

METODOLOGIA DE AVALIAÇÃO DE QUANTIDADES DE TRABALHO NA MANUTENÇÃO E REPARAÇÃO DE ESTRUTURAS DE DEFESA COSTEIRA COM TALUDES

ANDREIA CATARINA ALVES VIDAL

Relatório de Projecto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM HIDRÁULICA

Orientador: Professor Doutor Fernando Francisco Machado Veloso
Gomes

JUNHO DE 2009

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2008/2009

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 - 2008/2009 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2008.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo 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 electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

A meus Pais
Ao João

AGRADECIMENTOS

Quero aqui expressar o meu reconhecimento a todas as pessoas que tornaram possível a concretização deste projecto.

Em especial agradeço ao Professor Doutor Fernando Veloso Gomes, por tudo o que aprendi e por me orientar no sentido de levar a bom porto este projecto. Pela sua incansável disponibilidade na orientação científica do trabalho e também pela enorme compreensão e amizade.

À secção de Matemática do Departamento de Engenharia Civil, da FEUP, em especial ao Professor Victor Sousa, pela disponibilidade e apoio científico prestado e ainda às Professoras Ana Maria Faustino e Isabel Ribeiro.

Ao meus pais pelos valores que me transmitiram e presença constante em todos os momentos da minha vida.

Ao meus colegas e amigos, pela amizade e carinho que depositaram ao longo destes anos, em especial à Cristina pela paciência e incentivo permanente. Ao José Nuno pelo apoio e dedicação. À Aline que embora distante nunca deixou de partilhar a sua amizade.

Ao João, um agradecimento muito especial, pelo incansável apoio, incentivo e amizade. Apesar dos quilómetros que nos separam conseguiste estar presente nesta importante etapa da minha vida.

Por último agradeço a todos aqueles que com maior brevidade contribuíram para o resultado final deste projecto.

RESUMO

As zonas costeiras por si só, garantem uma vasta lista de funcionalidades essenciais, tais como a absorção de energia da agitação marítima, a manutenção de habitats que permitem uma enorme variedade de seres vivos, a protecção de cursos de água, ou até mesmo a constituição de zonas naturalmente únicas para a prática de actividades turísticas e recreativas.

Por esta razão, estas zonas têm criado no Homem um grande fascínio conduzindo a um acréscimo da utilização das condições lúdicas e consequentemente à fixação das comunidades. Este fenómeno, não se resume apenas a este ponto de vista, pois já no passado os grandes centros urbanos tendiam a localizar-se não só junto do litoral particularmente junto da foz ou estuário de rios que aí desaguassem, por razões que se prendem com a grande necessidade de estabelecerem vias de comunicação de pessoas e bens.

As intervenções de defesa da costa podem ser de diversos tipos. Contudo têm em comum a tentativa de controlar os problemas que ocorrem devido aos efeitos da erosão.

Na medida em que as intervenções de defesa costeira em zonas de alto risco, incluem estruturas perpendiculares e paralelas à costa, alimentações artificiais e ripagem de areias e a reabilitação de dunas artificiais, assim como soluções mistas, estas devem ser bem avaliadas previamente à sua utilização, pois qualquer uma delas representa uma interferência com o meio e consequentemente terá resultados que muitas vezes ultrapassam o conhecimento actual.

Será pertinente analisar a problemática que reveste a interferência de estruturas de defesa costeira em locais de risco, com vista à sugestão de melhorias a realizar em intervenções de manutenção de estruturas.

Nesse sentido, a presente dissertação encontra-se organizada da seguinte forma:

O capítulo 1 faz uma introdução à temática que vai ser abordada, apresentando uma breve contextualização do trabalho e do objecto de estudo.

O capítulo 2 apresenta a descrição das várias tipologias de defesa costeira, com incidência nas suas funções e limitações construtivas, bem como alguns exemplos de aplicação das mesmas a casos reais.

No capítulo 3 procede-se à elaboração de uma metodologia para contabilização de quantidades de trabalho, realizando a descrição dos parâmetros de cálculo envolvidos bem como os procedimentos de cálculo, com objectivo de identificar as alterações provocadas nas quantidades por diferentes opções de projecto. Pretende-se ainda a aplicação desta metodologia a casos de estudo que permitam a sua validação.

O Capítulo 4 completa o tema proposto, apresentando medidas a adoptar em intervenções de defesa costeira e sugerindo uma abordagem que visa a sua correcta aplicação. Neste capítulo foi ainda exposta a descrição de intervenções de reabilitação aplicadas a casos concretos.

No Capítulo 5 são apresentadas as principais conclusões, considerações finais e recomendações propostas pelo estudo.

PALAVRAS-CHAVE: Estruturas de defesa, taludes, avaliação de quantidades.

ABSTRACT

The shoreline, by itself, holds a vast list of essential functionalities, such as the absorption of the energy from maritime agitation, the upkeep of habitats that allow for an enormous variety of living beings, the protection of watercourses, or even the constitution of naturally unique areas for touristic activities.

For this reason, these areas have generated a great fascination in Man, leading to an increase in the usage of the recreational conditions and consequently the settlement of communities. This phenomenon is broader than this aspect, as even in the past the great urban centers tended to be located not only by the coast but also by the mouth or estuary of rivers, due to the enormous need of communication of people and goods.

The shoreline protection interventions may be classified in different types. However, they have in common the attempt to mitigate the problems that occur as a consequence of the effects of erosion.

As the interventions in the shoreline protection in high risk areas include structures that can be perpendicular or parallel to the shore, artificial sand nourishment and the artificial rehabilitation of sand dunes, as well as mixed solutions, they should be properly evaluated before their implementation, given that any of the interventions represents an interference in the system and will consequently have results that frequently surpass the present knowledge.

Therefore, it is considered pertinent to analyze the problematic surrounding the interference of shoreline protection structures in risk areas, having in mind the suggestion of improvements to implement in structure maintenance interventions.

This dissertation is organized as follows:

Chapter 1 consists of an introduction to the theme that will be approached, presenting a brief contextualization of the work and the object of study.

Chapter 2 presents the description of various types of shoreline protection measures, focusing on its functions and construction limitations as well as some examples of application in real cases.

In Chapter 3, the elaboration of a methodology for the execution of bills of quantities is presented, describing the calculation parameters involved and the calculations procedures, with the objective of identifying the changes that are introduced to quantities by different design options. This methodology is applied to hypothetical case studies to allow its validation.

Chapter 4 is devoted to the proposed theme, presenting measures to be adopted in shoreline protection interventions and suggesting an approach that aims for its correct implementation. In this chapter a description of rehabilitation interventions applied to real cases is also made.

In Chapter 5 the main conclusions, the final considerations and the recommendations proposed by the study are presented.

KEYWORDS: Shoreline protection structures, slopes, bills of quantities.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. CONTEXTO.....	1
1.2. OBJECTIVOS.....	1
1.3. METODOLOGIA E ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	2
2. TIPOLOGIAS DE ESTRUTURAS DE DEFESA COSTEIRA	3
2.1. ESTRUTURAS TRANSVERSAIS	4
2.1.1. TIPO DE ESTRUTURAS.....	5
2.1.2. LIMITAÇÕES NA UTILIZAÇÃO DE ESTRUTURAS TRANSVERSAIS	11
2.1.3. APLICAÇÃO A CASOS CONCRETOS.....	12
2.2. ESTRUTURAS LONGITUDINAIS ADERENTES.....	14
2.2.1. TIPO DE ESTRUTURAS E SUAS FUNÇÕES.....	14
2.2.2. LIMITAÇÕES NA UTILIZAÇÃO DE ESTRUTURAS LONGITUDINAIS ADERENTES.....	19
2.2.3. APLICAÇÃO A CASOS CONCRETOS.....	20
2.3. ESTRUTURAS LONGITUDINAIS DESTACADAS	22
2.3.1. TIPO DE ESTRUTURAS.....	23
2.3.2. LIMITAÇÕES NA UTILIZAÇÃO DE ESTRUTURAS LONGITUDINAIS DESTACADAS.....	27
2.3.3. APLICAÇÃO A CASOS CONCRETOS.....	27
2.4. INTERVENÇÕES DE ALIMENTAÇÃO E REPERFILAMENTO DAS PRAIAS	31
2.4.1. ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL DE PRAIAS	31
2.4.2. INTERVENÇÕES DE ARTIFICIALIZAÇÃO NAS DUNAS	32
2.4.3. LIMITAÇÕES NA UTILIZAÇÃO DE INTERVENÇÕES DE ALIMENTAÇÃO E REPERFILAMENTO DAS PRAIAS.....	32
2.4.4. ASPECTOS TÉCNICOS DA ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL COM AREIAS	33
2.4.5. APLICAÇÃO A CASOS CONCRETOS.....	35
3. METODOLOGIA PARA A QUANTIFICAÇÃO DE QUANTIDADES DE TRABALHO	37

3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	37
3.2. ESTRUTURAS TRANSVERSAIS	37
3.2.1. ELEMENTOS BASE DE CÁLCULO	38
3.2.2. METODOLOGIA DE CÁLCULO	44
3.2.3. HIPÓTESES DE CÁLCULO	47
3.2.3.1. Hipótese I.....	48
3.2.3.2. Hipótese II.....	49
3.2.3.3. Hipótese III.....	50
3.2.3.4. Hipótese IV	50
3.2.3.5. Hipótese V	51
3.2.3.6. Hipótese VI	52
3.2.3.7. Hipótese VII	52
3.2.3.8. Hipótese VIII	52
3.2.4. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE	52
3.3. ESTRUTURAS LONGITUDINAIS ADERENTES	56
3.3.1. METODOLOGIA DE CÁLCULO	57
3.3.2. HIPÓTESES DE CÁLCULO	58
3.3.2.1. Hipótese I.....	58
3.3.2.2. Hipótese II.....	59
3.3.2.3. Hipótese III.....	59
3.3.2.4. Hipótese IV	59
3.3.2.5. Hipótese V	59
3.3.2.6. Hipótese VI	59
3.3.3. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE	60
3.4. ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL COM AREIAS	61
4. APLICAÇÃO A CASOS DE ESTUDO	63
4.1. BREVE DESCRIÇÃO DAS INTERVENÇÕES DE DEFESA COSTEIRA EFECTUADAS	63
4.1.1. ESPORÕES E OBRAS ADERENTES	66
4.1.1.1. Espinho.....	66
4.1.1.2. Esmoriz - Torreira.....	66
4.1.1.3. Barra - Mira.....	67
4.1.2. ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL DAS PRAIAS	67

4.1.3. OUTRAS INTERVENÇÕES	67
4.2. TRABALHOS DE REABILITAÇÃO (MANUTENÇÃO E REPARAÇÃO) DE ESTRUTURAS DE DEFESA COSTEIRA	68
4.2.1. ESTRUTURAS TRANSVERSAIS	68
4.2.2. ESTRUTURAS LONGITUDINAIS ADERENTES	70
4.3. INTERVENÇÕES DE REABILITAÇÃO (MANUTENÇÃO E REPARAÇÃO) DAS ESTRUTURAS DE DEFESA COSTEIRA.....	72
4.3.1. ESMORIZ	72
4.3.2. CORTEGAÇA	73
4.3.3. VAGUEIRA	73
5 CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS FUTURAS	75
5.1. SÍNTESE E PRINCIPAIS CONCLUSÕES	75
5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	76
BIBLIOGRAFIA.....	79
ANEXO A – EXEMPLOS DE EQUIPAMENTOS USADOS EM OBRAS DE DEFESA COSTEIRA	A.1
ANEXO B – ESQUEMAS DE SECÇÕES TIPO DE OBRAS DE DEFESA COSTEIRA	B.1
ANEXO C – EXEMPLOS DE ESTRUTURAS DE DEFESA COSTEIRA	C.1
ANEXO D – INTERVENÇÕES DE REABILITAÇÃO EM ESTRUTURAS DE DEFESA COSTEIRA.....	D.1
ANEXO E – ESTUDO PARA QUANTIFICAÇÃO DE VOLUMES DA BASE DA CABEÇA DE UM ESPORÃO	E.1

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.2.1 – Esquema de obras transversais (Veloso Gome, 1991)	5
Fig.2.2 – Perfil transversal de um esporão	6
Fig.2.3 – Formas de rotura e colapso dos esporões na costa oeste portuguesa (Veloso Gomes, 2008)	6
Fig.2.4 – Esquema da evolução de soluções em obras mistas (Veloso Gome, 1991)	7
Fig.2.5 – Esporão de Kapahulu em betão armado pré-fabricado na praia de Waikiki em Hawaii (fotografia de Kathleen Walling Fry).....	8
Fig.2.6 – Esporão metálico (http://stevekluge.com/geoscience/images/groin.jpg)	8
Fig.2.7 – Esporão de enrocamento (Coelho, 2005)	9
Fig.2.8 – Esquema de esporão em estacas de madeira (Álvares Ribeiro, 1974)	9
Fig.2.9 – Esporão formado por gabions (http://www.conservancy.co.uk/learn/wildlife/process.htm)...	10
Fig.2.10 – Quebramar portuário de acesso à marina de Vilamoura (fotografia de Alveirinho Dias, Outubro de 2005)	10
Fig.2.11 – Campo de esporões do Lobito, Angola (fotografia de F. Sá Pinto, Agosto de 2004, fonte http://www.cpires.com/fotos_do_lobito.html).....	13
Fig.2.12 – Esporões em madeira na costa polaca (fotografia de F. kasimierz, Julho de 2005)	13
Fig.2.13 – Aspecto da estrutura longitudinal aderente construído em Espinho em 1909, após a actuação dos temporais de 1910 (reprodução de fotografia da época extraída de Teixeira, 1980)	14
Fig.2.14 – Estrutura de defesa longitudinal aderente na praia de Castro Urdiales em Cantábria, Espanha (Taboada, 1988).....	15
Fig.2.15 – Soluções de revestimentos utilizados em obras longitudinais aderentes (adaptado de Veloso Gomes, 2008).....	16
Fig.2.16 – Esquemas tipo de diferentes estruturas longitudinais aderentes, constituídas por diferentes materiais (Mangor, 2004)	17
Fig.2.17 – Formas de rotura e colapso das obras longitudinais aderentes na costa oeste portuguesa (Veloso Gomes, 2008)	18
Fig.2.18 – Forma de rotura por assentamentos na fundação de uma obra longitudinal aderente e colocação de uma risberma para mitigar o problema	19
Fig.2.19 – Estrutura de defesa longitudinal aderente na Polónia (fotografia de F. Kasimierz, Julho de 2005)	20
Fig.2.20 – Formação de um pequeno cabo devido ao avanço da erosão, em Cortegaça (EUrosion, 2006)	21
Fig.2.21 – Estrutura longitudinal aderente na Polónia composta por tetrápodes (fotografia de F. Kasimierz, Julho de 2005).....	22
Fig.2.22 – Estrutura longitudinal aderente e campo de esporões permeáveis, em madeira, na Polónia (fotografia de F. Kasimierz, Julho de 2005)	22

Fig.2.23 – Definição dos parâmetros que caracterizam os quebramares destacados e formas de acumulação a partir da profundidade de fechamento (adaptado de Mangor, 2004)	24
Fig.2.24 – Esquema de difracção das ondas num obstáculo (adaptado de Alveirinho Dias, fonte http://www.aprh.pt/rgci/glossario/tombolo.html)	25
Fig.2.25 – Tipos de quebramares destacados (adaptado de Mangor, 2004)	26
Fig.2.26 – Quebramar destacado de Castelo de Neiva (http://www.seth.pt/obras.asp?idCat=2 , Junho de 2009).....	28
Fig.2.27 – Quebramar destacado da praia da Aguda, antes da formação do tómbolo (instituto da Água, 2002)	29
Fig.2.28 – Quebramar destacado e molhes do Douro (http://www.grandeportotv.net/catalog/productImages/obras_molhe.jpg)	29
Fig.2.29 – Quebramar destacado na Vida das Lajes do Pico, nos Açores (http://fotos.sapo.pt/oFY7onBQ2fZ4kAdM7s80 , 18 de Fevereiro de 2008)	30
Fig.2.30 – Draga lançando sedimentos por repulsão por jacto (http://www.theworld.ae/imageGallery.html).....	34
Fig.2.31 – Draga de sucção não estacionária (Loza, 2008).....	34
Fig.3.1 – Esquema de um tronco de esporão	37
Fig.3.2 – Esquema de uma cabeça de esporão.....	38
Fig.3.3 – Níveis de maré e planos de referência (adaptado de Instituto Hidrográfico).....	39
Fig.3.4 – Equilíbrio de forças por Iribarren (Lopes, 2005).....	39
Fig.3.5 – Secção tipo para várias camadas (adaptado de USACE, 2006)	43
Fig.3.6 – Secção tipo para três camadas (adaptado de USACE, 2006).....	43
Fig.3.7 – Folha de rosto relativa ao programa de cálculo em Excel, para quantificação de volumes em esporões	44
Fig.3.8 – Secção longitudinal tipo de uma estrutura transversal, com indicação das diferentes secções para introdução de cotas de fundo.....	45
Fig.3.9 – Esquema da forma adoptada na hipótese inicial	49
Fig.3.10 – Esquema da forma adoptada na hipótese II e planta da hipótese inicial de comparação..	49
Fig.3.11 – Esquema da forma adoptada na hipótese III e planta da hipótese inicial de comparação.	50
Fig.3.12 – Esquema da forma adoptada na hipótese IV e planta da hipótese inicial de comparação	51
Fig.3.13 – Esquema da forma adoptada na hipótese V e planta da hipótese inicial de comparação .	51
Fig.3.14 – Esquema da forma adoptada na hipótese VI e planta da hipótese inicial de comparação	52
Fig.3.15 – Gráfico de valores obtidos para os volumes totais da estrutura para as varias hipóteses.	55
Fig.3.16 – Gráfico de valores obtidos para os volumes do tronco da estrutura para as varias hipóteses	56
Fig.3.17 – Gráfico de valores obtidos para os volumes da cabeça da estrutura para as varias hipóteses	56

Fig.3.18 – Estrutura longitudinal aderente com secção transversal simples	57
Fig.3.19 – Estrutura longitudinal aderente com secção composta por banquetta intermédia	57
Fig.3.20 – Gráfico de valores obtidos para os volumes da estrutura para as varias hipóteses	61
Fig.4.1 – Manutenção de estruturas de defesa costeira	68
Fig.4.2 – Intervenções de reconstrução de obras longitudinais aderentes (Veloso Gomes, 2008)	71
Fig.4.3 – Intervenções de reconstrução de obras longitudinais aderentes	72
Fig.4.4 – Esquema da localização da estrutura longitudinal aderente face à frente edificada na praia da Vagueira	73

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1 – Coeficientes K_D da fórmula de Hudson (SPM, 1984)	41
Quadro 3.2 – Classes de enrocamento adoptadas para efeitos de cálculo	46
Quadro 3.3 – Parâmetros de cálculo relativos às várias hipóteses de cálculo.....	48
Quadro 3.4 – Valores de cálculo obtidos para as diferentes hipóteses, segundo a folha de cálculo efectuada.....	53
Quadro 3.5 – Parâmetros de cálculo relativos à hipótese I	59
Quadro 3.6 – Valores de cálculo obtidos para as diferentes hipóteses, segundo a folha de cálculo efectuada.....	60
Quadro 4.1 – Designação dos trabalhos de manutenção e reparação de estruturas de defesa costeira	64
Quadro 4.2 – Intervenções de reconstrução de estruturas transversais	69

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

d	-	Profundidade de água.
d'	-	Profundidade de água relativamente à cota da preia mar de águas vivas.
D	-	Diâmetro nominal do bloco.
D_{n50}	-	Dimensão característica do bloco.
$H_{máx}$	-	Altura de onda máxima.
H_{proj}	-	Altura de onda de projecto.
H_S	-	Altura de onda significativa ou média do terço superior de ondas.
K_Δ	-	Coefficiente de forma do bloco.
K_D	-	Coefficiente empírico de estabilidade dos blocos.
L	-	Comprimento de onda.
L_e	-	Comprimento da estrutura.
L_B	-	Comprimento do quebramar destacado.
L_B^*	-	Comprimento do quebramar destacado em relação à distância à costa (parâmetro adimensional).
N	-	Número de ondas.
n	-	Número de camadas (fiadas) de um manto.
N^*	-	Coefficiente experimental.
N_{od}	-	Nível de destruição para cubos de betão.
r	-	Espessura do manto resistente.
S	-	Grau de destruição para blocos naturais.
S_{om}	-	Quociente entre H_S e o L (declividade).
T_r	-	Período de retorno.
W	-	Peso do bloco.
X	-	Distância do quebramar destacado relativamente à costa.
X^*	-	Distância do quebramar destacado em relação à largura de rebentação (parâmetro adimensional).
X_{80}	-	Largura da zona de rebentação a que corresponde 80% do transporte sólido.
z	-	Cota relativa ao ZH.
ZH	-	Zero hidrográfico.
Δ	-	Densidade relativa do material dos blocos.
Δd	-	Variação de profundidade.
α	-	Ângulo do talude com a horizontal.

- θ - Ângulo de incidência da agitação dominante relativamente a um eixo perpendicular à linha de costa.
- μ - Coeficiente de atrito.
- ρ - Massa volúmica do material do bloco.
- ρ_r - Massa volúmica do enrocamento.
- ρ_w - Massa volúmica da água.
-
- TOT* - Blocos de todo o tamanho.
- USACE* - United States Army Corps of Engineers.
- PIANC* - Permanent International Association of Navigation Congress.
- SPM* - Shore Protection Manual.

INTRODUÇÃO

1.1. CONTEXTO

A forma como o Homem se tem estabelecido nos espaços costeiros pela procura da proximidade às praias a ao mar, bem como os investimentos que tem produzido para esse efeito, conduzem a interferências graves no que concerne à dinâmica subjacente aos sistemas costeiros, uma vez que fica comprometida a variabilidade da posição da linha de costa.

Vários foram os factores que induziram nas últimas décadas o acentuar dos fenómenos erosivos na faixa litoral portuguesa. São as acções antrópicas que mais têm contribuído para o agravamento destes fenómenos, especialmente aquelas que provocam a insuficiência do abastecimento sedimentar a montante do sistema, bem como as que promovem a degradação das estruturas de defesa naturais.

O tema desta dissertação incide na exposição e análise das várias tipologias de estruturas de defesa costeira bem como das diversas formas de manutenção de modo a garantir a sua integridade física. Às diferentes alternativas de intervenção de defesa costeira podem estar associados distintos níveis de eficiência, capacidade estrutural, impactes quer sejam de ordem morfológica ou até mesmo paisagísticos, dificuldades operacionais e necessidades de manutenção e custo.

Este estudo será realizado tendo em conta as tipologias de estruturas que permitem minorar o agravamento dos fenómenos referidos assim como metodologias de cálculo que permitam uma maior eficácia na contabilização de quantidades de trabalho.

Relativamente às sugestões finais, estas encontram-se profundamente interligadas às questões abordadas nas análises de sensibilidade efectuadas, direccionando-se assim para as dificuldades e problemas com que é abordada a temática em questão.

1.2. OBJECTIVOS

As estruturas de defesa costeira com taludes apresentam tipologias muito diversificadas. Frequentemente resultam do projecto inicial alterado por possíveis intervenções de reparação e manutenção. A preparação dos concursos para novas intervenções exige uma avaliação de quantidades que é dificultada pelas sucessivas evoluções que as estruturas vão evidenciando, à medida que se vão degradando. Pretende-se com este trabalho apresentar e validar metodologias para essa avaliação, ilustrando-a com acompanhamentos “in situ” de algumas intervenções de forma a contribuir construtivamente para futuros melhoramentos em processos de contabilização das referidas quantidades.

Estas propostas estão adoptadas para a costa oeste portuguesa e deverão procurar uma certa uniformidade de procedimentos, bem como a tentativa de integração de todas as componentes ambientais e socio-económicas a diversas escalas, de acordo com a sustentabilidade de esforços.

1.3. METODOLOGIA E ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

No primeiro capítulo é apresentado formalmente o trabalho, incluindo uma breve referência ao contexto temático e aos objectivos que se pretendem alcançar, bem como à própria metodologia e estruturação da dissertação.

No capítulo 2 é feita uma descrição das várias tipologias de estruturas de defesa costeira existentes. São apresentadas as suas funções e limitações construtivas, bem como a análise de casos concretos da aplicação das estruturas referidas.

De seguida, no capítulo 3 é efectuada a descrição do cálculo realizado para a criação de uma metodologia de quantificação de quantidades de trabalho aplicada às estruturas de defesa costeira. Neste capítulo pretende-se também a aplicação desta metodologia a casos de estudo, com vista à realização de uma análise que permita uma correcta caracterização dos fenómenos e implicações no cálculo.

No capítulo 4, é realizada a descrição de algumas intervenções de manutenção e reabilitação de estruturas de defesas costeira alargando a sua descrição a casos de estudo concretos.

Por fim, no capítulo 5 são apresentadas de forma breve as considerações finais ao trabalho.

Em anexo, apresentam-se algumas informações respeitantes aos equipamentos utilizados, secções transversais tipo, exemplos de intervenções realizadas em obra e o estudo de uma expressão matemática que contabiliza os volumes da zona da base da cabeça de um esporão.

2

TIPOLOGIAS DE ESTRUTURAS DE DEFESA COSTEIRA

A dinâmica ao longo da costa é uma ocorrência natural, encarregue desde sempre pela efemeridade da paisagem litoral.

Globalmente tem-se assistido a um recuo mais ou menos generalizado da linha de costa, imputável a um comportamento transgressivo do nível médio do mar, cuja subida foi estimada em cerca de 1.5 mm/ano para Portugal durante o último século (Dias e Taborda, 1988).

É evidente que o tipo de litoral (altitudes elevadas ou baixas) e as formações de que precedem condicionam a erosão existente. Contudo, para além do tipo de costa, têm sido imputadas responsabilidades a grande parte das ocorrências de erosão no litoral português às acções antrópicas, em especial as que levam a situações de insuficiência no fornecimento de sedimentos, sobretudo a partir da década de 70 (séc. XX) com a difusão da construção de barragens ou ainda através da exploração de inertes fluviais e de dragagens portuárias (Dias, 1990).

Segundo Veloso Gomes (1991), no caso da ocupação humana, têm ocorrido alguns problemas ambientais com várias origens, nomeadamente alterações paisagísticas negativas, destruição de manchas florestais da zona litoral quando se sabe que muitas das regiões foram “solidificadas” com base nesse recobrimento, ocupação ou interrupção do cordão dunar que poderá ou não ainda existir.

É principalmente a ocupação humana que condiciona, pelo menos localmente, a modificação das condições de equilíbrio morfológico e que motiva a construção de estruturas de defesa, para protecção de aglomerados habitacionais. No entanto, os efeitos destas intervenções reflectem-se a sotamar das mesmas.

Segundo a história do desenvolvimento das comunidades costeiras denota-se a existência de um planeamento e ordenamento pouco cuidado, em alguns casos pensa-se até que inexistente. No que respeita a soluções de defesa costeira, estas iniciavam-se pela simples colocação de alguns blocos rochosos para protecção localizada, evoluindo para pequenas estruturas de defesa, grandes intervenções e frentes contínuas de intervenção de defesa e até processos de alimentação de praias (Coelho, 2005). Era então admitido como um problema local e não como um problema regional ou até mesmo global e a questão da edificação em zonas dunares de protecção costeira sujeitas às acções do mar raramente eram tidas em consideração.

Hoje em dia é frequente a discussão sobre a responsabilidade destas obras no agravamento das erosões na faixa costeira após a sua implantação, assim como a alteração que trazem para a paisagem. A defesa

dos núcleos urbanos surge como justificação primordial para a adopção destas obras bem como a procura de uma linha costeira “estável”.

As intervenções de defesa costeira podem ser de diversos tipos, porém gozam de uma característica comum, o facto de tentarem mitigar problemas de dimensão local ou regional, que ocorrem devido a efeitos de erosão. Entre as intervenções de defesa costeira efectuadas em zonas vulneráveis incluem-se estruturas perpendiculares à costa (esporões), paralelas à costa (estabelecendo-se a cotas positivas e/ou negativas), a ripagem de areias e a execução/reconstrução de dunas artificiais, assim como soluções mistas (Coelho, 2005). Todas estas soluções devem ser encaradas de uma forma consciente e avaliadas antes da sua implantação, pois estão dependentes da interferência com o meio e consequentemente terão efeitos que avançam no sentido de aclarar dúvidas do presente.

2.1. ESTRUTURAS TRANSVERSAIS

Os esporões constituem estruturas localizadas numa posição relativamente transversal à faixa costeira, retendo uma percentagem maior ou menor de transporte sólido longitudinal em função do seu comprimento, cotas de coroamento e constituição estrutural promovendo a deposição de sedimentos a barlar da zona de implantação.

Os primeiros esporões para protecção costeira que foram construídos em Portugal localizaram-se em Espinho e datam de 1911. Estes correspondiam a duas estruturas transversais, distanciados 90m um do outro, formados por estacas ligadas por pranchões. Tiveram como objectivo fazer face à forte erosão costeira que aí se estava a registar desde há vários anos, e que tinha provocado a destruição de grande número de edificações.

Por sua vez, os campos de esporões são constituídos por um conjunto de esporões devidamente espaçados. Um esporão isolado não consegue salvar toda uma extensão costeira.

Existem diversos critérios a ter em conta na concepção de um campo de esporões, como o espaçamento entre eles, o comprimento, as cotas de coroamento, a “permeabilidade” transversal e a sequência construtiva, sendo estes de grande relevo para a obtenção de configurações de praia favoráveis.

Em geral, a sequência construtiva deve processar-se de sotamar para barlar, prevendo-se assim, uma minoração dos efeitos negativos a sotamar. É importante também que se estabeleçam com cotas baixas e com alguma “permeabilidade” ou transparência transversal ao transporte sólido (Velo Gomes, 1991). Na sequência construtiva também deverão estar presentes várias fases de obra, uma vez que ao longo da sua construção poderá ser notória a necessidade de alteração ao projecto, devido à comparação do comportamento demonstrado/previsível do esporão.

Em casos em que uma praia se encontre num elevado estado de erosão ou quando não é possível a construção sucessiva de esporões, a sua construção deverá processar-se simultaneamente, na medida possível, tentando evitar que o material saia dos limites conferidos pelos esporões. Neste caso surgem os chamados “esporões limitando unidades fisiograficamente independentes”.

Para os casos que se preveja nulo o transporte sólido ao longo da faixa litoral em simultâneo com a ausência de grandes fenómenos de movimentos transversais, o estado dos sedimentos entre esporões permanece inalterável, criando uma praia com configuração “estável” sofrendo alterações apenas devido aos fenómenos de ondulação e das características da obra a que esta sujeita. Por sua vez, nos casos em que se verifiquem movimentos transversais importantes ou ocorrerem grandes tempestades

os sedimentos podem sair desse subsistema e caso não se verifique o seu abastecimento podem ocorrer problemas graves no que respeita à integridade do local.

Em suma, pode referir-se que entre os esporões a praia sofre fenómenos de acreção junto ao esporão de barlar. No entanto, este critério pressupõe que a direcção das ondas permanece constante, caso contrário, a praia irá sofrer alterações podendo mesmo inverte-se as situações de acreção e erosão devido aos fenómenos de ondulação.

2.1.1. TIPO DE ESTRUTURAS

Entre as estruturas transversais mais apontadas surgem os esporões, formados por uma estrutura impermeável (que reforça a deflexão dos fluxos) ou permeável no sentido longitudinal da costa (permitindo os fluxos de água e que algum sedimento os atravesse), podendo fixar-se independentemente ou em conjunto com outros esporões, como já foi referido (fig. 2.1).

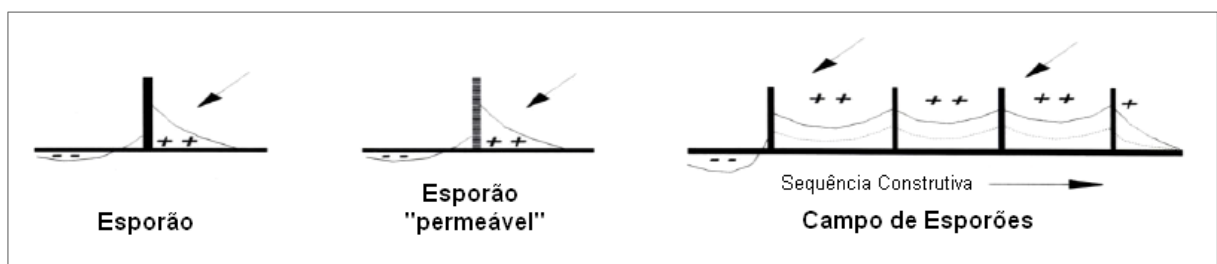


Fig.2.1 – Esquema de obras transversais (Velooso Gomes, 1991).

Um esporão, fig. 2.2, é geralmente constituído pelos seguintes elementos:

Superestrutura – estrutura em geral constituída por enrocamento, eventualmente recoberta com betão colocado “in situ”, que constitui o coroamento (superfície constituída pelos pontos de maior cota de estruturas) e que tem como objectivo facilitar o acesso durante a construção e manutenção;

Manto resistente – faixa do talude, que resiste directamente à incidência da agitação, constituído por blocos naturais ou artificiais, dispostos por norma em uma ou duas fiadas, consoante o tipo de blocos utilizados;

Filtros ou camada intermédia – parte da estrutura que estabelece a transição entre o núcleo e o manto resistente, tendo por finalidade evitar a saída de finos do núcleo;

Núcleo – zona situada no interior da estrutura, constituído em geral por um enrocamento TOT (todo o tamanho);

Risberma – prisma de enrocamento adjacente ao talude do manto resistente.

No que respeita à forma de rotura de esporões sabe-se que podem assumir variados modos. Como se pode observar pela fig. 2.3, estão representados cinco níveis de rotura distintos. Por exemplo, partindo de uma situação inicial estável em que não se verificam quaisquer danos na estrutura, pode ocorrer uma evolução para uma rotura na zona do enraizamento devido à ocorrência de galgamentos junto da mesma.

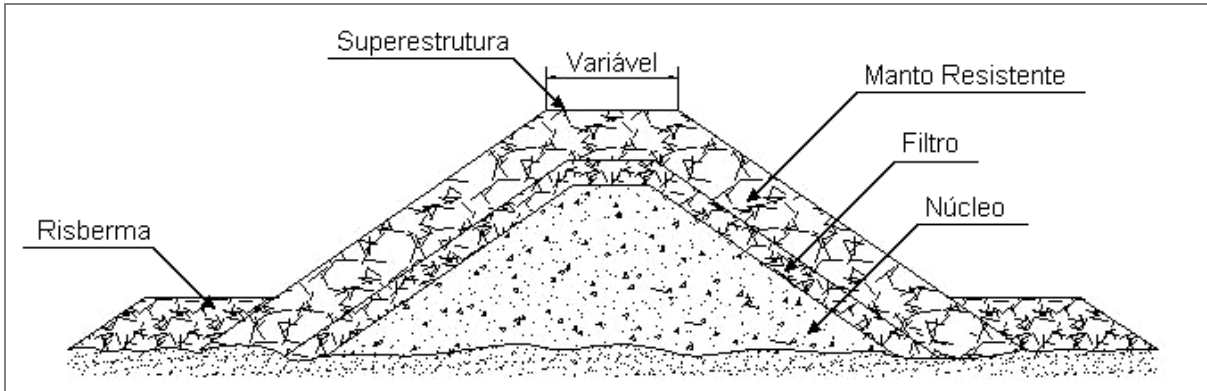


Fig.2.2 – Perfil transversal de um esporão.

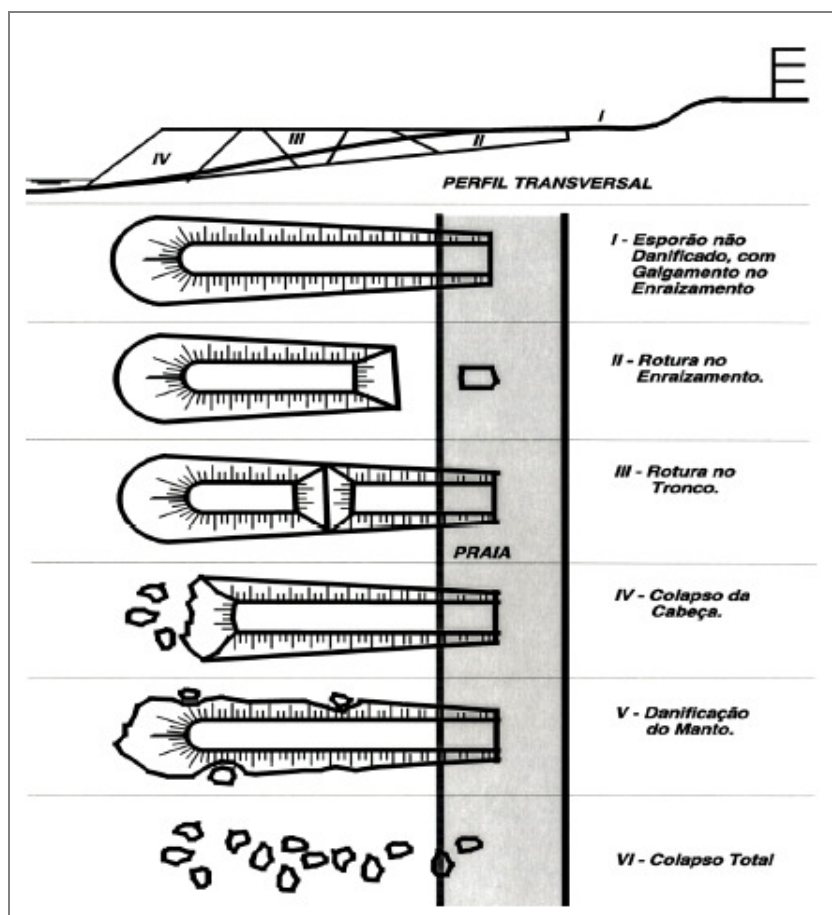


Fig.2.3 – Formas de rotura e colapso dos esporões na costa oeste portuguesa (Veloso Gomes, 2008).

Podem eventualmente ocorrer outros tipos de rotura nomeadamente ao longo do tronco do esporão ou até na zona da cabeça. Contudo estas roturas ao invés de se localizarem em zonas limitadas da estrutura podem ocorrer ao longo da mesma através de uma degradação que se materializa, por toda a estrutura, no manto resistente. Pode ocorrer o colapso total da mesma.

Estas estruturas são frequentemente utilizadas em conjunto com outras estruturas, nomeadamente com estruturas longitudinais aderentes ou até com intervenções de alimentação artificial de areias. Todas

estas soluções mistas estão presentes em zonas críticas, na medida em que tentam mitigar impactes negativos e custos associados às mesmas intervenções.

Em casos em que existem pequenas oscilações dos níveis de agitação, como acontece nas costas mediterrânicas espanhola, francesa e italiana, encontra-se um grande número de obras de defesa quer sejam obras transversais e longitudinais ou até obras mistas de configurações especiais como é o caso de estruturas em L, em T, em Y, curvilíneas, desenvolvidas para reforço de protecção costeira e auxiliadas com alimentação artificial de areias (Velooso Gomes, 1991).

Estas estruturas não desempenham apenas funções de protecção costeira mas são usadas habitualmente como soluções de lazer, pois propiciam grandes extensões de fácil circulação junto da água ou até, pelo facto de proporcionarem agradáveis zonas de abrigo em relação à ondulação, permitem passeios pedonais e boas condições para a prática de natação.

Existem vários tipos de soluções mistas de configurações de esporões associados a planos de alimentação de areias que ao longo dos anos tiveram significativas evoluções com vista a minorar custos e dificuldades na sua concepção (fig. 2.4).



Fig.2.4 – Esquema da evolução de soluções em obras mistas (Velooso Gomes, 1991).

As primeiras soluções propostas eram compostas por um esporão associado a um quebramar destacado. No entanto, devido à dificuldade na construção do quebramar isolado do esporão evoluiu-se para uma solução em T. Por sua vez, tendo em atenção o elevado custo da obra e pensando na melhoria da mesma solução cria-se a secção em L.

Devido à distância que decorre desde o enraizamento da estrutura até à zona de maiores profundidades estabeleceram-se algumas alterações que permitiram maior facilidade na sua construção e menores custos. Essas alterações conduziram a uma estrutura aproximada à do tipo S. No entanto devido às linhas rectas do mesmo que ainda induzem algumas dificuldades à passagem de veículos inerentes à obra, foram suavizados os troços criando uma estrutura curvilínea mais próxima de um verdadeiro S.

Existem outras formas para a estrutura nomeadamente em Y, as quais permitem um maior controlo dos volumes de material a colocar na estrutura. É também frequente estabelecerem-se esporões curvilíneos formando pequenas baías.

Em alguns casos surge também um esporão composto por uma cabeça bastante maior que em situações normais assemelhando-se a uma “rotunda”.

Os esporões podem assumir as mais variadas formas e ser construídos utilizando diversos materiais.

Em Portugal, devido a uma grande abundância de pedreiras, têm sido quase sempre adoptados esporões de enrocamento. No entanto, salienta-se o caso de Moçambique, onde a escassez na obtenção de enrocamentos, tem levado à criação de esporões de betão armado e, ultimamente, de gabions de rede de plástico contendo pedra de pequena dimensão.

Os esporões de betão (fig. 2.5) são constituídos por blocos pré-fabricados, podendo ser do tipo permeável ou impermeável. Para o caso de se pretender esporões permeáveis utiliza-se blocos de betão armado pré-fabricado, aos quais depois de montados são deixados vazios.



Fig.2.5 – Esporão de Kapahulu em betão armado pré-fabricado na praia de Waikiki em Hawaii (fotografia de Kathleen Walling Fry).

No caso de esporões metálicos, estes são constituídos por estacas pranchas, podendo ser do tipo celular ou de paramento plano (fig. 2.6). Os celulares são implantados com células de vários tamanhos, cada uma delas formada por paredes semi-circulares ligadas por septos planos.

Os esporões do tipo paramento, são constituído por estacas pranchas cravadas no terreno e formando um paramento plano.



Fig.2.6 – Esporão metálico (<http://stevekluge.com/geoscience/images/groin.jpg>).

Essas células são enchidas com areia ou pedra para se conseguir um aumento de estabilidade. No entanto, na maioria dos casos, as células são constituídas por uma superestrutura composta por lajes de betão com função de retenção de material, ao mesmo tempo que constitui uma plataforma de acesso.

Os esporões de enrocamento (fig. 2.7), são sem dúvida os mais empregues e os de mais simples execução. Por norma são construídos em enrocamento natural, mas em certos casos para se conseguir uma maior permeabilidade são construídos com blocos de pedra talhada.

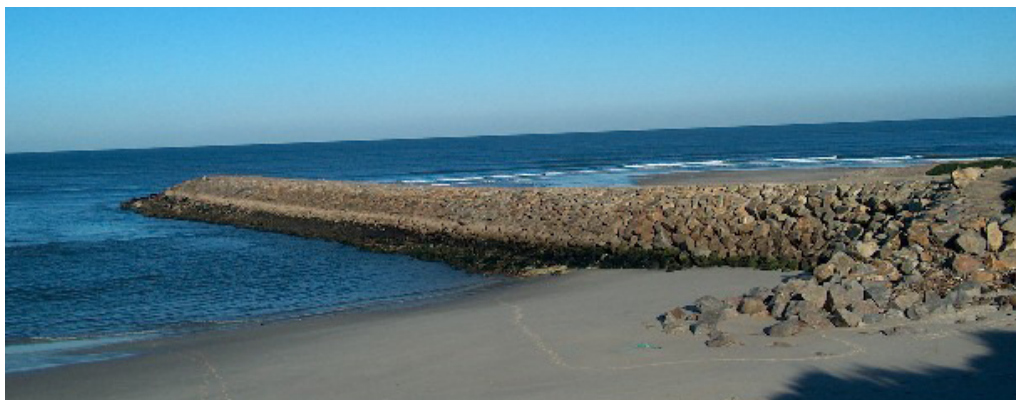


Fig.2.7 – Esporão de enrocamento (Coelho, 2005).

Para a concepção de um esporão de enrocamento impermeável é construída uma parte central denominada de núcleo, constituído por pedra de todo o tamanho e contendo material suficientemente fino para que se torne impermeável à passagem de areia, e por um manto exterior resistente, destinado a suportar as acções das ondas. A sua secção transversal bem como o peso de enrocamento empregue na sua construção variam, de caso para caso, consoante as condições de agitação marítima e com os métodos de construção.

Com vista a aumentar a impermeabilidade destes esporões introduz-se, por vezes, uma cortina de estacas que podem ser estacas pranchas, tendo-se utilizado, noutros casos, injeção de calda de cimento nos vazios.

No caso em que se desejem esporões permeáveis, deverá reduzir-se, tanto quanto possível a largura da secção transversal, e reduzir do núcleo o maior número possível de material fino que de alguma forma possa contribuir para uma diminuição da permeabilidade.

Relativamente aos esporões de madeira (fig. 2.8), a sua forma mais comum emprega uma cortina de pranchas de madeira, travadas por meio de cintas suportadas por estacas. Estes por norma são impermeáveis, no entanto é possível conseguir alguma permeabilidade deixando espaços livres entre as pranchas que constituem a cortina.

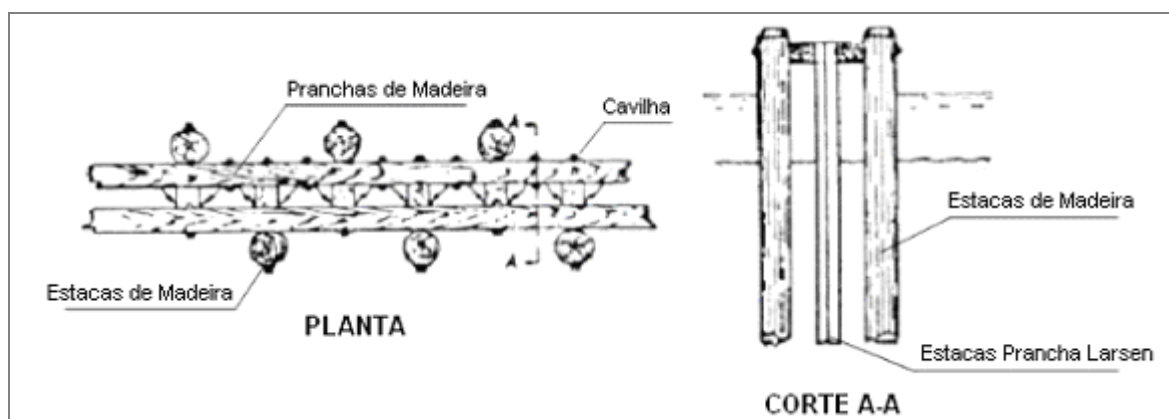


Fig.2.8 – Esquema de esporão em estacas de madeira (Álvares Ribeiro, 1974).

Os esporões de gabions são obtidos à custa de blocos de pedra de pequenas dimensões suportada por uma rede de plástico (fig. 2.9). Estes possuem grande permeabilidade e possibilitam ainda alguns movimentos que ocorrem devido às pequenas dimensões das pedras, mas não são adequados para locais com níveis energéticos elevados.



Fig.2.9 – Esporão formado por gabions (<http://www.conservancy.co.uk/learn/wildlife/process.htm>).

Os quebramares portuários (fig. 2.10) são estruturas transversais semelhantes aos esporões, apesar de mais complexas, e são usadas especificamente na estabilização de canais de navegação de acesso a portos e na protecção de planos de água em relação à agitação marítima. A sua função visa manter a navegação mais segura.

Estas estruturas, por norma, são mais extensas que os esporões e desta forma introduzem maiores dificuldades à passagem do transporte sedimentar longitudinal ocorrendo assim maiores acumulações de sedimentos a barlamar e erosões a sotamar. Estas estruturas não são consideradas como intervenções de defesa costeira (Coelho, 2005).



Fig.2.10 – Quebramar portuário de acesso à marina de Vilamoura (fotografia de Alveirinho Dias, Outubro de 2005).

Com intuito de reduzir os impactes negativos introduzidos no transporte de sedimentos pelos quebramares tenta-se adoptar sistemas que garantam, de certa forma, a continuidade da circulação de sedimentos. No entanto, essas técnicas embora de grande utilidade são de difícil concepção e manutenção, uma vez que ainda não se encontram em Portugal mesmo que já se fale nelas há alguns anos.

No anexo B, encontram-se alguns exemplos de secções transversais adoptadas na construção de esporões bem como secções em planta (da fig. B.1 até fig. B.8).

2.1.2. LIMITAÇÕES NA UTILIZAÇÃO DE ESTRUTURAS TRANSVERSAIS

Os esporões têm por finalidade:

- Estabilizar uma praia sujeita a períodos intermitentes de erosão ou acreção;
- Construir ou alargar uma praia, por retenção de transporte litoral;
- Evitar a saída de material de uma praia subalimentada e que se pretende conservar;
- Evitar o assoreamento de uma zona a sotamar, actuando como obstáculo litoral.

Nos três primeiros pontos realiza-se uma referência à erosão costeira, enquanto que o último se enquadra num plano oposto, pois tem mais ênfase em situações de protecção de embocaduras de portos ou preservação de canais de navegação.

A introdução deste tipo de estruturas na faixa litoral acarreta algumas limitações.

O facto destes actuarem sobretudo como obstáculo ao movimento sedimentar leva à conclusão de que a sua eficácia resulta em parte da existência desse mesmo movimento litoral numa situação constante.

O seu desempenho está condicionado pela existência de fluxo sedimentar a partir de barlamar e também por medidas de mitigação do declínio sedimentar e dos danos causados pela construção dos mesmos. A viabilidade económica do uso destas estruturas também representa uma condicionante quando comparada com outras soluções que podem ser implantadas para produzir o mesmo efeito.

A eficiência do esporão, dada a suspensão da deposição de sedimentos implicando a erosão a sotamar dos mesmos, tem ainda em conta as suas dimensões e as próprias características de implantação (Taveira Pinto, 2001).

No caso de se pretender uma elevada capacidade de encaixe de sedimentos, o comprimento do esporão deverá atingir a zona de máximo transporte longitudinal, ou seja a faixa de rebentação. No que respeita à cota de coroamento, esta poderá ter dimensões não muito elevadas, acompanhando se possível o declive da praia, concretizando o chamado esporão mergulhante. Neste caso a deposição de areias a barlamar poderá em alguns casos vir a repor a certa distância da obra o movimento sólido para sotamar, dependendo da nova situação hidrodinâmica que se instalar e também do facto de poder existir transposição pela parte superior do esporão.

A construção de esporões tem implicações paisagísticas, na medida em que representam uma estrutura de dimensões consideráveis e também pelo facto de representarem um entrave à acessibilidade entre praias adjacentes.

Do seu funcionamento ressalta ainda o facto de criarem uma “antecipação” ou “intensificação” dos fenómenos erosivos a sotamar.

Contudo irá continuar a constituir alvo de investigação o comportamento hidrodinâmico e hidromorfológico da envolvente de um esporão ou campo de esporões. Apesar de ao longo dos anos o

esporão induzir a saturação da praia que se constitui a barlamar, levando à transposição de material sólido para sotamar, garantindo assim a segurança a alguma distância do esporão, o que só acontece se existir deslocação de sedimentos ao longo da costa proveniente em grande parte do fluxo sedimentar proveniente dos rios. No entanto, segundo alguns autores, esta transposição pode ser ainda dificultada pelo próprio esporão pois alegadamente a corrente de deriva litoral ao ser perturbada pelo mesmo, induz os sedimentos para grandes profundidades onde a movimentação é quase impossível de se realizar.

2.1.3. APLICAÇÃO A CASOS CONCRETOS

Na costa portuguesa podem encontrar-se diversas estruturas transversais entre campos de esporões e quebramares portuários ou até mesmo esporões isolados ou apoiados por outras estruturas de defesa.

Entre os campos de esporões construídos em Portugal pode referir-se o caso de Castelo de Neiva, Esposende, Ofir, Espinho, Esmoriz, Cortegaça, Costa Nova, Vagueira, Cova/Gala, Costa de Caparica e Vilamoura/Quarteira.

Por sua vez os quebramares portuários estão localizados em: Vila Praia de Âncora, Viana do Castelo, Póvoa do Varzim, Vila do Conde, Leixões, Douro, Aveiro, Figueira da Foz, Nazaré, Peniche, Cascais, Sesimbra, Sines, Baleeira, Alvor, Portimão, Albufeira, Vilamoura, Faro, Tavira e Vila Real de Santo António.

Estes podem ser de maior ou menor impacte para as zonas costeiras a sotamar, beneficiando por norma da acumulação de sedimentos em zonas costeiras a barlamar (Coelho, 2005).

Na zona do Estoril foi construído um esporão pretendendo-se alargar a praia. Nesta zona existia transporte sedimentar sempre no mesmo sentido independentemente da agitação que se fizesse sentir. Os bons resultados obtidos pela construção do esporão tiveram o auxílio de intervenções de alimentação artificial com areias, pois ocorria uma redução do transporte litoral.

Por sua vez, o caso da Costa Nova em Ílhavo, foi propiciado pelas obras de construção da embocadura da ria de Aveiro, onde se procedeu ao prolongamento do molhe norte e construção do quebramar sul o que provocou uma grande retenção de sedimentos no quebramar norte.

Tendo começado a observar-se uma subalimentação das praias a sul (Costa Nova) entraram estas em erosão. Com o objectivo de evitar a saída de material realizou-se a construção de um campo de esporões, nesta zona, o qual, foi auxiliado pela construção de uma estrutura de defesa longitudinal aderente.

Existem campos de esporões a sul (sotamar) dos quebramares portuários e embocaduras navegáveis de Esposende, Aveiro, Figueira da Foz, Tejo e a ponte (sotamar) de Vilamoura, o que demonstra o impacte que os quebramares portuários e os canais de navegação dragados têm no transporte litoral.

Outro caso bastante conhecido de aplicação de campos de esporões é o que se encontra na restinga do Lobito, em Angola (fig. 2.11). Nesta zona o elevado número de sedimentos provenientes da deriva litoral ameaçava fechar a baía onde se localiza um importante porto. Através da análise da situação, depreendeu-se que esta poderia ser resolvida, com sucesso, com a construção de um campo de esporões.



Fig.2.11 – Campo de esporões do Lobito, Angola (fotografia de F. Sá Pinto, Agosto de 2004, fonte http://www.cpires.com/fotos_do_lobito.html).

Um campo de esporões com características e funções semelhantes existe também na restinga de Luanda.

Em zonas como a Polónia onde o efeito de maré no mar do Báltico quase não se faz sentir, são também implementadas algumas medidas que visam proteger zonas erosivas da costa.

Neste país as estruturas possuem dimensões bastante reduzidas face às existentes em Portugal uma vez que a energia de agitação marítima também é bastante menor.

As estruturas transversais existentes são construídas com estacas de madeira e em alguns casos estas são reforçadas com blocos de enrocamento ou até blocos pré-fabricados em betão armado que são introduzidos no seu interior para conferir maior rigidez (fig. 2.12).



Fig.2.12 – Esporões em madeira na costa polaca (fotografias de F. Kasimierz, Julho de 2005).

Estas estruturas estão frequentemente dispostas em T e são a maioria delas apoiadas por estruturas longitudinais aderentes.

No anexo C, encontram-se alguns exemplos de estruturas transversais (da fig. C.1 até fig. C23).

2.2. ESTRUTURAS LONGITUDINAIS ADERENTES

As estruturas longitudinais aderentes constituem soluções adoptadas em situações de perigo eminente em relação a populações em risco, até que possam ser substituídas por outras intervenções, daí que se diga que estas devem ser do tipo “flexível” (Velooso Gomes, 1991).

Estas estruturas implantam-se paralelamente à linha de costa e estão ligadas a esta, segundo um dado alinhamento. Têm como principal função a resistência à acção directa da agitação marítima. Em outras situações são usadas para delinear arruamentos e/ou aterros marginais, desempenhando assim apenas a função de retenção de solos, que por sua vez devem ter um tratamento paisagístico exigente de modo a não interferir com a linha normal da costa (Taveira Pinto, 2001).

Uma das primeiras obras de protecção costeira executada em Portugal foi deste tipo (fig. 2.13). Esta dada de 1909 e situava-se em Espinho, tendo como objectivo aliviar os graves problemas de erosão costeira que aí, então, se faziam sentir. Esta denominada na altura por “muralha”, estava assente em estacas e possuía uma extensão de 354 metros. Teve vida efémera, pois os temporais que ocorreram em 1910 e 1911 destruíram quase por completo toda a estrutura (Alveirinho Dias, fonte <http://www.aprh.pt/rgci/glossario/paredao.html>).



Fig.2.13 – Aspecto da estrutura longitudinal aderente construído em Espinho em 1909, após a actuação dos temporais de 1910 (reprodução de fotografia da época extraída de Teixeira, 1980).

2.2.1. TIPO DE ESTRUTURAS E SUAS FUNÇÕES

As estruturas longitudinais aderentes estão frequentemente associadas à retenção de terraplenos marginais para arruamentos e edificações (fig. 2.14), podendo ser construídas com materiais

diversificados, nomeadamente em betão, em madeira, com blocos de rocha (enrocamento), com gabions, com tetrápodes ou com materiais metálicos.



Fig.2.14 – Estrutura de defesa longitudinal aderente na praia de Castro Urdiales em Cantábria, Espanha (Taboada, 1988).

Para além dos materiais que constituem a estrutura da obra longitudinal aderente existem ainda diversos materiais e formas de empregar no revestimento do manto exterior, como ilustra a fig. 2.15.

Estas podem ser compostas por diversas camadas ou “fiadas” de enrocamento disposto de uma forma ordenada (tendo em conta a diminuição dos vazios) mas aleatoriamente ou composta por apenas uma camada do mesmo.

Podem ser consideradas estruturas que possuam travejamentos ao longo da estrutura aderente e perpendicular ao talude de forma a conseguir um maior confinamento dos blocos de enrocamento, de menores dimensões.

Existe ainda a possibilidade de colocar o bloco de enrocamento com o seu lado mais comprido perpendicularmente ao talude, proporcionando um agrupamento dos mesmos de uma forma mais coesa. Em alguns casos esta solução é auxiliada pela colocação de um filtro composto por enrocamento de pequenas dimensões.

Esta solução pode ser ainda composta por blocos basálticos (possuem uma forma aproximadamente paralelepípedica) que depois de colocados podem ser ou não, preenchidos os seus vazios por calda de cimento.

Actualmente estuda-se a utilização de novos materiais, como elementos geosintéticos, utilizando para estes casos a própria areia da praia (Coelho, 2005). No entanto, estas soluções menos robustas só são recomendadas para zonas pouco energéticas, pois em zonas como a costa portuguesa onde a energia dissipada pelas ondas na estrutura é de tal ordem que mesmo que não estivesse a ocorrer uma tempestade, possivelmente a estrutura iria ser danificada.

Contudo em zonas de pequena agitação também é frequente encontrar-se novas soluções para o remate do pé de talude. Nestas zonas é possível estabelecerem-se estruturas de pequeno porte e com fins mais vocacionados para o lazer e preservação de espaços.

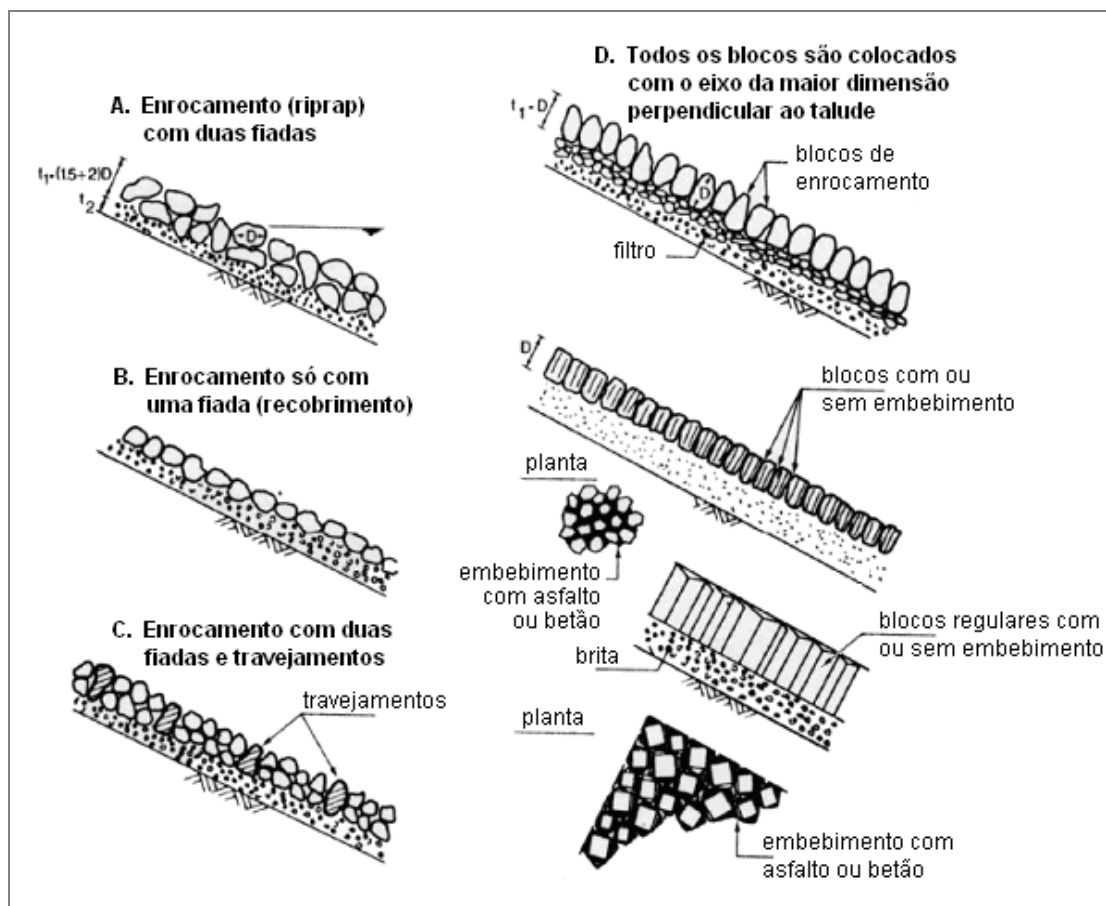


Fig.2.15 – Soluções de revestimentos utilizados em obras longitudinais aderentes (adaptado de Veloso Gomes, 2008).

No que respeita às formas de uma estrutura longitudinal aderente esta pode assumir variadas configurações de acordo com a sua função, como ilustra a fig. 2.16.

É habitual encontrar-se obras longitudinais aderentes em quase todos os campos de esporões implantados em Portugal. A sua concepção estrutural baseia-se na colocação de blocos de enrocamento (ou outro tipo de material) ao longo de uma face de uma duna atingida pelo mar ou sobre um talude inclinado da praia, conseguindo-se assim uma redução da acção das ondas através da absorção da sua energia pelos espaços vazios das rochas.

Relativamente a soluções construtivas, estas podem empregar paramentos verticais, inclinados, compostos, curvilíneos (deflectores) ou em degraus, conforme a sua função principal e a concepção considerada. A eficiência destas estruturas será maior ou menor, consoante o tipo de infraescavações, de assentamentos ocorridos e dos galgamentos que a estrutura possuir. Daí que a incorrecta consideração destes factores relativamente ao funcionamento da estrutura poderá incorrer numa destruição parcial ou total, ficando assim comprometida a eficácia desejada na defesa da linha de costa. Em situações em que as fundações não se estabelecem a partir de estratos rochosos e as erosões atingem valores acentuados, os perigos de instabilidade por infra-escavação são muito superiores (Taveira Pinto, 2001).

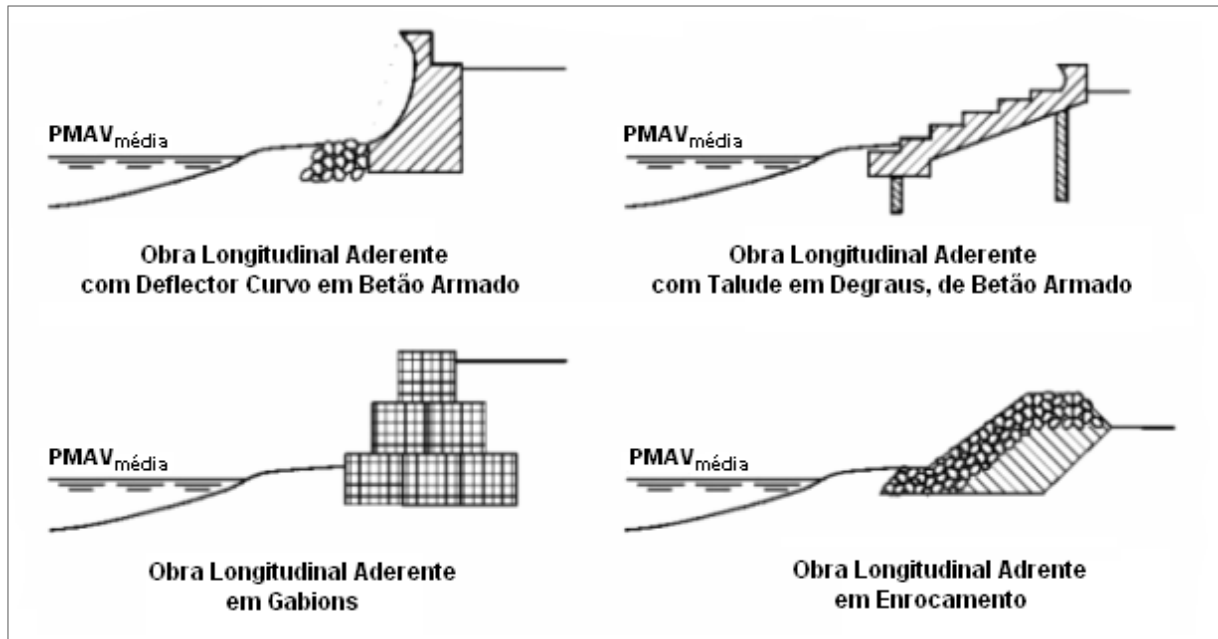


Fig.2.16 – Esquemas tipo de diferentes estruturas longitudinais aderentes, constituídas por diferentes materiais (Mangor, 2004).

Assim, em casos em que a fundação da estrutura se estabelece abaixo do nível do mar, acontece uma redução da acumulação do transporte litoral e cria zonas de turbulência que provocam erosão local devido à incidência das ondas (espraiamento) (Langa, 2003).

A sua eficiência está intimamente relacionada com a sua capacidade resistente à acção da agitação marítima e também aos impulsos activos introduzidos pelos solos marginais. Daí que esta seja determinada pelas condições de fundação, cota de coroamento e forma da estrutura.

Relativamente à cota de coroamento sabe-se que a mesma depende da energia da agitação incidente, dos vários níveis de maré, da sua forma geométrica e da sua constituição estrutural, podendo esta permitir o galgamento da estrutura durante períodos de maior severidade marítima, desde que o edificado não seja atingido.

Relativamente à forma de rotura das obras longitudinais aderentes na costa oeste portuguesa e de acordo com a fig. 2.17, apontam-se sete níveis distintos de colapso.

No que respeita a infraescavações, a rotura ocorre junto do pé de talude da estrutura provocada pela agitação marítima que vai retirando progressivamente material desta zona.

Pode ainda ocorrer o deslizamento do manto exterior da estrutura. Esta forma de rotura põe, muitas vezes, em risco plataformas que constituem arruamentos marginais onde se encontram pessoas e bens.

Em situações que ocorra o galgamento da estrutura podem verificar-se danos na zona de coroamento, ou até mesmo da plataforma marginal.

Por outro lado, se a estrutura não for convenientemente construída, ou seja, se não forem salvaguardados todos os pressupostos da construção do talude, este poderá sofrer alguns movimentos de assentamento, que poderão conduzir, por exemplo, à rotura da estrutura.

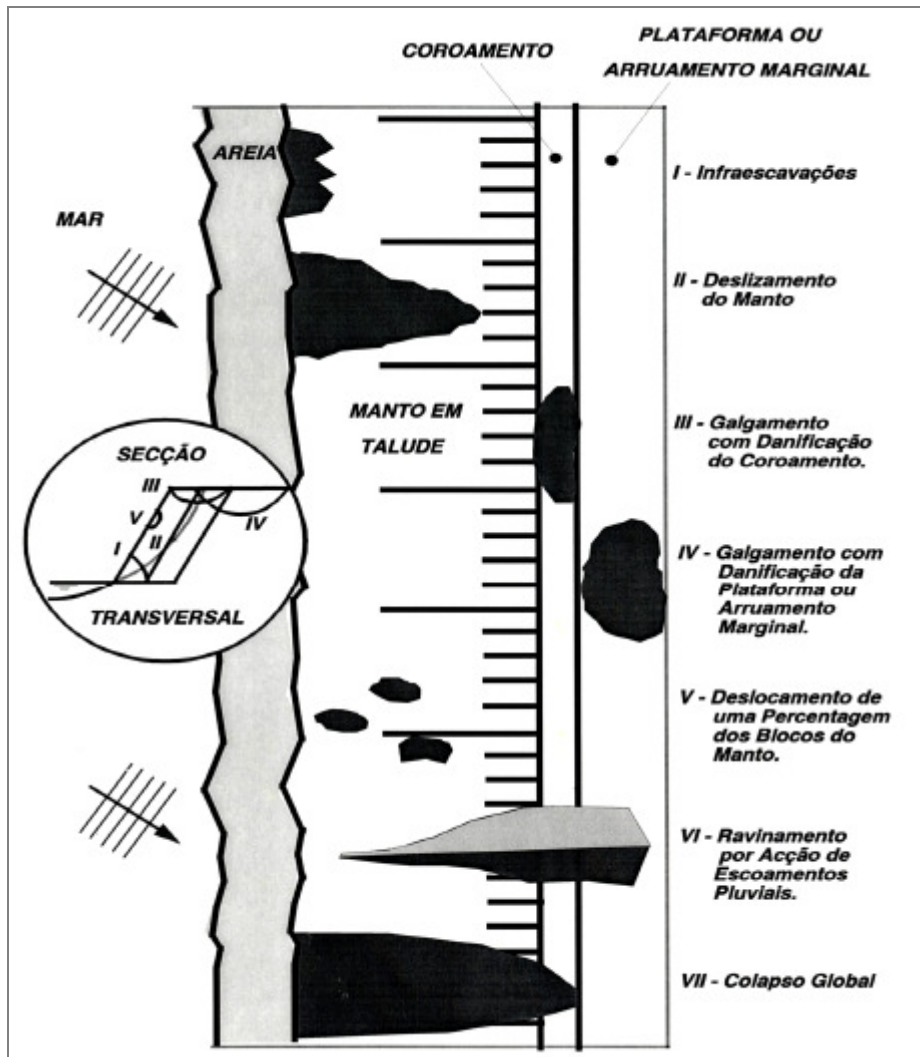


Fig.2.17 – Formas de rotura e colapso das obras longitudinais aderentes na costa oeste portuguesa (Veloso Gomes, 2008).

No caso de ocorrerem fortes escoamentos pluviais na zona de implantação e caso não sejam garantidos todos os mecanismos para a drenagens dos mesmos através de dispositivos adequados, podem ocorrer roturas por ravinamento da estrutura quer na zona frontal, quer até mesmo na zona da plataforma marginal.

Outro tipo de rotura, frequente neste tipo de estruturas dá-se quando se verificam assentamentos na base do talude, junto da zona da berma, originando o deslocamento desta (fig. 2.18) e possibilitando o conseqüente colapso total da estrutura.

Em suma, qualquer um destes tipos de rotura se não forem correctamente averiguados ou até previstos podem conduzir a uma situação que poderá provocar o colapso total da estrutura, deixando à mercê da agitação todo um conjunto de infraestruturas que, à partida, estariam salvaguardadas por esta mesma estrutura.

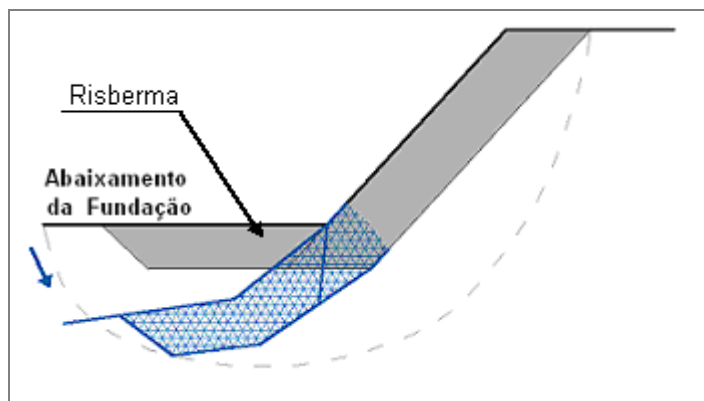


Fig.2.18 – Forma de rotura por assentamentos na fundação de uma obra longitudinal aderente e colocação de uma risberma para mitigar o problema.

No anexo B, encontram-se alguns exemplos de soluções alternativas de revestimento, bem como de secções transversais adoptadas na construção de estruturas longitudinais aderentes (da fig. B.9 até fig. B.14).

2.2.2. LIMITAÇÕES NA UTILIZAÇÃO DE ESTRUTURAS LONGITUDINAIS ADERENTES

As estruturas de defesas longitudinais aderentes, pelo acréscimo de reflexões e turbulência que provocam, podem em muitos casos conduzir ao rebaixamento da praia e ainda levar a processos de erosão da zona arenosa e de outras zonas adjacentes (Fortunato *et al*, 2008).

Uma das desvantagens destas estruturas reside no facto de apenas protegerem as zonas adjacentes frontais e anteriores, ficando desprotegidas as laterais. Quando implantadas em áreas de erosão não promovem o fim da mesma, pois a regressão da costa irá continuar. Assim, para um eficaz combate à erosão em áreas laterais à obra aderente, devem-se ter em conta outras medidas estruturais que apoiem essas intervenções. Desta forma, a progressão da erosão da linha de costa a barlar e a sotamar da obra, determinará que posteriormente a zona “fixada” artificialmente aparecerá mais avançada relativamente à sua posição inicial.

A implantação de estruturas longitudinais aderentes em locais que se verifiquem fenómenos erosivos, não permite uma redução dos mesmos, permitindo apenas a manutenção da linha de costa onde se instala. Logo, tendo em conta a perda de sedimentos da praia frontal à estrutura, esta tenderá para uma situação em que a mesma tomará proporções menores, ou seja, ficará mais estreita e dissipativa, principalmente em alturas de tempestade. Nesta altura as ondas tendem a atacar a costa com mais energia e criam-se até mesmo correntes que agravam a erosão junto das extremidades da estrutura. A tendência desloca-se no sentido da continuidade de erosão, pois cada vez mais a agitação marítima tenderá a dissipar maior energia que posteriormente propicia uma remoção de sedimentos.

Nestas situações as estruturas longitudinais aderentes podem ser auxiliadas pela construção de esporões junto das suas extremidades, para atenuar a erosão sentida nos flancos ou até mesmo na base da estrutura.

Existem vários factores a ter em conta no planeamento e projecto de uma estrutura aderente, nomeadamente: a função a que se destina, a sua forma, a localização face à linha de costa, o seu comprimento, a sua altura, as condições de fundação e o nível da água e dos solos.

Dada a função a que se destina pode estabelecer-se a sua forma estrutural. Uma estrutura vertical é menos eficaz à acção da agitação sobretudo se sofrer galgamentos.

O uso de estruturas verticais conduz a um aumento de intensidade da reflexão das ondas e a possíveis estados de erosão a nível das fundações, caso esta se encontre sobre fundos móveis, que impõem intervenções adicionais para protecção da mesma. O facto de existir reflexão das ondas sobre a estrutura cria movimentos deflectores.

Por sua vez as estruturas convexas e com inclinação, mas de superfície lisa são menos eficientes no que respeita à redução do espraio e galgamento da estrutura, do que as estruturas rugosas e porosas, onde se promove maior dissipação de energia da onda (fig. 2.19). No que diz respeito às estruturas inclinadas, estas promovem ainda o aumento da reflexão das ondas.

No caso de estruturas côncavas, estas garantem razoáveis resultados quanto à redução do galgamento de ondas com características semelhantes.

É de extrema importância que a concepção de obras aderentes tenha em conta a evolução do perfil da costa, resultante do alinhamento provocado pela construção de obras de protecção e possíveis problemas de erosão. O seu perfil transversal e sua construção são também condicionados pela ocupação urbana e balnear da zona envolvente (Langa, 2003).



Fig.2.19 – Estrutura de defesa longitudinal aderente na Polónia (fotografia de F. Kasimierz, Julho de 2005).

2.2.3. APLICAÇÃO A CASOS CONCRETOS

A dinâmica da costa litoral portuguesa é sobretudo dependente de processos de transporte sedimentar longitudinal que sofre perturbações a sotamar de estruturas artificiais.

No que respeita às estruturas longitudinais aderentes, estas conduzem a algumas desvantagens, nomeadamente a degradação paisagística da praia quer pelo impacte visual negativo e dificuldade de acesso a esta, quer pela diminuição da área útil provocada pela introdução de estruturas na mesma (Coelho, 2005).

Em zonas com risco de erosão estas estruturas funcionam como “alinhamentos” fixos de referência que marcam a evolução da erosão pela diminuição da praia que perde areia, chegando em muitos casos à perda total da mesma.

Os pequenos cabos que se podem formar ilustram o recuo generalizado da linha de costa. Este recuo verifica-se localmente à obra aderente, que poderá estar associada a outras estruturas de defesa. Um exemplo claro desta situação é o que ocorre em Cortegaça, onde existe uma estrutura bastante robusta para fazer face ao avanço do mar e proteger as edificações que estão praticamente contíguas à estrutura. Nesta zona é claramente visível o cabo formado pelo efeito de contenção local da obra de defesa aderente (fig. 2.20).

Para estes e outros casos, restará no futuro (médio/longo prazo) a opção “retirada” de povoação com diversos impactes socio-económicos que serão alvo de avaliação (Veloso Gomes, 1991).



Fig.2.20 – Formação de um pequeno cabo devido ao avanço da erosão, em Cortegaça (EUrosion, 2006).

Em Portugal encontram-se inúmeras intervenções de defesa costeira com recurso a estruturas longitudinais aderentes, nomeadamente em: Moledo do Minho (meia laranja), Vila Praia de Ancora, Aguçadoura, Vila do Conde, Mindelo, Leça da Palmeira (marginal), Foz do rio Douro (incluindo uma meia laranja), Granja (meia laranja), Espinho, praia de Esmoriz, praia de Cortegaça, praia do Furadouro, praia da Torreira, Costa Nova, Vagueira, praia de Mira, Buarcos, Cova/Gala, Leirosa, Pedrógão, Cova do Vapor, Costa da Caparica, Quarteira e Vale do Lobo.

Embora na costa portuguesa sejam implantadas estruturas longitudinais aderentes de grande porte devido ao elevado nível de agitação marítima, no caso da costa polaca o mesmo não se verifica, pois a energia a dissipar pelas ondas é menor. Na Polónia é frequente observarem-se estruturas construídas aparentemente sem grande rigor pois é visível em alguns locais a simples colocação de blocos artificiais do tipo tetrápodes de uma forma desorganizada (fig. 2.21).



Fig.2.21 – Estrutura longitudinal aderente na Polónia composta por tetrápodes (fotografia de F. Kasimierz, Julho de 2005).

Em alguns casos estes blocos estão auxiliados por uma plataforma posterior em blocos de betão pré-fabricado que forma um pequeno passadiço ao longo da costa (fig. 2.22).



Fig.2.22 – Estrutura longitudinal aderente e campo de esporões permeáveis, em madeira, na Polónia (fotografia de F. Kasimierz, Julho de 2005).

No anexo C, encontram-se alguns exemplos de estruturas longitudinais aderentes (da fig. C.24 até fig. C45).

2.3. ESTRUTURAS LONGITUDINAIS DESTACADAS

As obras longitudinais destacadas da costa, tendem a tentar eliminar as consequências negativas induzidas pelas estruturas anteriormente expostas, procurando não interferir com a deriva litoral no transporte de sedimentos ou até mesmo no que respeita à tentativa de evitar alguns fenómenos de reflexão de energia com o fim de evitar a erosão costeira.

Estas obras de protecção destacada (tipo quebramar), apesar de tudo, não têm sido activamente implementadas na costa portuguesa.

A base do seu funcionamento assenta no facto de o transporte sedimentar resultar da energia dissipada pelas ondas e também devido às correntes de difracção que se geram nas extremidades do quebramar e que por sua vez criam deposição de sedimentos na zona tardo de deste. Esta deposição promove a criação de um tómbolo que irá proteger as características da deriva litoral que se verifica na proximidade do quebramar (Dias, 1990).

Em geral estas estruturas são implantadas a profundidades mais elevadas em comparação com as extremidades de estruturas transversais (tipo esporões) e dado o tómbolo que formam, talvez seja o processo mais eficiente do ponto de vista da suspensão do transporte sedimentar. Desta forma, os quebramares destacados funcionam tanto como estruturas longitudinais como transversais.

Dado o efeito que estas estruturas provocam na modificação dos processos de transporte quer seja longitudinal ou transversal, pode obter-se um maior controlo no que respeita à reversão de determinada situação de erosão (Fortunato *et al*, 2008).

2.3.1. TIPO DE ESTRUTURAS

Os quebramares destacados são estruturas localizadas em zonas imersas, que consoante a posição do seu coroamento face à posição do nível médio do mar poderá classificar-se de emersos ou submersos. Ambas as situações têm função de obstáculo à normal propagação da agitação.

Relativamente aos quebramares submersos produz-se a rebentação prematura de algumas ondas e o galgamento do fluxo que traz a areia, sendo também bastante aprazíveis relativamente aos impactes visuais e ambientais, face aos quebramares destacados emersos.

As estruturas longitudinais destacadas diferem das aderentes pelo facto de estarem inicialmente desligadas da linha de costa. São utilizadas com o objectivo de proteger uma praia por efeito de abrigo relativamente à agitação, deslocar a zona de deposição de areias de entrada de canais de navegação ou criação de uma zona calma para refúgio de pequenas embarcações.

No entanto, o seu principal papel para a defesa costeira reside na sua capacidade de retenção ou acumulação de sedimentos a sotamar, caso se verifique transporte sedimentar longitudinal, conseguido somente pelo facto de se obter um forte decréscimo da agitação incidente bem como pelo desenvolvimento de correntes de difracção.

Mesmo que não se verifique um significativo transporte litoral, a função destas estruturas é de grande importância, pois garantem a preservação de boas condições balneares no que respeita à qualidade da água, pois propicia a sua recirculação.

Existem diversas variáveis envolvidas no comportamento e eficiência destas estruturas, como a batimetria, o nível de agitação, o seu comprimento, a distância relativamente à costa, as aberturas entre estruturas adjacentes, a altura e largura do coroamento, a sua configuração estrutural, etc (Velooso Gomes, 1987).

No que respeita às cotas de coroamento e profundidade (distância da costa), estas estabelecem o nível de atenuação da onda, o seu galgamento, a secção transversal da estrutura, seu custo e a fracção de transporte litoral obtido, que por sua vez condiciona o potencial de erosão em costas contíguas.

Ao nível do comprimento, por norma são estruturas tanto mais extensas quanto maior a distância da linha de costa. Devido ao objectivo de atenuação da onda estas estruturas não devem ser muito curtas,

dado que a zona das extremidades que propiciam a difracção devem ser mais robusta, logo mais dispendiosa, de forma a suportar a concentração da energia aí incidente.

Por sua vez as características reflectivas da obra bem como a profundidade ao pé da estrutura são fixadas respectivamente pela rugosidade e inclinação do talude da mesma.

Relativamente ao pé do talude da estrutura, sabe-se que este poderá estar protegido por uma berma de largura variável condicionada por condições geotécnicas de estabilidade do maciço e também hidráulicas função da erosão sentida (Mangor, 2004).

Segundo Veloso Gomes (1991), quanto maior for a cota de implantação do coroamento de uma estrutura destacada, mais eficiência será gerada na criação do tómbolo, contudo esta situação acarretará maiores dificuldades a sotamar, caso se verifique um significativo transporte litoral.

Analogamente ao caso dos esporões também surgem vantagens em construir “campos” de obras longitudinais destacadas em substituição de estruturas isoladas, convenientemente estudadas segundo processos hidrodinâmicos que auxiliem a definição do seu número, comprimento, espaçamento e até a sua sequência construtiva.

As estruturas longitudinais destacadas podem ser distinguidas quanto à sua forma de acumulação de sedimentos, em saliente e tómbolo.

A formação do tipo saliente ocorre quando o comprimento adimensional do quebramar é menor do que aproximadamente 0.6 a 0.7, criando-se a tal saliência na zona de sombra do quebramar, ao contrário do tómbolo que se estabelece quando esse comprimento supera 0.9 a 1.0, ocorrendo a conexão da acumulação de areia da praia com o quebramar (fig. 2.23).

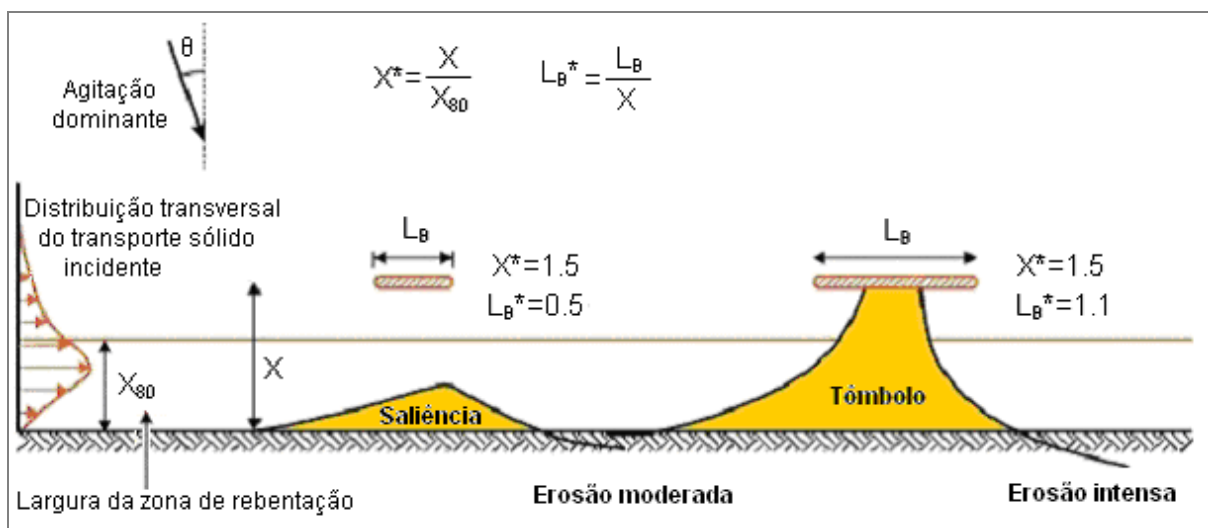


Fig.2.23 – Definição dos parâmetros que caracterizam os quebramares destacados e formas de acumulação a partir da profundidade de fechamento (adaptado de Mangor, 2004).

A formação dos tómbolos é fomentada pela difracção de ondas nas extremidades de um obstáculo, que por sua vez, induz na zona de sombra da praia transporte litoral convergente dado que nas imediações desta zona de sombra, os ângulos de ataque estão direccionados para o interior da mesma (fig. 2.24). Por consequência, verifica-se a existência de um excesso de sedimentos que progressivamente se vão acumulando, condicionando de tal forma o padrão de refracção e difracção das ondas (Alveirinho Dias, fonte <http://www.aprh.pt/rgci/glossario/tombolo.html>).

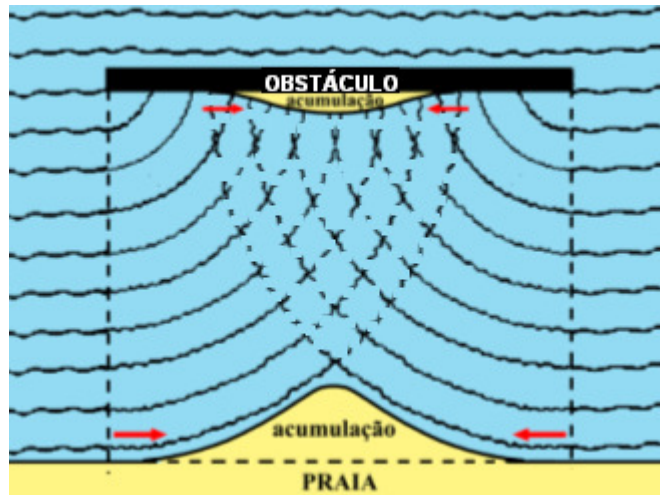


Fig.2.24 – Esquema de difracção das ondas num obstáculo (adaptado de Alveirinho Dias, fonte <http://www.aprh.pt/rgci/glossario/tombolo.html>).

A acumulação progressiva causada pelo transporte convergente dá origem a uma pequena saliência que sobressai da orientação geral da linha de costa, e outra de menores dimensões na parte tardoz do obstáculo. Ao longo do tempo estas duas saliências vão acumulando cada vez mais sedimentos acabando por se unir, dando por fim origem a um tómbolo.

Estes tómbolos podem ser simples, se constituídos por um único cordão de sedimentos ou compostos (duplos, triplos, etc.), caso possuam mais do que um cordão.

A fig. 2.25 mostra que os quebramares destacados podem ainda distinguir-se em três tipos:

- Quebramar exterior (off-shore);
- Quebramar costeiro;
- Quebramar de praia.

No caso de quebramares situados a uma distância suficientemente elevada da zona de rebentação e espraçamento (maior do que $3X^*$), o seu objectivo estrutural visa proporcionar uma zona de abrigo portuária para situações em que este se situe ao largo devido às baixas profundidades junto da zona de costa, permitindo boa navegabilidade aos navios. Esta situação promove ainda a minimização ou até mesmo mitigação de possíveis operações de dragagem para manutenção de canais de navegação de portos.

Por norma, este tipo de quebramares são implantados a profundidades ligeiramente superiores às exigidas para a navegação, diminuindo por isso as dragagens, já referidas, e o impacte sobre a linha de costa.

Em suma a filosofia empregue para a concepção deste tipo de quebramares destacados assenta no facto de se pretender que estes sejam implantados o mais afastados possível da zona de rebentação e com o menor comprimento, de modo a que o seu impacte sobre a morfologia costeira seja negligenciável. Através da experiência sabe-se que muitas vezes isto é difícil de obter na prática, pois por vezes estes quebramares provocam acumulação na zona de sotamar. Daí resulta a importância de uma correcta avaliação dos impactes ambientais que estes trazem para o porto.

Por sua vez os quebramares do tipo costeiro e de praia, ao contrário dos quebramares do tipo exterior, são utilizados fundamentalmente para gestão costeira.

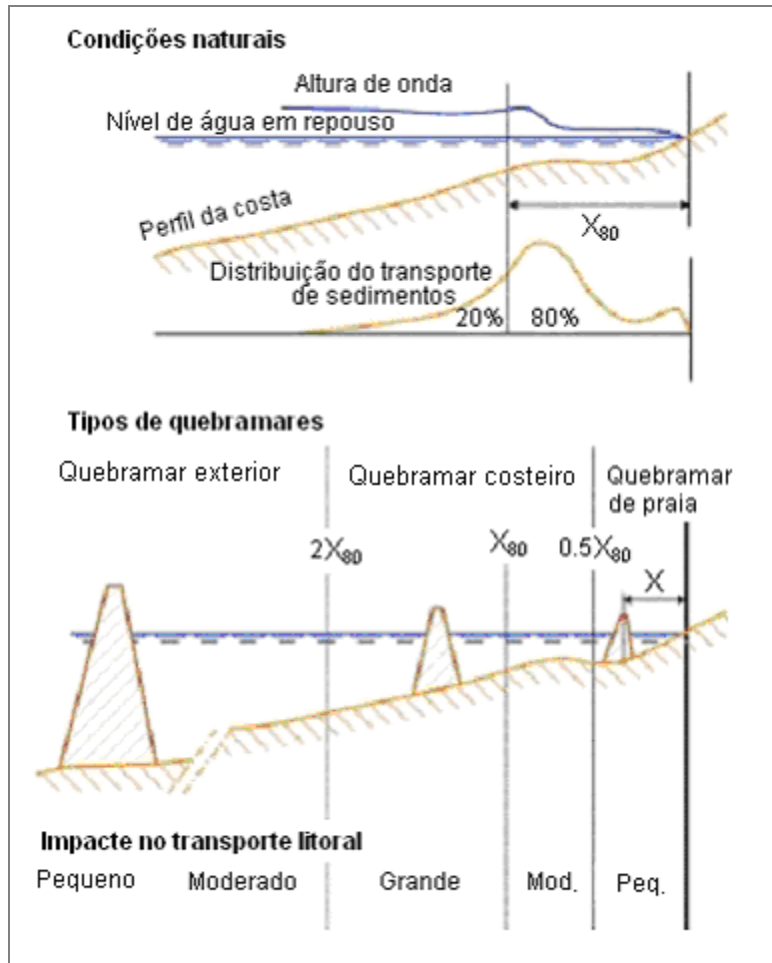


Fig.2.25 – Tipos de quebramares destacados (adaptado de Mangor, 2004).

Os quebramares costeiros situam-se entre uma distância da costa de metade da largura de rebentação, até ao dobro da mesma ($0.5 < X^* < 2$). Este quebramar permite a acumulação de sedimentos na zona que abrange do litoral, garantindo desta forma que parte do perfil costeiro seja salvaguardado contra a erosão.

Relativamente aos quebramares da praia, situados a menos de metade da largura de rebentação ($X^* > 0,5$) produz-se uma acumulação de sedimentos formando uma praia desde a costa até ao quebramar que não provoca grande interferência com o transporte litoral (Mangor, 2004).

Quanto ao tipo de materiais que estes empregam pode-se dizer que possuem grandes semelhanças com as estruturas transversais. Em praticamente todas as soluções de defesa costeira o uso de enrocamento é o mais comum, sendo frequentemente utilizado na construção de quebramares de talude.

Em obras executadas a maiores profundidades opta-se por materiais mais robustos como o caso de blocos artificiais de betão ou até mesmo caixões em betão armado para concretizar soluções com perfis verticais.

O uso de estacas de madeira ou metálicas é mais comum em zonas mais abrigadas (Alfredini, 2005).

Actualmente, tal como nas estruturas longitudinais aderentes também nas longitudinais destacadas se começa a falar da aplicabilidade de outros materiais como os geosintéticos e sobre as suas vantagens face aos já utilizados.

As secções transversais deste tipo de estruturas são bastante semelhantes às das estruturas transversais. No anexo B, encontram-se alguns exemplos de soluções de secções transversais adoptadas na construção de estruturas longitudinais destacadas (da fig. B.15 até fig. B.25).

2.3.2. LIMITAÇÕES NA UTILIZAÇÃO DE ESTRUTURAS LONGITUDINAIS DESTACADAS

As estruturas longitudinais destacadas devido à sua extensão exposta à agitação, às profundidades a que são implementadas e por serem executadas e mantidas por equipamentos marítimos, têm custos comparativamente bastante elevados face às obras longitudinais aderentes ou obras transversais.

Uma das grandes desvantagens dos quebramares destacados do tipo emerso, comparativamente com os do tipo submerso reside na potencial degradação da qualidade da água e dos habitats naturais uma vez que eliminam a circulação de água na área abrigada pela estrutura. Este facto deve-se à robustez da estrutura uma vez que este é dimensionado para diminuir drasticamente a agitação incidente através do impacto da rebentação desta sobre a estrutura.

Por sua vez, as estruturas do tipo submerso constituem uma boa solução alternativa face a estes condicionalismos e também ao menor custo de construção, devido ao facto de estarem sujeitas a uma menor acção marítima.

Contudo, estes quebramares destacados são mais complexos a nível de projecto e acarretam outros problemas durante a sua vida útil, pois necessitam de um adequado sistema de marcas/bóias para assegurar as diversas manobras de navegabilidade e de equipamentos mais delicados para a sua construção.

O facto dos quebramares submersos produzirem um menor desempenho na protecção costeira, devido à sua eficácia na formação do tómbolo ser menor, poderá constituir outra limitação à sua construção (Taveira Pinto e Neves, 2003).

Em suma as limitações das obras de quebramares destacados baseiam-se na formação do tómbolo como fenómeno sanitariamente problemático pois inibe a capacidade de renovação da água, agravando potencialmente o nível de poluição da mesma; no seu comprimento, pois tendo em conta que estas têm uma extensão proporcional à distância da linha de costa e que para o caso de se pretender uma boa atenuação da agitação, estes não devem ser muito curtos e como as extremidades são o meio de difracção devem possuir uma estrutura mais robusta, logo irão acarretar custos bastante elevados; na inclinação e rugosidade do paramento externo visto que estes definem as características reflectivas da obra e a profundidade da fossa ao seu pé; na largura e características da berma no pé da estrutura pois esta depende das condições geotécnicas de estabilidade do maciço e hidráulicas, ligadas à erosão (Mangor, 2004).

2.3.3. APLICAÇÃO A CASOS CONCRETOS

Em Portugal, já se recorreu à utilização de quebramares destacados em Castelo de Neiva e na Aguda para proteger pequenas comunidades piscatórias, no Douro para facilidade de navegabilidade e nos Açores, na ilha do Pico com o objectivo de lazer e protecção costeira.

Em Castelo de Neiva foi implementado um quebramar destacado em betão simples, para protecção de entrada e saída de embarcações de pesca (fig. 2.26). Este quebramar foi executado de forma que o paredão fosse assente sobre formações rochosas, depois de regularização por explosivos. Na zona exterior do manto foram colocados blocos de enrocamento.



Fig.2.26 – Quebramar destacado de Castelo de Neiva (<http://www.seth.pt/obras.asp?idCat=2>, Junho de 2009).

Este quebramar possui um comprimento de 250 m, e o seu coroamento está implantado à cota +6 ZH.

A praia da Aguda situa-se no concelho de Vila Nova de Gaia, a cerca de 10 km a Sul da embocadura do Rio Douro e dá abrigo a uma comunidade piscatória que remonta aos finais do século XIX. Este núcleo urbano inicia-se junto da praia, onde outrora se localizavam as dunas primárias, situação frequente em comunidades piscatórias, e que ao longo de um processo de erosão cria situações de risco para pessoas e bens.

A existência de afloramentos rochosos na Aguda, frequentemente com cotas acima do zero hidrográfico, tem atenuado o processo erosivo que se tem feito sentir ao longo da faixa litoral. Contudo apesar desta “protecção”, na praia fizeram-se sentir várias alterações levando à sua degradação, chegou mesmo a verificar-se o galgamento da rua marginal que está implantada entre a cota +9 (ZH) e +8 (ZH).

Perante estes problemas foi proposto construir-se um pequeno quebramar destacado que protegesse a comunidade e para além disso permitisse uma maior segurança na entrada e saída das embarcações. A solução escolhida conduziu a uma cota de coroamento à cota +5 (ZH), tendo como objectivo reduzir o impacto visual da obra, que possui 6 m de largura e 330m de comprimento.

Esta estrutura foi projectada para não possuir qualquer ligação a terra, daí que depois de construída se tenha retirado o esporão de acesso provisório (fig. 2.27). Durante a construção do quebramar foi realizada uma inserção, no paramento virado para terra, de alguns negativos para maior facilidade de colonização (recifes artificiais) (Instituto da Água, 2002). O tómbolo forma-se rapidamente logo após a construção do quebramar.



Fig.2.27 – Quebramar destacado da praia Aguda, antes da formação do tómbolo (Instituto da Água, 2002).

Relativamente ao quebramar destacado do Douro, está inserido num conjunto de intervenções que visam a estabilização das margens do rio Douro, nomeadamente do Cabedelo e das zonas ribeirinhas junto à Foz, assim como melhorar as condições de navegabilidade e de segurança, em qualquer estado de maré, e a preservação dos valores ambientais, paisagísticos e estéticos da zona.

O quebramar destacado está implementado com coroamento à cota +6 ZH, e possui uma extensão de 500 m (fig. 2.28), para protecção marítima e sedimentar da margem sul.



Fig.2.28 – Quebramar destacado e molhes do Douro
(http://www.grandeportotv.net/catalog/productImages/obras_molhe.jpg).

No caso da Vila das Lajes do Pico situada na Ilha do Pico, Açores, foi construído um quebramar destacado (fig. 2.29), pretendendo evitar que em situações de tempestade ocorram galgamentos e a consequente inundação dessa zona urbana. A obra, compreende a construção de um único quebramar destacado, com cerca de 400 m de comprimento, e com um desenvolvimento ligeiramente arqueado, distando da baía portuária e respectivo cais cerca de 140 m.



Fig.2.29 – Quebramar destacado na Vila das Lajes do Pico, nos Açores (fonte <http://fotos.sapo.pt/oFY7onBQ2fZ4kAdM7s80>, 18 de Fevereiro de 2008).

Existem situações em que os quebramares destacados podem acarretar vantagens, mas quase sempre estas vantagens estão acompanhadas de várias desvantagens.

Em locais onde se verifique a localização de quebramares costeiros longos e isolados, é previsível que benefícios como o alongamento das secções de praia e uma boa protecção se manifestem. Em contrapartida criam-se tómbolos permanentes, com pouca transposição de sedimentos, bem como grandes erosões a sotamar e possível acumulação de detritos prejudiciais à segurança dos banhistas.

Por sua vez, os quebramares costeiros longos e segmentados levam à criação de praias mais estáveis conferindo uma boa protecção das mesmas. Contudo, a sua aparência estética e a qualidade da água podem não corresponder a níveis desejados. À semelhança dos quebramares referidos anteriormente, também estes podem provocar a acumulação de detritos e grandes erosões a sotamar.

Os quebramares costeiros curtos e segmentados são os que possuem mais vantagens face aos referidos, pois apresentam uma praia esteticamente mais agradável que induz pequenas erosões a sotamar. Permite manter a qualidade da água com níveis elevados de satisfação e ausência de detritos. Uma das desvantagens que estes propiciam reside na perda da boa visão para o mar.

É frequente surgirem fenómenos naturais associados a formações que ocorrem nos quebramares destacados. Pois na medida em que um tómbolo resulta da acumulação de materiais detríticos a ligar a praia litoral a uma “ilha”, permite que ao longo da costa se encontre materializado este fenómeno. Em Portugal pode visualizar-se este fenómeno na praia de Mindelo em Vila do Conde e em Peniche.

No anexo C, encontram-se outros exemplos de estruturas longitudinais destacadas aplicadas ao sul de Espanha (da fig. C.46 até fig. C.52).

2.4. INTERVENÇÕES DE ALIMENTAÇÃO E REPERFILAMENTO DAS PRAIAS

A alimentação artificial com areias quer no seu projecto quer na manutenção de estruturas tem taludes e frequentemente aparece associada a estruturas de defesa costeira.

Uma das formas de intervenção que menos efeitos transporta para o ambiente, é as chamadas técnicas de estabilização da linha de costa com recurso a intervenções correntemente denominadas de “ligeiras”. Estas técnicas contudo, introduzirão sempre alguns problemas ambientais, sendo de se prever igualmente questões técnicas complexas e custos que para além de elevados, poderão ser de difícil contabilização.

Pensando do ponto de vista ambiental, a utilização destas técnicas leva à exaustão de reservas de fontes de sedimentos que por sua vez tendem a localizar-se a distâncias superiores e a profundidades mais elevadas introduzindo maiores custos e problemas ambientais (Coelho, 2005).

2.4.1. ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL DE PRAIAS

A melhor forma de combater a erosão costeira é possuir uma praia, podendo esta ser artificial ou natural e conseguir assim uma eficiente defesa costeira.

A alimentação artificial de praias resulta da colocação, por meios artificiais, de areia em zonas de risco de erosão, permitindo a sua preservação, alargamento e formação de dunas, simulando situações naturais (Velooso Gomes, 1991).

Esta técnica tem por função dotar a praia de material arenoso incitando a rebentação e a dissipação da energia proveniente da agitação. A colocação destes sedimentos na praia leva à existência de uma fonte sedimentar, que por norma provem de dragagens, mas poderá contudo ser proveniente de outras fontes, como as zonas interiores à costa ou locais imersos.

Em situações em que a qualidade de sedimentos gerados de dragagens é boa, estes devem ser utilizados para a alimentação das praias, reintroduzindo os sedimentos no sistema.

Uma praia constitui um elemento estrutural chave no que respeita à eficiência na rebentação e dissipação de energia, daí que se pense que com a criação de uma praia artificial se garanta o restauro do equilíbrio dinâmico em troços da zona costeira. No entanto, este equilíbrio poderá ser somente conseguido depois do culminar de várias fases de enchimento e emagrecimento da praia (Taveira Pinto, 2001).

A eficiência desta técnica para alimentação de praias é baseada em características da agitação incidente, que por sua vez influenciam o transporte litoral através das correntes, alturas e períodos das ondas. Também influenciam de certa forma, as características do material empregue na alimentação, bem como as características morfológicas da praia, nomeadamente os seus perfis e as cotas de maré.

Na alimentação artificial, o material usado deve possuir uma granulometria semelhante à existente na zona a alimentar, de forma a permitir variações a nível da declividade da praia relativamente ao seu estado inicial. Por outro lado, a qualidade desse material deve ter em conta parâmetros que garantam satisfeitas condições ambientais e de saúde pública, devendo por isso estar ausentes componentes como lodo, óleos e metais pesados que alterem as suas características físico-químicas e biológicas, assim como a sua granulometria.

Este tipo de intervenção pode ser realizado admitindo um carácter provisório e/ou de emergência, através da “ripagem” de areias em praias em erosão, para responder a situações de reconstrução de

dunas, recobrimento de obras longitudinais aderentes ou até para reposicionar volumes de areias ao longo da praia.

Esta forma de alimentação artificial consiste na movimentação de areias, ao longo do perfil transversal da praia, realizando-se no sentido ascendente e com recurso a equipamentos mecânicos, do tipo dumpers e bulldozers. A técnica de “ripagem” deve ser efectuada em zonas de fraca sensibilidade ambiental, e de forma a só interferir com as camadas superiores da praia, garantindo a não ocorrência de depressões e irregularidades na mesma (Langa, 2003).

2.4.2. INTERVENÇÕES DE ARTIFICIALIZAÇÃO NAS DUNAS

É frequente a introdução de intervenções de artificialização nas dunas numa tentativa de reconstrução por meios artificiais, em locais que se verifique alguma fragilidade ou até rotura total de cordões dunares.

No entanto, estas intervenções possuem inúmeras semelhanças com as referidas no ponto anterior, uma vez que a qualidade dos sedimentos bem como outros aspectos inerentes às suas características devem ser mantidos, de forma a estarem assegurados todas as garantias de segurança.

Quando se realiza reabilitação por meios activos, assiste-se a uma reacumulação de material sedimentar, apoiada pelo enchimento de forma artificial de zonas de praia e ante-praia, de forma a efectivar a sua recomposição, preservação e alargamento.

Por outro lado quando se pensa na reabilitação segundo meios passivos (paliçadas) e/ou por vegetação obtém-se a fixação de sedimentos através do transporte eólico (Langa, 2003).

Esta técnica consiste na retenção de areias, por cordões de estacas de pequena dimensão, normalmente de madeira, dispostas de forma longitudinal face à linha de costa, formando barreiras contra o transporte sedimentar. A vegetação nas dunas promove a estabilização e fixação da praia garantindo uma maior resistência face as acções eólicas.

Estas intervenções de reabilitação dunar têm como objectivo principal a recuperação das formações sedimentares e composição dos cordões dunares, garantindo que a praia retenha material sólido que conduzirá à sua protecção contra acções humanas ou externas a estas.

Nos casos em que se verifique uma duna artificial com um núcleo estrutural em enrocamento ou em blocos de betão, esta funciona como uma barreira ou como revestimento longitudinal, uma vez que as dunas não são uma estrutura rígida e estática. Contudo, se o seu núcleo sofrer danos pelo mar (infraescavações, destruição do perfil), o seu efeito de barreira deixa de se fazer sentir.

2.4.3. LIMITAÇÕES NA UTILIZAÇÃO DE INTERVENÇÕES DE ALIMENTAÇÃO E REPERFILAMENTO DAS PRAIAS

Para se conseguir praias estáveis através da alimentação de areias, os seus montantes deverão ser iguais ou superiores à diferença existente entre a “capacidade erosiva” e a “capacidade das fontes aluvionares disponíveis”, ao longo dos distintos troços da linha de costa.

Tendo em conta a inconstância dos estados de agitação (do ponto de vista da intensidade, direcionalidade e persistência e ainda outros factores externos) e dos caudais fluviais, sabe-se que a contabilização dos volumes a alimentar é bastante difícil. Daí que a estimativa de custos leve a erros consideráveis, uma vez que está directamente relacionada com a quantidade de sedimentos empregues

nestas operações e também pelo facto de estes poderem sofrer deslocações provocadas pela agitação, a curto prazo (Veloso Gomes, 1991).

Contudo, para além de todos os benefícios que estas técnicas encerram, existem também vários problemas na sua consideração, pois em alguns casos, as praias alimentadas artificialmente, segundo as técnicas referidas, sofrem erosões a uma escala maior do que as chamadas naturais. Este facto deve-se ao perfil de praia gerado pela colocação de areia, não estar em equilíbrio com o regime de agitação verificado.

Para salvaguardar os aspectos ambientais, em alguns países a legislação dita que as fontes de produtos dragados se devam localizar a profundidades superiores a 20 m (Veloso Gomes, 1991), e consequentemente suportando custos mais elevados devido às dificuldades em operar a elevadas profundidades, onde a agitação marítima é maior. Desta forma cresce a tentativa de utilizar os produtos dragados nos canais de navegação e bacias portuárias interiores, desde que estes certifiquem uma boa qualidade.

No caso de reabilitação de dunas, a durabilidade das mesmas está relacionada com as condições da agitação incidente. Caso o material empregue na obra seja local, esta operação poderá verificar-se com uma maior periodicidade e a relativamente baixo custo. Caso não se verifique a proximidade do material, a reabilitação é condicionada pela fonte sedimentar ser capaz em quantidade e qualidade de suportar as exigências requeridas.

2.4.4. ASPECTOS TÉCNICOS DA ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL COM AREIAS

As intervenções de alimentação artificial de praias e dunas e as operações de transposição artificial de areias necessitam de estudos técnicos, financiamentos e de um apropriado relacionamento institucional entre as autoridades que regem os portos, as que tutelam as zonas costeiras e as de administração local. No entanto, estas intervenções devem ser avaliadas para que a sua implementação seja realizada com celeridade e de forma correcta, tentando que as situações de perigo não evoluam num sentido irreversível (Veloso Gomes, 2001).

Outro acréscimo nos custos reside no transporte e deposição das areias devido aos problemas técnicos que levantam.

Podem ser referidas algumas técnicas para alimentação artificial de praias e/ou dunas, que por sua vez terão maior ou menor eficiência consoante o objectivo a que se propõem. É possível recorrer a descargas, através da abertura dos porões, (direct dumping) em zonas submersas (frontais à praia ou duna) que no caso da costa oeste portuguesa poderão trazer algumas desvantagens, pois com o nível de agitação que se faz sentir, grande parte do material não ficará retido na praia.

Para a execução deste tipo de trabalhos são exigidas cotas mínimas entre 3.5 m ao ZH, mediante o estado de agitação, que condicionará a aproximação da draga a profundidades de projecto. Em contrapartida esta é uma das técnicas menos dispendiosas.

A repulsão para terra (direct pumping by pipeline) constitui outra solução para alimentação artificial com recurso a tubagens flutuantes, imersas ou uma combinação. Esta técnica necessita de dragas cuja capacidade de bombagem permita a transferência de areias dos seus porões para as demais secções das praias e/ou dunas. Caso se verifique uma distância de transporte considerável (superior a 2 km) poderá ser necessária a instalação de uma estação intermediária de bombagem (“booster”), a qual impõem condições favoráveis de agitação.

Em situações em que a draga se encontra entre 25 e 100 m do local a alimentar, o sistema de repulsão por jacto (“rainbowing” ou “jet disposal”) (fig. 2.30), poderá ser bastante eficaz lançando dos sedimentos através de um jacto em forma de um grande arco (analogia com arco-íris).



Fig.2.30 – Dragagem lançando sedimentos por repulsão por jactos (<http://www.theworld.ae/imageGallery.html>).

A situação em que promove soluções mistas de descarga em zonas submersas e bombagem destas para troços a alimentar, podem desempenhar uma alternativa às soluções já referidas.

Nesta situação a material dragado de uma zona bastante afastada da costa (por uma draga de sucção não estacionária – trailing suction hopper dredge) (fig. 2.31) é armazenado em zonas submersas próximas dos troços a reperfilar. Posteriormente, uma draga de sucção estacionária (cutter suction dredge) coloca o material na praia ou duna.



Fig.2.31 – Dragagem de sucção não estacionária (Loza, 2008).

Pode em alguns casos ser eficaz o transporte por via terrestre, no entanto este traz custos bastante elevados e produz impactos negativos pelo tráfego que gera.

As técnicas de repulsão/deposição deverão reduzir, tanto quanto possível, a turvação da água, bem como o acompanhamento das operações deverá permitir a correcção das operações e suas sequências no sentido de mitigar impactes, melhorar aspectos operacionais e aumentar rendimentos.

2.4.5. APLICAÇÃO A CASOS CONCRETOS

É premente a execução de alimentação de praias e dunas com uma parte das areias provenientes de dragagens ou até de soluções by-pass aos quebramares e embocaduras. Como exemplos desta necessidade podemos enumerar: Castelo de Neiva (partindo do porto de Viana do Castelo), Ofir (desde o rio Cavado), Porto (partindo do porto de Leixões), Vila Nova de Gaia (partindo da foz do rio Douro), Costa Nova (partindo de dragagens da zona sul da ria de Aveiro), Costa de Lavos (partindo da Figueira da Foz). Nestes locais já se encontram estruturas de defesa costeira, que apesar de sofrerem reparações e reforço, podem não ser suficientes para travar o avanço da erosão que se faz sentir.

Destacam-se, pela positiva, as intervenções de alimentação artificial executadas no Algarve na praia dos Três Castelos (Portimão) e Vilamoura/Quarteira, na Costa da Caparica e no Castelo do Queijo.

O material para alimentação artificial deve ser proveniente de extracções de manutenção dos canais de navegação ou das zonas de barlamar onde estejam acumuladas quantidades de material suficiente e com qualidade compatível com a legislação em vigor (Veloso Gomes, 2000).

Na zona da Costa de Caparica já se realizaram intervenções deste tipo com o objectivo de contrariar a tendência erosiva verificada e tentando repor, o mais possível, o equilíbrio das zonas de berma e de espraçamento.

Os trabalhos realizados consistiram na alimentação artificial das praias da Costa de Caparica e de S. João da Caparica. A dragagem realizou-se com uma draga de sucção em arrasto, indicada para alimentação artificial de praias. Foi também utilizada uma linha de repulsão submersa, apresentando-se como a solução mais eficiente tendo em conta as características da ondulação no local e permitiu ainda que não ocorressem problemas no que respeita à navegabilidade de embarcações de pesca ou náutica de recreio. Os materiais utilizados eram provenientes de dragagens na barra do Porto de Lisboa.

A dragagem na zona de empréstimo consiste na passagem sucessiva em faixas adjacentes com a cabeça de dragagem junto ao fundo até que se atinjam as cotas pretendidas. Posteriormente ao enchimento do porão com areia ocorre o transporte até à linha de repulsão onde é feito o acoplamento à tubagem submersa, que conduzirá a areia até à praia. Por sua vez, uma giratória realiza a movimentação da linha de repulsão, assim como o espalhamento da areia depositada na praia, sendo o nivelamento final realizado com um bulldozer.

A obra de alimentação de praias mais famosa e bem sucedida do Brasil foi o caso da praia de Copacabana, projectado e executado no final da década de 60, em que a praia recebeu cerca de 6 milhões de m³ (Alfredini, 2005).

No anexo C, encontram-se alguns exemplos de intervenções de alimentação artificial com areias (da fig. C.53 até fig. C.55).

3

METODOLOGIA PARA A QUANTIFICAÇÃO DE QUANTIDADES DE TRABALHO

3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A elaboração de uma aplicação informática para apoiar a avaliação de quantidades de trabalho de esporões e outras estruturas de defesa costeira torna-se de grande interesse quando o número de variáveis envolvidas no mesmo se mostra elevado em resultado de uma geometria cada vez mais complexa. Dessa forma um dos objectivos deste projecto visou a elaboração de um programa de cálculo em Excel, para facilitar o cálculo das mesmas variáveis e também para que o projectista tenha maior facilidade em alterar parâmetros e opções de cálculo.

De seguida serão apresentadas as características base bem como o procedimento de cálculo gerado pela folha de cálculo, com respectiva interpretação de resultados.

3.2. ESTRUTURAS TRANSVERSAIS

A quantificação de quantidades de trabalho na manutenção e reparação de estruturas transversais apresenta grandes dificuldades, uma vez que existe um grande factor de incerteza que reside na contabilização de material a colocar em obra.

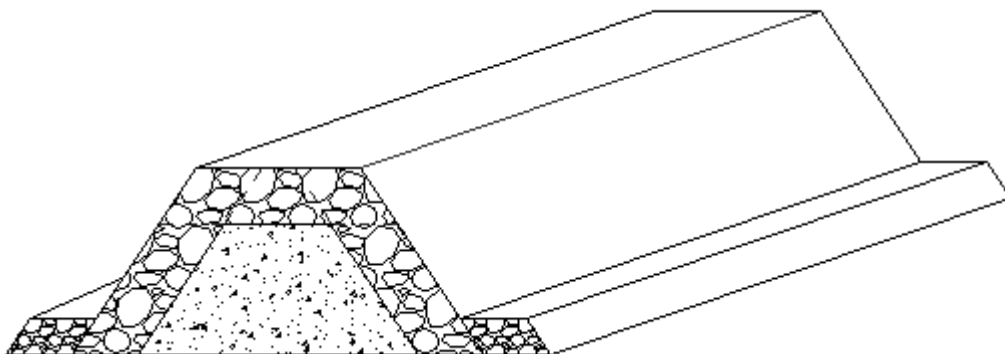


Fig.3.1 – Esquema de um tronco de esporão.

Estas estruturas são compostas por duas secções distintas. A primeira perpendicular à costa (fig. 3.1), com desenvolvimento no sentido oposto à mesma, tem uma forma relativamente simples. Em contrapartida, a segunda, localizada na extremidade da estrutura (fig. 3.2), possui uma forma mais complexa podendo ser agravada cada vez que suceder um abaixamento brusco de cotas de fundo na zona onde se insere (devido por exemplo à formação de um fundão por vorticidade na zona da cabeça). Esta última secção pode ser subdividida em duas partes, a zona superior e a base.

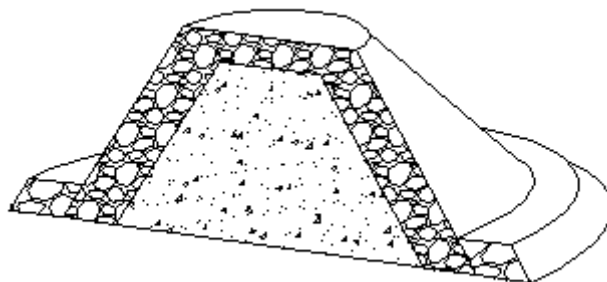


Fig.3.2 – Esquema de uma cabeça de esporão.

3.2.1. ELEMENTOS BASE DE CÁLCULO

A folha de cálculo consiste na conjugação de vários parâmetros e critérios que no final definirão as várias camadas do revestimento e núcleo de esporão, bem como o volume de material envolvido na sua construção.

Entre os vários parâmetros encontra-se a variável z , que representa a cota relativa ao Zero Hidrográfico (ZH), que por sua vez representa o nível de referência para as profundidades. O valor associado ao Zero Hidrográfico é um nível estabelecido por convenção com base em observações maregráficas, de tal modo que o nível das águas do mar esteja sempre acima do mesmo.

Embora existam diversos critérios em diferentes países, o nível adoptado em Portugal, à data, situa-se abaixo da mais baixa maré astronómica registada.

Durante a execução de um levantamento hidrográfico, a profundidade medida pelo sondador é designada pela “sonda à hora”. A esta profundidade tem que se subtrair a altura da maré, de forma a obter a profundidade referida ao ZH, designada por “sonda reduzida” (fig. 3.3). Normalmente a altura de maré é determinada a partir de um marégrafo ou escala de maré instalada nas proximidades da área de sondagem quando tal não acontece a altura de maré é lida a partir de uma marca de nivelamento utilizando uma fita especialmente calibrada para o efeito. Em qualquer dos casos, é assumido que a altura de maré lida pelo marégrafo, escala de maré ou fita, é a mesma para toda a área de sondagem.

Este nível de referência pode variar de local para local, para Portugal continental, arquipélago da Madeira e arquipélago dos Açores, o Zero Hidrográfico situa-se, respectivamente, cerca de 2.00 m (com alguma variabilidade local), 1.40 m e 1.00 m abaixo do nível médio. Esta diferença está intimamente relacionada com a amplitude de maré nestes locais, daí que seja de extrema importância consultar tabelas de marés do porto mais próximo (Marreiros e Artilheiro, 2001).

Relativamente à variável d' , considera-se que corresponde a uma profundidade de água para uma preia-mar de águas vivas (em Portugal continental considera-se a profundidade para uma cota de +4 m ao ZH).

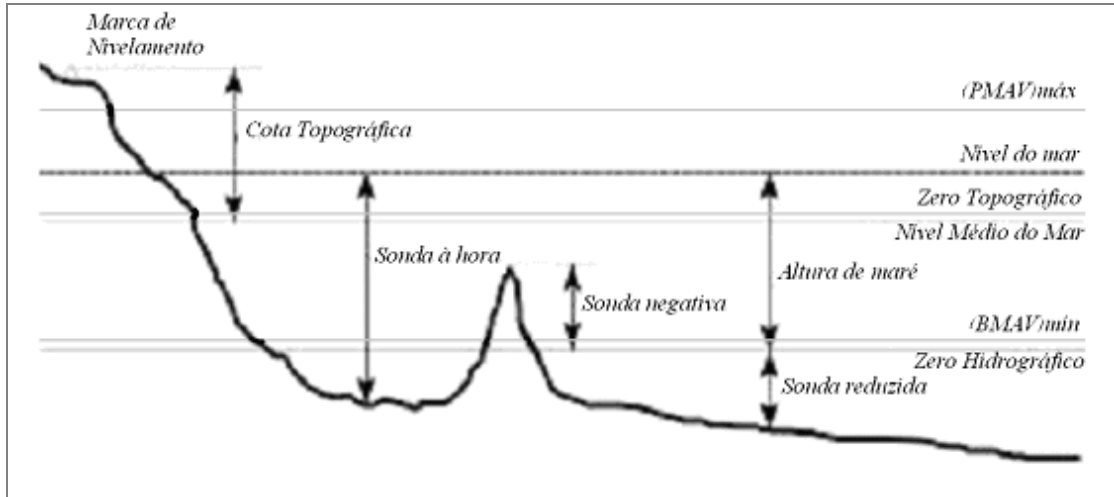


Fig.3.3 – Níveis de maré e planos de referência (adaptado de Instituto Hidrográfico).

Pelas razões referidas anteriormente em diferentes regiões a cota de preia-mar altera-se.

Para este cálculo admite-se a validade do critério simplificado de rebentação $H_{máx}=0.78d$, ou seja, para uma profundidade igual a 10 m a estrutura poderá ser atingida por uma onda com uma altura até cerca de 7.8 m sem rebentar.

Contudo para obter o valor de H_{proj} deve-se cruzar o valor de $H_{máx}$ com uma altura associável a um período de retorno de uma vez em 100 anos. No caso em que a altura de onda, H (poderá ser $\overline{H}_{1/3}$ ou $\overline{H}_{1/10}$), associada a um período de retorno, T (por exemplo 100 anos), seja maior do que $H_{máx}$, adopta-se $H_{proj}=H_{máx}$, pois este constitui um limite físico superior.

Existem diversos métodos de dimensionamento de estruturas costeiras, que fundamentalmente recaem na determinação do peso dos blocos do manto resistente, que por sua vez têm como principal função resistir às diferentes solicitações da estrutura, nomeadamente a agitação marítima. Esta agitação constitui um dos factores mais preponderantes na afectação do cálculo dada a sua severidade, conduzindo em alguns casos à ruína da própria estrutura.

Partindo-se das formulações estabelecidas para o dimensionamento de quebramares de taludes estabelece-se uma certa analogia com o caso de estudo de esporões, dado que a sua aplicação é bastante semelhante e os resultados traduzem igualmente de forma satisfatória os resultados pretendidos.

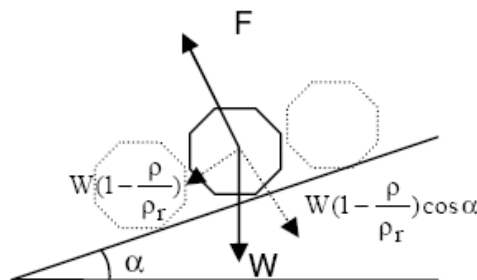


Fig.3.4 – Equilíbrio de forças por Iribarren (Lopes, 2005).

Segundo a abordagem de Iribarren (1938), resultante de observações de acções de actuação no talude, foram identificadas algumas forças que se pensou serem as causadoras da estabilidade. Posto isto foi definido o peso da unidade, a sustentação/flutuação da unidade, a “força” da agitação e a resistência à fricção como as responsáveis pela mesma estabilidade, (fig. 3.4).

Segundo o equilíbrio das forças definidas por Iribarren obteve-se a seguinte fórmula:

$$\frac{H_s}{\Delta D} = N^{*1/3} (\mu \cos \alpha \pm \sin \alpha) \quad (3.1)$$

em que H_s representa a altura de onda significativa, Δ a densidade relativa $((\rho_r - \rho_w)/\rho_w)$, ρ_r a massa volúmica do enrocamento, ρ_w a massa volúmica da água, D o diâmetro nominal ($D=(W/\rho)^{1/3}$), μ o coeficiente de atrito (tangente do ângulo de atrito interno), α o ângulo do talude com a horizontal, e N^* um coeficiente experimental, que depende da forma do bloco e é função do grau de destruição.

O parâmetro N^* varia substancialmente com o coeficiente de atrito, μ , que é bastante difícil de definir, pois o seu valor varia com a forma e colocação do bloco e mesmo de ensaio para ensaio. Daí que no caso de enrocamento tome valores entre 0.43 e 0.849, entre 0.43 e 0.918 para cubos e entre 0.656 e 1.743 para tetrápodes, considerando que se pretende um nível de destruição nulo para a estrutura.

Por sua vez e ao contrário de Iribarren, que se baseou numa abordagem teórica apoiada por alguns ensaios experimentais, Hudson (1959) desenvolveu uma equação de estabilidade mais geral baseada em resultados de ensaios experimentais. Este efectuou um estudo analítico da incidência da agitação em taludes e descreveu as características do movimento das partículas de água, quando ondas de pequeno período, geradas pelo vento, encontravam um quebramar de taludes. Durante os ensaios que realizou desde 1942 no *United States Army Corps of Engineers (USACE)* determinou valores experimentais para a estabilidade, porosidade, espessura das camadas e tetrápodes. De acordo com Hudson, o peso dos blocos das camadas resistentes é função de diversos parâmetros, como a forma, a inclinação e o peso específico de cada elemento.

Nos ensaios realizados, a secção dos quebramares tinha uma altura suficiente para impedir o galgamento tendo sido testados taludes com inclinações entre 1:1.5 e 1:4, e tendo a altura de onda de projecto sido representada pela máxima registada no local onde a construção teria lugar. Hudson traçou o estado de “não ocorrência de destruição”, como aquele em que ocorrem a movimentação/destruição de menos de 1% dos blocos que compõem o manto resistente. A altura de onda de projecto (critério de não destruição) foi obtida fazendo testes com alturas de onda crescentes até ocorrer destruição (mais de 1% de destruição/movimentação).

Os ensaios foram efectuados com agitação regular e como tal não foram tidos em conta o carácter aleatório e estatístico da agitação bem como a duração das tempestades. Os materiais considerados nos ensaios tinham massas volúmicas da ordem dos 2146 kg/m³ a 3076 kg/m³. Assim com base nos ensaios elaborados, Hudson desenvolveu a seguinte expressão:

$$\frac{H_s}{\Delta D} = (K_D \cot g \alpha)^{1/3} \quad (3.2)$$

em que K_D representa um coeficiente empírico de estabilidade. Este coeficiente depende do tipo, forma e localização de bloco, da colocação, rugosidade, angulosidade, encaixe, permeabilidade, número de camadas do manto resistente e é também função do grau de destruição. O seu papel é representar as variáveis que influenciam a estabilidade dos blocos e que não são passíveis de representação matemática directamente na fórmula.

O *Permanent International Association of Navigation Congress* (PIANC) indica valores que variam entre 1.6 e 32 definidos com base na análise de centenas de ensaios em modelo, enquanto o SPM aconselha a gama de valores apresentados no quadro 3.1.

Quadro 3.1 – Coeficientes K_D da fórmula de Hudson (SPM, 1984).

TIPO DE BLOCO	K_D
Tetrápodes	4.5 - 8.0
Cubos	5.0 - 7.5
Enrocamentos	1.6 - 4.0

Entre 1965 e 1970 diversos estudos foram realizados procurando desenvolver expressões que tivessem em consideração parâmetros como o período da onda e a aleatoriedade da agitação, que não eram tidos em consideração nas expressões até então definidas. Alguns autores, como Ahrens, Pilarsky e de Boer mostraram a importância do período mas utilizaram agitação regular (Van der Meer, 1985). Outros, como Thomson e Shuttler, investigaram a duração da tempestade (Van der Meer, 1985). Entretanto tornou-se também possível ensaiar quebra-mares sob a acção de agitação irregular. Ao contrário de Ahrens, não encontraram uma dependência clara relativamente ao período de onda.

Tal como Ahrens, Van der Meer (1985) registou uma dependência clara relativamente ao período, reanalisando os dados dos autores anteriores (Triemstra, 2000). Van der Meer realizou diversos ensaios analisando diversas variáveis, tendo usado em alguns deles cubos (Van der Meer, 1985). Utilizou sempre o mesmo talude com uma inclinação de 1:5 e o seu coroamento era suficientemente elevado para evitar galgamento. Nos seus ensaios utilizou agitação irregular, tendo verificado a influência da duração da tempestade na estabilidade estática. Concluiu, que para um número de ondas (N) superior a 500 o “crescimento” destrutivo diminui, e que após $N=1000$ o desenvolvimento destrutivo está concluído.

A massa volúmica dos blocos naturais utilizados por Van der Meer variou entre 1950 kg/m³ e 3000 kg/m³, sendo a massa volúmica dos cubos utilizados da ordem dos 2340 kg/m³.

A destruição (S) para blocos naturais foi expressa como o quociente entre a área de erosão medida no perfil transversal e o diâmetro nominal do bloco ($D=(W/\rho)^{1/3}$).

Para testes com cubos de betão utilizou uma outra definição de destruição. A destruição (N_{od}) seria então o quociente entre o número total de cubos movimentados/destruídos numa largura de um diâmetro nominal a dividir pelo número de diâmetros nominais existentes num metro de largura. Para valores de N_{od} superiores ou iguais a 2 era considerado que a estrutura tinha atingido a rotura.

Van der Meer desenvolveu várias fórmulas para enrocamento, tetrápodes, dolos e acrópodes. A fórmula por ele definida, para cubos de betão sob a acção de ondas irregulares e com rebentação, é a seguinte:

$$\frac{H_s}{\Delta D} = \left(6.7 \frac{N_{od}^{0.4}}{N^{0.3}} + 1.0 \right) S_{om}^{-0.1} \quad (3.3)$$

em que N_{od} representa o número de destruição calculado como foi atrás descrito, N o número de ondas, e S_{om} o quociente entre a altura de onda significativa (H_s) e o comprimento de onda (L), ou seja a declividade.

Van der Meer efectuou diversos testes, tendo determinado o ponto de mínima estabilidade para a transição entre ondas com rebentação e ondas sem rebentação.

Van der Meer admitiu que o número de estabilidade adimensional se mantinha válido e nesse pressuposto utilizando blocos com uma massa volúmica de 4000 kg/m³ em vez dos tradicionais 2200 kg/m³, o peso dos blocos construídos era cerca de 8.5 vezes inferior. No final dos ensaios verificou-se que esse pressuposto era válido e como tal a possibilidade de utilização de blocos mais leves pode trazer inúmeras vantagens em termos de manuseamento, transporte e colocação.

Da comparação das diversas fórmulas pode concluir-se que a estabilidade do manto resistente em todas as fórmulas é expresso pelo número de estabilidade adimensional ($H_s/\Delta D$), e que em todas elas a influência de H_s , Δ , e ρ é igual. O número de estabilidade é função de diversos parâmetros como a forma, método de colocação, ângulo do talude, etc., mas não de Δ e ρ . Embora a função seja distinta de fórmula para fórmula, em todas elas existe uma relação linear entre H_s/D e Δ .

Descritas as várias formulações, optou-se pela formula de Hudson para o cálculo do peso dos blocos de enrocamento, W , a dispor nas várias camadas constituintes do manto resistente, uma vez que esta se enquadra melhor na adaptação para o dimensionamento de esporões e uma vez que a formulação de Van der Meer só é válida para cubos ou outro tipo de blocos artificiais.

Relativamente à espessura do manto resistente, r , define-se pela expressão nD_{n50} , em que n representa o número de camadas e D_{n50} a dimensão característica do bloco (Taveira Pinto, 2005).

A dimensão característica D_{n50} é função do volume e da forma do bloco. Assim a espessura do manto é igual a:

$$r = nK_{\Delta} \left(\frac{W}{\gamma_r} \right)^{1/3} \quad (3.4)$$

sendo K_{Δ} um coeficiente de forma, determinado empiricamente e que para este caso se adopta o valor de 1.15.

A variação de profundidades, Δd , foi adoptada no cálculo de volumes admitindo que cada troço da estrutura está implantado a uma profundidade constante e tem comprimento L_e .

Face à experiência adquirida no comportamento de muitas estruturas de defesa costeira, aconselha-se a utilização de pelo menos duas fiadas de blocos, de modo a que a integridade da mesma não seja condicionada num curto espaço de tempo.

Salienta-se o facto da enorme influência que as camadas inferiores têm na estabilidade do manto resistente. Quanto maior for a porosidade dos filtros maior será a estabilidade do manto resistente, embora aumente a energia que atravessa o quebramar.

A solução deverá, portanto, ser o compromisso que maximiza a porosidade, sem que a energia que atravessa o quebramar seja elevada e sem risco de fuga de elementos finos do núcleo.

De acordo com o referido, e por recomendação de diversos autores, o peso do filtro deverá ser calculado para uma percentagem igual a 10% do peso dos blocos exteriores.

Segundo o *United States Army Corps of Engineers* (USACE), a solução para o filtro depende do local do mesmo, tendo como referência o peso dos blocos no manto resistente, W , como ilustram a fig. 3.5 e a fig. 3.6.

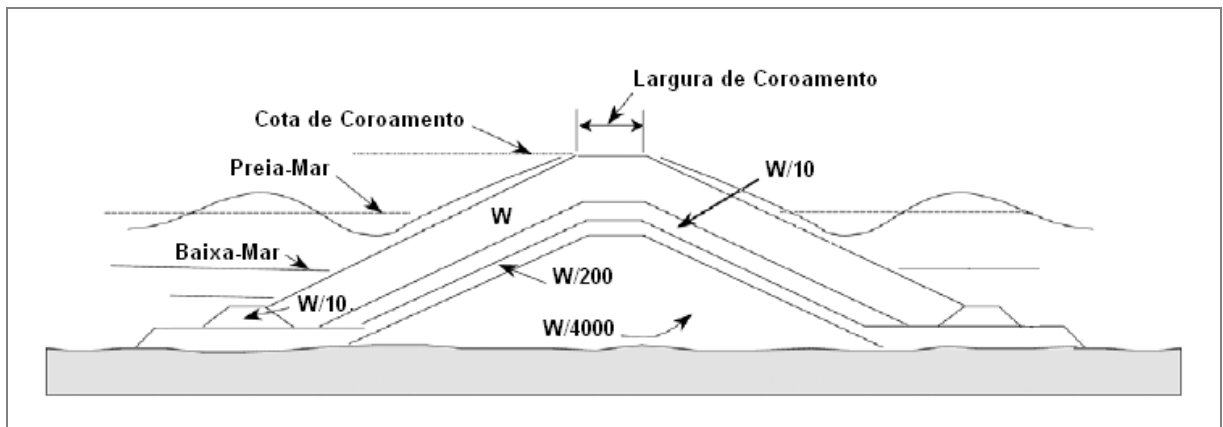


Fig.3.5 – Secção tipo para várias camadas (adaptado de USACE, 2006).

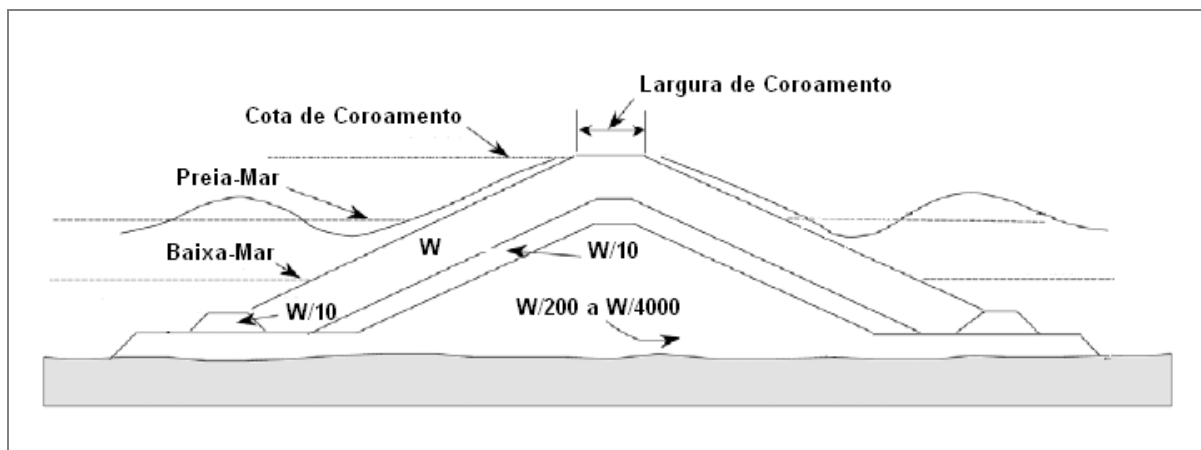


Fig.3.6 – Secção tipo para três camadas (adaptado de USACE, 2006).

Dado que o núcleo constitui uma secção homogénea de material, não são adoptadas fiadas para a sua composição estrutural.

Por sua vez as banquetas também são importantes na estabilidade da estrutura, pois conferem maior rigidez às zonas da estrutura mais propícias à ocorrência de assentamentos ou até deslizamentos.

No que respeita à superestrutura, esta pode ser do tipo revestida ou não revestida. No caso de superestrutura revestida é adoptada uma espessura média que corresponde a uma camada de betão ciclópico que é introduzido na camada superior de modo a preencher de forma relativamente homogénea os vazios existentes entre os blocos do manto resistente, estes vazios devem ser previamente preenchidos com material de menor dimensão de forma a evitar que os volumes de betão atinjam valores demasiado elevados.

No caso da superestrutura não revestida é adoptada uma espessura que poderá ser calculada considerando uma fiada de blocos.

Poderá no entanto adoptar-se outra solução menos convencional que emprega aduelas na superestrutura que posteriormente são preenchidas com betão ciclópico ou com enrocamento.

3.2.2. METODOLOGIA DE CÁLCULO

A quantificação de material é de extrema importância para a avaliação de quantidades de trabalho numa obra, quer se trate de uma execução de raiz ou apenas de alguns trabalhos de manutenção ou reparação.

Tendo em conta a dificuldade de contabilização dos volumes de material necessários à implantação de uma determinada estrutura, é proposta uma folha de cálculo que de uma forma relativamente aproximada quantifica esses volumes.

No que respeita à folha de cálculo em si (fig. 3.7), através da introdução de alguns dados e na sequência de elaboração de projecto, esta calcula vários parâmetros que conduzem a volumes de material para as diferentes camadas constituintes da estrutura.

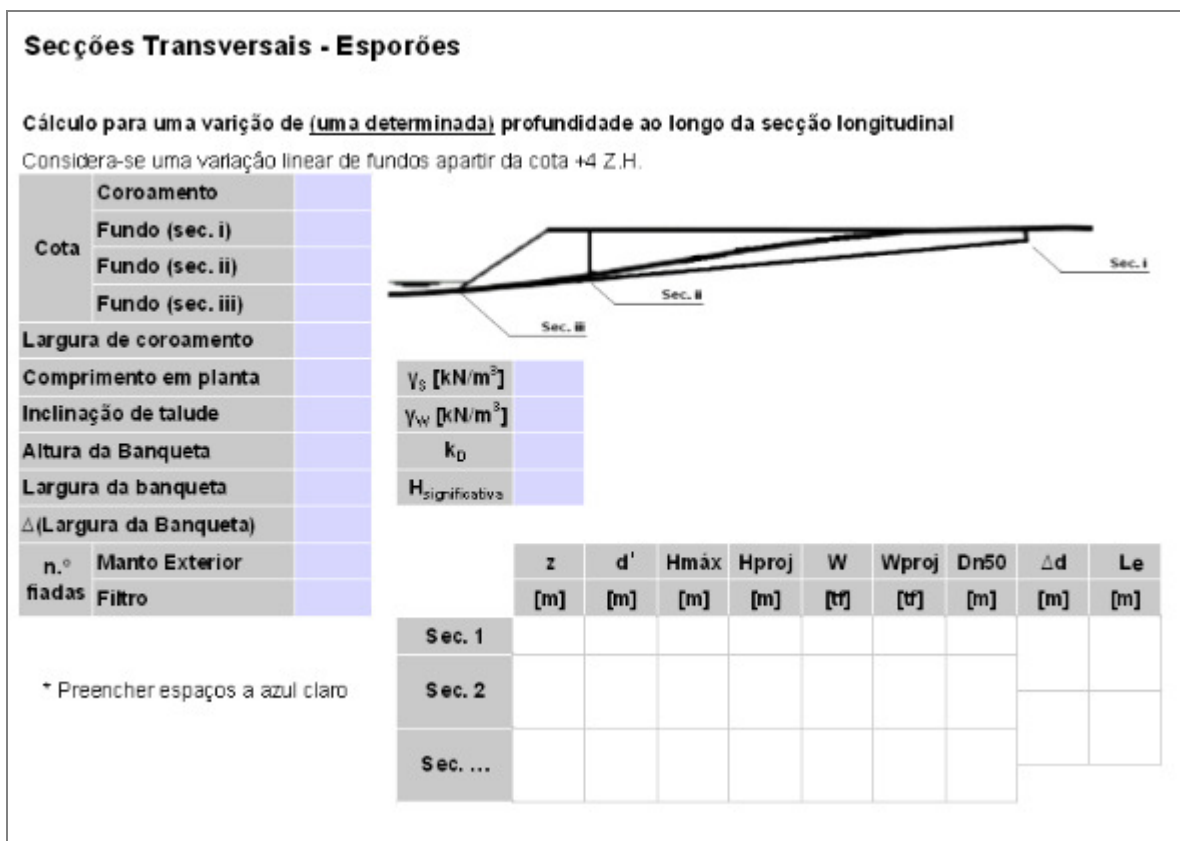


Fig.3.7 – Folha de rosto relativa ao programa de cálculo em Excel, para quantificação de volumes em esporões.

Quando se trata da reparação de uma obra pré-existente é possível também utilizar a folha de cálculo na avaliação das quantidades. No entanto, como na situação de uma reparação existem componentes da estrutura com um grau de destruição que poderá variar entre 0 e 100. Daí de o projectista com base nos elementos que recolher no campo pode afectar às quantidades avaliadas da folha de cálculo de um factor de correcção que poderá variar entre 0 e 100%. Assim um sector de uma estrutura cujo manto esteja totalmente danificado entre duas secções, a quantidade a reperfilear será 100% da quantidade indicada na folha de calculo, porém se entre outras duas secções existirem apenas pequenos danos poder-se-á estar na presença de uma correcção da ordem dos 20 a 30%.

Há vantagens em delimitar segmentos das estruturas existentes em função do seu estado de conservação. As zonas mais afectadas deverão estar delimitadas.

No caso de estruturas transversais, a sua contabilização é mais complexa uma vez que a forma dessas estruturas apresenta troços que introduzem maiores dificuldades, como o caso da cabeça de esporão.

Para proceder ao cálculo de volumes é necessário fornecer ao programa dados como:

- Cota de coroamento (todas as cotas estão referidas ao ZH);
- Cota de fundo em duas secções distintas (sec. i e sec. iii, respectivamente), que são a cota de fundo no enraizamento da estrutura e a cota de fundo na secção final da cabeça (fig. 3.8), podendo ainda estabelecer-se a cota na secção inicial da cabeça (sec. ii), caso se pretenda implementar inclinações diferentes na base de fundação da estrutura;
- Largura de coroamento;
- Comprimento em planta;
- Inclinação de talude;
- Altura da banqueteta;
- Largura da banqueteta;
- Variação da largura da banqueteta;
- Número de fiadas do manto exterior e do filtro da estrutura.

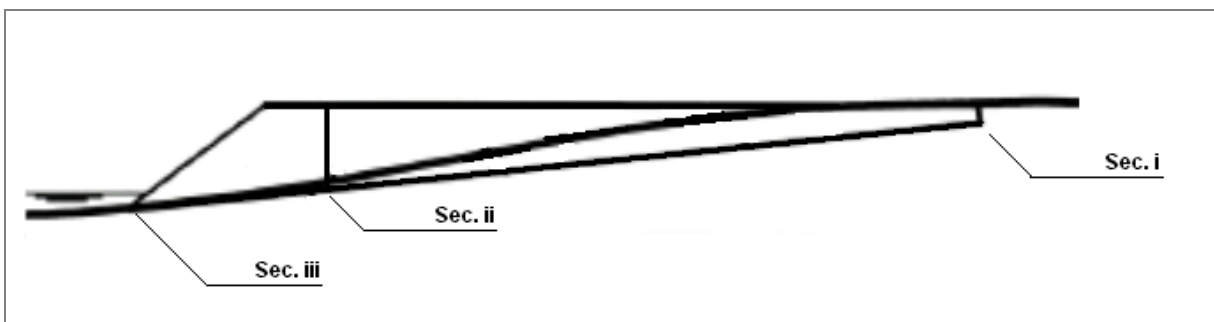


Fig.3.8 – Secção longitudinal tipo de uma estrutura transversal, com indicação das diferentes secções para introdução de cotas de fundo.

É necessário ainda introduzir as características dos materiais envolvidos de forma a permitir o cálculo do peso dos blocos e as suas correspondentes dimensões, para de seguida averiguar os respectivos volumes necessários em cada camada.

Posto isto é necessário definir o peso volúmico do material de enrocamento que se pretende empregar, bem como o peso volúmico do meio envolvente, que neste caso é água salgada com $\gamma_w=10.25\text{kN/m}^3$, o coeficiente empírico de estabilidade para o material seleccionado e ainda a altura de onda significativa.

A introdução destes dados possibilita o cálculo de vários parâmetros, nomeadamente a cota das profundidades relativa ao ZH (z), definindo secções a cada variação linear de profundidade de 1m. É de salientar o facto de a folha de cálculo considerar uma variação linear de profundidade do fundo, realizando assim uma das aproximações à situação real. Numa situação não simplificada o fundo apresenta bastantes irregularidades, em parte devidas à plataforma continental e também à constante mutação que os fundos sedimentares do mar sofrem devido aos fenómenos de agitação e correntes. Para atender à irregularidade dos fundos devem-se considerar secções de cálculo convenientemente distribuídas de forma a representarem adequadamente essas irregularidades e singularidades, para isso é necessário dispor de levantamentos topo-hidrográficos.

A profundidade de água (d), por referência a uma preia-mar de águas vivas, está dependente de z pois esta indica a altura da estrutura que poderá ser atingida pelo nível máximo de água.

O valor da altura máxima de onda que pode incidir sobre a estrutura é calculada segundo o critério simplificado de rebentação e estabelece um limite físico para este. No âmbito de um projecto, há que cruzar esse valor com o valor dado relativamente à altura de onda significativa local com um período de retorno de projecto, deduzida por modelação a partir da onda ao largo. Ou seja, cruzando o valor da altura de onda significativa com o valor obtido do critério simplificado selecciona-se o valor de projecto para o dimensionamento da estrutura.

Conhecendo a altura de onda de projecto pode calcular-se o peso dos blocos que irão ser colocados na estrutura, sendo que neste caso se optou por utilizar a formula de Hudson para este cálculo. É de notar que por motivos de facilidade em obra, os blocos são divididos em classes ou gamas, o que facilita a execução pois não seria económica e tecnicamente suportável impor um peso único para os blocos. Esta classificação tende a variar. Na folha de cálculo foi adoptada a classificação apresentada no quadro 3.2.

Quadro 3.2 – Classes de enrocamento adoptadas para efeitos de cálculo.

Classes de Enrocamento	
Enrocamento até 2 tf	2 tf
Enrocamento 2 a 4 tf	3 tf
Enrocamento 4 a 6 tf	5 tf
Enrocamento 6 a 9 tf	7.5 tf
Enrocamento 9 a 12 tf	10.5 tf

Caso seja estabelecido um peso dos blocos mais elevado do que o possível associado ao enrocamento estabelecido nas pedreiras é adoptado outro tipo de material, podendo ser blocos pré-fabricados de tetrápodes, cubos antifer, ou outro material pretendido. Deve ter-se ainda em atenção que para estes casos o peso dos blocos será influenciado por valores de peso volúmico e coeficiente de estabilidade diferentes.

De acordo com o peso dos blocos determinado são definidos vários troços com dimensões de enrocamento com gamas distintas de acordo com as classes de material estabelecidas. A dimensão do diâmetro nominal do bloco seleccionado é calculada em função do peso desses mesmos blocos o que posteriormente conduzirá a uma espessura para o manto exterior, consoante esta possua uma ou mais fiadas de material.

No caso da camada correspondente ao filtro da estrutura o utilizador tem a possibilidade de escolher qual a percentagem do peso considerado para o manto exterior que irá considerar o cálculo do peso dos blocos do filtro, por norma esta percentagem é aproximadamente de 10%. Com este peso, e de forma análoga à anteriormente descrita, calcula-se a dimensão do diâmetro nominal dos blocos e de seguida, consoante o número de fiadas de material pretendido, estabelece-se a espessura para a camada do filtro.

Depois de obtida a espessura da camada do filtro ter-se-á atenção a este valor para que não se exceda a altura pretendida para a totalidade da estrutura. Nos casos em que tal ocorra a espessura do filtro deve diminuir.

Para cada troço entre duas secções definidas como anteriormente descrito, contabiliza-se o volume total através de uma média das áreas das secções transversais, de uma forma análoga à utilizada em projectos rodoviários para contabilização de volumes de aterro e escavação.

O volume de cada camada, manto exterior e filtro, é obtido pela multiplicação dessas áreas pela distância longitudinal correspondente a cada troço entre secções. Para o cálculo do volume do núcleo da estrutura são calculadas as áreas de cada secção, correspondentes à subtracção das espessuras das restantes camadas à secção total existente.

Relativamente à cabeça da estrutura surgem mais dificuldades na contabilização de volumes. Em geral nestas zonas surgem grandes problemas relativamente às cotas de fundo, uma vez que esta parte da estrutura está implementada a uma distância considerável face à linha de costa e a probabilidade de ocorrerem irregularidades do terreno (fundões) é maior.

Posto isto, para a contabilização destes volumes, o procedimento de cálculo segue as mesmas linhas do referido para o caso do tronco da estrutura, diferindo apenas nas variáveis e expressões envolvidas.

A cabeça de uma estrutura transversal foi dividida em duas zonas: a zona de continuação do tronco (de forma tronco-cónica) e a zona da base. Devido à dificuldade de contabilização dos volumes da zona da base foi necessária a determinação de uma expressão matemática que de alguma forma contabilizasse aproximadamente o volume de material envolvido na estrutura. Esta expressão resulta do estudo desenvolvido por Victor Sousa (ver anexo E).

Na zona da base da cabeça serão consideradas apenas duas camadas, o núcleo e o manto exterior. Devido à dificuldade de contabilização das diferentes camadas nesta zona, não será feita qualquer distinção entre o manto exterior e o filtro.

Para o cálculo do volume de material nas banquetas permitiu-se que a largura da mesma pudesse aumentar ao longo da estrutura. Salienta-se o facto de esta parte da obra ser geralmente composta por um tipo de enrocamento da classe mais baixa (até 4 tf).

3.2.3. HIPÓTESES DE CÁLCULO

Uma vez concluídas as iterações de cálculo, foram realizados alguns testes de controlo para que fosse possível verificar a conformidade dos resultados obtidos.

No quadro 3.3, são apresentados os vários parâmetros de cálculo considerados para as hipóteses estudadas.

Quadro 3.3 – Parâmetros de cálculo relativos às várias hipóteses de cálculo.

DADOS			HIPÓTESES						
			I	II	III	IV	V	VI	VIII
Cota	Coroamento	[m]	6	4	6	6	6	8 → 6	6
	Fundo (sec. i)	[m]	4	4	4	4	4	4	4
	Fundo (sec. ii)	[m]	-1.2	-1.4	-1.3	-1.2	-1.1	-1.2	-1.7
	Fundo (sec. iii)	[m]	-2	-2	-2	-4	-2	-2	-2
Largura de Coroamento		[m]	5	5	4	5	5	5	5
Comprimento em Planta		[m]	100	100	100	100	100	100	300
Inclinação de Talude			3/2	3/2	3/2	3/2	2/1	3/2	3/2
Banqueta	Altura	[m]	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
	Largura	[m]	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1	1.1
	Δ Largura		1/50	1/50	1/50	1/50	1/50	1/50	1/50
n.º de Fiadas	Manto Exterior		1	1	1	1	1	1	1
	Filtro		1	1	1	1	1	1	1

3.2.3.1. Hipótese I

A hipótese I (inicial) tem como objectivo servir de base de comparação com outras hipóteses, fazendo variar alguns parâmetros, com vista a analisar que impacte cada um destes parâmetros tem no aumento ou diminuição dos volumes de material.

Esta solução inicial foi inspirada em situações reais da costa portuguesa. É composta por uma estrutura transversal do tipo esporão, com cota de coroamento constante a +6 m, situação relativamente corrente. A sua cota de fundo na secção de enraizamento situa-se a +4 m e a cota de fundo na extremidade da cabeça a -2 m.

O comprimento do tronco da estrutura é de 100 m e a largura de coroamento de 5 m, sendo este o mínimo recomendável para permitir a circulação de pelo menos um veículo ao longo do mesmo. Caso a largura deste não permita a circulação de 2 veículos em simultâneo, devem introduzir-se na estrutura alargamentos provisórios pontuais ao longo da mesma que permitam a circulação de veículos nos dois sentidos ficando um deles na zona provisória aguardando a passagem do outro.

Para esta hipótese considerou-se uma inclinação de talude de 3/2, sendo este o talude frequentemente utilizado.

Na fig. 3.9 pode visualizar-se a forma associada às características geométricas seleccionadas para o estudo de um esporão.

Todas as hipóteses estudadas consideram apenas uma fiada para as camadas do filtro e manto exterior. Contudo é frequente a utilização de diferentes opções como o caso de duas fiadas em cada camada ou até da combinação de duas fiadas no filtro e uma apenas no manto exterior.

Outra das características que permanece imutável em todas as hipóteses é a banquetta, optando-se por uma largura e profundidade inicial igual ao diâmetro nominal dos blocos de enrocamento de menor dimensão, aumentando a sua largura de 1 m a cada 50 m de tronco de esporão. Na zona da cabeça do esporão a banquetta terá sempre as mesmas dimensões para facilidade de cálculo.

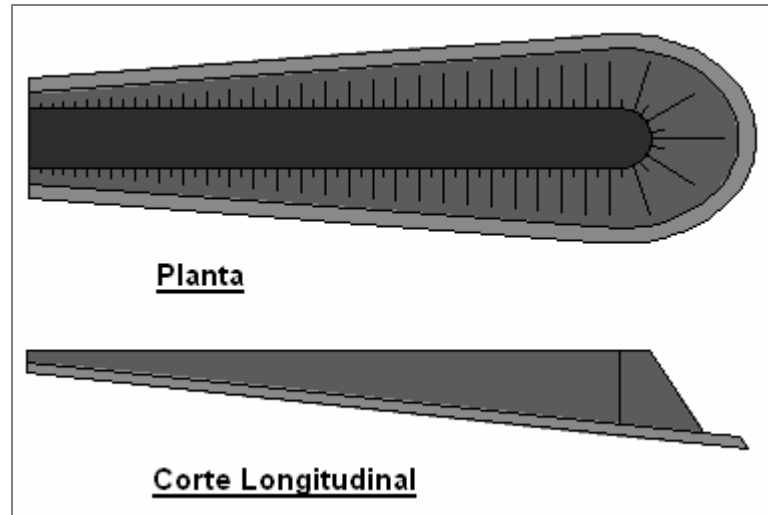


Fig.3.9 – Esquema da forma adoptada na hipótese inicial.

3.2.3.2. Hipótese II

Face à situação inicial, a hipótese II considera uma diminuição da cota de coroamento para +4 m (fig. 3.10), induzindo deste modo uma diminuição dos volumes de material empregues na estrutura.

Esta diminuição pode fazer-se caso se pretenda uma redução do impacte visual.

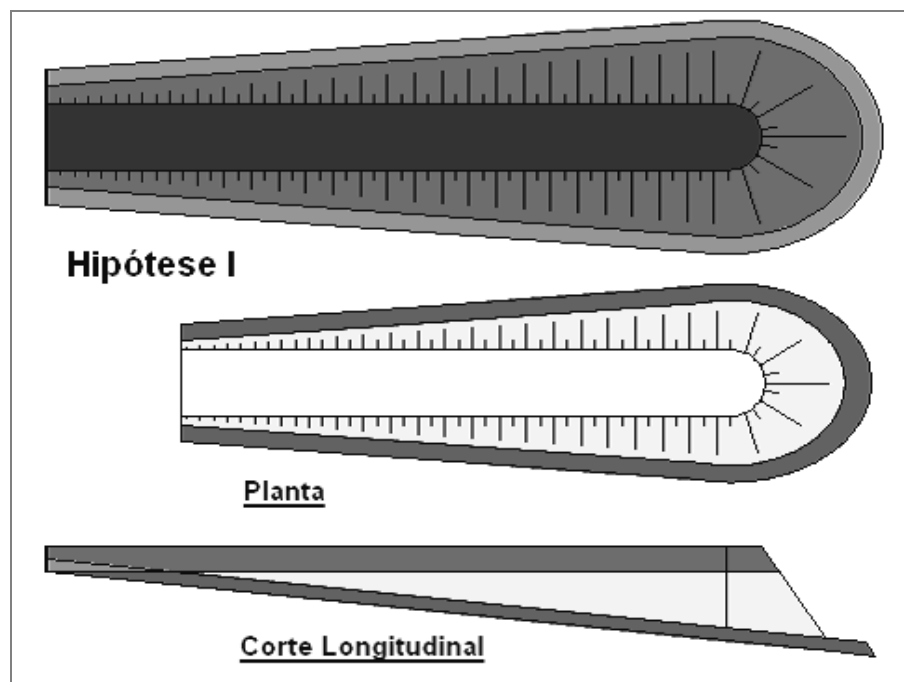


Fig.3.10 – Esquema da forma adoptada na hipótese II e planta da hipótese inicial de comparação.

3.2.3.3. Hipótese III

Na hipótese III verifica-se uma diminuição de 1 m da largura de coroamento da estrutura face à solução inicial (fig. 3.11).

Prevê-se que desta alteração resulte uma ligeira diminuição dos volumes da estrutura.

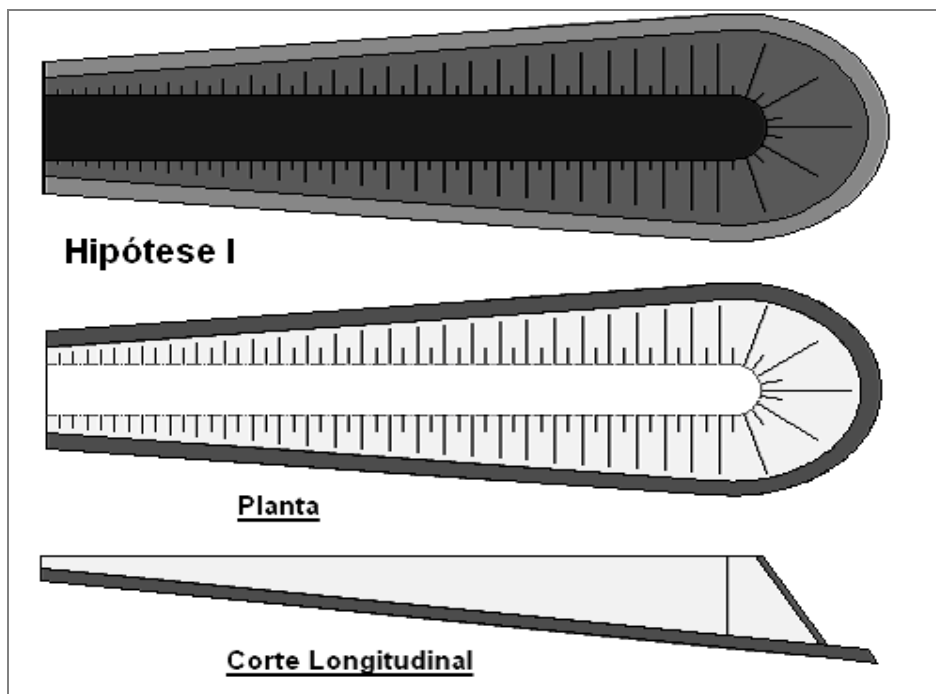


Fig.3.11 – Esquema da forma adoptada na hipótese III e planta da hipótese inicial de comparação.

3.2.3.4. Hipótese IV

Para a hipótese IV procedeu-se à redução da cota de fundo na zona da cabeça da estrutura, para a cota -4 m, mantendo o declive da zona do tronco (fig. 3.12). Esta medida permite introduzir no cálculo declives diferentes na zona do tronco e na zona da cabeça, induzindo o efeito verificado muitas vezes de aumento brusco e não previsto da zona dos volumes da cabeça. Embora nem se verifiquem aumentos nem diminuições de volumes na secção do tronco da estrutura, na cabeça prevê-se que ocorra um significativo aumento.

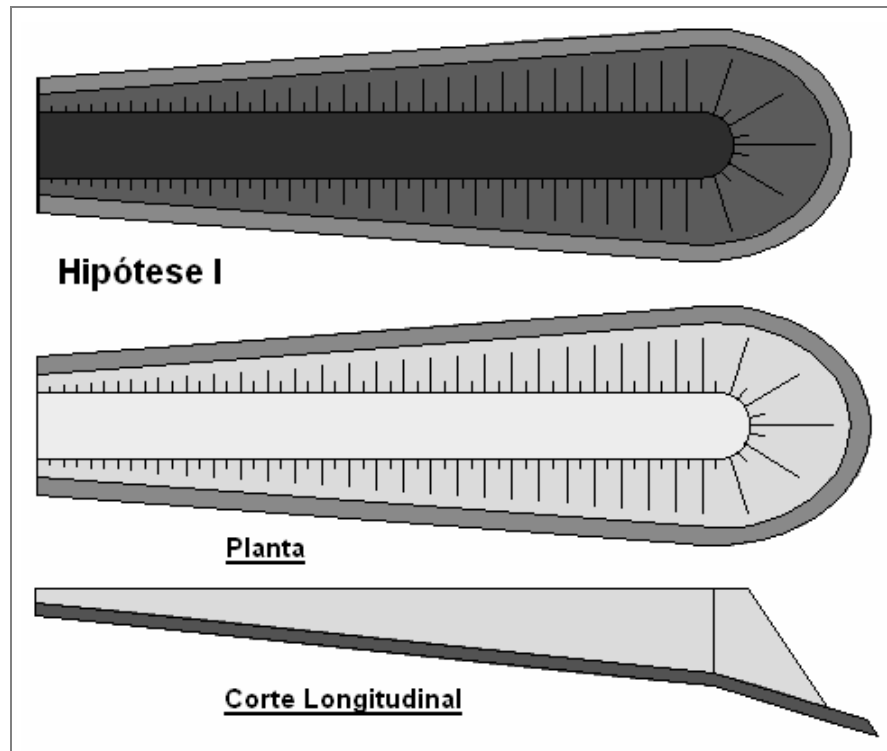


Fig.3.12 – Esquema da forma adoptada na hipótese IV e planta da hipótese inicial de comparação.

3.2.3.5. Hipótese V

Na hipótese V é introduzida uma alteração a nível da inclinação do talude da estrutura no sentido da sua diminuição (fig. 3.13). Esta medida levará a um acréscimo de volumes, pois embora a largura da estrutura seja a mesma, a largura da sua base terá aumentos consideráveis.

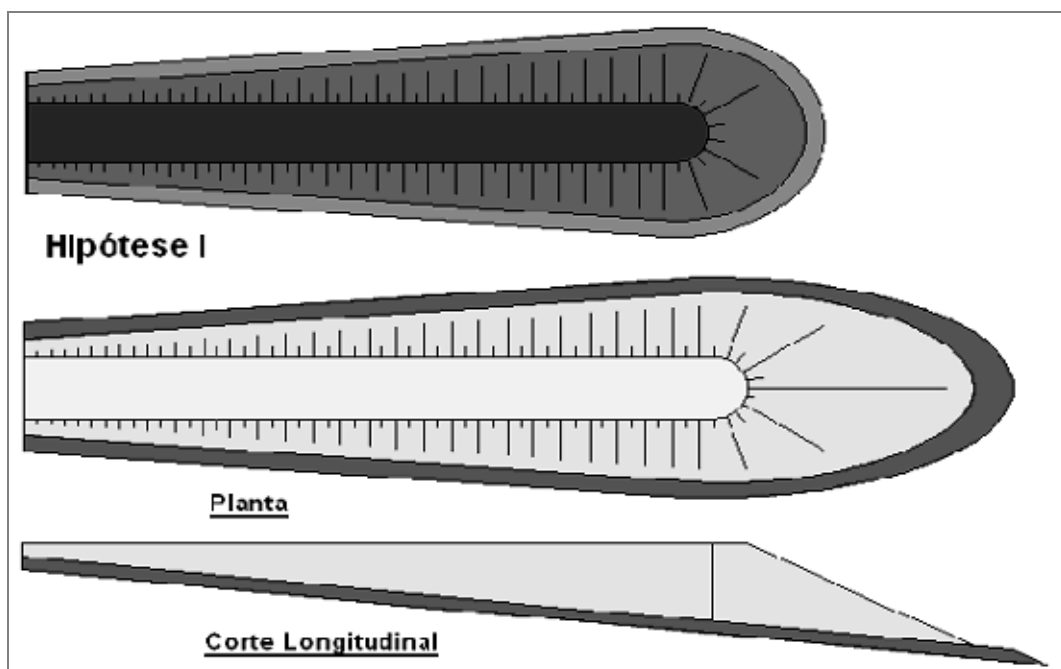


Fig.3.13 – Esquema da forma adoptada na hipótese V e planta da hipótese inicial de comparação.

3.2.3.6. Hipótese VI

A hipótese VI prevê uma alteração ao perfil de coroamento, uma vez que introduz uma alteração ao seu declive. Neste caso existe uma diminuição de cota desde a zona do enraizamento até à zona da cabeça, de +8 m para +6 m, respectivamente (fig. 3.14).

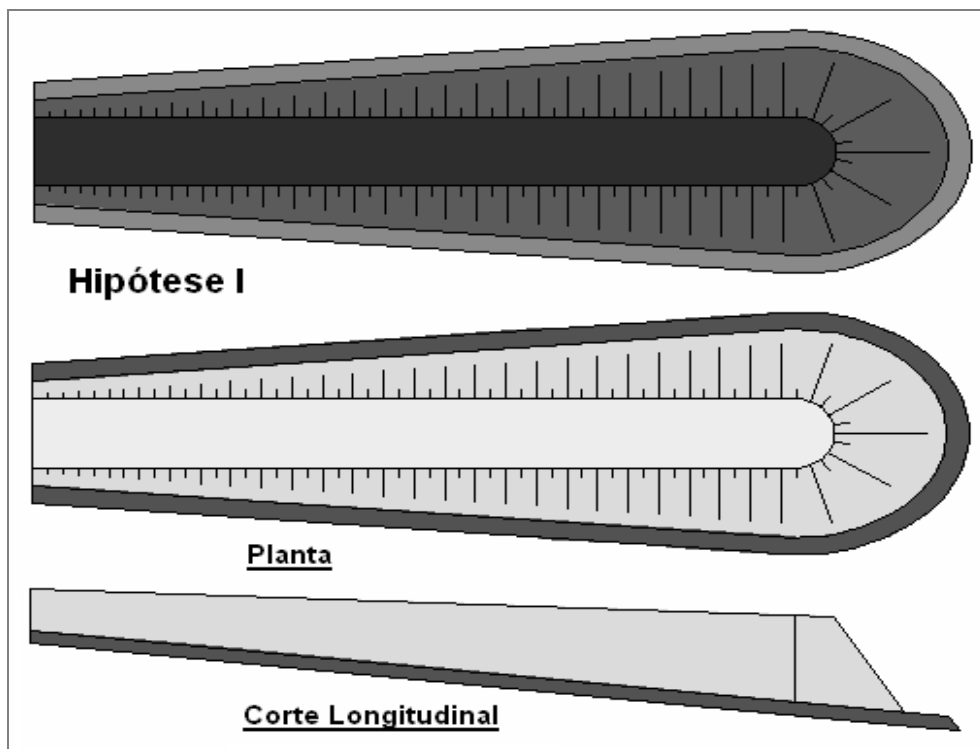


Fig.3.14 – Esquema da forma adoptada na hipótese VI e planta da hipótese inicial de comparação.

3.2.3.7. Hipótese VII

A hipótese VII efectua uma análise à alteração ao cálculo de volumes. Admite uma variação linear entre as secções de cálculo ao longo do tronco de esporão de 2 m em lugar de 1 m. Em situações reais de fundos irregulares esta medida irá potencialmente induzir um erro na contabilização dos volumes de material, uma vez que a distância entre perfis é maior, que a verificada na secção inicial.

3.2.3.8. Hipótese VIII

Para a hipótese VIII realizou-se um aumento do comprimento longitudinal do esporão. Nesta situação é de esperar um significativo aumento dos volumes de material, principalmente na zona do tronco de esporão.

3.2.4. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE

A análise de sensibilidade aos resultados obtidos nas várias hipóteses tem como objectivo alertar para a influência que cada característica tem no cálculo das quantidades de material.

De seguida são expostas todas as simulações efectuadas bem como as alterações que provocaram relativamente à solução inicial proposta. No quadro 3.4, apresentam-se os valores obtidos a partir da folha de cálculo executada.

Quadro 3.4 – Valores de cálculo obtidos para as diferentes hipóteses, segundo a folha de cálculo efectuada.

VOLUMES	HIPÓTESES								
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	
Tronco de Esporão									
Manto Exterior [m ³]	2511	1635	2391	2511	2714	2920	2261	7958	
Filtro [m ³]	1401	676	1312	1401	1650	1785	1506	4698	
Núcleo [m ³]	1967	506	1738	1967	2469	2983	2173	6571	
Total [m ³]	5879	2817	5440	5879	6833	7688	5941	19228	
Banqueta [m ³]	433	433	433	433	433	433	433	2563	
Cabeça de Esporão									
<u>Corpo Superior</u>									
Manto Exterior [m ³]	321	203	292	378	344	321	321	369	
Filtro [m ³]	125	75	113	141	146	125	125	144	
Núcleo [m ³]	381	129	340	297	709	381	381	457	
Total [m ³]	827	407	746	816	1199	827	827	970	
<u>Corpo Inferior</u>									
Manto Exterior [m ³]	381	236	354	491	493	381	381	431	
Núcleo [m ³]	1582	737	1410	1682	4492	1582	1582	1800	
Total [m ³]	1962	973	1765	2172	4984	1962	1962	2231	
Total Cabeça [m ³]	2789	1380	2510	2988	6184	2789	2789	3201	
Banqueta [m ³]	160	160	160	160	160	160	160	160	
Total da Estrutura									
Total [m ³]	9261	4790	8543	9460	13610	11070	9323	25152	

A redução da cota de coroamento provocou uma diminuição de aproximadamente 48% do volume total da estrutura tendo a maior redução ocorrido na zona do núcleo do tronco de esporão.

Esta redução é muito importante pois a implantação da cota de coroamento a níveis mais elevados implica elevados volumes de material, e também conduz a importantes impactes visuais. Estes podem ser minimizados caso se proceda à implantação desta cota a níveis mais baixos. Por sua vez, a implantação de esporões a cotas mais baixas, apesar de exigir menores volumes de materiais,

acrescenta mais dificuldades na construção dos mesmos pois, por norma, este nível está associado ao nível de maré, logo requer um rigoroso planeamento da obra implicando trabalhar à maré e em função das condições de agitação marítima.

Este agravamento das dificuldades construtivas irá certamente aumentar os custos operacionais, pelo aumento de tempo de trabalho em obra e equipamentos necessários.

Por sua vez, a redução da largura de coroamento também introduz uma diminuição aos volumes da estrutura. Contudo, esta redução não se faz sentir de uma forma tão significativa, uma vez que só realiza uma redução de cerca de 8% do volume total da estrutura. A diminuição ou aumento deste parâmetro influi significativamente a nível da circulação de veículos ao longo da estrutura, daí que deva ser devidamente ponderada antes da execução para respeitar as exigências requeridas.

Ou seja, caso seja imprescindível a circulação de dois veículos em simultâneo ou de uma grua de grande porte, durante a construção, a largura de coroamento deve ser suficiente que o permita. Caso contrário, esta largura deve possuir as dimensões mínimas requeridas para a passagem de um único veículo com o eventual alargamento provisório numa certa zona da estrutura.

O facto de se reduzir a cota de implantação dos fundos na cabeça da estrutura produz um aumento dos volumes de 2% que apenas se faz sentir na zona da cabeça. Por norma na zona da cabeça ocorrem acentuados desnivelamentos dos fundos muitas vezes inesperados ou até mal quantificados, logo seria de esperar um aumento significativo da zona da cabeça que se materializou, para as hipóteses consideradas apenas em aproximadamente 11% para a zona de base da cabeça.

Em casos de reparação de estruturas em que se verifique uma destruição da cabeça e que se pretenda a sua reconstrução, mesmo que com características diferentes, poderão aproveitar-se materiais uma vez que na imediação da estrutura existirão blocos resultantes da destruição da estrutura que atenuarão a irregularidade do terreno.

Uma das conclusões que se pode retirar desta análise é que a situação que maior contribui para alterações de quantidades face à solução inicial, está associada a um aumento da inclinação do talude da estrutura. Nesta situação o aumento dos volumes da estrutura é bastante significativo, cerca de 47% do seu total. Este agravamento é mais relevante na zona da cabeça onde se verifica um acréscimo significativo, cerca de 122% do total da mesma.

Para taludes mais suaves, o peso dos blocos diminui aumentando significativamente os volumes a colocar em obra.

Uma diminuição da inclinação da estrutura é recomendável em casos em que se verifique um elevado peso dos blocos envolvidos na estrutura, pois esta medida permite uma diminuição dos mesmos, tornando a solução exequível. No entanto provoca um acréscimo nos volumes a aplicar na execução da mesma.

A implantação de um coroamento inclinado ao longo da directriz, evidenciou um acréscimo de volumes da estrutura de aproximadamente 20%, acréscimo este, que apenas se fez sentir na zona do tronco, uma vez que a cota de coroamento na cabeça permaneceu inalterada.

Esta possibilidade de implantar o coroamento do esporão com perfil linear inclinado, desde a cota de enraizamento até à extremidade da cabeça, leva a algumas dificuldades construtivas na medida em que dificulta as manobras dos equipamentos mecânicos. Este facto pode ainda ser agravado no caso em que se verifique a sua implantação a cotas baixas (por exemplo, +4 m a +3 m).

Quando se efectua o cálculo de volumes onde o valor da distância entre secções transversais se realiza por patamares, ocorre um aumento do erro provocado nessa contabilização. No caso estudado esse

facto provocou um acréscimo de cerca de 1% ao volume total da estrutura, valor este de pouco significado, tendo em conta a dimensão dos volumes aplicados à realização deste tipo de obras.

Significa que não tem especial relevância no cálculo de volumes considerar secções transversais distanciadas 1m ou 2 m, entre si.

No caso de se aumentar o comprimento do esporão para um valor bastante elevado em relação ao adoptado inicialmente, evidentemente ocorrerá um aumento avultado dos volumes da obra. Este aumento do esporão traduz-se num aumento de cerca de 63% do volume total da estrutura (de 100 m para 300 m), o qual é mais evidente na zona do tronco de esporão. Este aumento permite avaliar o efeito associado à implantação de estruturas transversais a maiores distâncias da costa, embora possam trazer maiores custos de construção para além dos custos associados a maiores volumes de material.

De notar ainda que nestes casos, é frequente que se verifique um aumento das cotas de fundos da zona da cabeça, uma vez que a implantação deste ocorre a maiores distâncias da costa, existindo maiores probabilidades de ocorrer em desníveis topográficos.

Para uma percepção mais clara das variações ocorridas nas hipóteses de cálculo adoptadas, apresenta-se as fig. 3.15, fig. 3.16 e fig. 3.17, onde se representam os volumes obtidos para o total da estrutura, tronco e cabeça, respectivamente.

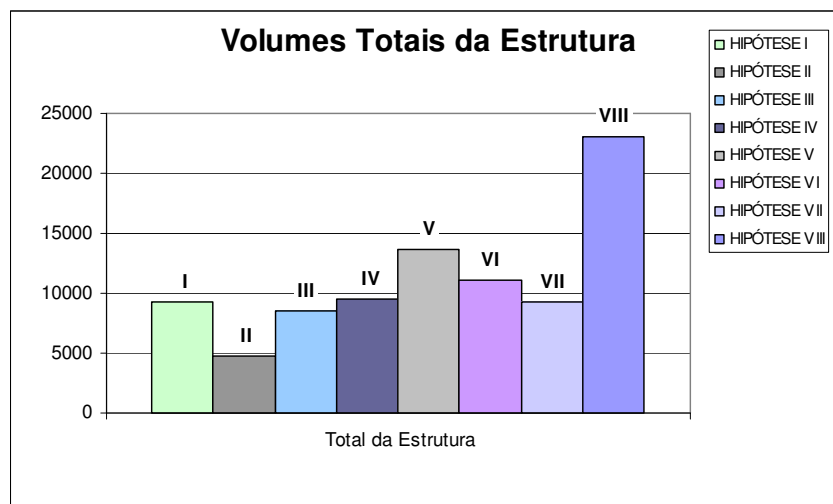


Fig.3.15 – Gráfico de valores obtidos para os volumes totais da estrutura para as varias hipóteses.

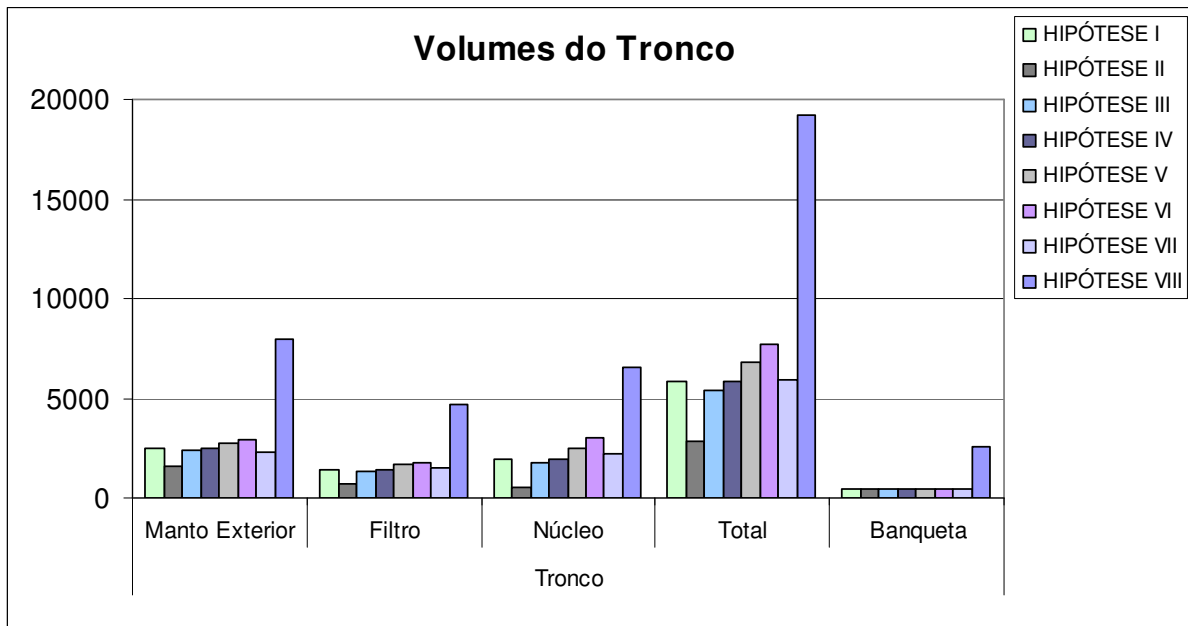


Fig.3.16 – Gráfico de valores obtidos para os volumes do tronco da estrutura para as varias hipóteses.

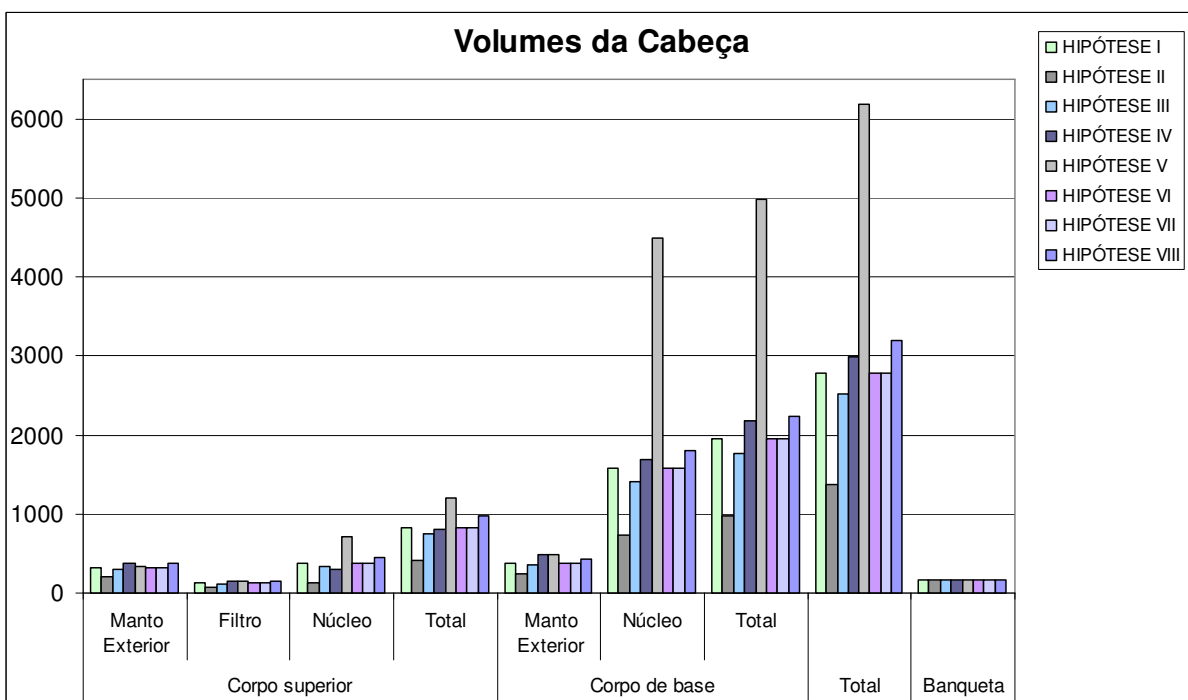


Fig.3.17 – Gráfico de valores obtidos para os volumes da cabeça da estrutura para as varias hipóteses.

3.3. ESTRUTURAS LONGITUDINAIS ADERENTES

A contabilização de quantidades de trabalho em estruturas longitudinais aderentes apresenta algumas dificuldades uma vez que estas possuem, por norma, sedimentos na zona de pé de talude que poderão

existir na praia, ou em alguns casos esta zona poderá estar submersa recebendo a acção da agitação marítima. Daqui resulta alguma incerteza quanto à contabilização de material a colocar em obra.

Estas estruturas, à semelhança das estruturas transversais, são compostas por duas camadas de maior importância, a camada do manto exterior e a do filtro. Devem possuir uma tela de geosintético, para realizar a separação entre a camada do filtro e o solo existente no terreno, garantido uma certa permeabilidade controlada, ou seja permitindo apenas a passagem de água e não a de material fino que poderia promover a rotura da estrutura.

Esta estrutura pode ter uma forma relativamente simples ou permitir a introdução de uma camada intermédia de banqueteta, fig. 3.18 e fig. 3.19, respectivamente.

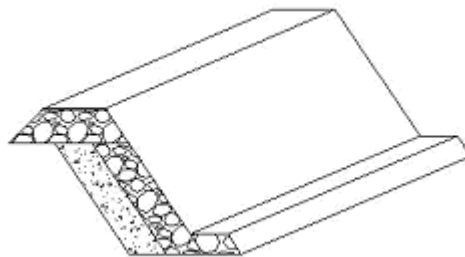


Fig.3.18 – Estrutura longitudinal aderente com secção transversal simples.

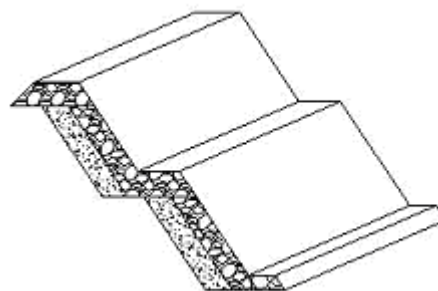


Fig.3.19 – Estrutura longitudinal aderente com secção composta por banqueteta intermédia.

3.3.1. METODOLOGIA DE CÁLCULO

Dada a importância da contabilização das quantidades de trabalho numa obra, é premente a utilização de ferramentas de cálculo que permitam a sua contabilização de forma eficiente.

Esta folha de cálculo consiste na conjugação de vários parâmetros e critérios como os utilizados para estruturas transversais, os quais já foram referidos anteriormente.

Para este caso foram introduzidos dados de projecto que permitem o cálculo de vários parâmetros que quantificam volumes de material para as diferentes camadas constituintes da estrutura.

Para proceder ao cálculo de volumes é necessário fornecer ao programa dados como:

- Cota de coroamento;
- Cota de fundo;

- Largura de coroamento;
- Comprimento em planta;
- Inclinação de talude;
- Altura da banqueteta;
- Largura da banqueteta;
- Número de fiadas do manto exterior e do filtro da estrutura.

De seguida procede-se à introdução das características dos materiais da forma mencionada anteriormente, com o objectivo de calcular o peso dos blocos envolvidos nas diferentes camadas de material.

Para este cálculo considera-se a utilização de enrocamento com as mesmas características do utilizado para estruturas transversais.

Prevê-se que no caso das estruturas em análise não seja necessário a utilização de blocos de maior peso, como blocos antífer ou tetrápodes. No entanto, caso isso não se verifique, devem estabelecer-se características distintas para os novos materiais empregues.

O resultado do cálculo do volume de material nas banquetas, esta irá ser considerada com características geométricas constantes ao longo da estrutura.

O cálculo de volumes propriamente dito resulta da área da secção da estrutura seleccionada, multiplicada pelo comprimento total da obra.

3.3.2. HIPÓTESES DE CÁLCULO

Uma vez concluídas as iterações de cálculo, foram realizados alguns testes de controlo para que fosse possível verificar a conformidade dos resultados obtidos.

3.3.2.1. Hipótese I

A hipótese I (inicial) tem como objectivo servir de base de comparação com outras hipóteses, fazendo variar alguns parâmetros, com vista à análise do impacte que cada um deles introduz no aumento ou diminuição dos volumes de material.

Esta solução inicial é composta por uma estrutura longitudinal aderente, com cota de coroamento constante a +7 m, situação relativamente corrente. A sua cota de fundo, no local de implantação situa-se a -2 m .

O comprimento total é de 100 m e a largura de coroamento de 4 m. Considerou-se uma inclinação de talude de 3/2, sendo esta frequentemente utilizada.

Todas as hipóteses estudadas consideram apenas uma fiada para as camadas do filtro e manto exterior. Contudo é frequente a utilização de outras opções.

Outra das características que permanece inalterável em todo comprimento da estrutura é a banqueteta, optando-se por uma largura e profundidade inicial igual ao diâmetro nominal dos blocos de enrocamento de menor dimensão.

No quadro 3.5, são apresentados os vários parâmetros de cálculo considerados para as hipóteses estudadas.

Quadro 3.5 – Parâmetros de cálculo relativos à hipótese I.

DADOS		HIPÓTESES				
		I	II	III	IV	V
Cota	Coroamento [m]	7	5	7	7	7
	Fundo [m]	-2	-2	0	-2	-2
Largura de Coroamento [m]		4	4	4	4	4
Comprimento em Planta [m]		100	100	100	100	300
Inclinação de Talude		3/2	3/2	3/2	2/1	3/2
Banqueta	Altura [m]	1	1	1	1	1
	Largura [m]	1	1	1	1	1
n.º de Fiadas	Manto Exterior	1	1		1	1
	Filtro	1	1		1	1

3.3.2.2. Hipótese II

Face à situação inicial, a hipótese II considera uma diminuição da cota de coroamento para +5 m, induzindo deste modo uma diminuição dos volumes de material afectos à estrutura, mas aumentando os riscos de galgamento da estrutura.

3.3.2.3. Hipótese III

Na hipótese III verifica-se um aumento da cota de fundo para 0 m, ao ZH, face à solução inicial.

Prevê-se que desta alteração resulte uma ligeira diminuição dos volumes da estrutura.

3.3.2.4. Hipótese IV

Na hipótese V é introduzida uma alteração a nível da inclinação do talude da estrutura no sentido da sua diminuição, reduzindo as reflexões da agitação na estrutura. Esta medida levará a um acréscimo de volumes.

3.3.2.5. Hipótese V

A hipótese V prevê um aumento do comprimento longitudinal da estrutura. Este aumento irá certamente aumentar o volume de material envolvido da obra.

3.3.2.6. Hipótese VI

A hipótese VI efectua uma alteração ao cálculo de volumes, implementando uma banquetta intermédia à secção transversal da estrutura. Prevê-se que esta medida provoque um ligeiro aumento de volumes.

3.3.3. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE

Segue-se a exposição dos resultados obtidos para as diversas hipóteses de cálculo, quadro 3.6.

Quadro 3.6 – Valores de cálculo obtidos para as diferentes hipóteses, segundo a folha de cálculo efectuada.

VOLUMES		HIPÓTESES					
		I	II	III	IV	V	VI
Tronco de Esporão							
Manto Exterior	[m ³]	3185	2734	1766	3082	9555	4849
Filtro	[m ³]	706	497	383	661	2118	706
Total	[m ³]	3991	3331	2250	3843	11972	5555
Banqueta	[m ³]	100	100	100	100	100	100

A redução da cota de coroamento provocou uma diminuição de aproximadamente 17% do volume total da estrutura, tendo a maior redução ocorrido na camada do filtro. Como já foi referido esta medida provoca a diminuição de volumes de material, mas também é menos eficaz em forma de protecção de uma marginal edificada.

Por sua vez, o aumento da cota de fundo conduziu a uma diminuição de 44% do volume da estrutura. Potenciado pela diminuição do peso dos blocos que propicia espessuras de camadas de menores dimensões.

A alteração da inclinação do talude levou a uma diminuição de volumes de 4%, justificado pela diminuição do peso dos blocos que provocou uma diminuição das espessuras das camadas.

No caso de se aumentar o comprimento da estrutura para um valor bastante elevado (3L), provoca evidentemente um aumento avultado dos volumes da obra, tendo-se verificado um aumento de cerca de 300% do volume total da estrutura.

A implantação de uma banquetta intermédia provoca um acréscimo de 39% da estrutura face à solução inicial. Apesar deste aumento, esta forma da estrutura poderá conferir maior estabilidade em relação ao derrube.

Para uma percepção mais clara das variações ocorridas nas hipóteses de cálculo adoptadas, remete-se a visualização da fig. 3.20, onde se apresentam os volumes obtidos para o total da estrutura.

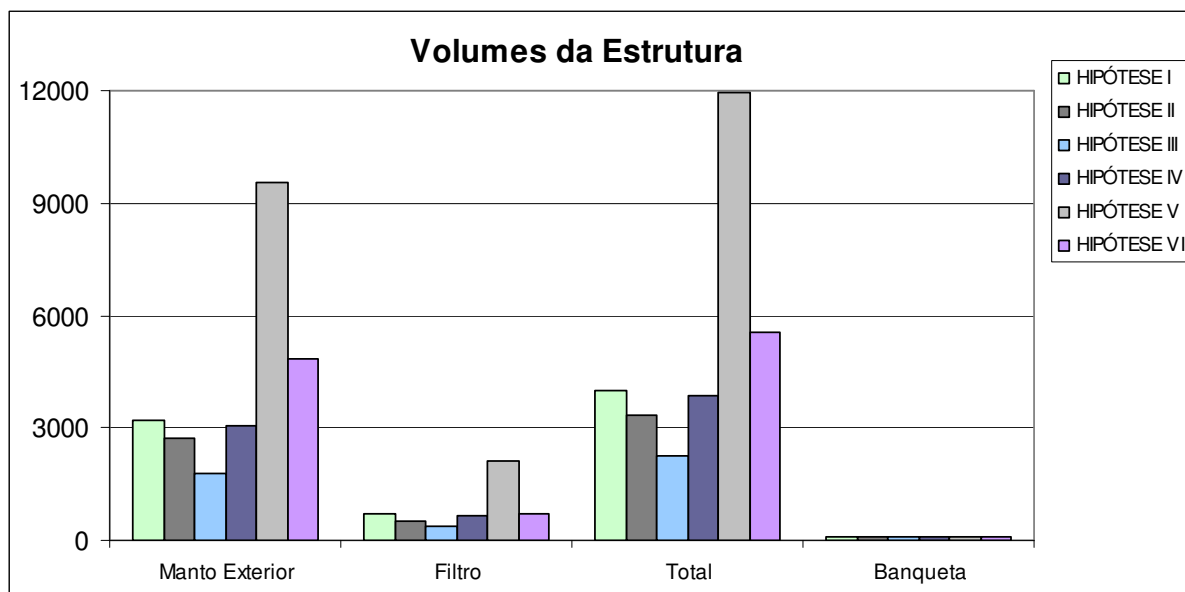


Fig.3.20 – Gráfico de valores obtidos para os volumes da estrutura para as varias hipóteses.

3.4. ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL COM AREIAS

As empreitadas de alimentação artificial de praias e dunas constituem obras de custos elevados que necessitam de um financiamento compatível e estudos técnicos de qualidade.

Segundo estudos efectuados, o estado actual da costa portuguesa confere alguma urgência à aplicação deste tipo de medidas de mitigação dos processos erosivos. Assim sendo, torna-se importante que as metodologias de quantificação de volumes sejam adequadas, permitindo uma estimativa orçamental realista.

Quando há uma intervenção em que se prevê a construção ou reconstrução de estruturas de defesa costeira e uma alimentação artificial com areias, sob o ponto de vista técnico e funcional essa intervenção dever-se-á iniciar pelas estruturas de defesa costeira. Se assim não for, a alimentação artificial de areias vai previsivelmente implicar maiores volumes nas operações de escavação para colocação das fundações nas estruturas.

Existem vários aspectos a ter em conta na alimentação artificial com areias, entre eles o facto de ser muito importante realizar levantamentos topo-hidrográficos das praias alimentadas, antes e depois da sua realização. É ainda importante realizar um elevado controlo de qualidade e da granulometria das areias a aplicar.

Para controlo dos volumes envolvidos em operações de alimentação da praia podem referir-se três métodos que se diferenciam no tipo de abordagem do problema:

- “Óptica” da alimentação;
- “Óptica” do dragador;
- “Óptica” da navegabilidade (nos canais).

Segundo a “óptica” da alimentação estas operações requerem a comparação de perfis transversais resultantes de levantamentos topo-hidrográficos, antes e depois do enchimento da praia. A diferença entre os perfis antes e após as operações de alimentação permite realizar uma estimativa do volume colocado, valor que deverá ser confrontado com o volume que se pretendia à partida colocar.

Relativamente à “óptica” do dragador, os volumes são contabilizados pela multiplicação de vários factores, nomeadamente o número de porões transportados, o volume transportado em cada porão e o número embarcações com porões envolvidos. Tendo em conta que o volume de areia transportado é superior ao que esta ocupa no seu estado natural, tem-se ainda que considerar um coeficiente de empolamento.

A bombagem de areia emulsionada, por exemplo com uma proporção de 30% de areia e 70% de água do mar, permite avaliar a necessidade do emprego destes coeficientes. Com indicação, para sedimentos de granulometria mais fina este coeficiente agrava o volume em cerca de 20%, sendo que para granulometrias mais grossas este empolamento é de cerca de 10%.

Por fim, na “óptica” da navegabilidade requer-se a comparação entre perfis transversais nos locais de dragagem, antes e depois, de forma a avaliar o volume retirado, verificar se o canal ficou com as características geométricas pré-definidas.

Salienta-se a importância da urgência da realização dos levantamentos imediatamente após o enchimento ou dragagem, uma vez que a cada momento que passa são introduzidas alterações naturais aos perfis transversais conferindo erros de quantificação que levam a custos e em alguns casos também a ineficiência dos processos abordados.

4

APLICAÇÃO A CASOS DE ESTUDO

A aplicação na costa portuguesa dos conceitos costeiros referidos ao longo deste trabalho é de alguma incerteza. Desta forma, os exemplos que se apresentam de seguida, representam um contributo no enquadramento de grandezas e valores apropriados ao litoral costeiro do noroeste português e em especial na zona de Esmoriz, Cortegaça e Vagueira. O que se pretende analisar são essencialmente os meios que permitem melhorar as técnicas de quantificação, de maneira que os instrumentos de planeamento do território tenham bases científicas cada vez mais sólidas que justifiquem ou não, opções de ocupação e urbanização.

No anexo D, encontram-se algumas imagens das intervenções realizadas em Esmoriz, Cortegaça e Vagueira.

4.1. BREVE DESCRIÇÃO DAS INTERVENÇÕES DE DEFESA COSTEIRA EFECTUADAS

Com intuito de resolver ou minimizar alguns problemas de erosão tem-se efectuado algumas intervenções, que têm por finalidade defender sobretudo os núcleos urbanos. Da cronologia das intervenções podem constatar-se que os problemas de erosão existentes na costa têm uma origem já com alguns decénios de existência.

Devido às características destas zonas, com cotas terrestres baixas e sem protecções naturais e com um clima de agitação intenso, não há grandes alternativas de protecção. Por isso será importante que no futuro se fomente a prática da manutenção de determinadas estruturas de defesa costeira, com objectivo de se amenizar os impactes de erosão e permitir uma linha de costa mais estável.

As estruturas de defesa costeira, estabelecidas nestes locais, são alvo de empreitadas de manutenção e em alguns casos podem até sofrer alterações da sua forma com vista a um reajustamento da sua função. É fundamental ainda que se estabeleça um adequado plano de monitorização do comportamento das estruturas, para aumentar a sua eficiência em termos de funcionalidade.

No quadro 4.1 apresentam-se alguns dos trabalhos que são executados ao longo das empreitadas de manutenção e reparação de estruturas de defesa costeira.

Quadro 4.1 – Designação dos trabalhos de manutenção e reparação de estruturas de defesa costeira.

Designação dos Trabalhos	Unidades
A - Estaleiro	
A.1 - Montagem e manutenção do estaleiro incluindo a mobilização de todos os equipamentos e encargos com a manutenção das condições de segurança, higiene e saúde, de acordo com o Decreto-Lei nº 273/2003, de 29 de Outubro.	un
A.2 - Desmontagem e desmobilização dos equipamentos incluindo limpeza e remoção de todos os materiais.	un
B - Defesa Aderente	
B.1 - Fornecimento e colocação de tout-venant, de 2ª, de origem granítica, para recobrir o caminho de acesso paralelo ao coroamento da defesa aderente.	tf
B.2 - Fornecimento e colocação de enrocamento TOT, de origem granítica, no tardo da defesa aderente, nos troços que foram executados sem a colocação deste material, de forma a possibilitar o reperfilamento e o assentamento das camadas exteriores segundo ângulo de talude similar ao existente, incluindo a escavação necessária e o transporte e vazadouro dos produtos sobrantes.	tf
B.3 - Fornecimento, transporte e colocação de enrocamentos graníticos na defesa aderente	
B.3.1 - Enrocamento 2 a 4 tf.	tf
B.3.2 - Enrocamento 4 a 6 tf.	tf
B.3.3 - Enrocamento n tf.	tf
B.4 - Trabalhos de recuperação e de reperfilamento com aproveitamento de enrocamento existente	
B.4.1 - Grua de n toneladas, (exemplo n=100 tf, capacidade máxima relativamente ao braço mínimo. É necessária a curva de capacidade elevatória em função do braço.)	h
B.4.3 - Escavadora giratória de n toneladas (por exemplo n=45 tf).	h
B.5 - Reabilitação de rampas de acesso a praias e/ou de rampas de acesso a embarcações de arte xávega (diversas soluções construtivas, por exemplo betão sobre enrocamento)	
B.5.1 - Fornecimento, transporte e colocação de enrocamento granítico da classe x (por exemplo 1 a 3 tf, 2 a 4 tf, 4 a 6 tf, 6 a 9 tf, 9 a 12 tf,...).	tf
B.5.2 - Fornecimento, transporte e colocação de blocos artificiais em betão, do tipo z (cubos, tetrápodes,...) e com peso nominal de x tf.	tf
B.5.3 - Fornecimento, transporte e colocação para preenchimento de juntas de	m ³

enrocamentos, de betão simples (por exemplo, C30/37 XA1 Dmax=25mm).

C – Esporões

C.1 - Fornecimento e colocação de tout-venant, de 2ª, de origem granítica, na execução de acesso provisório e no recobrimento do coroamento.	tf
C.2 - Fornecimento, transporte e colocação de enrocamentos graníticas na reabilitação do esporão	
C.2.1 - Enrocamento TOT.	tf
C.2.2 - Enrocamento 2 a 4 tf.	tf
C.2.3 - Enrocamento 4 a 6 tf.	tf
C.2.4 - Enrocamento 6 a 9 tf.	tf
C.2.5 - Enrocamento 9 a 12 tf.	tf
C.2.6 - Enrocamento n tf.	tf
C.3 - Trabalho de recuperação e de reperfilamento com aproveitamento de enrocamento existente	
C.3.1 - Grua de 140 toneladas.	h
C.3.2 - Grua de n toneladas.	h
C.3.3 - Escavadora giratória de 60 toneladas.	m ³
C.3.4 - Escavadora giratória de n toneladas.	m ³
C.4 - Reforço do cordão dunar/arriba de erosão, através da ripagem de areias em praias adjacentes, com a utilização do seguinte equipamento	
C.4.1 - Escavadora giratória de 30 toneladas.	h
C.4.2 - Escavadora giratória de n toneladas.	h
C.4.3 - Dumper tipo VOLVO A30.	h
C.4.4 - Bulldozer tipo CAT D7.	h
D - Levantamento Topo-hidrográfico	
D.1 - Levantamento topo-hidrográfico das defesas aderentes e dos esporões, incluindo os coroamentos, paramentos e risbermas das estruturas, abrangendo uma faixa submersa até à cota -5.00Z.H. antes do início da intervenção.	un
D.2 - Idem após a conclusão da intervenção.	un

No anexo A (da fig. A.1 até fig. A.8), ilustra-se alguns exemplos dos equipamentos utilizados neste tipo de obras.

4.1.1. ESPORÕES E OBRAS ADERENTES

De seguida são explanados cronologicamente algumas das intervenções efectuadas no litoral entre Espinho e Mira, com aplicação de obras aderentes longitudinais e esporões transversais à praia, bem como intervenções de alimentação artificial com areias.

4.1.1.1. Espinho

Em 1908 a mancha urbana de Espinho foi ameaçada pelo mar. A aldeia de pescadores foi uma das zonas mais afectadas ficando debaixo de água, por sua vez a costa que no passado apresentava uma protuberância de terra encontrava-se agora quase linear. Passado um ano deste acontecimento começa-se a erguer uma muralha de pedra para conter o mar. Em 1991, ocorre a Norte do que é a cidade actual a derrocada da muralha devido a força do mar (Coelho, 2005).

Com o decorrer dos anos, a cidade continuou a crescer, sem que a terra perdida tenha sido recuperada. Em 1958 acontece a primeira intervenção com quatro esporões em frente ao núcleo urbano, mas sem eficácia relativamente à protecção. Em 1973 surge mais um esporão, no entanto a praia está cada vez mais estreita e em 1975 verifica-se uma situação dramática chegando mesmo o mar a bater na marginal, a sul da cidade.

Contudo a situação permanece instável chegando em 1980 a uma situação alarmante onde se verifica a ausência total de areia e o mar alcança a rua, até que em 1984 são projectados dois grandes esporões nos limites da frente urbana. Quatro anos passados e a praia já se tinha formado criando agora alguma estabilidade à zona.

Mais tarde, em 1996 veio a verificar-se uma intervenção nos esporões, que promoveu a colocação de 500 tetrápodes, reforço das bermas, da super-estrutura e dos enrocamentos.

Actualmente esta zona conta com três esporões em Espinho e dois em Paramos, e ainda está protegida por obras aderentes em Espinho, com cerca de 400 m e em Paramos, com cerca de 100 m.

4.1.1.2. Esmoriz – Torreira

Na frente litoral de Esmoriz até Cortegaça, existe um campo de quatro esporões construídos entre 1985/86 e 1989 e entre estes uma extensa estrutura de defesa aderente constituída por enrocamento. Nesta zona tem-se manifestado intensamente a necessidade de frequentes intervenções de manutenção (Coelho, 2005).

Em 1959 existia já uma pequena defesa frontal no Furadouro que foi sofrendo sucessivos prolongamentos, que ditaram a união dos enraizamentos dos dois esporões existente e realizou-se ainda uma pequena continuação da mesma para sul. A construção dos três esporões do Furadouro data de 1972/73, apesar de actualmente um deles estar soterrado por areia e não ser visível. Por sua vez o esporão mais a sul já foi alvo de intervenções, sendo reconstruído numa posição mais a sul do que a verificada inicialmente.

A primeira intervenção de defesa costeira na Torreira realizou-se em 1974 correspondendo a uma pequena estrutura longitudinal aderente de enrocamento, mais tarde em 1980 foi construído um esporão.

4.1.1.3. Barra – Mira

Em 1972/73 realiza-se a construção de um campo de esporões na Costa Nova, que suporta um total de onze esporões e uma obra longitudinal aderente entre os mesmos, constituindo uma extensão de 2400 m de frente litoral protegida (Coelho, 2005). Contudo, hoje em dia esta situação já não tem as mesmas dimensões pois a defesa litoral é apenas constituída por cinco esporões, com um maior afastamento entre si e de maior dimensão do que os esporões iniciais, acompanhados por uma defesa aderente.

De 1975 a 1978 construiu-se uma defesa aderente imediatamente a sul do molhe sul da barra, com aproximadamente 800 m de extensão.

Por sua vez, em 1978 realizam-se as primeiras obras de defesa da Vagueira, sendo estas do tipo de estruturas de defesa aderente em enrocamento. Já em 1979/80 devido ao agravamento dos fenómenos erosivos foram construídos a sul do campo de esporões da Costa Nova e imediatamente a sul da povoação da Vagueira, dois esporões, cada um com cerca de 250 m de comprimento.

A sul do esporão da Vagueira e até à Praia de Mira estava projectado um campo de esporões composto por sete esporões, todos eles com 250 m de extensão e espaçamento de cerca de 2000 m, mas não se veio a concretizar. Só mais tarde em 2003, se veio a executar os esporões do Areão e de Poço da Cruz, a sul da Vagueira.

A existência de dois esporões a sul da Praia de Mira não acarreta descontinuidades a assinalar na linha de costa, contudo tem-se verificado alguns problemas na frente urbana, cujo muro que a contém tem sofrido solicitações pelas ondas do mar em situações de tempestade.

4.1.2. ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL DAS PRAIAS

O material dragado resultante de operações de manutenção de canais de acesso a portos pode e deve ser devolvido ao sistema, concretizando desta forma um importante auxílio às outras intervenções de defesa costeira.

Não se verificam registos de alimentações artificiais das praias das zonas referidas, mas sabe-se que os volumes de dragagens efectuadas no porto de Aveiro e Figueira da Foz não têm sido colocados nas praias, agravando o desequilíbrio das mesmas.

No caso português, a alimentação artificial das praias teve início nos anos 50, com a reposição de sedimentos na praia do Estoril. No início da década de 70 realiza-se a primeira intervenção de grande dimensão com a alimentação da praia da Rocha a partir de sedimentos dragados no estuário do rio Arade. Nas décadas de 80 e 90 foram realizadas diversas operações de alimentação artificial de praias espalhadas genericamente pela costa portuguesa (Coelho, 2005).

4.1.3. OUTRAS INTERVENÇÕES

As intervenções de ripagem de areias para execução de dunas artificiais, bem como os meios de defesa passivos, nomeadamente as paliçadas, possibilitam alguma retenção de areia transportada por via eólica e o controlo de acessibilidades, estacionamento rodoviário e acessos pedonais à praia, permitindo uma maior conservação das dunas naturais.

No final da década de 90 e até ao presente, têm vindo a verificar-se intervenções de emergência no litoral noroeste português, nomeadamente na restinga sul da ria de Aveiro e anteriormente na zona a sul de Espinho.

4.2. TRABALHOS DE REABILITAÇÃO (MANUTENÇÃO E REPARAÇÃO) DE ESTRUTURAS DE DEFESA COSTEIRA

As intervenções de reabilitação de estruturas de defesa costeira desempenham um importante contributo para que os custos e integridade das estruturas não sejam descorados.

Estas intervenções visam melhorar a qualidade das estruturas a um menor custo, uma vez que com a realização de pequenas empreitadas num menor espaço de tempo as mesmas são economicamente mais acessíveis.

É importante que se realizem observações das estruturas ao longo dos anos para que seja analisado o seu estado de conservação. Existem níveis de alerta (entre 5% e 10%) no que respeita à degradação da mesma que traduzem a necessidade de intervenções de manutenção ou reparação das estruturas.

Da experiência adquirida na reabilitação de estruturas de defesa costeira ressalta o facto de se recomendar a realização de intervenções de manutenção a cada 2 anos e uma grande intervenção a cada 10 anos (fig. 4.1).

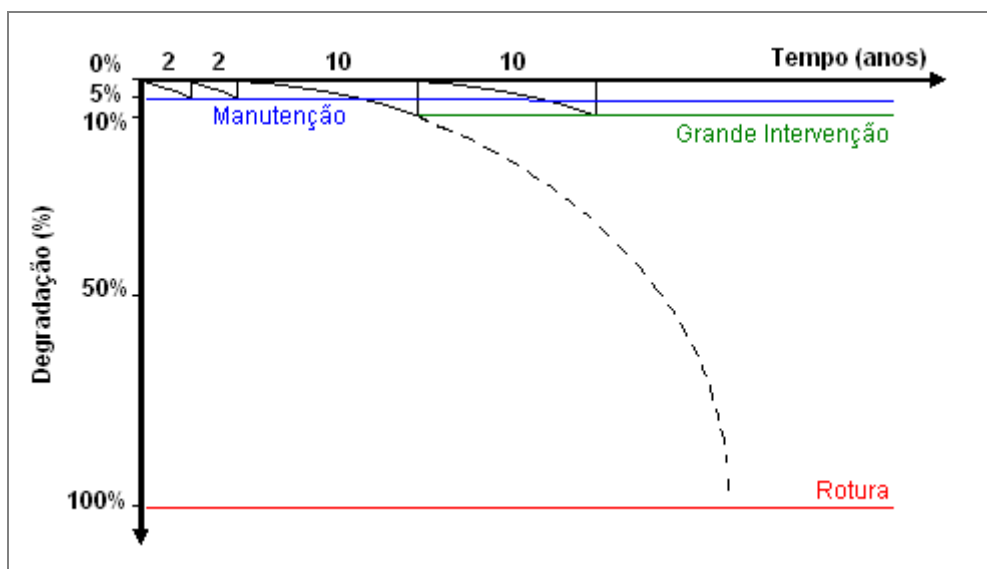


Fig.4.1 – Manutenção de estruturas de defesa costeira.

Dada a importância destas intervenções, segue-se uma pequena explicação das diversas hipóteses que podem ser contempladas na reabilitação de estruturas transversais e estruturas longitudinais aderentes.

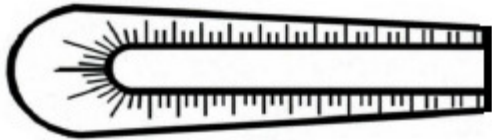
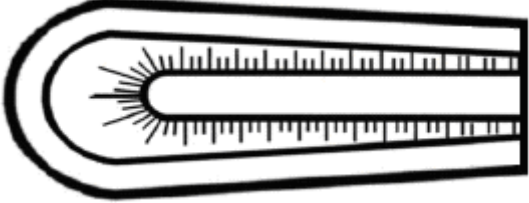


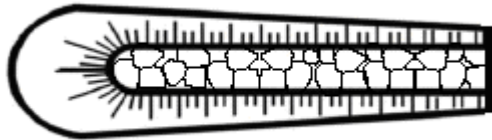
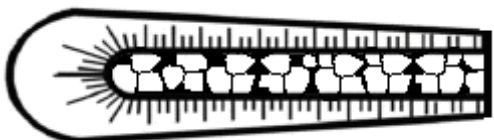


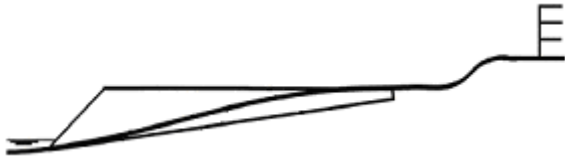

4.2.1. ESTRUTURAS TRANSVERSAIS

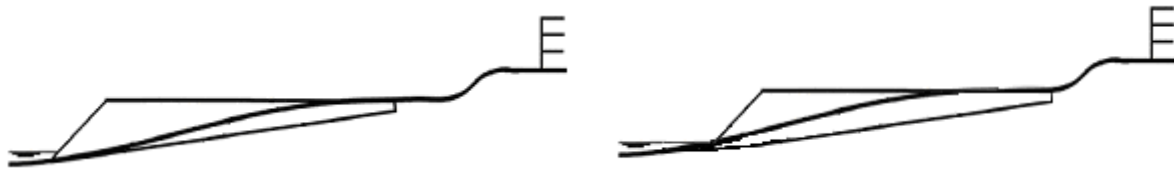
No caso de estruturas transversais do tipo esporões podem ser realizadas vários tipos de intervenções de reabilitação e manutenção, como mostra o quadro 4.2.

Na primeira situação referida e tendo como objectivo atender às infraescavações, deve considerar-se a construção de uma risberma na base de fundação da estrutura com o objectivo de atenuar esse efeito.

Por sua vez, o rebaixamento da cota de coroamento no enraizamento poderá possibilitar o transporte sólido, promovendo o seu transporte eólico sobre a estrutura, constituindo desta forma um mecanismo a adoptar no sentido de manter o transporte sedimentar ao longo da costa litoral.

Quadro 4.2 – Intervenções de reconstrução de estruturas transversais.

TIPOS DE INTERVENÇÕES	
SITUAÇÃO INICIAL	SITUAÇÃO FINAL
	
Consideração de uma risberma na base de fundação	
	
Rebaixamento da cota de coroamento no enraizamento para possibilitar o transporte sólido	
	
Considerar embebimento dos blocos do coroamento com betão	
	
Considerar redução da inclinação do talude da cabeça	
	
Considerar esporão mergulhante	



Considerar encurtamento do esporão na cabeça e prolongamento no sentido do enraizamento

Outra das medidas que se podem tomar na reabilitação de obras de defesa é a consideração do embeimento dos blocos de enrocamento do coroamento da estrutura com betão, de forma a preencher os espaços vazios entre os blocos. Esta medida permite um aumento de resistência da estrutura bem como a circulação de pessoas. No entanto, reduz a permeabilidade da mesma, podendo este factor ser prejudicial no que respeita à dissipação da agitação marítima.

A redução da inclinação do talude da cabeça da estrutura poderá ser adoptada com objectivo de se conseguir maior estabilidade para esta zona, uma vez que é nela que se verificam a maior parte das roturas ocorridas.

Embora a construção de um esporão mergulhante acarrete maiores dificuldades construtivas, esta medida pode ser benéfica no sentido de permitir algum galgamento da estrutura e em alguns casos até transporte sedimentar.

Outra intervenção a considerar quando se verifica um o recuo da linha de costa a sotamar passa pelo encurtamento da cabeça da estrutura e seu prolongamento no sentido do enraizamento.

Para finalizar, uma das medidas que se deve ter em conta na construção de estruturas com enrocamento passa por colocar os blocos de enrocamento com o eixo maior perpendicular ao talude e à plataforma de coroamento.

4.2.2. ESTRUTURAS LONGITUDINAIS ADERENTES

Relativamente às estruturas longitudinais aderentes, existem várias intervenções que podem ser levadas a cabo para a sua reabilitação, como mostra o fig. 4.2 e fig. 4.3.

A primeira intervenção referida dá conta da consideração de uma fundação inferior para o manto conferindo maior profundidade à estrutura.

Outra das situações possíveis é a redução do ângulo de talude induzindo maior estabilidade à estrutura, no entanto esta medida acarreta maiores custos de execução.

O aumento do peso dos blocos pode também ser uma boa medida para a reconstrução, uma vez que dá à estrutura maior resistência contra as acções da agitação caso esta esteja a actuar sobre a estrutura em causa.

Uma das medidas mais vantajosas reside no aumento do volume de praia, quer seja pela construção de um esporão a sul, ou até pela alimentação artificial da mesma, conferindo à estrutura maior estabilidade no que respeita às infraescavações.

A consideração de um manto intermédio e filtro tem-se revelado de extrema importância na reconstrução destas obras, pois aquelas que não empregam esta medida tendem a ser menos eficientes.



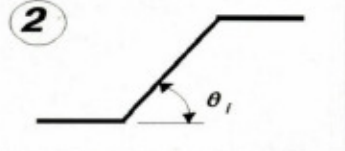
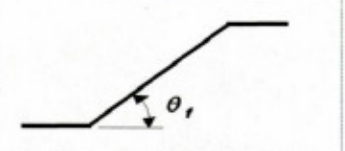
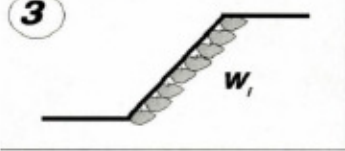


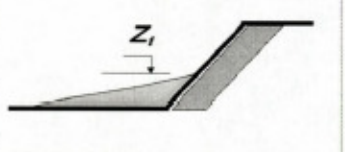
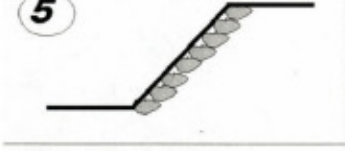
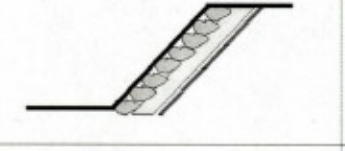
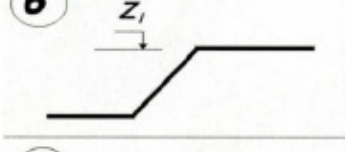
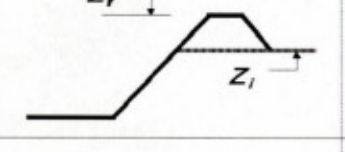


SITUAÇÃO INICIAL	SITUAÇÃO FINAL	TIPO DE INTERVENÇÃO
		Consideração de uma Fundação para o Manto.
		Redução do Ângulo do Talude.
		Aumento do Peso Unitário dos Blocos do Manto.
		Aumento do Volume da Praia (Construção de Esporão a Sul, Alimentação Artificial).
		Consideração de um Manto Intermédio e Filtro
		Elevação da Cota do Coroamento.
		Reforço e Filtro no Coroamento.

Fig.4.2 – Intervenções de reconstrução de obras longitudinais aderentes (Veloso Gomes, 2008).

Em casos que se justifique, tendo em conta a protecção de pessoas ou bens deve elevar-se a cota de coroamento criando uma espécie de dique que funcione como tampão à passagem do mar.

Outra medida que se tem constatado é o reforço do manto e filtro de forma a garantir maior estabilidade ao conjunto, de modo a que este funcione eficientemente.

Actualmente surge a necessidade de criar intervenções mais eficientes e que garantam à estrutura maior grande capacidade de resistência. Surgem então as banquetas como forma de combater possíveis infraescavações caso estas se realizem na base de fundação, ou até no sentido de garantir maior estabilidade criando uma risberma intermédia no talude da estrutura, pois em estruturas de grande dimensão a sua exequibilidade estaria condicionada.

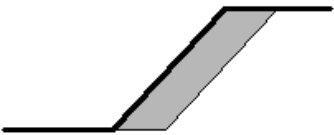
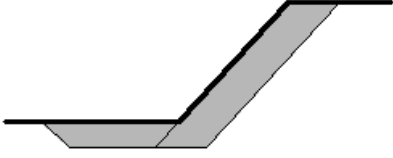
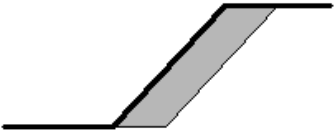
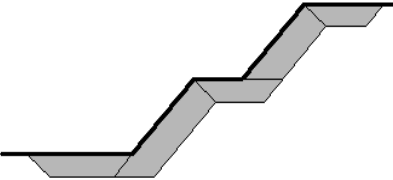
SITUAÇÃO INICIAL	SITUAÇÃO FINAL	TIPO DE INTERVENÇÃO
		Consideração de uma berma na base de fundação.
		Consideração de uma risberma intermédia no talude

Fig.4.3 – Intervenções de reconstrução de obras longitudinais aderentes.

4.3. INTERVENÇÕES DE REABILITAÇÃO (MANUTENÇÃO E REPARAÇÃO) DAS ESTRUTURAS DE DEFESA COSTEIRA

Ao longo da execução deste trabalho foram realizadas algumas visitas que decorreram no âmbito da assistência técnica à execução dos trabalhos da empreitada de reabilitação de esporões e defesas aderentes da praia de Esmoriz e da praia de Cortegaça, no conselho de Ovar. Para além destas obras foram acompanhadas as intervenções realizadas na praia da Vagueira, no concelho de Ílhavo.

4.3.1. ESMORIZ

Na praia de Esmoriz estavam previstas várias intervenções para decorrerem em simultâneo com as intervenções a realizar na praia de Cortegaça uma vez que ambas fazem parte da mesma empreitada.

Uma das situações alvo de intervenção era a reparação da rampa de acesso das embarcações em Esmoriz, junto ao bairro piscatório, bem como do talude exterior de enrocamento, que permite o acesso fácil das embarcações até ao bairro, como se pode verificar pela fig.D.1, em anexo.

Procedeu-se ao reperfilamento da obra longitudinal aderente com auxílio de uma giratória até à meia-lua aí existente (fig.D.2, em anexo) e dado que a obra longitudinal aderente a sul da rampa se encontrava num estado razoável, a sua intervenção decorreu em último lugar.

No esporão norte de Esmoriz, realizou-se o reperfilamento do talude norte e sul bem como das banquetas. A cabeça também foi alvo de reperfilamento, estando à data da visita a realizar-se a colocação de enrocamento no coroamento da estrutura, com auxílio de uma máquina giratória, como mostra a fig.D.3, fig.D.4 e fig.D.5, em anexo.

Existe uma enorme “pressão” da edificabilidade nesta zona que se considera de alto risco, sendo visíveis edificações e anexos recentemente construídos (fig.D.6 e fig.D.7, em anexo).

Apesar desta “pressão” sentida a empreitada decorreu de forma a não interferir significativamente com as actividades na zona urbana. Esta visou aproveitar o período de época baixa com pouco trânsito e veraneantes.

4.3.2. CORTEGAÇA

As intervenções de reabilitação das estruturas de defesa costeira realizadas em Cortegaça tiveram em conta a reparação da estrutura longitudinal aderente da frente edificada. Esta sofreu reperfilamento do talude intermédio exposto, (fig.D.8 a fig.D.12, em anexo), bem como da banquetta intermédia sendo esta betonada entre blocos. No que respeita à banquetta inferior, esta albergou a colocação de enrocamento bem como a sua regularização.

Quanto ao talude e plataforma superior foram alvo de discussão na medida em que ficou por decidir qual o revestimento em função das quantidades de material disponível (fig.D.13, em anexo).

No esporão de Cortegaça procedeu-se ao reperfilamento do talude norte e sul, realizando-se ainda a rectificação do alinhamento do enraizamento, posicionando uma caixa e descarga de águas pluviais (fig.D.14 a fig.D.16, em anexo), assim como o reperfilamento da cabeça, banquetas e coroamento.

Na obra longitudinal aderente de Cortegaça a sul das escolas, pretendia-se o reperfilamento de bermas e do talude em curva.

Relativamente à empreitada de Cortegaça existiam alguns problemas a ter em conta e a ponderar com a autarquia local, uma vez que a drenagem pluvial da plataforma urbana de Cortegaça estava a interferir nas obras podendo eventualmente provocar o ravinamento do talude superior da estrutura aderente, assim como as caixas de visita e emissário existente no enraizamento do esporão.

4.3.3. VAGUEIRA

As intervenções de reabilitação das estruturas de defesa costeira a realizar na praia da Vagueira, no concelho de Ílhavo, são semelhantes às referidas para Esmoriz e Cortegaça. Estas intervenções consistem no reperfilamento dos taludes expostos quer nas estruturas longitudinais aderentes como também no esporão existente.

Contudo esta obra sofreu alguns problemas pois aquando da iniciação dos trabalhos observou-se que na estrutura longitudinal aderente da frente edificada não existia ou encontrava-se gravemente danificada a camada do filtro da estrutura. Este facto levou a um maior cuidado na sua concepção bem como maior número de trabalhos a realizar.

Devido à localização muito próxima da frente edificada da estrutura longitudinal aderente (fig. 4.4) e uma vez que já se iniciou a época balnear, esta zona começa a ser alvo de interesse de banhistas e espectadores. Logo, para manter a segurança de todos foi proposta a interrupção da obra, prosseguindo em meses de menor afluência de pessoas.

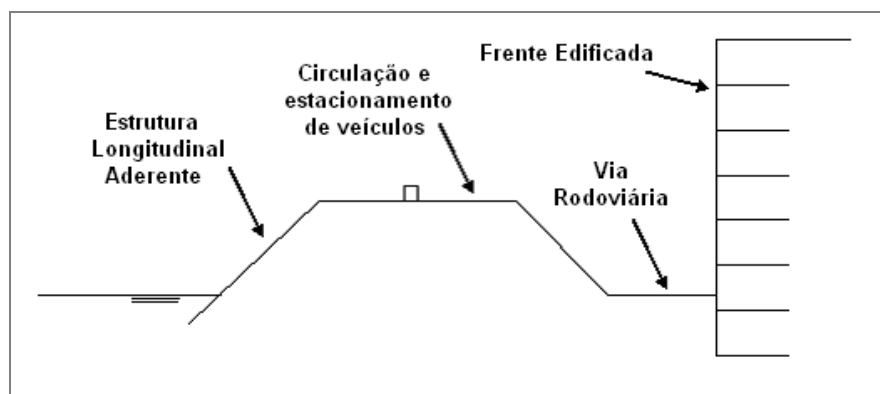


Fig.4.4 – Esquema da localização da estrutura longitudinal aderente face à frente edificada na praia da Vagueira.

5

CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS FUTURAS

5.1. SÍNTESE E PRINCIPAIS CONCLUSÕES

Dada a importância dos fenómenos costeiros existentes ao longo de uma vasta faixa costeira, tão procurada pelas populações pelos seus aspectos lúdicos e recreativos, é importante que se proceda à defesa dos espaços onde se desenrolam processos dinâmicos criando condições de segurança quer para as populações flutuantes quer para as residentes em espaços urbanos consolidados.

Neste trabalho foi incluída uma descrição das várias tipologias de defesa costeira, com o intuito de esclarecer as funções que cada uma delas desempenha no meio em que está inserida, bem como as respectivas potencialidades e limitações.

O desenvolvimento de uma folha de cálculo permitiu abordar a problemática da avaliação de quantidades de trabalho para os projectos de concepção, manutenção e reparação de estruturas de defesa costeira. Mediante a introdução de dados de cálculo obtém-se a contabilização de volumes dos diferentes elementos parciais de uma estrutura. É possível adoptar uma qualquer distância entre secções de cálculo. Quando os fundos da directriz da estrutura são muito irregulares a distância entre essas secções de cálculo deve ser a menor possível desde que seja compatível com a densidade de informação topo-hidrográfica.

Sempre que se verifique uma alteração de secção da estrutura ou uma singularidade geométrica devem ser consideradas secções que possam representar adequadamente essas alterações ou singularidades.

Uma das potencialidades desta folha de cálculo reside na possibilidade de análise de varias alternativas ao projecto, permitindo uma comparação de hipóteses possíveis, tendo em vista adquirir uma percepção da influência que cada parâmetro pode ter nas quantidades de volumes envolvidos nas estruturas de defesa costeira e portanto, nos seus custos.

Após a realização de um estudo de sensibilidade, foi possível estabelecer quais os parâmetros geométricos mais importantes. Entre eles inclui-se o aumento do comprimento de esporão ou o aumento do comprimento de uma estrutura longitudinal aderente. Este parâmetro foi o que originou um maior agravamento de volumes da estrutura. Embora os resultados das simulações realizadas sejam directamente proporcionais aos aumentos dos comprimentos, na realidade face à variação das cotas de fundos e eventualmente das cotas de coroamento ao longo da directriz da estrutura, esses valores não são directamente proporcionais.

O comprimento de uma estrutura de defesa é fixado por factores relacionáveis com a extensão do troço a defender, com a concepção (forma) das estruturas e com os impactes negativos e positivos que se

pretendem. Com a folha de cálculo é possível avaliar as quantidades associáveis a cada hipótese considerada para o comprimento da estrutura, o que é importante no apoio ao projecto. Outro dos parâmetros que evidenciou grande importância no cálculo de volumes foi a inclinação do talude do manto exposto da estrutura do tipo esporão. Verifica-se um aumento substancial dos volumes da estrutura pela diminuição da inclinação do talude, mas em contrapartida conseguem-se obter condições de estabilidade com blocos de menor dimensão o que poderá ser essencial para a viabilidade da execução da própria estrutura. Blocos naturais de grandes dimensões (superiores a 120 kN) são difíceis de obter em grandes quantidades em pedra e colocam problemas de transporte rodoviário e de colocação em obra. No caso dos esporões, a diminuição da cota de coroamento revelou-se de grande importância na medida em que provoca uma significativa diminuição dos volumes. No entanto, esta diminuição da cota pode conduzir a custos adicionais porque vai introduzir condicionalismos construtivos em função da cota de maré e estados de agitação (preços unitários mais elevados, associáveis a paralisações de trabalho e a rotatividade de turnos).

Relativamente às estruturas longitudinais aderentes, pode referir-se que pelo facto de se considerar uma banquetta intermédia na estrutura ocorre um aumento significativo dos volumes. No entanto esta banquetta intermédia pode ser necessária quando o talude se desenvolve ao longo de uma grande extensão dificultando os aspectos construtivos ou de manutenção. A subida da cota dos fundos onde se implanta uma estrutura, conduz a uma acentuada diminuição dos volumes da estrutura, devido à diminuição do peso dos blocos envolvidos que conduzem a menores espessuras das camadas de material. No entanto a estrutura fica potencialmente sujeita a acções mais elevadas de infraescavações. É por esta razão que tem havido uma descida das cotas de fundação.

Ao longo deste projecto foi possível o acompanhamento de uma obra de manutenção realizada em estruturas de defesa costeira, no concelho de Ovar. Deste acompanhamento ressalta o facto de ter sido possível observar “in loco” a obra e os equipamentos utilizados, contribuindo para uma melhor percepção das quantidades de material a empregar na mesma e para a dimensão da própria obra.

5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

No futuro, a folha de cálculo desenvolvida poderá servir de base a um software mais completo que tenha em conta bases de dados específicas para outros tipos de materiais e blocos. Esta base de dados permitiria ao utilizador uma escolha directa de entre as várias opções fornecidas, facilitando a utilização. Outra função complementar importante seria a capacidade de desenvolver estimativas de custos que permitissem também uma análise de custo/benefício entre os vários parâmetros seleccionados. Os benefícios terão de ser quantificados por outras metodologias, relacionadas com a extensão e área da zona costeira a defender e com o património edificado existente ou previsto, considerando horizontes de projecto a definir.

A consideração de um maior número de parâmetros geométricos e da influência que estes têm na obra em si, constituirá um contributo para o planeamento das várias obras de manutenção e reabilitação de estruturas de defesa costeira. A título de exemplo, pode-se referir a consideração de banquetas com altura variável ao longo da estrutura (no caso de esporões). Outro exemplo tem a ver com a complexa geometria de algumas obras existentes, resultante de sucessivas recargas com blocos nomeadamente em situações de emergência.

Seria vantajoso ter tido a possibilidade de acompanhar a conclusão desta e de outras obras para poder comparar os valores obtidos nas situações reais com os que resultam da folha de cálculo. Do mesmo

modo o acompanhamento de intervenções de alimentação artificial com areias poderia contribuir de forma positiva para consolidação de conceitos e técnicas empregues neste tipo de obras.

BIBLIOGRAFIA

- Alfredini, P. (2005). Obras de defesa dos litorais – estimativa do impacto sobre a linha de costa. *In Obras e Gestão de Portos e Costas – a Técnica Aliada ao Enfoque Logístico e Ambiental*, 498-504, Edgard Blücher, São Paulo.
- Alfredini, P. (2005). Obras de defesa dos litorais – tipos de obras. *In Obras e Gestão de Portos e Costas – a Técnica Aliada ao Enfoque Logístico e Ambiental*, 476-482, Edgard Blücher, São Paulo.
- Álvares Ribeiro, A. (1974). *Trabalhos Fluviais e Marítimos I*. Laboratório de Hidráulica da FEUP, Porto.
- Coelho, C. D. B. (2005). *Riscos de Exposição de Frentes Urbanas para Diferentes Intervenções de Defesa Costeira*. Dissertação de Doutoramento, Universidade de Aveiro.
- Dias, J. A., (1990). *A evolução actual do litoral Português*. Geonovas, nº. 11, pp. 15-28, Lisboa.
- Dias, J. A., Taborda, R. (1988). *Evolução recente do nível médio do mar em Portugal*. ANAIS do Instituto Hidrográfico, nº. 9, pp. 83-97, Lisboa.
- Fortunato, A. B., Clímaco, M., Oliveira, F., Oliveira, A., Sancho, F., Freire, P. (2008). *Dinâmica Fisiográfica da Orla Costeira: Estudos de Reabilitação e Protecção*. Revista de Gestão Costeira Integrada, 02/07/2008, 45-63, publicação on-line em www.aprh.pt/rgci.
- Hudson, R. Y. (1959). *Laboratory Investigation of Rubble-Mound Breakwaters*. Journal of the Waterways and Harbors Division, vol. 85, nº. WW3, ASCE, Nova Iorque.
- Instituto da Água (2002). *Quebramar destacado da praia da Aguda*. Relatório da Intervenção, Lisboa.
- Iribarren, R. (1938). *Una Formula para el Calculo de Los Diques de Escollera*. Madrid.
- Langa, Jónio (2003). *Erosão Costeira na Cidade de Maputo. Causas. Considerações sobre Intervenções de Defesa*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Lopes, H. G. (2005). *Ensaio em Modelo Físico do Comportamento Hidráulico e Estrutural do Quebramar Norte do Porto de Leixões*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Loza, P. (2008). *Sand Bypassing Systems*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Mangor, K. (2004). *Shoreline Management Guidelines*. DHI and Environment, 294 pg em www.encora.eu/coastalwiki
- Marreiros, P., Artalheiro, F. (2001). *Desenvolvimentos recentes da Hidrografia em Portugal*. ANAIS do Instituto Hidrográfico, nº. 14, pp. 7-18, Lisboa.
- Shore Protection Manual (SPM), (1984), U. S. Army Corps of Engineers, Coast. Engrg. Res. Ctr. (CERC), U.S. Army Engr. Waterways Experiment Station, 2 Volumes, Vicksburg, Mississippi, USA.
- Taboada, L. F. P. (1988). *Actuaciones en La Costa*. 21 conferência internacional de engenharia de costas, MOPU, 20-25 Junho, Costa del Sol, Málaga.
- Taveira Pinto, F. A. (2001). *Análise das Oscilações e dos Campos de Velocidades nas Proximidades de Quebramares Submersos Sob a acção da Agitação Marítima*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Taveira Pinto, F. A. (2005). *Quebramares de Taludes* (elementos de apoio à docência da disciplina de Trabalhos Marítimos), Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Taveira Pinto, F., Neves, A. C. V. (2003). *A importância da consideração do carácter irregular da agitação marítima no dimensionamento de quebramares de taludes*. Instituto de Hidráulica e Recursos Hídricos. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

Teixeira, A (1980) - *As Invasões do Mar em Espinho Através dos Tempos*. Boletim Cultural, II(7): 209-248, C.M. Espinho.

Triemstra (2000). *The use of High Density Concrete in Armour Layer of Breakwaters - Flume Tests on High Density Concrete Elements*. Tese de Mestrado. Delft University of Technology, the Netherlands.

United States Army Corps of Engineers (2006). *Fundamentals of desing*. In Coastal Engineering Manual – Coastal Geology.

Van Der Meer, J. W. (1985). *Stability of Rubble-Mound Revetments and Breakwaters under Random Wave Attack*. Breakwaters, '85, ICE, Londres.

Veloso Gomes, F. (1987). *Estruturas Expostas à Agitação*. Laboratório de Hidráulica da FEUP, Porto.

Veloso Gomes, F. (1991). *Algumas reflexões sobre a problemática das obras de protecção costeira*. Actas do 2.º Simpósio sobre a Protecção e Revalorização da Faixa Costeira do Minho ao Liz, Instituto de Hidráulica e Recursos Hídricos, pp.128-143, Porto.

Veloso Gomes, F. (2000). *Portos, Dragagens e Erosão Costeira*. Publicado no Boletim MAR do Instituto Marítimo Portuário, n.º 4 Out/Dez.

Veloso Gomes, F. (2001). *Situação na Zona Costeira da Costa Nova/Vagueira Alimentação Artificial e Duna Artificial*. Instituto da Água, Janeiro de 2001, Porto.

Veloso Gomes, F. (2008). *Intervenções e estruturas de defesa costeira* (elementos de apoio à docência da disciplina de Trabalhos Marítimos), Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Sítio da Internet (<http://fotos.sapo.pt/oFY7onBQ2fZ4kAdM7s80>). 14 de Maio de 2009.

Sítio da Internet (<http://geology.uprm.edu/MorelockSite/morelockonline/5-mancst.htm>). 14 de Maio de 2009.

Sítio da Internet (<http://stevekluge.com/geoscience/images/groin.jpg>). 20 de Abril de 2009.

Sítio da Internet (<http://www.aprh.pt>). 20 de Abril de 2009.

Sítio da Internet (<http://www.aprh.pt/rgci/glossario/paredao.html>). 14 de Maio de 2009.

Sítio da Internet (<http://www.aprh.pt/rgci/glossario/tombolo.html>). 14 de Maio de 2009.

Sítio da Internet (<http://www.conservancy.co.uk/learn/wildlife/process.htm>). 20 de Abril de 2009.

Sítio da Internet (http://www.cpires.com/fotos_do_lobito.html). 14 de Maio de 2009.

Sítio da Internet (http://www.grandeportotv.net/catalog/productImages/obras_molhe.jpg). 14 de Maio de 2009.

Sítio da Internet (<http://www.seth.pt/obras.asp?idCat=2>). 14 de Maio de 2009.

Sítio da Internet (<http://www.theworld.ae/imageGallery.html>). 14 de Maio de 2009.

ANEXO A

EXEMPLOS DE EQUIPAMENTOS USADOS EM OBRAS DE DEFESA COSTEIRA



Fig.A.1 – Camião transportando enrocamento para colocação em obra, em Cortegaça (13.01.2009).



Fig.A.2 – Giratória realizando trabalhos de remoção de areia junto ao enraizamento do esporão norte de Esmoriz (13.01.2009).



Fig.A.3. – Camião de transporte cerca de 18 tf de areia da praia da Aguda para alimentação artificial da praia da Granja (13.01.2009).



Fig.A.4 – Dispositivos de auxílio da grua na colocação de blocos na obra, em Esmoriz (18.03.2009).



Fig.A.5 – Giratória e camiões trabalhando na remoção de sedimentos da praia da Aguda para alimentação artificial da praia da Granja (13.01.2009).



Fig.A.6 – Giratória executando trabalhos de colocação de enrocamento no talude do tronco de esporão, em Cortegaça (18.03.2009).



Fig.A.7 – Grua de grande porte em fase de montagem , junto do enraizamento do esporão Norte de Cortegaça (18.03.2009).



Fig.A.8 – Giratória, Vagueira (9.05.2009).

ANEXO B

ESQUEMAS DE SECÇÕES TIPO DE OBRAS DE DEFESA COSTEIRA

ESTRUTURAS TRANSVERSAIS



Fig.B.1 – Perfil transversal e longitudinal de uma solução simples de enrocamento (Veloso Gomes, 2008).

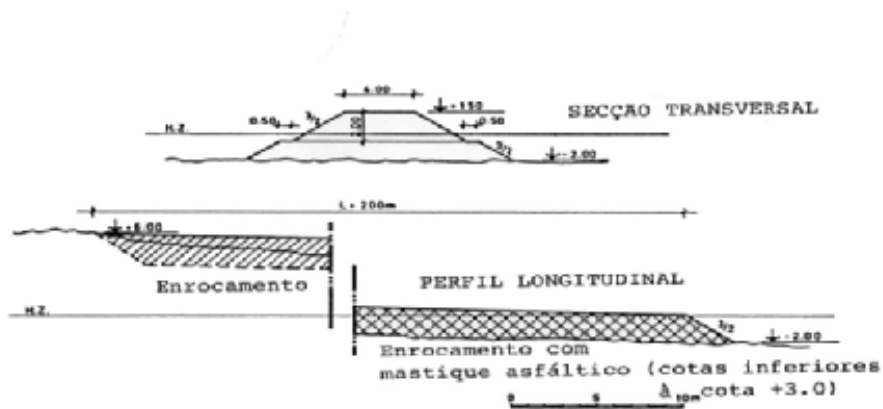


Fig.B.2 – Perfil transversal e longitudinal de uma solução em enrocamento suportado por mástique asfáltico (Veloso Gomes, 2008).

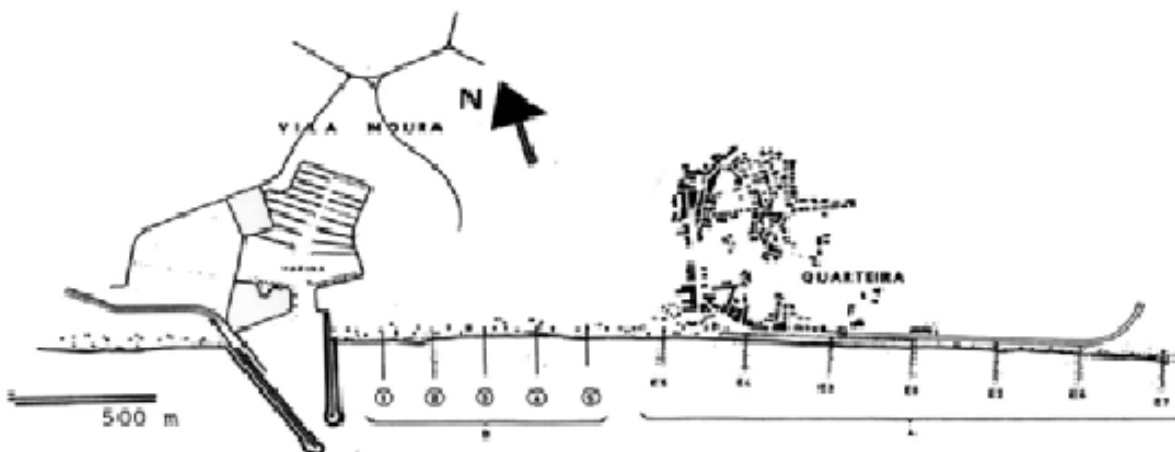


Fig.B.3 – Quebramares e campo de esporões de Quarteira e Vilamoura os quais foram retirados após a construção dos quebramares (Veloso Gomes, 2008).

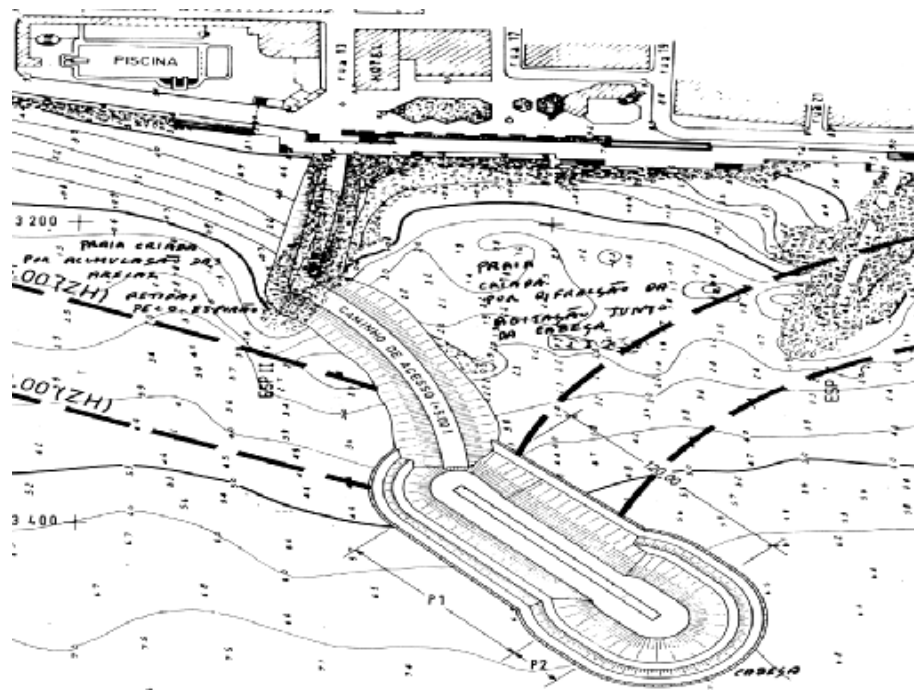


Fig.B.4 – Esporão localizado junto à piscina de Espinho (Veloso Gomes, 2008).

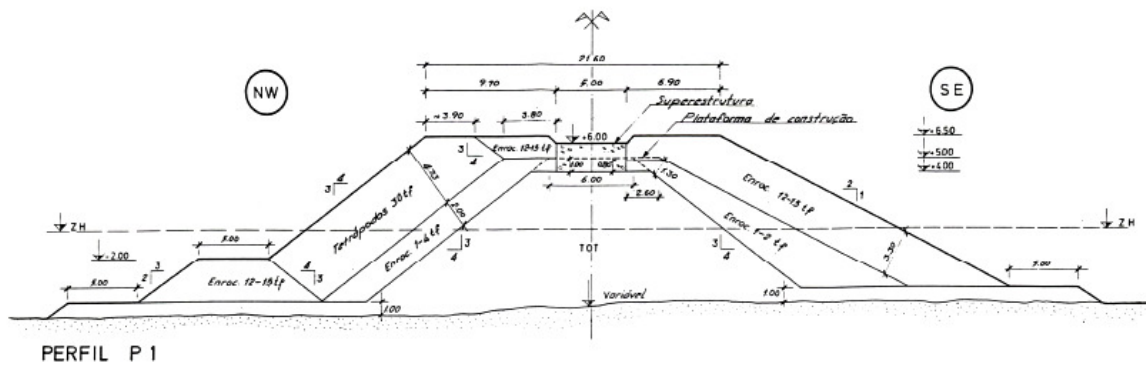


Fig.B.5 – Secção transversal tipo do esporão de Espinho, perfil P1 (Veloso Gomes, 2008).

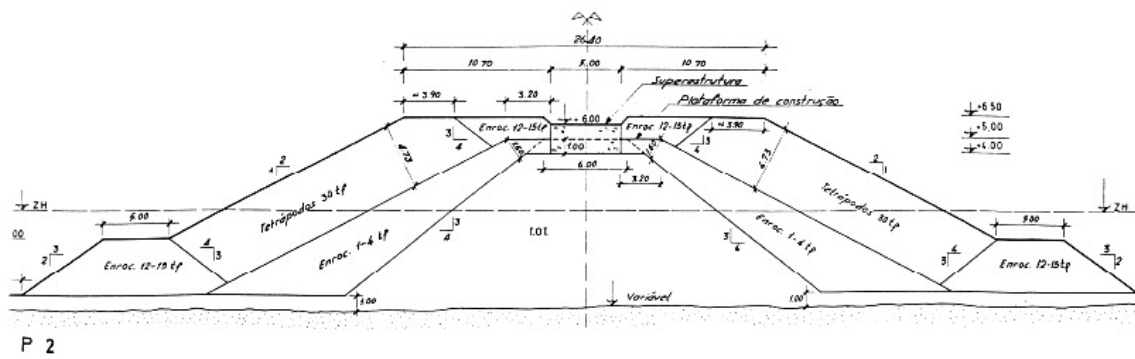


Fig.B.6 – Secção transversal tipo do esporão de Espinho, perfil P2 (Veloso Gomes, 2008).

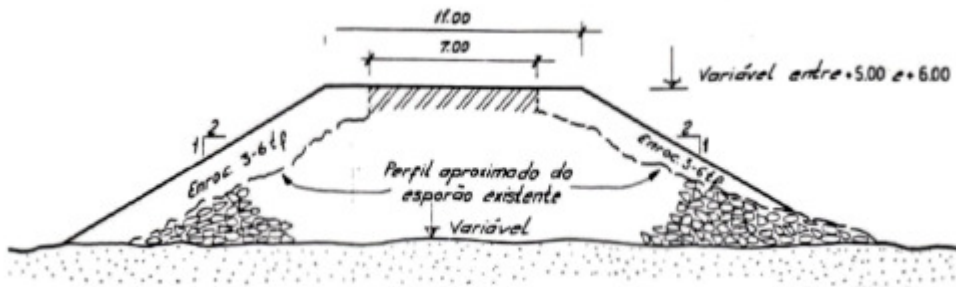


Fig.B.7 – Adaptação do esporão existente (Esporão II), perfil tipo A do esporão de Espinho (Veloso Gomes, 2008).

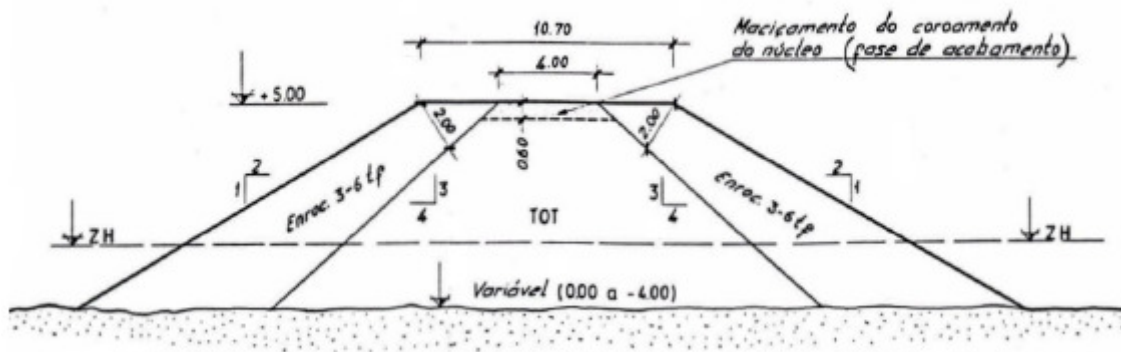


Fig.B.8 – Caminho de acesso, perfil tipo B do esporão de Espinho (Veloso Gomes, 2008).

ESTRUTURAS LONGITUDINAIS ADERENTES

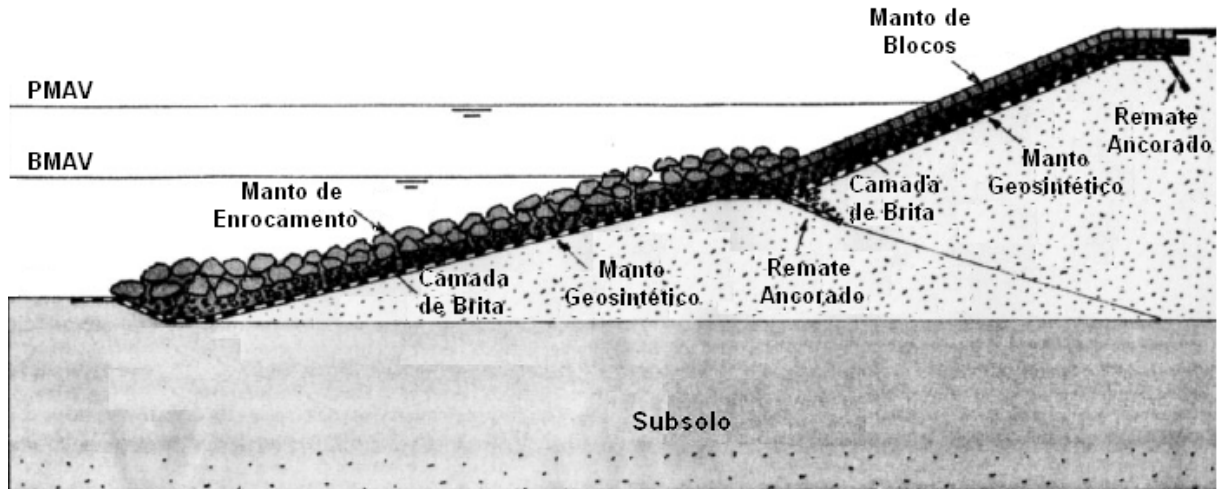


Fig.B.9 – Alternativa estrutural com revestimentos em geotêxtil (adaptado de Veloso Gomes, 2008).

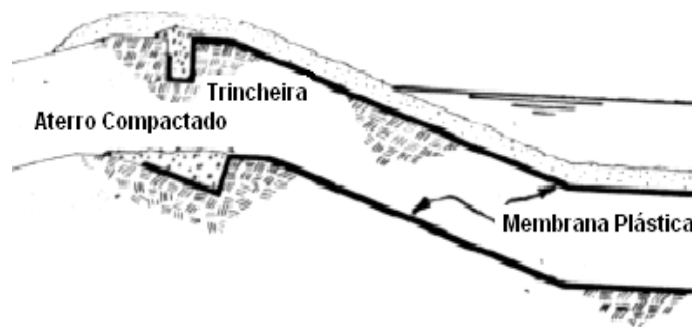


Fig.B.10 – Esquema de obras longitudinais aderentes com revestimento em membrana (Veloso Gomes, 2008).

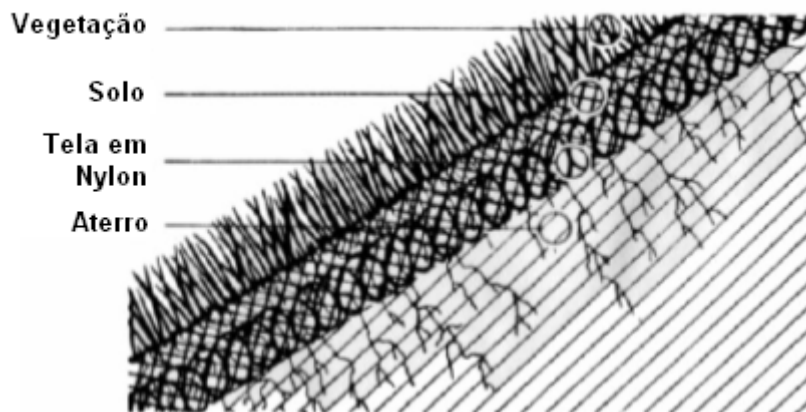


Fig.B.11 – Esquema de obras longitudinais aderentes com revestimento efectuado por tela de nylon para ambientes pouco energéticos e pouco salinos (estuários) (Veloso Gomes, 2008).

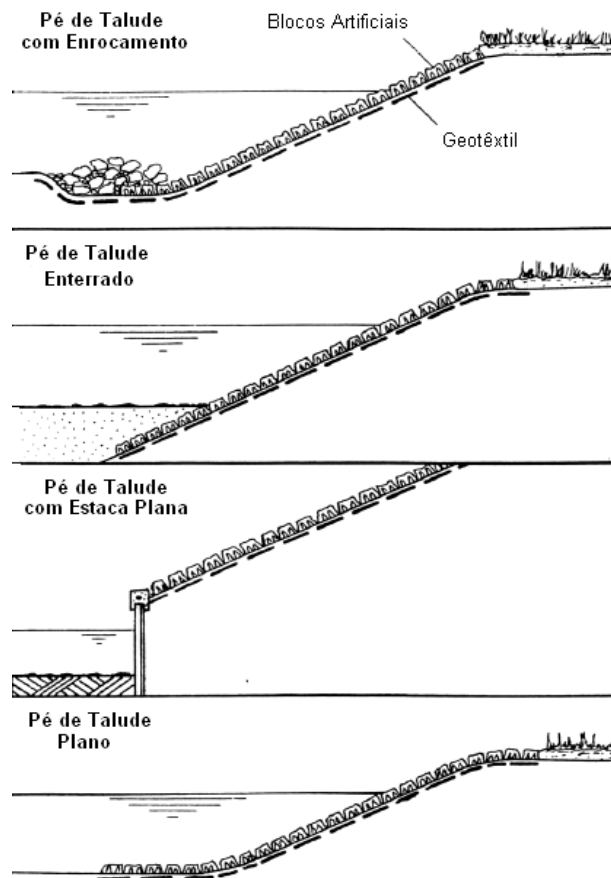


Fig.B.12 – Hipóteses alternativas de “remates” dos revestimentos com blocos artificiais e geotêxtil (adaptado de Veloso Gomes, 2008).

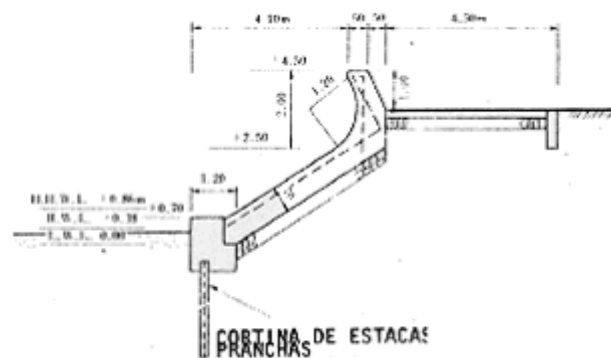


Fig.B.13 – Secção transversal de obra longitudinal aderente em Kalke, Japão (Veloso Gomes, 2008).

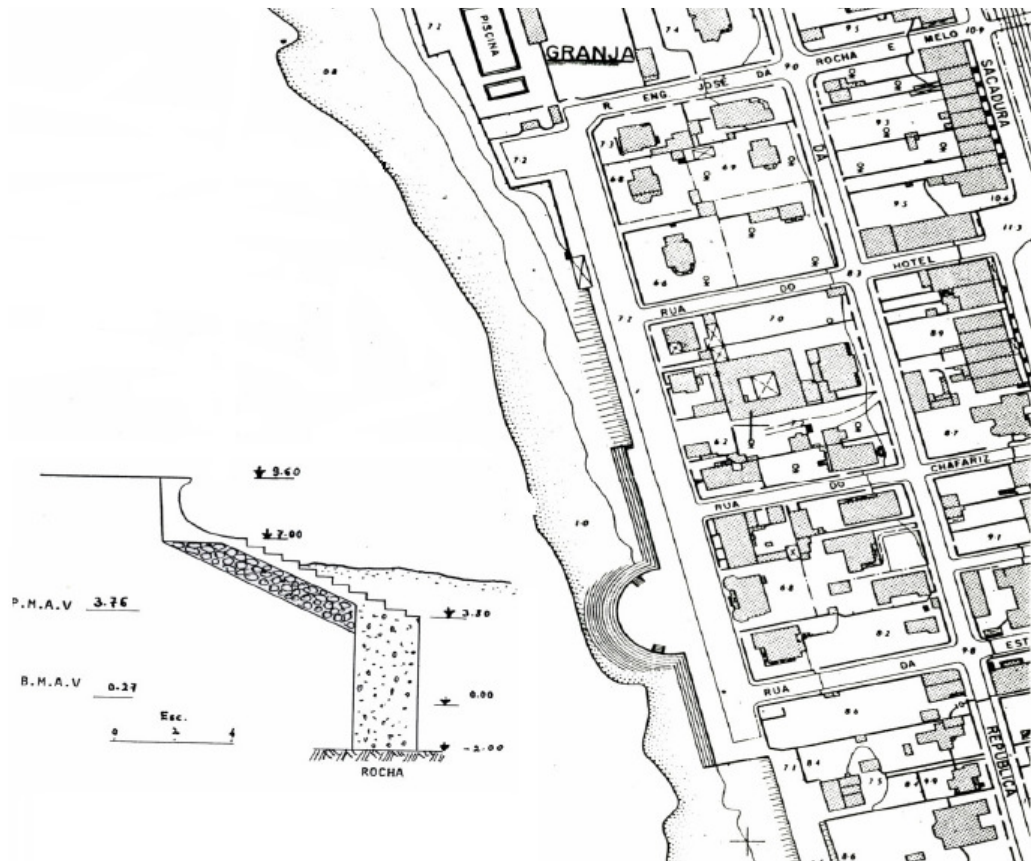


Fig.B.14 – Secção transversal de obra longitudinal aderente na praia da Granja (Velooso Gomes, 2008).

ESTRUTURAS LONGITUDINAIS DESTACADAS

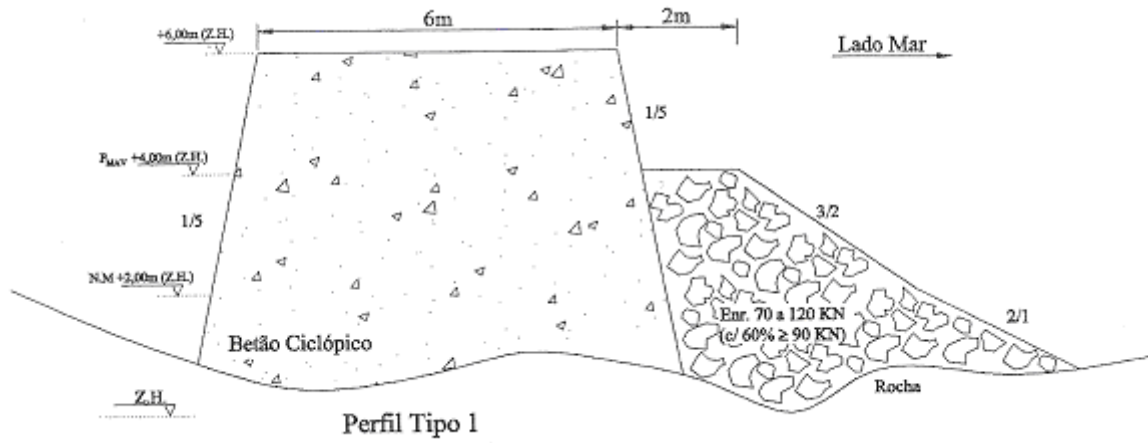


Fig.B.15 –Perfil transversal tipo 1, do quebramar destacado da praia da Aguda (IHRH).

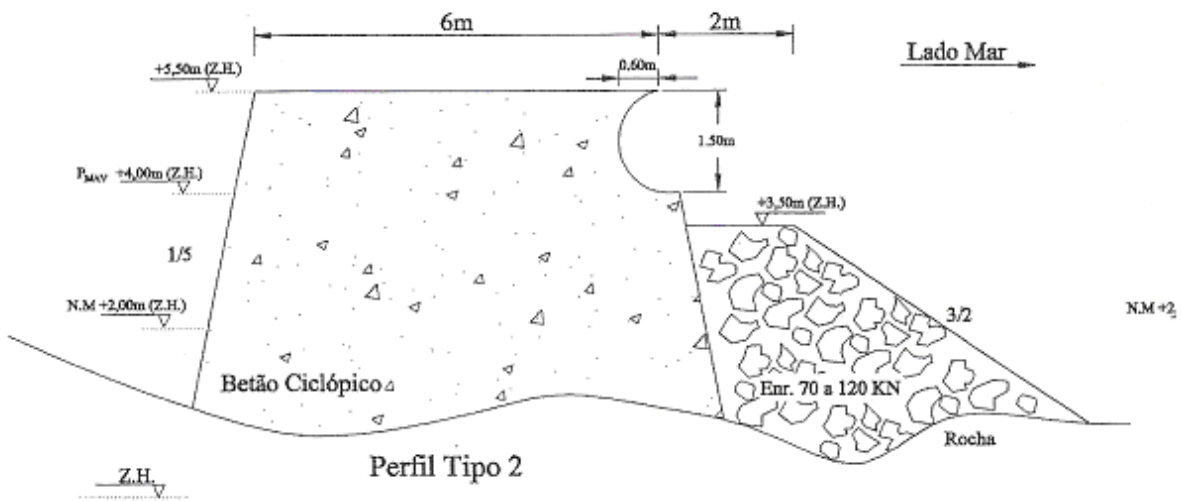


Fig.B.16 – Perfil transversal tipo 2, do quebramar destacado da praia da Aguda (IHRH).

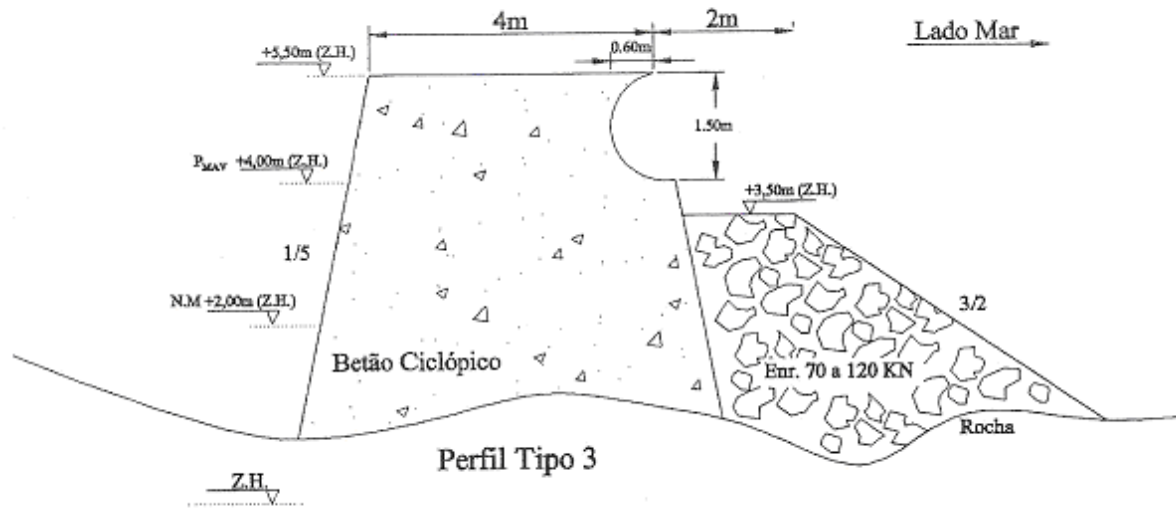


Fig.B.17 – Perfil transversal tipo 3, do quebramar destacado da praia da Aguda (IHRH).

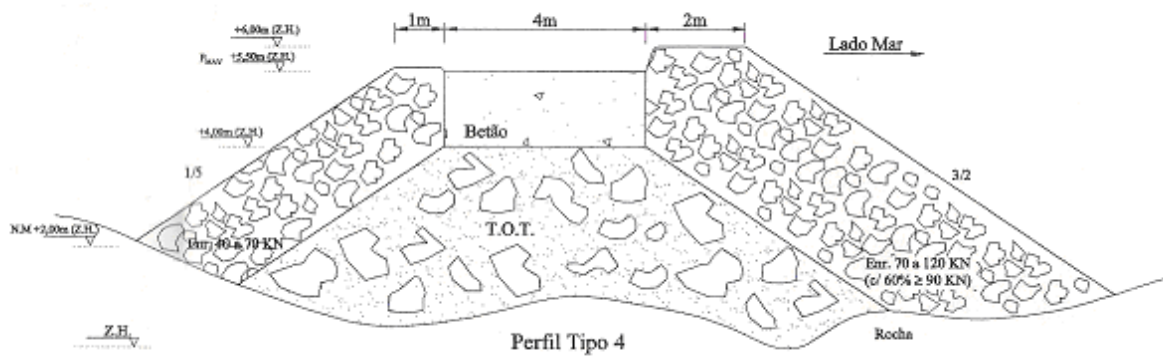


Fig.B.18 –Perfil transversal tipo 4, do quebramar destacado da praia da Aguda (IHRH).

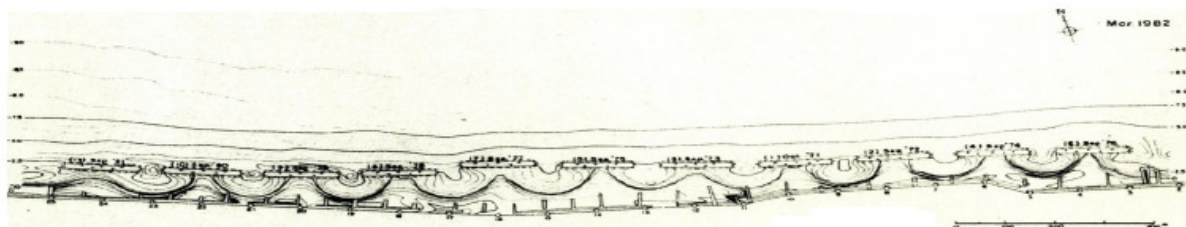


Fig.B.19 – Campo de obras longitudinais destacadas no litoral de Kalke, Japão (Veloso Gomes, 2008).

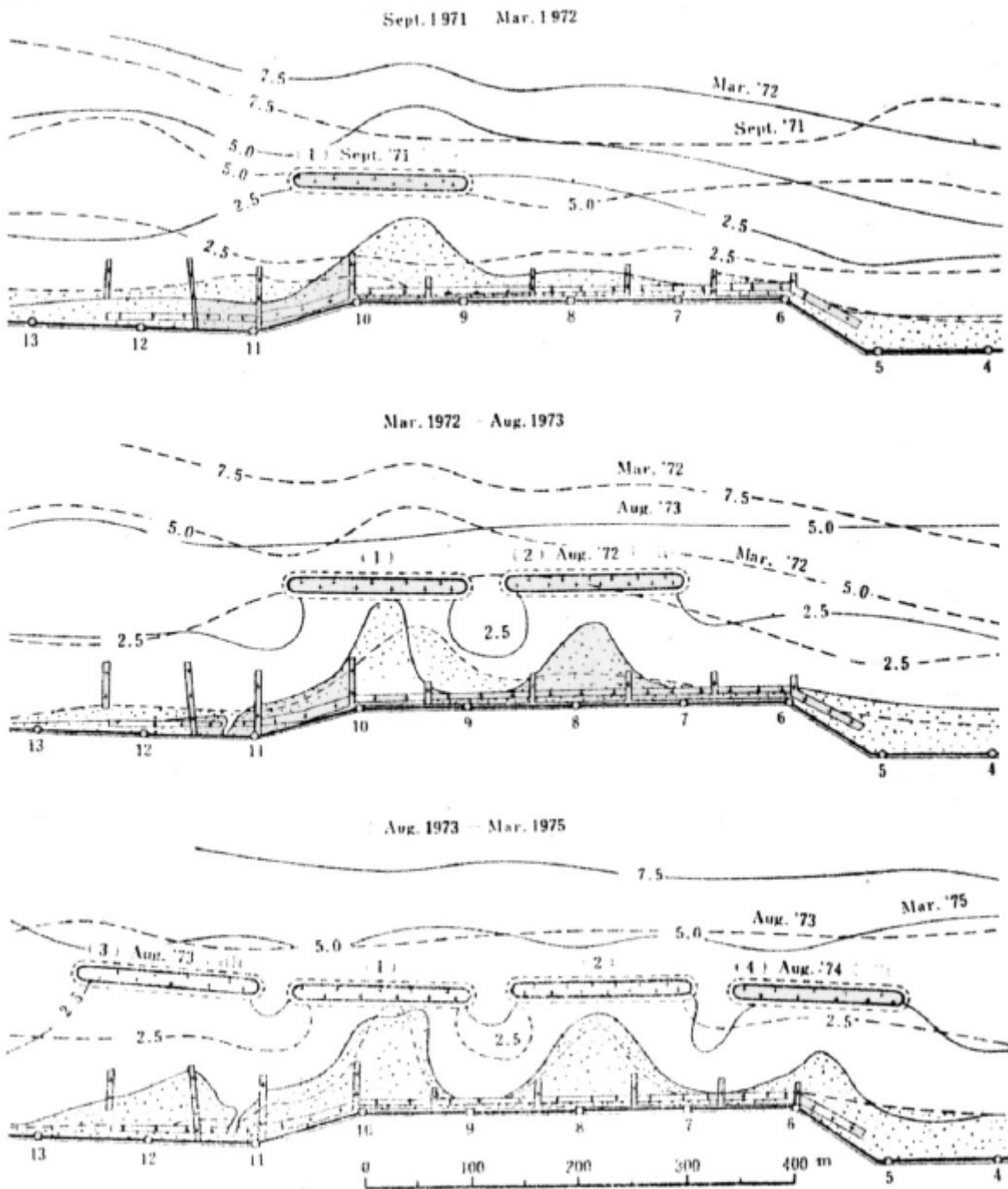


Fig.B.20 – Campo de esporões e de obras longitudinais destacadas em Kalke, Japão (Veloso Gomes, 2008).

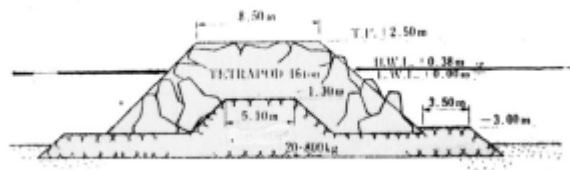


Fig.B.21 –Secção transversal da obra longitudinal destacada em Kalke, Japão (Veloso Gomes, 2008).

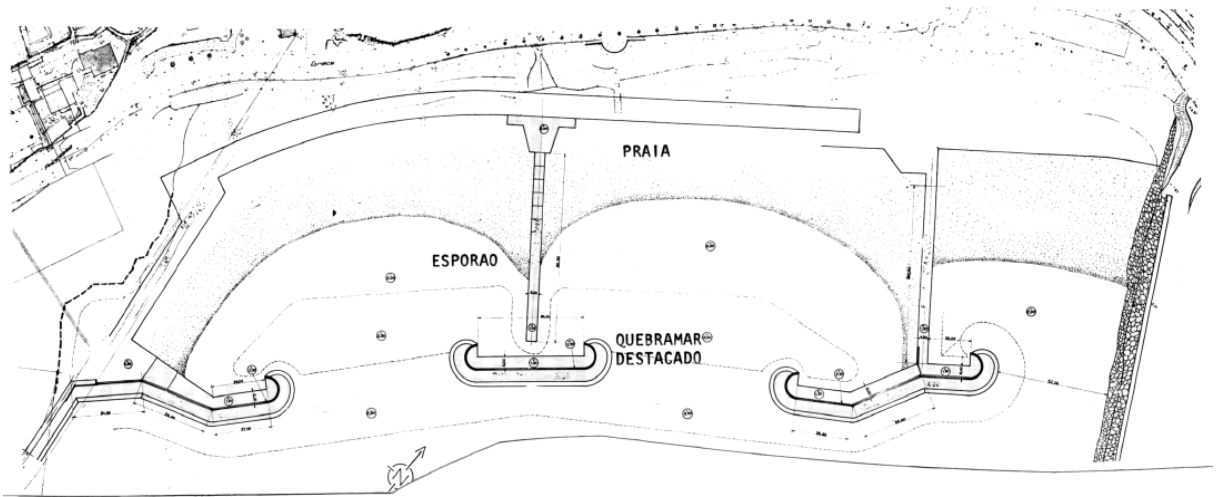


Fig.B.22 – Praias estabilizadas artificialmente no principado do Mónaco (Veloso Gomes, 2008).

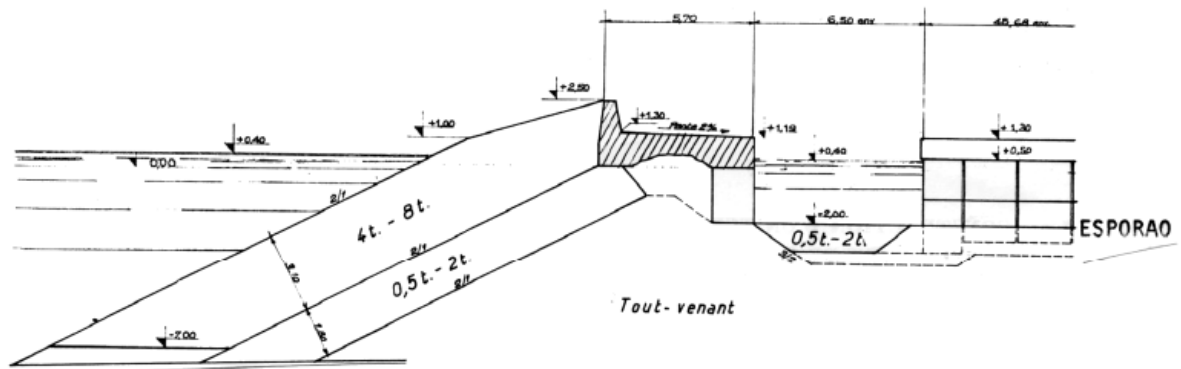


Fig.B.23 – Secção transversal de obra longitudinal destacada no principado do Mónaco (Veloso Gomes, 2008).

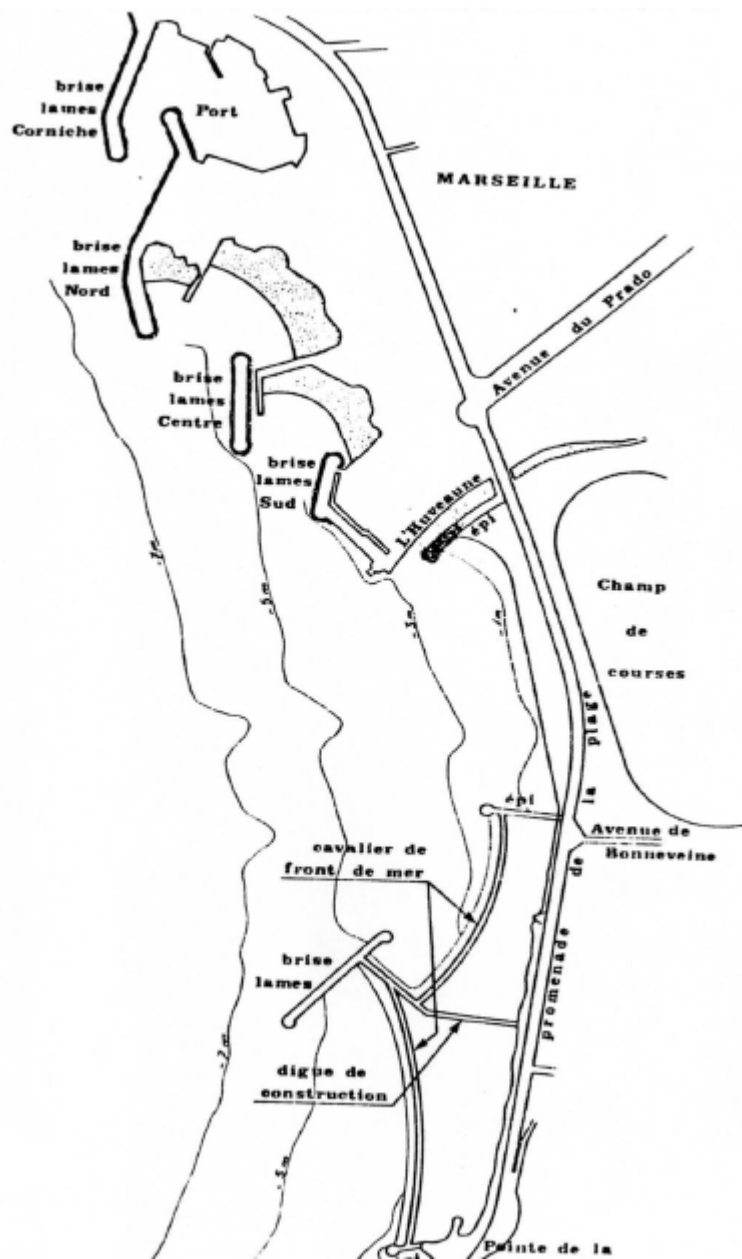


Fig.B.24 –Obras longitudinais destacadas e esporões, em Marselha, França (Veloso Gomes, 2008).

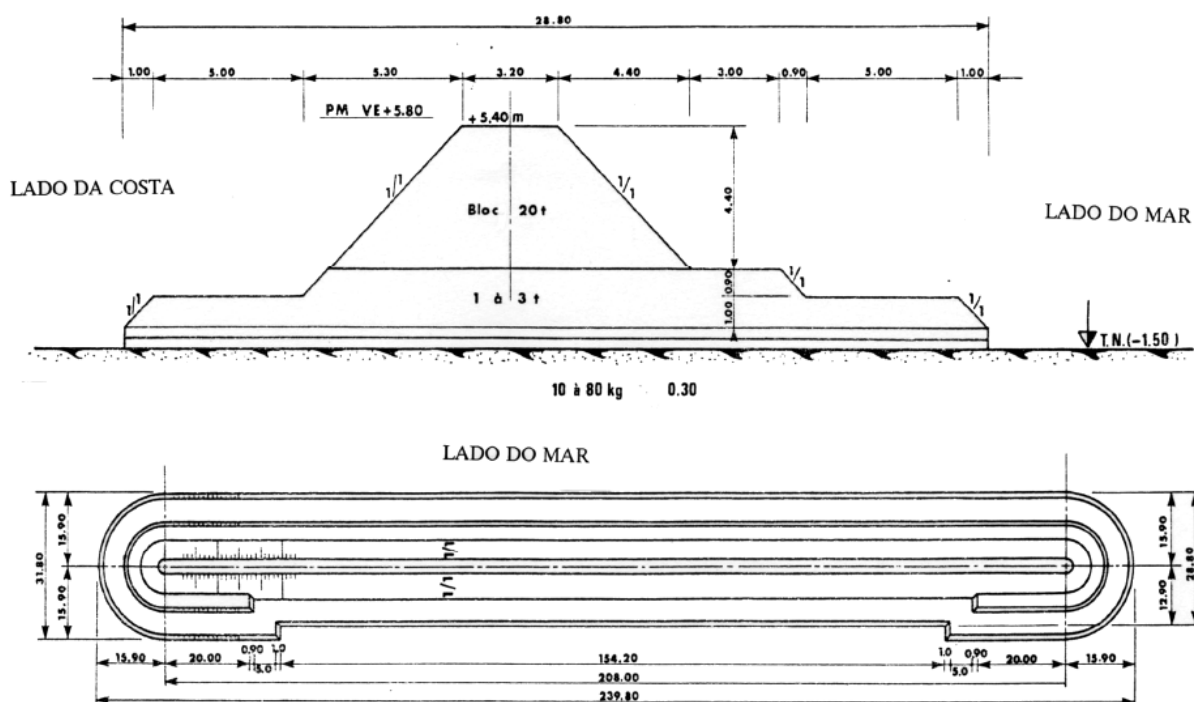


Fig.B.25 – Obra longitudinal destacada robusta para estabilização da praia de Dunkerque, norte de França em 1978 (Veloso Gomes, 2008).

ANEXO C

EXEMPLOS DE ESTRUTURAS DE DEFESA COSTEIRA

ESTRUTURAS TRANSVERSAIS



Fig.C.1. – Parte norte do campo de esporões de Espinho (Google Earth).



Fig.C.2. – Esporão constituído com estacas prancha metálicas no cabo de Hatteras (fotografia de Blair Tormey, 1998).



Fig.C.3. –Esporão constituído por estacas de madeira em Nundesley, Norfolk (fotografia de Michael Maggs, Agosto de 2008).

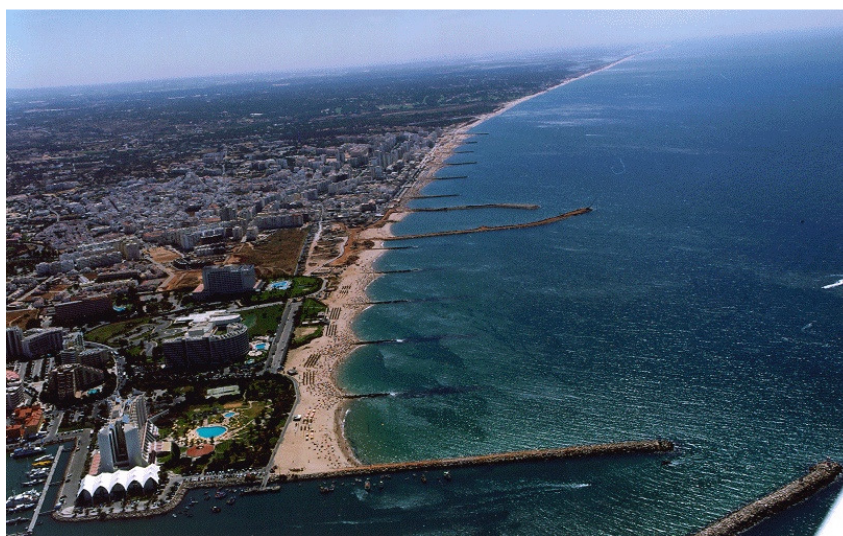


Fig.C.4. – Campo de esporões de Quarteira e quebramar portuário de Vila Moura (GeoSNIRH).



Fig.C.5. – Campo de esporões em Eastbourne (www.aarsleff.co.uk/_gfx/leisure_timber_1.jpg).



Fig.C.6. – Quebramar norte de Vila Praia de Âncora (GeoSNIRH).



Fig.C.7. – Esporão de Pedra Alta, Castelo de Neiva (GeoSNIRH).



Fig.C.8. – Esporão de Ofir (GeoSNIRH).



Fig.C.9. – Esporão na praia de Caxinas (GeoSNIRH).



Fig.C.10. – Esporão de Angeiras (GeoSNIRH).



Fig.C.11. – Esporão da praia da Madalena (GeoSNIRH).



Fig.C.12. – Esporão em Maceda, Ovar (GeoSNIRH).



Fig.C.13. – Esporão da praia do Furadouro, Ovar (GeoSNIRH).



Fig.C.14. – Esporão da praia da Costa Nova (GeoSNIRH).



Fig.C.15. – Esporão em Costa Nova (GeoSNIRH).



Fig.C.16. – Esporão da praia da Vagueira (GeoSNIRH).

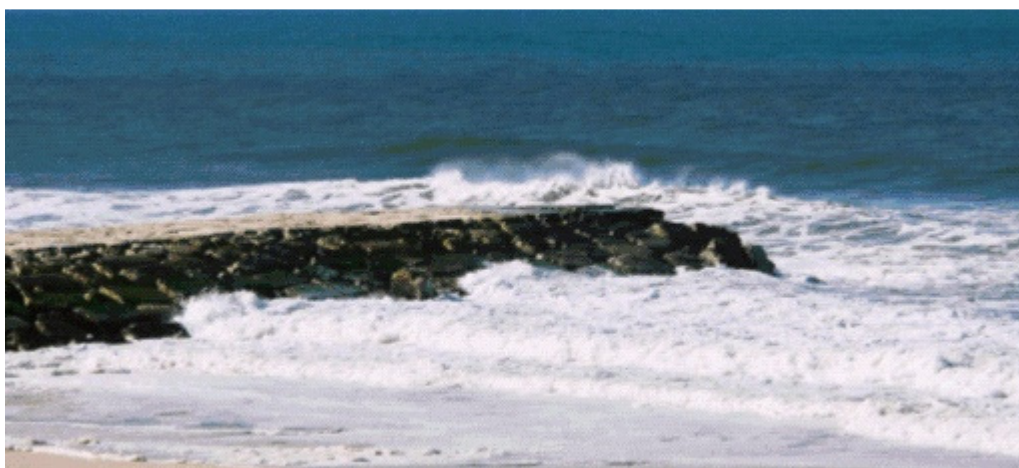


Fig.C.17. – Esporão em Lavos (GeoSNIRH).



Fig.C.18. – Esporão na praia do Sul, Ericeira (GeoSNIRH).

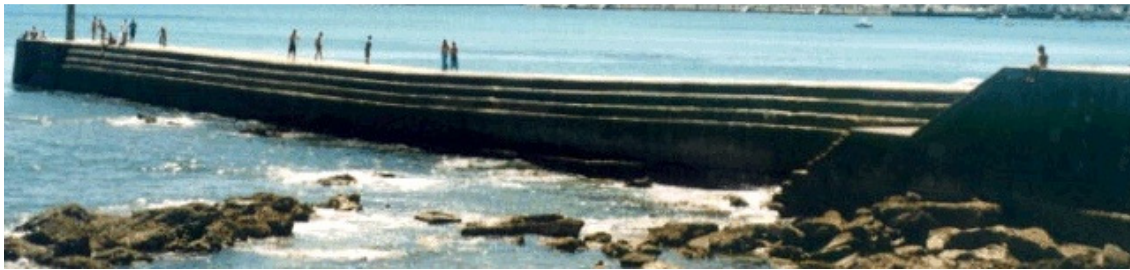


Fig.C.19. – Esporão na praia das Moitas, Cascais (GeoSNIRH).



Fig.C.20. – Esporão na praia do Tamariz (GeoSNIRH).



Fig.C.21. – Campo de esporões na praia de Costa da Caparica (GeoSNIRH).

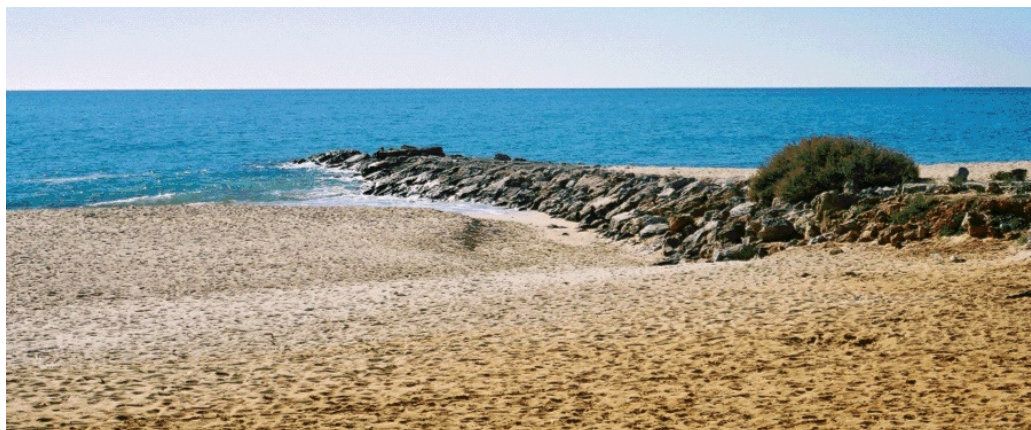


Fig.C.22. – Esporão de Quarteira (GeoSNIRH).



Fig.C.23. – Esporão da praia de Santo António, Vila Real de Santo António (GeoSNIRH).

ESTRUTURAS LONGITUDINAIS ADERENTES



Fig.C.24. – Paredão na praia do Moledo (GeoSNIRH).



Fig.C.25. – Paredão na praia do Moledo, corte (GeoSNIRH).



Fig.C.26. – Paredão na praia de Vila Praia de Âncora (GeoSNIRH).



Fig.C.27. – Paredão de Vila do Conde (GeoSNIRH).



Fig.C.28. – Defesa Frontal em Vila do Conde, norte (GeoSNIRH).



Fig.C.29. – Defesa Frontal na praia de Leça (GeoSNIRH).



Fig.C.30. – Paredão Foz do Douro, Porto (GeoSNIRH).

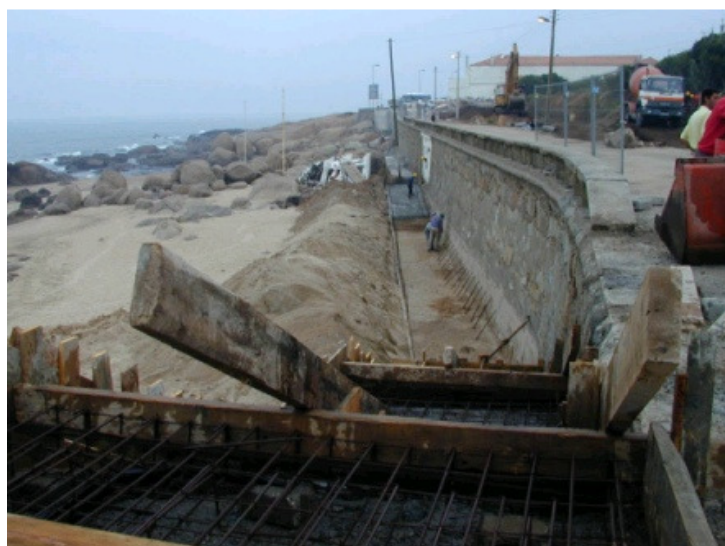


Fig.C.31. – Paredão na praia de Salgueiros, Gaia (GeoSNIRH).



Fig.C.32. – Paredão na praia da Granja (GeoSNIRH).



Fig.C.33. – Defesa frontal na praia do Furadouro (GeoSNIRH).



Fig.C.34. – Defesa frontal na Costa Nova (GeoSNIRH).



Fig.C.35. – Defesa frontal na praia da Vagueira, sul.



Fig.C.36. – Defesa frontal na praia da Vagueira.



Fig.C.37. – Paredão na praia de Mira (GeoSNIRH).



Fig.C.38. – Defesa frontal em Cova (GeoSNIRH).

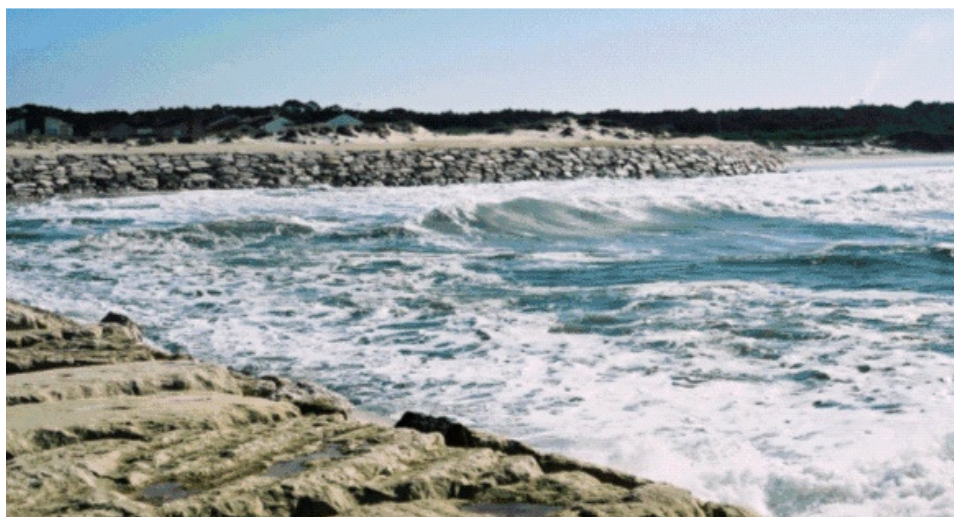


Fig.C.39. – Defesa frontal em Lavos (GeoSNIRH).

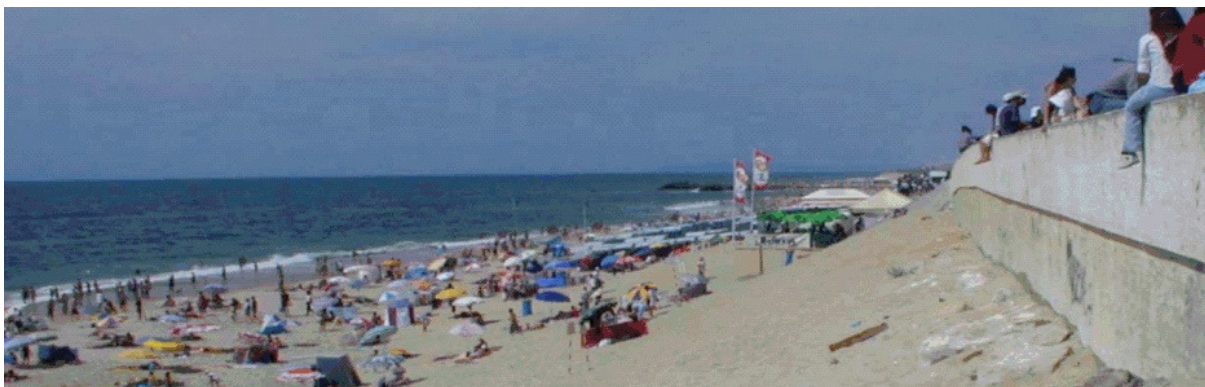


Fig.C.40. – Paredão na praia da Vieira (GeoSNIRH).



Fig.C.41. – Defesa frontal em Peniche de Cima (GeoSNIRH).



Fig.C.42. – Paredão na praia de Santa Cruz (GeoSNIRH).



Fig.C.43. – Paredão na praia Grande (GeoSNIRH).



Fig.C.44. – Defesa Frontal junto à piscina de Vale do Lobo (GeoSNIRH).

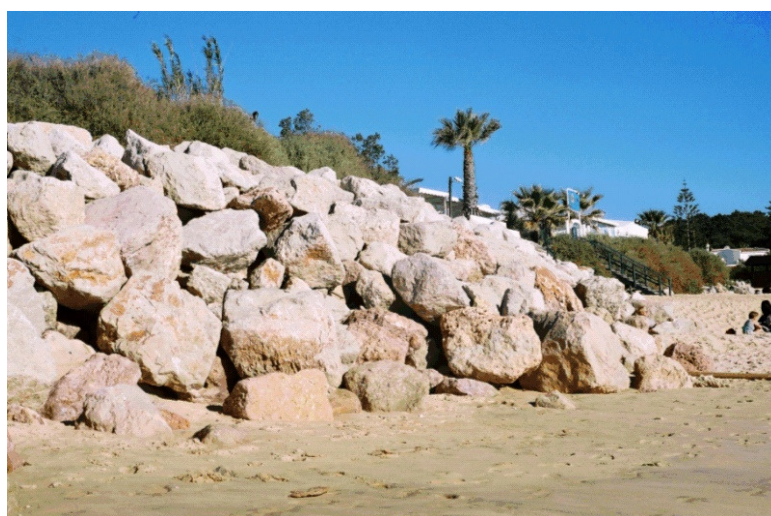


Fig.C.45. – Defesa Frontal junto à piscina de Vale do Lobo (GeoSNIRH).

ESTRUTURAS LONGITUDINAIS DESTACADAS



Fig.C.46. – Quebramar destacado de Castelo de Neiva, foz do rio Neiva (GeoSNIRH).



Fig.C.47. – Campo de quebramares destacados na praia de El Palo, Malaga (Taboada, 1988).



Fig.C.48. – Campo de quebramares destacados e esporões na praia de Pedregalejo, Malaga (Taboada, 1988).



Fig.C.49. – Campo de quebramares destacados na praia de Castell de Ferro, Granada (Taboada, 1988).



Fig.C.50. – Campo de quebramares destacados na praia del Rihuete, Murcia (Taboada, 1988).



Fig.C.51. – Quebramar destacado na praia de Almazora, Castellon (Taboada, 1988).



Fig.C.52. – Campo de quebramares destacados e esporões na praia de Güimar, Tenerife (Taboada, 1988).

ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL COM AREIAS



Fig.C.53. – Construção de diques artificiais pelo INAG, em grandes extensões a sul da barra de Aveiro (Velooso Gomes, 2009).



Fig.C.54. – Alimentação das praias da Costa da Caparica com draga fundeada a repulsar para a praia através de um pipe-line submerso (Velooso Gomes, 2009).



Fig.C.55. – Alimentação das praias da Costa da Caparica. Extremidade do pipe-line de repulsão e trabalhos de reperfilamento na praia (Velooso Gomes, 2009).

ANEXO D

INTERVENÇÕES DE REABILITAÇÃO EM ESTRUTURAS DE DEFESA COSTEIRA

ESMORIZ



Fig.D.1. – Rampa de acesso das embarcações com conclusão de betonagem e talude exterior pronto, em Esmoriz (18.03.2009).



Fig.D.2. – Obra longitudinal aderente a norte da rampa de acesso das embarcações, em Esmoriz (18.03.2009).



Fig.D.3. – Esporão norte de Esmoriz, antes das intervenções de reperfilamento do coroamento (13.01.2009).



Fig.D.4. – Esporão norte de Esmoriz, com talude sul reperfilado e coroamento em execução (18.03.2009).

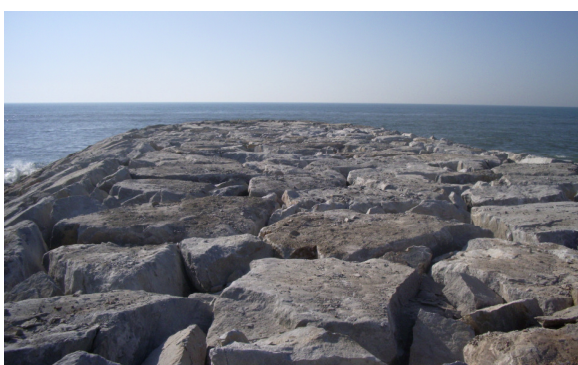


Fig.D.5. – Esporão norte de Esmoriz, com troço de coroamento fechado (18.03.2009).



Fig.D.6. – Construções e anexos recentes junto da rampa de acesso das embarcações em Esmoriz (18.03.2009).



Fig.D.7. – Construções e anexos recentes a norte da
rampa de acesso das embarcações em Esmoriz
(18.03.2009).

CORTEGAÇA



Fig.D.8 – Troço sul da estrutura longitudinal aderente da frente edificada, antes do reperfilamento da banquetta, na praia velha em Cortegaça (13.01.2009)



Fig.D.9 – Estrutura longitudinal aderente da frente edificada, antes do reperfilamento da banquetta intermédia, em Cortegaça (13.01.2009).



Fig.D.10 – Troço sul da estrutura longitudinal aderente da frente edificada, após reperfilamento da banquetta intermédia, em Cortegaça (18.03.2009).



Fig.D.11 – Troço sul da estrutura longitudinal aderente, após reperfilamento da banquetta intermédia e betonagem entre blocos, em Cortegaça (18.03.2009).



Fig.D.12 – Estrutura longitudinal aderente da frente edificada, com talude intermédio todo reperfilado mostrando os remates face ao talude superior, em Cortegaça (18.03.2009).



Fig.D.13 – Talude superior da frente edificada, em Cortegaça (18.03.2009).



Fig.D.14 – Talude sul do esporão de Cortegaça todo reperfilado (18.03.2009).



Fig.D.15 – Talude sul do esporão de Cortegaça pronto, faltando o enraizamento (a rectificar o alinhamento, a reposicionar uma caixa e descarga de águas pluviais) (18.03.2009).



Fig.D.16 – Esporão de Cortegaça com taludes reperfilados faltando apenas a cabeça (18.03.2009).

VAGUEIRA



Fig.D.17 – Estrutura longitudinal aderente da frente edificada, antes do reperfilamento do talude exposto, na Vagueira (9.05.2009)



Fig.D.18 – Escavação efectuada junto da base da estrutura longitudinal aderente da frente edificada, para reperfilamento da mesma, na Vagueira (9.05.2009).



Fig.D.19 – Estrutura longitudinal aderente da frente edificada, com talude exposto reperfilado na zona mais a sul, na Vagueira (9.05.2009).



Fig.D.20 – Esporão da praia da Vagueira sofrendo trabalhos de reconstrução da cabeça (9.05.2009).



Fig.D.21 – Estrutura longitudinal aderente da frente edificada com talude exposto reperfilado, faltando a zona de coroamento, na Vagueira (9.05.2009).

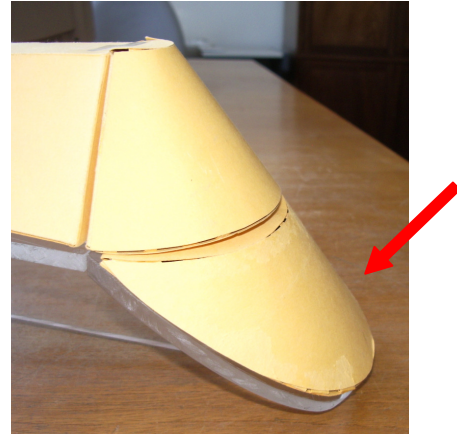
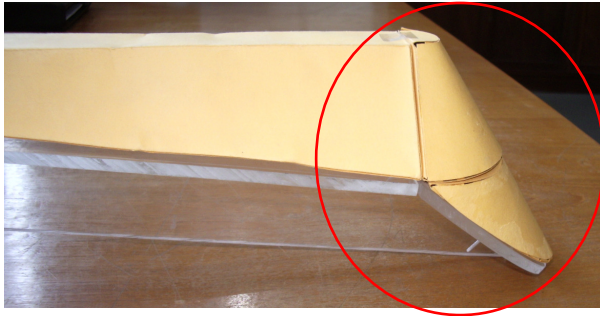


Fig.D.22 – Esporão da praia da Vagueira sofrendo trabalhos de reperfilamento de taludes (9.05.2009).

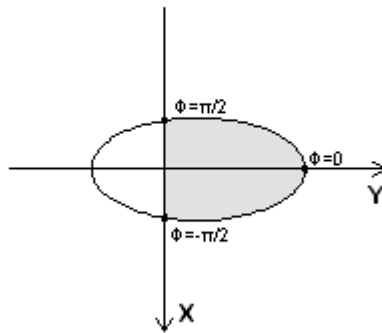
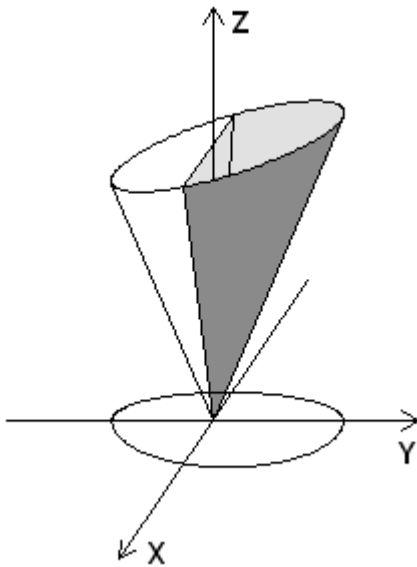
ANEXO E

ESTUDO PARA QUANTIFICAÇÃO DE VOLUMES DA BASE DA CABEÇA DE UM ESPORÃO

Tendo em conta a contabilização do volume da base da cabeça de um esporão foi realizado o seguinte estudo:



VOLUME DE UM TRONCO DE CONE

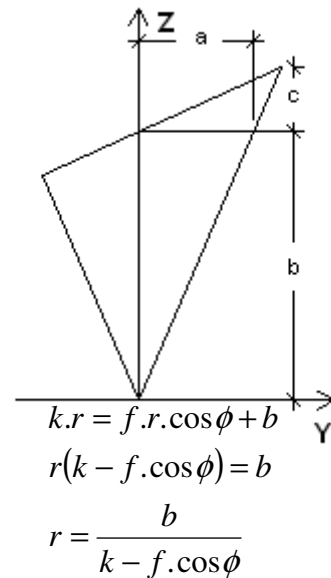


Coordenadas Cilíndricas

$$\begin{cases} y = r \cdot \cos \phi \\ x = r \cdot \sin \phi \\ z = z \end{cases}$$

Cone: $z = K \cdot R$

Plano: $z = f \cdot y + b$



$y > 0$

$$\begin{aligned} V/2 &= \int_0^{\pi/2} \int_0^{\frac{b}{k-f \cdot \cos \phi}} \int_{kr}^{f \cdot r \cdot \cos \phi + b} r \cdot dz \cdot dr \cdot d\phi = \\ &= \int_0^{\pi/2} \int_0^{\frac{b}{k-f \cdot \cos \phi}} [r^2 (f \cdot \cos \phi - k) + b \cdot r] dr \cdot d\phi = \\ &= \int_0^{\pi/2} \left[\frac{r^3}{3} (f \cdot \cos \phi - k) + \frac{b \cdot r^2}{2} \right]_0^{\frac{b}{k-f \cdot \cos \phi}} \cdot d\phi = \\ &= \int_0^{\pi/2} \left[\frac{b^3}{3} \cdot \frac{(f \cdot \cos \phi - k)}{(k - f \cdot \cos \phi)^3} + \frac{b}{2} \cdot \frac{b^2}{(k - f \cdot \cos \phi)^2} \right] d\phi = \\ &= \int_0^{\pi/2} \frac{b^3}{6} \cdot \frac{d\phi}{(k - f \cdot \cos \phi)^2} \end{aligned}$$

Através do programa máxima realizou-se o cálculo do seguinte integral:

$$\int_0^{\pi/2} \frac{d\phi}{(k - f \cdot \cos \phi)^2}$$

$$[MÁXIMA] = \frac{2 \cdot k^2 \cdot \sqrt{k^2 - f^2} \cdot \operatorname{arctg} \left(\frac{\sqrt{k^2 - f^2}}{k - f} \right) + f \cdot k^2 - f^3}{k^5 - 2 \cdot f^3 \cdot k^3 + f^4 \cdot k}$$

Numa tentativa de validar a expressão realizou-se uma verificação para um volume conhecido à priori:

Verificação

$$\begin{cases} k = 0 \\ f = 1 \end{cases} \Rightarrow \text{Volume } \frac{1}{4} \text{ Cone}$$

$$V = \frac{b^3}{6} \cdot \frac{2 \cdot 1 \cdot \sqrt{1} \cdot \operatorname{arctg} \left(\frac{\sqrt{1}}{1} \right) + 0 - 0}{1 - 0 + 0} =$$

$$= \frac{b^3}{6} \cdot 2 \cdot \operatorname{arctg}(1) =$$

$$= \frac{b^3}{6} \cdot 2 \cdot \frac{\pi}{4} =$$

$$= \frac{\pi b^3}{12} =$$

$$= \frac{1}{4} \cdot \left(\frac{\pi b^3}{3} \right) \quad \text{OK.}$$

