

# **ESTUDO LABORATORIAL DO COMPORTAMENTO DE UMA ESTRUTURA DE DEFESA COSTEIRA ADERENTE COM ALIMENTAÇÃO DE AREIAS**

**MIGUEL CARLOS VEIGA VAZ PEREIRA**

Dissertação submetida 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 2015

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2014/2015**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto: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](mailto:feup@fe.up.pt)

🌐 <http://www.fe.up.pt>

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

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

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

*Deus ao mar o perigo e o abismo deu  
Mas nele é que espelhou o céu  
Fernando Pessoa*



## **AGRADECIMENTOS**

Um agradecimento especial ao professor Fernando Veloso Gomes, pela orientação e incentivo ao longo de todo o processo de elaboração da tese e ainda pelo despertar do interesse pela temática em discussão na disciplina de Trabalhos Marítimos lecionada no primeiro semestre.

Aos elementos do IHRH, Paula Pinto e Esmeralda Miguel, pela simpatia e pela ajuda durante o processo final da entrega da tese.

Ao Sr. Miguel e à Crina pela ajuda nas atividades laboratoriais.

A componente laboratorial deste trabalho insere-se no projeto de investigação GEOPROTEC.

À turma de hidráulica, pelo seu espírito coletivo motivador.

Aos meus amigos, por proporcionarem os momentos de diversão e descontração entre as diversas etapas de trabalho árduo.

Aos meus pais, pelo apoio incondicional que sempre me transmitiram, em qualquer fase da minha vida.



## **RESUMO**

A zona costeira portuguesa tem um impacto extremamente relevante tanto a nível social como económico e cultural. O reforço da proteção dessa mesma zona costeira deve ser tido em conta como um dos pontos fulcrais na sua gestão.

O contínuo estudo das soluções existentes, a consideração de novas alternativas ou complementos a essas soluções, e a evolução técnica resultarão no enriquecimento dos conhecimentos já obtidos e portanto, num maior leque de opções disponíveis.

A necessidade de proteção aos edificados urbanos, muitos deles perigosamente próximos da linha da costa, devido ao recuo da mesma, resulta na utilização de estruturas de defesa costeira, entre as quais as aderentes, que são usualmente consideradas como a última defesa contra possíveis riscos de inundações.

A alimentação artificial com areias é uma solução que pode ser utilizada individualmente ou em conjunto com estruturas de defesa costeira. Sendo uma solução de cariz natural, pode ser a opção mais vantajosa ao nível dos custos comparativamente a uma solução com uma estrutura maciça.

Para esta tese, estudaram-se vários tipos de estruturas que envolviam combinações das duas soluções, a fim de verificar a eficácia das mesmas.

**PALAVRAS-CHAVES:** Erosão costeira, estruturas de defesa costeira, alimentação artificial, modelação física.



## **ABSTRACT**

The Portuguese coastal area has an extremely relevant impact on social, economic and cultural levels. The reinforcement of the structures built on that area is one of the most important aspects in its management.

The continuous study of the existent solutions, the consideration of new alternatives or complements to those solutions, and the technical advance will add knowledge and make a wider range of solutions available.

The need to protect the buildings endangered by the wave action and the retreat of the coastal line, justifies the construction of defense structures, such as revetments, that will function as the last land defense.

Beach nourishment is a solution that can be applied alone or in conjunction with coastal defense structures. It is a natural solution so its cost will be low compared to mass structures and it will be environmental-friendly.

The purpose of this master thesis is to compare several structures, that will use combinations of both solutions, and to determine which is the most efficient.

**KEYWORDS:** Coastal erosion, coastal defense structures, beach nourishment, physical modelling.



## ÍNDICE GERAL

<b>AGRADECIMENTOS</b> .....	<b>V</b>
<b>RESUMO</b> .....	<b>VII</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>IX</b>
<b>ÍNDICE GERAL</b> .....	<b>XI</b>
<b>ÍNDICE DE FIGURAS</b> .....	<b>XIII</b>
<b>ÍNDICE DE TABELAS</b> .....	<b>XV</b>
<b>NOMENCLATURA</b> .....	<b>XVI</b>
<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	<b>1</b>
1.1. ENQUADRAMENTO .....	1
1.2. ESTRUTURA DA TESE .....	5
1.3 OBJETIVOS .....	6
<b>2. ESTADO DA ARTE</b> .....	<b>7</b>
2.1. ESTRUTURAS DE DEFESA COSTEIRA ADERENTES .....	7
2.1.1. INTRODUÇÃO .....	7
2.1.2. CARACTERIZAÇÃO .....	8
2.1.3. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL .....	9
2.1.4. DIMENSIONAMENTO GEOMÉTRICO .....	12
2.1.5. EXEMPLOS DE APLICAÇÃO .....	12
<b>2.2. GEOSSINTÉTICOS</b> .....	<b>14</b>
2.2.1 INTRODUÇÃO .....	14
2.2.2 PROPRIEDADES E FUNÇÕES DOS GEOSSINTÉTICOS .....	14
2.2.3. ESTRUTURAS COM GEOSSINTÉTICOS .....	16
2.2.4. EXEMPLOS DE APLICAÇÃO .....	21
<b>2.3. ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL COM AREIAS</b> .....	<b>22</b>
2.3.1 INTRODUÇÃO .....	22
2.3.2. OBJETIVOS .....	23
2.3.3. CARACTERÍSTICAS DO PROJETO .....	23
2.3.4. CARACTERÍSTICAS E HISTÓRIA LOCAIS .....	24
2.3.5. CONCEÇÃO DO PERFIL TRANSVERSAL DA PRAIA .....	25
2.3.6. LONGEVIDADE DO PROJETO .....	29
2.3.7. MEDIDAS DE ESTABILIZAÇÃO DE PRAIAS SUJEITAS A ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL .....	30

2.3.8. OUTROS ASPETOS CONSTRUTIVOS.....	31
2.3.9. MONITORIZAÇÃO E ANÁLISE DE DADOS .....	32
2.3.10. OPERAÇÕES FUTURAS E MANUTENÇÃO .....	32
<b>2.4 SOLUÇÕES MISTAS.....</b>	<b>33</b>
<b>3. TRABALHO LABORATORIAL.....</b>	<b>35</b>
3.1. INTRODUÇÃO .....	35
3.2. CARACTERIZAÇÃO DOS MODELOS .....	35
3.3. INSTALAÇÃO EXPERIMENTAL.....	43
3.4. DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS E RESULTADOS.....	45
3.4.1. SÉRIE A.....	45
3.4.2. SÉRIE B.....	55
<b>4. CONCLUSÕES .....</b>	<b>64</b>
<b>BIBLIOGRAFIA .....</b>	<b>66</b>
<b>ANEXOS</b>	

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 – Erosões e paredão de Espinho, por volta de 1909 [1].....	2
Figura 2 – Estrutura aderente no Mindelo, já na fase final da construção .....	5
Figura 3 – Situação antes e depois das ações técnicas sobre estruturas (Veloso Gomes, 2014). .....	7
Figura 4 – Metodologias de dimensionamento de estruturas costeiras (Pilarczyk, 2000) .....	8
Figura 5 – Zonas de solitação no talude (Bessa, 2012) .....	9
Figura 6 – Componentes usuais de uma estrutura de revestimento (Bessa, 2012).....	10
Figura 7 – Formas de rotura ou colapso das obras longitudinais aderentes (Veloso Gomes, 2014). ....	11
Figura 8 – Secção transversal de uma estrutura em enrocamento.....	12
Figura 9 – Estrutura aderente da praia de Mindelo em fase intermédia de construção .....	13
Figura 10 – Estrutura aderente no Mindelo na fase intermédia de construção (continuação).....	13
Figura 11 – Estrutura aderente no Mindelo na fase final da construção .....	14
Figura 12 – Funções dos geossintéticos (Neves, 2003).....	15
Figura 13 – Possíveis disposições dos tubos geossintéticos (Neves, 2003) .....	18
Figura 14 – Esquemas de aplicações comuns de tubos geossintéticos (Neves, 2013). .....	19
Figura 15 – Reforço dunar na praia de Estela, Póvoa do Varzim (Neves, 2013).....	22
Figura 16 – Influência da largura da berma (US Army Corps of Engineers, 2006).....	26
Figura 17 – Influência da crista da duna (US Army Corps of Engineers, 2006) .....	27
Figura 18 - Os três tipos de perfis definidos por Dean (1991) (US Army Corps of Engineers, 2006). ..	29
Figura 19 – Modelo A: Estrutura em geossintéticos .....	36
Figura 20 – Secção transversal da estrutura com geossintéticos.....	36
Figura 21 – Secção transversal da estrutura em geossintéticos para o Ensaio A.15. ....	37
Figura 22 – Modelo B: Estrutura em Enrocamento .....	38
Figura 23 – Secção transversal da estrutura em enrocamento com o peso dos blocos em protótipo ....	38
Figura 24 – Curva granulométrica da areia utilizada (Silva, 2010). .....	41
Figura 25 – Esquema dos volumes de areia utilizados e da extensões da praia emersa.....	42
Figura 26 – Planta do tanque de ondas com canal (Bessa, 2012).....	43
Figura 27 – Distâncias e inclinações de posicionamento de sondas, de praia e de estrutura .....	44
Figura 28 – A medição do perfil era realizada pelas distâncias a partir do limite superior da régua. ...	45
Figura 29 – Instabilidade do 1º tubo geossintético. Ensaio A.5. ....	47
Figura 30 – Perfis no ensaio A.5 .....	48
Figura 31 – Estrutura no início do ensaio A.6.....	48
Figura 32 – Erosão na parte frontal da estrutura. Ensaio A.7. ....	49
Figura 33 – Perfis no ensaio A.7 .....	50
Figura 34 – Perfis no ensaio A.10 .....	51
Figura 35 – Disposição do 1º e do 2º volume. Ensaio A.11.....	51
Figura 36 – Estrutura em 1º plano. De notar as inclinações dos diferentes taludes. Ensaio A.11. ....	52
Figura 37 – Perfis no ensaio A.12 .....	52
Figura 38 – Barra de rebentação. Ensaio A.12.....	53
Figura 39 – Erosão do 2º e do 3º volume. Ensaio A.14. ....	53
Figura 40 – Estrutura no final do 2º ciclo. Ensaio A.15.....	54
Figura 41 – Estrutura no final do 3º ciclo. Ensaio A.15.....	54
Figura 42 – Alterações na estrutura. Ensaio B.1. ....	56
Figura 43 – Estrutura no final do 1º ciclo. Ensaio B.2.....	57
Figura 44 – Estrutura no final do 2º ciclo. Ensaio B.3. ....	57
Figura 45 – Blocos de enrocamento fora da sua posição inicial. Ensaio B.4.....	58

Figura 46 – Exemplo de deslocamentos máximos de blocos em relação à estrutura. Ensaio B.4.....	58
Figura 47 – Perfil transversal da estrutura na zona da base do talude após 1º ciclo. Ensaio B.4 .....	59
Figura 48 – Perfis no final do ensaio B.7 .....	60
Figura 49 – Aproximadamente 50 % do 2º volume é erodido. Ensaio B.7. ....	60
Figura 50 – Disposição dos 3 volumes de areia no ensaio B.8.....	61
Figura 51 – Perfis no ensaio B.9.....	62
Figura 52 – Estrutura em 2º plano. Ensaio B.9.....	62
Figura 53 – Estrutura em 1º plano. Rotura da estrutura aderente. Ensaio B.9.....	63

## **ÍNDICE DE TABELAS**

Tabela 1 – Diâmetros Teóricos dos Geossintéticos.....	37
Tabela 2 – Alturas de ondas consideradas.....	40
Tabela 3 – Períodos de Pico Médios .....	40
Tabela 4 – Profundidades de Fecho .....	40
Tabela 5 – Peso dos Blocos de Enrocamento.....	41
Tabela 6 – Parâmetros para o cálculo dos Volumes de Areia .....	42
Tabela 7 – Volumes de Areia.....	43
Tabela 8 – Quadro resumo da Série A .....	46
Tabela 9 – Quadro resumo de Série B.....	55

## **NOMENCLATURA**

### LETRAS LATINAS PEQUENAS

$d$	profundidade da água
$d_{NM}$	profundidade da água com nível médio
$d_{PM}$	profundidade da água com preia-mar
$y$	profundidade de água
$g$	aceleração da gravidade

### LETRAS LATINAS MAIÚSCULAS

$A_F$	parâmetro para a areia a colocar
$A_N$	parâmetro para a areia nativa
$B$	altura do coroamento em relação à linha de água
$D$	diâmetro do cilindro teórico
$D_C$	profundidade de fecho
$F_r$	número de Froude
$F_G$	Força de gravidade
$F_I$	Força de inércia
$H$	altura de onda
$H_p$	altura de onda no protótipo
$H_m$	altura de onda no modelo
$K_D$	coeficiente de estabilidade
$R_A$	fator de empolamento
$T$	período de onda
$T_p$	período de pico médio no protótipo
$T_m$	período de pico médio no modelo
$V$	volume de areia
$W_c$	diâmetro do cilindro ovalizado
$W$	peso dos blocos
$W_p$	peso dos blocos
$W_m$	peso dos blocos
$W_d$	largura da crista da duna
$W_{add}$	distância de translação do perfil

ACRÓNIMOS

FEUP	Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
GTL	Grupo de Trabalho para o Litoral
SBEACH	Storm Induced Beach Change Model
ZH	Zero Hidrográfico
PM	Preia-Mar
BM	Baixa-Mar
NM	Nível Médio

LETRAS GREGAS

$\alpha$	ângulo do talude
$\gamma$	peso volúmico do material dos blocos
$\gamma_w$	peso volúmico da água
$\lambda_l$	escala das distâncias
$\lambda_T$	escala dos tempos
$\lambda_w$	escala do peso dos blocos de enrocamento
$\rho$	massa volúmica



# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1. ENQUADRAMENTO

Uma estrutura longitudinal de defesa costeira é uma obra de engenharia que implantada ao longo da “linha da costa”, tem por função a defesa em relação às ações do mar (erosões, galgamentos).

As estruturas longitudinais de defesa podem ser de vários tipos, as chamadas aderentes se ligadas à linha costeira e as denominadas destacadas, se, embora paralelas à linha da costa, dela estão separadas. Para o presente estudo só tem pertinência a estrutura longitudinal aderente.

A função de defesa costeira cada vez se torna mais necessária. Constitui uma resposta ao fenómeno das ação do mar causada pela energia da agitação marítima associado às marés, correntes, cheias e ventos. As alterações climáticas podem estar a agravar os fenómenos nos últimos anos.

As chamadas “invasões de mar” são registadas pelo menos desde os finais do séc. XIX. E para fazer face ao avanço do mar e à erosão costeira consequente nasceram os paredões. O primeiro, em Espinho, no ano de 1909, a que curiosamente se deu o nome de “muralha”, com a extensão de 354 metros e com uma estrutura em estacas. Só que, apesar do seu sugestivo nome, haveria de ruir logo no ano seguinte devido à intensidade da agitação marítima e do temporal que então se fez sentir.

A população portuguesa vive maioritariamente ao longo ou próximo da costa. O facto de aglomerados urbanos se encontrarem perto da zona costeira e da costa portuguesa se encontrar exposta a um nível de agitação muito energético justificam a implementação de soluções estruturais que reduzam a erosão provocada pelas ondas e que possibilitem um perfil condizente com um adequado nível de segurança e que seja propenso a ter boas condições para a prática balnear.

A erosão costeira é um tema que pode ser mediático em todas as estações. Nas estações quentes porque a afluência às praias traz ao de cima as limitações de espaço causadas pela perda sedimentar, com as implicações que acarreta no turismo e no inverno porque se assiste em direto a fenómenos erosivos e galgamentos.

Mas é, outrossim, um tema recorrente desde há décadas. Um problema que, afinal, não é novo e que persistirá no futuro, certamente a colher cada vez maior atenção quer pelas consequências que acarreta quer pelas verbas necessárias para as intervenções de defesa.

O “combate” aos problemas erosivos e de inundação que desencadeia vai sendo levado a cabo através de ações que paralelamente caminham. Um, o dos estudos quer efetuados nos meios académicos quer concretizados por grupos de trabalho ministeriais, e outro, o da execução no terreno das intervenções que se mostram necessárias à minimização da erosão e das suas consequências negativas. Caminhos

paralelos porque não haverá boa execução de obras sem a sustentação científica que os primeiros fornecem.

A montante tem de haver necessariamente uma resposta política, com elaboração de uma estratégia de defesa da orla costeira, definindo objetivos e prioridades e traçando metas, com a participação das várias entidades a quem cabe gerir a costa no sentido de um trabalho integrado. Há quem proponha mesmo a criação de um Instituto do Litoral com a gestão de toda a costa.

E haja ou não intempéries ou tempestades fora do normal, a erosão (perda sedimentar) veio para ficar. Continuar-se-á a ouvir falar de emagrecimento de praias, degradação de arribas, desaparecimento de dunas, de reabilitação de estruturas de defesa pesada, de demolições de edificações em risco.

Passaram a ser familiares ao grande público termos como orla costeira, déficit sedimentar, dragagens, esporões, enrocamentos, molhes, etc.

Trabalho que vai persistir no futuro durante muitos anos e que é exigente em termos de custos. Mas que acaba por ser prioritário mesmo no quadro de contenção financeira em que se vive.



Figura 1 – Erosões e paredão de Espinho, por volta de 1909 [1]

A construção das estruturas de defesa faz parte daquilo que a se convencionou chamar de política “curativa”, com cariz “reativo”. Mas, nos últimos decénios, porque o problema se generalizou a toda a costa, porque o risco aumentou e porque os custos dos efeitos negativos se começam a tornar relevantes está a optar-se por uma política de prevenção, para minimizar os problemas de erosão e de risco de destruição do edificado.

Em termos de prevenção há que assinalar os diplomas legais e as diretivas políticas de regulamentação das atividades nas áreas de risco. Neste último grupo não pode deixar de se assinalar a publicação dos Planos de Ordenamento da Orla Costeira, que na sequência da publicação do DL n° 309/93 de 2 de setembro e DL n° 151/95 de 24 de julho, viram a luz. É que, o primeiro passo para gerir a pressão

humana e urbana sobre a linha de costa é exatamente controlar a construção e a ocupação nas zonas de risco.

Uma linha de costa “natural” será mais vulnerável e recuará mais rapidamente quanto maiores forem os níveis das marés, a ação da energia da onda e quanto mais frágeis forem as defesas naturais (casos das áreas de baixa altitude) e se houver uma diminuição da quantidade de sedimentos transportados (Veloso Gomes, 1995).

Hoje já não há lugar para intervenções desgarradas. Os instrumentos de ordenamento impõem quer uma atuação concertada das várias entidades com competências *in situ* quer uma estratégia global de intervenção ao longo de grandes áreas do litoral. A intervenção há-de ser prevista no todo e não parcela a parcela. Por isso, e bem, o Plano Estratégico da Intervenção de Requalificação e Valorização do Litoral Norte intervencionava uma área de 5000 ha e uma frente costeira de 50 km. Aquela articulada concertação institucional há-de aliar-se a uma simplificação dos meios legais e jurisdicionais. Os mapas de vulnerabilidade e risco têm de estar elaborados e atualizados. A manutenção ou o reforço das obras pesadas de proteção costeira há-de fazer-se atempadamente. A fiscalização das ilegalidades tem de ser eficaz. Porque a gestão há-de ser não só integrada mas também sustentável. E temporal e espacialmente adequada.

Os riscos também são múltiplos e diversificados.

As questões suscitadas são as mais variadas, desde como manter a estabilidade costeira, (é isso possível?), como salvaguardar os sistemas dunares, como defender o edificado, como responder à insistente pressão humana de ocupação do litoral, como limitar a construção nas áreas de risco, como acabar com os chamados “direitos adquiridos” em áreas de risco, como compatibilizar no interface como compatibilizar no interface terra/mar as atividades, até que ponto e até quando devem ser realizadas ir as operações de alimentação artificial com areias, quais as ações antrópicas a proibir, como respeitar os valores ambientais, a opção deve privilegiar as obras leves ou as pesadas, como atenuar os impactes negativos das obras de engenharia realizadas, etc.

“Só melhorando as capacidades de simulação para diversos cenários será possível “isolar” os impactes negativos associados às estruturas de defesa.”

Do resultado dos testes se apurará uma melhor deteção e compreensão dos reais problemas, se identificarão tendências e se fornecerá um suporte académico para a tomada de decisões e para o planeamento de obras. E, não menos importante, se poderá aquilatar do custo – benefício das mesmas.

As estruturas de defesa costeira além de serem construídas em locais instáveis e em condições técnicas muito difíceis, operam em situações muito adversas, o que lhes traz características muito próprias. Com uma vulnerabilidade endémica.

Porquê? Desde logo, se são implantadas em formações arenosas, móveis por natureza, não têm fundações estáveis. O que as obriga a uma flexibilidade suficiente para adaptação a novos fundos. Depois, os locais onde estão implantadas constituem zonas terrestres de recuo permanente, porque sujeitas a erosão. O que pode originar corte pelo enraizamento. Por outro lado, preocupações ambientais e de não intrusão na paisagem obrigam a que as cotas de coroamento se quedem em ponto de não agressão da linha de horizonte visual. Depois, se lhes faltar enchimento com areias mais vulneráveis se tornam. No inverno as condições climáticas ou a impedem ou dificultam a construção de estruturas, no verão as praias enxameadas de turistas não são favoráveis a obras.

São vulneráveis a acontecimentos extremos, ou a acontecimentos persistentes, ou a grandes movimentos de areias ou à falta de manutenção ou reparação.

Os problemas financeiros do Estado impedem ou limitam fortemente a monitorização e manutenção periódica dessas obras.

Veloso Gomes (1995), descreve as roturas nas infra-escavações, os deslizamentos do manto, os galgamentos com danificações do coroamento, os galgamentos com danificação da plataforma ou arruamento marginal, os deslocamentos de uma percentagem dos blocos do manto, os ravinamentos por ação de escoamentos pluviais e o colapso global como modos de rotura ou colapso que na estrutura longitudinal podem ocorrer.

E se demonstrada está a vulnerabilidade, necessário se torna estudar como minimizá-la, se eliminá-la se não consegue.

Donde o estudo laboratorial se apresenta como decisivo para uma boa formulação quer do estudo, quer da conceção quer da execução de tais obras de engenharia. Quanto mais dados se obtiverem e quanto maior for a fiabilidade dos mesmos maior êxito se terá na projeção, conceção, execução e manutenção da obra.

No decurso da preparação deste trabalho ocorreu a oportunidade de *in loco* visitar o caso de Mindelo, um bom exemplo da forte erosão costeira, onde se reconstruía em 2015, uma estrutura longitudinal aderente em enrocamento.

Na praia do Mindelo, onde existia um aglomerado urbano, desde 1968 até 200 verificou-se um recuo da duna frontal de 50 metros, atingindo os 100 metros em alguns locais (taxa média anual de recuo entre 1,5 a 3 metros). A praia é hoje uma estreita faixa de areal. O estudo do Grupo de Trabalho para o Litoral criado por Despacho nº 6574/2014, de 20/05 (GTL) anotou que as praias que se estendem desde o porto da Póvoa de Varzim até à foz do Ave e ao respetivo porto apresentam-se em geral estreitas (a comparação da fotografia aérea de 1996 e 2001 revela ligeiros recuos na posição da linha de costa), de areia grossa e com afloramentos rochosos.

Concretamente a do Mindelo apresenta afloramentos rochosos que lhe deveriam conferir alguma proteção natural, no entanto a frente urbana interrompe o cordão dunar.

No Mindelo, a linha de costa tem estado nos últimos anos em clara e evidente regressão. A regressão que se verifica em toda a freguesia justificou avultado investimento na construção de obras de proteção aderente.

A zona norte está protegida por enrocamento, mas a sul são evidentes as escarpas de erosão. O enrocamento serve aí para, além de estabilizar a longitudinalidade da linha de costa, (onde antes estiveram dunas), defender os arruamentos, parque de estacionamento e habitações do ímpeto das ondas, galgamentos e demais ações energéticas do mar.

No GTL a praia do Mindelo foi integrada na cédula sedimentar nº 1 que vai da foz do Minho à Nazaré, e dentro dessa cédula na sub-cédula do Minho ao Douro. Sub-cédula com costa rochosa baixa, e como toda a cédula, com clima de agitação fortemente energético. Aqui o fornecimento sedimentar associado aos Rios Minho, Lima, Cávado e Ave é “claramente insuficiente para saturar a deriva litoral potencial”. Ou seja, os rios constituem a principal fonte sedimentar mas a deriva litoral potencial é superior à deriva real.

Nessa sub-cédula a redução no fornecimento sedimentar de natureza fluvial gerou quer o generalizado recuo das praias arenosas quer a substituição das praias de areia por praias de cascalho.

Veloso Gomes, in “A Gestão da Zona Costeira Portuguesa”, RGCI, 2007, integra o troço Árvore a Mindelo em “situações muito críticas, em termos de segurança, de diversas frentes edificadas em zonas

vulneráveis, em risco de exposição às ações diretas e indiretas do mar ou dependentes de estruturas de defesa costeira.”

O edificado de Ofir/Esposende, já não existiria se não fossem as obras de defesa da frente urbana.



Figura 2 – Estrutura aderente no Mindelo, já na fase final da construção

A configuração do litoral e da costa é um processo dinâmico, em constante evolução, na dialética do confronto entre a natureza e do homem, entre as causas de alteração geodinâmicas e antrópicas. Na oposição entre valores ambientais e interesses económicos. Na luta entre o ordenamento e a valorização do território e os interesses das construtoras. No conflito entre interesse público e proveitos privados. No litígio entre o que é de todos e não pode ser apropriado só por alguns.

A degradação do sistema costeiro português chegou a atingir níveis muito preocupantes. A erosão costeira subsiste mas há que reconhecer, no último decénio, um esforço assinalável de intervenções de reabilitação e proteção de sistemas dunares, requalificação de frentes urbanas ribeirinhas e zonas balneares.

## **1.2. ESTRUTURA DA TESE**

Esta dissertação divide-se em quatro capítulos.

O capítulo 1, correspondente à introdução, enquadra-nos historicamente os fenómenos de erosão costeira e as causas que levaram ao surgimento de soluções de defesa costeira e outras alternativas como alimentações artificiais de areias.

O capítulo 2, correspondente ao estado da arte divide-se em 4 subcapítulos.

O primeiro sub-capítulo foca-se nas estruturas longitudinais aderentes nomeadamente as suas funções, as principais causas de rotura, as diferentes soluções estruturais e o próprio método de dimensionamento das mesmas, terminando com exemplos da sua aplicação.

O segundo sub-capítulo, que incide nos geossintéticos, fornece uma breve introdução a estes materiais, apresenta as suas funções, como podem servir de soluções estruturais de maior relevo quando conjugadas em estruturas, finalizando com exemplos da sua utilização.

O terceiro sub-capítulo disserta sobre a alimentação artificial de areias desde as suas limitações e vantagens, o processo de dimensionamento da mesma e os cuidados após a sua construção.

O quarto sub-capítulo discute a possibilidade de utilização de soluções mistas e vantagens e inconvenientes das duas soluções e do conjunto.

O capítulo 3 dá uma visão geral dos ensaios laboratoriais, descrevendo brevemente cada um deles e referindo e apresentando figuras e quadros relativos a situações de maior importância.

O capítulo 4 apresenta as conclusões principais.

Os anexos apresentam uma descrição mais pormenorizada de cada um dos ensaios realizados.

### **1.3 OBJETIVOS**

Os principais objetivos desta tese prendem-se sobretudo com os seguintes aspetos:

- Demonstrar as características das estruturas de defesa aderentes, alimentação artificial de praias e intervenções conjugadas de alimentação artificial na presença de estruturas aderentes;
- Familiarização com os equipamentos e ensaios laboratoriais em tanque de ondas, escalas e interpretação de resultados;
- Avaliação do comportamento de um enchimento com areia quando conjugado com uma estrutura aderente: erosão muito precoce, erosão gradual ou ausência de erosão.

# 2

## ESTADO DA ARTE

### 2.1. ESTRUTURAS DE DEFESA COSTEIRA ADERENTES

#### 2.1.1. INTRODUÇÃO

Em Portugal, desde há mais de um século, as estruturas aderentes e outros tipos de estruturas têm sido estudadas, testadas e construídas. A partir disto, tem-se desenvolvido os métodos de proteção à erosão, que têm sido incorporados em novos projetos de defesa costeira, assim como na manutenção, reparação, reconstrução e reforço das estruturas existentes. A Figura 3, resume alguns tipos de intervenções de reforço que podem ser realizadas em estruturas de defesa costeira longitudinais aderentes com manto exposto.

Consideração de uma Fundação para o Manto		Fundação 
Redução do Ângulo do Talude		Ângulo do Talude 
Aumento do Peso Unitário dos Blocos do Manto		Peso dos Blocos 
Aumento do Volume da Praia		Alimentação a Areia 
Consideração de um Manto Intermédio e Filtro		Camada de Filtro 
Elevação da Cota do Coroamento		Altura da crista 
Consideração de Risbermas e Bermas Submersas		Risberma Filtro de Geotêxtil 

Figura 3 – Situação antes e depois das ações técnicas sobre estruturas (Veloso Gomes, 2014).

2.1.2. CARACTERIZAÇÃO DO PROJETO

A ação das ondas atua perpendicularmente ao talude na forma de forças de pressão e tangencialmente à inclinação com ações de corte, devido às velocidades associadas ao movimento das ondas. A interação entre as ondas e o talude está dependente da altura de onda local e de outros fatores (ângulo e geometria do talude, altura de água, período, perfil dos fundos, rugosidade e permeabilidade do paramento) (Bessa, 2012).

Os seguintes requisitos técnicos devem ser considerados no projeto de uma nova estrutura:

- Os fenómenos devem ser interpretados com uma perspetiva local da costa;
- Deve ser possível construir, gerir e manter a estrutura;
- Requisitos resultantes da paisagem e aspetos ecológicos também devem ser atendidos quando possível;
- O custo de construção deve ser minimizado para um nível aceitável;
- Restrições legais.

A consideração destes pontos depende de circunstâncias locais específicas, tais como o tipo de geomorfologia e o seu desenvolvimento (valor económico), disponibilidade de equipamentos, recursos humanos e materiais, entre outros (Ramos, 2011).

Na Figura 4, encontra-se esquematizada uma metodologia de dimensionamento para estruturas costeiras adaptada por Pilarczyk (2000), onde se distinguem três áreas, designadamente a fase de dimensionamento, a simulação e finalmente a verificação dos critérios de dimensionamento.

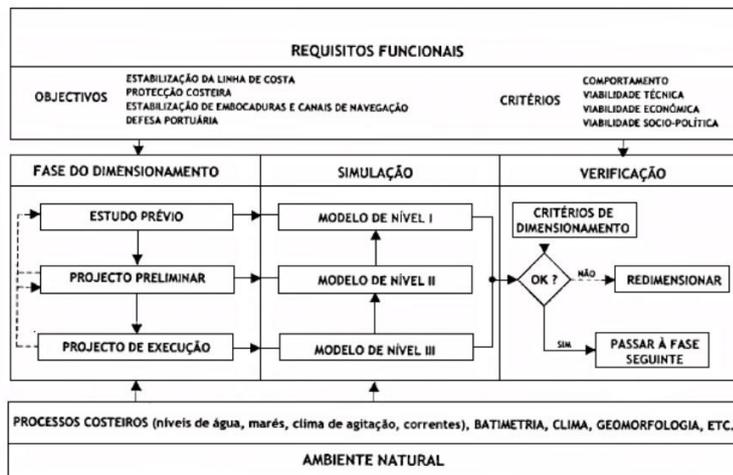


Figura 4 – Metodologias de dimensionamento de estruturas costeiras (Pilarczyk, 2000)

Segundo Pilarczyk (2000), nas estruturas longitudinais aderentes podem distinguir-se as seguintes zonas (Figura 5):

1. Zona permanentemente submersa (ausente no caso de uma "área costeira" a um nível elevado);
2. Zona entre Baixa-Mar e Preia-Mar; ação sempre presente de baixa e alta intensidade e de importância relevante para o comportamento da estrutura a longo prazo (zona ativa);

3. Zona entre PM e o nível de projeto: esta zona pode ser fortemente solicitada pelas ondas, mas a frequência de tal ação reduz à medida que esta sobe mais na encosta;

4. Zona acima do nível de projeto, onde deve haver apenas espraçamento.

Quer esteja sob circunstâncias normais, quer esteja sobre condições extremas, à partida, não há distinção no modo de funcionamento do revestimento do talude de aterro. No entanto, em vez da altura da onda, dá-se ênfase ao caráter persistente da sua ação. O talude pode, antes da ocorrência da situação extrema, ter sido danificado durante condições normais e a sua resistência não ser suficiente para proporcionar uma proteção durante a tempestade extrema. A divisão do talude em diferentes zonas de solicitação não tem apenas uma ligação direta com a segurança contra falhas do revestimento e do dique ou obra aderente como um todo, mas também com diferentes aplicações dos materiais e métodos de execução e de manutenção para cada zona (Figura 5).

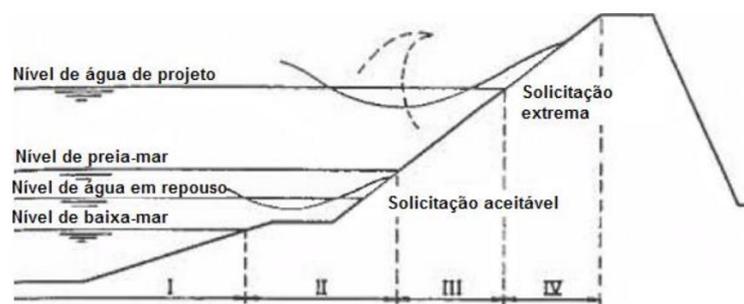


Figura 5 – Zonas de solicitação no talude (Bessa, 2012)

#### 2.1.3. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

O dimensionamento estrutural refere-se à capacidade de uma estrutura resistir ao clima de agitação em que é construída, tal como a capacidade para resistir aos efeitos de tempestades extremas sem afetar os seus requisitos funcionais. A escolha da conceção estrutural depende da função, das condições ambientais locais, e das limitações de construção. O dimensionamento funcional refere-se à eficácia de um projeto na sua função pretendida, como por exemplo, a eficácia em proporcionar águas tranquilas dentro de um porto. A construção refere-se aos meios, métodos e materiais envolvidos no projeto de construção ótimo. Segundo Pilarczyk (2000), no dimensionamento destas estruturas, deve ser efetuado o estudo dos elementos chave (Figura 6). Os elementos mais críticos de projeto estrutural são:

- (1) A estabilidade da camada de proteção;
- (2) A segurança da fundação;
- (3) A minimização dos assentamentos e o deslizamento;
- (4) A proteção do pé da estrutura para previr danos.

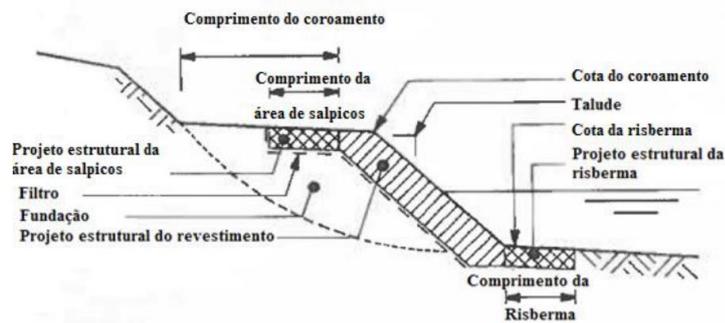


Figura 6 – Componentes usuais de uma estrutura de revestimento (Bessa, 2012)

Ainda segundo Pilarczyk (2000) os passos habituais necessários para desenvolver um projeto adequado da estrutura são os seguintes:

- a) Definir exigências funcionais;
- b) Preparar as soluções alternativas;
- c) Selecionar uma solução apropriada;
- d) Determinar o nível de água para o local;
- e) Determinar as alturas de onda e (eventuais) correntes;
- f) Estabelecer configurações adequadas da estrutura (geometria);
- g) Rever possível falha dos mecanismos;
- h) Selecionar uma alternativa adequada do manto resistente e dimensão dos blocos;
- i) Projetar o filtro e as subcamadas;
- j) Determinar o espraiamento provável para definir a cota do coroamento;
- k) Determinar o caudal de galgamento esperado;
- l) Projeto do pé de talude, transições e coroamento de proteção;
- m) Projeto do sistema de drenagem inferior se for necessário;
- n) Prever a ocorrência de escoamento superficial e o associado aos galgamentos, e adotar as disposições necessárias para a sua drenagem;
- o) Garantir uma compactação firme de todos os materiais de enchimento e novo aterro. Este requisito deve ser incluído nos planos e nas especificações;
- p) Fazer a verificação final do projeto;
- q) Efetuar estimativas de custos para as várias alternativas;
- r) Preparar as especificações para os materiais e para a execução, incluindo o controlo de qualidade.

A análise do comportamento estrutural depende das características da estrutura, do seu local de implantação e das ações a que está sujeita. Para uma dada estrutura podem ocorrer diferentes modos de falha, cada um com uma diferente condição de solicitação crítica, tais como, o deslizamento do manto, a danificação do coroamento ou do arruamento marginal devido a galgamentos, o deslocamento de uma

percentagem de blocos do manto, o ravinamento por ação dos escoamentos pluviais e o colapso global (Figura 7).

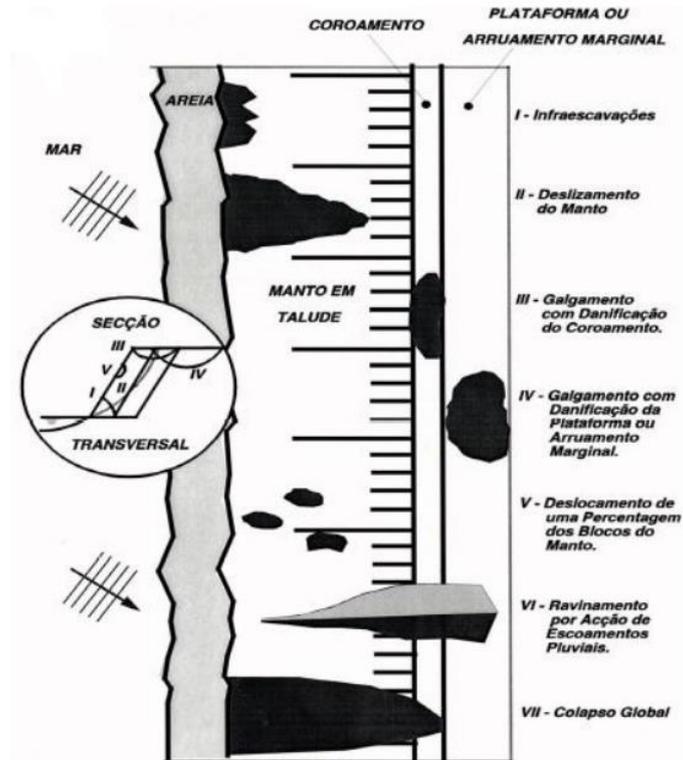


Figura 7 – Formas de rotura ou colapso das obras longitudinais aderentes (Veloso Gomes, 2014).

O cálculo do peso dos blocos indicados para uma determinada camada da estrutura pode ser feito através da fórmula de Hudson, apresentada na Equação 1.

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

Uma estrutura aderente terá habitualmente duas camadas de enrocamento, o manto resistente e a subcamada, normalmente com a relação descrita pela Figura 8.

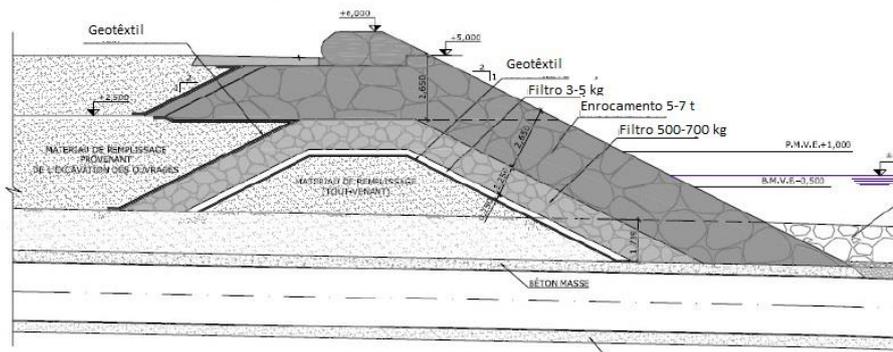


Figura 8 – Secção transversal de uma estrutura em enrocamento

Como ilustra a Figura 8, usualmente o peso dos blocos na subcamada é 10 vezes menor do que no manto resistente. Existe também a opção de se usar um filtro geossintético.

#### 2.1.4. DIMENSIONAMENTO GEOMÉTRICO

Esta parte do dimensionamento foca-se sobretudo na cota de coroamento da estrutura e na inclinação do perfil transversal adotado.

Naturalmente, a cota de coroamento assumirá um lugar crucial no dimensionamento, uma vez que um dos objetivos de um projeto de estruturas de defesa costeira aderentes é que não ocorra galgamento da mesma, exceto em situações de probabilidades diminutas.

A cota de coroamento estará dependente de vários fatores entre eles:

- Altura de onda, período, ângulo de aproximação, rugosidade, permeabilidade do talude e forma do perfil;
- Margem de segurança para a cota do coroamento da estrutura de modo a ter em conta as sobrelevações meteorológicas;
- Aumento do nível médio da água do mar;
- Assentamento do subsolo e do corpo da estrutura ao longo do seu tempo de vida útil.

Estes elementos têm um grau de variabilidade elevado, logo é apenas possível determinar uma aproximação da cota do coroamento desejável.

Em relação ao perfil transversal, especificamente a sua inclinação, deve-se referir que esta influenciará a distribuição de forças associadas às ondas e portanto também influencia a escolha do material adequado para a proteção do talude e a altura da estrutura.

Taludes mais suaves e blocos mais estáveis conduzem a uma menor ação das ondas sobre o revestimento e menor espraiamento, uma vez que a energia das ondas é dissipada por um maior comprimento.

#### 2.1.5. EXEMPLOS DE APLICAÇÃO

A estrutura aderente no Mindelo, construída durante o primeiro semestre de 2014 exemplifica o discutido previamente. Na Figura 9 e na Figura 10 estão representadas duas fotografias da fase intermédia da construção no Mindelo.

Na Figura 9 é possível observar as diferentes camadas da estrutura, o manto resistente e a subcamada, e ainda o filtro geossintético, com funções de drenagem.



Figura 9 – Estrutura aderente da praia de Mindelo em fase intermédia de construção

Na Figura 10 é notória a dimensão significativa do enrocamento na camada exterior comparativamente com a subcamada.



Figura 10 – Estrutura aderente no Mindelo na fase intermédia de construção (continuação)

Na Figura 11, a estrutura encontrava-se na sua fase final da construção, já com o passadiço instalado, e com um intervalo de alguns metros entre o talude e o passadiço, de maneira a ser possível realizar operações de manutenção.



Figura 11 – Estrutura aderente no Mindelo na fase final da construção

## **2.2. GEOSINTÉTICOS**

### **2.2.1 INTRODUÇÃO**

Os geossintéticos podem ser usados para variados fins em engenharia costeira, nomeadamente como um reforço, filtro ou barreira de separação. Podem também ser utilizados em sistemas de controlo de erosão. A escolha de um material é influenciada pelos requisitos funcionais que a zona em questão exige.

Os geossintéticos já se tornaram componentes imprescindíveis das obras de engenharia civil e em particular, das obras de engenharia costeira. Com efeito, assistiu-se nos últimos anos ao rápido desenvolvimento do sector do fabrico de materiais sintéticos e produtos relacionados quer em termos de novas utilizações como de novos produtos, sendo neste momento um dos mais dinâmicos no sector dos materiais de construção.

### **2.2.2 PROPRIEDADES E FUNÇÕES DOS GEOSINTÉTICOS**

As possibilidades de incorporação de materiais geossintéticos em projetos de engenharia são vastas podendo estes desempenhar de forma eficaz, individualmente ou em conjunto, funções como filtragem, drenagem, separação, proteção, reforço e estanqueidade. Além do mais, apresentam em relação aos materiais tradicionais importantes vantagens, associadas ao baixo custo, à disponibilidade elevada, à facilidade de colocação em obra e ao impacte ambiental pouco significativo, que contribuem para a sua crescente utilização (Neves, 2003).

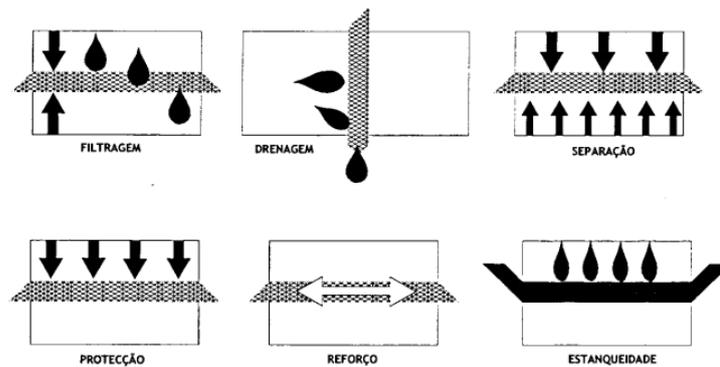


Figura 12 – Funções dos geossintéticos (Neves, 2003).

Como referido por Neves (2003), os geossintéticos apresentam características específicas que os habilitam ou não para o desempenho de uma determinada função. Estas podem depender dos materiais constituintes com que são produzidos ou da estrutura dos geossintéticos resultantes do processo de fabrico. As propriedades iniciais dos geossintéticos podem ser alteradas ao longo do tempo devido aos efeitos de fluência/relaxação, das radiações UV, da hidrólise, dos ataques químicos e biológicos e danificação durante a instalação, resultante da colocação negligente em obra. Apresentam-se de seguida algumas das propriedades dos geossintéticos.

- Propriedades físicas: As principais propriedades físicas dos geotêxteis são a massa por unidade de área, a espessura e a densidade relativa dos polímeros que os compõem.
- Propriedades hidráulicas: As principais propriedades hidráulicas dos geossintéticos são a distribuição e a dimensão das aberturas e permeabilidades normal e ao longo dos seus anos. Estas duas últimas estão associadas às noções de permissividade e de transmissividade, respetivamente.
- Propriedades mecânicas: Durante o seu tempo de vida, um geossintético está sujeito a solicitações mecânicas, que podem ser de três tipos: esforços de tração ou compressão (esforços distribuídos) e punçoamento (esforços concentrados). Por outro lado, estas solicitações podem ser provocadas por uma rápida transmissão de energia ao geossintético, isto é, de forma dinâmica, ou podem ser estáticas, ou seja, provocadas por cargas constantes ao longo do tempo. Em geral, as primeiras estão associadas à colocação em obra dos geossintéticos, enquanto as segundas ocorrem durante o seu funcionamento.

A durabilidade dos geossintéticos é uma das principais reservas que se coloca à utilização destes materiais. A utilização destes materiais depara com forte resistência por parte dos donos de obra e projetistas, assentando as suas críticas na questão da permanência das características dos geossintéticos ao longo do tempo.

A alteração das características dos geossintéticos pode resultar de:

- Deterioração durante as operações de transporte, manuseamento e colocação em obra;
- Ação interna (evolução da matéria prima);
- Ação externa, que pode ser mecânica (fluência e relaxação, física, química ou bacteriológica).

Os danos causados pelas operações de instalação podem ser controlados com relativa segurança através da realização de ensaios laboratoriais de danificação durante instalação.

Dentro da degradação dos geossintéticos provocada por agentes físico-químicos podem destacar-se: a degradação fotoquímica e térmica, em regra provocada pelas condições atmosféricas; e a degradação química e bacteriológica, resultante, por norma, do contacto com os materiais envolventes.

Deve evitar-se que os geossintéticos fiquem sujeitos à luz solar, devendo ser envolvidos por revestimentos opacos, armazenados em estaleiro ao abrigo da luz e aplicados o mais rapidamente possível, evitando a degradação fotoquímica.

Em relação à degradação térmica, o aumento da temperatura acelera as reações químicas, a degradação de um polímero, sendo um fenómeno essencialmente químico, é favorecida por esse aumento.

Como normalmente o oxigénio está presente, em geral, ocorre a ação conjugada da temperatura e do oxigénio, desenvolvendo-se a degradação termo-oxidativa.

A intensidade deste tipo de degradação depende, naturalmente, da concentração de oxigénio em contacto com o polímero, sendo por isso, menor quando este está submerso em água.

A degradação química pode ser provocada pela ação do oxigénio, dos iões metálicos, dos ácidos, das bases e solventes e da água. A perda das propriedades mecânicas de um polímero, resultante da ação dos fatores referidos, depende da sua natureza química. Estes fatores são responsáveis por profundas alterações nas cadeias moleculares constituintes dos polímeros, que incluem quebra de ligações químicas e conseqüente diminuição do comprimento das cadeias moleculares, alteração química das mesmas, incorporação de iões estranhos nas cadeias, formação de espécies quimicamente ativas, rotura das cadeias, etc.. Naturalmente, essas alterações profundas acarretam modificações nas propriedades dos polímeros.

Estudos realizados até ao momento apontam para uma boa resistência biológica dos polímeros mais comuns no fabrico de geossintéticos. Como justificação desta constatação experimental aponta-se o facto de os microrganismos consumirem somente as frações poliméricas de muito baixo peso molecular, o que faz com que as propriedades dos plásticos não sejam praticamente afetadas.

A danificação durante a instalação dos geossintéticos pode provocar alterações nas propriedades dos materiais, quer a curto, quer a longo prazo, podendo comprometer o exercício adequado da função exigida ao material na obra. A danificação durante a instalação depende, não só do polímero constituinte e da estrutura do material, mas também das características dos materiais adjacentes (no caso dos solos, da forma, dimensão, rugosidade, angulosidade das partículas, etc.) e da energia de compactação.

Uma má colocação dos geotêxteis traduz-se numa elevada redução de resistência dos mesmos, resultante de danificação. Para um dado grau de compactação, essa redução é crescente à medida que diminui a resistência do material intacto. Quando o grau de compactação aumenta, a resistência residual dos geotêxteis é ainda menor.

É de realçar a necessidade de utilização de procedimentos cuidadosos de transporte, armazenamento e instalação dos geotêxteis para que o valor da resistência do material em serviço seja compatível com os valores adotados no dimensionamento (Neves, 2003).

### 2.2.3. ESTRUTURAS COM GEOSSINTÉTICOS

Uma significativa parte dos sistemas dunares portugueses encontra-se atualmente em avançado estado de degradação e uma grande parte até já desapareceu. Este facto é bastante negativo uma vez que as dunas exercem uma função de barreira contra os fenómenos de galgamento que ocorrem durante os temporais protegendo assim diversas vezes populações e áreas agrícolas localizadas na envolvente dos

maciços dunares. A diminuição dessa função barreira é devida, não só ao avanço do mar sobre terra e ao desgaste provocado pela ação mecânica das ondas, mas também, ações antrópicas nomeadamente, a construção sobre dunas, os acessos e o pisoteio entre outras (Neves, 2003).

A erosão costeira leva a que existam cada vez mais preocupações de manutenção, proteção, valorização e reabilitação dos sistemas dunares. Essas preocupações refletem-se em geral nas seguintes ações: plantação de vegetação nos maciços dunares com o objetivo de diminuir o transporte de areias pelo vento; construção de passadiços sobrelevados e vedações que impeçam o pisoteio e a destruição da vegetação; construção de paliçadas de modo a favorecer a acumulação de areias; e também, enchimento artificial de praias e recomposição de dunas.

Em trechos costeiros fortemente erodidos, isto é, com pequena extensão do areal de praia e em que os sistemas dunares se encontram submetidos às ações diretas do espraiamento da agitação marítima e logo, bastante degradados, as ações anteriores são em muitos casos insuficientes.

Neste sentido, há necessidade de encontrar sistemas de reforço consistentes – que aumentem a resistência dos cordões dunares em face da ação hidrodinâmica da agitação e das marés – sem sacrifício do valor paisagístico e ambiental de uma praia. Uma dessas soluções possíveis é a utilização de geossintéticos em reforço de dunas, nomeadamente tubos ou sacos geotêxteis cheios com areia. Efetivamente, esta utilização sofreu algum incremento em anos recentes e existem diversos exemplos de sucesso em termos desta aplicação, não apenas em obras temporárias ou de emergência mas também em estruturas de caráter permanente.

Nesta secção, são apresentados e discutidos alguns aspetos da utilização de geossistemas em reforço de dunas e praias. Em particular, são discutidos os aspetos relativos ao comportamento destas estruturas sob condições de agitação severas e as lacunas existentes a este nível bem como, são apresentados alguns casos de aplicação com sucesso deste tipo de sistemas, correntemente designados por sistemas passivos de proteção.

Um tubo geossintético é um elemento em material geotêxtil, permeável à água e capaz de reter o material com o qual é cheio - em geral, material sedimentar ou uma mistura pobre de betão. A sua dimensão, em termos de diâmetro e comprimento, é específica de cada projeto e depende apenas das possibilidades de instalação e condições do local de implantação.

Os tubos de maiores dimensões são mais estáveis sob a ação das cargas cíclicas e de elevada energia do que os de dimensões menores. São, no entanto, de enchimento mais difícil.

A disposição com sobreposição leva cerca do dobro do número de sacos em relação à disposição sem sobreposição, mas resulta em configurações significativamente mais estáveis. Outro pormenor beneficiador da estabilidade é a colocação dos tubos ou sacos com a dimensão maior perpendicular à linha de costa (Neves, 2003).

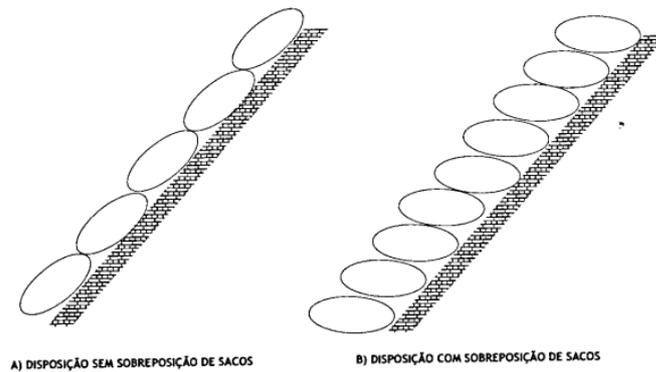


Figura 13 – Possíveis disposições dos tubos geossintéticos (Neves, 2003)

A acrescentar, pelo menos uma camada de fundo deve ser colocada abaixo do zero hidrográfico e as camadas superiores devem permitir um bordo livre de pelo menos 0.50 m. A inclinação dos taludes não deverá ser superior a 1:1, convenientemente V:H=1:3 ou V:H=1:2.

Segundo Neves (2003), os principais aspetos a considerar no dimensionamento incluem a adequada resistência do geotêxtil e das costuras para resistirem às pressões durante as operações de enchimento e, se caso disso, durante o impacto no fundo, e a compatibilidade entre o material que compõe o tubo geossintético e o material de enchimento.

Devem ser também consideradas a resistência de longo termo às radiações ultravioleta, à abrasão, ao rasgamento e ao punçoamento (ações associadas a atos de vandalismo) bem como à deformação e ovalização devida à consolidação do material de enchimento.

Importa apresentar os esquemas das aplicações mais comuns dos tubos geossintéticos em obras de defesa costeira. Esses esquemas estão resumidamente ilustrados na Figura 14.

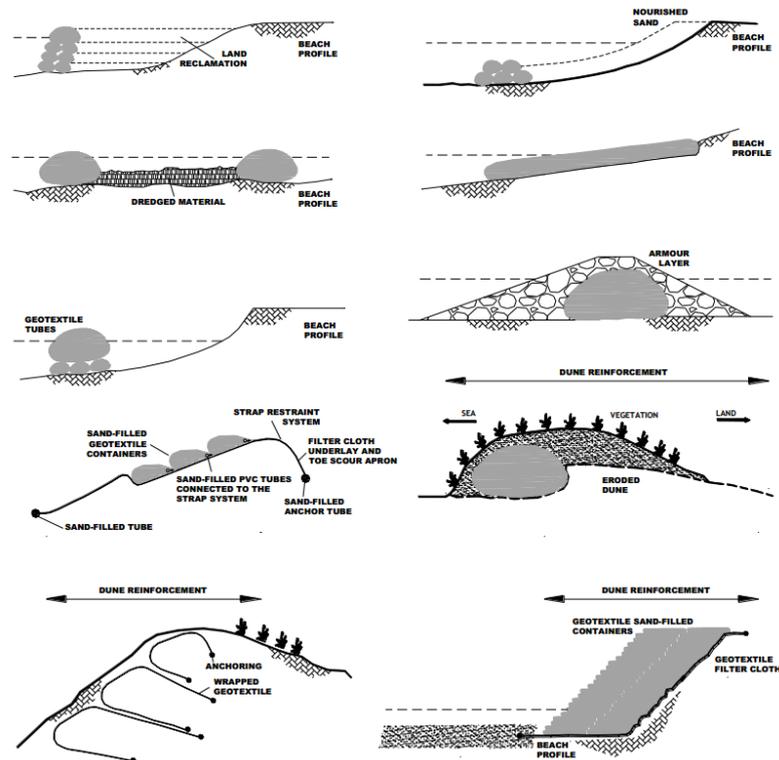


Figura 14 – Esquemas de aplicações comuns de tubos geossintéticos (Neves, 2013).

A definição do *layout* e das dimensões de qualquer estrutura de defesa costeira inicia-se com a análise funcional após a qual se determinam as interações hidráulicas entre as forças hidrodinâmicas e a estrutura.

As principais forças hidrodinâmicas o caso das estruturas em tubos geossintéticos relacionam-se com o derrubamento, o deslizamento, o galgamento, as relações de pressão, o tipo de sedimentos, a altura de onda, a turbulência e o impacto da agitação sobre a estrutura e variam com a sua forma e dimensões bem como, com a profundidade da água.

No entanto e apesar da importância do conhecimento dessas interações e das suas implicações em termos do dimensionamento, existe ainda muita incerteza e as metodologias de dimensionamento existentes fornecem apenas aproximações da solução pelo que, há necessidade de efetuar ensaios em laboratório e monitorizar os projetos já executados por forma a avaliar a melhorar os métodos existentes.

Com efeito, o principal obstáculo para o aumento da utilização de tubos geossintéticos é a falta de conhecimento sobre o seu comportamento hidráulico e estabilidade (Neves, 2003).

Entre os fatores que mais fazem diminuir a resistência de um material geossintético, encontram-se as radiações ultravioletas. Efetivamente, quando expostos às radiações UV, após várias horas, os materiais pedem cerca de 20 a 30 % da sua resistência inicial. Este efeito pode ser atenuado através da incorporação de aditivos anti UV mas também, protegendo os materiais da ação direta das radiações nomeadamente através do seu recobrimento com sedimentos e/ou vegetação. Mais ainda, a colonização por fauna e flora marítimas reduz a penetração dos raios UV e limita o nível de degradação.

A importância da compatibilização do material que compõe o tubo e do material de enchimento relaciona-se com o facto de a resistência ao escoamento da água através das paredes poder aumentar significativamente a pressão no interior e sobre a estrutura, a qual pode, por sua vez, gerar cargas não

consideradas no dimensionamento e responsáveis por eventuais falhas na estrutura, nomeadamente devido ao derrubamento e deslizamento dos tubos.

As pressões não são, no entanto, a única causa de falha deste tipo estrutura. De facto, existem várias outras causas, nomeadamente, o galgamento e o deslizamento dos tubos, os esforços associados à agitação, seja por ondas rebentadas ou não ou por efeito da transmissão sobre a estrutura.

Fundamentalmente, a longevidade destas estruturas está de forma crucial dependente da integridade dos tubos. Com efeito, quando estes são conservados intactos e imóveis – ou pelo menos, sujeitos a pequenos movimentos – as estruturas são eficazes durante longos períodos (Neves, 2003).

Para além destas causas, a ocorrência de falhas nestes sistemas está muitas vezes associada ao vandalismo. Efetivamente, quando acessíveis, às vezes apenas pela curiosidade de saber o que têm no interior), os materiais geossintéticos podem sofrer cortes, perfurações ou outras ações que os destroem. Além do vandalismo, os detritos transportados pelo mar, os equipamentos ou outros, podem danificar facilmente os materiais, devendo o dimensionamento destes considerar a eventualidade destas ações. A existência de rugas, vincos ou pregas conjugada com a colocação do material geossintético muito esticado aumenta a probabilidade do material ser rasgado ou punçado.

A utilização da areia como material de enchimento tem, nestes casos, uma vantagem muito clara já que, após o rasgamento dos sacos, as praias ficam apenas cobertas com areia, o que não interfere com a possibilidade de fruição da praia. O principal inconveniente do enchimento dos sacos com areia está relacionado com o seu rápido esvaziamento uma vez rasgados.

Refira-se que o conhecimento atualmente existente sobre o comportamento hidráulico e estabilidade das estruturas incorporando tubos geossintéticos cheios com areia surgiu essencialmente da monitorização de projetos executados. Com base nessas observações, foram estabelecidos um conjunto de critérios, de acordo com as condições e particularidades de cada local de implantação, que embora não completos podem fornecer boas indicações de circunstâncias onde a utilização de tubos é eficaz e vantajosa em relação a outras alternativas. Alguns desses critérios são:

- Climas de agitação amenos;
- Estruturas temporárias com caráter de emergência ou executadas com o objetivo de verificar o comportamento dos processos costeiros;
- Zonas em erosão com baixo risco em termos de vidas humanas e património edificado;
- Flexibilidade em termos do alinhamento e coroamento das estruturas;
- Aproveitamento de dragados.

Estes critérios não são porém definitivos quanto à possibilidade e utilização destes sistemas de proteção e não deve por isso ser fatores inibidores quanto à sua utilização. Com efeito, não há nenhuma garantia num ou noutro sentido, uma vez que a tecnologia associada a estes sistemas está na maior parte dos casos na fase do início embora existam bastantes casos onde os projetos funcionam de acordo com o previsto. Fundamentalmente, existem muitas questões e poucos dados que permitam uma resposta cabal a essas questões. Não obstante, existe um bom número de projetos nos quais é possível obter informações (positivas ou negativas) sobre o comportamento das estruturas.

A via mais fácil para obter esses dados é continuar a construir obras incorporando estes sistemas e posteriormente monitorizar cuidadosamente o seu desempenho por forma a acrescentar conhecimento e experiência à já existente. Complementarmente, deverão ser efetuados mais ensaios em laboratório.

Em resumo, importa melhorar as orientações técnicas para este tipo de aplicações. Nomeadamente, compilar numa base de dados o que já foi executado incluindo, as lições aprendidas, o que funciona e o que não funciona.

A aplicação de estruturas com geossintéticos e geossintéticos em Engenharia Costeira encontra-se em franco desenvolvimento e afora as possibilidades de utilização anteriormente descritas existem diversas outras e sempre continuarão a surgir novas utilizações, assim haja capacidade de evolução e avanços tecnológicos.

A flexibilidade e capacidade de adaptação das construções, os procedimentos de instalação fáceis e o baixo custo garantem às soluções em geossintéticos vantagens que as colocam claramente, em diversos casos, à frente de qualquer outra alternativa e que devem, por isso, ser aproveitadas. Essas vantagens concretizam-se em diversos tipos de construções e vão, como se viu, muito além das obras de emergência.

Em síntese, as soluções incorporando geossintéticos são muito variadas e resultam em muitos casos em soluções mais eficazes, em relação a soluções mais correntes, considerando os custos, o tempo de execução e o equipamento necessário. Mais ainda, são mais flexíveis e adaptáveis do que a generalidade dos materiais tradicionalmente utilizados em Engenharia Costeira. Têm, no entanto, as desvantagens relacionadas com a carência de instrumentos de dimensionamento adequados e a incerteza face ao comportamento e estabilidade sob condições de agitação severas e em locais com grande instabilidade dos fundos.

Nas últimas décadas tem-se assistido a uma crescente preocupação em relação aos fenómenos de erosão costeira. Com efeito, são cada vez mais generalizadas as situações de elevada vulnerabilidade e risco eminente de pessoas e bens em zonas costeiras. A origem destes fenómenos é habitualmente atribuída a causas naturais, como sejam a subida generalizada do nível médio das águas do mar e os movimentos de neo-tectónica, e as causas antrópicas, devido à interferência com o transporte de sedimentos por corrente de deriva litoral, à necessidade de fixar trechos de costa naturalmente muito dinâmicos e a alterações ao nível das bacias hidrográficas.

Em Portugal, e em particular na costa Ocidental Norte, existem várias áreas severamente afetadas pela erosão costeira. Algumas dessas áreas foram já intervencionadas empregando estruturas convencionais de proteção, tais como esporões e obras aderentes executadas com enrocamento ou grandes unidades de betão (e.g. tetrápodes), por vezes complementada com a alimentação artificial de praias.

Em anos recentes, o uso de materiais geossintéticos em Engenharia Costeira ganhou algum interesse em Portugal. Não obstante, além de algumas obras de emergência e da comum aplicação como filtro em revestimentos, as soluções em geossintéticos não são ainda uma alternativa considerada pelos projetistas perante soluções mais convencionais.

As soluções de geossintéticos têm demonstrado a sua utilidade em diversas partes do mundo e bastantes potencialidades na proteção da erosão costeira. Naturalmente a utilização de um sistema de geossintéticos deve ser adaptado à região em questão, a zona costeira Portuguesa. Inicialmente, em locais com um grau de risco baixo – no sentido de adquirir o necessário *know-how* sobre o seu comportamento em condições de agitação tão severas – e depois, de forma mais generalizada – sempre claro, com a prudência devida (Neves, 2003).

#### 2.2.4. EXEMPLOS DE APLICAÇÃO

Na Figura 15, está demonstrada uma estrutura em geossintéticos, dispostos em talude e a descoberto, formando uma proteção em relação à duna.



Figura 15 – Reforço dunar na praia de Estela, Póvoa do Varzim (Neves, 2013)

### **2.3. ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL COM AREIAS**

#### **2.3.1 INTRODUÇÃO**

As praias oferecem proteção às tempestades através de uma resposta dinâmica natural para vários níveis de agitação e da maré e são o melhor meio de oferecer proteção à costa. Os problemas surgem quando a praia é demasiado estreita ou a erosão é demasiado rápida. Nesses casos poderá ser necessário criar uma praia artificial através de alimentação de areias, construir estruturas de proteção costeira ou ambos.

A alimentação artificial de areias consiste em adicionar areia a uma praia já existente de maneira a oferecer um determinado nível de proteção contra tempestades. A geometria geral de uma praia é determinada de modo a que as ondas e os níveis da maré não atinjam as áreas interiores das praias entre as quais podem estar as áreas urbanas. O dimensionamento do perfil da nova praia depende naturalmente de como os estados de agitação e os níveis das marés afetaram o perfil da praia previamente, antes de ser colocada a nova areia.

As principais características geométricas a considerar no perfil da praia são os volumes da berma e da duna. A geometria da duna será de importância particular, na medida em que a duna atua de maneira a prevenir o galgamento das ondas e a propagação do volume de água em direção à terra.

A altura e largura da berma também fornecem uma importante função protetiva. Em muitos casos a alimentação de areias foca-se em estabilizar as dimensões da duna e da berma necessárias a oferecer um determinado nível de proteção contra tempestades. Há muitas situações em que a praia funciona como proteção costeira mas também tem de proporcionar condições para o turismo e atividades de lazer. Uma praia substancialmente larga é necessária nesses casos.

Normalmente, a duna e a berma são construídas de acordo com a geometria desejada para a parte da praia que se encontra acima do nível da água. A parte submersa da praia estará sujeita a mais dificuldades na colocação do volume de areia. Usualmente o material é bombado e é esperado que sofra assentamentos condicionados pelas condições naturais, equilibrando-o. Nos casos em que haja uma grande diferença entre a areia existente no local e a relativa à alimentação, a porção submersa da praia tenderá a evoluir para o perfil inicial.

Para além do transporte transversal de sedimentos, há a considerar o transporte longitudinal dos mesmos.

Na maior parte dos casos, a alimentação de areias é projetada com um programa de manutenção associado. Perdas por erosão a longo termo estão normalmente associadas com o transporte longitudinal de sedimentos embora erosões substanciais devido ao transporte transversal possam ocorrer durante situações climáticas adversas sob determinadas circunstâncias. Por isso, é recorrente projetar a alimentação de areias com um volume adicional de amortecimento que se irá perder nos períodos entre alimentações.

### 2.3.2. OBJETIVOS

A principal função de uma alimentação de praias é melhorar a proteção para as estruturas e infraestruturas em relação à ação de tempestades e permitir a prática balnear.

Um projeto de alimentação artificial de areias envolve tipicamente aumentar a largura da praia ou da duna com o objetivo de reduzir o efeito danoso das tempestades relativamente aos danos que originariam no perfil anterior, ou seja, sem o projeto. Existe sempre um nível de risco associado à frequência de tempestades de elevada intensidade. Há portanto a possibilidade de este tipo de temporais causar danos mesmo já estando a estrutura instalada. O nível de proteção, reduzido como resultado do temporal, pode comprometer a segurança da estrutura se não se proceder à manutenção apropriada, assim como no caso de os prazos para a realização da alimentação não forem respeitados.

A praia mais larga proporcionada pela areia artificialmente colocada está também associada a um aumento das atividades de lazer nesse local. Aumentar esse tipo de atividades pode também ser um fator associado ao projeto.

A alimentação de praias envolve normalmente a construção de uma ou várias características das mencionadas de seguida: berma, duna, praia de alimentação, berma perto da costa, estabilização da duna (por exemplo: vegetação) ou estabilização estrutural (por exemplo: esporões). Outros aspetos da alimentação de praias incluem: a alimentação periódica, a alimentação avançada e a manutenção de emergência.

### 2.3.3. CARACTERÍSTICAS DO PROJETO

A alimentação de praias envolve normalmente a colocação de areia num ou em várias das seguintes zonas: berma da praia, duna, praia e na berma de rebentação. Outros aspetos da alimentação de praias incluem: a alimentação periódica, a alimentação avançada e a manutenção de emergência.

A berma da praia é uma característica dos projetos de alimentação artificial de praias. A maior parte das praias tem uma berma natural ou bermas. A berma de rebentação é formada pela ação de galgamento das ondas ao perfil da praia durante o intervalo de variação média dos níveis do mar. Praias que se encontrem num estado erosivo elevado podem ter uma berma de tamanho reduzido ou não ter de todo berma durante a maré alta.

O projeto de alimentação também implica um aumento da largura da praia (ou seja, uma translação na direção do mar) de maneira a criar uma área de amortecimento de areia com o objetivo de dissipar energia das ondas resultantes dos temporais. A largura adicional a considerar dependerá do nível de proteção desejado, na tendência de erosão a longo prazo que caracterizam a área do projeto e no intervalo pretendido para a alimentação.

A largura da berma projetada é determinada através de um processo iterativo que combina os benefícios económicos em função da largura. A elevação da berma construída é normalmente a mesma da berma natural, ou ligeiramente mais alta.

Por razões económicas e de ordem prática, durante a construção da berma, o volume de preenchimento requerido para avançar a berma de maneira a atingir a largura necessária é colocado na porção visível da praia. Este método construtivo permite o uso económico do equipamento tradicional de movimento de terras para a distribuição do volume de areia e minimiza a recolocação do ponto de descarga.

As dunas são uma característica importante das praias. As que ocorrem naturalmente protegem a praia das marés causadas pelos temporais e o galgamento pelas ondas. Isto previne que as infraestruturas costeiras não sejam afetadas pelo regime de ondas nomeadamente em relação a possíveis inundações e no choque direto das ondas com as estruturas de proteção. Um projeto de alimentação artificial de areias pode envolver reforçar a duna natural existente, aumentando a elevação da mesma ou a área da sua secção transversal, ou criar uma duna num local onde esta não existe previamente. As dunas servem também como uma reserva de areia que pode ser utilizada após temporais em situações de emergência.

Por vezes, tentando diminuir o custo das operações ou por limitações nos equipamentos de dragagem, a areia é colocada numa berma submersa criando uma barreira que dissipará a energia das ondas antes destas atingirem a praia.

Uma outra hipótese de alimentação artificial é a construção de uma berma na zona final da praia em que o seu perfil tem uma forma ascendente. O objetivo é que o transporte longitudinal de sedimentos distribua o volume de areia na restante área de projeto.

#### 2.3.4. CARACTERÍSTICAS E HISTÓRIA LOCAIS

Para que o projeto de alimentação artificial tenha sucesso, é necessário conhecer a zona em estudo. Para isso deve-se conhecer os processos costeiros da zona e da região envolvente, a geologia e a infraestruturas que afeta o local e a área circundante.

Como a maior parte dos projetos de alimentação de areias consistem em adicionar areia ao sistema litoral então é necessário encontrar informação acerca do movimento da areia na área em estudo e na zona litoral afetada. O que se procura saber especificamente são as quantidades de areia de entrada e saída, onde a areia entra e sai e qual a quantidade que se movimenta na zona em questão.

Cartas históricas, mapas e fotografias aéreas fornecem informação valiosa sobre as características da região. Esta informação permite a elaboração de um orçamento para o projeto, com os volumes aproximados de areia a utilizar.

O perfil da praia, tanto a parte submersa como a emersa, também elucidam quais os processos costeiros que irão funcionar na área de projeto. A importância do perfil da praia é também um fator importante para determinar a quantidade de areia a ser colocada. O perfil existente na direção do mar após a crista da berma natural também é um indicador de como a areia se comportará na fase após a colocação artificial, contando que a granulometria da areia colocada seja similar à que aí existe antes e que não existam estruturas costeiras ou outras que condicionem o perfil.

O conhecimento da granulometria inicial da praia pode ajudar a preparar os trabalhos costeiros. Variações sistemáticas no diâmetro médio poderão ajudar a perceber o movimento longitudinal dos sedimentos. O diâmetro é um parâmetro crítico no dimensionamento. Normalmente é utilizado um volume de areia com as mesmas características granulométricas. Porém, consoante os objetivos pretendidos, pode ser utilizada areia com diâmetros substancialmente diferentes dos naturais.

As ondas e os níveis das marés representam as forças que condicionam o perfil da praia e determinam o espalhamento lateral do material dimensionado para a alimentação artificial e a resposta a curto prazo do projeto a temporais. A exposição da zona alimentada à energia das ondas em várias direções determina a variação predominante do movimento longitudinal dos sedimentos.

A presença de estruturas costeiras, e as suas características, são também parâmetros importantes. Há que ter em conta as medidas colocadas em prática para proteger as estruturas e qual é a condição e a eficácia dessas estruturas. Estruturas que alterem e bloqueiem o movimento ao longo da costa de areias influenciam os caminhos de circulação da areia no local. Elevação da crista, composição e condição das estruturas determinam a eficácia das mesmas.

Usualmente, as áreas consideradas para um projeto de alimentação artificial já terão experimentado problemas de erosão há algum tempo. Frequentemente, existe um registo de estudos prévios e talvez um registo de atividades de engenharia anteriores no local. Esta informação pode ser útil em determinar o tipo de projeto que pode ou não funcionar e porquê.

Para além da definição do projeto de alimentação artificial de areias e suas características, é também importante limitar as secções da costa ao longo do qual o projeto atua. Manter o projeto financeiramente sustentável é um dos aspetos fundamentais a ter em conta. Os valores das propriedades e infraestruturas que fazem da primeira linha de estruturas em relação à praia e os benefícios ganhos com a defesa a temporais por parte das estruturas costeiras têm de ser considerados. Aspetos ambientais podem também ter influência nos limites do projeto. De uma perspetiva de engenharia, a delimitação deve ser avaliada em processos físicos que controlam a resposta do projeto. Por exemplo, o local e as características das fronteiras do projeto podem ser avaliadas com base na retenção do volume de areia colocada dentro dos limites do projeto e o impacto do mesmo nas linhas de costa adjacentes.

### 2.3.5. CONCEÇÃO DO PERFIL TRANSVERSAL DA PRAIA

Os principais parâmetros de dimensionamento do perfil transversal da praia incluem as dimensões físicas do perfil e o volume de areia necessário para obter esse mesmo perfil. O dimensionamento passa por combinações entre a largura da berma e a cota de elevação da duna. As bermas são caracterizadas pela sua altura de crista e largura e as dunas pela sua altura de crista, largura da mesma e pelo seu declive lateral.

A elevação da berma em projeto deve ser igual à elevação da berma natural. Se a cota for mais baixa, formar-se-á um cume ao longo da crista, que provocará galgamento e a acumulação de água. No caso de uma cota mais elevada, a inclinação da face frontal da praia será mais íngreme do que no caso da praia natural, e pode resultar na formação de escarpas que podem afetar a atração turística da praia. Uma inclinação suave pode ser um parâmetro de dimensionamento do projeto, como é provado pelo facto de muitas praias saudáveis exibirem essa característica. Pode-se estimar que uma inclinação adequada vai estar no intervalo entre 1:100 e 1:150. A elevação natural da berma pode ser determinada examinando registos de perfis anteriores e as condições históricas no local. Como a berma natural se forma com regimes de ondas de pequena energia, estas terminam o seu desenvolvimento no fim do verão.

A escolha da largura da berma depende do objetivo do projeto e está limitado por fatores económicos, questões ambientais ou interesses financeiros locais. A largura é otimizada avaliando os custos e os benefícios de várias alternativas projetadas e selecionando a alternativa que maximiza os benefícios totais. Modelos numéricos são um meio para avaliar a resposta da praia da largura da berma. A Figura 16 ilustra como a largura da berma influencia a extensão da erosão durante um temporal. A Figura 16 mostra quatro perfis de praias com idênticas secções transversais da duna e diferentes larguras de berma.

O modelo SBEACH foi usado para simular mudanças no perfil e cada um dos mesmos foi sujeito a uma altura de onda constante de 3 metros, um período de onda de 10 segundos e um nível de água de 1.5 metros igual ao nível médio do mar, durante um período de 24 horas. A Figura 16 mostra os resultados dos ensaios efetuados. O perfil sem berma foi completamente erodido e a duna sofreu galgamento. A maior parte da duna foi erodida no perfil com berma de 10 metros, enquanto a berma de 25 metros apenas sofreu uma pequena erosão. A berma de 40 metros forneceu a proteção necessária contra a erosão e permitiu que a duna mantivesse a sua configuração, trazendo ainda alguma areia para a base do talude da duna.

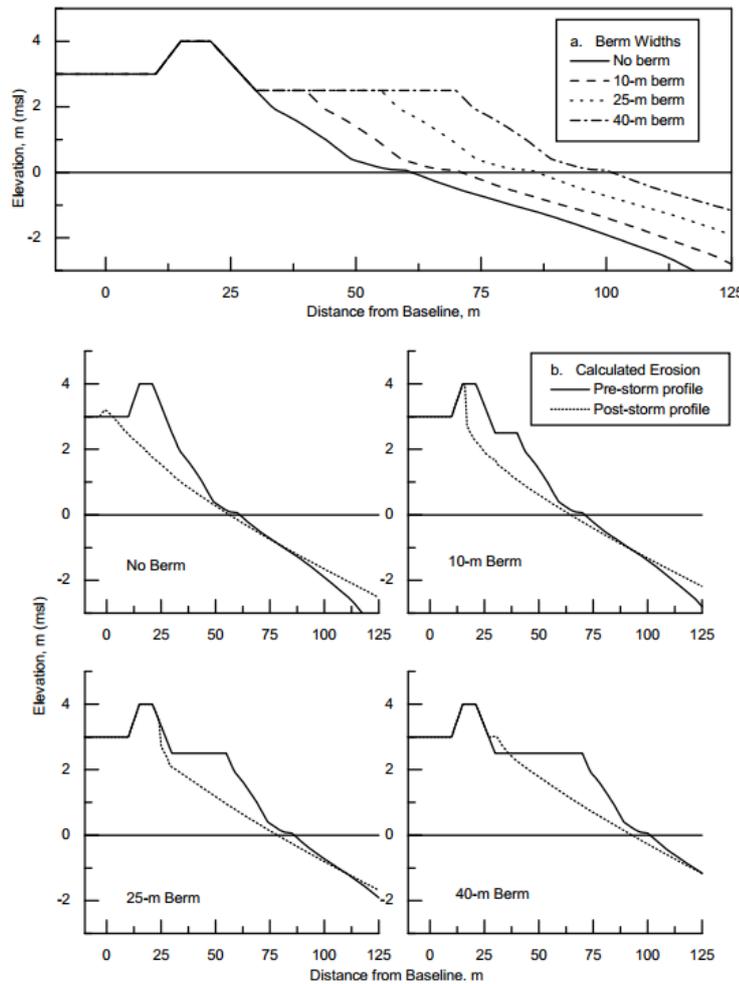


Figura 16 – Influência da largura da berma (US Army Corps of Engineers, 2006).

Outros fatores tais como o recuo natural da costa, o espalhamento natural da areia e a presença de locais propensos a maior erosão, os chamados “hot spots”, também influenciam a largura da praia mas não são considerados habitualmente como parâmetros a considerar no projeto.

Podem também ser utilizadas bermas de proteção aos temporais que se localizem no lado interior, ou seja no lado térreo, da duna que complementem a estrutura frontal.

As dunas protegem a zona urbana contra ataque das ondas, erosão e inundações durante os temporais, que causam galgamento da duna pelas ondas e agravada erosão da mesma. Os parâmetros de

dimensionamento da duna incluem a sua cota mais elevada, a largura do seu cume, e a inclinação dos seus taludes. A sua cota mais elevada é normalmente determinada através de otimização económica, ou seja, através de uma análise que considere a sua altura e os custos associados. Para o dimensionamento da largura do cume e a inclinação dos taludes há que ter em conta as limitações construtivas e o ângulo de repouso do material utilizado. Uma solução comum é ter a cota da duna 5 metros acima do nível médio do mar, a largura da berma com 10 metros e 1:5 de inclinação. Plantar vegetação natural da praia na duna ajuda a manter o volume de areia instalado.

A Figura 17 ilustra a influência da altura da duna em perfis afetados por temporais. A berma foi aumentada de 0.5 metros, de 4 para 4.5, mantendo a mesma largura do cume e a inclinação dos taludes. A duna original e a modificada estão representadas na Figura 17. O acréscimo do volume de areia traduz-se num valor de cerca de 10 m<sup>3</sup>/m. A Figura 17 mostra o efeito da erosão nos diferentes perfis. Estes dados foram também obtidos a partir do modelo numérico SBEACH (US Army Corps of Engineers, 2006). Conclui-se que o perfil com maior altura da duna previne galgamento da mesma e erosão para lá da duna, em direção às zonas urbanas.

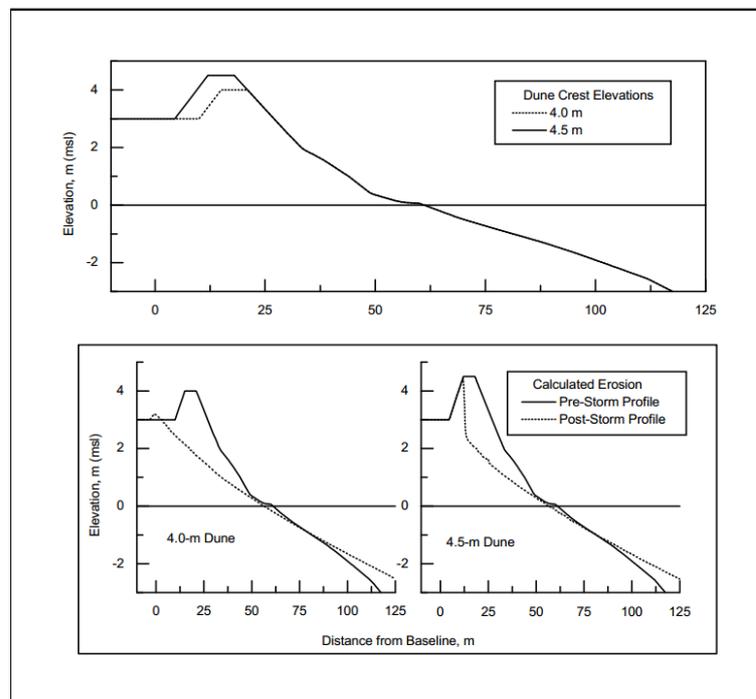


Figura 17 – Influência da crista da duna (US Army Corps of Engineers, 2006)

O perfil deve ser configurado de maneira a ter a capacidade de sustentar o volume de material dimensionado e que seja compatível com as dimensões pretendidas para a berma e a duna. Enquanto a duna e a berma são determinadas otimizando as suas dimensões, o contorno do perfil é função da morfologia do local e granulometria do material utilizado.

Em casos de zonas sujeitas a elevada erosão, a berma pode não existir ou estar a uma cota anormalmente baixa. Noutros casos, como por exemplo no caso da existência de um paredão, haverá uma erosão local na base da estrutura. O anteprojecto deve considerar este tipo de casos incomuns de maneira a que o perfil futuro seja compatível com o comportamento dos sedimentos.

Quando o volume de material a utilizar tem as mesmas características do material natural, tais como a granulometria ou o diâmetro médio, então o perfil pode traduzir-se numa translação horizontal do perfil original, com a largura projetada. No caso do material ter um diâmetro médio inferior então a inclinação do talude será mais suave comparativamente com a inclinação do diâmetro original, enquanto que no caso de se utilizar um diâmetro superior essa inclinação será mais íngreme. Devido a essa diferença, a distância da translação  $W_{add}$  em função da profundidade  $y$ , é dada pela seguinte fórmula:

$$W_{add}(y) = \left[ \left( \frac{1}{A_F} \right)^{3/2} - \left( \frac{1}{A_N} \right)^{3/2} \right] \quad (2)$$

$A_N$  é o parâmetro  $A$  para a areia nativa e  $A_F$  é o parâmetro  $A$  para a areia a colocar.

Um fator chave num projeto de alimentação artificial é o volume de areia necessário para formar o perfil transversal pretendido. Aumenta-se a largura da berma para o valor que satisfaça as condições de segurança e faz-se a translação do restante perfil, de acordo com as condições referidas anteriormente.

No caso de utilização de um material com boas características e com um diâmetro médio igual à da areia natural pode-se calcular o volume  $V$  em metros cúbicos por metro de extensão da linha costeira em função da largura da praia  $W$ , da altura da berma  $B$  e da profundidade de fecho do perfil  $D_c$ .

$$V = W(B + D_c) \quad (3)$$

Dean (1991) define três tipos de perfis sujeitos a alimentação de areias. A Figura 18 mostra um perfil intercetante, em que o perfil nutrido interceta o perfil da praia a uma profundidade menor do que a profundidade de fecho, um perfil não-intercetante, onde o perfil nutrido não interceta o perfil nativo da praia antes da profundidade de fecho, e um perfil submerso onde a areia colocada não terá a função de praia.

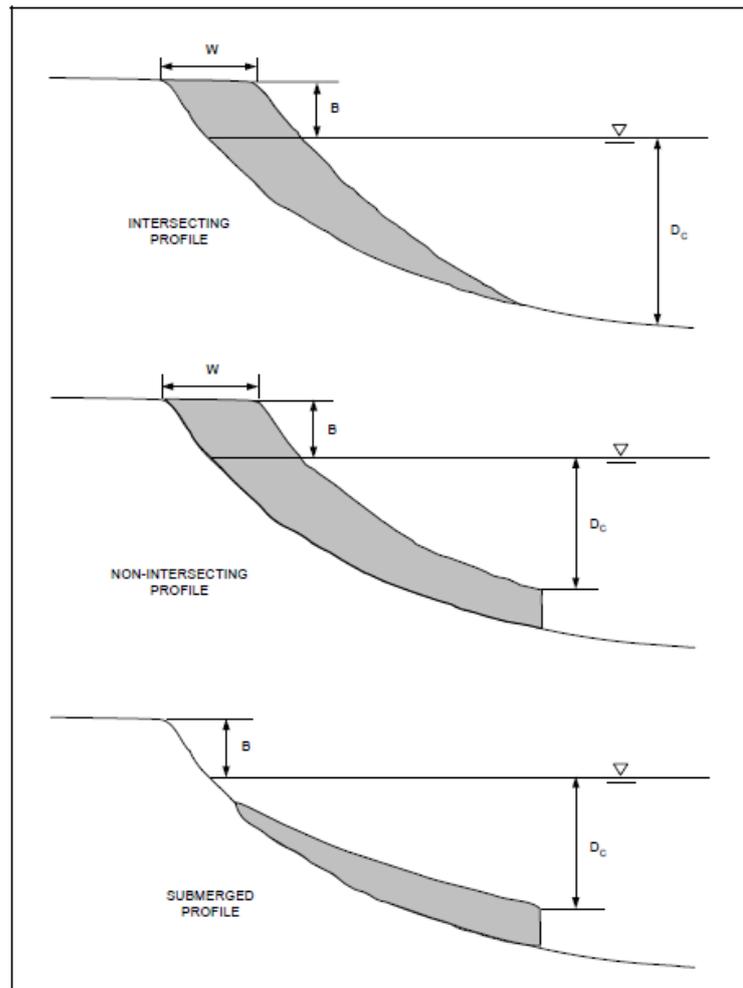


Figura 18 - Os três tipos de perfis definidos por Dean (1991) (US Army Corps of Engineers, 2006).

A partir da Equação 3 e observando os perfis de Dean (1991), já é possível retirar os volumes a utilizar, de forma expedita.

### 2.3.6. LONGEVIDADE DO PROJETO

A longevidade de um projeto é determinada principalmente pelo grau de proteção com que a areia será colocada para compensar o déficit de volume no perfil atual e também pelo grau de erosão que esse material de preenchimento sofrerá, tanto devido ao movimento transversal como longitudinal dos sedimentos. O transporte longitudinal de sedimentos causado pelas ondas é o maior fator da propagação lateral dos sedimentos. Os projetos abrangem maioritariamente zonas muito afetadas pela erosão e cuja tendência é afastar a areia dessa zona. É de referir que ao colocar mais material numa área específica, isso alterará a morfologia da área em questão. É portanto uma anomalia que terá de se adaptar ao regime de ondas, ao movimento dos sedimentos, entre outras coisas.

Começando imediatamente depois da construção, o material colocado ir-se-á deslocar longitudinal e transversalmente. A alimentação artificial periódica é necessária para manter o perfil desejado. Esta é normalmente pensada a longo prazo mas no caso de ocorrência de anos particularmente afetados por temporais de grande envergadura, então essa alimentação periódica tem de ser antecipada. O parâmetro

de dimensionamento do intervalo entre alimentações periódicas são portanto as condições climáticas. Em Portugal é aconselhado um período variável de 3 a 10 anos para novas alimentações. No entanto, são também aconselhadas monitorizações frequentes, para o caso de ser necessário uma nova intervenção na ocorrência de um temporal.

A chamada alimentação avançada (“*advance nourishment*”) é traduzida pelo volume de areia a colocar de maneira a contrariar as erosões inevitáveis durante a primeira fase de construção de maneira a manter o perfil desejado durante o intervalo de tempo desde o término do projeto até à primeira alimentação artificial. Este volume é o necessário para suprimir as falhas causadas pelas perdas laterais do material e pela recessão natural da linha da costa.

Existem também métodos para calcular parâmetros que estimam a propagação ao longo da costa do material e que identificam os requisitos da alimentação nomeadamente o volume e o intervalo entre alimentações. Em adição a estes métodos, há também modelos numéricos com o GENESIS que permitem determinar os mesmos parâmetros. Estes dois tópicos não serão abordados mais a fundo nesta tese.

A antecipação dos chamados “*hot spots*”, ou seja, os locais mais propensos a erosão e que consequentemente sofrem uma redução do volume de areia aí colocado, é também relevante. Estes locais são de extrema importância na medida em que uma erosão localizada pode comprometer o nível de proteção desse local enquanto a restante estrutura se encontra protegida. As alternativas para solucionar o problema passam sobretudo por uma maior alimentação de areias do local ou construção de uma estrutura de proteção. O objetivo é que a alimentação periódica possa ser realizada ao mesmo tempo em toda a área da praia abrangida pelo projeto (US Army Corps of Engineers, 2006).

### 2.3.7. MEDIDAS DE ESTABILIZAÇÃO DE PRAIAS SUJEITAS A ALIMENTAÇÃO ARTIFICIAL

Diferentes tipos de estruturas podem ser utilizados com projetos de alimentação artificial para retardar a erosão e reduzir o intervalo entre alimentações periódicas e os seus custos. As perdas de material são particularmente pronunciadas no final dos projetos onde ocorre um desnível entre a praia alimentada e a praia natural adjacente. Podem ser necessárias estruturas para evitar as transições de material entre as duas praias para manter os níveis de perdas aceitáveis. No entanto, algumas estruturas podem ter um efeito negativo na praia, tanto a nível estético como a nível de segurança.

Os esporões são estruturas lineares construídas perpendicularmente à linha costeira, estendendo-se da praia até à parte submersa. O seu propósito principal é a retenção de areia que se move ao longo da costa. No contexto de um projeto de alimentação artificial, o uso mais comum do esporão é de estrutura terminal, ou seja, cujo objetivo é reduzir as perdas de sedimentos impedindo o seu movimento para fora da área de projeto.

Campos de esporões podem providenciar uma solução eficaz e economicamente viável para alguns problemas de erosão costeira, principalmente quando o objetivo é fixar a linha da costa.

Quebramares destacados são estruturas paralelas e afastadas da zona costeira, da qual não têm nenhuma conexão. Podem ser construídas como uma única estrutura contínua ou por segmentos de estruturas com pequenas secções espaçadas entre elas. Os quebramares garantem proteção reduzindo a energia das ondas que atingem a costa através de dissipação, reflexão e difração. Os quebramares podem ser dimensionados de maneira a permitir o movimento longitudinal de sedimentos na área do projeto e portanto reduzindo a potencial erosão nas praias a sotamar do movimento dos sedimentos. Algumas desvantagens da utilização de quebramares destacados são a sua limitação de dimensionamento, e elevados custos de construção e manutenção.

Como discutido anteriormente, um projeto de alimentação artificial requer uma alimentação periódica da configuração da praia durante a vida útil da obra. Estruturas sólidas como esporões e quebramares destacados têm custos muito mais elevados comparativamente com a opção da alimentação artificial de areia. A otimização do projeto exige uma análise custo-benefício que incida sobre a opção de introduzir ou não estruturas no projeto.

As dunas costeiras são valiosas e efetivas barreiras contra inundação e ataque das ondas e portanto são uma componente do projeto de alimentação da praia de extrema importância. Devido à importância das dunas para a proteção contra temporais, e à sua vulnerabilidade à ação do vento e à erosão causada pelas ondas. É aconselhada a proteção das dunas colocando vegetação e instalando cercas. Estas medidas de estabilização são relativamente económicas e servem dois objetivos: aumentar a natureza de proteção das dunas e reduzir o transporte de sedimentos causado pelo vento. O resultado do uso destas soluções é a acreção de areia ao longo do tempo e a minimização das perdas de sedimentos devido ao vento.

São usados vários tipos de cercas para criar, alargar e estabilizar dunas costeiras. Para a solução resultar, a barreira deve ser permeável ao vento pois uma barreira maciça criará turbulência que pode resultar em erosão em vez de acreção.

A vegetação é um meio natural de estabilização da duna e da costa que é eficiente quando utilizada nas circunstâncias apropriadas. A colocação de vegetação é um processo relativamente barato e eleva os atributos ambientais da estrutura.

Se se pretende que as dunas recém-construídas ou pré-existentes sejam estabilizadas com a colocação de cercas e/ou vegetação é importante proteger a estabilização minimizando o tráfego pedonal ou de veículos. O tráfego pedonal ou de veículos irá danificar a vegetação e as cercas. A instalação de passadiços para pessoas e acesso de determinados veículos à praia deve ser abordado em projeto. Os locais de acesso proporcionam a utilização recreativa da praia e permitem o acesso para fins de manutenção sem danificar a área da duna estabilizada (US Army Corps of Engineers, 2006).

### 2.3.8. OUTROS ASPETOS CONSTRUTIVOS

A remoção, transferência e colocação do material de empréstimo são tarefas do empreiteiro responsável pela dragagem. As áreas de empréstimo no exterior possuem o material mais fino nas camadas superiores, logo se esse local de empréstimo se encontrar a pequenas profundidades, ocorrerão perdas consideráveis de finos durante a colocação. Por esta razão, é mais frequente a opção por fontes de empréstimo com material mais espesso. Quanto maior a distância entre a fonte de empréstimo e o local de colocação, mais custo é o processo de bombagem. A bombagem direta para a praia pode não ser financeiramente exequível se o local de empréstimo se localizar muito longe. Se uma draga ou uma barçaça for utilizada para o transporte de material, a maioria dos finos presentes no volume de material serão perdidos devido a transbordamento, criando uma granulometria mais extensa do mesmo material comparativamente com as amostras da zona de empréstimo.

Existem quatro tipos de colocação do material para fins de projetos de alimentação artificial:

- Colocação direta. Neste método, o material é colocado ao longo da extensão da praia a proteger. Este é o método mais comum. O material é bombado para a praia com o auxílio de tubos de repulsão. De seguida, o material é adaptado à configuração desejada usando equipamentos de movimentação de terras.
- Colocação a pequenas profundidades. Este método é apelativo pois volumes elevados de material podem estar disponíveis a pequeno custo se forem utilizadas dragas ou barçaças. O princípio é que o material seja depositado na zona pretendida por ação das ondas.

- Abastecimento contínuo. Este método é aplicado usando uma barreira, por exemplo, uma passagem marítima. A areia retida a barlar da barreira passará para a praia do lado de sotamar.
- Praias de alimentação. As praias de alimentação envolvem a acumulação de material a barlar da área projetada para receber o material consoante a erosão da praia de alimentação. Este método é mais apropriado para pequenos projetos.
- Acumulação de areia em dunas. Esta solução é mais adequada para situações de emergência. O objetivo é armazenar um volume de material quando as dragas e barcas já estão mobilizadas para a construção.

### 2.3.9. MONITORIZAÇÃO E ANÁLISE DE DADOS

Os objetivos da monitorização são assegurar que a funcionalidade do projeto se mantenha durante a vida útil esperada do projeto e avaliar o desempenho do mesmo. Estes objetivos incluem a recolha, análise e interpretação de dados para: avaliar a condição do projeto comparativamente às especificações iniciais; determinar os volumes necessários para realizar a manutenção e a alimentação periódica; verificar se o projeto cumpre os requisitos de proteção para os quais foi dimensionado; avaliar o impacto do projeto em praias adjacentes e abordar os potenciais problemas apresentando as causas e as possíveis soluções. Um plano de monitorização para um projeto de alimentação artificial de areias engloba quatro componentes: inspeções ao perfil da praia, recolha de amostras dos sedimentos aí depositados, fotografias aéreas da linha costeira e medições das alturas de onda e níveis de água.

As inspeções aos perfis fornecem-nos dados que são utilizados para calcular volumes de material e assinalar alterações ao perfil transversal da praia. Estimativas exatas de volume de enchimento são essenciais durante a construção para comprovar que os volumes dimensionados são colocados de acordo com o modelo construtivo e assegurar o pagamento ao empreiteiro.

As amostras dos sedimentos são necessárias para determinar as características dos sedimentos, tais como o diâmetro médio e a granulometria, que afetam a forma do perfil e influenciam o volume de material a utilizar. As amostras têm particular importância quando o material nativo e o a colocar são de diferentes características.

As fotografias aéreas da linha costeira são uma componente essencial de monitorização cuja principal função é documentar o desempenho do volume colocado numa determinada área da praia, nomeadamente avaliando os efeitos da erosão e do recuo da praia e da linha costeira especialmente a longo-prazo.

As ondas e os níveis de água são os principais fatores hidrodinâmicos a considerar na evolução na evolução da praia. As ondas e os níveis de água associados aos temporais erodem a parte superior da praia e distribuem a areia ao longo do perfil. A longo-prazo, os processos de transporte de sedimentos de direção longitudinal causado pelas ondas, irão reconfigurar a praia e causar recessão da linha costeira.

### 2.3.10. OPERAÇÕES FUTURAS E MANUTENÇÃO

As praias alimentadas artificialmente e quaisquer estruturas construídas para proteção costeira, acessos e infraestruturas para visitantes devem ser operadas e alvo de manutenção para obter os benefícios esperados pelo projeto. Em adição à alimentação periódica, os seguintes tipos de manutenção devem ser efetuados: redistribuição da areia dentro da área de projeto e remoção periódica de detritos sólidos, entre outros. A monitorização do desempenho e do estado do projeto é necessária durante a vida útil do projeto. Como discutido anteriormente, a monitorização e análise do projeto são essenciais para

assegurar que o projeto verifica o nível de proteção para o qual foi dimensionado. É comum a existência de um manual de boas práticas no que concerne às operações futuras e manutenção a realizar. Alguns dos principais tópicos a abordar neste tipo de manual ou guia são:

- A indicação das entidades que autorizaram a construção como, por exemplo, autarquias.
- A descrição da localização do projeto relativamente a centros urbanos próximos, corpos de água, ou outras características geográficas ou demográficas.
- A descrição breve do projeto. A descrição deve abordar as características mais importantes do projeto tais como as elevações e as larguras da duna e da berma e a inclinação dos taludes. Deve-se ser indicada também a granulometria do material destinado à alimentação artificial, assim como o volume do mesmo, o tipo e características de quaisquer estruturas a construir e distâncias a considerar na zona a nutrir.
- A discussão da proteção fornecida pelo projeto e se possível, a identificação dos parâmetros dos temporais a considerar.
- A revisão de contratos de empreiteiros, indicando todos os dados relevantes.
- A identificação de pessoas responsáveis pela administração do projeto, manutenção e gestão da operacionalidade da estrutura e seus deveres. Dentro destes últimos encontram-se a gestão das inspeções periódicas, relatórios, melhorias ou alterações e características do projeto.
- A descrição do procedimento para a monitorização da alimentação periódica, nomeadamente quando a alimentação será necessária e qual o volume de material a colocar.

## **2.4 SOLUÇÕES MISTAS**

As soluções referidas nos sub-capítulos anteriores, as estruturas aderentes e a alimentação de areias, são soluções que podem funcionar isoladamente ou conjugadas.

As estruturas aderentes são a última defesa do meio urbano contra a agitação marítima e, como tal, têm um papel preponderante na conjuntura social e económica local. Dependendo do material escolhido para o revestimento, enrocamento, geossintéticos ou outro, a estrutura pode integrar-se harmoniosamente na paisagem local ou não, logo este é um dos fatores que pode determinar a conjugação com uma solução como a alimentação artificial. A estabilidade da estrutura é outro dos aspetos mais relevantes a considerar e, caso o nível de segurança esteja comprometido e possa ser melhorado com a adição de volumes de areia na estrutura, então justifica-se a opção pelas duas soluções. As estruturas aderentes são de um impacto económico menor do que comparativamente a outras soluções, como por exemplo quebra-mares destacados, o que pode facilitar a decisão de optar ou não por uma solução em conjunto.

A alimentação artificial com areia tem como principal ponto negativo a necessidade de se repetir a alimentação periodicamente com custos distribuídos ao longo dos anos. Como referido nos objetivos, esta solução terá um de três resultados: erosão total, erosão gradual ou a não ocorrência de erosão. Este fator determinará a necessidade de uma alimentação periódica ou se valerá a pena a opção por esta solução. Como ponto positivo, trata-se de uma solução natural que se enquadra visualmente no meio em que se inserirá, não afetando a fauna e a flora do local. A possibilidade de ocultar estruturas de enrocamento ou de geossintéticos, e com isso contribuir para o valor paisagístico da praia, é também outra das vantagens. No caso de se optar por ocultar as estruturas é necessário um aviso para o público visitante da praia, com o intuito de manter o público em segurança, sem possibilidade de ocorrência de acidentes nas estruturas.

A opção por uma solução mista estará muito dependente das condições locais como a morfologia, topografia, transporte dos sedimentos e agitação marítima, entre outros, afetando de maneira diferente qualquer que seja a solução escolhida.

# 3

## TRABALHO LABORATORIAL

### 3.1. INTRODUÇÃO

O objetivo do trabalho laboratorial é analisar os resultados experimentais da erosão numa estrutura longitudinal aderente sem e com vários níveis de alimentação artificial de areias. Os parâmetros analisados são o espriamento, as dimensões da barra de rebentação e a estabilidade da estrutura.

As escalas horizontal e vertical têm o mesmo valor de 1:25. A escolha desta escala prendeu-se com o facto de se pretender ajustar o modelo ao canal onde se realizaram os ensaios e que os valores em modelo correspondessem a valores plausíveis no protótipo. A cota de coroamento das duas estruturas fixa-se nos +16.5 ZH, um valor elevado mas condicionado pelos tubos geossintéticos disponíveis, pelos níveis da água utilizados e pela extensão de praia emersa que se pretendia obter para os dois níveis considerados. Ao alinhar as três camadas a altura obtida foi de aproximadamente 45 cm de estrutura. O valor ideal encontrar-se-ia entre +8 ZH a +10 ZH em protótipo.

A praia emersa foi aproveitada do modelo do projeto anterior presente no canal e tem a inclinação de 3:20.

A inclinação do talude dunar foi de 3:4 pois corresponde ao talude máximo aceitável para este tipo de estruturas. A inclinação de 45° seria demasiado íngreme. Esta inclinação foi utilizada para ambos os modelos.

### 3.2. CARACTERIZAÇÃO DOS MODELOS

Os ensaios experimentais incluíram dois modelos de estrutura aderente, um deles com geossintéticos e outro em enrocamento, a que correspondem a dois perfis transversais base a considerar. Estes dois perfis traduziram-se em duas séries de ensaios e o número de ensaios foi o mesmo. Para ambas as séries os perfis foram alterados com um enchimento contemplando três volumes de areia distintos.

O modelo A, construído com cinco tubos geossintéticos, teve a disposição ilustrada na Figura 19.



Figura 19 – Modelo A: Estrutura em geossintéticos

A secção transversal da estrutura está representada na Figura 20.

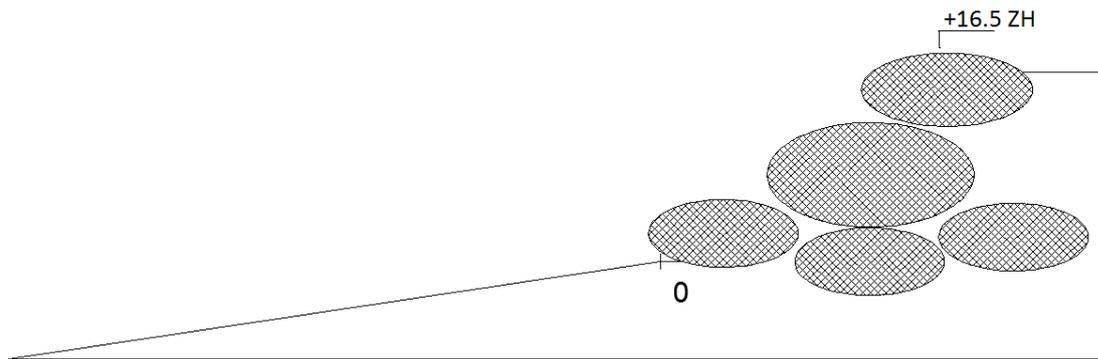


Figura 20 – Secção transversal da estrutura com geossintéticos

No Ensaio A.15 foi adicionado mais um tubo geossintético à estrutura de maneira a funcionar como uma proteção de pé do talude, exibido na Figura 21.

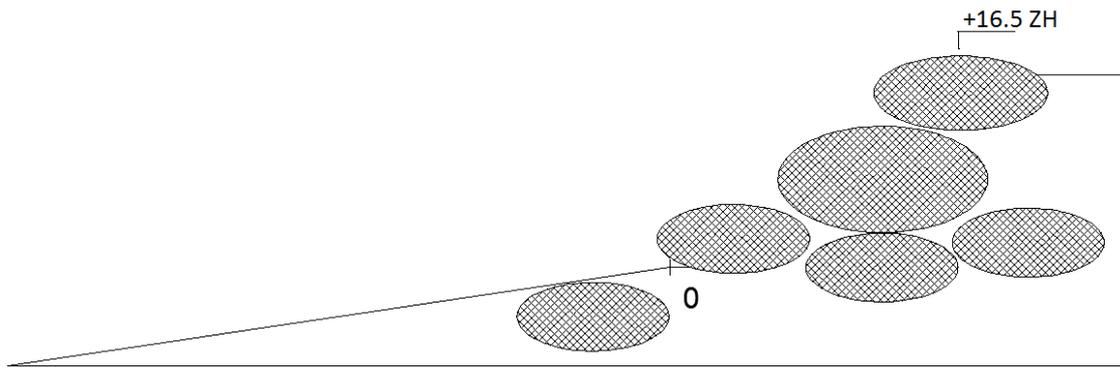


Figura 21 – Secção transversal da estrutura em geossintéticos para o Ensaio A.15.

Os diâmetros teóricos e em ensaio dos tubos são apresentados no Tabela 1.

Tabela 1 – Diâmetros Teóricos dos Geossintéticos

Diâmetros dos Geossintéticos	
Teóricos ( $D$ )	Em ensaio ( $W$ )
(cm)	(cm)
10	14
20	28
32	44.8

O diâmetro teórico corresponde ao diâmetro de uma circunferência perfeita enquanto o diâmetro em ensaio corresponde ao comprimento máximo na secção transversal do cilindro ovalizado.

A relação entre o diâmetro teórico ( $D$ ) do cilindro e o diâmetro em ensaio ( $W$ ) do cilindro ovalizado é a apresentada na Equação 3:

$$W = 1.4 D \quad (4)$$

O modelo B dispõe de uma estrutura em enrocamento, com duas camadas, e uma fundação do manto resistente (Figura 22).



Figura 22 – Modelo B: Estrutura em Enrocamento

A secção transversal está representada na Figura 23.

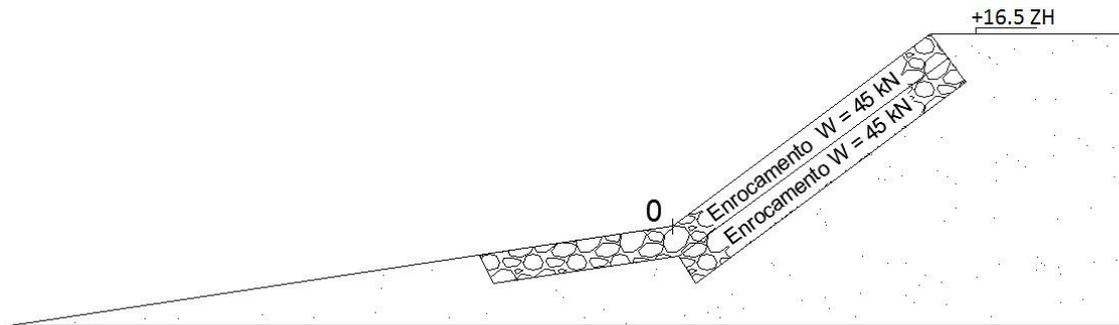


Figura 23 – Secção transversal da estrutura em enrocamento com o peso dos blocos em protótipo

O modelo B, em enrocamento, foi construído à escala geométrica 1:25 de acordo com a semelhança de Froude que é utilizada no estudo em modelo reduzido, de estruturas hidráulicas com escoamentos em superfície livre (correntes oceânicas na zona costeira, correntes de maré, ondas gravíticas), nos quais haja transformação de energia envolvendo forças de inércia, forças de pressão e forças de gravidade. Para estas forças intervenientes, há semelhança dinâmica desde que, para duas partículas homólogas quaisquer nos dois sistemas, se verifique a igualdade:

$$\frac{F_{G1}}{F_{I1}} = \frac{F_{G2}}{F_{I2}} \quad (5)$$

A força de inércia é proporcional a  $\rho V l^2$ , e a força de gravidade (peso) é proporcional a  $\rho g l^3$ . Nestas condições, a relação entre a força de inércia e o peso atuando sobre a partícula é proporcional ao parâmetro adimensional designado por número de Froude:

$$F_r = \frac{V^2}{gl} \quad (6)$$

Assim, dois sistemas com fronteiras geometricamente semelhantes são dinamicamente semelhantes, desde que o número de Froude, calculado com base em grandezas homólogas, tome igual valor nos dois sistemas, ou seja,

$$\frac{V_1^2}{gl_1} = \frac{V_2^2}{gl_2} \quad (7)$$

De forma análoga obtém-se as escalas das restantes grandezas, como por exemplo a escala dos tempos corresponde a:

$$\lambda_T = \lambda_l^{1/2} \quad (8)$$

A partir das escalas da distância e dos tempos já é possível apresentar os valores as alturas de ondas, os níveis da maré e os períodos a utilizar. Obtém-se ainda a escala do peso dos blocos de enrocamento:

$$\lambda_w = \lambda_l^3 \quad (9)$$

Inicialmente as alturas de ondas escolhidas seriam de 1 e 2 m (Silva, 2010). No entanto, caso se tivesse optado por estas duas alternativas teríamos dois estados de mar de ligeira gravidade. Decidiu-se, portanto, por alturas de onda de 2 e 3.25 m, de maneira a exemplificar um estado de mar calmo e outro de agitação severa. A onda de 2 m tinha como objetivo representar um estado do mar mais brando e, portanto, mais condizente com o atuante na maior parte do tempo. Já a altura de onda de 3.25 m pretende representar um estado de agitação muito elevado e que pode provocar alterações na estabilidade da estrutura. Inicialmente a altura de onda a utilizar era de 4 m mas devido a incompatibilidade com o gerador de ondas devido aos níveis de profundidade adotados, optou-se pelo valor mais gravoso possível, neste caso de 3.25 m. Os valores adotados estão representados na Tabela 2.

Tabela 2 – Alturas de ondas consideradas

Alturas de Onda	
$H_p$	$H_m$
(m)	(m)
2.00	0.08
3.25	0.13

Os períodos de onda adotados foram de 8 e 12 segundos com o objetivo de representar situações de menor e maior energia respetivamente. Os valores dos períodos em protótipo e em modelo são apresentados na Tabela 3. A opção de não utilizar um valor intermédio como  $T = 10$  s justifica-se pelo facto de com apenas os dois valores já ser possível obter resultados relevantes e também com o tempo diminuto disponível para trabalho no laboratório. Os períodos de 8 e 12 s correspondiam a ciclos de ondas para concretização do espectro de 820 e 1230 s respetivamente. Alguns ensaios foram sujeitos a apenas um ciclo, outros a dois ciclos de igual período ou a dois ciclos de diferentes períodos.

Tabela 3 – Períodos de Pico Médios

Períodos de Pico Médios	
$T_p$	$T_m$
(s)	(s)
8	1.6
12	2.4

Os níveis de água do mar adotados foram de +2 ZH, ou seja, o Nível Médio, e de +4 ZH correspondente à Preia-Mar. As profundidades de fecho nos dois casos são, respetivamente, 11.75 m e 13.75 m, indicados na Tabela 4. Ou seja, até essas profundidades serão previsíveis movimentações de fundos por ação de agitação. A escolha destas profundidades esteve dependente de se pretender uma extensão de praia emersa significativa para o nível médio e a preia-mar, respetivamente de, 10 e 12.75 m no protótipo que correspondem a 40 e 51 cm no modelo, como demonstra a Figura 25.

Tabela 4 – Profundidades de Fecho

Profundidades de Fecho		
	Protótipo	Modelo
	(m)	(m)
$d_{NM}$	11.75	0.47
$d_{PM}$	13.75	0.55

Face às restrições de tempo disponível o modelo foi construído apenas com os blocos disponíveis no laboratório de hidráulica. A partir dos blocos disponíveis e obtendo as suas dimensões aproximadas, determinou-se os pesos dos blocos no protótipo com o propósito de se assegurar que os valores se aproximavam de valores realistas. Apesar de os critérios de dimensionamento de uma estrutura deste tipo incluírem um “manto resistente” e uma “subcamada”, não se considerou esta última pelo facto dos blocos serem de dimensões que dificultavam muito a sua colocação e, optando-se antes por colocar uma camada com igual espessura do “manto resistente”, de 4 a 5 cm, e com o mesmo tipo de enrocamento. Esta decisão foi tomada com base nos ensaios realizados para a série A e considerou-se que essa camada não seria afetada de forma relevante. Optou-se também por prolongar a camada interior da estrutura de forma a funcionar como uma proteção de pé do talude.

Os valores dos pesos dos blocos de enrocamento no modelo e no protótipo para as camadas existentes estão expressos na Tabela 5. Confirma-se que o material de enrocamento utilizado no modelo tem um valor no protótipo ajustado à realidade.

Tabela 5 – Peso dos Blocos de Enrocamento

Peso do Blocos de Enrocamento		
	$W_p$	$W_m$
	(kN)	(kN)
Subcamada	3	0.0002
Manto Resistente	45	0.0029

Os modelos foram implantados em fundos móveis. A areia que foi utilizada na construção do talude da praia em frente à estrutura era a disponível no laboratório, com um diâmetro de 0.273 mm e uma baridade de 1037 kg/m<sup>3</sup> e a sua curva granulométrica é a demonstrada pela Figura 24 (Silva, 2010).

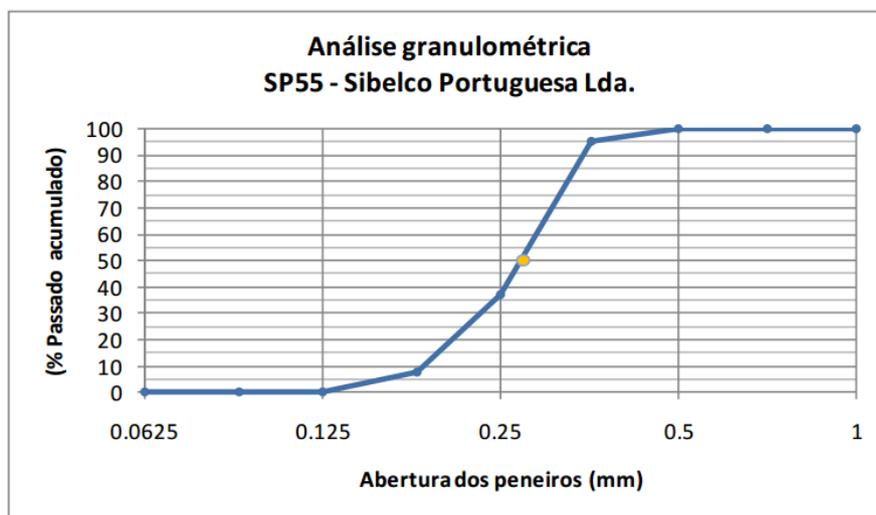


Figura 24 – Curva granulométrica da areia utilizada (Silva, 2010).

O diâmetro dos sedimentos não verifica a relação geométrica e não obedece a nenhuma lei de semelhança. Contudo, como é um estudo comparativo, em que os testes são todos realizados nas mesmas condições, os resultados poderão ser comparáveis. No entanto, o facto de a areia ser fina e bastante diferente da encontrada nas praias portuguesas e não se encontrar à escala devida, poderá haver comportamentos hidromorfológicos menos realistas.

Para além da consideração de perfis transversais sem enchimento com areia utilizados nos primeiros ensaios de cada série, realizaram-se ensaios desses mesmos perfis adicionados de volumes de areia de maneira a observar o movimento dos sedimentos aí presentes e a estabilidade.

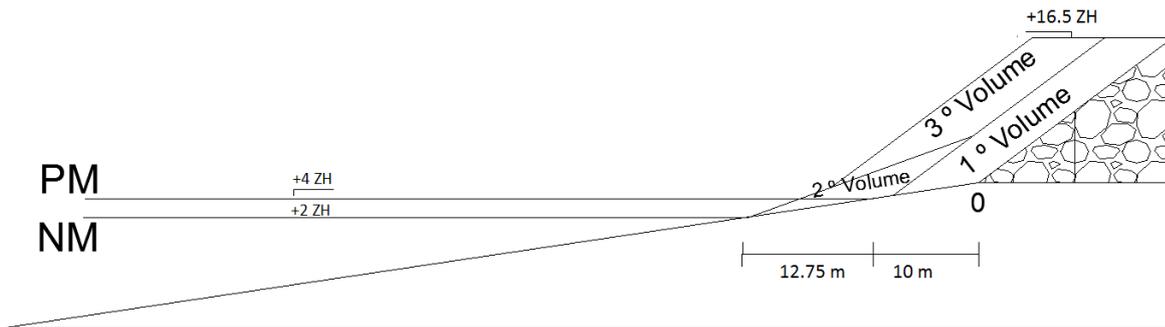


Figura 25 – Esquema dos volumes de areia utilizados e da extensões da praia emersa.

A partir da fórmula disponibilizada pelo US Army Corps of Engineers (2006), estimaram-se os volumes de areia para o 1º e o 3º caso.  $V$  corresponde ao volume final,  $W$  à largura da crista,  $B$  à altura emersa da estrutura e  $D_C$  à profundidade de fecho.

$$V = W(B + D_C) \tag{10}$$

Os parâmetros considerados e o volume final estão representados no Tabela 6:

Tabela 6 – Parâmetros para o cálculo dos Volumes de Areia

Parâmetros dos Volumes de Areia		
	Protótipo	Modelo
	(m)	(m)
W	3.5	0.14
B	14	0.56
$D_C$	13.75	0.55

O valor final correspondente ao primeiro e ao terceiro volume foi de  $0.264 \text{ m}^3$ . De notar que este valor foi multiplicado por um fator de empolamento de 15 %, um valor utilizado em situações reais. Para o

segundo volume aproximaram-se figuras geométricas para o cálculo do volume do mesmo e multiplicou-se pelo mesmo fator de empolamento, resultando no valor final de 0.11 m<sup>3</sup>.

Tabela 7 – Volumes de Areia

Volumes de Areia	
Modelo	
(m <sup>3</sup> )	
1º	0.264
1º + 2º	0.374
1º + 2º + 3º	0.638

Estes valores teóricos são apenas uma aproximação ao volume real utilizado. No laboratório a areia era diretamente retirada de um dos *big-bags* de 1 tonelada aí disponíveis e colocada na estrutura com o auxílio de marcações na janela.

### 3.3. INSTALAÇÃO EXPERIMENTAL

Os ensaios para as diferentes condições de agitação foram realizados num canal de ondas bidimensional. O canal com cerca de 15 m de comprimento, 1.55 m de largura e com altura de 1 m, encontra-se equipado com batedor do tipo pistão, sondas de pressão e hidrodinâmicas, permitindo assim medir o nível da superfície livre no canal. Nestes ensaios não foram trabalhados os dados fornecidos pelas sondas de pressão. O canal foi construído dentro do tanque de ondas que é composto por um sistema de geração de ondas numa extremidade e do lado oposto por uma praia dissipadora para evitar reflexões excessivas. A parede lateral interior do canal foi construída com divisórias de perspex e os modelos foram instalados no canal, na extremidade oposta à do batedor (Figura 26).



Figura 26 – Planta do tanque de ondas com canal (Bessa, 2012).

O modelo *HR Wallingford*, sistema de geração de ondas que simula realisticamente as condições do mar, tem como características gerar ondas aleatórias de longa crista usando o software *HR WaveMaker* de geração de sinal sem absorção (funcionalidade indisponível) de reflexão e foi usado para simular um estado do mar irregular 2D com ondas de crista longas e irregulares, com ondas de cristas curtas em 3D numa direção normal às pás do batedor.

Para que os valores de altura de onda e períodos introduzidos e os reais não fossem demasiado díspares, o fator *Gain*, disponível no software *HR Wavemaker* foi sempre de 1.5. Este valor foi obtido por tentativas comparando os valores pretendidos com os valores registados.

Aproveitando-se as sondas hidrodinâmicas instaladas no ensaio anterior, estas mantiveram a mesma posição no canal. A calibração das sondas demorou cerca de 30 minutos no início de cada dia de trabalho. O esquema do canal incluindo a posição das sondas e a inclinação da praia e de talude de estruturas aderentes está ilustrado na Figura 27. A unidade de comprimento dos valores indicados é o metro.

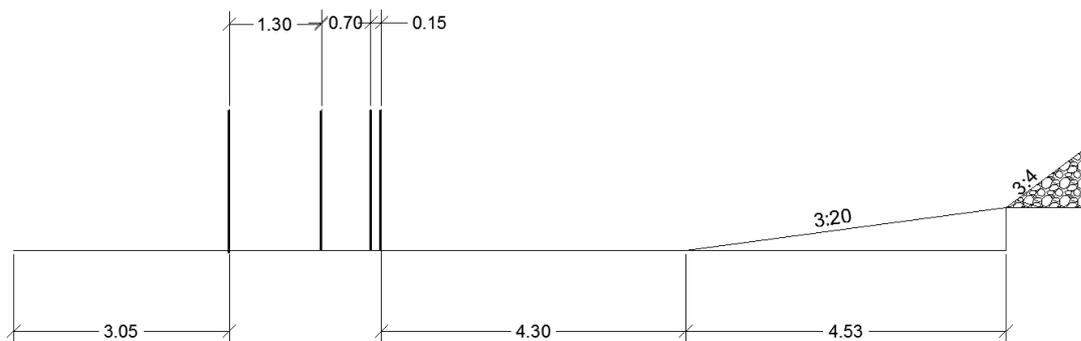


Figura 27 – Distâncias e inclinações de posicionamento de sondas, de praia e de estrutura

As sondas hidrodinâmicas verificam se a agitação produzida pelos batedores corresponde à agitação pretendida, determinando a altura de onda real produzida no tanque a partir da introduzida inicialmente no sistema. Infelizmente, devido ao facto de o nível da água no tanque ter sido alterado várias vezes durante o dia e ao desconhecimento de que isso afetaria ligeiramente os valores determinados pelas sondas, os valores obtidos podem estar afetados de algum erro. Foram utilizadas as distâncias definidas para os ensaios anteriores no âmbito dos geossintéticos entre as sondas.

A medição dos perfis não foi feita a partir do perfilador automático devido a avaria do mesmo, optando-se por isso pela alternativa de medir os perfis manualmente junto à janela do lado do canal, operação um pouco morosa (Figura 28).



Figura 28 – A medição do perfil era realizada pelas distâncias a partir do limite superior da régua.

A aquisição de imagens era feita a partir de uma máquina fotográfica digital especificamente o modelo Sony Cyber-Shot DSC P73.

O reperfilamento exigia o trabalho manual de refazer a praia utilizando as ferramentas disponíveis no laboratório.

### **3.4. DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS E RESULTADOS**

Nos anexos encontram-se fichas correspondentes a cada um dos ensaios, que contêm uma descrição detalhada auxiliada pelos gráficos dos perfis obtidos e por fotografias. Neste sub-capítulo, far-se-á uma descrição resumida de cada série de ensaios, A e B, recorrendo aos gráficos dos perfis e a fotografias quando se tratam de casos pertinentes.

#### **3.4.1. SÉRIE A**

A Tabela 8 resume as condições dos ensaios na Série A.

Tabela 8 – Quadro resumo da Série A

Condições de Ensaio					
Série A		Estrutura Aderente em Geossintéticos			
		H (m)	T(s)	d (m)	Enchimento com Areias
Secção Transversal com 5 tubos geossintéticos	A.1	2	8	11.75	Sem enchimento
	A.2	4	8	11.75	
	A.3	3.25	12	11.75	
	A.4	2	8	13.75	
	A.5	2/3.25	12	13.75	
	A.6	2/3.25	8	11.75	1º Volume de Enchimento
	A.7	3.25	12	11.75	
	A.8	2	8	13.75	
	A.9	3.25	12	13.75	
	A.10	3.25	8	13.75	
	A.11	2	12	11.75	1º + 2º Volume de Enchimento
	A.12	3.25	12	11.75	
	A.13	3.25	12	13.75	1º + 2º + 3º Volume de Enchimento
	A.14	3.25	8	13.75	
Secção Transversal com 6 tubos	A.15	2	8 + 12	13.75	1º + 2º + 3º Volume de Enchimento

Os ensaios desde A.1 até A.15 foram realizados no modelo de geossintéticos já apresentado na Figura 19.

Os ensaios de A.1 até A.5 utilizaram o modelo de geossintéticos sem volumes de areia.

No ensaio A.1 foram consideradas as condições de  $H = 2$  m,  $T = 8$  s e  $d_{NM} = 11.75$  m o que resultou num perfil final sem grandes alterações.

No ensaio A.2 por engano foi utilizada uma altura de onda de  $H = 4$  m,  $T = 8$  s e  $d_{NM} = 11.75$  m, sem alterações substanciais.

No ensaio A.3 foi utilizada também uma altura de onda de  $H = 4$  m, incompatível com a profundidade utilizada que era no caso de 11.75 m, resultando daí a alteração da altura de onda máxima considerada para  $H = 3.25$  m. O período foi de  $T = 12$  s e  $d_{NM} = 11.75$  m. Erosão e acreção na zona da barra rebentação de relevo.

Em relação ao ensaio A.4 as condições consideradas foram  $H = 2$  m,  $T = 8$  s e  $d_{PM} = 13.75$  m. A estrutura continua a não sofrer efeitos consideráveis devido à agitação do mar.

O último ensaio realizado no modelo de geossintéticos sem volume de areia colocado à frente do talude dunar foi o ensaio A.5.

As condições do estado do mar foram as seguintes:  $H = 2$  m (1º ciclo),  $H = 3.25$  m (2º ciclo),  $T = 12$  s e  $d_{PM} = 13.75$  m.

No final deste ensaio deu-se uma rotura por instabilidade da estrutura representada na Figura 29.



Figura 29 – Instabilidade do 1º tubo geossintético. Ensaio A.5.

Como se utilizou um estado do mar com condições mais gravosas a estrutura instabilizou e o primeiro tubo geossintético de 10 cm saiu da sua posição inicial. Esta rotura deveu-se provavelmente a um efeito de parede resultante de uma má colocação do tubo geossintético em relação à divisória.

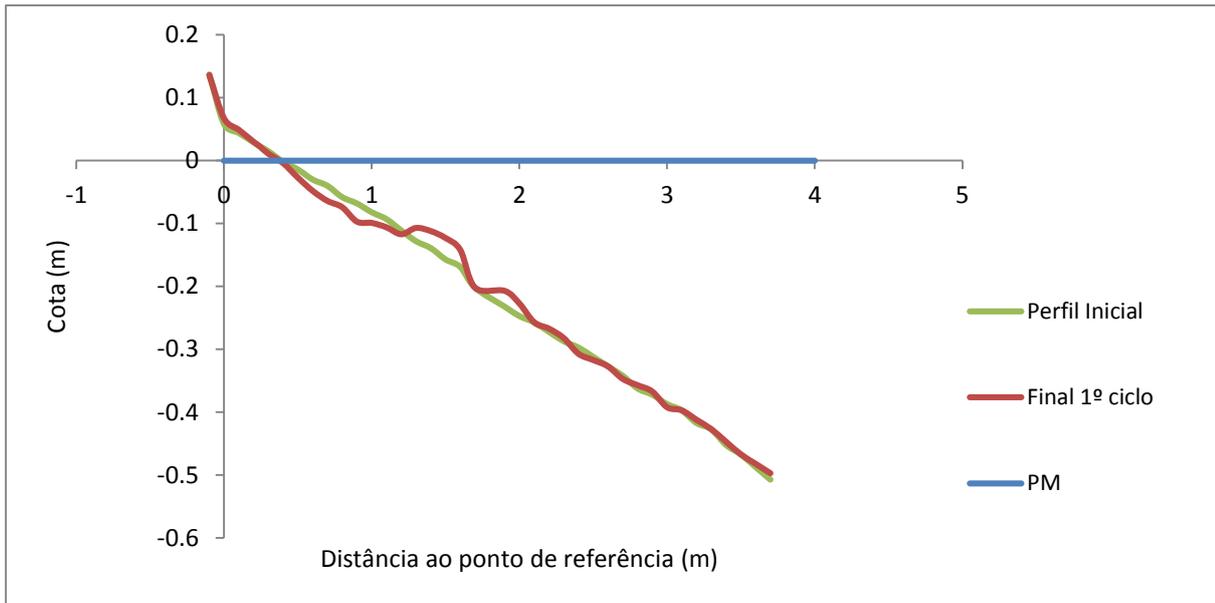


Figura 30 – Perfis no ensaio A.5

Apesar da instabilidade, o perfil da praia não apresenta grandes alterações, corroborando a hipótese de a causa da instabilidade se dever a um efeito de parede.

As soluções passíveis de serem adotadas seriam a colocação de um “apron” ou alimentação artificial de areias, como nos ensaios seguintes.

O ensaio A.6 foi o primeiro com alimentação artificial de areias.

A Figura 31 mostra a estrutura já adicionada de uma camada de areia.



Figura 31 – Estrutura no início do ensaio A.6

As condições do ensaio foram as seguintes:  $H = 2$  m,  $T = 8$  s e  $d_{NM} = 11.75$  m para um ciclo incompleto. Como estas condições iniciais não surtiram alterações então optou-se por outro regime de ondas.

No ciclo seguinte alteraram-se os mesmo parâmetros para  $H = 3.25$  m,  $T = 8$  s e  $d_{NM} = 11.75$  m.

Novamente, este ensaio não sofreu mudanças dignas de registo.

O ensaio A.7 (Figura 32) teve as seguintes condições iniciais:  $H = 3.25$  m,  $T = 12$  s e  $d_{NM} = 11.75$  m.

Este ensaio foi sujeito a dois ciclos de 1230 s.

Como se pode denotar a partir do gráfico dos perfis inicial e finais, a grande alteração é que o primeiro e o segundo tubo geossintético têm partes descobertas de areia.

Outro fator a registar é a alteração do 1º para o 2º de que a acreção que se tinha formado na base do talude no final do 1º ciclo passou a erosão no final do 2º, havendo agora erosão.



Figura 32 – Erosão na parte frontal da estrutura. Ensaio A.7.

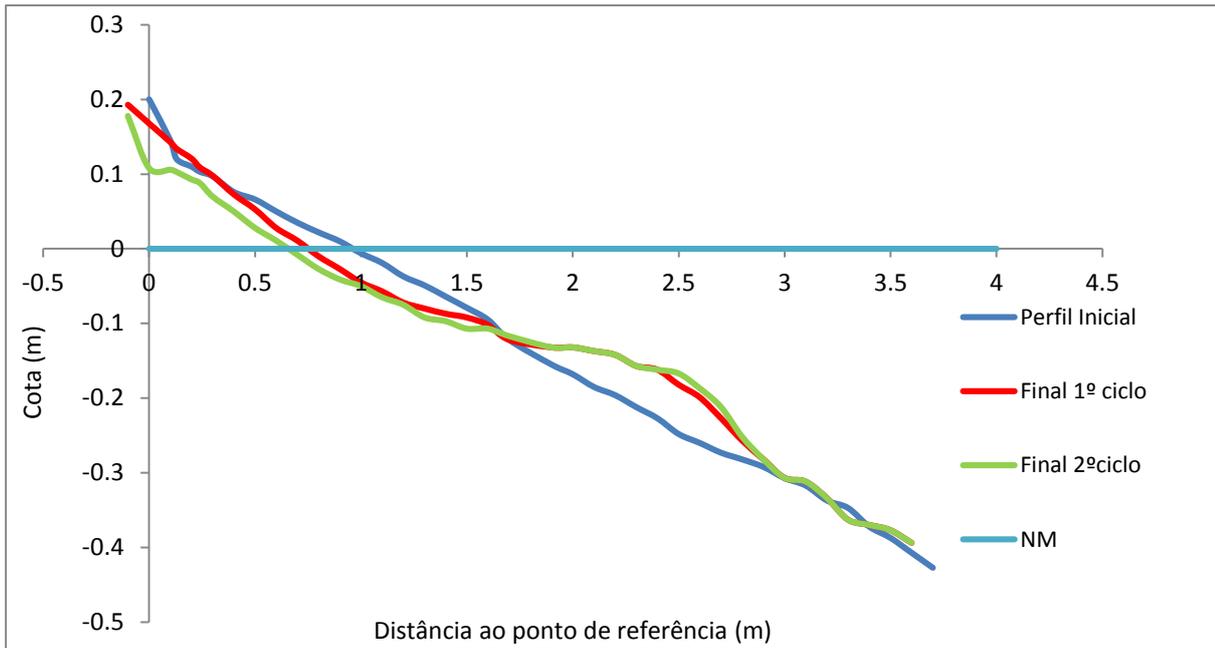


Figura 33 – Perfis no ensaio A.7

A Figura 33 confirma a mudança de acreção para erosão na base do talude demonstrando a influência dos ciclos na alteração do perfil da praia.

A erosão até à profundidade de aproximadamente 3 m e o volume da barra de rebentação já têm algum relevo.

O ensaio A.8 foi executado com os seguintes parâmetros iniciais:  $H = 2$  m,  $T = 8$  s e  $d_{PM} = 13.75$  m.

Novamente sujeita a um estado do mar moderado, a estrutura não sofre instabilidade. No entanto, o primeiro tubo geossintético e o tubo de 32 cm ficam à vista.

Em relação ao ensaio A.9 consideraram-se as seguintes condições iniciais:  $H = 3.25$  m,  $T = 12$  s e  $d_{PM} = 13.75$  m. Mais uma vez, o tubo de maior diâmetro na camada intermédia sofre erosão da areia à sua frente. No final do 2º ciclo também o primeiro tubo geossintético sofreu erosão da areia à sua frente.

O espriamento já atinge a estrutura em valores a ter atenção nomeadamente entre 40 a 50 cm.

O ensaio A.10 (Figura 34) decorreu sob as condições de  $H = 3.25$  m,  $T = 8$  s e  $d_{PM} = 13.75$  m. A estrutura foi sujeito a dois ciclos de 820 s.

Não houve alterações de maior na estrutura enquanto que o perfil da praia sofreu erosão significativa até à profundidade de 2.5 m e a barra de rebentação reteve bastante volume de areia.

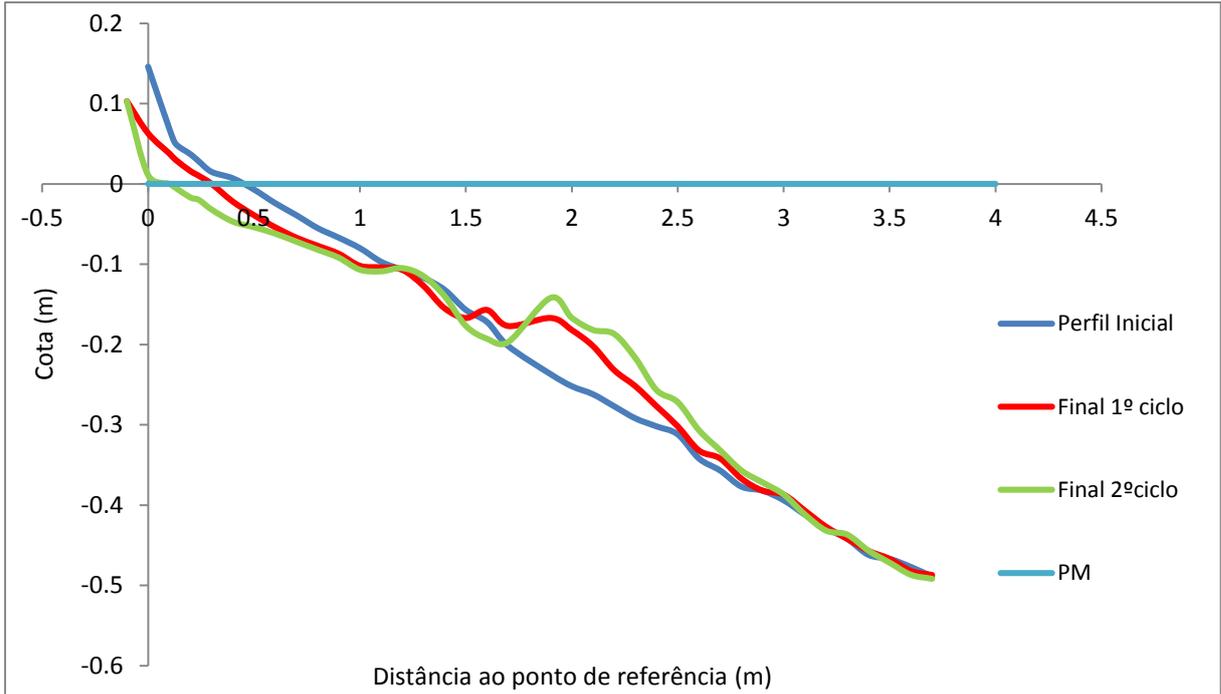


Figura 34 – Perfis no ensaio A.10

O ensaio A.11 foi o primeiro ensaio adicionado de dois volumes de areia. A Figura 35 e a Figura 36 apresentam a estrutura adicionada das duas camadas de areia.

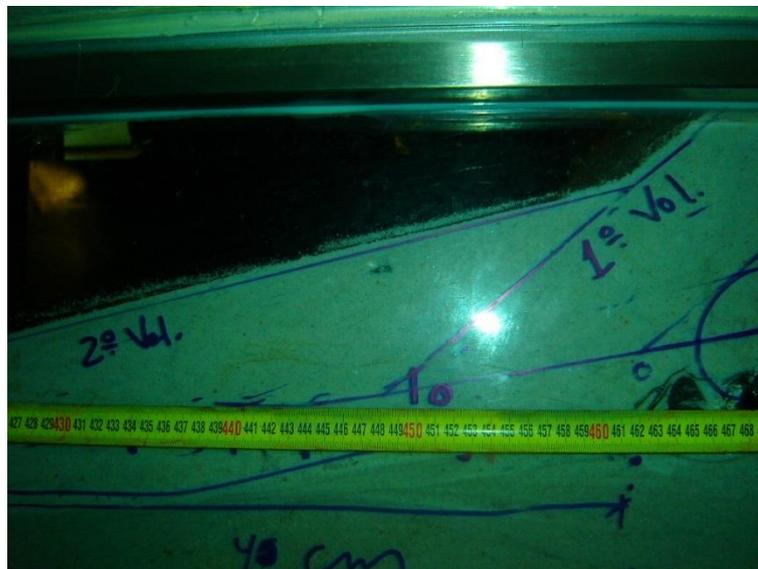


Figura 35 – Disposição do 1º e do 2º volume. Ensaio A.11.

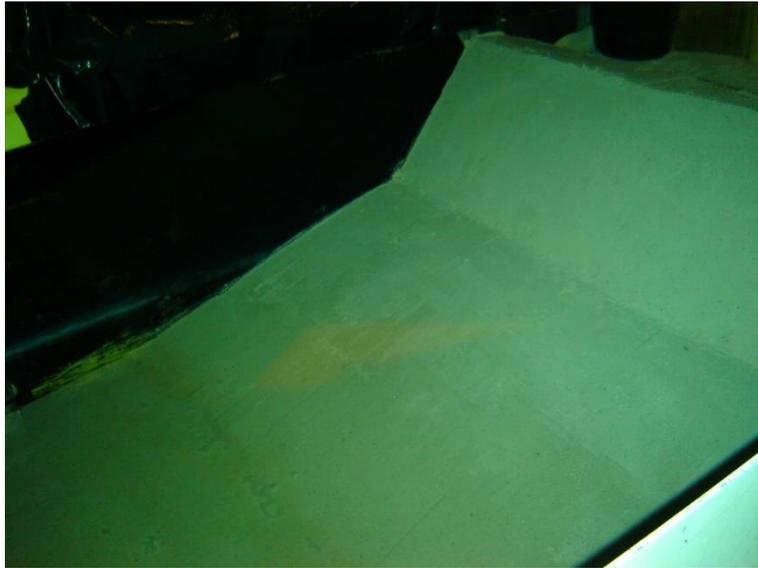


Figura 36 – Estrutura em 1º plano. De notar as inclinações dos diferentes taludes. Ensaio A.11.

Na Figura 36 é visível a diferença de inclinação entre os taludes das três camadas de areia diferentes: o 1º volume de areia, o 2º e a praia inicial.

O ensaio A.11 foi sujeito às seguintes condições:  $H=2$  m,  $T = 12$  s e  $d_{NM} = 11.75$  m.

Como se tratou de um estado de agitação moderado apenas se realizou um ciclo de 1230 s e registou-se uma ligeira acreção entre os 2 volumes de areia. A barra de rebentação revelou-se muito diminuta.

Para o ensaio A.12 considerou-se  $H = 3.25$  m,  $T = 12$  s e  $d_{NM} = 11.75$  m.

De registar que ao fim do 2º ciclo o 2º volume erodiu na totalidade. Esta é provavelmente uma das razões a formação de uma maior barra de rebentação, neste caso com 6 cm de altura máxima. A Figura 37 e a Figura 38 corroboram esta afirmação.

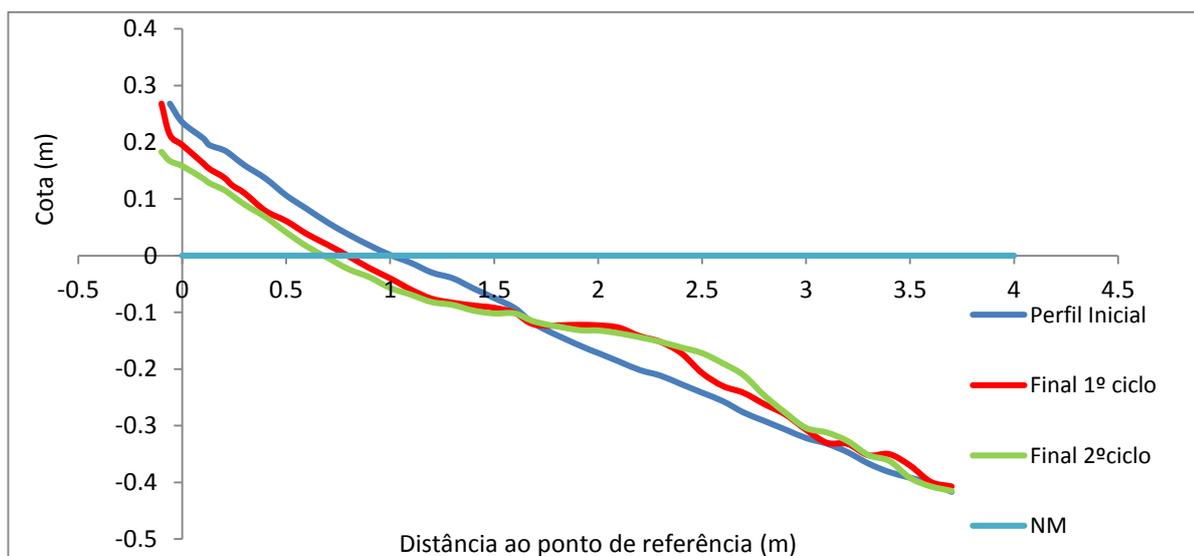


Figura 37 – Perfis no ensaio A.12

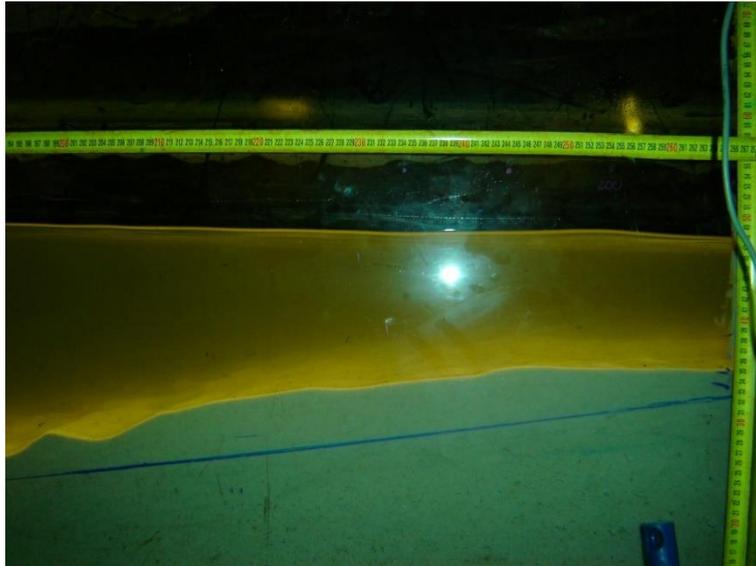


Figura 38 – Barra de rebentação. Ensaio A.12

A partir deste ensaio já se começaram a tirar determinadas conclusões, especificamente que a estrutura reage bem a estados de agitação leves ou moderados enquanto para estados de agitação mais gravosos a areia é erodida tanto no 1º volume como no 2º volume.

O ensaio A.13 foi o primeiro a ser adicionado dos 3 volumes projetados. Os parâmetros escolhidos foram  $H = 3.25$  m,  $T = 12$  s e  $d_{PM} = 13.75$  m.

De nota apenas uma pequena acreção na zona do 2º volume e o facto de o tubo geossintético de maior dimensão ficar com grande parte da sua zona frontal a descoberto.

Para o ensaio A.14 as condições foram de  $H = 2$  m,  $T = 8$  s e  $d_{PM} = 13.75$  m.

Condições pouco gravosas mas ainda assim a registar que o 2º e o 3º volume sofrem bastante erosão no final do 2º ciclo como é possível observar na Figura 39.

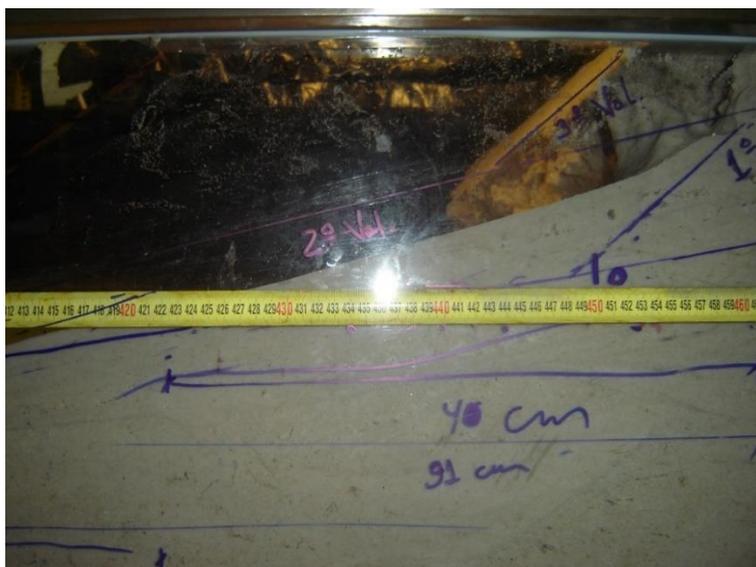


Figura 39 – Erosão do 2º e do 3º volume. Ensaio A.14.

No ensaio A.15 foi adicionado mais um tubo geossintético na zona da base do talude.

Para este ensaio foram realizados especialmente 3 ciclos.

Para o 1º ciclo as condições foram  $H = 2$  m,  $T = 8$  s e  $d_{PM} = 13.75$  m.

Para o 2º ciclo utilizaram-se as mesmas condições do 1º ciclo.

Finalmente, para o 3º ciclo, foram utilizadas as seguintes condições:  $H = 2$  m,  $T = 12$  s e  $d_{PM} = 13.75$  m. Não se refez o perfil no início do 3º ciclo.

Os dois primeiros ciclos tiveram apenas o primeiro tubo geossintético a ficar à vista, enquanto no final do 3º ciclo o tubo de maior dimensão da camada intermédia também sofreu erosão da areia à sua frente.

A Figura 40 e a Figura 41 comparam a estrutura no final do 2º ciclo e no final do 3º ciclo.



Figura 40 – Estrutura no final do 2º ciclo. Ensaio A.15.



Figura 41 – Estrutura no final do 3º ciclo. Ensaio A.15.

### 3.4.2. SÉRIE B

A Tabela 9 resume as condições dos ensaios na Série B.

Tabela 9 – Quadro resumo de Série B

Série B	Estrutura Aderente em Enrocamento			
	H (m)	T(s)	d (m)	Enchimento com Areias
B.1	3.25	12	11.75	Sem enchimento
B.2	3.25	12	11.75	1º Volume de Enchimento
B.3	2	8	13.75	
B.4	3.25	12	13.75	
B.5	3.25	8	13.75	
B.6	2	8	11.75	1º + 2º Volume de Enchimento
B.7	3.25	12	11.75	
B.8	2	8	13.75	1º + 2º + 3º Volume de Enchimento
B.9	3.25	12	13.75	

Os ensaios de B.1 até B.9 foram realizados com o modelo B que consistia na construção de um modelo de enrocamento. Esta série de ensaios tem um menor número de testes comparativamente com a série A pois foram dispensados os ensaios que na primeira série não afetaram de forma relevante a estrutura.

O ensaio B.1 utilizou a estrutura em enrocamento sem a proteção das camadas de areia. As características do ensaio foram:  $H = 3.25$  m,  $T = 12$  s e  $d_{NM} = 11.75$  m. Inicialmente utilizou-se uma altura de onda de 2 m, porém, os resultados não se revelaram significativos e optou-se pelo aumento desse valor.

Como a primeira defesa em relação às ondas era a camada de enrocamento e o imbricamento das pedras nem sempre satisfaz o nível de segurança desejado, um muito reduzido número de blocos de enrocamento deslocou-se da sua posição inicial, causando instabilidade na estrutura.

Outro ponto a registar neste primeiro ensaio é o de uma ligeira acreção na base do talude no final do 1º ciclo e o desaparecimento da mesma no final do 2º ciclo.

Como as condições do estado do mar afetaram a estabilidade da estrutura então também os ensaios com  $d_{PM} = 13.75$  m afetariam a estrutura. Avançou-se portanto para os ensaios da estrutura adicionada do primeiro volume de areia.



Figura 42 – Alterações na estrutura. Ensaio B.1.

Para o ensaio B.2, adicionado do 1º volume de areia, fixaram-se os valores do estado do mar  $H = 3.25$  m,  $T = 12$  s e  $d_{NM} = 11.75$  m.

Foram realizados dois ciclos de 1230 s e apenas no fim do 2º se verificou o deslocamento de 3 a 4 blocos da estrutura.

O 1º volume de areia sofreu erosão principalmente na base do talude dunar deixando à vista alguns blocos de enrocamento. No final do 2º ciclo a área do manto de enrocamento visível aumentou.



Figura 43 – Estrutura no final do 1º ciclo. Ensaio B.2.

A acentuada arriba de erosão na Figura 43 pode ter a sua causa na areia, que como já se referiu na caracterização dos modelos, é uma areia fina e propícia a comportamentos hidromorfológicos menos comuns.

O ensaio B.3 (Figura 34) teve como condições iniciais  $H = 2$  m,  $T = 8$  s e  $d_{PM} = 13.75$  m.

Para além de uma ligeira erosão no 1º volume, não ocorreram alterações significativas.



Figura 44 – Estrutura no final do 2º ciclo. Ensaio B.3.

O ensaio B.4 decorreu com os valores fixos de  $H = 3.25$  m,  $T = 12$  s e  $d_{PM} = 13.75$  m. O espraimento atingiu cerca de 40 cm no talude podendo-se concluir que a estrutura estaria sujeita a galgamento caso

se tivesse optado por uma cota de coroamento com um valor mais comum, por exemplo, +9 ZH. Como a cota de coroamento é de +16.5 ZH no modelo, a estrutura não sofre galgamento.

A estrutura revelou muita instabilidade no 1º ciclo de 1230 s realizado eliminando a possibilidade de um 2º ciclo. Houve deslocamento de um grande número de blocos de enrocamento como é possível ver através da Figura 45 e Figura 46.



Figura 45 – Blocos de enrocamento fora da sua posição inicial. Ensaio B.4.



Figura 46 – Exemplo de deslocamentos máximos de blocos em relação à estrutura. Ensaio B.4

O 1º volume de areia erodiu em quantidade significativa especialmente a partir da zona intermédia até à base do talude (Figura 47).



Figura 47 – Perfil transversal da estrutura na zona da base do talude após 1º ciclo. Ensaio B.4

O perfil da praia não sofre mudanças de relevo.

O ensaio B.5, com  $H = 3.25$  m,  $T = 8$  s e  $d_{PM} = 13.75$  m, revelou menor instabilidade na estrutura no 1º ciclo, contudo, o 1º volume de areia sofreu novamente erosão moderada.

No 2º ciclo o manto de enrocamento voltou a ser exposto em pequena parte e 7 a 8 pedras deslocaram-se.

Para o ensaio B.6 considerou-se  $H = 2$  m,  $T = 12$  s e  $d_{NM} = 11.75$  m. O 2º volume de areia foi adicionado à estrutura.

O perfil da praia não registou uma diferença brusca em relação ao perfil inicial e a duna não sofreu erosão.

No que concerne ao ensaio B.7 impuseram-se os valores de  $H = 3.25$  m,  $T = 12$  s e  $d_{NM} = 11.75$  m.

Sujeito a condições de agitação algo gravosas o perfil experienciou erosão até à profundidade  $d = 2.5$  m e a partir daí acreção que resultou na formação de uma barra de rebentação volumosa com uma altura máxima de 1.675 m no final do 2º ciclo como demonstra a Figura 48.

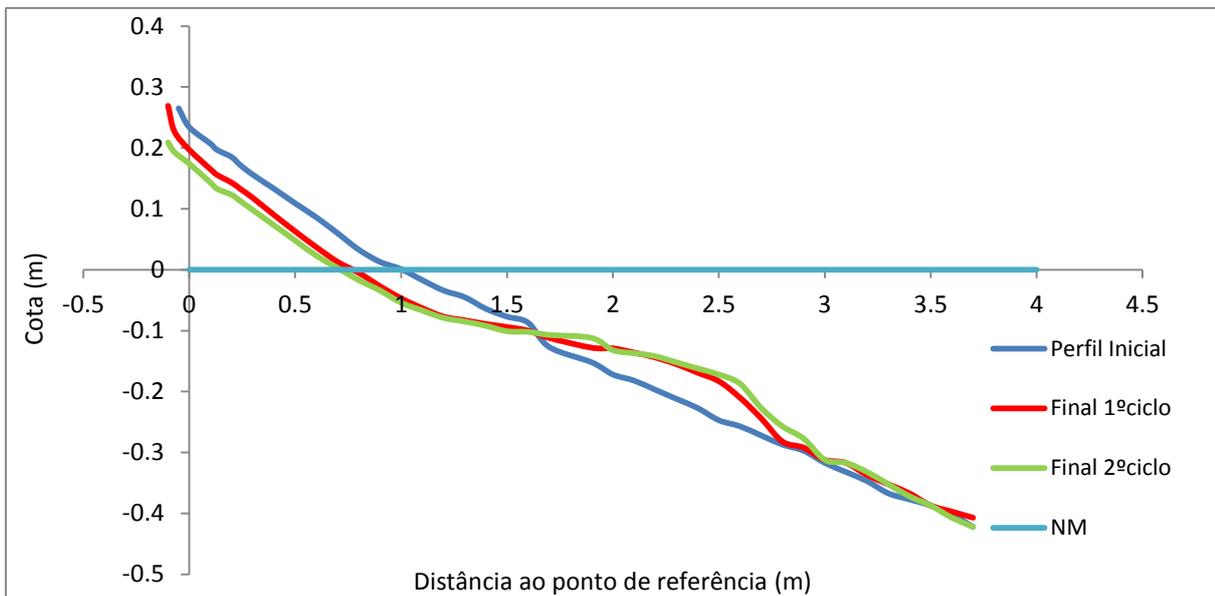


Figura 48 – Perfis no final do ensaio B.7

No final dos dois ciclos cerca de 50 % da areia do 2º volume (Figura 48) é erodida e não existe deslocamento do enrocamento.



Figura 49 – Aproximadamente 50 % do 2º volume é erodido. Ensaio B.7.

Relativamente ao ensaio B.8 destaca-se o facto do mesmo incluir os 3 volumes de areia na estrutura (Figura 50). As condições iniciais são  $H = 2$  m,  $T = 8$  s e  $d_{PM} = 13.75$  m.



Figura 50 – Disposição dos 3 volumes de areia no ensaio B.8

Verificou-se uma erosão ligeira do 3º volume e de metade do 2º volume no final do dois ciclos efetuados.

O enrocamento continuou coberto pelas camadas de areia, tal como no final do 2º ciclo de 1230 s.

Para o ensaio final, B.9, estabeleceram-se as condições de  $H = 3.25$  m,  $T = 12$  s e  $d_{PM} = 13.75$  m, logo o cenário mais gravoso possível. Realizaram-se dois ciclos de 1230 s. Para o final destes dois ciclos obtiveram-se os dados revelados de seguida.

O espraçamento atingiu cerca de 25 a 30 cm do talude e, caso se tivesse conseguido optar por uma cota de coroamento de cerca de +9 ZH como é comum destas estruturas em vez dos +15 ZH do modelo, a estrutura sofreria galgamento logo, num caso real, o tecido urbano estaria em risco.

A barra de rebentação registou uma altura máxima de 2.275 m reveladora de um volume de areia considerável.

A estrutura revelou muita instabilidade com a maior parte das pedras da primeira camada de enrocamento a deslocarem-se da posição inicial. É de destacar que algumas pedras afastaram-se consideravelmente da estrutura. O imbricamento e a compactação do enrocamento na sofreram rotura completa. Os três volumes de areia foram completamente erodidos.

A Figura 51, a Figura 52 e a Figura 53 corroboram os dois últimos pontos mencionados.

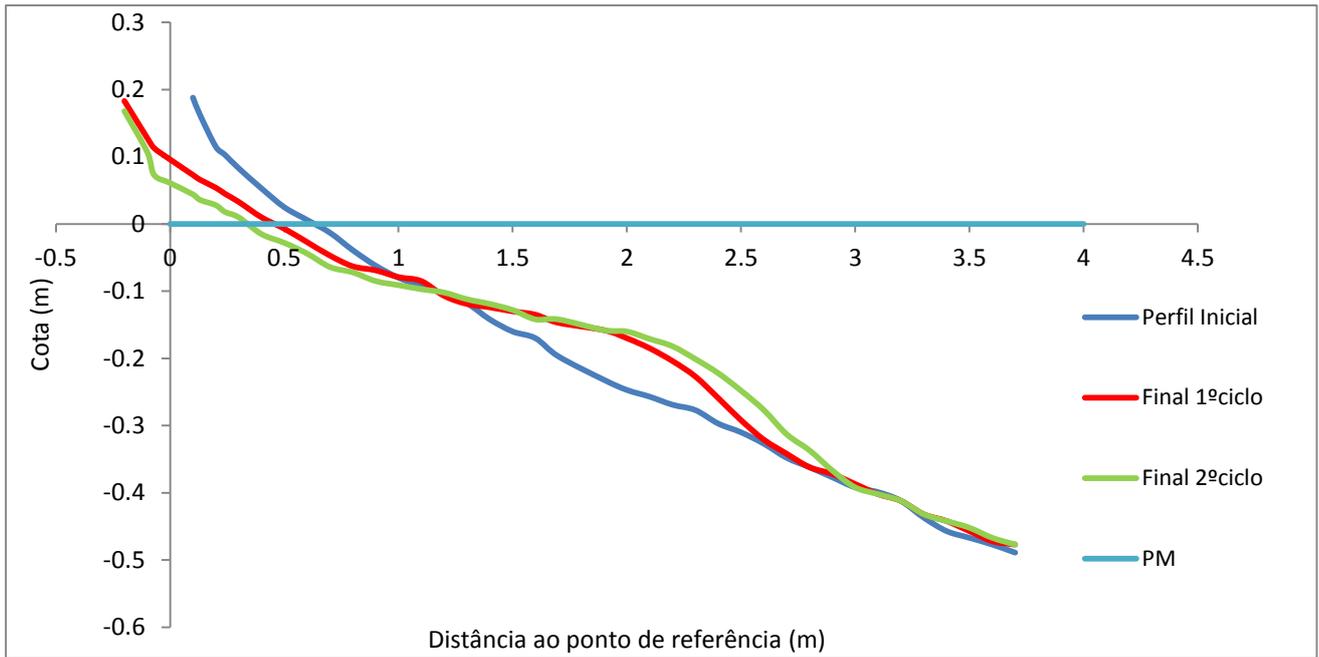


Figura 51 – Perfis no ensaio B.9



Figura 52 – Estrutura em 2º plano. Ensaio B.9



Figura 53 – Estrutura em 1º plano. Rotura da estrutura aderente. Ensaio B.9.

# 4

## CONCLUSÕES

Este último capítulo sintetiza os resultados e as conclusões tiradas a partir do trabalho laboratorial descrito no capítulo 3. Os ensaios realizados sobre o comportamento de estruturas de defesa aderentes com e sem recobrimento de areias foram agrupados em duas séries, A e B.

Na série A, a primeira série de ensaios, que fazia uso do modelo com estrutura aderente em geossintéticos, permitiu perceber a possibilidade da utilização de tubos geossintéticos como alternativa viável para estruturas de defesa costeira aderentes. A estrutura revelou-se estável tanto para os ensaios sem alimentação de areia como para qualquer combinação entre volumes de areias e para os períodos de onda de 8 e 12 s. No último ensaio sem volumes de areia adicionados, Ensaio A.5, o primeiro tubo geossintético deslocou-se substancialmente da posição inicial, situação que se deveu muito provavelmente a um efeito de parede e não às condições impostas pelo ensaio. Com a adição dos volumes de sedimentos a estrutura reagiu positivamente sem ocorrência de erosões desses volumes para estados de agitação pouco energéticos. Para estados de agitação mais gravoso, reagiu parcialmente bem não tendo os tubos entrado em processo de instabilidade, apesar de sofrerem ligeiros deslocamentos, mas a areia colocada na sua zona frontal sofreu erosão desde um volume menor até um volume considerável. A instabilidade da estrutura é dependente da duração do ensaio.

Em relação à série B, que fazia uso do modelo com a estrutura convencional em blocos de enrocamento, solução comum para a região costeira portuguesa, confirmaram-se alguns comportamentos favoráveis mas também fragilidades. No primeiro grupo de ensaios, sem colocação de volumes de areia de enchimento, a estrutura não sofreu alterações. No entanto para estados de agitação mais energéticos a mesma evidenciou deslocamento de blocos de enrocamento desde um número reduzido até um número relevante de pedras deslocadas. A estrutura continuou a exibir um comportamento positivo para os ensaios com adição dos volumes de areia e com estados de mar pouco energéticos, enquanto para estados de agitação mais elevada já se verificou a saída de blocos. A razão para o deslocamento dos blocos de enrocamento pode estar associada a um imbricamento deficitário das pedras no modelo. Apesar do seu peso em modelo corresponder a um valor plausível em protótipo, o trabalho manual da sua colocação não conduziu a uma maximização do imbricamento.

Um fator preponderante e que afetou principalmente os ensaios com moderada a elevada agitação foi o aparecimento de arribas de erosão ao longo de todo o perfil na base do talude dunar. Isto deve-se ao facto de a areia colocada ter sido bem “compactada” o que não corresponderia a uma situação real e ter uma granulometria mais fina do que as areias associadas à costa portuguesa. Esta condicionante pode ter afeta a deposição dos volumes em frente à estrutura para profundidades pequenas.

Todo o programa de ensaios foi fortemente condicionado pela “janela” de tempo de disponibilização do tanque de ondas (duas semanas).

Uma medida que completaria este trabalho seria a consideração de um período de onda intermédio. Os ensaios foram testados para um período de onda pequeno e exemplificados de um estado de mar calmo e um período de onda que exemplificaria uma situação mais energética do estado do mar. Uma situação intermédia seria portanto uma variante a testar. Criou-se então uma situação em que o resultado final dos ensaios alternava entre uma situação de muito pouca alteração em relação à situação inicial e uma situação em que o perfil sofria mudanças muito significativas e, frequentemente, a estabilidade da estrutura já era afetada consideravelmente. A consideração de outros níveis de água e inclinações do talude, assim como outras combinações de volumes de areia de enchimento seriam também aspetos a considerar num novo programa de ensaios laboratoriais. A utilização de um medidor de perfis (o existente encontrava-se avariado) teria possibilitado um automatismo e maior rigor.

A escolha entre as duas soluções de defesa aderente, cilindros de geossintéticos *versus* enrocamento, prender-se-á com diversos aspetos como o paisagístico, estrutural e económico. Para as condições de ensaio verificou-se que a estabilidade estrutural entre as duas situações foi bastante similar. Enquanto que uma estrutura aderente com revestimento em blocos de enrocamento é uma solução comum em Portugal, a alternativa pelos geossintéticos pode ser uma solução mais económica mas potencialmente menos robusta para climas de agitação extremos.

A alimentação de areias de uma praia na presença de uma estrutura longitudinal aderente ou/e o recobrimento/enchimento com areias dessa estrutura, além de introduzir uma vantagem ambiental pode contribuir para a eficácia dessa mesma estrutura aderente (em termos de estabilidade e de redução de infra-escavações).

No entanto a “durabilidade” dessa alimentação ou desse enchimento/recobrimento ficará muito dependente da intensidade da agitação incidente.

## **BIBLIOGRAFIA**

- BESSA, Marlene Monteiro (2012) – Dimensionamento e avaliação experimental do comportamento de estruturas de defesa costeira longitudinais aderentes. Tese de Mestrado. Porto. FEUP.
- DEAN, R. G. (1991), “Equilibrium Beach Profiles: Characteristics and Applications”. In *Journal of Coastal Research*.
- HERBICH, J. B. (2000) – Beach nourishment design. In *Handbook of Coastal Engineering*.
- PILARCZYK, K.W. (2000) - Design of dikes and revetments. Dutch practice in Herbich, J.B. (ed.) *Handbook of Coastal Engineering*.
- NEVES, Luciana Paiva das (2003) – Geossintéticos e geossistemas em engenharia costeira. Tese de Mestrado. Porto. FEUP.
- NEVES, Luciana Paiva das (2013) – Experimental stability analysis of geotextile encapsulated-sand systems under wave-loading. Dissertação para Doutoramento. Porto. FEUP.
- RAMOS, Tiago Filipe Ferreira (2011) – Estudo de reabilitação de estruturas de defesa costeira: casos de estudo do Mindelo, Norte do Furadouro e Torreira. Tese de Mestrado. Porto. FEUP.
- SILVA, Raquel Castro Alves Ferreira da (2010) – Avaliação experimental e numérica de parâmetros associados a modelos de evolução da linha de costa. Dissertação para Doutoramento. Porto. FEUP.
- VELOSO GOMES, Fernando (1996) – Reflexões sobre a Vulnerabilidade e Risco de Exposição das Orlas Costeiras às Acções Energéticas do Mar (1995). Lição de síntese. Sumário Pormenorizado. Provas para o Título de Agregado da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
- VELOSO GOMES, Fernando (2014) – Apontamentos de Trabalhos Marítimos 1 e 2. Porto. FEUP.
- U.S. Army Corps of Engineers (2006). Beach fill design. *Coastal Engineering Manual*.
- U.S. Army Corps of Engineers (2006). Shore protection projects. *Coastal Engineering Manual*.

[1] <http://www.aprh.pt/rgci/imagens/paredaoEspinho.jpg>. Acedido em Março de 2015.

[2] <http://www.increa.eu/en/gestor/recursos/imagenes/diques/diques-02.jpg>. Acedido em Maio de 2015



**ANEXOS**

Série A .....70  
Série B .....102



Anexo A.1 – Ensaio A.1

Ensaio	Série	A	Nº	1	Volumes de areia utilizados		0	d (m)	11.75
Altura de onda pretendida (cm)	2	Período de onda pretendido (s)	8	Ciclos	1º	Sim	Duração dos ciclos (s)	1º	820
					2º			2º	
					3º			3º	
Observações									
<p>1º Ciclo:</p> <p>Espraiamento:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Não atinge estrutura</li> </ul> <p>Barra de rebentação:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Entre as profundidades de 39 cm e 47 cm</li> <li>• Altura máxima: 2 cm</li> </ul> <p>Rugas:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• A partir da profundidade de 47 cm</li> <li>• Amplitude de 1 cm</li> </ul> <p>Alterações impercetíveis no final do ensaio na estrutura e no perfil da praia.</p>									

Gráfico A.1.1

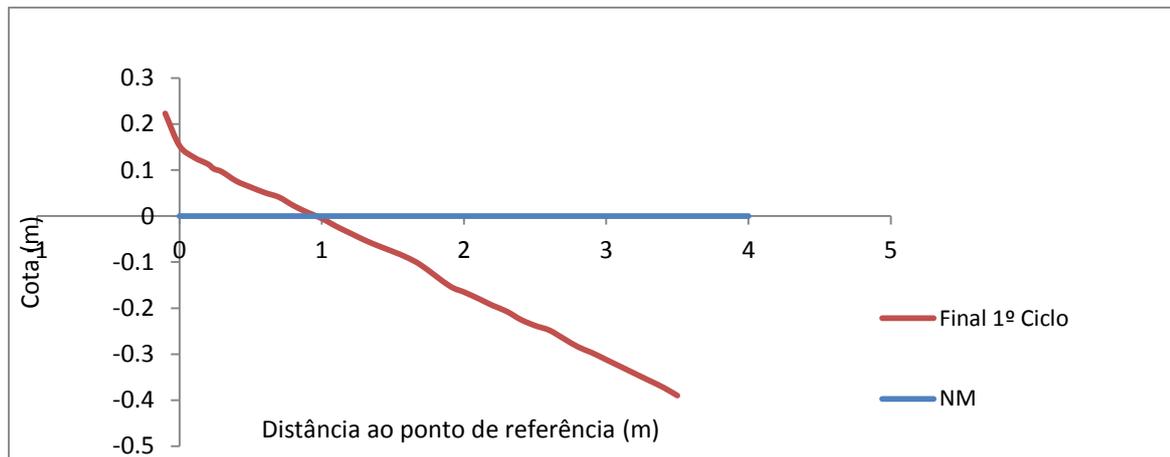




Figura A.1.1 – Disposição dos tubos geossintéticos de menores dimensões na camada inferior da estrutura



Figura A.1.2 – Estrutura em 1º plano

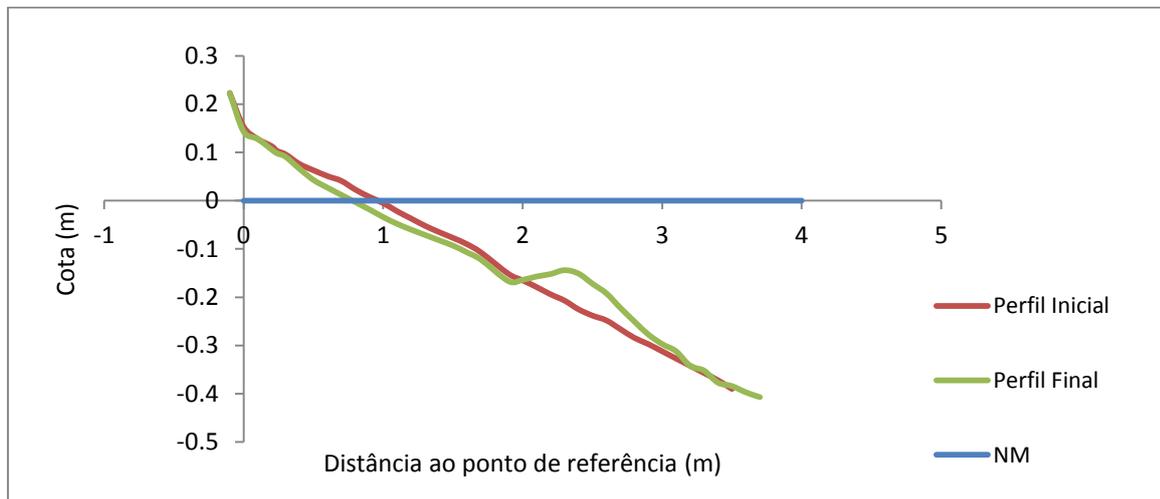


Figura A.1.3 – Estrutura em 2º plano

Anexo A.2 – Ensaio A.2

Ensaio	Série	A	Nº	2	Volumes de areia utilizados		0	d (m)	11.75
Altura de onda pretendida (mm)	4	Período de onda pretendido (s)	8	Ciclos	1º	Sim	Duração dos ciclos (s)	1º	820
					2º			2º	
					3º			3º	
<b>Observações</b>									
<p>A altura de onda de 4 m não era compatível com a profundidade pedida.                      Iniciou-se o 1º ciclo sem refazer o perfil, ou seja, com o perfil final do ensaio A.1.</p> <p>1º Ciclo:</p> <p>Espraiamento:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Atinge primeiro tubo geossintético</li> </ul> <p>Barra de rebentação:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Deslocou-se para profundidades na ordem dos 13 cm.</li> </ul> <p>Rugas:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Estendem-se desde a barra de rebentação até ao final do talude da praia emersa</li> </ul>									

Gráfico A.2.1



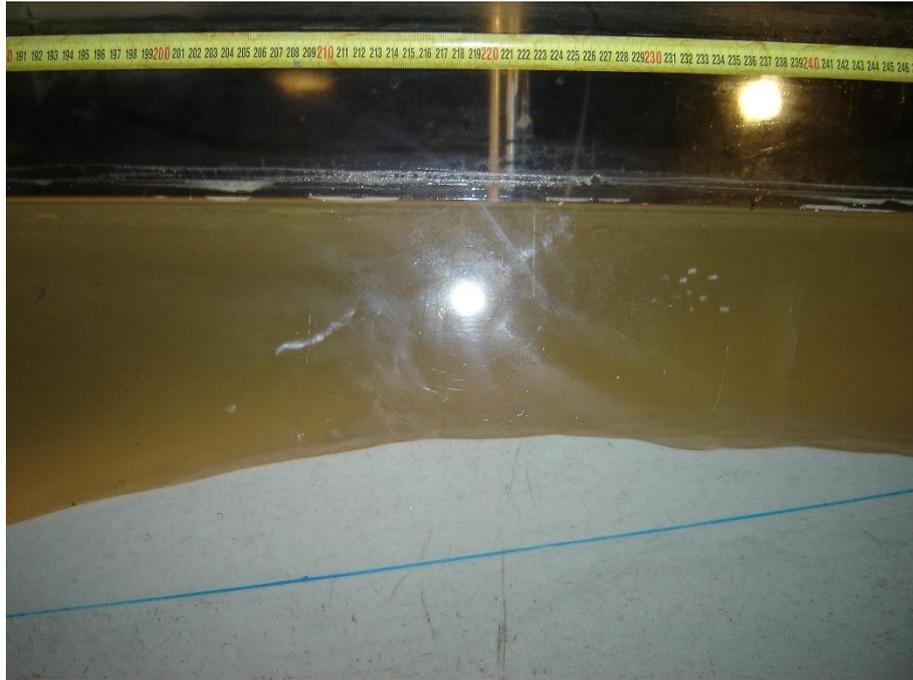
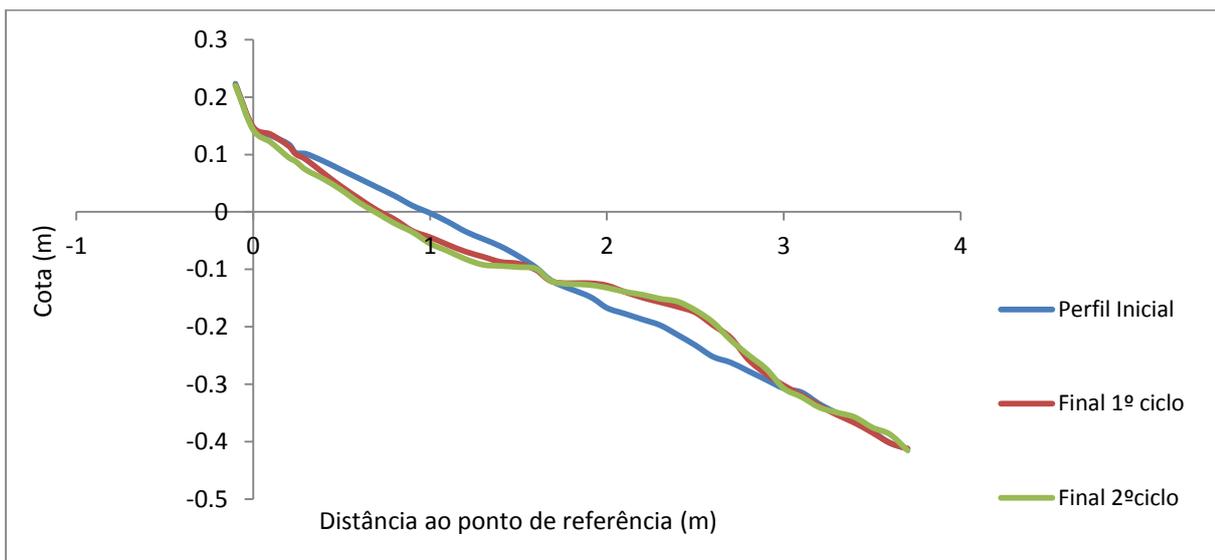


Figura A.2.1 – Barra de rebentação

Anexo A.3 – Ensaio A.3

Ensaio	Série	A	Nº	3	Volumes de areia utilizados		0	d (m)	11.75
Altura de onda pretendida (m)	3.25	Período de onda pretendido (s)	12	Ciclos	1º	Sim	Duração dos ciclos (s)	1º	1230
			2º		Sim	2º		1230	
			3º			3º			
Observações									
<p>1º Ciclo:</p> <p>Espraiamento:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Atinge primeiro tubo geossintético e um pouco do tubo de maior diâmetro na camada intermédia.</li> </ul> <p>Barra de rebentação:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Deslocou-se para profundidades na ordem dos 17 cm.</li> </ul> <p>Rugas:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Desde a profundidade de 23 cm até final da praia emersa.</li> </ul> <p>2º Ciclo:</p> <p>Barra de rebentação:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Ligeiro aumento do volume da barra a profundidades maiores e diminuição nas menores em relação ao primeiro ciclo.</li> </ul> <p>Sem mais dados.</p>									

Gráfico A.3.1



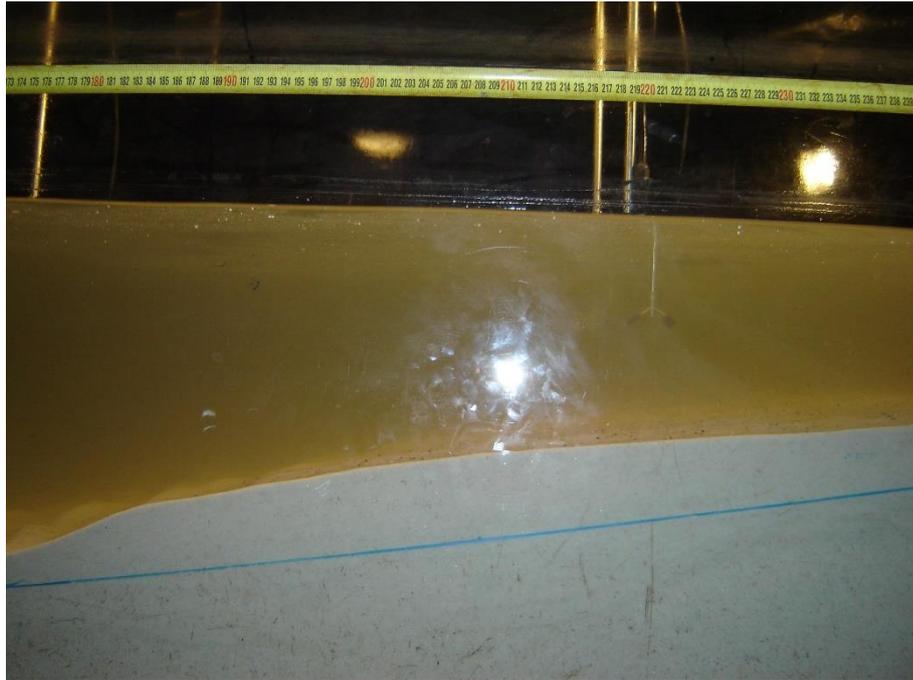


Figura A.3.1 – Barra de rebentação no final do 2º ciclo



Figura A.3.2 – Rugas no final do 2º ciclo

Anexo A.4 – Ensaio A.4

Ensaio	Série	A	Nº	4	Volumes de areia utilizados		0	d (m)	13.75
Altura de onda pretendida (m)	2	Período de onda pretendido (s)	8	Ciclos	1º	Sim	Duração dos ciclos (s)	1º	820
					2º	Sim		2º	820
					3º			3º	
Observações									
<p>1º Ciclo:</p> <p>Espraçamento:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Ondas atingem primeiro tubo geossintético.</li> </ul> <p>Barra de rebentação:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Entre as profundidades de 10.2 cm até 19.5 cm.</li> </ul> <p>Rugas:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Desde a profundidade de 20 cm até 55 cm.</li> </ul> <p>Ligeira acreção no início do talude.</p> <p>2º Ciclo:</p> <p>Espraçamento:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Atinge primeiro tubo.</li> </ul> <p>Barra de rebentação:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Entre as profundidades de 11 cm até 19.5 cm.</li> </ul> <p>Rugas:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Desde a profundidade de 20 até final da praia.</li> </ul> <p>Pouca alteração do perfil.</p>									

Gráfico A.4.1

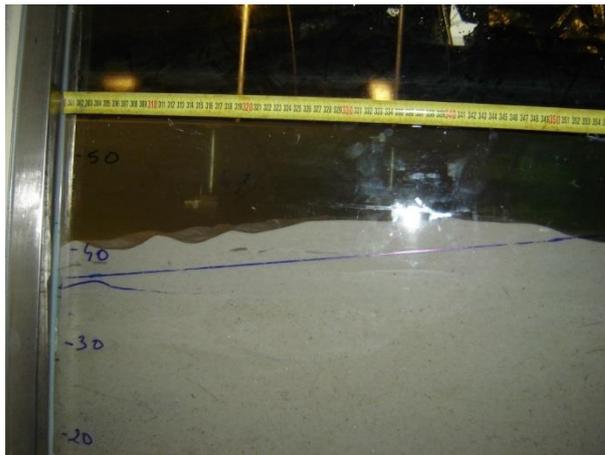
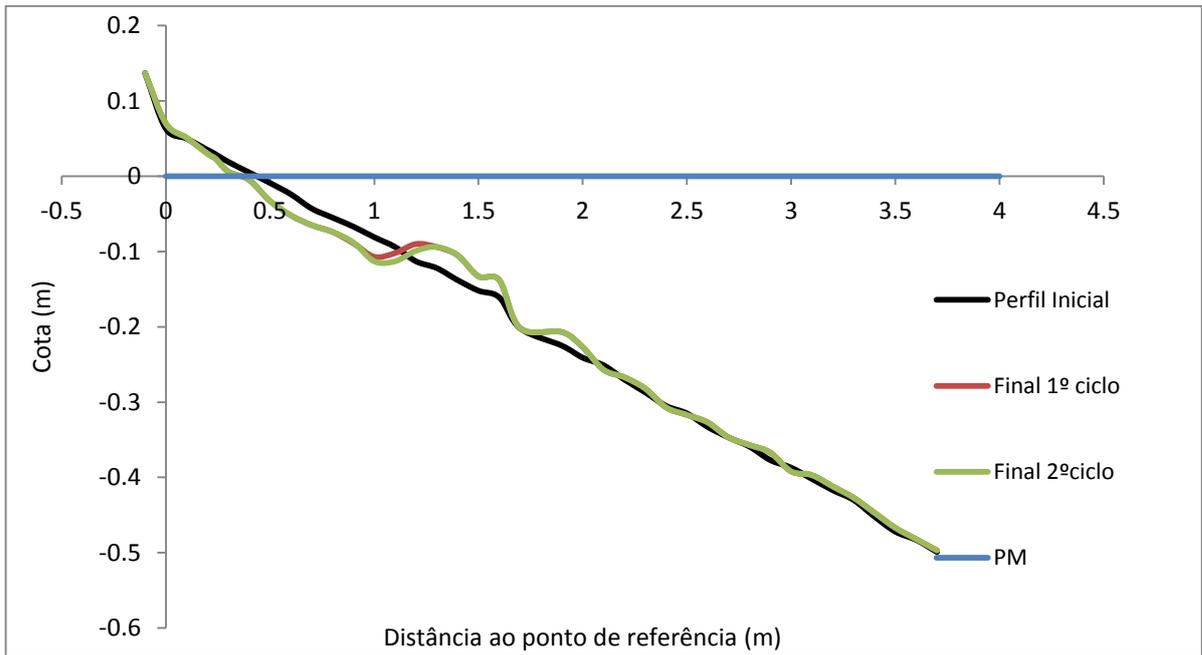


Figura A.4.1 – Barra de rebentação no final do 2º ciclo

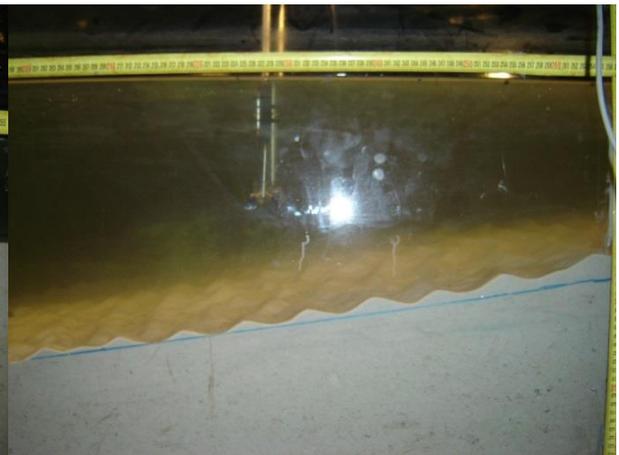


Figura A.4.2 – Rugas no final do 2º ciclo



Figura A.4.3 – Erosão à profundidade aproximada de 12 cm no final do 2º ciclo

Anexo A.5 – Ensaio A.5

Ensaio	Série	A	Nº	5	Volumes de areia utilizados		0	d (m)	13.75
Altura de onda pretendida (m)	2	Período de onda pretendido (s)	12	Ciclos	1º	Sim	Duração dos ciclos (s)	1º	1230
	3.25		12		2º	Sim		2º	1230
					3º			3º	
Observações									
<p>1º Ciclo:</p> <p>Espraiamento:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Atinge 1º tubo e por vezes o tubo de maior diâmetro.</li> </ul> <p>Barra de rebentação:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Entre as profundidades de 13.5 cm até 18.5 cm.</li> <li>• Altura máxima de 3.7 cm.</li> </ul> <p>Rugas:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Desde a profundidade de 21 cm.</li> </ul> <p>2º Ciclo:</p> <p>Não se refez o perfil antes de começar este ciclo.</p> <p>Espraiamento:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Nas ondas de maior altura atinge com alguma frequência o tubo de maior diâmetro.</li> </ul> <p>Barra de rebentação:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Entre as profundidades de 13.5 cm até 26 cm.</li> <li>• Altura máxima de 7.5 cm.</li> </ul> <p>Rugas:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Desde a profundidade de 27.5 cm até final da praia.</li> </ul> <p>Estabilidade da estrutura:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Primeiro tubo geossintético afasta-se cerca de 40 cm da posição inicial. A causa é possivelmente o efeito de parede.</li> <li>• Possíveis soluções seriam a colocação de um “apron” ou alimentação artificial de areia como em próximos ensaios.</li> </ul>									

Gráfico A.5.1

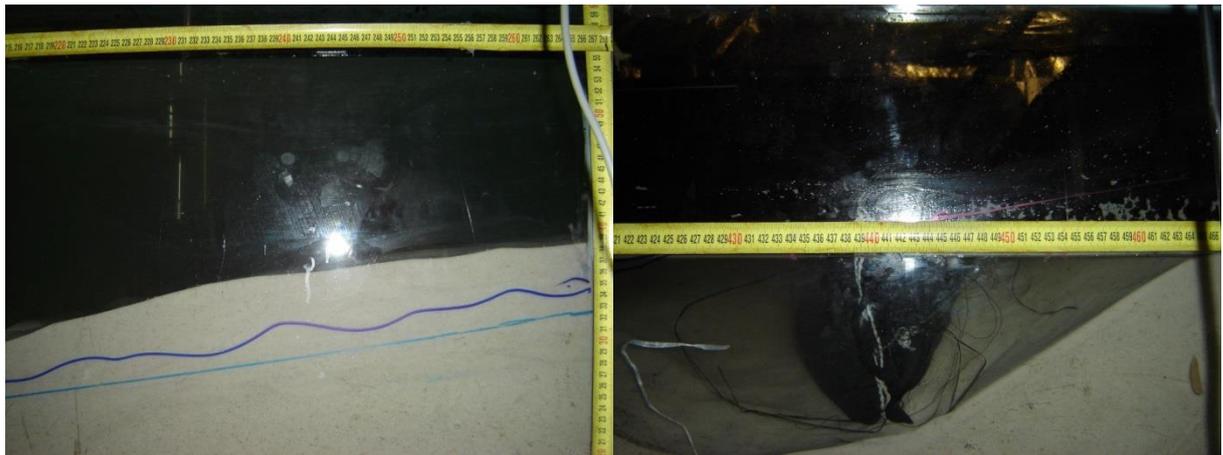
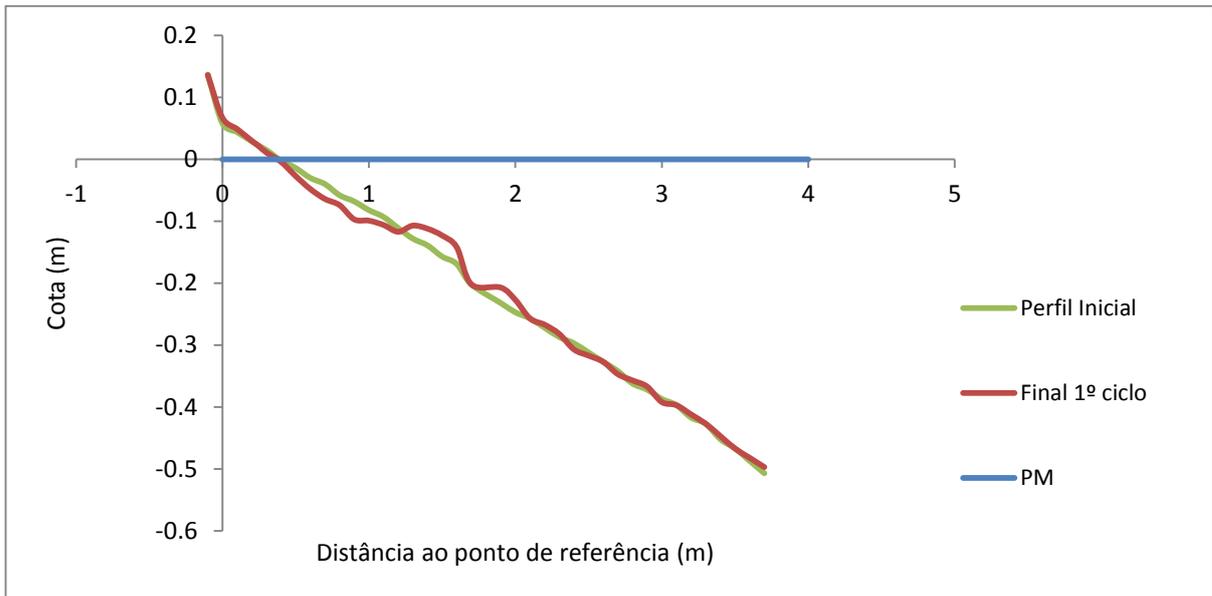


Figura A.5.1 – Barra de rebentação no final do 2º ciclo

Figura A.5.2 – Rotura do primeiro tubo geossintético no final do 2º ciclo



Figura A.5.3 – Rotura do primeiro tubo geossintético no final do 2º ciclo

Anexo A.6 – Ensaio A.6

Ensaio	Série	A	Nº	6	Volumes de areia utilizados		1	d (m)	11.75
Altura de onda pretendida (m)	3.25	Período de onda pretendido (s)	8	Ciclos	1º	Sim	Duração dos ciclos (s)	1º	820
						2º			
						3º			
Observações									
<p>Iniciou-se o ensaio com uma altura de onda de <math>H = 2</math> m. Contudo, não tendo havido alterações significativas no perfil cessou-se o ensaio ao fim de 3 minutos e aumentou-se a altura de onda.</p> <p>1º Ciclo:</p> <p>Espraiamento:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Atinge a estrutura em 10 a 15 cm.</li> </ul> <p>Barra de rebentação:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Entre as profundidades de 14 cm até 28 cm.</li> <li>• Altura máxima de 6.3 cm.</li> </ul> <p>Rugas:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Desde a profundidade de 28 cm.</li> </ul> <p>Situação de acreção na base do talude. Não se realizou o 2º ciclo pois considerou-se que o estado do mar era pouco gravoso e não haveriam alterações de relevo.</p>									

Gráfico A.6.1

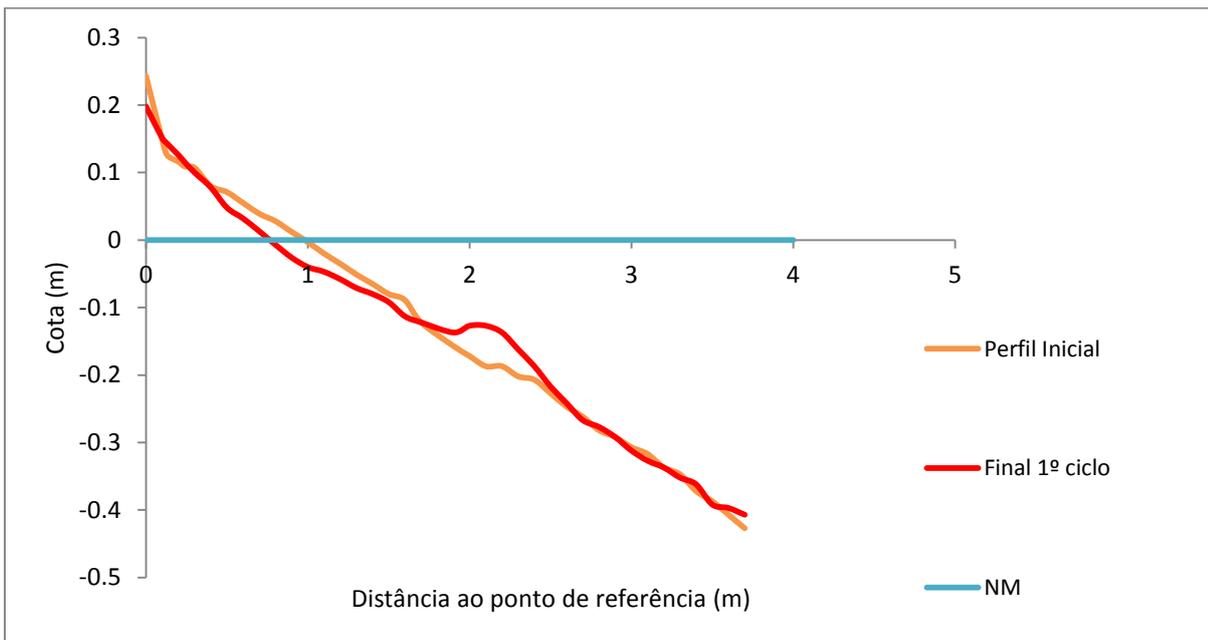




Figura A.6.1 – Estrutura adicionada do 1º volume de areia

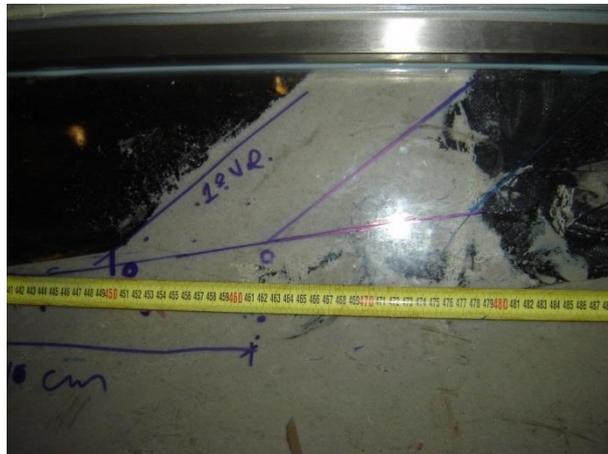


Figura A.6.2 – Perfil transversal da estrutura com o 1º volume de areia

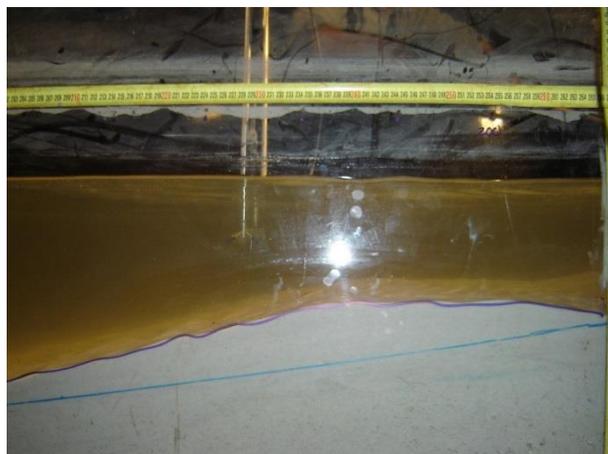


Figura A.6.3 – Barra de rebentação no final do 1º e único ciclo

Anexo A.7 – Ensaio A.7

Ensaio	Série	A	Nº	7	Volumes de areia utilizados		1	d (m)	11.75
Altura de onda pretendida (m)	3.25	Período de onda pretendido (s)	12	Ciclos	1º	Sim	Duração dos ciclos (s)	1º	1230
	3.25		12		2º	Sim		2º	1230
					3º			3º	
<b>Observações</b>									
<p>1º Ciclo:</p> <p>Espraiamento:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Deixa à vista a parte de baixo do tubo de maior diâmetro e a parte superior do primeiro tubo.</li> </ul> <p>Barra de rebentação:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Entre as profundidades de 13 cm até 28 cm.</li> <li>• Altura máxima de 7 cm.</li> </ul> <p>Rugas:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Desde a profundidade de 28 cm.</li> </ul> <p>2º Ciclo:</p> <p>Espraiamento:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Atinge os 25/30 cm e atinge o primeiro tubo e grande parte do tubo maior.</li> </ul> <p>Barra de rebentação:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Entre as profundidades de 13 e 24 cm.</li> <li>• Altura máxima de 7 cm.</li> </ul> <p>Rugas:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Desde a profundidade de 24 cm.</li> </ul> <p>Estabilidade da estrutura:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Areia sobre o primeiro tubo erodiu completamente em relação ao 1º ciclo.</li> </ul> <p>Uma situação de acreção na base do talude no final do 1º ciclo tornou-se numa situação de erosão no final do 2º.</p>									

Gráfico A.7.1

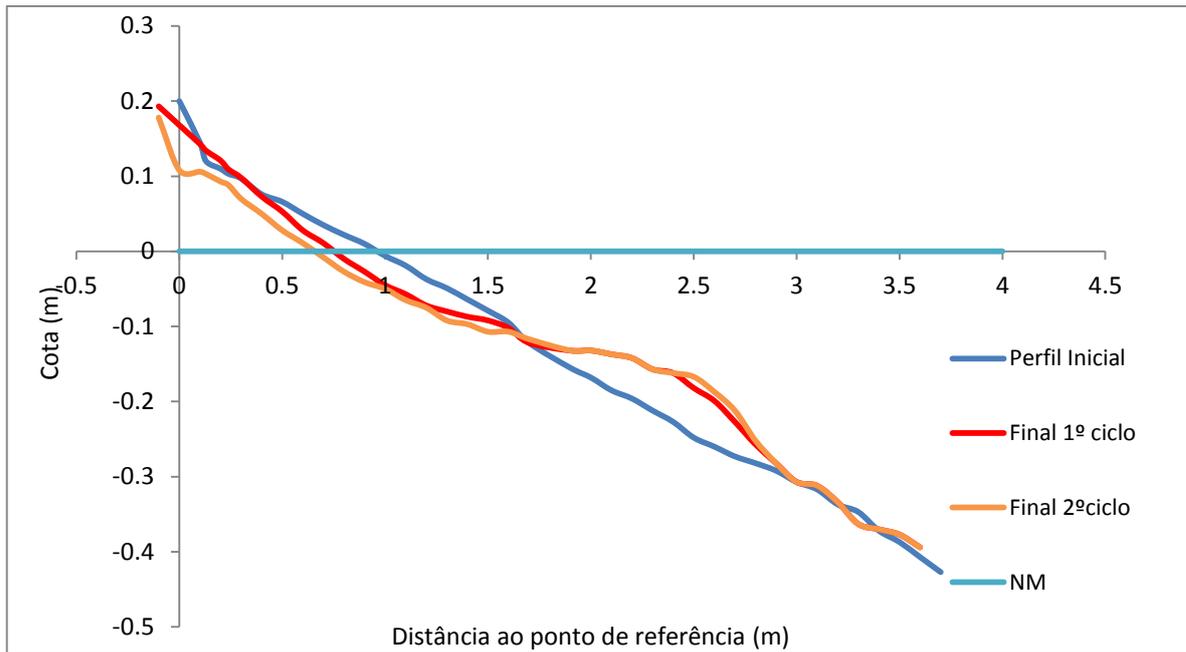


Figura A.7.1 – Estrutura no final do 1º ciclo

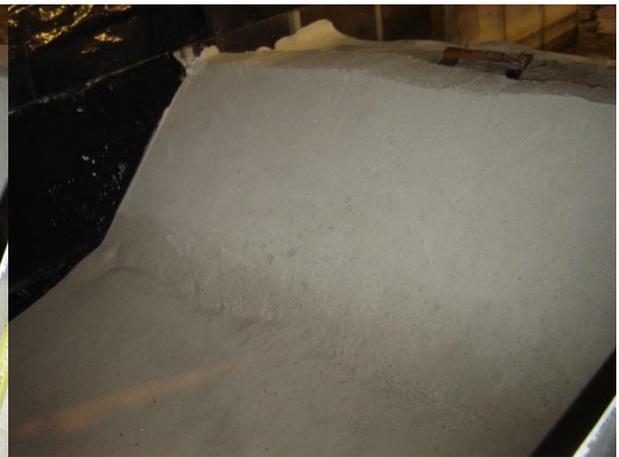


Figura A.7.2 – Estrutura no final do 2º Ciclo



Figura A.7.3 – Perfil transversal da estrutura com o 1º volume de areia erodido

Anexo A.8 – Ensaio A.8

Ensaio	Série	A	Nº	8	Volumes de areia utilizados		1	d (m)	13.75
Altura de onda pretendida (m)	2	Período de onda pretendido (s)	8	Ciclos	1º	Sim	Duração dos ciclos (s)	1º	820
			2º			2º			
			3º			3º			
Observações									
<p>1º Ciclo:</p> <p>Espraiamento:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Atinge a estrutura num comprimento de 15 cm.</li> </ul> <p>Barra de rebentação:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Entre as profundidades de 8.1 cm até 14 cm.</li> <li>• Altura máxima de 3.2 cm.</li> </ul> <p>Rugas:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Desde a profundidade de 14 cm.</li> </ul> <p>Estabilidade da estrutura:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Parte superior do primeiro tubo à vista e parte inferior e central do tubo de maior diâmetro à vista.</li> </ul> <p>Não se realizou o 2º ciclo porque se considerou que seria muito semelhante ao 1º</p>									

Gráfico A.8.1

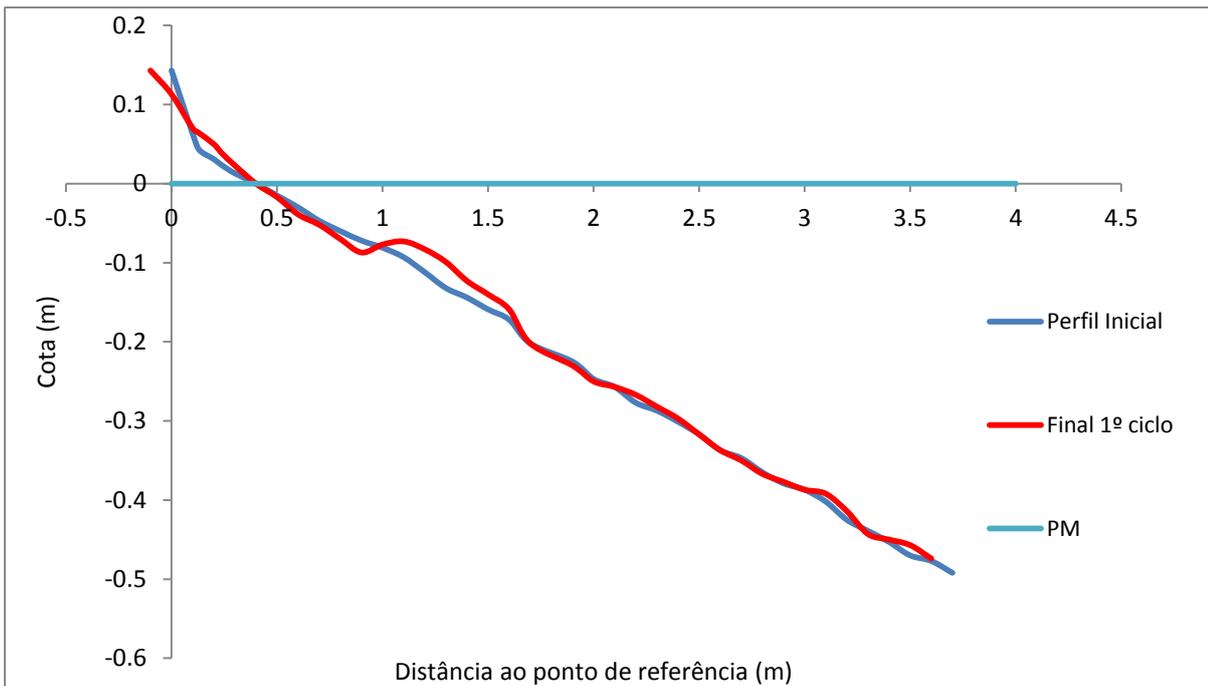




Figura A.8.1 – Erosão do 1º volume e acreção na base do talude



Figura A.8.2 – Barra de rebentação



Figura A.8.3 – Rugas

Anexo A.9 – Ensaio A.9

Ensaio	Série	A	Nº	9	Volumes de areia utilizados		1	d (m)	13.75
Altura de onda pretendida (m)	3.25	Período de onda pretendido (s)	12	Ciclos	1º	Sim	Duração dos ciclos (s)	1º	1230
	3.25		12		2º	Sim		2º	1230
					3º			3º	
Observações									
<p>1º Ciclo:</p> <p>Espraiamento:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Atinge a estrutura em cerca de 45 a 50 cm, destapando o tubo de maior diâmetro.</li> </ul> <p>Barra de rebentação:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Entre as profundidades de 15 cm até 30.5 cm.</li> <li>• Altura máxima de 6 cm.</li> </ul> <p>Rugas:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Desde a profundidade de 30.5 cm.</li> </ul> <p>2º Ciclo:</p> <p>Perfil do 2º ciclo muito parecido ao do 1º ciclo logo não se tirou o perfil.                      A principal diferença em relação ao primeiro ciclo é que o primeiro tubo fica completamente descoberto e há erosão à sua volta assim como em volta do tubo maior.</p>									

Gráfico A.9.1

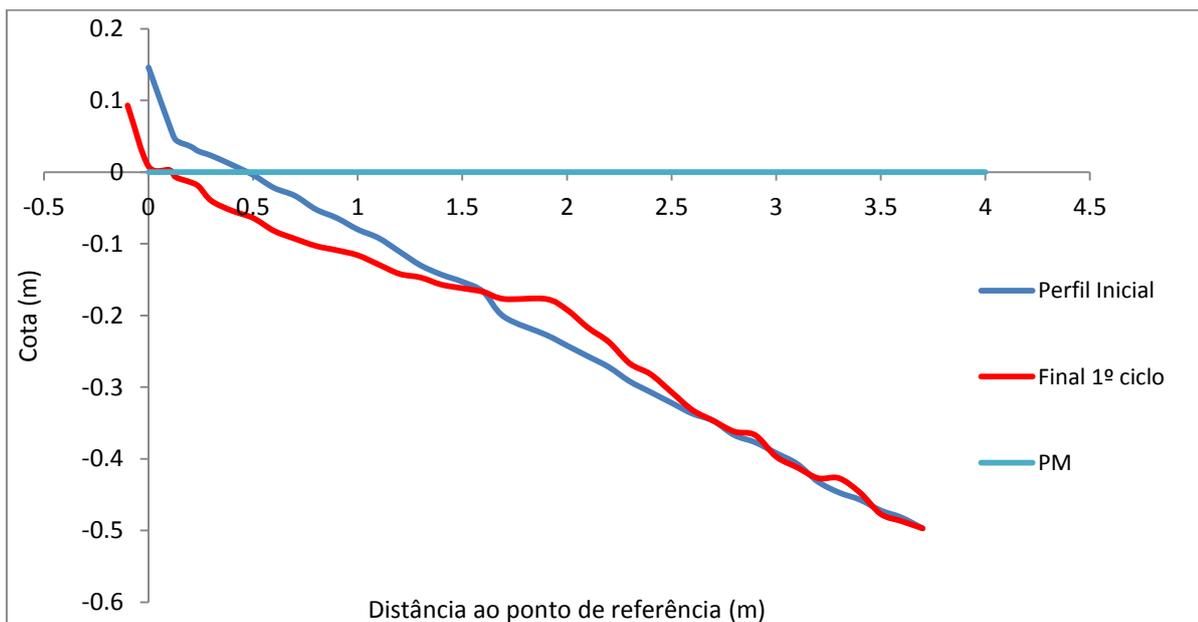




Figura A.9.1 – Erosão do 1º volume

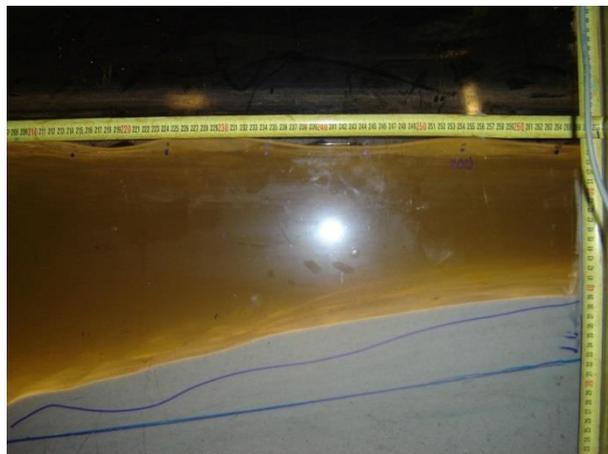


Figura A.9.2 – Barra de rebentação



Figura A.9.3 - Estrutura no final do ensaio

Anexo A.10 – Ensaio A.10

Ensaio	Série	A	Nº	10	Volumes de areia utilizados		1	d (m)	13.75
Altura de onda pretendida (m)	3.25	Período de onda pretendido (s)	8	Ciclos	1º	Sim	Duração dos ciclos (s)	1º	820
	3.25		8		2º	Sim		2º	820
					3º			3º	
<b>Observações</b>									
<p>1º Ciclo:</p> <p>Espraiamento:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Atinge tubo de maior diâmetro.</li> </ul> <p>Barra de rebentação:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Entre as profundidades de 17 cm até 26 cm.</li> <li>• Altura máxima de 6.6 cm.</li> </ul> <p>Rugas:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Desde a profundidade de 26 cm.</li> </ul> <p>Estabilidade da estrutura:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Primeiro tubo não fica à vista, apenas parte do maior.</li> </ul> <p>2º Ciclo:</p> <p>Espraiamento:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Continua a atingir o tubo maior.</li> </ul> <p>Barra de rebentação:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Entre as profundidades de 20 cm até 30 cm.</li> <li>• Altura máxima de 9.2 cm.</li> </ul> <p>Rugas:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Desde a profundidade de 30 cm.</li> </ul> <p>Estabilidade da estrutura:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Primeiro tubo fica à vista e parte do maior.</li> </ul>									

Gráfico A.10.1

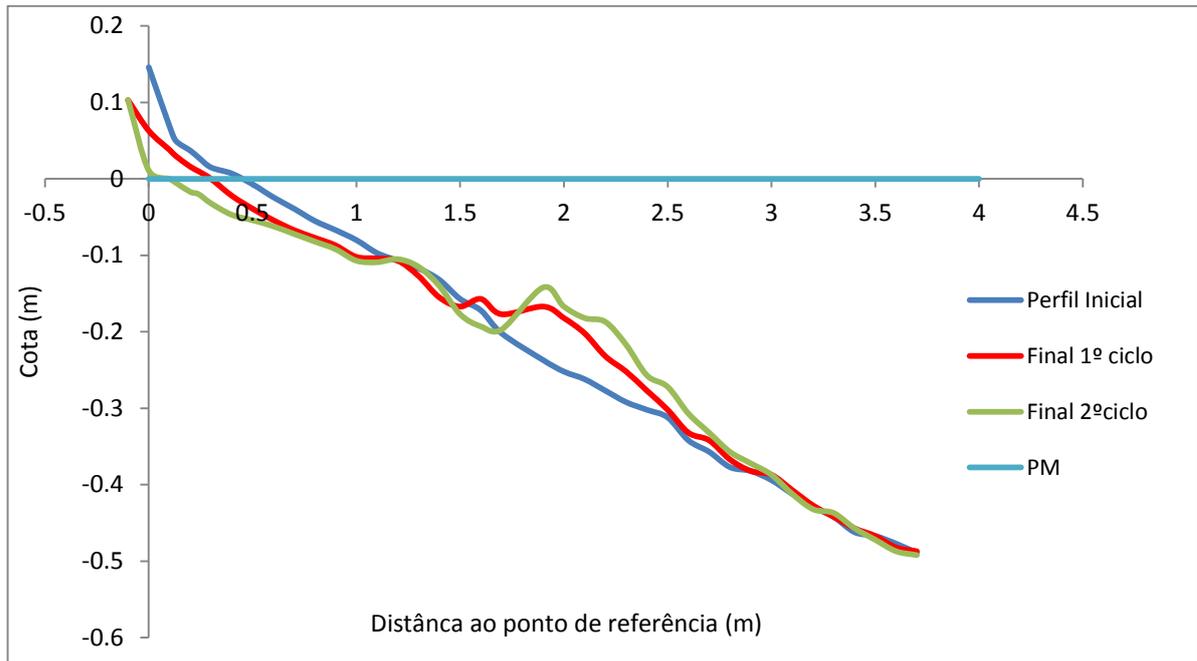


Figura A.10.1 – Estrutura antes do ensaio adicionada do 1º volume de areia

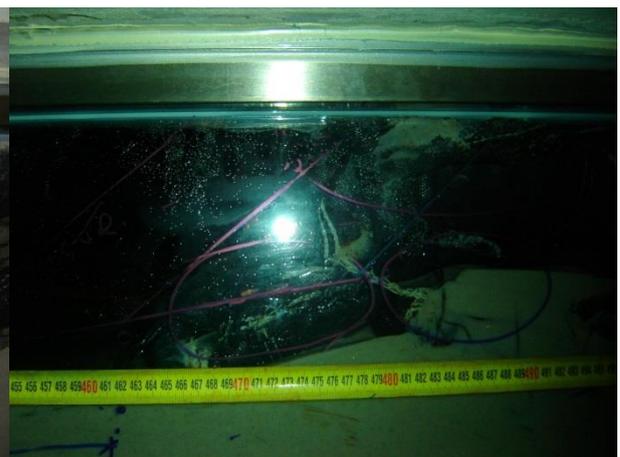


Figura A.10.2 – Erosão do 1º volume de areia no final do 2º ciclo

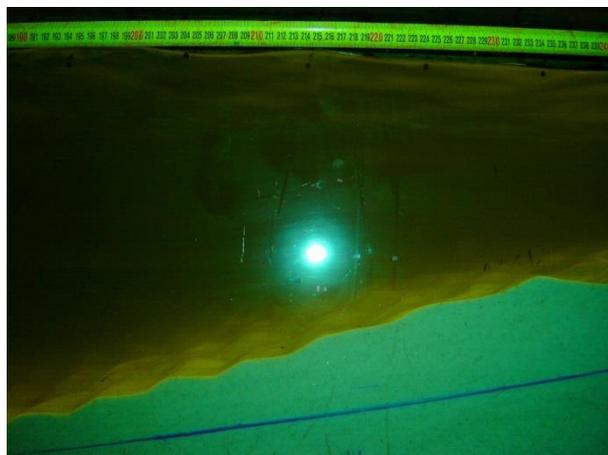
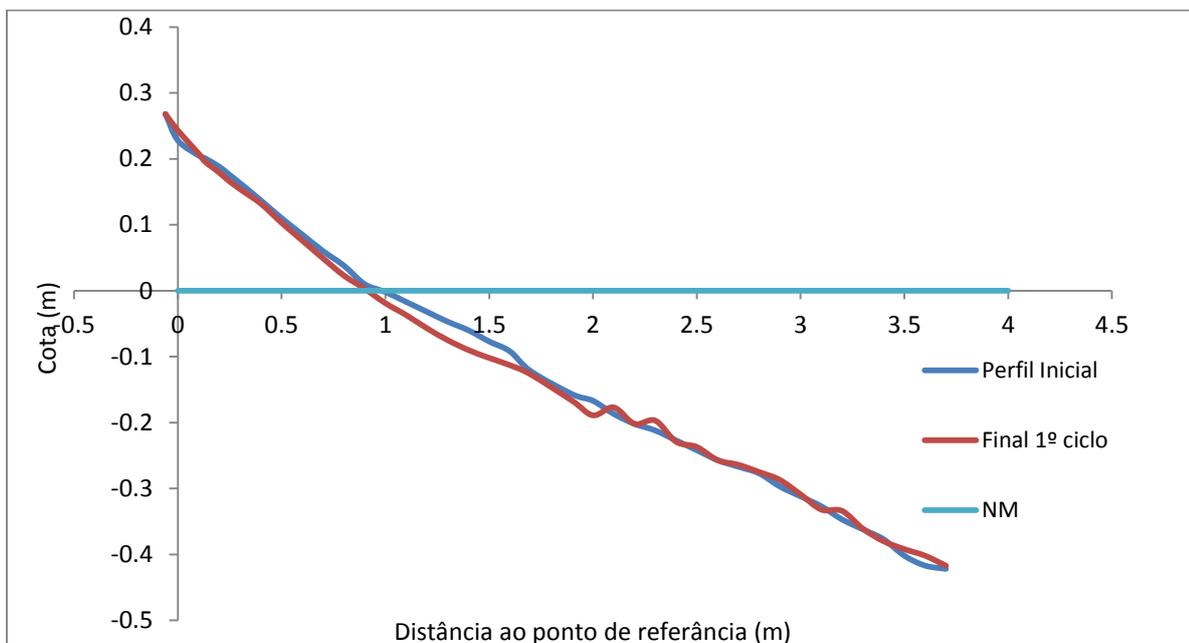


Figura A.10.3 - Barra de rebentação de grande volume no final do 2º ciclo

Anexo A.11 – Ensaio A.11

Ensaio	Série	A	Nº	11	Volumes de areia utilizados		2	d (m)	11.75
Altura de onda pretendida (m)	2	Período de onda pretendido (s)	12	Ciclos	1º	Sim	Duração dos ciclos (s)	1º	1230
					2º			2º	
					3º			3º	
Observações									
Primeiro ensaio adicionado do 1º e 2º volumes de areia.  1º Ciclo:  Espraiamento: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Atinge 2º volume e espraia 10 cm no 1º volume.</li> </ul> Barra de rebentação: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Não existe.</li> </ul> Rugas: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Desde a profundidade de 15 cm.</li> </ul> Estabilidade da estrutura: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Sem tubos à vista.</li> </ul>									

Gráfico A.11.1



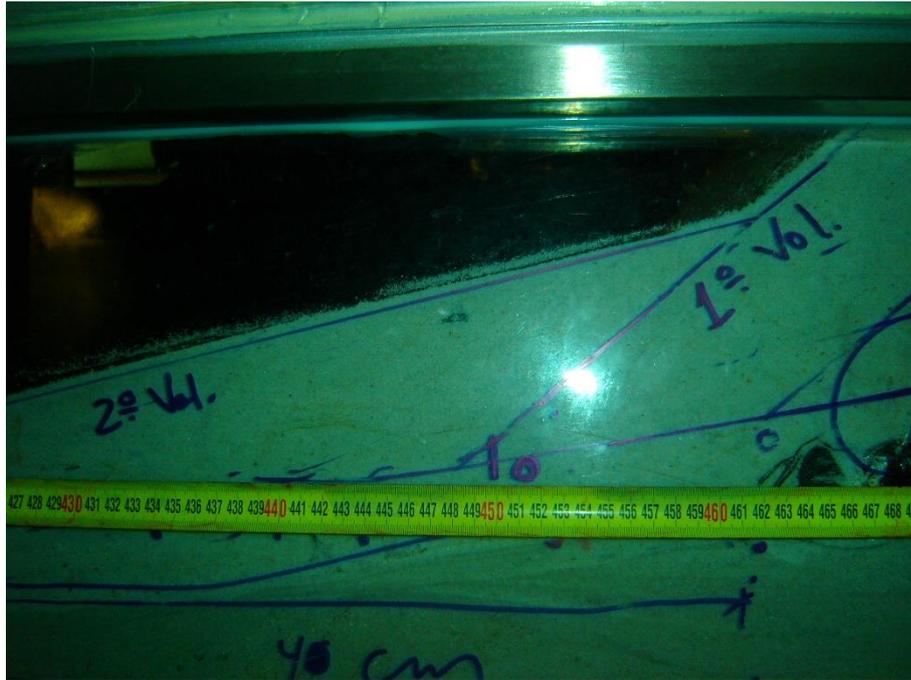


Figura A.11.1 – Perfil transversal da estrutura com o 1º e o 2º volume de areia antes do ensaio

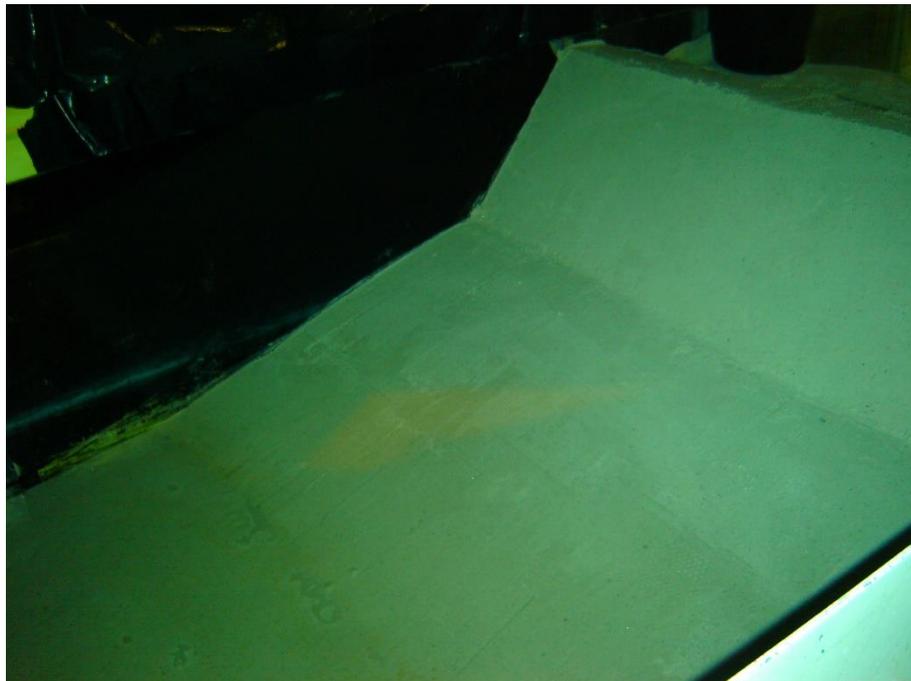


Figura A.11.2 – Vista da parte frontal da estrutura. As inclinações diferentes dos três taludes são explícitas.

Anexo A.12 – Ensaio A.12

Ensaio	Série	A	Nº	12	Volumes de areia utilizados		2	d (m)	11.75
Altura de onda pretendida (m)	3.25	Período de onda pretendido (s)	12	Ciclos	1º	Sim	Duração dos ciclos (s)	1º	1230
	3.25		12		2º	Sim		2º	1230
					3º			3º	
Observações									
<p>1º Ciclo:</p> <p>Espraiamento:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Atinge o 1º volume em aproximadamente 15 a 20 cm.</li> </ul> <p>Barra de rebentação:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Entre as profundidades de 13 e 22 cm.</li> <li>• Altura máxima de 6 cm.</li> </ul> <p>Rugas:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Desde a profundidade de 22 cm.</li> </ul> <p>Estabilidade da estrutura:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Tubo de maior diâmetro à vista.</li> </ul> <p>2º Ciclo:</p> <p>Barra de rebentação:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Aumenta de volume em relação ao 1º ciclo.</li> </ul> <p>Estabilidade da estrutura:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• 2º Volume quase totalmente erodido.</li> <li>• Muita erosão em menores profundidades.</li> </ul>									

Gráfico A.12.1

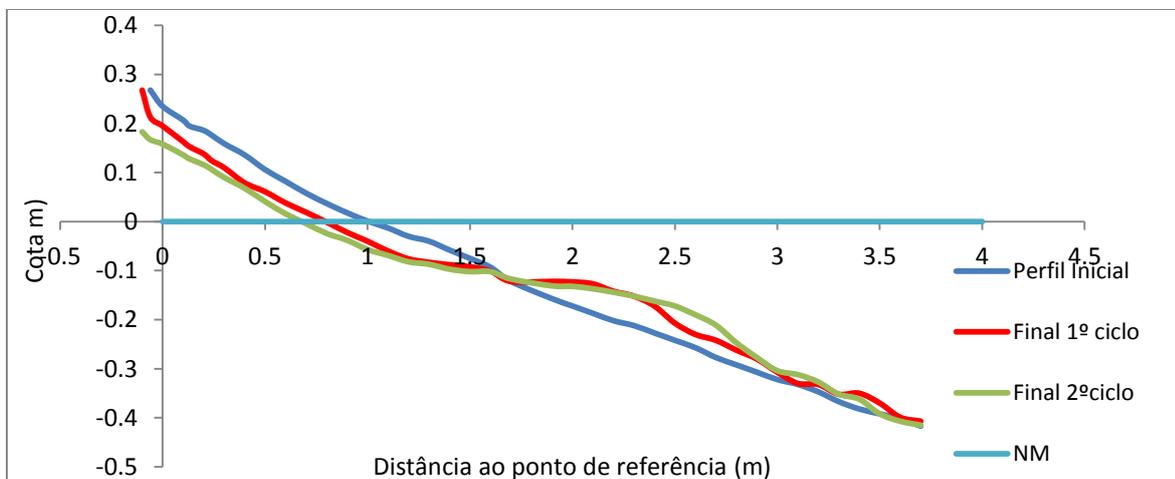




Figura A.12.1 – Erosão do 1º e 2º volume no final do 1º ciclo



Figura A.12.2 – Erosão do 1º e 2º volume no final do 2º ciclo

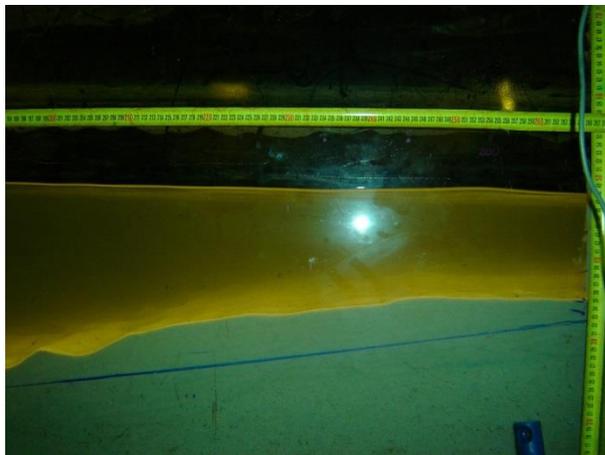


Figura A.11.3 – Barra de rebentação no final do 1º ciclo

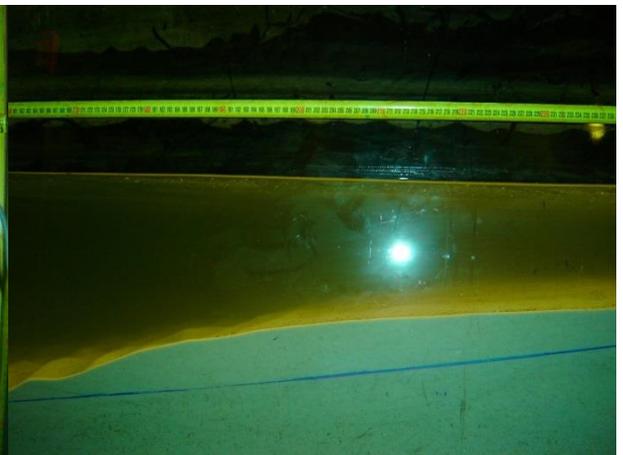


Figura A.12.4 – Barra de rebentação no final do 2º ciclo

Anexo A.13 – Ensaio A.13

Ensaio	Série	A	Nº	13	Volumes de areia utilizados		3	d (m)	13.75
Altura de onda pretendida (m)	3.25	Período de onda pretendido (s)	12	Ciclos	1º	Sim	Duração dos ciclos (s)	1º	1230
	3.25		12		2º	Sim		2º	1230
					3º			3º	
Observações									
<p>Primeiro ensaio com os 3 volumes de areia.</p> <p>1º Ciclo:</p> <p>Espraiamento:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Atinge todo o 2º volume e espraia em 20 a 25 cm do 3º volume.</li> </ul> <p>Barra de rebentação:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Entre as profundidades de 13 e 23 cm.</li> <li>• Altura máxima de 5.6 cm.</li> </ul> <p>Rugas:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Desde a profundidade de 23 cm.</li> </ul> <p>Estabilidade da estrutura:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Parte do tubo de maior diâmetro à vista.</li> <li>• Estrutura estável.</li> </ul> <p>Acreção na zona do 2º volume.</p> <p>2º Ciclo:</p> <p>Estabilidade da estrutura:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• O 2º volume desaparece quase totalmente assim como a parte inferior do 3º volume e parte do 1º volume. Tubo de maior diâmetro com a sua parte central à vista.</li> </ul> <p>2º Perfil idêntico ao 1º logo não se mediu.</p> <p>Barra de rebentação:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Altura máxima de 7.2 cm.</li> </ul> <p>2º Perfil idêntico ao 1º logo não se mediu.</p>									

Gráfico A.13.1

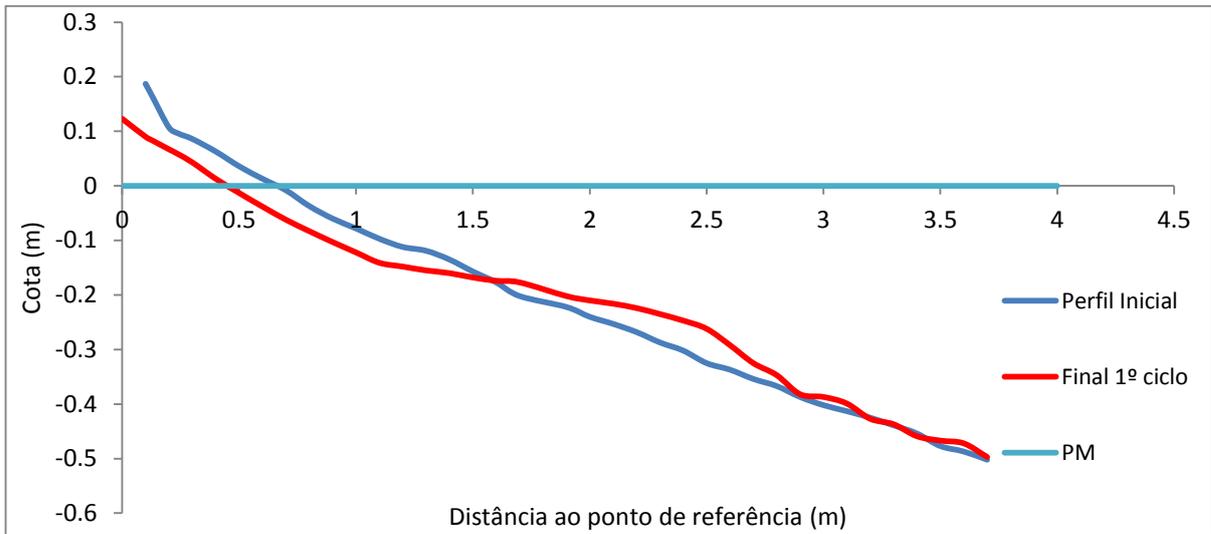


Figura A.13.1 – Estrutura adicionada dos 3 volumes

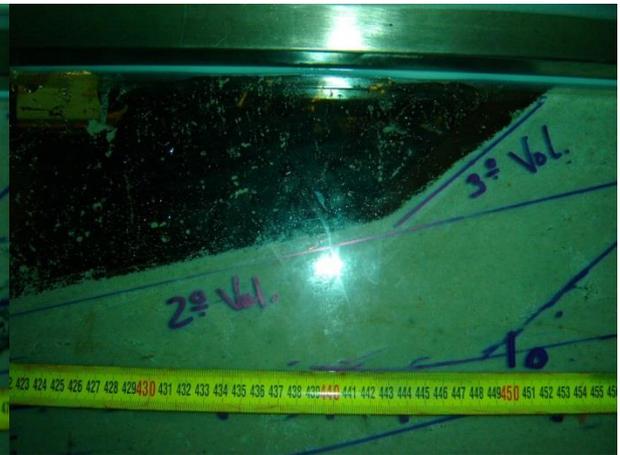


Figura A.13.2 – Estrutura adicionada dos 3 volumes (continuação)

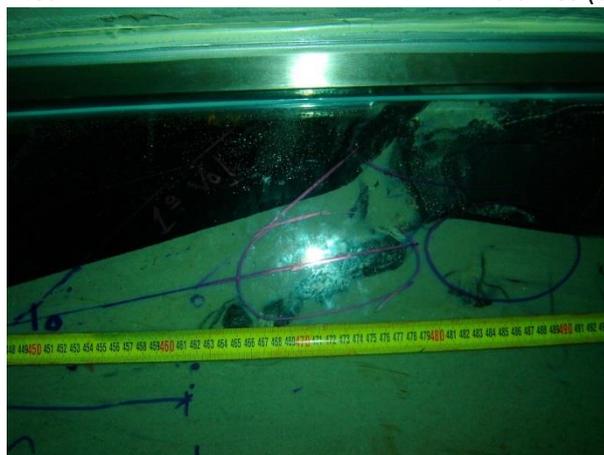
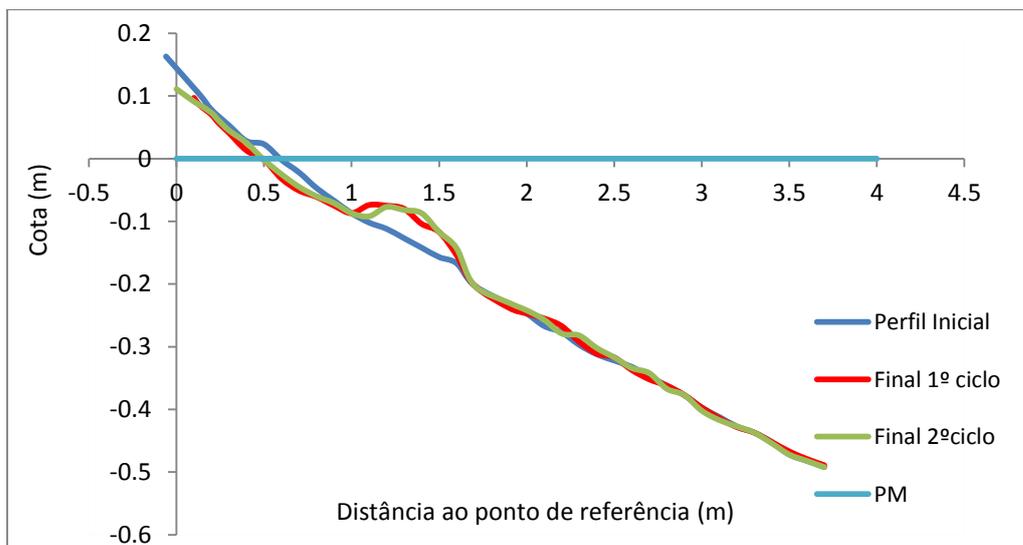


Figura A.13.3 – Erosão do 1º, 2º e 3º volume no final do 1º ciclo

Anexo A.4 – Ensaio A.14

Ensaio	Série	A	Nº	14	Volumes de areia utilizados		3	d (m)	13.75
Altura de onda pretendida (m)	2	Período de onda pretendido (s)	8	Ciclos	1º	Sim	Duração dos ciclos (s)	1º	820
	2		8		2º	Sim		2º	820
					3º			3º	
Observações									
<p>1º Ciclo:</p> <p>Espraiamento:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Atinge em 10 cm o 3º volume.</li> </ul> <p>Barra de rebentação:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Entre as profundidades de 11.5 e 15 cm.</li> <li>Altura máxima de 5 cm.</li> </ul> <p>Rugas:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Desde a profundidade de 15 cm.</li> </ul> <p>Estabilidade da estrutura:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Erosão de parte da base do talude do 1º volume.</li> <li>Não há tubos à vista.</li> </ul> <p>2º Ciclo:</p> <p>Estabilidade da estrutura:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Uma pequena parte do tubo maior fica à vista.</li> <li>Grande parte do 2º e 3º volume de areia é erodido. O 2º volume desaparece quase totalmente assim como a parte inferior do 3º volume e parte do 1º volume. Tubo de maior diâmetro com a sua parte central à vista.</li> </ul>									

Gráfico A.14.1



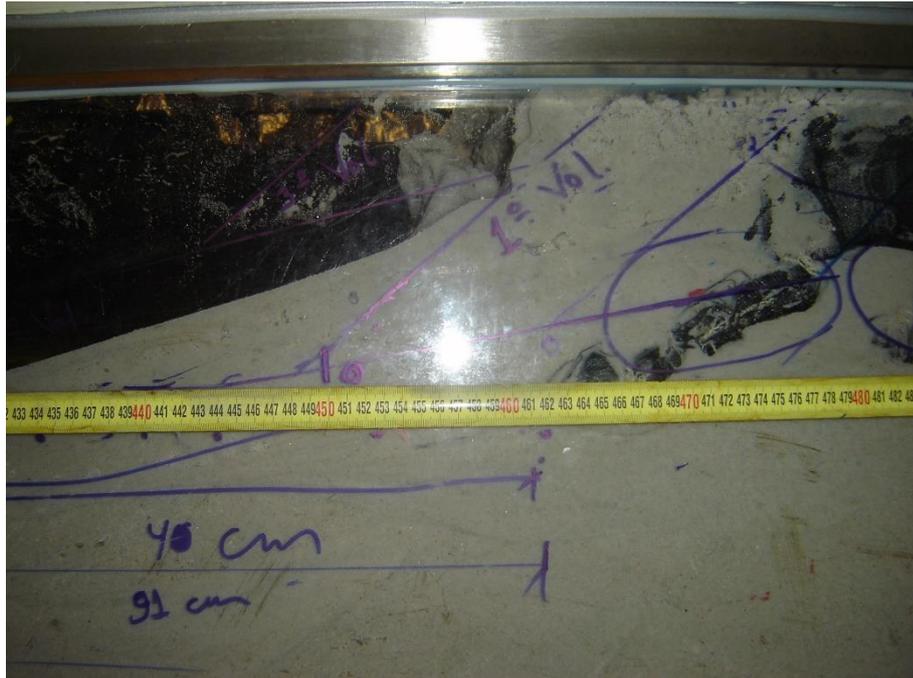


Figura A.14.1 – Erosão no 2º e no 3º volume

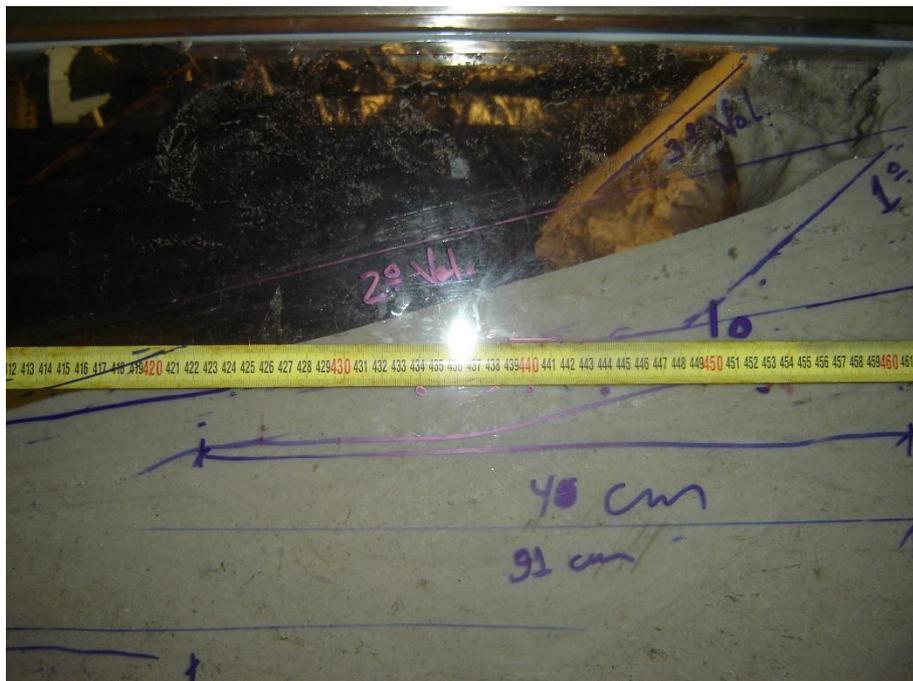


Figura A.14.2 – Erosão no 2º e no 3º volume (continuação)

Anexo A.15 – Ensaio A.15

Ensaio	Série	A	Nº	15	Volumes de areia utilizados		3	d (m)	13.75
Altura de onda pretendida (m)	2	Período de onda pretendido (s)	8	Ciclos	1º	Sim	Duração dos ciclos (s)	1º	820
	2		8		2º	Sim		2º	820
	2		12		3º	Sim		3º	1230
<b>Observações</b>									
<p>Alteração no modelo: Adição de mais um tubo geossintético (o 6º) a servir como risberma.</p> <p>1º Ciclo:</p> <p>Espraiamento:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Atinge em 10 cm o 3º volume.</li> </ul> <p>Barra de rebentação:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Entre as profundidades de 8.5 e 17.5 cm.</li> </ul> <p>Rugas:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Desde a profundidade de 15 cm.</li> </ul> <p>Estabilidade da estrutura:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• O novo tubo sofre erosão na parte frontal e superior.</li> <li>• Erosão da maior parte do 2º volume.</li> </ul> <p>2º Ciclo:</p> <p>Perfil muito idêntico ao 1º ciclo.</p> <p>Estabilidade da estrutura:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Parte frontal e superior do 6º tubo</li> </ul> <p>3º Ciclo:</p> <p>Não se refez o perfil antes de realizar o 3º ciclo.</p> <p>Espraiamento:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Atinge a areia acumulada por cima do 6º tubo</li> </ul> <p>Barra de rebentação:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Entre as profundidades de 8 e 17 cm.</li> <li>• Altura máxima de 4.3 cm.</li> </ul> <p>Rugas:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Desde a profundidade de 17 cm.</li> </ul> <p>Estabilidade da estrutura:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Parte frontal do tubo de maior diâmetro fica à vista e areia erodida nessa zona cobre parte do 1º tubo.</li> </ul> <p>Não se tirou o perfil em nenhum dos ciclos.</p>									



Figura A.15.1 – Adição do 6º tubo de geossintéticos, localizado à esquerda na figura



Figura A.15.2 – Novo tubo geossintético e disposição do mesmo com os 3 volumes de areia



Figura A.15.3 – Erosão do 2º e 3º volume

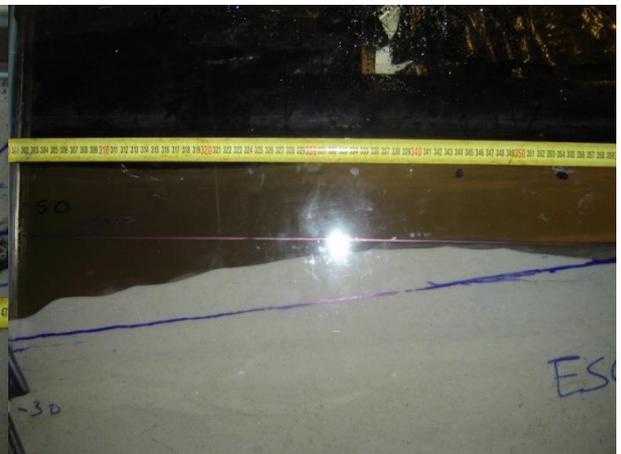


Figura A.15.4 – Barra de rebentação no final do 1º ciclo



Figura A.15.5 – Rugas no final do 1º ciclo



Figura A.15.6 – Estrutura no final do 1º ciclo



Figura A.15.7 – Erosão no 2º e 3º volume no final do 2º ciclo

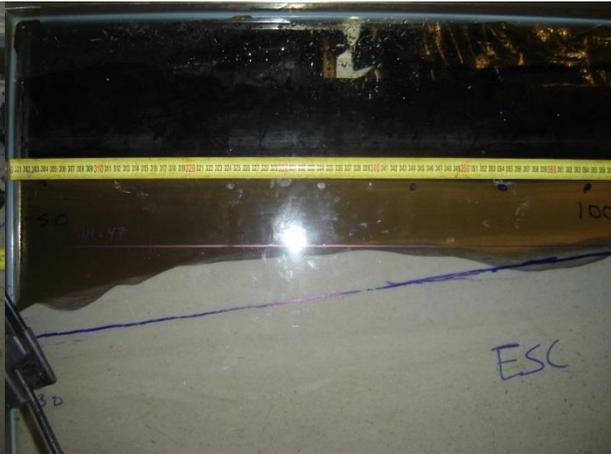


Figura A.15.8 – Barra de rebentação no final do 2º ciclo



Figura A.15.9 – Estrutura no final do 2º ciclo

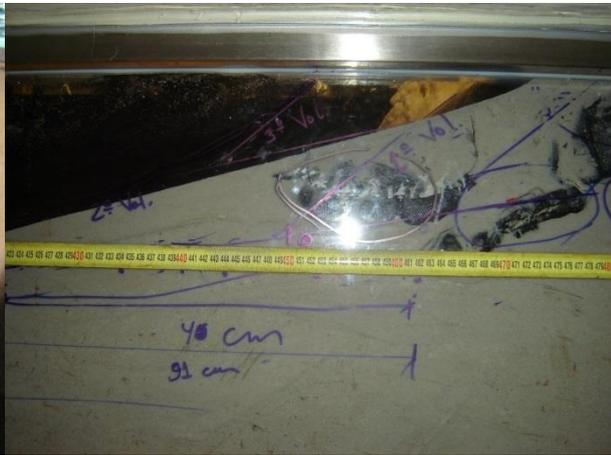


Figura A.15.10 – Acreção no 2º volume em relação aos ensaios anteriores e pequena erosão no 1º volume.



Figura A.15.11 – Estrutura no final do 3º ciclo



Anexo B.1 – Ensaio B.1

Ensaio	Série	B	Nº	1	Volumes de areia utilizados		0	d (m)	11.75
Altura de onda pretendida (m)	3.25	Período de onda pretendido (s)	12	Ciclos	1º	Sim	Duração dos ciclos (s)	1º	1230
	3.25		12		2º	Sim		2º	1230
					3º			3º	
<b>Observações</b>									
<p>Iniciou-se o ensaio com um período de <math>T = 8</math> s. Porém considerou-se a situação pouco gravosa, parou-se o ensaio ao fim de 3 minutos e aumentou-se o mesmo para <math>T = 12</math> s.</p> <p>1º Ciclo:</p> <p>Espraiamento:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Atinge a estrutura em cerca de 15 cm.</li> </ul> <p>Barra de rebentação:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Entre as profundidades de 13 e 25 cm.</li> <li>• Altura máxima de 5.5 cm.</li> </ul> <p>Rugas:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Desde a profundidade de 25 cm.</li> </ul> <p>Estabilidade da estrutura:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Cerca de 5 a 6 pedras do manto exposto de enrocamento deslocam-se da sua posição inicial.</li> </ul> <p>Ligeira acreção na base do talude.</p> <p>2º Ciclo:</p> <p>Espraiamento:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Atinge cerca de 15 cm da estrutura.</li> </ul> <p>Barra de rebentação:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Entre as profundidades de 13 e 25 cm.</li> <li>• Altura máxima de 6.2 cm.</li> <li>•</li> </ul> <p>Rugas:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Desde a profundidade de 25 cm.</li> </ul> <p>Acreção no final do 1º ciclo na base do talude desapareceu.</p>									

Gráfico B.1.1

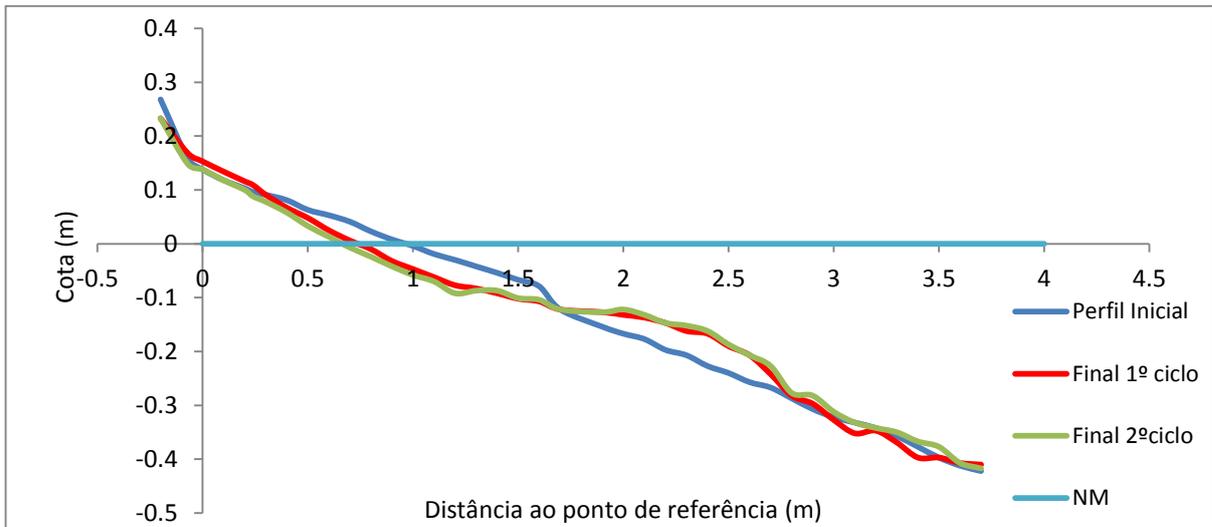


Figura B.1.1 – Modelo com a estrutura em enrocamento em 1º plano



Figura B.1.2 – Modelo com a estrutura em enrocamento antes do ensaio em 2º plano



Figura B.1.3 – Perfil transversal com destaque para a zona da base do talude antes do ensaio



Figura B.1.4 – Estrutura em 2º plano no final do 1º ciclo



Figura B.1.5 – Estrutura em 1º plano no final do 1º ciclo.



Figura B.1.6 – Ligeira acreção na base do talude no final do 1º ciclo



Figura B.1.7 – Barra de rebentação no final do 1º ciclo



Figura B.1.8 – Estrutura em 2º plano no final do 2º ciclo

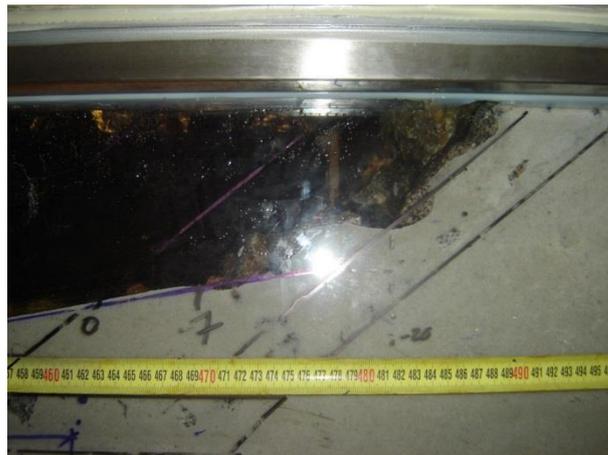


Figura B.1.9 – Perfil transversal no final do 2º ciclo na zona da base do talude. A acreção desapareceu e a praia voltou à sua posição inicial

Anexo B.2 – Ensaio B.2

Ensaio	Série	B	Nº	2	Volumes de areia utilizados		1	d (m)	11.75
Altura de onda pretendida (m)	3.25	Período de onda pretendido (s)	12	Ciclos	1º	Sim	Duração dos ciclos (s)	1º	1230
	3.25		12		2º	Sim		2º	1230
					3º			3º	
<b>Observações</b>									
<p>1º Ciclo:</p> <p>Espraçamento:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Atinge a estrutura em cerca de 20 cm.</li> </ul> <p>Barra de rebentação:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Entre as profundidades de 13 e 27 cm.</li> <li>• Altura máxima de 5.6 cm.</li> </ul> <p>Rugas:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Desde a profundidade de 27 cm.</li> </ul> <p>Estabilidade da estrutura:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Não há deslocamento das pedras, mas na base do talude o 1º volume erode e ficam à vista algumas pedras.</li> </ul> <p>2º Ciclo:</p> <p>Espraçamento:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Atinge cerca de 20 cm da estrutura.</li> </ul> <p>Barra de rebentação:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Entre as profundidades de 13 e 30 cm.</li> <li>• Altura máxima de 6.5 cm.</li> </ul> <p>Rugas:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Desde a profundidade de 30 cm.</li> </ul> <p>Estabilidade da estrutura:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Cerca de 3 a 4 pedras movem-se e saem da posição inicial.</li> <li>• Erosão do 1º volume na base do talude.</li> </ul>									

Gráfico B.2.1

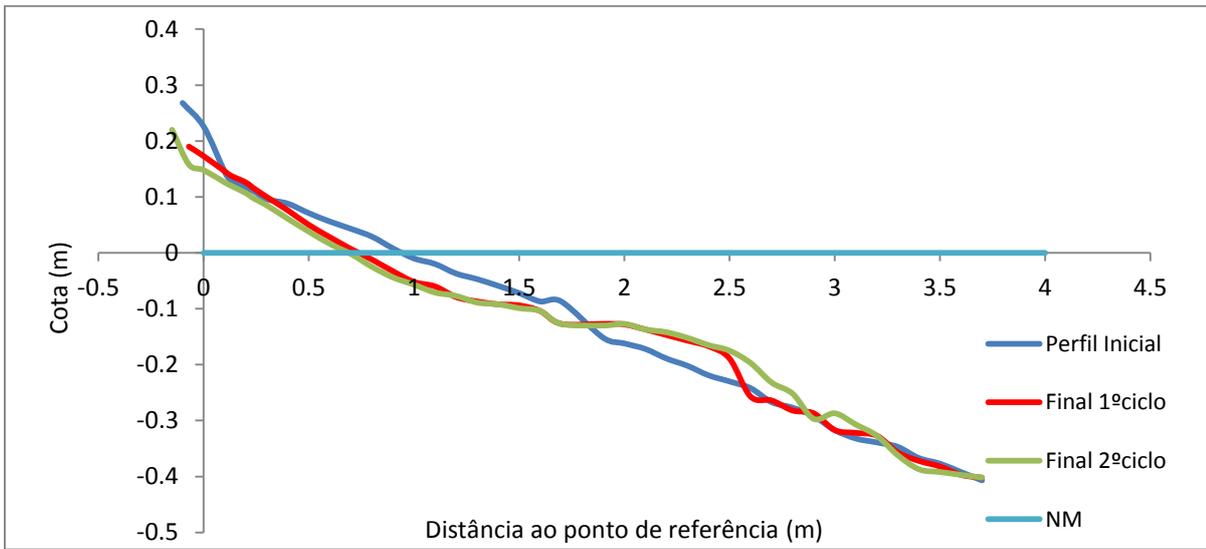


Figura B.2.1 – Estrutura adicionada do 1º volume de areia



Figura B.2.2 – Disposição da camada de areia correspondente ao 1º volume e da estrutura



Figura B.2.3 – Erosão na base do talude no final do 1º ciclo



Figura B.2.4 – Barra de rebentação no final do 1º ciclo



Figura B.2.5 – Estrutura após o 2º ciclo

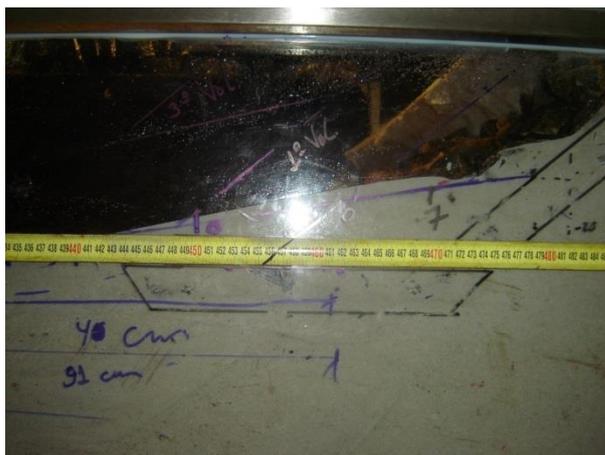


Figura B.2.6 – Erosão do 1º volume no final do 2º ciclo



Figura B.2.7 – Barra de rebentação no final do 2º ciclo

Anexo B.3 – Ensaio B.3

Ensaio	Série	B	Nº	3	Volumes de areia utilizados		1	d (m)	13.75
Altura de onda pretendida (m)	2	Período de onda pretendido (s)	8	Ciclos	1º	Sim	Duração dos ciclos (s)	1º	820
	2		8		2º	Sim		2º	820
					3º			3º	
<b>Observações</b>									
<p>1º Ciclo:</p> <p>Espraiamento:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Atinge a estrutura em cerca de 10 a 15 cm do talude do 1º volume.</li> </ul> <p>Barra de rebentação:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Entre as profundidades de 10 e 16 cm.</li> <li>• Altura máxima de 2.5cm.</li> </ul> <p>Rugas:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Desde a profundidade de 16 cm.</li> </ul> <p>Estabilidade da estrutura:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Erode parte do 1º volume e ficam à vista 2 a 3 pedras.</li> </ul> <p>2º Ciclo:</p> <p>Espraiamento:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Atinge 10 a 15 cm do talude do 1º volume.</li> </ul> <p>Barra de rebentação:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Entre as profundidades de 9 e 16 cm.</li> <li>• Altura máxima de 2.9 cm.</li> </ul> <p>Rugas:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Desde a profundidade de 16 cm.</li> </ul> <p>Estabilidade da estrutura:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Erode parte do 1º volume, ficando à vista 2 a 3 pedras mas estas não se deslocam.</li> </ul>									

Gráfico B.3.1

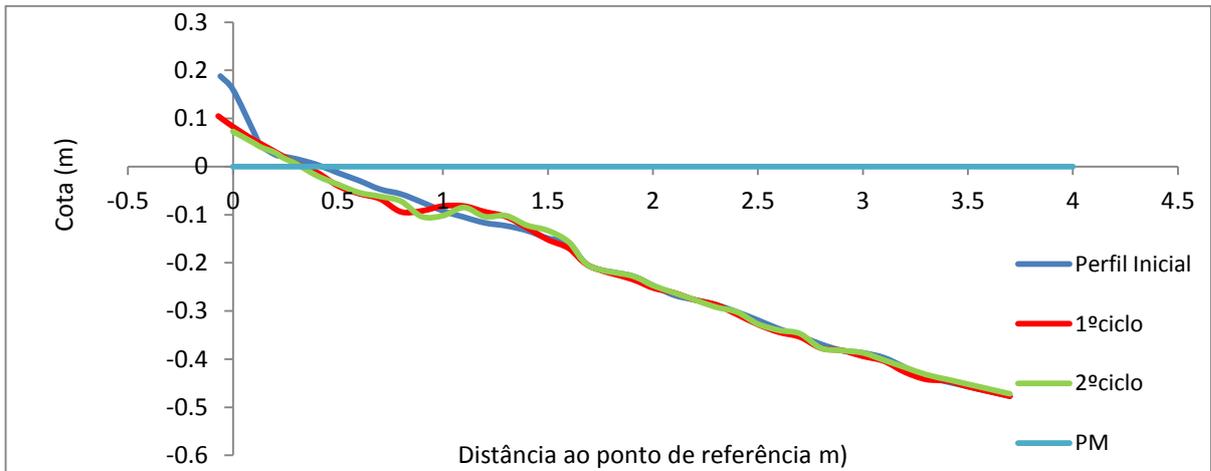


Figura B.3.1 – Estrutura adicionada do 1º volume de areia no início do ensaio



Figura B.3.2 – Disposição da estrutura e do 1º volume de areia na zona da base do talude

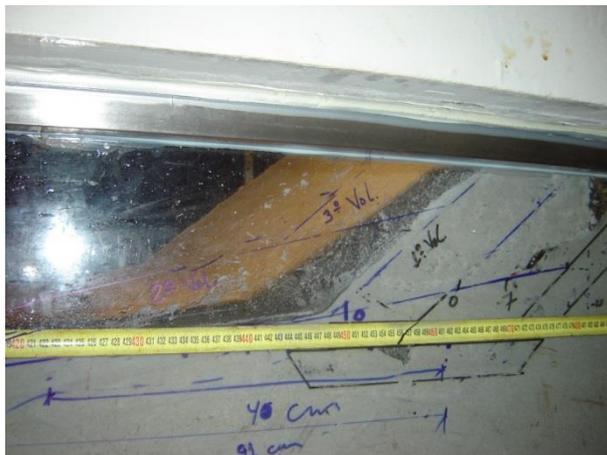


Figura B.3.3 – Perspetiva da zona frontal e de parte do perfil da estrutura



Figura B.3.4 – Estrutura em 2º plano no final do 1º ciclo



Figura B.3.5 – Estrutura em 1º plano no final do 1º ciclo



Figura B.3.6 – Estrutura em 1º plano no final do 2º ciclo



Figura B.3.7 – Perspetiva da zona frontal e de parte do perfil no final do 2º ciclo



Figura B.3.8 – Barra de rebentação no final do 2º ciclo

Anexo B.4 – Ensaio B.4

Ensaio	Série	B	Nº	4	Volumes de areia utilizados		1	d (m)	13.75	
Altura de onda pretendida (m)	3.25	Período de onda pretendido (s)	12	Ciclos	1º	Sim	Duração dos ciclos (s)	1º	1230	
						2º			2º	
						3º			3º	
Observações										
<p>1º Ciclo:</p> <p>Espraçamento:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Atinge cerca de 40 cm no talude.</li> </ul> <p>Barra de rebentação:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Entre as profundidades de 14 e 28 cm.</li> <li>• Altura máxima de 6.5 cm.</li> </ul> <p>Rugas:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Desde a profundidade de 28 cm.</li> </ul> <p>Estabilidade da estrutura:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Maior parte do 1º volume erode e blocos do enrocamento ficam à vista. Um número substancial de pedras desloca-se da sua posição.</li> </ul> <p>Não se realizou o 2º ciclo pois a estrutura revelou muita instabilidade no 1º.</p>										

Gráfico B.4.1

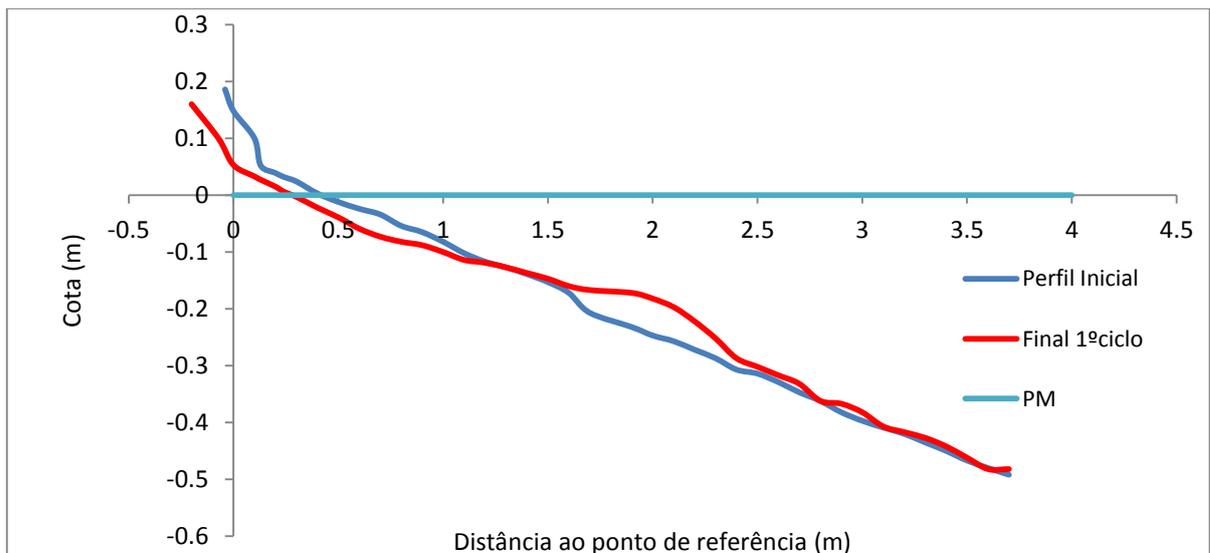




Figura B.4.1 – Perfil transversal na zona da base do talude com destaque para a disposição do 1º volume de areia e da primeira camada de enrocamento



Figura B.4.2 – Estrutura adicionada do 1º volume de areia antes do ensaio



Figura B.4.3 – Estrutura após o 1º ciclo



Figura B.4.4 – Deslocamentos máximos dos blocos de enrocamento causados pela instabilidade



Figura B.4.5 – Erosão do 1º volume de areia após o 1º ciclo

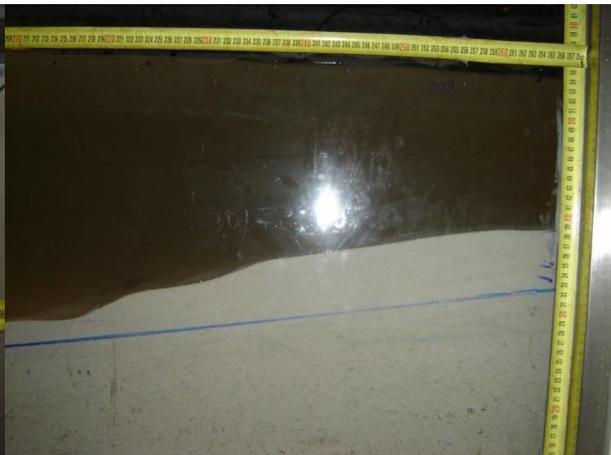


Figura B.4.6 – Barra de rebentação no final do 1º ciclo

Anexo B.5 – Ensaio B.5

Ensaio	Série	B	Nº	5	Volumes de areia utilizados		1	d (m)	13.75
Altura de onda pretendida (m)	3.25	Período de onda pretendido (s)	8	Ciclos	1º	Sim	Duração dos ciclos (s)	1º	820
	3.25		8		2º	Sim		2º	820
					3º			3º	
<b>Observações</b>									
<p>1º Ciclo:</p> <p>Espraçamento:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Atinge cerca de 20 cm no talude.</li> </ul> <p>Barra de rebentação:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Entre as profundidades de 15.5 e 26 cm.</li> <li>• Altura máxima de 5.3 cm.</li> </ul> <p>Rugas:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Desde a profundidade de 28 cm.</li> </ul> <p>Estabilidade da estrutura:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Grande parte do 1º volume erode mas apenas uma pedra se desloca.</li> </ul> <p>2º Ciclo:</p> <p>Espraçamento:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Atinge cerca de 20 cm do talude.</li> </ul> <p>Barra de rebentação:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Entre as profundidades de 18 e 29 cm.</li> <li>• Altura máxima de 7 cm.</li> </ul> <p>Rugas:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Desde a profundidade de 29 cm.</li> </ul> <p>Estabilidade da estrutura:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Pedras da risberma ficam à vista. 7 a 8 pedras ficam à vista. Muita erosão na base do talude.</li> </ul>									

Gráfico B.5.1

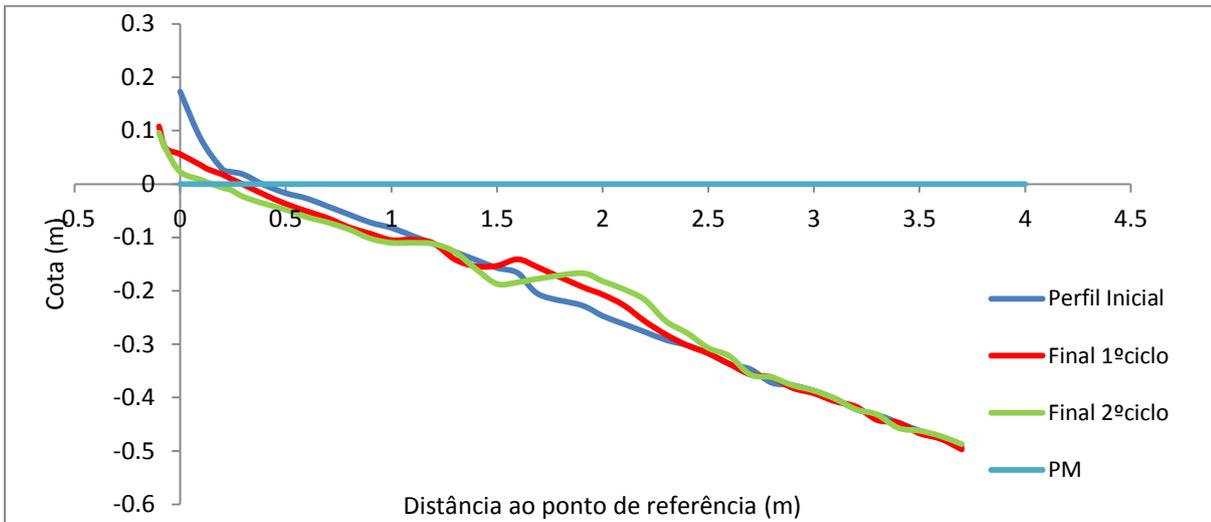


Figura B.5.1 – Estrutura em 2º plano no final do 1º ciclo



Figura B.5.2 – Estrutura no final do 1º ciclo



Figura B.5.3 – Deslocamento do bloco de enrocamento no final do 1º ciclo



Figura B.5.4 – Erosão do 1º volume no final do 1º ciclo na base do talude



Figura B.5.5 – Barra de rebentação no final do 1º ciclo



Figura B.5.6 – Erosão do 1º volume e na zona da risberma



Figura B.5.7 – Barra de rebentação no final do 2º ciclo



Figura B.5.8 – Estrutura no final do 2º ciclo. Pedras da risberma à vista.



Figura B.5.9 – Deslocamentos máximos de blocos de enrocamento por instabilidade

Anexo B.6 – Ensaio B.6

Ensaio	Série	B	Nº	6	Volumes de areia utilizados		2	d (m)	11.75
Altura de onda pretendida (m)	2	Período de onda pretendido (s)	12	Ciclos	1º	Sim	Duração dos ciclos (s)	1º	1230
					2º			2º	
					3º			3º	
Observações									
Primeiro ensaio com enrocamento com dois volumes de areia.  1º Ciclo:  Espraiamento: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Atinge todo o 2º volume e cerca de 10 cm do 1º volume.</li> </ul> Barra de rebentação: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Não existe.</li> </ul> Rugas: <ul style="list-style-type: none"> <li>• Desde a profundidade de 15 cm.</li> </ul> Estabilidade da estrutura: <ul style="list-style-type: none"> <li>• A areia não erode em nenhum dos volumes.</li> </ul>									

Gráfico B.6.1

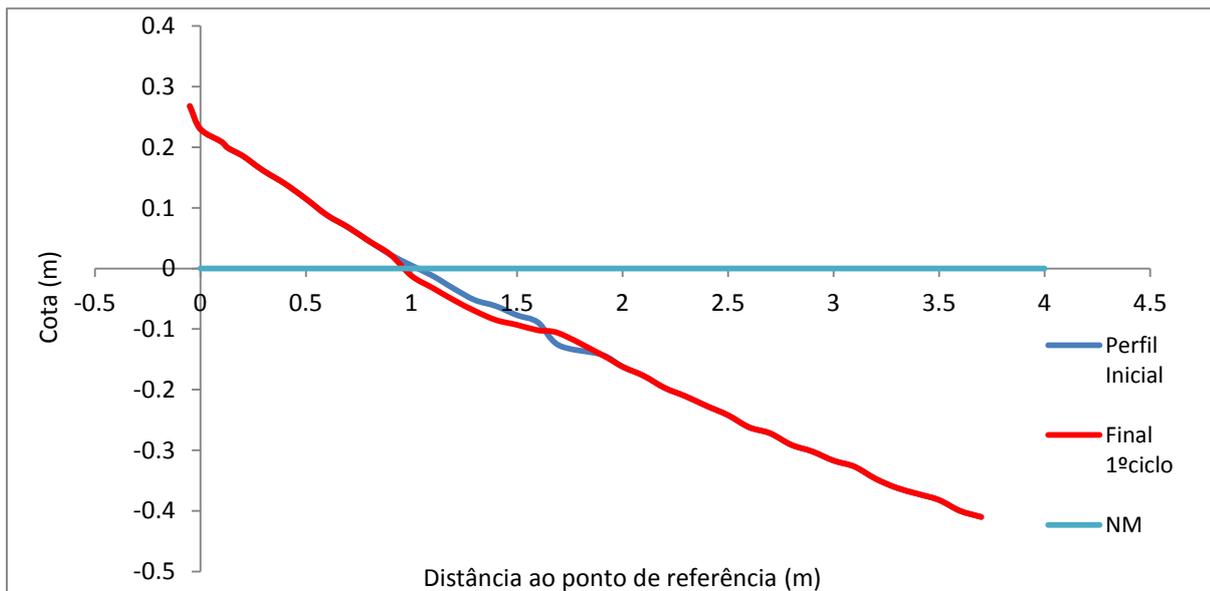




Figura B.6.1 – Disposição dos 2 volumes de areia utilizados



Figura B.6.2 – Estrutura antes do ensaio

Anexo B.7 – Ensaio B.7

Ensaio	Série	B	Nº	7	Volumes de areia utilizados		2	d (m)	11.75
Altura de onda pretendida (m)	3.25	Período de onda pretendido (s)	12	Ciclos	1º	Sim	Duração dos ciclos (s)	1º	1230
	3.25		12		2º	Sim		2º	1230
					3º			3º	
<b>Observações</b>									
<p>1º Ciclo:</p> <p>Espraiamento:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Atinge 1º volume em aproximadamente 15 a 20 cm.</li> </ul> <p>Barra de rebentação:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Entre profundidades de 13 e 28 cm.</li> <li>• Altura máxima de 5.5 cm.</li> </ul> <p>Rugas:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Desde a profundidade de 28 cm.</li> </ul> <p>Estabilidade da estrutura:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Cerca de metade da areia do 2º volume é erodida. Pouca areia do 1º volume erodida. Não há pedras à vista.</li> </ul> <p>2º Ciclo:</p> <p>Barra de rebentação:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Entre as profundidades de 13 e 28 cm.</li> <li>• Altura máxima de 6.7 cm.</li> </ul> <p>Rugas:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Desde a profundidade de 28 cm.</li> </ul> <p>Estabilidade da estrutura:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• 2º Volume quase totalmente erodido. Muita erosão nas maiores profundidades. Poucas pedras à vista, nenhuma fora do sítio.</li> </ul>									

Gráfico B.7.1

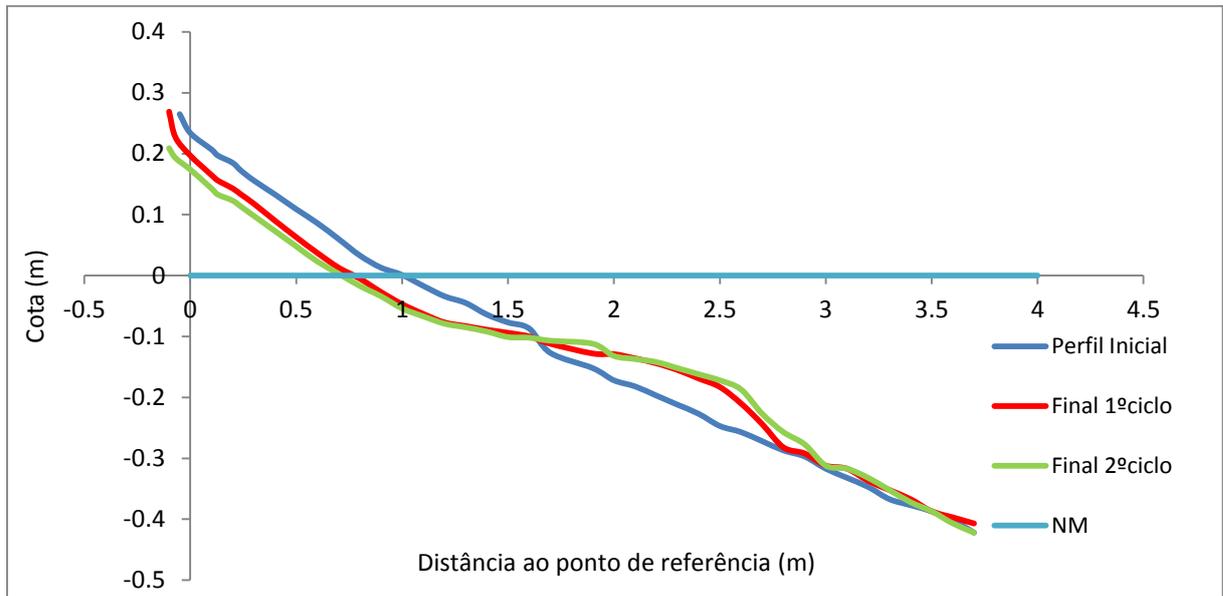


Figura B.7.1 – Disposição dos 2 volumes de areia utilizados



Figura B.7.2 – Estrutura no final do 1º ciclo



Figura B.7.3 – Erosão nos volumes no final no 1º ciclo



Figura B.7.4 – Barra de rebentação no final do 1º ciclo



Figura B.7.5 – Estrutura no final do 2º ciclo



Figura B.7.6 – Erosão do 1º e 2º volume no final do 2º ciclo



Figura B.7.7 – Barra de rebentação no final do 2º ciclo

Anexo B.8 – Ensaio B.8

Ensaio	Série	B	Nº	8	Volumes de areia utilizados		3	d (m)	13.75
Altura de onda pretendida (m)	2	Período de onda pretendido (s)	8	Ciclos	1º	Sim	Duração dos ciclos (s)	1º	820
	2		8		2º	Sim		2º	820
					3º			3º	
<b>Observações</b>									
<p>1º Ciclo:</p> <p>Espraçamento:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Atinge cerca de 15 cm do 3º volume.</li> </ul> <p>Barra de rebentação:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Entre profundidades de 9 e 16 cm.</li> <li>• Altura máxima de 4.3 cm.</li> </ul> <p>Rugas:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Desde a profundidade de 16 cm.</li> </ul> <p>Estabilidade da estrutura:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Erode uma pequena parte do 3º volume e cerca de metade do 2º volume. Pedras não ficam à vista.</li> </ul> <p>2º Ciclo:</p> <p>Barra de rebentação:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Entre as profundidades de 9 e 16 cm.</li> <li>• Altura máxima de 5 cm.</li> </ul> <p>Rugas:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Desde a profundidade de 16 cm.</li> </ul> <p>Estabilidade da estrutura:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Não há pedras à vista. Pequena erosão do 3º volume e metade do 2º volume.</li> </ul>									

Gráfico B.8.1

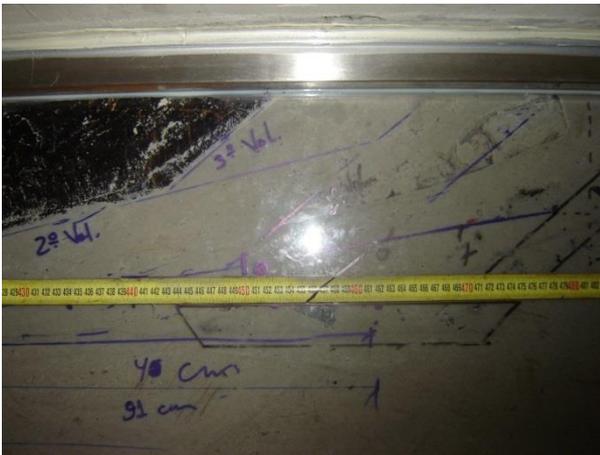
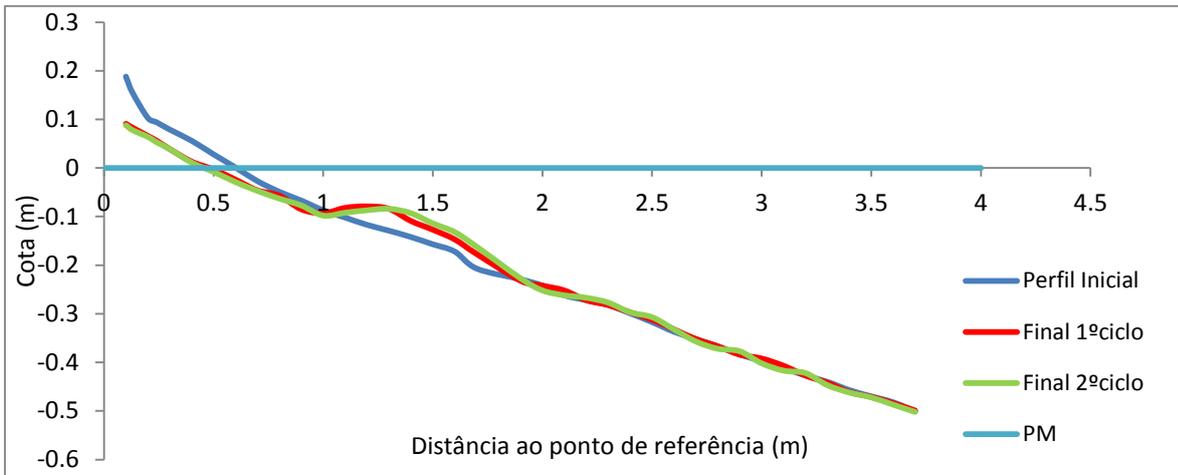


Figura B.8.1 – Disposição dos 3 volumes de areia utilizados



Figura B.8.2 – Estrutura antes do ensaio

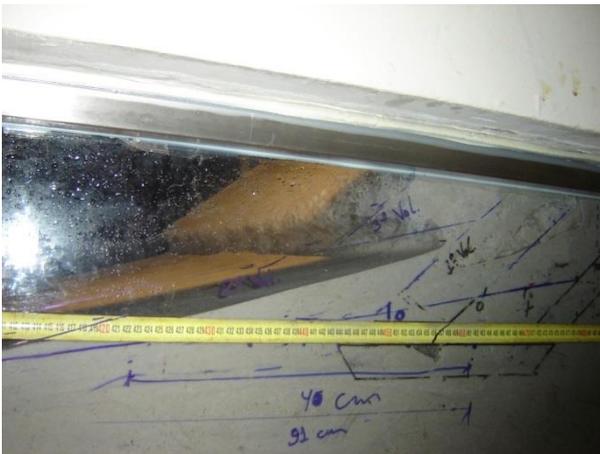


Figura B.8.3 – Erosão nos volumes no 2º e 3º volume no 1º ciclo

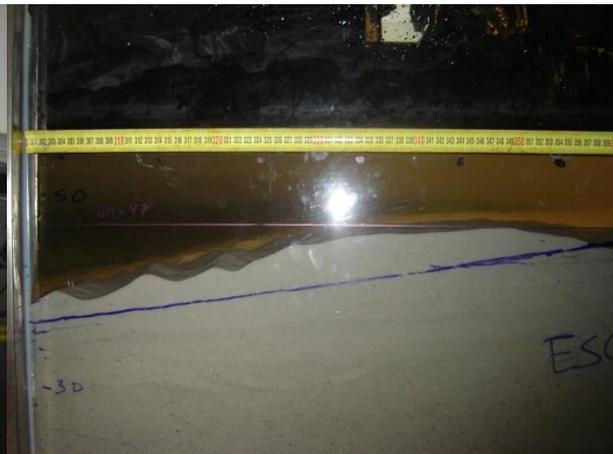


Figura B.8.4 – Barra de rebentação no final do 1º ciclo



Figura B.8.5 – Rugas no final do 1º ciclo



Figura B.8.6 – Estrutura no final do 1º ciclo



Figura B.8.7 – Pormenor da erosão no 2º e o 3º volume no final do 2º ciclo

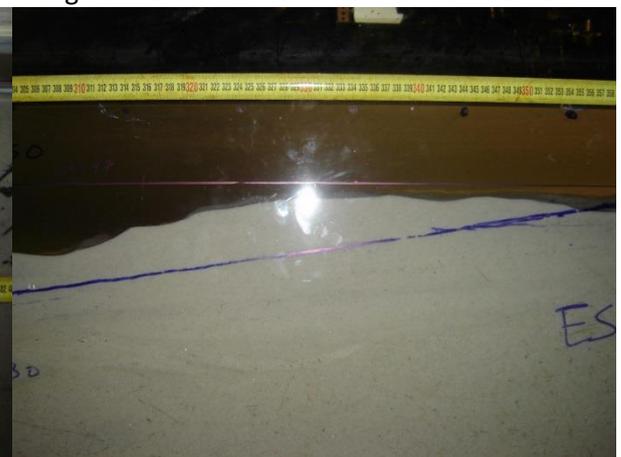


Figura B.8.8 – Barra de rebentação no final do 2º ciclo



Figura B.8.9 – Rugas no final do 2º ciclo

Anexo B.9 – Ensaio B.9

Ensaio	Série	B	Nº	9	Volumes de areia utilizados		3	d (m)	13.75
Altura de onda pretendida (m)	3.25	Período de onda pretendido (s)	12	Ciclos	1º	Sim	Duração dos ciclos (s)	1º	1230
	3.25		12		2º	Sim		2º	1230
					3º			3º	
<b>Observações</b>									
<p>1º Ciclo:</p> <p>Espraçamento:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Atinge cerca de 25 a 30 cm do 3º volume.</li> </ul> <p>Barra de rebentação:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Entre profundidades de 11 e 34.5 cm.</li> <li>• Altura máxima de 7.5 cm.</li> </ul> <p>Rugas:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Desde a profundidade de 34.5 cm.</li> </ul> <p>Estabilidade da estrutura:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Muitas pedras saíram. 100% do 3º volume erodido. Cerca de 80% do 1º e do 2º volume erodido.</li> </ul> <p>2º Ciclo:</p> <p>Espraçamento:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Atinge cerca de 25 a 30 do talude.</li> </ul> <p>Barra de rebentação:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Entre as profundidades de 10 e 34.5 cm.</li> <li>• Altura máxima de 9.1 cm.</li> </ul> <p>Rugas:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Desde a profundidade de 34.5 cm.</li> </ul> <p>Estabilidade da estrutura:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Estrutura muito instável. A maior parte das pedras da primeira camada saíram. Todos os volumes de areia são erodidos.</li> </ul>									

Gráfico B.9.1

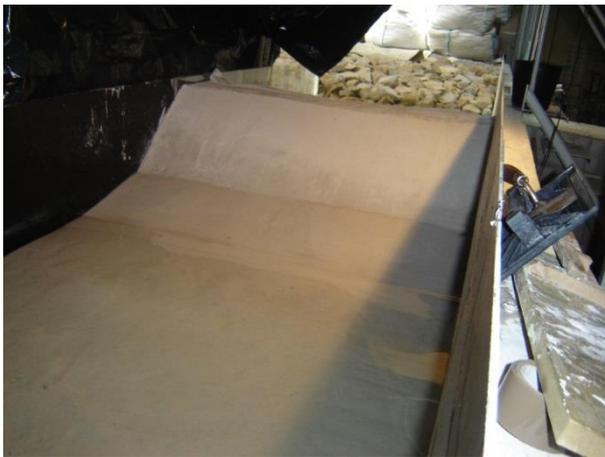
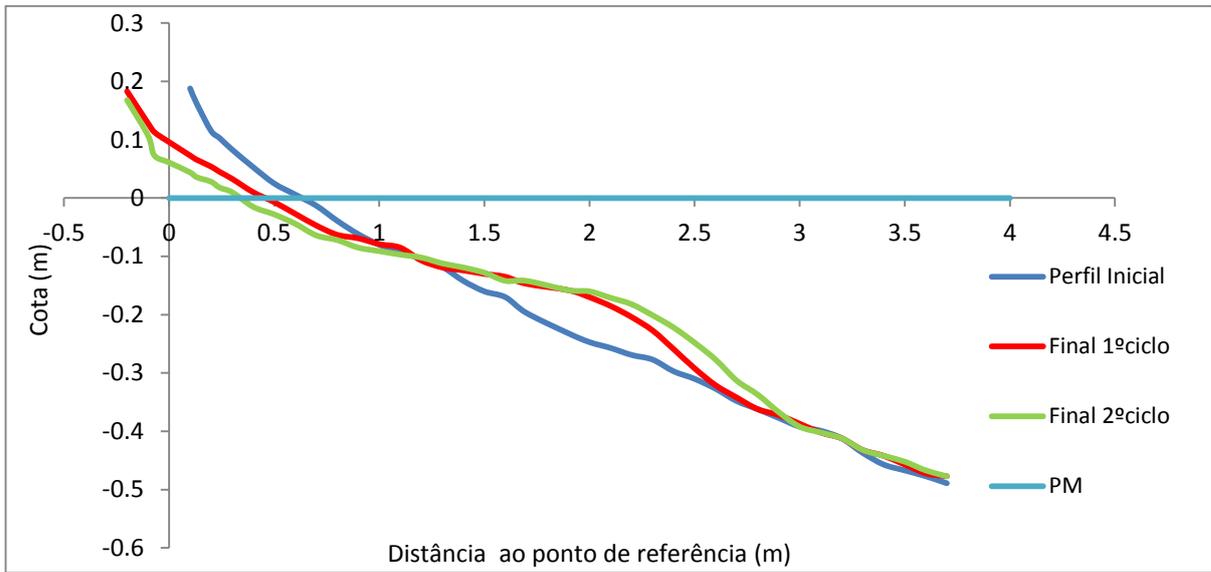


Figura B.9.1 – Estrutura antes do ensaio



Figura B.9.2 – Disposição dos 3 volumes de areia



Figura B.9.3 – Estrutura após o 1º ciclo



Figura B.9.4 - Pedras muito afastadas da estrutura no final do 1º ciclo



Figura B.9.5 - Estrutura no final do 1º ciclo



Figura B.9.6 - 2º volume sofre erosão elevada

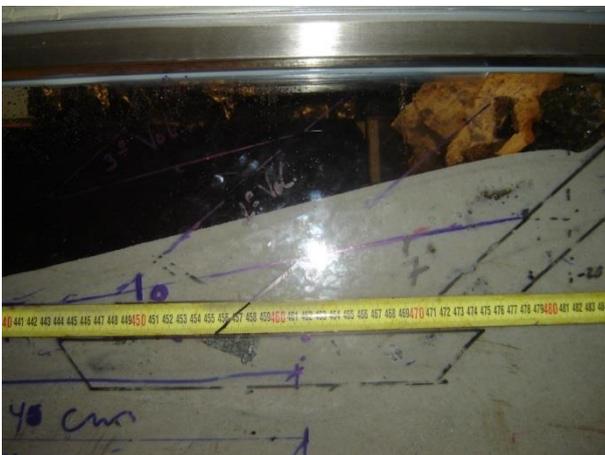


Figura B.9.7 - Bastante erosão no 1º e 3º volumes.



Figura B.9.8 - Barra de rebentação no final do 1º ciclo



Figura B.9.9 - Estrutura em 2º plano no final do 2º ciclo



Figura B.9.10 - Estrutura no fim do 2º ciclo



Figura B.9.11 – Exemplo de deslocamento substancial de blocos de enrocamento



Figura B.9.12 – 2º volume quase totalmente erodido



Figura B.9.13 – 1º e 3º volumes quase totalmente erodidos



Figura B.9.14 – Barra de rebentação no final do 2º ciclo

