está a uma profundidade média de 7 m até ao ZH (Figura 4-43), o intermédio a 8,5 m ao ZH (Figura 4-44) e o último, encostado ao maciço antigo, está a 10 m ao ZH (Figura 4-45).



Figura 4-42 – Esquema de implantação dos três troços do novo quebramar submerso (amarelo) e o do antigo (branco) (Google earth).

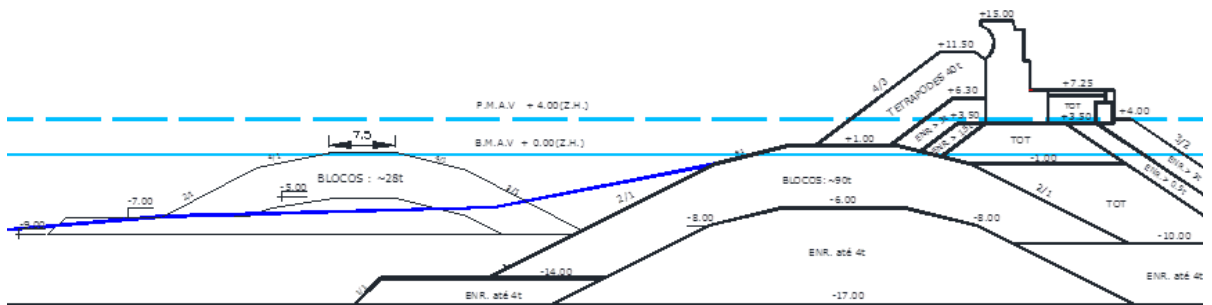


Figura 4-43 – 1º troço do quebramar submerso, blocos de 28 t.

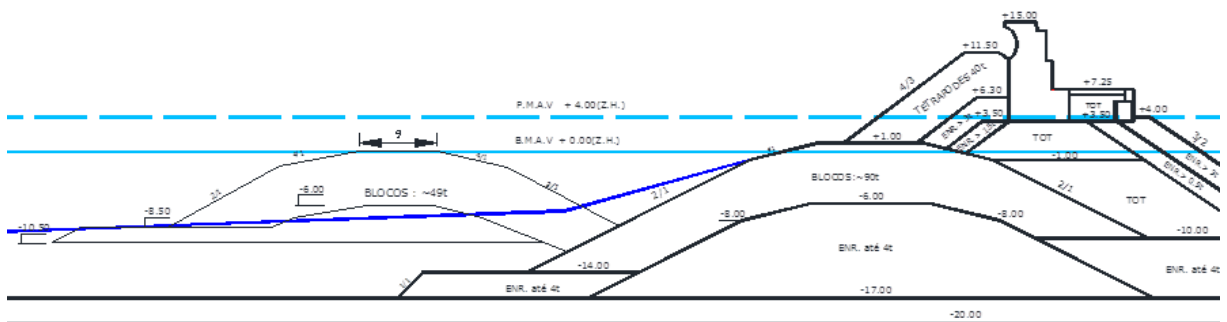


Figura 4-44 – 2º troço do quebramar submerso, blocos de 49 t.

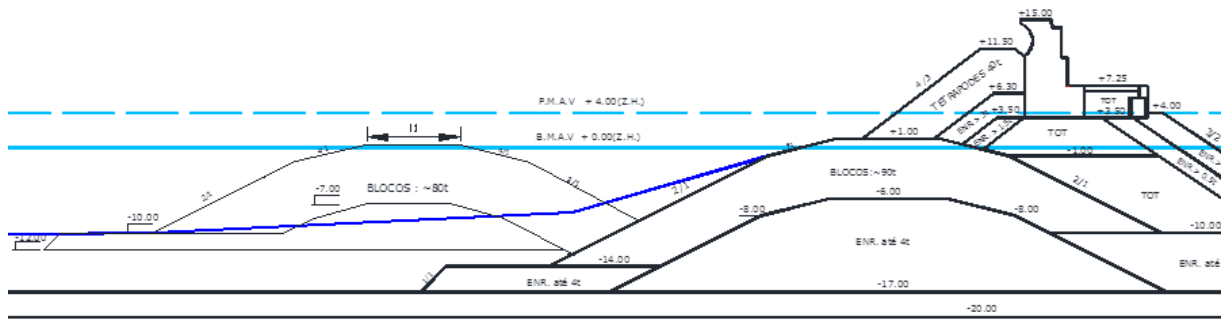


Figura 4-45 – 3º troço do quebramar submerso, blocos de 80 t.

4.4.7. BLOCOS ACCROPODE

A hipótese de colocação de blocos Accropode é meramente teórica, na medida em que o risco de ruína da estrutura principal se poderá tornar mais elevado, porque este tipo de blocos foi concebido para uma única camada de proteção. Apesar dos blocos Accropode de 42 t, Figura 4-46, estarem dimensionados para ondas de 9,75 m de altura, que não são muito frequentes, as consequências de um bloco se deslocar são muito significativos, pois as camadas interiores ficam expostas à forte agitação marítima e podem degradar-se rapidamente.

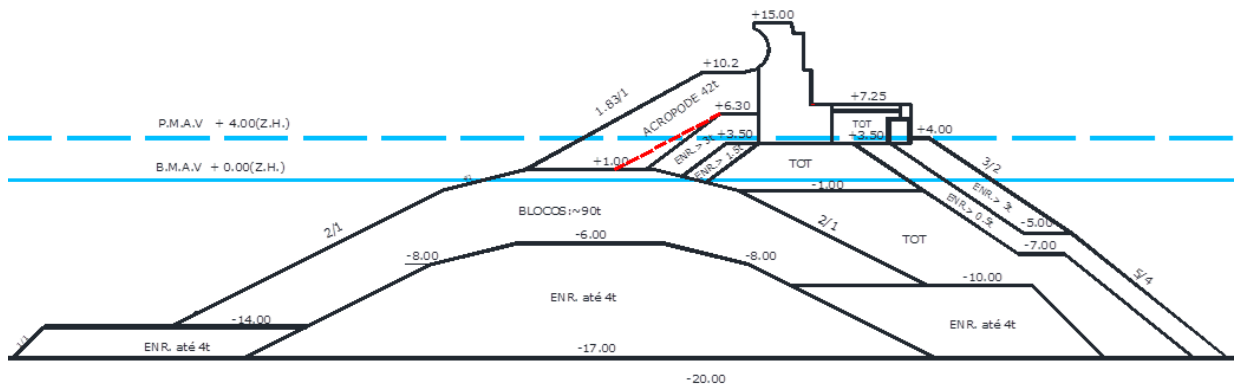


Figura 4-46 – Manto resistente com blocos Accropode de 42 t e 3,9 m de espessura.

Os blocos Accropode seriam a alternativa mais económica em construção, como se verifica no Quadro 27, mas como poderia haver danos muito elevados no futuro (falta de experiência destes blocos em condições de agitação similares à costa oeste portuguesa), acabaria por ser uma alternativa arriscada e economicamente “devastadora”.

Quadro 27- Custos parciais e globais da alternativa com blocos Accropode

Densidade (kg/m ³)	Peso dos blocos (W)	Custos fixos (mil€)	Betão para blocos		Colocação dos blocos por terra		Nº blocos do manto resistente
			Total (mil€)	Custo por unidade (€)	Total (mil€)	Custo por unidade (€)	
2400	42	336,5	2360	2885	386	472	818

Remoção dos blocos do manto resistente			Total (mil€)
Total (mil€)	Custo por unidade (€)	Nº blocos	
459	300	1530	3205

4.4.8. TETRÁPODES PRÉ-ESFORÇADOS

A alternativa de colocação no manto resistente do quebramar Norte de Leixões de tetrápodes pré-esforçados é a mais inovadora de todas as propostas desta tese. Por ser uma alternativa “original”, não existe qualquer experiência. Por outro lado, devido à dificuldade na reprodução em modelo físico das variáveis relevantes, este tipo de bloco só poderia ser testado numa situação real, como por exemplo: construção dos blocos necessários para completar um módulo do manto resistente do quebramar; Analisar o comportamento ao longo do tempo dos novos tetrápodes, consoante o nível de risco do módulo em questão e do número de temporais no período correspondente.

Pela observação e troca de ideias com técnicos da área, verificou-se que parte significativa dos tetrápodes dos mantos resistente se encontram partidos pelo enraizamento de um dos elementos tronco-cónicos, o que tem duas consequências negativas. A primeira é a redução do peso e do imbricamento da parte restante do tetrápode e a segunda é a instabilidade do elemento cortado que frequentemente é um projétil lançado pelas ondas, danificando outros tetrápodes. A razão pela qual os tetrápodes partem nessa secção é provavelmente por fissuração provocada pela retração, posteriormente formação de cristais de sal nas fissuras e esforços de flexão induzidos pela ondulação, movimentos do manto e também impactos dos elementos partidos.

As experiências negativas de colocação de armaduras em dolos (Sines), pela dificuldade de execução e de retirada de tetrápodes, levam a pensar que não teriam muito sucesso em tetrápodes. Por esse motivo sugere-se a aplicação de um pré-esforço de compressão, axial, que aumentaria significativamente a sua resistência a esforços de flexão e diminuiria a quantidade e dimensão das fissuras.

O betão a ser fornecido para o fabrico do bloco teria que ser de classe de exposição XS3: betão armado para as condicionantes locais de rebentação de água marinha de acordo com NP EN 206-1 e E 464.

A melhor solução técnico-económica para a configuração dos cabos do pré-esforço tem as seguintes características:

- constituído por dois cabos pré-esforçados, unindo os elementos tronco-cónicos do bloco dois a dois, cruzando-se no núcleo;
- cada cabo constituído por 20 cordões (o cordão, Y1860, tem secção de 1,4 cm²);
- devido à curva para os cabos no núcleo do bloco, com raio inferior ao mínimo raio para pré-esforço, é necessária a utilização um tubo desviador na zona de parábola;
- serão utilizadas duas ancoragens ativas e duas passivas, correspondente ao número de cordões e ao macaco hidráulico.

Os preços indicados no subcapítulo dos custos tiveram o apoio do Eng^o Paulo Carvalho da Mota-Engil, pré-esforço. Nos preços estão incluídos todos os custos desde a fabricação dos cabos até à montagem em obra no bloco: mão de obra (sendo previsto dois operários para montarem pelo menos dois blocos por dia); material; e transporte. Também foram calculados os custos para outra solução em barras de DYWADAG (cabos pré-esforçados maciços), contudo o custo era consideravelmente superior à primeira solução.

Cada elemento tronco-cónico do tetrápode pré-esforçado suportará os esforços apresentados no Quadro 28, de acordo com o dimensionamento elaborado pelo Eng^o Francisco Pimenta. Para efeitos de cálculo, considerou-se o elemento do tetrápode como uma consola com as características demonstradas no Quadro 29.

As variáveis apresentadas:

- M (kN.m): o momento no “início” de cada elemento tronco-cónico, junto ao núcleo do bloco. Os valores de momento apresentados foram escolhidos, por se considerarem dentro de uma ordem de grandeza razoável, tendo em conta o peso de cada bloco;
- V (kN): esforço transversal na extremidade do elemento tronco-cónico do bloco;
- N (kN): esforço axial instalado pelo cabo pré-esforçado;

Quadro 28- Esforços aplicados pelo pré-esforço em cada elemento tronco-cónico do tetrápode

M (kN.m)	V (kN)	N (kN)	Área do cabo (cm ²)	Nº de cordões	Diâmetro do cabo (cm)
600	300	3414	22,9	17	5,4
700	350	3983	26,8	20	5,8
800	400	4552	30,6	22	6,3

Quadro 29- Valores das variáveis de cálculo para o dimensionamento do cabo pré-esforçado

Fpk	fp0,1k	Diâmetro inicial (m)	Diâmetro final (m)	Inércia inicial (m ⁴)	Inércia final (m ⁴)	Área inicial (m ²)	Área final (m ²)
1860	1670	1,15	1,838	0,08585	0,56021	1,039	2,653

O perfil transversal com a proposta de tetrápodes pré-esforçados é apresentado na Figura 4-47. A Figura 4-48 apresenta a planta e o alçado do tetrápode pré-esforçado, com as linhas a vermelho a representarem os cabos pré-esforçados, que unem cada um dos pés do tetrápode. A linha vermelha transversal aos cabos, na ponta dos pés, corresponde às chapas de ancoragem. O desenho apresentado é adaptado da planta e alçado do tetrápode atualmente em uso no quebramar Norte do Porto de Leixões.

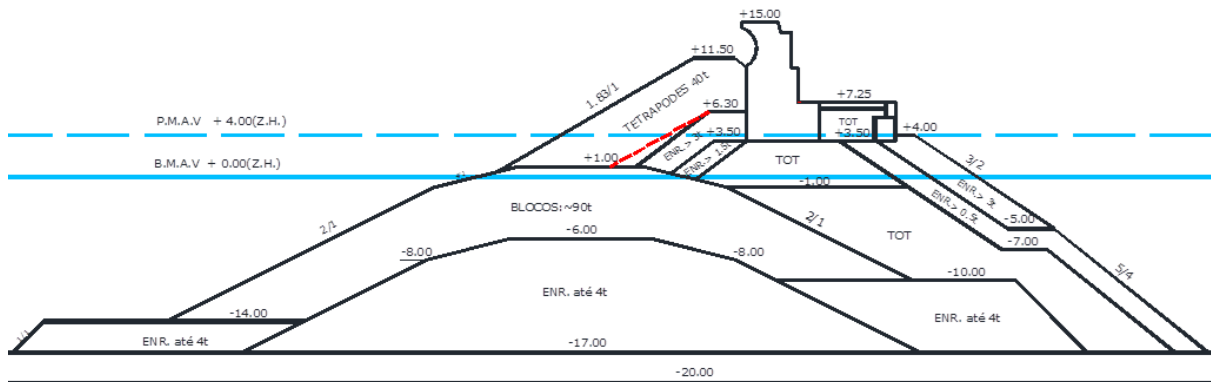


Figura 4-47 – Manto resistente com tetrápodes pré-esforçados de 40 t e 5,2 m de espessura.

4.4.9. CUSTOS

Este subcapítulo apresenta os custos parciais e globais relativos à construção das várias propostas apresentadas anteriormente, tal como, nos casos possíveis, uma comparação dos custos de construção com os custos de manutenção futuros.

O custo total de construção das diferentes propostas pode ser composto pelos diferentes custos parciais, referidos nos Quadros 30, 31, 32 e 33 como:

- Custos fixos: montagem, manutenção e desmontagem do estaleiro, mobilização e desmobilização de todos os equipamentos para a execução da empreitada, incluindo encargos relativos à construção/utilização das redes provisórias de água; eletricidade, esgotos e telecomunicações, manutenção de acessos, seguros, autorizações e licenças associadas à execução da obra; encargos com a elaboração do Plano de Segurança e Saúde (PSS), sua implementação e aplicação, incluindo todos os meios humanos, materiais e equipamentos necessários, de acordo com o DL n.º 273/2003. Os custos fixos estão de acordo com os valores referentes à empreitada de reparação de 2009 do quebramar norte;
- Betão para blocos: fornecimento e colocação de betão da classe C35/40.S2 no fabrico de tetrápodes de 40 t, de acordo com as especificações do CE, nomeadamente no que respeita à granulometria dos inertes e tipo de ligante a empregar no fabrico do betão, incluindo moldes. No caso do tetrápode pré-esforçado, também inclui todo o processo para pré-esforçar o bloco, desde o fabrico dos cabos até ao recobrimento final do bloco. O custo aproximado para aplicação do pré-esforço num tetrápode de 40 t ronda os 2200 € (Mota Engil, pré-esforço, S.A.); O custo desta fase da obra foi calculado de acordo com os valores referentes à empreitada de reparação de 2009 do quebramar norte (2750 € por bloco de 40 t), o agravamento do custo é a razão entre o peso do bloco em uso e o peso do bloco de 40 t (exemplo: $90/40=2,25$, logo $2,25 \times 2750=6187,5$ €). Nos betões de alta densidade o custo dos blocos seguiu o procedimento de cálculo anteriormente referido, mais o acréscimo referente à utilização de agregados mais pesados. Multiplicando o valor pelo quociente entre o custo do betão de alta densidade e do betão de densidade normal ($29 \text{ (€} \cdot \text{m}^3\text{) / betão } 24 \text{ (€} \cdot \text{m}^3\text{)}$), de acordo com os valores da empreitada de ampliação do Molhe Norte do Porto de Aveiro (Irmãos Cavaco, S.A.), é igual ao quociente ($132,8/77,73=1,71$);
- Colocação dos blocos por terra: colocação dos blocos do manto de proteção do quebramar norte, de acordo com as especificações do CE. O custo de colocação do bloco foi calculado de acordo com os valores referentes à empreitada de reparação de 2009 do quebramar norte (450 € por bloco de 40 t), o agravamento do custo é o quociente entre o peso do bloco em uso e o peso do bloco de 40 t (exemplo: $90/40=2,25$, logo $2,25 \times 450=1012,5$ €);
- Colocação dos blocos por mar: colocação dos blocos do manto de proteção do quebramar submerso, de acordo com as especificações do CE. Considerou-se os custos de colocação por mar equivalentes aos custos de colocação por terra (Avilez-Valente e Veloso-Gomes, 2004);
- Dragagem do material: remoção do material para fundação do núcleo do quebramar submerso, no valor de 10 € por m^3 . A dragagem de areia têm um valor de 5 € m^3 , enquanto a dragagem de material diverso tem um valor de 25€ m^3 . Por se considerar que a maior parte do material a ser dragado será areia, constituído também por eventuais peças soltas, utilizou-se o valor de 10 € por m^3 .
- Colocação do material do núcleo: colocação do material constituinte do núcleo até 4 t, no valor de 55 € por m^3 .
- Remoção dos blocos do manto resistente: remoção dos blocos existentes no manto resistente do quebramar e a sua condução a vazadouro, de acordo com as especificações do CE.

Considerou-se 300 € por bloco/elemento removido de acordo com os valores referentes à empreitada de reparação de 2009 do quebramar Norte.

O Quadro 30 apresenta os custos parciais e globais das três alternativas para um maciço submerso a implementar em frente ao quebramar norte, todas com largura do coroamento igual a 12 m (como continuação do já existente). A alternativa 1, subdividida em três troços, acompanha o manto resistente do quebramar norte em toda a sua extensão, contrastando com a alternativa 2 apenas no peso dos blocos utilizados. A alternativa 2, que foi alternativa testada em modelo físico por Lopes (2005), também acompanha o manto resistente em toda a sua extensão, mas é uma continuação do quebramar submerso existente, uma vez que os blocos utilizados são de 90 t. A alternativa 3 assemelha-se à alternativa 1, mas apenas é composta pelos dois primeiros troços, protegendo os módulos mais críticos do manto resistente do quebramar norte.

Quadro 30- Custos parciais e globais das alternativas para o quebramar submerso

Quebramar submerso	Profundidade (m)	Peso do bloco (t)	Custos fixos (mil€)	Betão para blocos		Colocação dos blocos por mar					
				Total (mil€)	Custo por unidade (€)	Total (mil€)	Custo por unidade (€)	Nº blocos			
troço 1	7,0	28	–	559	1872	914	307	2985			
troço 2	8,5	49	–	678	3351	1 110	549	2025			
troço 3	10,0	80	–	7 980	5457	1 306	893	1463			
Alternativa 1	–	–	336,5	20 350	–	3 329	–	6473			
Alternativa 2	–	90	336,5	24 900	6188	4 078	1013	4028			
troço 2	8,5	49	–	6 900	3351	1 110	549	2025			
troço 3	10,0	80	–	7 980	5457	1 306	893	1463			
Alternativa 3	–	–	336,5	14 800		2 416	–	3488			
	Dragagem de material					Colocação do material do núcleo					Total (mil€)
	Total (mil€)	Custo por m ³ (€)	Área perfil (m ²)	Extensão (m)	Volume (m ³)	Total (mil€)	Área (m ²)	Extensão (m)	Volume (m ³)	Custo por m ³ (€)	
(1)	1 725	10	300	575	172500	5 534	175	575	100625	55	31 275
(2)	1 725	10	300	575	172500	5 534	175	575	100625	55	36 574
(3)	1 149	10	300	383	114900	3 686	175	383	67025	55	22 388

Por se considerar tecnicamente desnecessária a continuação da largura do quebramar já existente (12 m) até ao 3º troço do novo quebramar submerso, foram calculados os custos de outras duas alternativas mas com as respetivas larguras de coroamento, Quadro 31. Os custos indicados diminuíram consideravelmente, principalmente devido à diminuição do número de blocos cúbicos.

Quadro 31- Custos parciais e globais das alternativas de quebramar submerso

Quebramar submerso (mais económico)	Profundidade (m)	Peso do bloco (t)	Custos fixos (mil€)	Betão para blocos		Colocação dos blocos por mar		Nº blocos
				Total (mil€)	Custo por unidade (€)	Total (mil€)	Custo por unidade (€)	
troço 1	7,0	28		3 044	1925	498	315	1581
troço 2	8,5	49		4 228	3369	692	551	1255
troço 3	10,0	80		5 279	5500	864	900	960
Alternativa 4			336,5	12 550		2 054		3796
troço 1	7,0	28		0	0	0	0	0
troço 2	8,5	49		4 228	3368	692	551	1255
troço 3	10,0	80		5 279	5500	864	900	960
Alternativa 5			336,5	9 507		1 556		2215

	Dragagem de material					Colocação do material do núcleo					Total (mil€)
	Total (mil€)	Custo por m ³ (€)	Área perfil (m ²)	Extensão (m)	Volume (m ³)	Total (mil€)	Área perfil (m ²)	Extensão (m)	Volume (m ³)	Custo por m ³ (€)	
(4)	313	10	163	192	31296	1 151	109	192	20928	55	
	442	10	230	192	44160	1 320	125	192	24000	55	
	538	10	280	192	53760	1 743	165	192	31680	55	
	1 293					4 214					20 448
(5)	0	10	0	0	0	0	0	0	0	55	
	442	10	230	192	44160	1 320	125	192	24000	55	
	538	10	280	192	53760	1 743	165	192	31680	55	
	980					3 063					15 443

No Quadro 32 é apresentada uma análise económica (custos de construção e custos de manutenção das várias soluções), que considera os custos com as operações de manutenção para a situação atual do manto resistente com as previsíveis manutenções futuras para as alternativas 1, 3, 4 e 5. Esta análise só pode ser concretizada com algum rigor para as alternativas com quebramar submerso, porque para este caso existe uma referência real no local, como variável de estudo do qual se conhece o comportamento ao longo dos últimos 35 anos. Todas as outras alternativas seriam pouco rigorosas por falta de dados reais fidedignos.

Por isso, baseando a análise sempre nas consequências da construção do maciço submerso sobre os respetivos módulos do manto resistente do quebramar, fez-se uma análise das novas alternativas.

Através das estatísticas das empreitadas de reparação do manto resistente, antes da construção do maciço submerso, subdividiram-se os módulos do manto resistente em três graus de risco: o primeiro, o mais grave, do módulo 63 ao 70 com um grau de risco de 1; o segundo, do módulo 24 ao 63 com um grau de risco de 2/3; e o terceiro, do módulo 8 ao 24 com um grau de risco de 1/3. Estes valores são uma aproximação, por comparação, do nível de danos original, ou seja, antes da construção do maciço submerso em frente à cabeça do quebramar. Tendo em conta estes valores de risco e a média dos blocos deslocados nos módulos 63 ao 70, entre 1980 e 2009, foi possível chegar ao valor dos blocos que serão deslocados (do manto resistente) depois da construção do novo quebramar submerso.

Comparando os custos de construção com os custos de manutenção das diferentes situações, calcula-se em quantos anos o investimento nas quatro alternativas seria recuperado. As alternativas 1 e 3 foram dimensionadas para uma largura do coroamento igual a 12 m de largura, necessitando de mais material, por isso os custos de construção são mais elevados. Enquanto os custos das alternativas 4 e 5 estão calculados para as larguras de bordo dimensionadas no subcapítulo anterior, consideravelmente menores que 12 m. Logo, estas soluções são economicamente mais vantajosas, assegurando também os níveis de proteção pretendidos. A alternativa 2 não foi analisada por estar sobre dimensionada, logo conduziria a valores de construção muito elevados e desnecessários.

Quadro 32- Análise económica: custo construção vs custo manutenção

Alternativas	Nº de módulos	Módulos do manto resistente	Custos 50 anos (mil€)	Custos 100 anos (mil€)	Custo médio anual (mil€)	Recuperação do investimento (anos)
Atual	(8-70)	62	20 000	40 000	400	
troço 1	(8-24)	16	476	952	9,5	
troço 2	(24-63)	39	2 116	4 232	42	
troço 3	(63-70)	8	644	1 288	13	
Alternativa 1 e 2	(8-70)	62	3 236	6 472	65	93
troço 1	(8-27)	19	2 016	4 031	40,3	
troço 2	(27-63)	36	1 953	3 906	39,1	
troço 3	(63-70)	8	644	1 288	12,9	
Alternativa 3	(8-70)	62	4 613	9 225	92,3	73
troço 1	(8-24)	16	476	952	95,2	
troço 2	(24-63)	39	2 116	4 232	42,3	
troço 3	(63-70)	8	644	1 288	12,9	
Alternativa 4	(8-70)	62	3236	6 472	64,7	61
troço 1	(8-27)	19	2 016	4 031	40,3	
troço 2	(27-63)	36	2 116	4 232	39,1	
troço 3	(63-70)	8	644	1 288	12,9	
Alternativa 5	(8-70)	62	4 775	9 551	92,6	50

O Quadro 33 apresenta os custos parciais e globais das diferentes alternativas de blocos para o manto resistente, todas dimensionadas para uma onda máxima com 9,75 m de altura, com exceção da alternativa 8, que por ser baseada na utilização de betão pré-esforçado não é possível corresponder a uma altura de onda.

As alternativas 6, 7 e 8 são baseados na utilização de blocos tetrápodes, na 6ª é utilizado betão simples, na 7ª betão de alta densidade e na 8ª betão pré-esforçado. As alternativas 7 e 8 apresentam custos de construção semelhantes, e têm ambas um custo superior à alternativa 6, mas possivelmente terão menores custos de reparação no futuro.

As alternativas 9 e 10 são ambas com cubos Antifer, na primeira é utilizado betão simples e na segunda betão de alta densidade.

Quadro 33- Custos parciais e globais das alternativas para o manto resistente do quebramar norte

Alternativas para o manto resistente	Densidade relativa do bloco (kg/m ³)	Peso do bloco (t)	Custos fixos (mil€)	Betão para os blocos		Colocação dos blocos por terra		Nº blocos
				Total (mil€)	Custo por unidade (€)	Total (mil€)	Custo por unidade (€)	
(6) Tetrápodes	2400	72	336,5	5 123	4950	838	810	1035
(7) Tetrápodes (alta densidade)	2900	35	336,5	7 258	4111	775	439	1766
(8) Tetrápodes (Pré-esforço)	2400	40	336,5	7 579	–	689	–	–
Betão	–	–	–	4 210	2750	689	450	1531
Pré-esforço	–	–	–	3 368	2200	–	–	1531
(9) Cubos Antifer	2400	90	336,5	6 188	6188	1 012	1012	1000
(10) Cubos Antifer (alta densidade)	2900	43	336,5	8 616	5051	822	482	1706

Alternativas	Remoção dos blocos do manto resistente		Nº blocos	Total (mil€)
	Total (mil€)	Custo por unidade (€)		
(6)	459	300	1530	6 757
(7)	459	300	1530	8 834
(8)	459	300	1530	9 063
(9)	459	300	1530	7 995
(10)	459	300	1530	10 234

A Figura 4-49 apresenta um gráfico, baseado nos valores apresentados nos quadros deste capítulo, que faz uma análise comparativa dos custos de construção das várias alternativas propostas nesta tese.

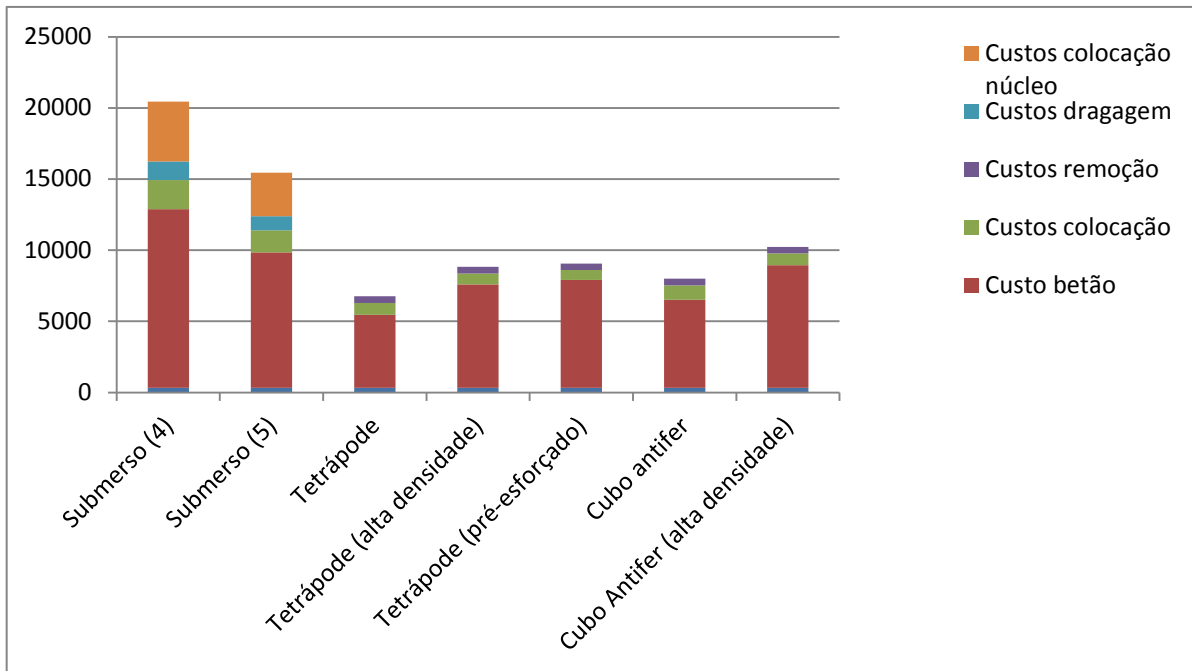


Figura 4-49 – Gráfico comparativo das soluções apresentadas.

5.

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

No âmbito desta dissertação foram estudadas várias alternativas para melhorar o comportamento hidráulico e estrutural do manto resistente do quebramar Norte do Porto de Leixões, quer do ponto de vista técnico, quer económico. As soluções propostas foram pré-dimensionadas, através de várias formulações, de forma a melhorar a estabilidade da estrutura, diminuindo dessa forma as operações de recarga e manutenção. As propostas apresentadas contemplaram a utilização (para o manto resistente) de blocos de densidade normal e de alta densidade, tetrápodes normais, tetrápodes pré-esforçados, blocos Accropode e blocos Antifer, bem como a utilização de um quebramar submerso em frente ao quebramar Norte de Leixões.

Em relação ao dimensionamento das várias alternativas para o manto resistente, verificou-se que as situações mais desfavoráveis ocorriam para o nível de maré mais elevado (+4,00 m ZH). Os cálculos foram efetuados para uma altura de onda máxima de 9,75 m (com exceção dos tetrápodes pré-esforçados), ou seja, a altura de onda máxima fisicamente possível de ocorrer no local e que rebentará sobre o manto resistente devido à profundidade de água no pé do talude do quebramar. Os blocos pré-esforçados terão a mesma dimensão dos tetrápodes já existentes, contudo é suposto suportarem solicitações superiores sem fissurar, pois tendo o mesmo peso movimentam-se na mesma. Todas as propostas apresentadas terão necessariamente que ser testadas em modelo físico e, no caso da utilização de pré-esforço, testadas também no protótipo, à escala 1/1.

A construção de um quebramar submerso em frente ao quebramar Norte é uma das soluções de proteção estudadas, sendo possivelmente a mais eficaz na redução dos galgamentos e na melhoria da estabilidade do manto resistente do quebramar principal, atendendo às conclusões obtidas em estudos anteriores. Foram dimensionadas várias alternativas para esta estrutura, no entanto, todas as propostas têm a cota de coroamento ao ZH, dando assim continuidade à estrutura já existente junto à cabeça do quebramar norte. O quebramar submerso induz a rebentação das ondas, dissipando dessa forma grande parte da energia antes de estas atingirem o manto resistente do quebramar principal.

As alternativas baseadas na utilização de blocos de alta densidade (tetrápodes com 35 t e cubos Antifer com 34 t), têm custos de construção estimados em 9 e 10 milhões de euros, respetivamente e tornariam o manto resistente do quebramar mais robusto. Contudo, é provável que a solução em cubos Antifer, apesar do padrão de colocação irregular, apresente galgamentos mais frequentes. Tal como na alternativa com cubos Antifer de 90 t (com betão de densidade normal), tem custos de construção no valor de 8 milhões de euros (aproximadamente) e uma robustez menor do que os de alta densidade.

A alternativa baseada na solução existente (tetrápodes), mas dimensionada para uma altura de onda de 9,75 m, consiste na utilização de blocos tetrápodes de 72 t e tem um custo de construção de 7 milhões de euros (aproximadamente).

A intervenção baseada na utilização de tetrápodes pré-esforçados, pelo seu carácter mais inovador, terá como incógnita do seu comportamento numa situação real, uma vez que, tanto quanto se sabe, nunca foi dimensionado nem construído nenhum bloco deste género. Deste modo, considera-se pertinente a realização de um estudo destes blocos no protótipo, o que poderia ser feito, por exemplo, através da aplicação de blocos pré-esforçados num módulo do quebramar Norte, apenas a título experimental. A construção do manto resistente (extensão total) com blocos deste tipo teria um custo total estimado de 9 milhões de euros.

O estudo de intervenções com blocos Accropode teve, comparativamente às outras soluções, um teor mais académico, uma vez que estes blocos foram concebidos para uma única camada de manto resistente. Em ambientes energéticos, como os encontrados na costa oeste portuguesa, há ainda alguma reserva quanto à aplicação destas soluções, devido ao risco de uma rotura do quebramar numa situação de temporal mais extremo.

Tendo em atenção a experiência existente no Porto de Leixões e os estudos anteriormente realizados, as alternativas que consideram um quebramar submerso em frente ao quebramar principal são aquelas que melhor protegeriam o manto resistente do quebramar Norte, diminuindo drasticamente os custos de manutenção futuros. Das cinco alternativas estudadas com quebramar submerso, as que melhor solucionariam o problema do ponto de vista técnico-económico (soluções otimizadas para as condições locais) seriam as alternativas 4 e 5, com custos de construção na ordem dos 20,5 e 15,5 milhões de euros (aproximadamente), respetivamente. Os investimentos nestas duas soluções seriam recuperados, comparando com a situação atual, em 61 e 50 anos, respetivamente.

Por se tratar de uma estrutura exposta a temporais intensos, com condições de agitação marítima muito energéticas, os custos de reparações são elevados. Por outro lado, as consequências de uma rotura total do quebramar são também de ter em atenção. Por isso, nesta tese, as soluções de reforço têm como principal objetivo assegurar as condições de segurança do quebramar, assumindo-se uma postura conservativa, i.e., pelo lado da segurança, tendo sido apresentadas soluções com custos de construção superiores à estrutura atual, por se achar mais apropriado aumentar o nível de proteção para posteriormente se poder recuperar o investimento em manutenções mais ligeiras.

Em suma, a proposta de construção de quebramar submerso aparenta ser a mais vantajosa futuramente, contudo é também aquela que requer maior investimento inicial. Das soluções para o manto resistente, a que se considera mais apropriada é a alternativa com blocos Antifer de alta densidade com padrão de colocação irregular, por se apresentar como uma das soluções potencialmente mais estáveis. No entanto, o fenómeno de galgamento da superestrutura teria que ser convenientemente avaliado num estudo em teste em modelo físico. A solução com tetrápodes pré-esforçados é a alternativa mais inovadora por não existir experiência prática relativa à utilização deste tipo de blocos. Deste modo, seria interessante avaliar esta alternativa ao longo de um módulo do manto resistente do quebramar, por aparentar ser uma solução robusta.

Relativamente às alternativas para o manto resistente apresentadas nesta tese, torna-se pertinente a realização de estudos em modelo físico para uma avaliação mais rigorosa do seu comportamento hidráulico e eficácia. Quanto à alternativa com tetrápodes pré-esforçados teriam que ser construídos protótipos à escala 1/1, e utilizados na construção de um dos módulos do quebramar Norte para avaliar o seu desempenho em condições realistas. Uma alternativa menos onerosa consistia na construção de apenas algumas unidades desses blocos (e.g. doze), seguida da sua colocação no manto resistente do quebramar, possivelmente em diferentes secções. O posicionamento e o estado de conservação desses blocos, ao longo do tempo, seria monitorizado.

A elaboração de um plano detalhado de monitorização global para acompanhar a evolução da estrutura existente ou das novas alternativas é também um dos objetivos futuros, em conjunto com técnicas de avaliação de danos e ferramentas de apoio à tomada de decisão.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Avilez-Valente, P., Veloso Gomes, F. (2004). *Estudo sobre as condições de operacionalidade no terminal petrolífero do Porto de Leixões, Modelação numérica da agitação na envolvente do Porto de Leixões*. IHRH.
- Burcharth, H. F. (2009). *Choice of Breakwater Type and Optimum Safety Levels*, 4th SCACR, Nuova Editoriale Bios, Barcelona.
- Campos, A.G., Oliveira, I.M., Carvalho, R.B. (2001). *Ampliação do molhe leste do porto de Sines*. PIANC, junho de 2001.
- Coastal Engineering manual (2011). U.S. Army Corps of Engineers.
- Cleto, J. (1998). *Porto de Leixões*. APDL, Leça da Palmeira.
- Coelho, C. (2005). *Riscos de Exposição Ambiental de Frentes Urbanas para Diferentes Intervenções de Defesa Costeira*. Dissertação de Doutoramento, Secção Autónoma de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro. [citado por Santos, 2010]
- Costa, C.R., Luís, L., Silva, N.M., Mendes, J.C., Valle, A.S. (2011). *Reabilitação do molhe cais do porto da Ericeira, uma visão global (dono de obra/empreiteiro/projetista/fiscalização)*. PIANC, 6 e 7/10/2011, Porto.
- De Jong, R. J. (1996). *Wave transmission at low-crested structures*. Dissertação de Mestrado, Delft University of Technology.
- Garcia, R. (2014). *Verão começa com atenção redobrada nas praias*. Jornal Público.
- Gutierrez-Serret, R., Grassa, J.M., Grau, J.I. (2009). *Breakwater development in Spain. The last ten years*.
- Freixas, C.N., Fernández, X.L. (2011). *Monitoring systems in maritime works*. Al-top topografia.
- Freitas, P.M.G. (2013). *Estabilidade Hidráulica de Cubos Antifer*. Dissertação de Mestrado, Técnico Lisboa.
- Krames, M., Burcharth, H. (2003). *DELOS, D31, wave basin experiment final form*. EU fifth framework programme 1998-2002.
- Lopes, H.G. (2005). *Ensaio em modelo físico do comportamento hidráulico e estrutural do quebramar norte do Porto de Leixões*, Dissertação de Mestrado, FEUP.
- Maquet, J.F. (1985). *Design and construction of mounds for breakwaters and coastal protection*. Port of Antifer, France.
- Mason, J. (1983). *Obras portuárias*. Campus Ltda, Rio de Janeiro.
- Oliveira, N., Lemos, R., Simões, J.P., Silva, L.G. (2005). *Benefícios associados à observação sistemática de obras marítimas em Portugal continental*. PIANC, 20 e 21/10/2005, Angra do heroísmo.
- Piccoli, C. (2014). *Economic optimization of breakwaters*. Dissertação de Mestrado, Delft University of Technology.
- Port Sines Investigating Panel (1982). *Failure of the Breakwater at Port Sines, Portugal*. American Society of Civil Engineers, New York.

Powell, K.A., Allsop, N.W. (1985). *Low-crest Breakwaters, Hydraulic Performance and Stability*. Wallingford, England.

Reis, T.M., Neves, M.G. (2010). *Estudo do Galgamento de Estruturas Marítimas utilizando um Modelo Numérico baseado na Teoria da Onda em Condições de Água pouco Profunda*, Revista da Gestão Costeira Integrada 10(4):397-417 (2010).

Reis, M.T., Neves, M.G., Lopes, M.R., Silva, L.G. (2011). *Estudos de galgamento do molhe oeste do porto de Sines*. PIANC, 6 e 7/10/2011, Porto.

Ribeiro, T.J.T. (2011). *Processos de construção e Fiscalização de obras portuárias*. Dissertação de mestrado, FEUP.

Rodrigues, E.J.C.S. (2011). *Galgamento de estruturas marítimas*, Dissertação de Mestrado, Instituto politécnico de Setúbal.

Rosa-Santos, P.J. (2010). *Análise da interação de navios com dispositivos de acostagem e amarração. Estudo em modelo físico do posto "A" do terminal de petroleiros do Porto de Leixões*, Dissertação de Doutoramento, FEUP.

Santos, J. A., Silva, L.G., Neves, M.G., Silvestre, C., Oliveira, P., Pascoal, A., Sebastião, L., Alves, J. (2004). *Inspecção e diagnóstico do molhe Oeste do Porto de Sines*. 7º Congresso da água, LNEC, 8 a 12/03/2004, Lisboa.

Santos, J., Neves, M. G., Silva, L. G., Silvestre, C., Oliveira, P., Pascoal, L., Alves, J. (2005). *Novos instrumentos para a inspeção e diagnóstico de quebra-mares de taludes*. PIANC, 20 e 21/ 10 / 2005, Angra do heroísmo.

Silva, L.G., Lemos, R. (2005). *Observação sistemática de obras marítima*. PIANC, 20 e 21/10/2005, Angra do heroísmo.

Silva, R., Coelho, C., Veloso-Gomes, F., Taveira-Pinto, F. (2008). *A importância de alguns parâmetros hidromorfológicos em estudos de modelação das zonas costeira*. 3ª Jornadas de Hidráulica, Recursos Hídricos e Ambiente, FEUP, Porto.

Sousa, F., Alves, J.F. (2002). *LEIXÕES uma história portuária*. APDL, Porto.

Sousa, N.M.B. (2011). *Obras marítimas de acostagem*. Dissertação de Mestrado, Universidade da Madeira.

Suh, K.D., Kang, J.S. (2011) *Stability Formula of Tetrapod Armors on Rubble Mound Breakwaters*. Proceedings of Coastal Structures 2011, ASCE, Yokohama, Japan.

Van Der Meer, J. W. (1988). *Stability of Cubes, Tetrapods and Accropode*, Proceedings of the conference breakwaters, 1988, Eastbourn.

Vera-Cruz, D., Carvalho, J.R. (1993). *Maciço submerso de pré-rebentação das ondas como meio de protecção de obras marítimas, o caso do quebra-mar de Leixões*, LNEC, Lisboa.

Vera Cruz, D. (1993). *Maciço submerso de pré-rebentação das ondas como meio de protecção das obras marítimas*. LNEC.

[1] <http://www.quay.com.br/Talentos/entrenoclima.aspx>. (18 março 2015)

[2] <http://sciencercay.com/biology/ecology/waves-breaking-tool-wbt/>. (18 março 2015)

- [3] <http://www.sofisica.com.br/conteudos/Ondulatoria/Ondas/difracao.php>. (4março 2015)
- [4] <http://www.unime.it/weblab/awardarchivio/ondulatoria/images/408-1.jpg>. (5 março 2015)
- [5] <http://sealevel.jpl.nasa.gov/education/classactivities/onlinetutorial/tutorial1/windwaves/>. (27 fevereiro 2015)
- [6] <http://www.hidrografico.pt/previsao-oceano-atlantico.php>. (27 fevereiro 2015)
- [7] http://www.lnec.pt/organizacao/dha/npe/estudos_id/medires. (27 março 2015)
- [8] <http://www.hidrografico.pt/sonar-de-varimento-lateral.php>. (29 Março 2015)
- [9] <http://www.trimble.com/Survey/trimbler8gnss.aspx>. (5 Abril 2015)
- [10] <http://www.trimble.com/Survey/trimbles8.aspx#>. (5 Abril 2015)
- [11] <http://www.trimble.com/3d-laser-scanning/tx5.aspx#>. (5 Abril 2015)
- [12] <http://www.nauticalcharts.noaa.gov/hsd/lidar.html>. (21 Abril 2015)
- [13] https://en.wikipedia.org/wiki/Interferometric_synthetic_aperture_radar. (21 Abril 2015)
- [14] <http://olhares.uol.com.br/batelao-morsa-foto5117148.html>. (27 março 2015)
- [15] <http://portodamadalena.blogspot.pt/2011/05/obra.html>. (27 março 2015)
- [16] <https://www.puertogijon.es/ampliacion/index.asp?MP=38&MS=121&MN>. (9 Abril 2015)
- [17] http://www.dragados-usa.com/exp_tinnet_projet.php?pid=123&type=Port. (10 abril 2015)

ANEXOS

Em anexo apresenta-se um breve resumo do acompanhamento, por parte do aluno, da empreitada de reparação da cabeça do Quebramar Norte do Porto de Leixões.

INTRODUÇÃO

Este capítulo tem como objetivo descrever as características da extremidade sul do quebramar Norte do Porto de Leixões assim como relatar a empreitada de reparação da cabeça dessa estrutura, que foi parcialmente acompanhada durante esta dissertação com a finalidade de obter uma experiência mais prática neste tipo de obras marítimas.

Os sucessivos galgamentos do mar sobre a cabeça do quebramar fragilizaram, ao longo do tempo, o maciço de encabeçamento do caixotão do antigo farolim do quebramar submerso (ver capítulo 4).

No decurso do inverno de 2014/2015 verificou-se, progressivamente, o destacamento de partes desse maciço e um conjunto de avarias, cujo projeto de reparação constitui o objeto central do presente capítulo.

PROJETO INICIAL DA CABEÇA DO QUEBRAMAR

O maciço em estudo localizado na cabeça do quebramar Norte do Porto Leixões, em forma circular, tem-se degradado ao longo do tempo, em particular durante os temporais de inverno. Tendo em vista uma posterior comparação com a situação atual, as Figuras A, B e C mostram a geometria desta estrutura ainda em condições consideradas aceitáveis.

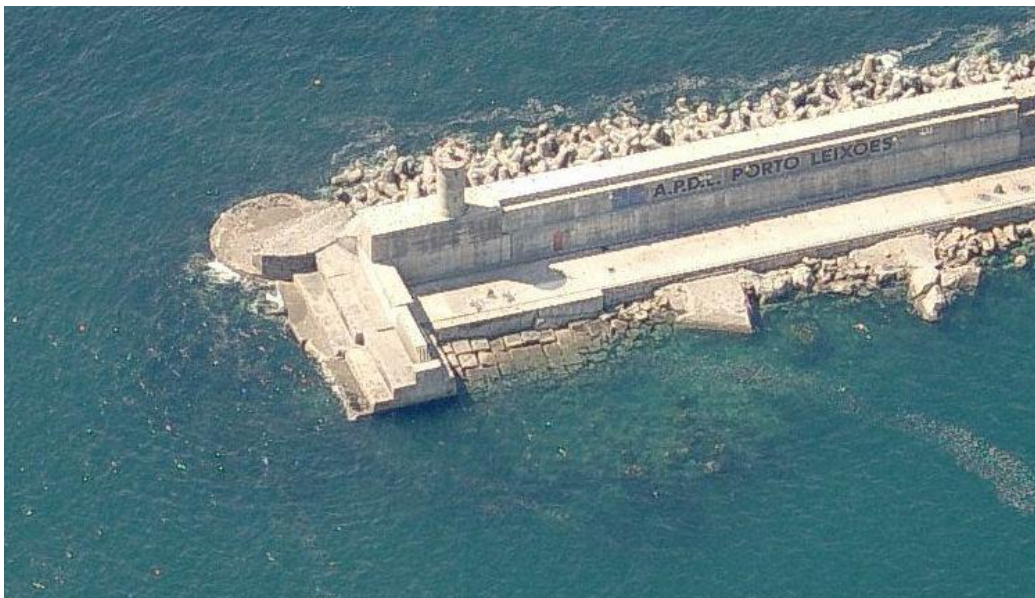


Figura A – Fotografia aérea da cabeça do quebramar Norte do Porto de Leixões (Bing maps, 2010).

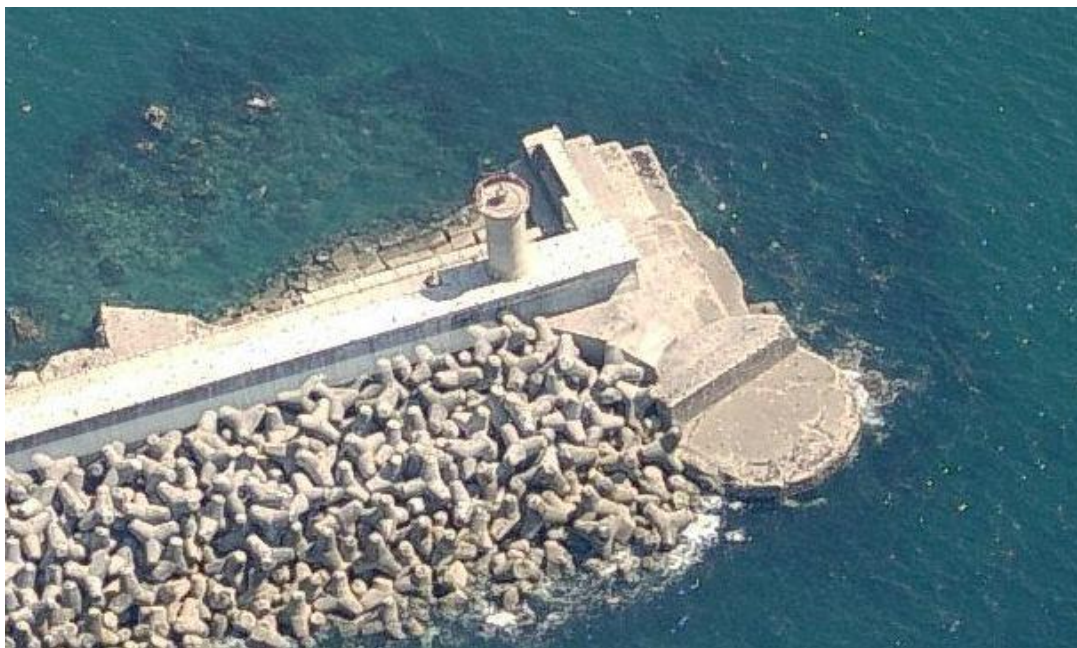


Figura B – Fotografia aérea da cabeça do quebramar Norte do Porto de Leixões (Bing maps, 2010).



Figura C – Fotografia aérea da cabeça do quebramar Norte do Porto de Leixões (Bing maps, 2010).

As Figuras D e E são extratos do projeto da empreitada do alteamento do quebramar submerso, executada em 1969, onde se incluiu a construção do maciço circular referido. Foi nesta parte da cabeça do quebramar que se verificou maior desgaste ao longo dos últimos invernos. Trata-se de uma superestrutura em betão simples, construída sobre um caixotão em betão armado, que por sua vez está assente num prisma de enrocamento. Essa superestrutura apresentava uma geometria com dois patamares, um à cota 3,5 m (ZH), e o outro à cota 7,5 m (ZH). O patamar mais elevado desta estrutura

tinha como funções principais: a contenção do manto resistente de tetrápodes e dos blocos da testa do quebramar.

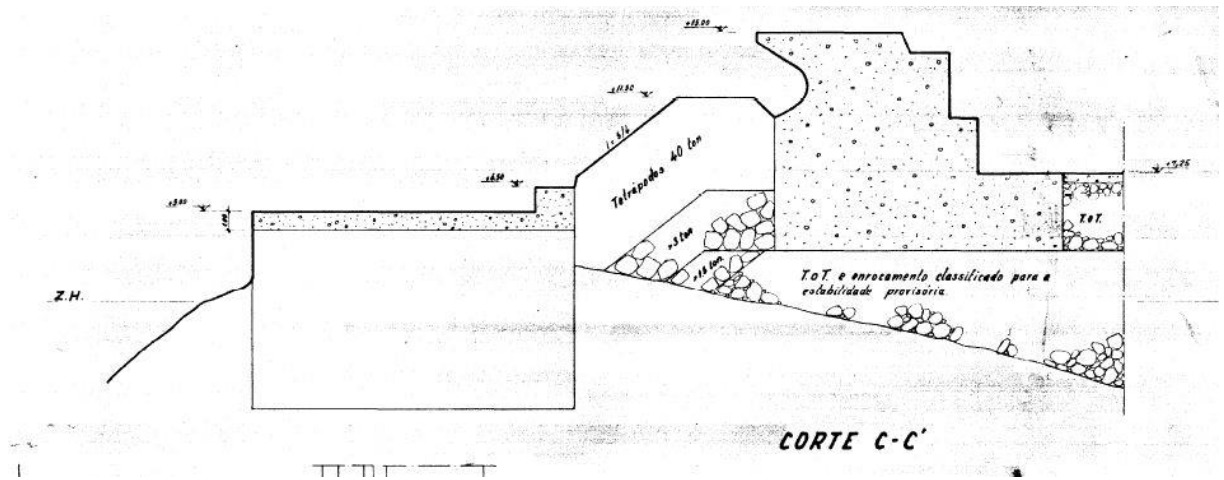


Figura D – Perfil transversal da cabeça do quebramar Norte (APDL, 1973).

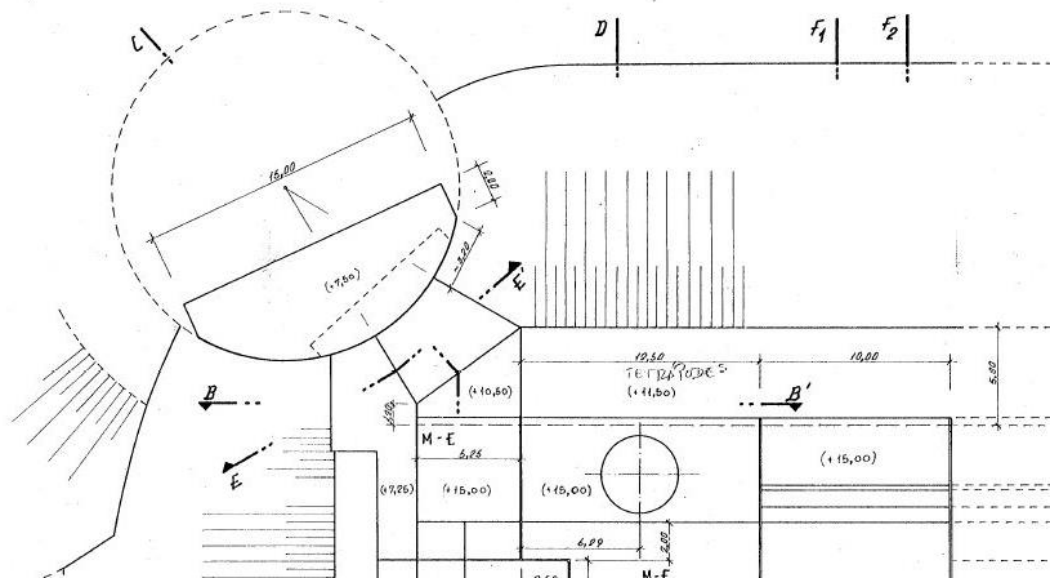


Figura E – Planta da zona da cabeça do quebramar Norte (APDL, 1973).

DESCRIÇÃO DOS DANOS

No final do mês de outubro de 2012, foram detetados os primeiros danos neste maciço, Figura F, caracterizando-se os mesmos pelo destacamento de parte da superestrutura do patamar de cota mais baixa.



Figura F – Danos no patamar inferior (APDL, 2012).

A situação foi acompanhada com regularidade durante o inverno, tendo-se verificado uma progressão dos danos ao nível da cota baixa do maciço e, posteriormente, ao nível do patamar mais elevado.

No final de janeiro de 2013, verificou-se que esse patamar mais elevado estava parcialmente destruído e que parte dessa estrutura tinha caído para Este da sua posição inicial. Também se observou o destacamento desse patamar mais elevado, relativamente aos restantes elementos da cabeça do quebramar, Figura G. A destruição quase total do maciço da cabeça aconteceu em meados de março de 2013.



Figura G – Destacamento do patamar mais elevado relativamente às outras peças da cabeça do quebramar (APDL, 2013).

Atendendo a que a superestrutura da cabeça do antigo farol do quebramar submerso de Leixões foi construída sobre um caixotão de betão armado, que não apresenta sinais de instabilidade, admite-se que a principal causa para o sucedido seja um processo de fadiga de parte do betão, bem como a corrosão de elementos metálicos de ligação entre o caixotão e a superestrutura.

O destacamento do betão entre as duas estruturas causou instabilidade no patamar mais elevado da superestrutura e, devido à ação do mar, foi-se progressivamente deteriorando até à sua destruição.

OBRA DE REPARAÇÃO

Partindo do princípio de que as causas das anomalias verificadas são os que constam do subcapítulo anterior, estabeleceu-se como objetivo principal da reparação, a reposição da geometria do maciço da cabeça do quebramar Norte. Realizado pela Irmãos Cavaco, S.A., a empreitada de reparação seguirá a geometria e o método construtivo apresentados nas Figuras H e I.

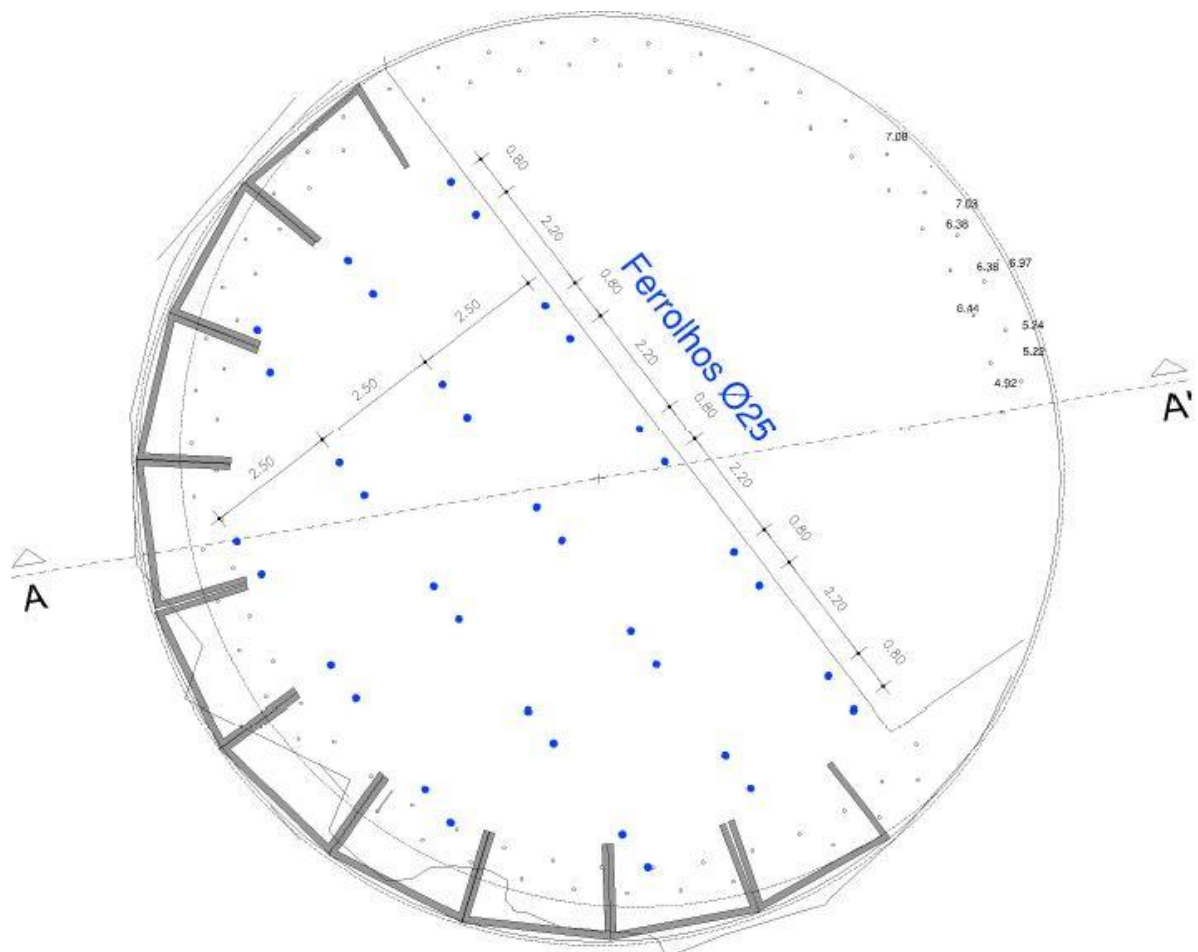


Figura H – Planta da 1ª fase de betonagem (APDL, 2015).

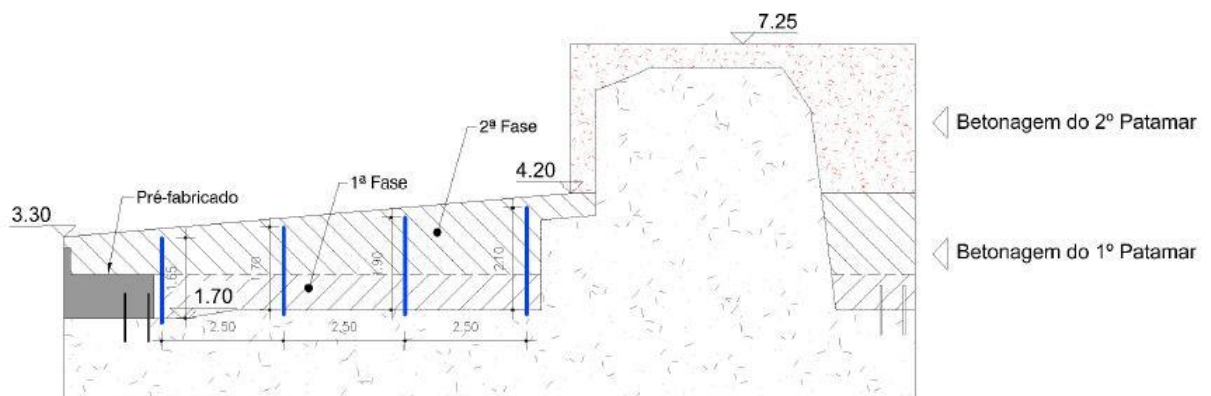


Figura I – Corte A-A' da Figura (APDL, 2015).

Os trabalhos de reparação começaram no início de junho de 2015, sempre condicionados pela agitação marítima e pelas marés.

Durante o primeiro mês procedeu-se à realização dos trabalhos necessários antes da betoneagem:

- Colocação dos ferrolhos na extremidade da superestrutura, Figura J;
- Destacamento total do patamar superior para a colocação dos ferrolhos extremos na zona Este da superestrutura;
- Limpeza das estruturas de betão já existentes para uma correta aderência da nova betoneagem, Figura K.



Figura J – Ferrolhos na extremidade da superestrutura (2015)

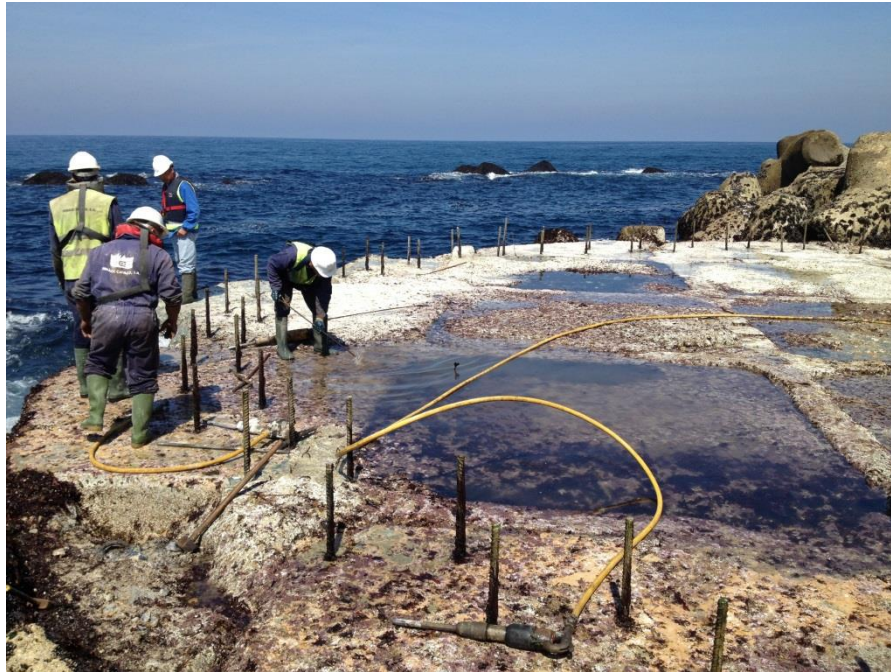


Figura K – Limpeza da superfície da superestrutura (2015).

No seguimento dos trabalhos já concluídos deverão ser realizadas as seguintes tarefas:

- Colocação das cofragens pré-fabricadas de betão armado;
- Colocação dos ferrolhos centrais na superestrutura;
- Primeira betonagem (a betonagem será realizada em 2 fases);
- Segunda betonagem.