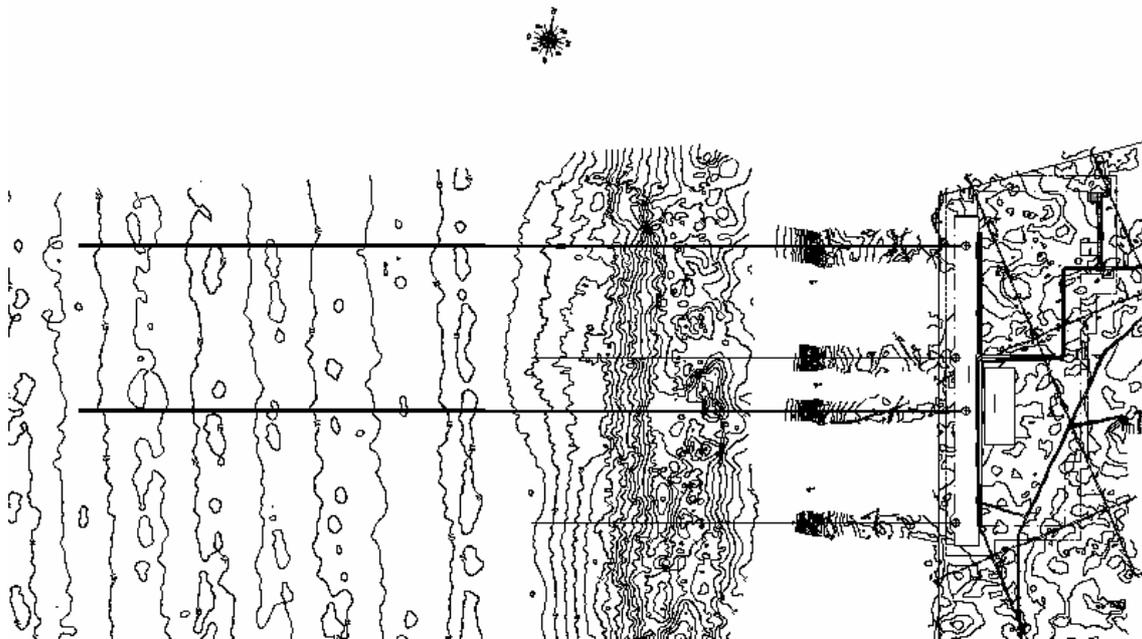


**PROJECTO DE EXECUÇÃO AQUÍCOLA DE ENGORDA DE PREGADO EM MIRA.
INFRA-ESTRUTURA BÁSICA DE CAPTAÇÃO E DESCARGA DE ÁGUA DE MAR,
SISTEMA DE CAPTAÇÃO E INFRAESTRUTURAS PRODUTIVAS**

PROMOTOR: ACUINOVA – ACTIVIDADES PISCÍCOLAS, S.A.

**LOCALIZAÇÃO: SUL DA PRAIA DE MIRA, CONCELHO DE MIRA, DISTRITO DE
COIMBRA**

JUNHO 2007



**ANEXO 13. ASSESSORIA TÉCNICA NO PROJECTO DOS EMISSÁRIOS PARA A
INSTALAÇÃO DE MIRA.**







ÍNDICE

ANTECEDENTES	1
Capítulo 1. INTRODUÇÃO	1.1
1.1 Objectivos	1.1
1.2 Informação utilizada	1.2
1.3 Organização do estudo	1.2
Capítulo 2. DESCRIÇÃO DA ZONA DE ESTUDO	2.1
2.1 Morfologia da zona de estudo	2.1
Capítulo 3. DINÂMICA MARINHA	3.1
3.1 Ventos	3.1
3.2 Ondulação em profundidades em <i>offshore</i>	3.7
3.3 Ondulação na zona de estudo	3.15
3.4 Sistema circulatório na Praia	3.52
3.4.1 Correntes geradas pela maré astronómica	3.53
3.4.2 Correntes geradas pelo vento	3.57
3.4.3 Correntes produzidas pela rotura da ondulação	3.59
3.5 Nível do mar	3.67
3.5.1 Fontes de dados	3.67
3.5.2 Regime médio do nível de maré astronómica	3.67
3.5.3 Regime médio do resíduo meteorológico	3.69
3.5.4 Regime médio do nível de maré	3.70
Capítulo 4. DINÂMICA LITORAL	4.1
4.1 Evolução da Praia a longo prazo	4.2
4.2 Transporte de sedimentos durante uma tempestade	4.11
4.2.1 Influência das tempestades no perfil de praia e no traçado do emissário	4.13
4.2.1.1 Evolução do perfil transversal do traçado na zona de rebentação	4.13
4.2.1.2 Evolução do perfil transversal do traçado fora da zona de rebentação	4.22



4.3 Erosão do fundo (background erosion) da zona de estudo	4.23
4.4 Conclusões.....	4.25
Capítulo 5. DESCRIÇÃO DAS OBRAS	5.1
5.1 Descrição dos emissários.....	5.1
5.1.1 Emissários de captação	5.1
5.1.2 Emissários de descarga	5.3
5.2 Análise do recobrimento ao longo do tubo.....	5.13
Capítulo 6. ANÁLISE DO PLANO DE OBRA EM FUNÇÃO DO CLIMA MARÍTIMO.....	6.1
6.1 Plano de obra previsto	6.1
6.2 Análise do clima marítimo nas imediações do emissário	6.2
6.3 Plano de obra vs. Clima marítimo	6.11
6.4 Conclusões.....	6.12
Capítulo 7. IMPACTO DAS OBRAS NA DINÂMICA LITORAL.....	7.1
7.1 Influência no clima marítimo.....	7.1
7.2 Influência nas correntes de rotura	7.4
7.3 Influência na estabilidade das praias	7.4
7.4 Impacto da dinâmica litoral do emissário	7.4
7.5 Impacto da vala na dinâmica litoral.....	7.5
Capítulo 8. DIMENSIONAMENTO DA PROTECÇÃO DOS RAISERS DE DESCARGA	8.1
8.1 Objectivos.....	8.1
8.2 Descrição das obras e zona de estudo	8.1
8.3 Formulações de cálculo	8.3
8.3.1 Parâmetros considerados no dimensionamento das obras de protecção	8.3
8.3.2 Considerações teóricas para o cálculo das peças	8.5
8.4 Acções de cálculo e cálculo das peças da estrutura.....	8.5
8.4.1 Metodologia para avaliar a distribuição de alturas de onda na zona de estudo (técnica de Montecarlo)	8.8
8.5 Resultados	8.11



8.6 Referências	8.13
Capítulo 9. ESTABILIDADE DAS TUBAGENS EM FASE DE CONSTRUÇÃO	9.1
9.1 Descrição do problema	9.1
9.2 Ondulação de cálculo	9.6
9.3 Hipóteses adoptadas.....	9.10
9.4 Estabilidade da tubagem	9.11
Capítulo 10. ESTABILIDADE DA VALA	10.1
10.1 Introdução	10.1
10.1.1 Colocação do problema	10.1
10.1.2 Aproximação ao problema objecto de estudo	10.4
10.2 Modo de evolução de valas MEMPITS.....	10.9
10.2.1 Definições prévias.....	10.10
10.3 Resultados	10.11
Capítulo 11. ESTUDOS HIDRÁULICOS	11.1
11.1 Introdução	11.1
11.2 Emissários de captação	11.2
11.3 Emissários de descarga	11.3
Capítulo 12. DISPERSÃO DO EFLUENTE	12.1
12.1 Características do efluente.....	12.1
12.2 Metodologia	12.3
12.3 Resultados	12.5
Capítulo 13. CAUDAL SÓLIDO ASPIRADO	13.1
13.1 Fórmulas utilizadas.....	13.1
13.2 Aplicação ao emissário de Mira	13.5



ANEXOS

TURBULÊNCIA

ANEXO I. PROPAGAÇÃO DA ONDULAÇÃO

ANEXO II. DESCRIÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS H2D E H2DZ

ANEXO III. CORRENTES DE MARÉ

ANEXO IV. CORRENTES DE VENTO

ANEXO V. ESTABILIDADE DA VALA

ANEXO VI. CÁLCULOS HIDRÁULICOS

ANEXO VII. DISPERSÃO DO EFLUENTE

ANEXO VIII. ANÁLISE DO RETROCESSO DA PRAIA DE MIRA





ANTECEDENTES

Dado o forte desenvolvimento da aquicultura a nível mundial, o Grupo Pescanova estuda a construção de um novo viveiro marinho dedicado à criação de pregado em Mira, Coimbra, Portugal.

Durante o mês de Julho de 2006 ocorreram diversas reuniões entre responsáveis políticos, técnicos da Câmara Municipal de Mira e técnicos da Pescanova, com o objectivo de angariar informação sobre os terrenos onde se localiza a instalação, a topografia, a natureza geológica dos mesmos, analisar possíveis incompatibilidades urbanísticas ou ambientais e todos os aspectos que pudessem influir na viabilidade do projecto. Como resultado destes trabalhos, constatou-se a adequação dos terrenos ao projecto proposto.

Em Novembro de 2006 a Pescanova encomendou a redacção do Ante-Projecto à IMPULSO INDUSTRIAL ALTERNATIVO, S.A., projecto que servirá de base para a obtenção das licenças necessárias para a construção e exploração do viveiro.

Em Fevereiro de 2007, a empresa ACUINOVA (Atividades Piscícolas S.A.) e a Universidade de Cantábria assinaram um acordo para análise dos impactos que a construção do emissário submarino de Mira, proposto no mesmo Ante-Projecto, pudesse gerar na dinâmica litoral do meio.

Como resumo dos trabalhos efectuados, redigiu-se o presente documento que foi elaborado pelos membros do Grupo de Engenharia Oceanográfica e de Costas (G.I.O.C.) e do Grupo de Emissários Submarinos e Hidráulica Ambiental (G.E.S.H.A.) da Universidade de Cantábria:

- Andrés García Gómez, Ingeniero de Caminos, C. y P., Doctor del Departamento de Ciencias y Técnicas del Agua y Medio Ambiente de la Universidad de Cantabria
- Verónica Cánovas Losada, Ingeniera de Caminos, C. y P., del Departamento de Ciencias y Técnicas del Agua y Medio Ambiente de la Universidad de Cantabria
- Gabriel Díaz Hernández, Ingeniero Civil, Doctor del Departamento de Ciencias y Técnicas del Agua y Medio Ambiente de la Universidad de Cantabria.
- Mauricio González Rodríguez, Profesor Contratado Doctor del Departamento de Ciencias y Técnicas del Agua y Medio Ambiente de la Universidad de Cantabria



- Soledad Requejo Landeira, Ingeniera de Caminos, C. y P, Doctora del Departamento de Ciencias y Técnicas del Agua y Medio Ambiente de la Universidad de Cantabria
- Raúl Medina Santamaría, Doctor Ingeniero de Caminos, C. y P., Catedrático de Hidráulica del Departamento de Ciencias y Técnicas del Agua y Medio Ambiente de la Universidad de Cantabria,

sob a direcção de César Alvarez Díaz, Professor Contratado Doutor do Departamento de Ciências e Técnicas de Água e Meio Ambiente da Universidade de Cantábria,

Santander, Junho 2007.

Fdo.: César Álvarez Díaz
Responsável pelo estudo



CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO



1. INTRODUÇÃO

Mira é um dos municípios do distrito de Coimbra (Região Centro, Portugal) conhecido pelas suas praias, bosques e agricultura. Constitui ainda um dos centros mais importantes da pesca artesanal e da aquicultura em Portugal.

Por este motivo, o Grupo Pescanova estuda a construção de um novo viveiro marinho dedicado ao cultivo de pregado nesta zona, dado o desenvolvimento da aquicultura a nível mundial verificado nos últimos anos.

Em Dezembro de 2006, a IMPULSO INDUSTRIAL ALTERNATIVO, S.A. apresentou o documento intitulado “Projecto (Básico) Aquícola de Engorda de Pregado em Mira-Fase I. Coimbra, Portugal”, que serviu de base para a obtenção das licenças necessárias para a construção e exploração do viveiro e no qual se descrevem as características das diferentes edificações que constituem a futura instalação de engorda de pregado.

No presente documento analisam-se os possíveis impactos do emissário, proposto no Projecto Básico pela IMPULSO INDUSTRIAL ALTERNATIVO, S.A, sobre a dinâmica litoral do meio.

1.1 Objectivos

O objectivo do presente relatório é a análise dos possíveis impactos que as obras do emissário de Mira, proposto no Projecto Básico pela IMPULSO INDUSTRIAL ALTERNATIVO, S.A, tenham na dinâmica litoral do meio durante a sua fase de funcionamento. Por outro lado, também serão analisadas as características do emissário e será justificado o recobrimento necessário para que este não fique descoberto pelo efeito da ondulação durante a sua vida útil.

Para isso propõem-se os seguintes objectivos parciais:

- Estudo da ondulação.
- Análise de frentes de trabalho em função do clima marítimo.
- Estudo hidrodinâmico.
- Estudo hidráulico e dimensionamento dos emissários de captação e descarga.
- Análise da dispersão do efluente.
- Aspiração de sedimentos.



- Dimensionamento construtivo da protecção dos raisers dos emissários de descarga.

1.2 Informação utilizada

Para a realização do presente documento contou-se com a seguinte informação:

- Base de dados da ondulação e vento SIMAR 44.
- Base de dados da maré Grenoble.
- Batimetria geral da zona. (Carta Náutica 24202 do Instituto Hidrográfico da Marinha de Portugal).
- Fotografias aéreas obtidas do Google Earth.
- “Projecto (Básico) Aquícola de Engorga de Pregado em Mira-Fase I. Coimbra, Portugal” (IMPULSO INDUSTRIAL ALTERNATIVO, S.A., Dezembro 2006).

1.3 Organização do estudo

O presente documento organiza-se do seguinte modo:

Capítulo 1. Introdução, no qual se propõem os objectivos do trabalho e se detalha a informação utilizada.

Capítulo 2. Descrição da zona de estudo, onde são descritos os elementos morfológicos mais relevantes da unidade fisiográfica objecto de estudo.

Capítulo 3. Dinâmica marinha, onde se descrevem as características relativas às dinâmicas actantes em *offshore* e na zona de estudo.

Capítulo 4. Dinâmica litoral, onde se avaliam as condições de estabilidade em planta e perfil das praias na situação actual.

Capítulo 5. Descrição das obras, onde se resumem as características principais das obras a construir, bem como o seu processo construtivo

Capítulo 6. Análise do plano de obra em função do clima marítimo, onde se analisa, em função do clima marítimo, se é possível realizar as operações previstas no plano de obra.



Capítulo 7. Impacto das obras na dinâmica litoral, onde se estabelecem os impactos que as obras propostas possam ter nas praias adjacentes.

Capítulo 8. Dimensionamento da protecção dos raisers de descarga, onde se propõe uma secção tipo para a protecção dos raisers de descarga.

Capítulo 9. Estabilidade das tubagens em fase de construção, onde se analisa a estabilidade das tubagens durante o processo construtivo.

Capítulo 10. Estabilidade da vala, onde se analisa a estabilidade da vala enquanto permanece aberta.

Capítulo 11. Estudos hidráulicos, onde se realizam os cálculos hidráulicos dos emissários submarinos propostos pela IMPULSO S.A.

Capítulo 12. Dispersão da descarga, onde se avalia a influência da descarga no meio, o seu alcance e sua permanência no mesmo.

Capítulo 13. Volume sólido aspirado, onde se estima a quantidade de sedimentos aspirados pela captação de água do mar.

ANEXOS

ANEXO I. PROPAGAÇÃO DA ONDULAÇÃO

ANEXO II. DESCRIÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS H2D E H2DZ

ANEXO III. CORRENTES DE MARÉ

ANEXO IV. CORRENTES DE VENTO

ANEXO V. ESTABILIDADE DA VALA

ANEXO VI. CÁLCULOS HIDRÁULICOS

ANEXO VII. DISPERSÃO DA DESCARGA

ANEXO VIII. ANÁLISE DO RETROCESSO DA PRAIA DE MIRA



CAPÍTULO 2

DESCRIÇÃO DA ZONA DE ESTUDO



2 DESCRIÇÃO DA ZONA DE ESTUDO

2.1 Morfologia da zona de estudo

No presente ponto pretende-se descrever a morfologia do trecho de costa em análise, destacando-se os elementos mais importantes, desde o ponto de vista morfodinâmico até quando se fixa a toponímia que se utilizará no presente estudo.

A descrição realiza-se em dois pontos diferenciados, um relativo à morfologia geral da plataforma continental e outro dedicado à Praia como objecto de estudo. Antes de realizar essa descrição morfológica far-se-á uma breve introdução na qual se localiza a zona de estudo.

A zona de estudo localiza-se na Região Centro de Portugal, concretamente no distrito de Coimbra (Veja-se figura 2.1), a cerca de 29 e 30 Km de Aveiro e Figueira da Foz, respectivamente. O município de Mira tem uma área de 123,89 Km², uma população de 13.144 habitantes (2004) e encontra-se dividido em 4 freguesias: Carapelhos, Mira, Praia de Mira e Seixo

O município está limitado a Norte pelo concelho de Vagos, a Este pelos Concelhos de Vagos e Cantanhede, a Sul pelo Concelho de Cantanhede e a Oeste pelo Oceano Atlântico, como se mostra na figura 2.1.

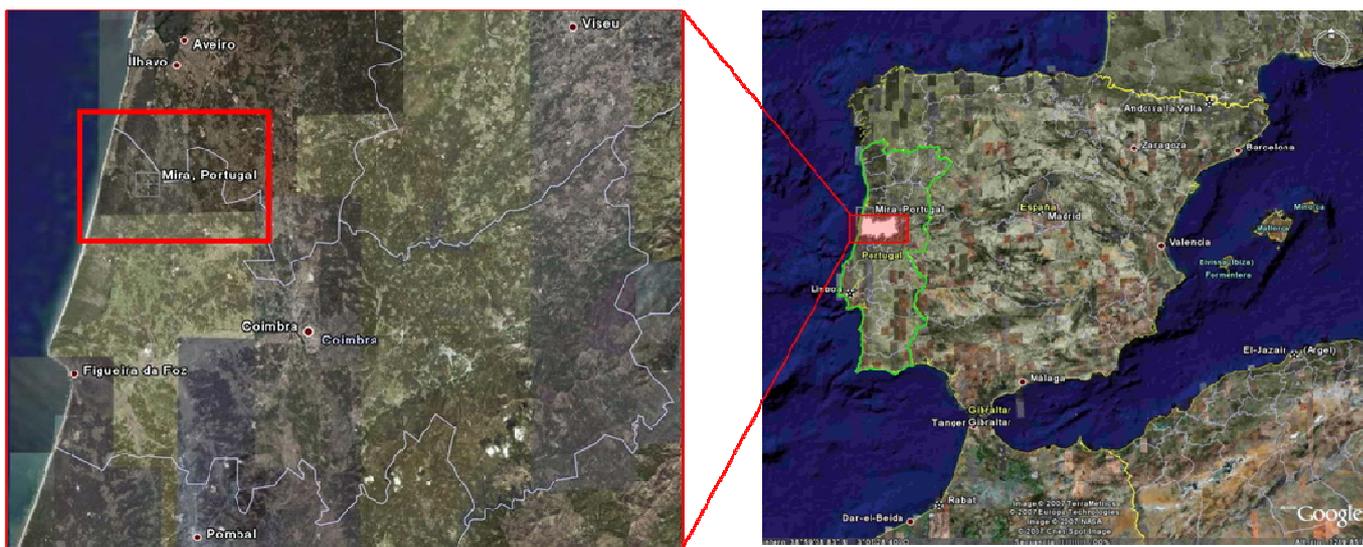


Figura 2.1 Localização da zona de estudo



Figura 2.2 Localização do viveiro marinho.

O futuro viveiro marinho localizar-se-á, concretamente, a sul da Praia de Mira, a Sudeste do término do município de Mira (Veja-se figura 2.2). A superfície total da parcela adquirida para este fim é de 2.060.000 m², segundo se descreve no Projecto Básico. A instalação situa-se na zona norte da parcela, coincidindo com o acesso previsto, com uma superfície afectada de 427.828 m². As cotas do terreno na zona da parcela onde se localiza a instalação, situam-se entre + 5,00 e +8,00 na zona oeste e central, subindo até à cota +16,00 na zona Nordeste.



a) Morfologia geral da plataforma

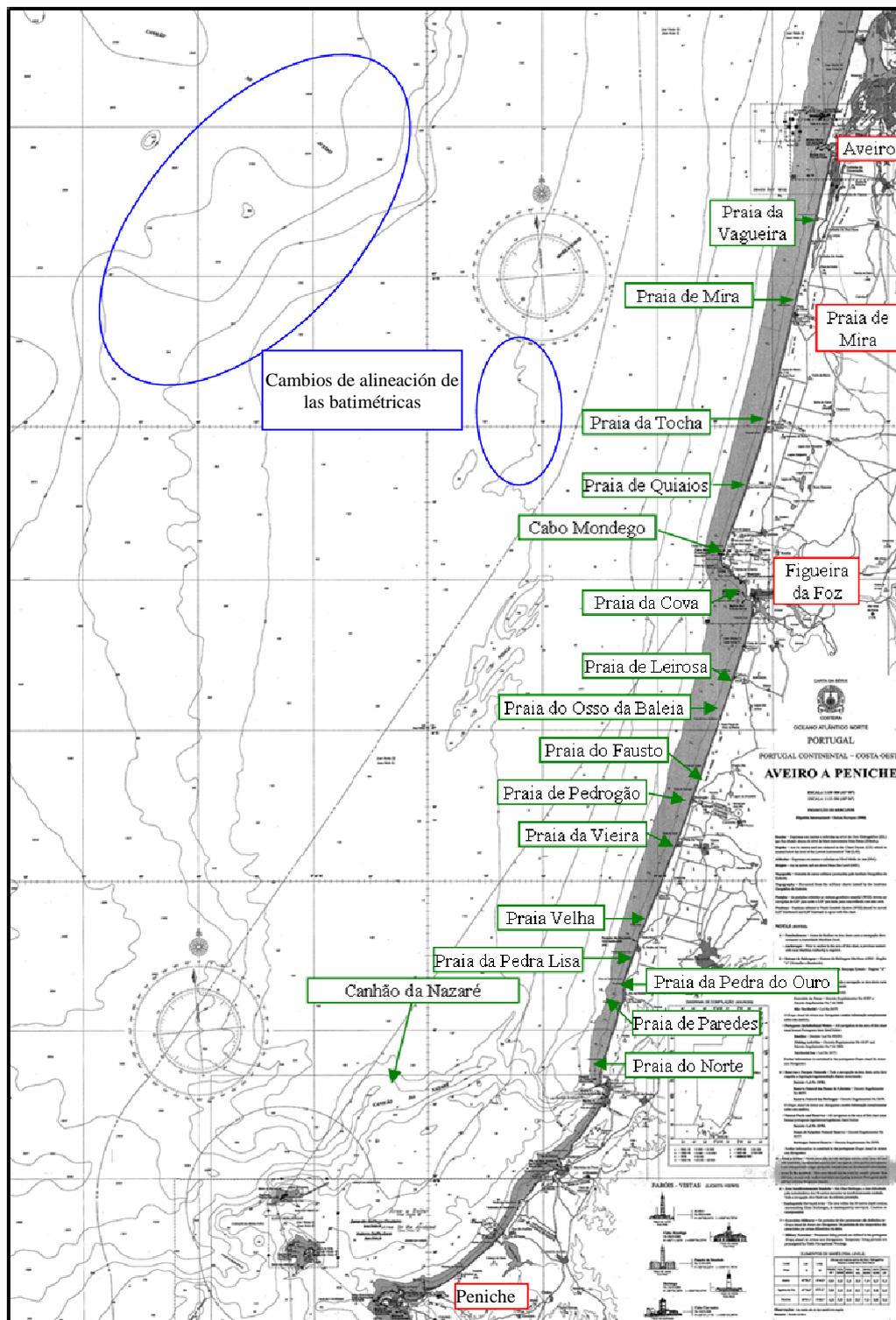


Figura 2.3 Batimetria geral da zona



A unidade fisiográfica, objecto deste estudo, está compreendida entre Aveiro e Peniche que se caracteriza por possuir uma costa de extensos areais separados por zonas acidentadas.

Dentro da unidade fisiográfica definida no ponto anterior, é possível definir três subunidades fisiográficas diferentes dependentes entre si do ponto de vista sedimentário. A primeira subunidade fisiográfica tem uma extensão de 52 Km e está compreendida entre o esporão da desembocadura do estuário de Aveiro e o Cabo Mondego. A segunda com aproximadamente 67 Km está compreendida entre o Cabo Mondego e o Canhão de Nazaré e, a última subunidade encontra-se entre o Cabo de Nazaré e Peniche

Neste documento é analisada principalmente a primeira subunidade fisiográfica que se encontra no município de Mira, ainda que a dinâmica sedimentária existente nesta zona esteja estreitamente ligada à das subunidades adjacentes como se verá no Capítulo 4.

A característica fundamental da unidade fisiográfica de Mira é o alinhamento N15E da costa e da batimetria que, como se verá posteriormente, faz com que as ondulações que incidem com certa relevância sejam as do terceiro e quarto quadrante.

A batimetria da plataforma continental da zona em estudo apresenta uma grande variação de pendente. Assim, a NW observa-se uma mudança no alinhamento das batimétricas entre as batimétricas 2000 e 200 com uma pendente média na ordem dos 13 % (veja-se figura 2.3). Na zona adjacente, entre as batimétricas 200 e 100 a pendente diminui bruscamente para um valor compreendido entre 0.35 e 0.75 %. Na batimétrica 100, frente à Praia da Tocha e Praia de Quiaios, aparece outra mudança no alinhamento das batimétricas: estas têm um papel importante na propagação da ondulação de período longo, como se comentará em capítulos posteriores. A pendente entre as batimétricas 100 e 30 é da ordem dos 0.25 %, enquanto que entre as cotas 30 e 20 m a pendente ascende a 0.7 %. Entre as batimétricas 20 e 10 o fundo volta a adquirir uma pendente com aproximadamente 0.25 %. Por último, na zona de Praia de Mira, a pendente entre a cota 10 e o nível de baixa-mar é da ordem de 1 %.

A batimetria da plataforma continental, como se aprecia na figura 2.3 é bastante irregular em águas profundas, no entanto, nas imediações da zona de estudo, a batimetria é praticamente recta e paralela, como se mostra na figura 2.4, o que será referido na dinâmica marinha da zona que se descreve no Capítulo 3.

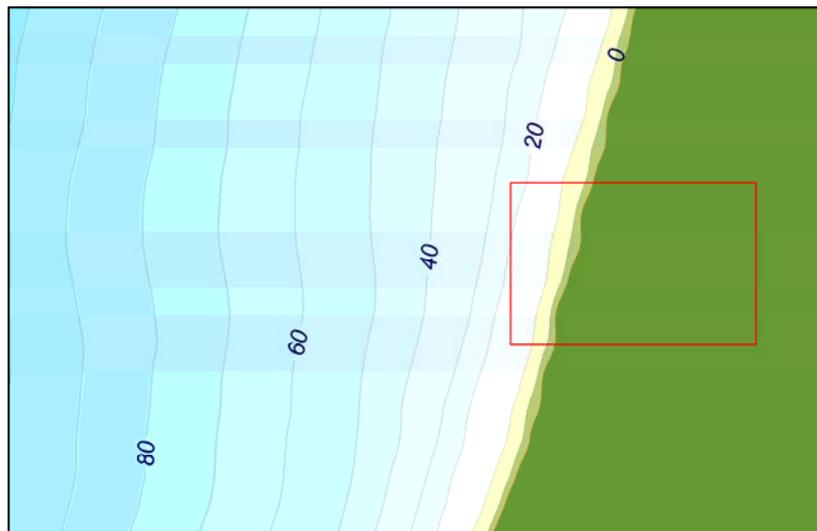


Figura 2.4 Batimetria da zona de estudo

b) Morfologia da praia adjacente à zona de estudo

A praia que se pode ver afectada pela construção do viveiro piscícola é principalmente a Praia de Mira (Veja-se figura 2.5).

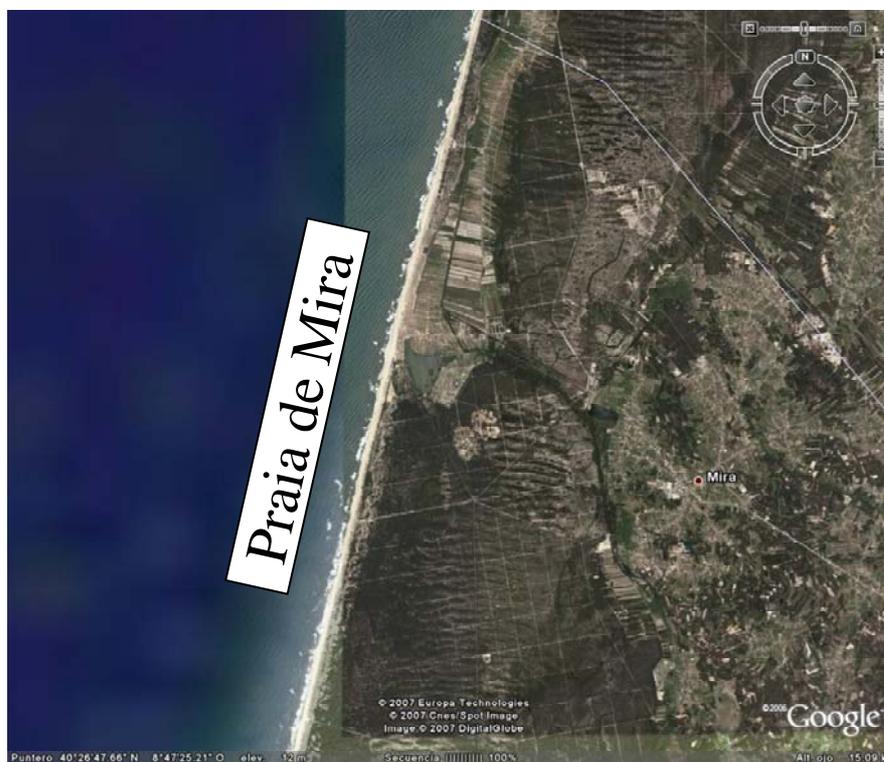


Figura 2.5 Praia de Mira



A praia de Praia de Mira localiza-se no município de Mira, na zona central do extenso areal existente entre a desembocadura do estuário de Aveiro e o Cabo Mondego, concretamente entre a Praia da Vagueira e a Praia da Tocha, como se mostra na figura 2.3. Trata-se de uma praia com um comprimento de aproximadamente 16.5 Km, composta por areia dourada com um diâmetro médio de 0.25-0.3 mm na parte de praia seca e um pouco maior na zona intermareal (0.4-0.3 mm). Na parte posterior da praia existe um extenso campo dunar, como se observa nas figuras 2.3 e 2.5.



Figura 2.6 Campo dunar de Mira



CAPÍTULO 3

DINÂMICA MARINHA



3. DINÂMICA MARINHA

Neste capítulo analisa-se a dinâmica marinha que em maior medida governa a porção costeira nas proximidades da Praia de Mira, ou seja, a ondulação marítima e o sistema de correntes de rotura induzido por este. Previamente, e dado que a ondulação que atinge a zona de estudo está condicionada pela ondulação existente em águas profundas e pela propagação do mesmo até a costa, analisar-se-ão as características da referida ondulação em profundidades de *offshore*. Posteriormente, estudar-se-á a dinâmica marinha de forma detalhada nas proximidades da praia.

3.1 Ventos

Neste ponto descrever-se-ão as características dos ventos em profundidades de *offshore*, e em particular a distribuição de direcções e o regime médio para a mesma profundidade. Os dados utilizados para tal fim foram extraídos da base de dados de vento de retroanálises de Portos do Estado (SIMAR 44), que tem uma resolução temporal de 3 horas durante 44 anos nas proximidades da zona de estudo. A variável estudada é a velocidade do vento a 10 m da superfície.

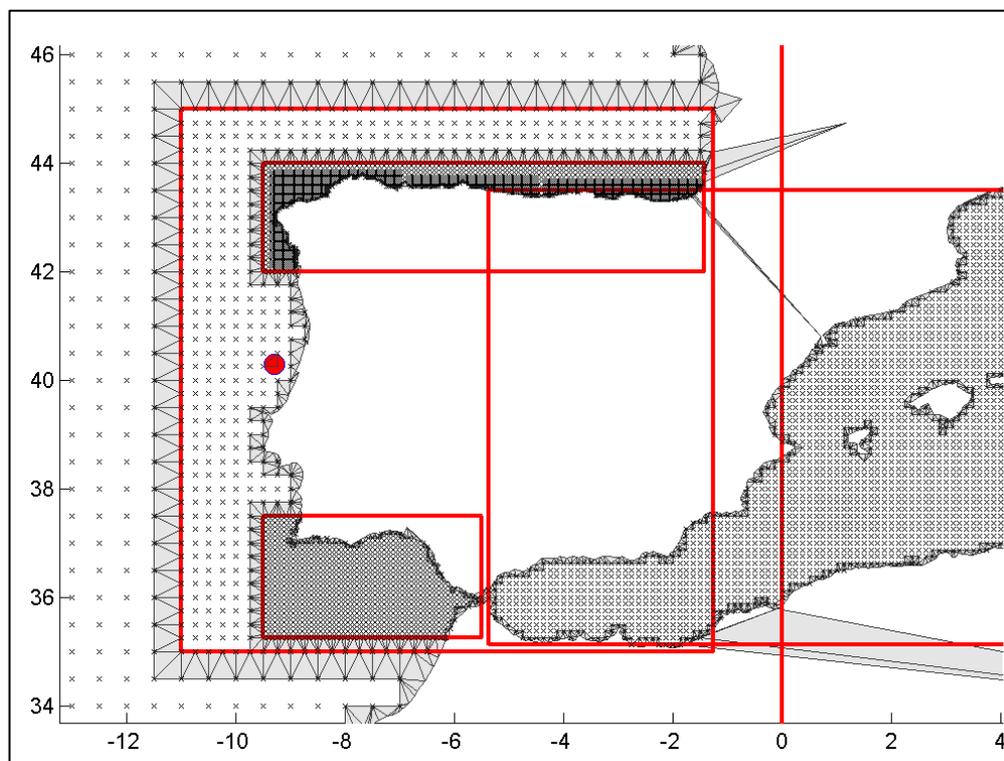


Figura 3.1 Localização do ponto de extracção dos dados de ondulação e vento



A informação do vento utilizada foi a correspondente a um ponto de coordenadas 40.30 ° de latitude Norte e 9.30 ° de longitude Oeste (Veja-se a figura 3.1), já que pela sua proximidade à zona de estudo, pode-se considerar que a informação proporcionada por este ponto representa fielmente as condições naturais nessa zona.

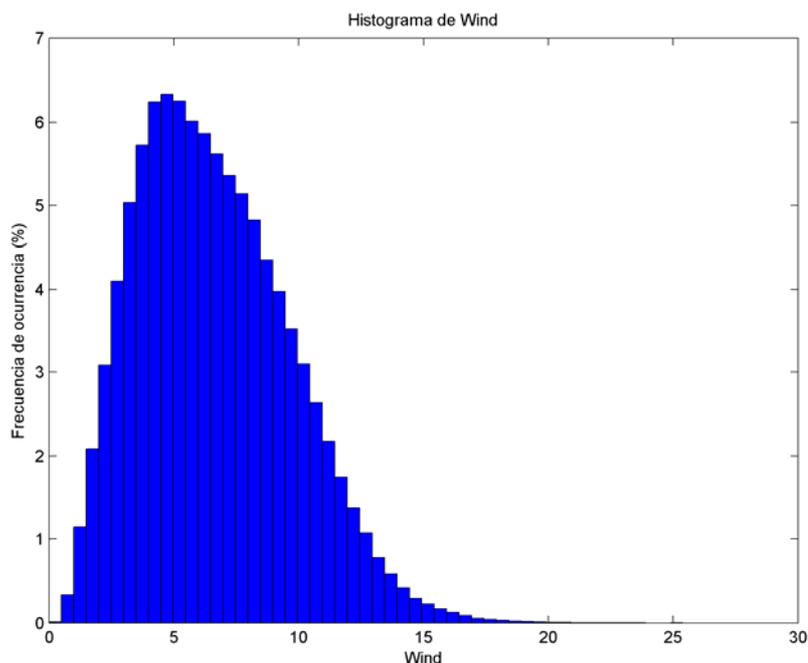


Figura3.2Histograma de velocidade do vento (m/s).

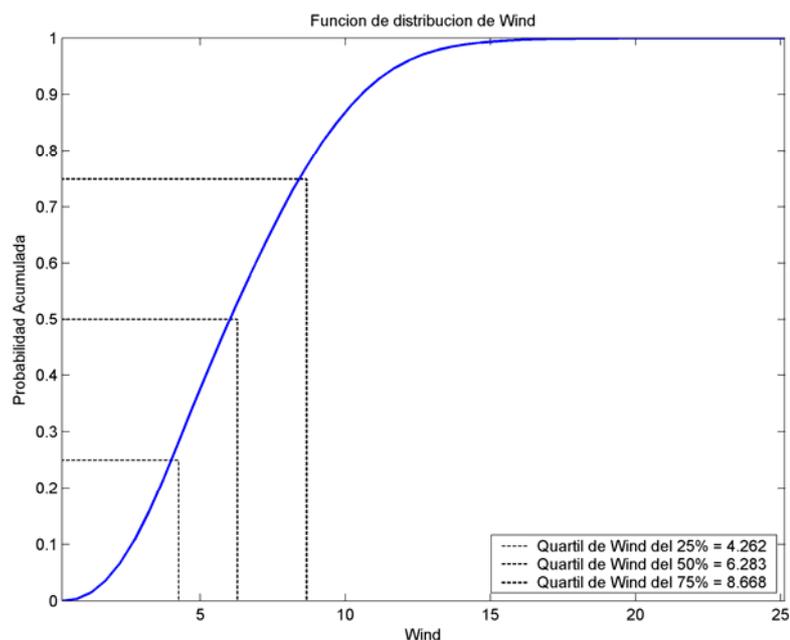


Figura 3.3Função de distribuição de velocidade do vento (m/s).



Nas figuras 3.2 e 3.3, mostram-se, respectivamente, o histograma e a função de distribuição do módulo da velocidade do vento a 10 m sobre a superfície.

Dado que a velocidade do vento é uma variável direccional, na figura 3.4 representa-se a rosa-dos-ventos da zona de estudo. Para a caracterização do vento definiram-se sectores de 22.5°, e o critério de origem de ângulos empregues é o mesmo que se costuma utilizar na ondulação, isto é, considerou-se a direcção de onde procedem os ventos. Os quartis marcados na escala de cores (25%, 50% e 75%) são os determinados na função de distribuição da figura 3.3 (4.26, 6.28 e 8.67 m/s respectivamente).

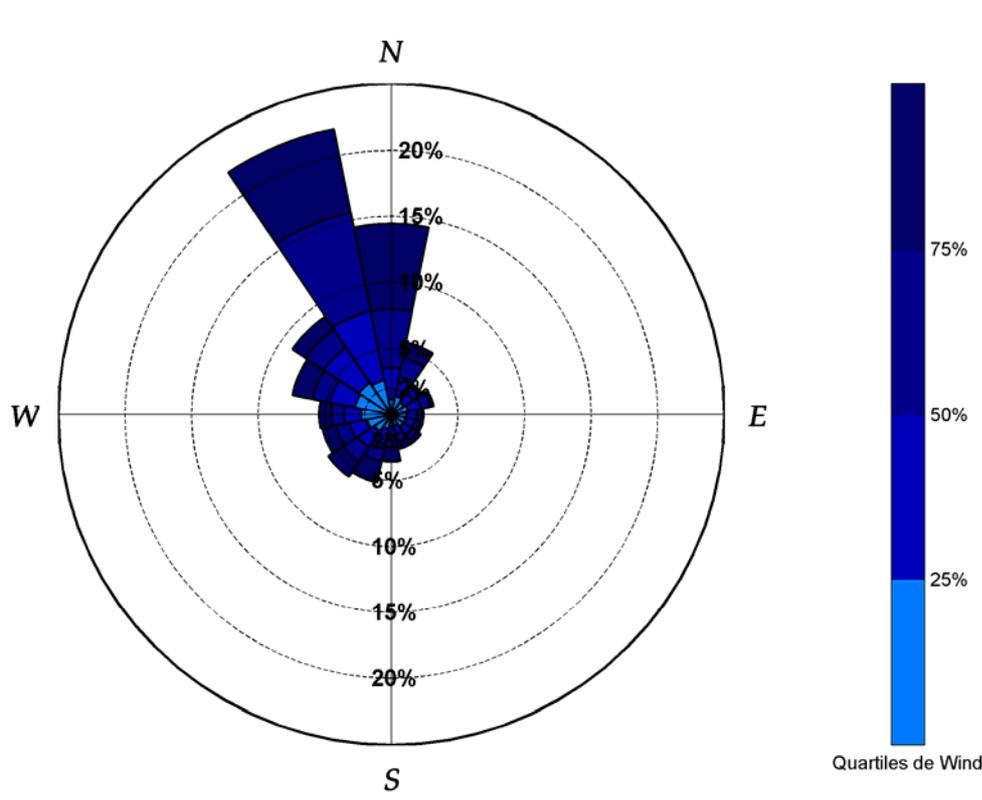


Figura 3.4 Rosa de ventos.

Na tabela 3.1 mostram-se uma série de dados estatísticos básicos, por direcções, do vento. Determina-se tanto a probabilidade de ocorrência de cada sector de direcção, bem como os seus percentis de 50, 90 e 99%. Os ventos mais frequentes são os do NNW, N e NW, enquanto os mais energéticos são os que provêm de N e do sector S-W, ainda que estes últimos são ventos pouco frequentes.



θ_m	Probabilidade (%)	$W_{10\ 50\ \%}$ (m/s)	$W_{10\ 90\ \%}$ (m/s)	$W_{10\ 99\ \%}$ (m/s)
N	14.42	8.30	11.89	14.70
NNE	5.59	6.08	10.38	13.64
NE	2.82	4.93	8.80	11.85
ENE	3.24	4.95	8.37	11.50
E	2.41	4.46	7.59	10.77
ESE	2.43	4.65	8.48	12.04
SE	2.66	4.84	9.09	13.06
SSE	2.67	5.78	10.77	14.63
S	3.59	6.83	12.02	16.13
SSW	5.27	6.91	11.87	15.91
SW	5.69	6.06	11.12	15.01
WSW	5.27	5.33	10.47	15.32
W	5.42	4.81	10.21	15.30
WNW	7.57	5.16	10.58	14.88
NW	8.93	5.12	9.50	14.92
NNW	22.02	7.22	10.66	13.83

Tabela 3.1 Dados estatísticos básicos da velocidade do vento, por direcções.

Regime médio de vento

Representa-se, na figura 4.5, o regime médio escalar da velocidade do vento. Mostra-se o ajuste obtido sobre o papel probabilístico Weibull de Mínimos, como se expressa na seguinte equação:

$$y = F(x) = 1 - \exp \left[- \left(\frac{x - \lambda}{\delta} \right)^\beta \right]; -\infty < x \leq \lambda$$

onde:

λ é o parâmetro de localização (é o menor valor possível da variável aleatória x)

δ é o parâmetro de escala

β é o parâmetro de forma

Os parâmetros de ajuste (λ , δ , β) encontram-se no gráfico.

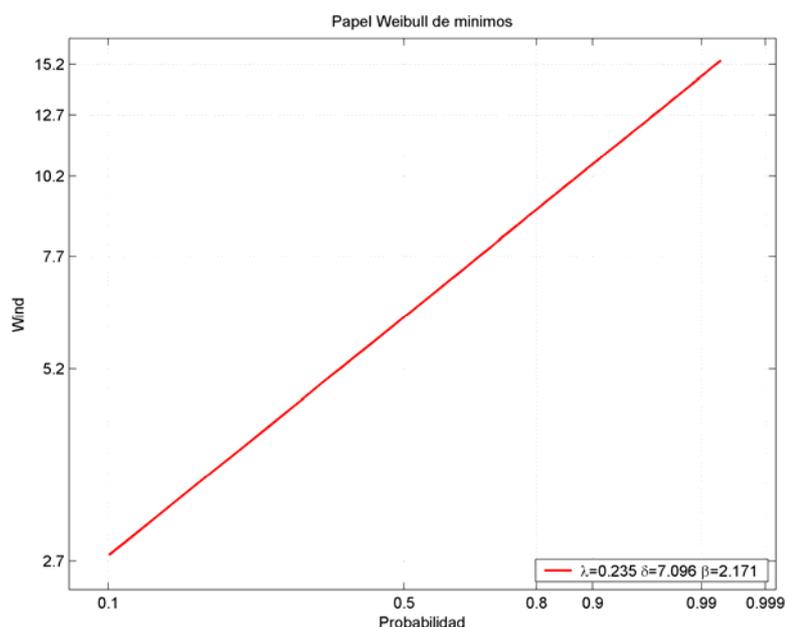


Figura 3.5 Regime médio de velocidade do vento (m/s).

Como se observa na Tabela 3.1 e na figura 3.5, o vento médio na área de estudo é de baixa intensidade (brisa moderada segundo a escala de Beaufort, veja-se Tabela 3.2). Só em 2% do tempo, o vento é igual ou superior a 14 m/s (vento forte segundo Beaufort).

Escala Beaufort			
Grado	m/s	km/h	Nome
0	0 - 0.2	0 - 2	Calmaria
1	0.3 - 1.5	2 - 6	Bafagem
2	1.6 - 3.3	7 - 11	Aragem
3	3.4 - 5.4	12 - 19	Fraco
4	5.5 - 7.9	20 - 29	Moderado
5	8.0 - 10.7	30 - 39	Fresco
6	10.8 - 13.8	40 - 50	Muito fresco
7	13.9 - 17.1	51 - 61	Forte
8	17.2 - 20.7	62 - 74	Muito forte
9	20.8 - 24.4	75 - 87	Duro
10	24.5 - 28.4	88 - 101	Muito duro
11	28.5 - 32.6	102 - 117	Tempestade
12	mais de 32.7	mais de 118	Furacão

Tabela 3.2 Classificação do vento segundo a sua intensidade (Escala de ventos segundo Beaufort).



Regime em condições extremas de vento

Os valores extremos da velocidade do vento ajustam-se a uma destas três distribuições, Gumbel, Fréchet e Weibull, segundo o teorema das três filas (Fisher e Tippett, 1928). Estes três tipos podem ser combinados numa única expressão denominada distribuição de valores extremos generalizados (GEV) com a seguinte expressão:

$$F(x) = \exp \left[- \left(1 + \frac{\xi(x - \mu)}{\psi} \right)^{-1/\xi} \right]; -\infty < x < \infty$$

onde:

μ : é o parâmetro de localização.

ψ : é o parâmetro de escala.

ξ : é o parâmetro de forma.

Quando $-0.05 < \xi < 0.05$ resulta a distribuição de Gumbel.

Quando $\xi > 0.05$ resulta a distribuição de Fréchet.

Quando $\xi < -0.05$ resulta a distribuição de Weibull.

Portanto aplicou-se a distribuição de extremos generalizada, tanto à máxima intensidade de vento de onda anual, como também estabelecendo um umbral de intensidade de vento e considerando só os ventos de intensidade maior a esse umbral (POT), para a determinação do regime escalar em condições extremas de intensidade de vento a 10 metros de altura, W10.

Na figura 3.6 representa-se o regime em condições extremas escalar da velocidade do vento para as velocidades maiores do que um umbral, u (POT). Neste caso foi estabelecido um umbral de velocidade de vento associado à probabilidade de não superação de 99.5 %, isto é, uma intensidade de aproximadamente $u = W_{10-99.5\%} = 15.67$ m/s. O valor do parâmetro, da forma que aparece na figura, indica que os dados se ajustam a uma distribuição de Weibull. Os outros dois parâmetros têm as seguintes expressões:

$$\sigma = \psi + \xi(u - \mu)$$

$$\lambda = \left(1 + \xi \frac{u - \mu}{\psi} \right)^{-1/\xi}$$

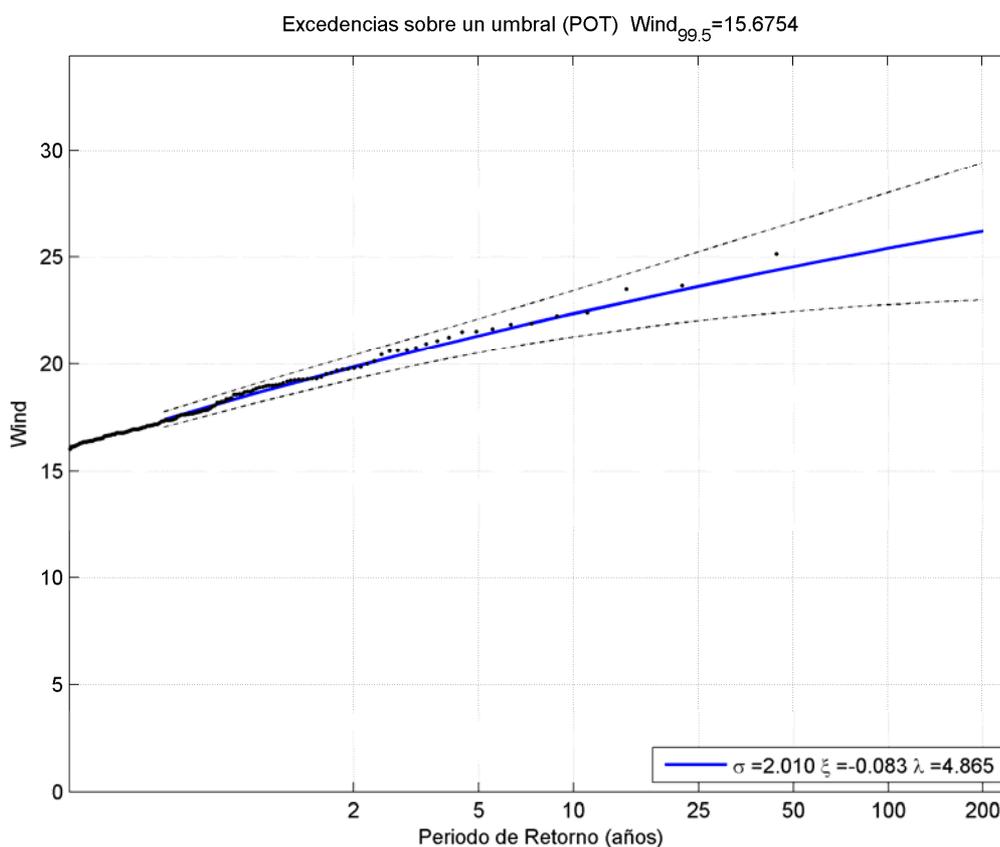


Figura 3.6 Regime em condições extremas de velocidade do vento (m/s).

3.2 Ondulação em profundidades *de offshore*.

Neste ponto descrever-se-ão as características da ondulação em profundidades *offshore*, e em particular a distribuição de direcções e o regime médio para a dita profundidade.

Os dados de ondulação de que se dispõe na actualidade provêm de três fontes diferentes: (1) dados visuais obtidos por observadores em barcos em rota; (2) dados instrumentais, procedentes de instrumentos fundeados em pontos fixos; (3) dados de retroanálise meteorológica.

No presente estudo, utilizaram-se dados de retroanálise meteorológica, dada a duração das séries existentes e a fiabilidade das mesmas. Efectivamente, o desenvolvimento dos modelos de previsão de ondulação de última geração e a existência de informação meteorológica digitalizada, na actualidade, faz possível a criação de dados de ondulação a partir da aplicação dos modelos de previsão às condições meteorológicas de tempo



passado. Na actualidade, na Costa Oeste da Península Ibérica, dispõe-se de dados de retroanálise elaborados por diversos organismos (Instituto Nacional de Meteorologia, Portos do Estado). Das diferentes fontes disponíveis no presente estudo, elegeu-se, por sua resolução espacial e temporária, a base de dados de retroanálise de ondulação de Portos do Estado (SIMAR 44), série que contém os parâmetros de estado de mar obtidos dos registos direccionais, espaçados cada três horas durante um período de tempo de 44 anos. Esta informação é o resultado da aplicação do modelo numérico WAM de geração de ondulação à informação meteorológica armazenada nos citados 44 anos.

Os dados obtidos da base de dados foram intercalados para cada hora de tal forma que a informação utilizada neste estudo divide-se em 385561 estados de mar, de uma hora de duração, de onde se obtiveram os seguintes parâmetros:

- Altura de onda significativa, H_s
- Período médio, T_m
- Período de pico, T_p
- Direcção média de propagação, θ_m

A base de dados de SIMAR 44 consta de duas ondulações tipo SWELL e um tipo SEA, de onde se obtém o espectro direccional de energia, como se mostra na figura 3.7. A partir deste espectro, calculam-se os diferentes momentos e parâmetros de estado de mar derivados: altura de onda significativa, H_s , período de pico, T_p , período médio, T_m e direcção média de propagação θ_m segundo as expressões.

A base de dados de SIMAR 44 proporciona resultados em pontos cada 0.5 graus de latitude-longitude no Atlântico, o que permite obter as características de ondulação e do vento em qualquer ponto pertencente à malha empregada por SIMAR 44 mediante uma interpolação. O ponto seleccionado para o estudo da ondulação é o que se mostra na figura 3.1. Pela sua proximidade à zona de estudo (a 40.30 ° de latitude Norte e 15.5 ° de longitude Oeste) e por representar fielmente as condições naturais, a informação proporcionada por este ponto, permite calcular os regimes escalares, direccionais e extremos de ondulação na plataforma exterior adjacente à Praia de Mira e seu meio.

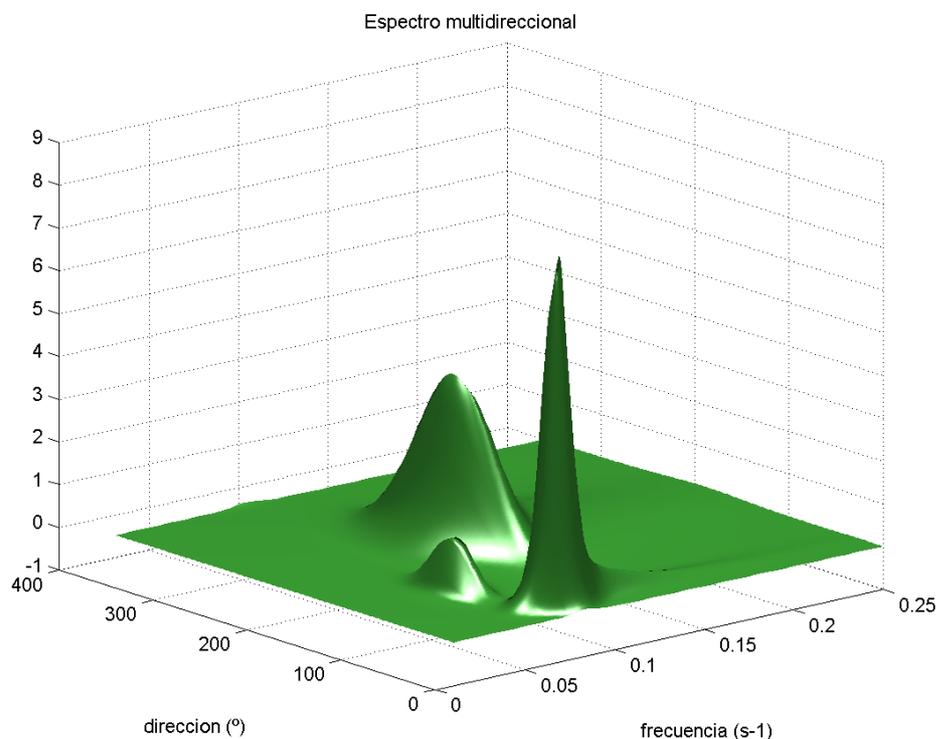


Figura 3.7 Exemplo de um espectro composto de ondulações tipo SWELL e SEA da RPE.

Uma vez obtidos os dados, podem-se determinar regimes médios e extremos, bem como a rosa de ondulação *offshore*. Para a caracterização da ondulação definiram-se sectores de 22.5° . Na tabela da figura 3.8 mostra-se a percentagem de tempo que apresenta cada um destes sectores.

Na figura 3.8 pode ver-se a rosa de ondulação obtida com os dados calibrados do ponto 5489 da base de dados de SIMAR 44. Nesta figura observa-se como as ondulações reinantes em alta mar provêm do NW, NNW e WNW, com uma probabilidade de ocorrência de 33.53 %, 27.08 % e 22.65 % respectivamente. As ondulações dominantes provêm do sector SW-NW, no entanto, as ondulações do SW, WSW e W são menos frequentes nesta zona (1.36 %, 3.88 % e 9.46 % respectivamente). Na figura 3.9 mostra-se a função de distribuição de altura de onda significativa.

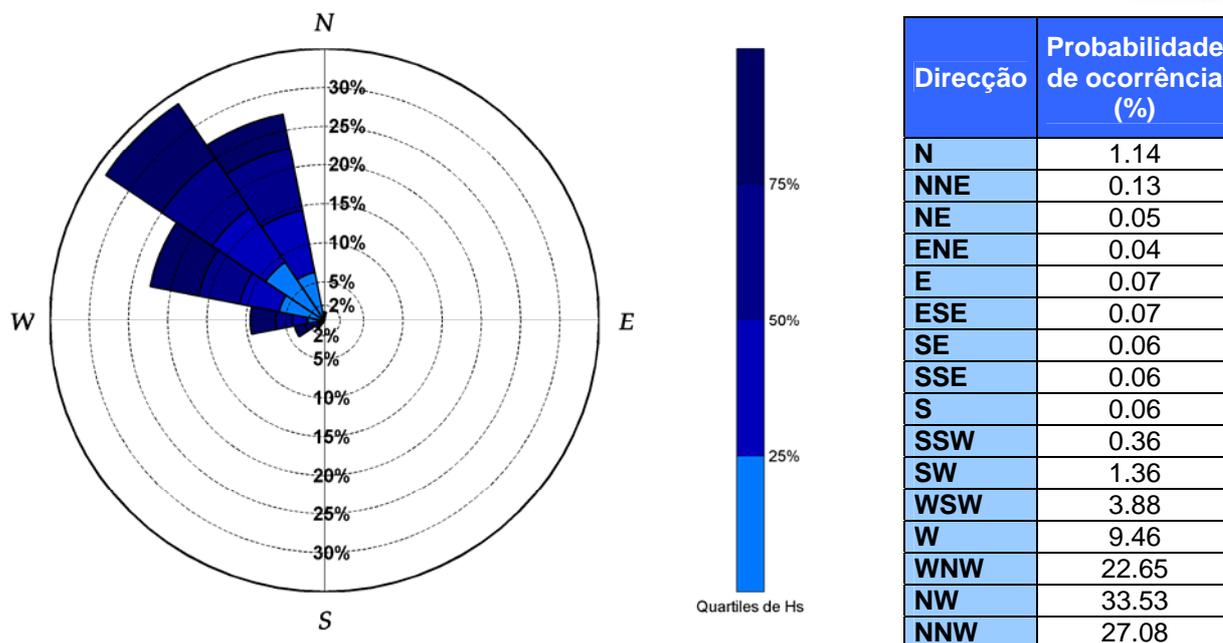


Figura 3.8 Direcções das ondulações registadas em *offshore*.

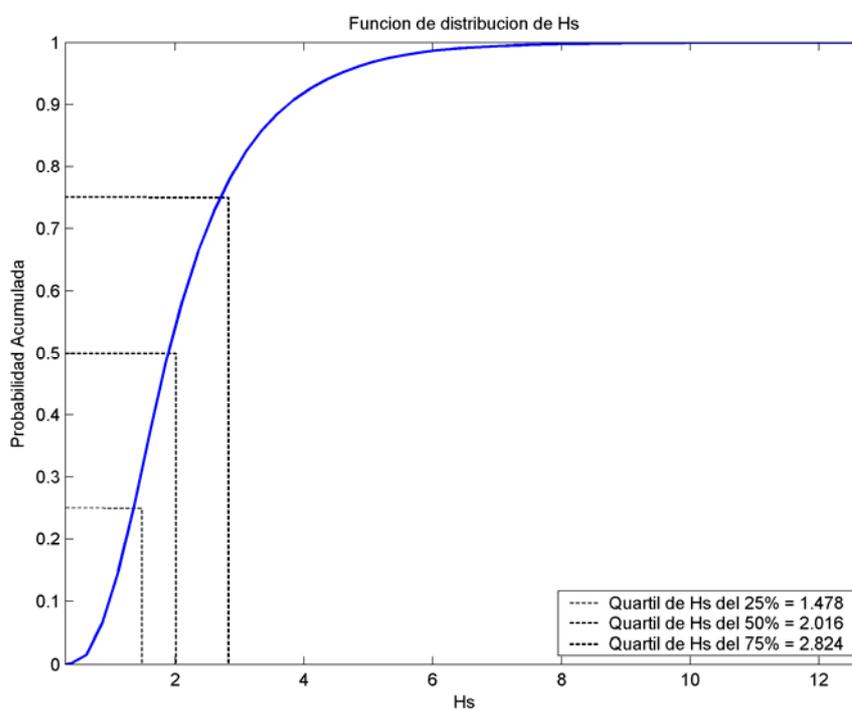


Figura 3.9 Função de distribuição da altura de onda.



Regimes médios

Obtiveram-se os regimes médios anuais escalares, altura de onda e período de pico em profundidades de *offshore*, com base nos dados de retroanálise calibrados, correspondentes ao ponto indicado anteriormente. Estes regimes ajustaram-se mediante uma distribuição log-normal, como se expressa na seguinte equação, onde o parâmetro μ é a média da distribuição log-normal, e o parâmetro σ é o desvio típico da distribuição log-normal.

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi \left(\log \left(\frac{\sigma^2}{\mu^2} + 1 \right) \right)^{\frac{1}{2}}}} \int_{-\infty}^x \frac{1}{x} \exp \left[-\frac{1}{2} \frac{\left(\log(x) - \left(\log(\mu) - \frac{1}{2} \log \left(\frac{\sigma^2}{\mu^2} + 1 \right) \right) \right)^2}{\left(\log \left(\frac{\sigma^2}{\mu^2} + 1 \right) \right)^{\frac{1}{2}}} \right] dx$$

Na figura 3.10 representaram-se todos os dados de SIMAR 44 de altura de onda significativa da ondulação, mas o regime escalar só foi determinado no intervalo de probabilidade acumulada 10%-99.5 % (linha vermelha). Foram desprezadas as ondas com probabilidade acumulada inferior a 10%, por possuírem uma muito pequena magnitude. Por outro lado, o intervalo superior de dados aqui não considerados será tratado nos regimes em condições extremas. Os parâmetros de ajuste (μ, σ) recolhem-se na gráfica.

Nas figuras 3.9 e 3.10, observa-se que o valor médio da altura de onda da zona é da ordem de 2 metros e em 10 % do tempo a altura de onda é superior a 4 m.

Na figura 3.11 mostra-se o regime médio escalar do período de pico. Como se pode observar na mesma figura, metade das ondas têm um período superior aos 6.5 segundos e só 2 % da ondulação supera os 12 segundos de período.

Esta informação permite calcular os regimes, tanto escalares como direccionais, num ponto qualquer sujeito à acção da ondulação que, em profundidades *offshore*, se encontra caracterizada pela base de dados.

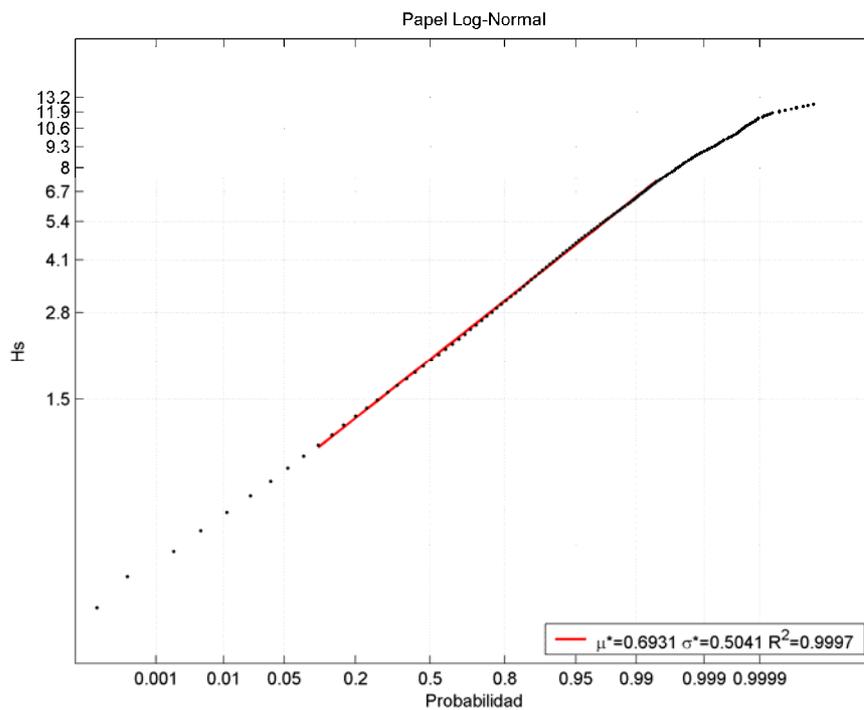


Figura 3.10 Regime escalar médio da altura de onda significativa.

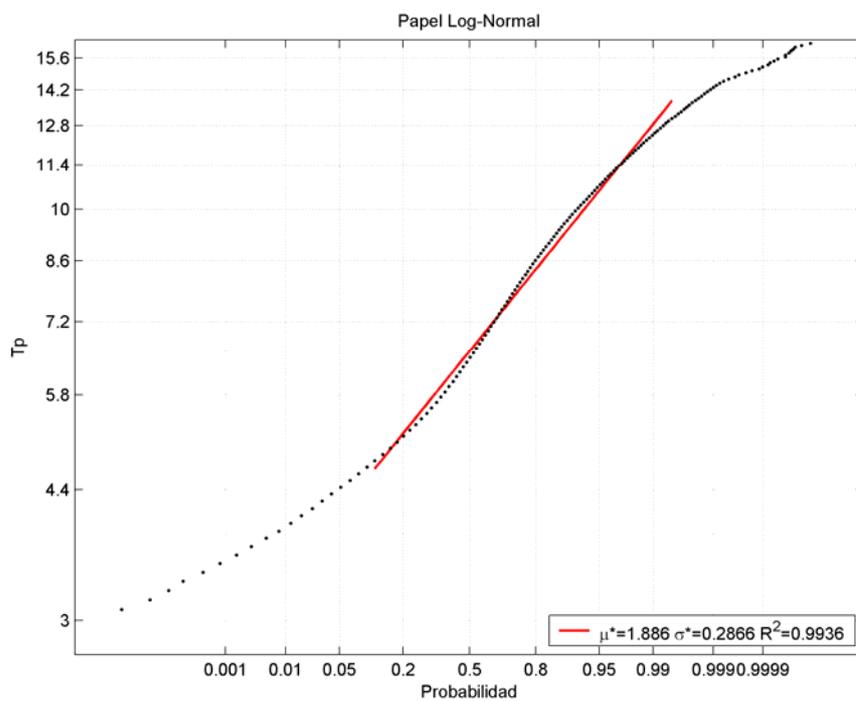


Figura 3.11 Regime médio escalar do período de pico.



Regime em condições extremas

Neste ponto descreve-se a metodologia seguida para a obtenção dos regimes em condições extremas escalares de ondulação, em profundidades *offshore*.

Os valores extremos ajustam-se a uma destas três distribuições, Gumbel, Fréchet e Weibull, segundo o teorema dos três intervalos (Fisher e Tippett, 1928). Estes três tipos podem ser combinados numa única expressão, denominada distribuição de valores extremos generalizados (GEV):

$$F(x) = \exp \left[- \left(1 - \frac{\xi(x - \mu)}{\psi} \right)^{1/\xi} \right]$$

onde:

μ : é o parâmetro de localização.

ψ : é o parâmetro de escala.

ξ : é o parâmetro de forma.

Quando $-0.05 < \xi < 0.05$ resulta a distribuição de Gumbel.

Quando $\xi > 0.05$ resulta a distribuição de Fréchet.

Quando $\xi < -0.05$ resulta a distribuição de Weibull.

Portanto, aplicou-se a distribuição de extremos generalizada, tanto à máxima altura de onda anual como também, estabelecendo um umbral de altura de onda; considerando-se apenas as alturas de ondas maiores a esse umbral (POT), para a determinação dos regimes em condições extremas escalar e direccionais do parâmetro de estado de mar altura de onda significativa, H_s .

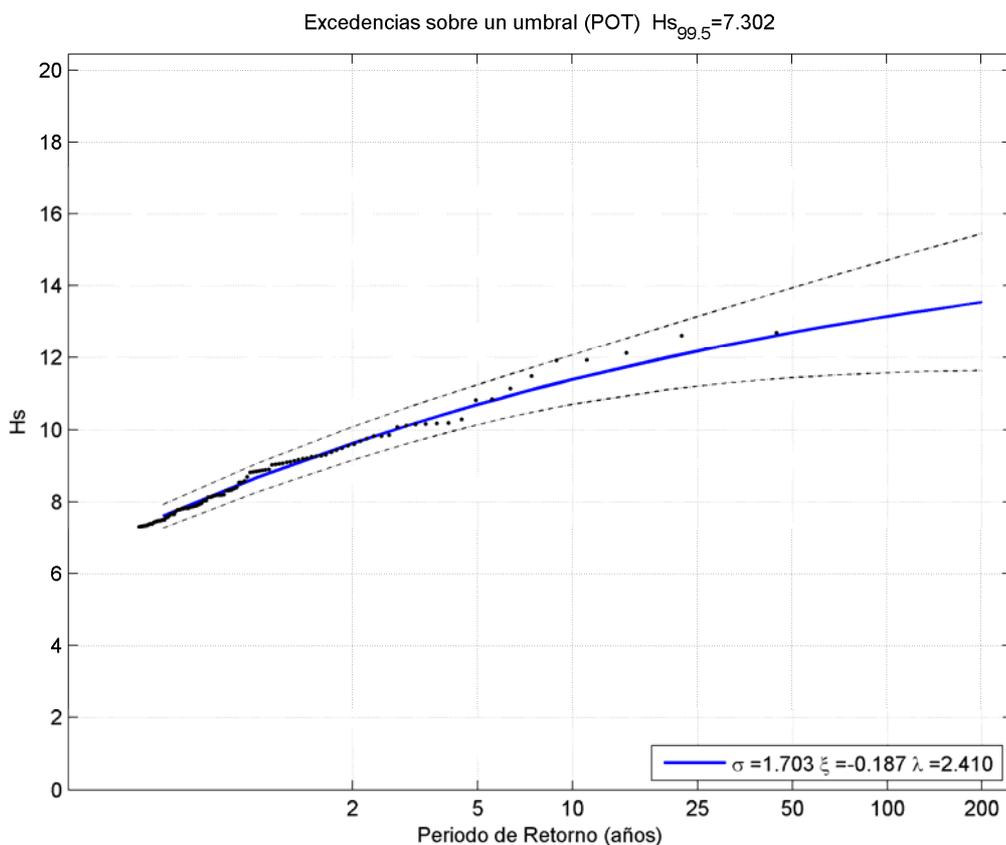


Figura 3.12 Regime em condições extremas escalar de altura de onda significativa em *offshore*.

Na figura 3.12, representa-se o regime em condições extremas escalar da altura de onda significativa e indicam-se os parâmetros de ajuste. O valor do parâmetro de forma indica que os dados se ajustam a uma distribuição de Weibull.



3.3 Ondulação na zona de estudo

Na propagação da ondulação até à costa, produzem-se fenómenos de modificação das frentes de onda e, portanto, de redistribuição espacial da energia da ondulação por refacção, difracção, reflexão, empolamento, dissipação de energia por fundo, etc. Para caracterizar correctamente a dinâmica da ondulação na zona de estudo, torna-se necessário propagar as ondulações existentes em águas profundas para a zona costeira. Esta propagação realizou-se utilizando o Modelo de Propagação de Ondulação e Correntes (OLUCA), do Grupo de Engenharia Oceanográfica e de Costas da Universidade de Cantábria. Este modelo tem a capacidade de simular os processos anteriormente descritos, tanto para a ondulação monocromática como para a ondulação espectral, resolvendo a forma parabólica da equação da pente suave (Mild Slope); também incorpora modelos de propagação não lineares, simulação de camada limite turbulenta, laminar ou a rugosidade do fundo, entre outros factores.

O modelo em causa, foi desenvolvido inicialmente na Universidade de Delaware, U.S.A. e melhorado, posteriormente, por membros da mesma Universidade e do Grupo de Engenharia Oceanográfica e de Costas da Universidade de Cantábria.

Como primeiro passo para a análise da propagação da ondulação, é necessário definir uma malha de estudo sobre a batimetria da zona de estudo, ou da área que se pretende investigar a propagação. Por requerimento do modelo utilizado, um dos alinhamentos da malha tem de coincidir com a direcção de propagação da ondulação, ou estar compreendida num ângulo não superior a $\pm 45^\circ$ relativamente à dita direcção na zona costeira. Por este motivo, e dada a configuração da área de estudo, seleccionaram-se três malhas gerais de propagação com as suas correspondentes malhas de detalhe para a zona de estudo: uma para as ondulações de S-SW, outras para os sectores WSW-NNW e por último, outra para as ondulações de N. Na figura 3.13 mostram-se, como exemplo, as malhas entrelaçadas ilustrativas do modo como se propagam as ondulações de N, NNE e NE. As malhas gerais têm uma discretização da ordem dos 300 m, enquanto as malhas de detalhe têm um passo de 25 m.

Utilizando estas malhas de estudo, propagaram-se vários casos de ondulação espectral, com as direcções, os intervalos de alturas de onda, os períodos, e os níveis que se indicam a seguir. Os casos para cada direcção estabeleceram-se segundo a frequência de apresentação dos dados de ondulação.

Direcções: N, NNW, NW, WNW, W, WSW, SW, SSW, S

Alturas de onda (m): 0.25 – 12

Períodos (segundos): 4 - 22

Nível de maré (m): 0.0, 4.

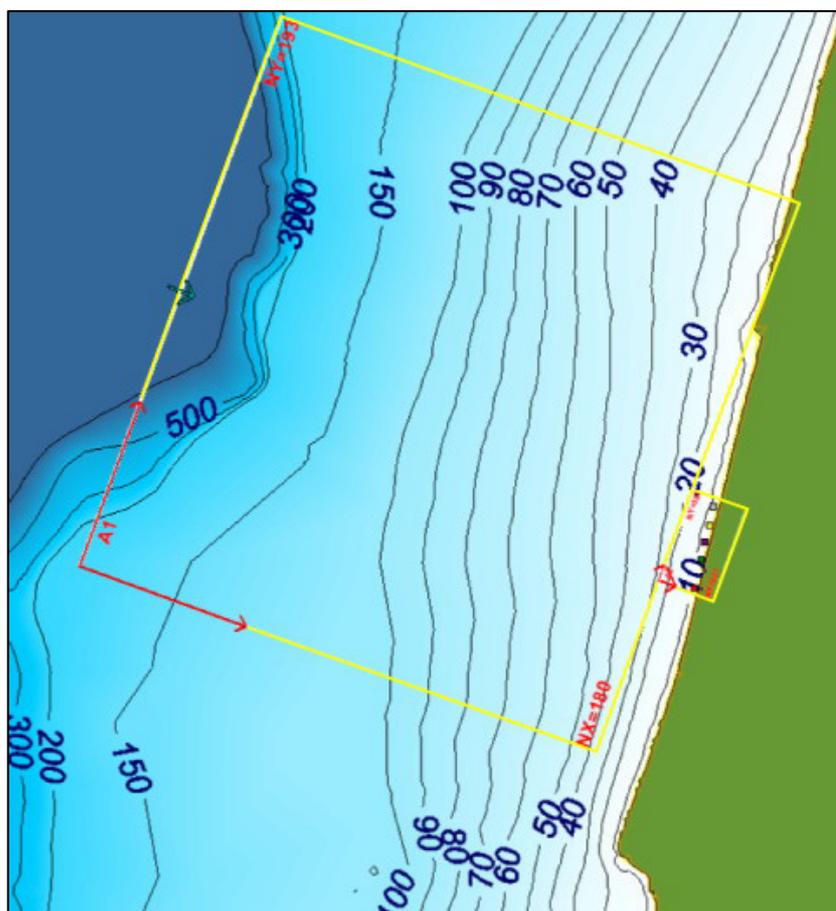


Figura 3.13 Malha de propagação da ondulação (direcções em *offshore* WSW, W, WNW, NW, NNW)

Para o estudo da dinâmica no Porto de Las Canteras, propagaram-se espectros tipo TMA (Bow et al., 1985), a que se aplica a função de dispersão angular proposta por Borgman (1984). Cada espectro propagado define-se por cinco parâmetros:

H_s : Altura de onda significativa, correspondente à altura no momento zero espectral.

T_p : Período de pico.

θ_m : Direcção média.

γ : Factor de dilatação do pico.

σ_θ : Parâmetro de dispersão angular.

Os parâmetros γ e σ_θ de caracterização da forma do espectro bidimensional, dependem, apenas, do período de pico. A lista de casos de ondulações propagadas encontra-se na tabela 3.3.



θ_0	H_0 (m)	T_0 (s)	Maré (m)	Malha
N	0.25	4,6,8,10,12	0, 4.3	B1+B2
	0.5	4,6,8,9,10,11	0, 4.3	B1+B2
	1	4,5,6,7,8,9,10,11,12	0, 4.3	B1+B2
	1.5	6,7,8,11	0, 4.3	B1+B2
	2	4,5,6,7,9,12	0, 4.3	B1+B2
	2.5	7,11	0, 4.3	B1+B2
	3	6,8,11	0, 4.3	B1+B2
	3.5	8,11	0, 4.3	B1+B2
	4	6,8,12,14	0, 4.3	B1+B2
	4.5	8,10,14	0, 4.3	B1+B2
	5	6,8,12	0, 4.3	B1+B2
	6	9,12	0, 4.3	B1+B2
NNW	0.25	4,5,6,8,14	0, 4.3	A1+A2
	0.5	4,5,6,7,12,14	0, 4.3	A1+A2
	1	4,5,6,7,8,10,12,15,16	0, 4.3	A1+A2
	1.5	4,5,6,7,8	0, 4.3	A1+A2
	2	6,7,8,10,12,15,16,18,19	0, 4.3	A1+A2
	3	6,8,10,12,15,18,20	0, 4.3	A1+A2
	4	6,8,10,12,14,16,20	0, 4.3	A1+A2
	4.5	9,16,18,20	0, 4.3	A1+A2
	5	7,8,12,14,16	0, 4.3	A1+A2
	6	9,13,16	0, 4.3	A1+A2
	7	9,15	0, 4.3	A1+A2
	9	11,13,15	0, 4.3	A1+A2
NW	0.25	4,5,8,10,12,14	0, 4.3	A1+A2
	0.5	4,5,6,7,12,14,16	0, 4.3	A1+A2
	1	4,5,6,7,8,10,12,14,16,17	0, 4.3	A1+A2
	1.5	6,7,8,10,12,14,18,20	0, 4.3	A1+A2
	2	5,7,8,10,12,14,15,16,18,20	0, 4.3	A1+A2
	3	8,10,12,15,18,20,22	0, 4.3	A1+A2
	4	7,8,10,12,14,16,17,20,22	0, 4.3	A1+A2
	5	7,12,16,22	0, 4.3	A1+A2
	6	7,8,10,12,16,22	0, 4.3	A1+A2
	7	9,14,20	0, 4.3	A1+A2
	8	10,14,20,22	0, 4.3	A1+A2
	9	11,15,18,20	0, 4.3	A1+A2
	10	12,14,16,18	0, 4.3	A1+A2
	11	14,16	0, 4.3	A1+A2
12	14,16	0, 4.3	A1+A2	

Tabela 3.3 Casos de propagação da ondulação.



θ_0	H_0 (m)	T_0 (s)	Maré (m)	Malha
WNW	0.25	4,5,8,10,12,14	0, 4.3	A1+A2
	0.5	4,5,6,7,12,14,16	0, 4.3	A1+A2
	1	4,5,6,7,8,10,12,14,16,17	0, 4.3	A1+A2
	1.5	6,7,8,10,12,14,18	0, 4.3	A1+A2
	2	5,7,8,10,12,14,15,16,18,20	0, 4.3	A1+A2
	3	8,10,12,14,18,21	0, 4.3	A1+A2
	4	8,10,12,14,16,17,20,22	0, 4.3	A1+A2
	5	7,12,16,21	0, 4.3	A1+A2
	6	8,10,12,16,20	0, 4.3	A1+A2
	7	9,14,21	0, 4.3	A1+A2
	8	10,14,20,22	0, 4.3	A1+A2
	9	11,15,18,20,22	0, 4.3	A1+A2
	10	12,14,16,18,22	0, 4.3	A1+A2
W	0.25	4,5,8,10,12,14	0, 4.3	A1+A2
	0.5	4,5,6,7,12,14,16	0, 4.3	A1+A2
	1	4,5,6,7,8,10,12,14,16,17	0, 4.3	A1+A2
	1.5	6,7,8,10,12,14,18	0, 4.3	A1+A2
	2	5,7,8,10,12,14,15,16,18,20,21	0, 4.3	A1+A2
	3	5,8,10,12,14,18,21	0, 4.3	A1+A2
	4	8,10,12,14,16,17,20,21	0, 4.3	A1+A2
	5	7,12,16,21	0, 4.3	A1+A2
	6	8,10,12,16,20	0, 4.3	A1+A2
	7	9,14,21	0, 4.3	A1+A2
	8	10,14,20,21	0, 4.3	A1+A2
	9	11,15,18,20	0, 4.3	A1+A2
	10	12,14,16,18,21	0, 4.3	A1+A2
WSW	0.25	4,5,8,10,12,14	0, 4.3	A1+A2
	0.5	4,5,6,7,12,14,15	0, 4.3	A1+A2
	1	4,5,6,7,8,10,12,14,16,17	0, 4.3	A1+A2
	1.5	6,7,8,10,12,14,15	0, 4.3	A1+A2
	2	5,7,8,10,12,14,15,16	0, 4.3	A1+A2
	3	5,8,10,12,14,16	0, 4.3	A1+A2
	4	6,9,12,14,16,17	0, 4.3	A1+A2
	5	7,12,16	0, 4.3	A1+A2
	6	8,10,12,16,17	0, 4.3	A1+A2
	7	9,14,16	0, 4.3	A1+A2
	8	10,15	0, 4.3	A1+A2
	9	11,15	0, 4.3	A1+A2
10	12,15	0, 4.3	A1+A2	

Tabela 3.3 Casos de propagação da ondulação (continuação).



θ_0	H_0 (m)	T_0 (s)	Maré (m)	Malha
WSW	0.25	4,5,8,10,12,13	0, 4.3	C1+C2
	0.5	4,5,6,7,12	0, 4.3	C1+C2
	1	4,5,6,7,8,10,12,13	0, 4.3	C1+C2
	1.5	6,7,8,9,10,12	0, 4.3	C1+C2
	2	4,6,8,10,12,14	0, 4.3	C1+C2
	3	5,6,8,10,12,14,15	0, 4.3	C1+C2
	4	6,7,9,10,14,15	0, 4.3	C1+C2
	5	5,7,9,12,14	0, 4.3	C1+C2
	6	7,10,12,14	0, 4.3	C1+C2
	7	9,12,15	0, 4.3	C1+C2
	8	10,12,15	0, 4.3	C1+C2
SSW	0.25	4,5,6,7,8,9,10,12,13	0, 4.3	C1+C2
	0.5	4,5,6,7,8,12	0, 4.3	C1+C2
	1	4,5,6,7,8,10,12,13	0, 4.3	C1+C2
	1.5	4,6,7,8,9,10,12	0, 4.3	C1+C2
	2	4,5,6,7,8,9,11,13	0, 4.3	C1+C2
	3	4,6,7,8,10,12,13	0, 4.3	C1+C2
	4	5,7,9,10,12,13	0, 4.3	C1+C2
	5	5,7,9,10,11	0, 4.3	C1+C2
S	0.25	5,6,7,8,9	0, 4.3	C1+C2
	0.5	4,5,6,7,9	0, 4.3	C1+C2
	1	4,5,6,7,8,9	0, 4.3	C1+C2
	1.5	5,6,7,8	0, 4.3	C1+C2
	2	4,5,6,7,8,9,10	0, 4.3	C1+C2
	3	4,6,7,8,10,12	0, 4.3	C1+C2
	4	5,7,8,10,12	0, 4.3	C1+C2
	5	5,7,9,10,11	0, 4.3	C1+C2

Tabela 3.3 Casos de propagação da ondulação (continuação)

A Praia de Mira está localizada na Costa Atlântica da Península Ibérica, na Região Central de Portugal, concretamente no município de Mira.

Devido à orientação N15E da costa na zona (ver a figura 3.14), as ondulações que podem incidir com certa relevância pertencem ao terceiro e quarto quadrantes.

Tudo o que foi referido acerca dos períodos da ondulação das diferentes direcções, pode apreciar-se na eleição dos casos a propagar (ver quadro 3.3) que, como já se mencionou



anteriormente, foram seleccionados depois da análise da frequência de apresentação das diferentes tempestades por direcções.

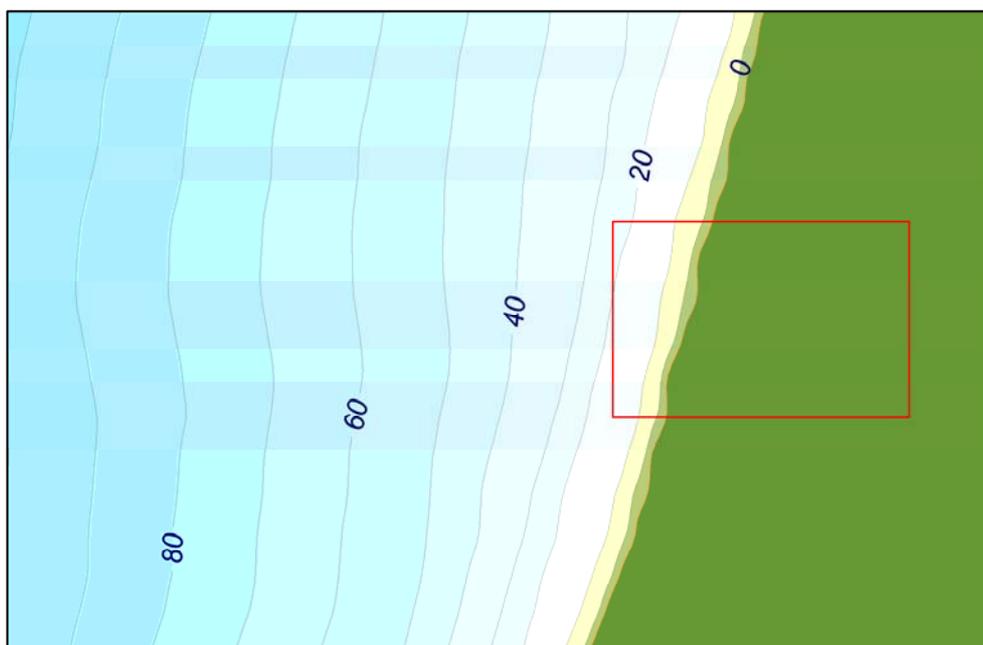


Figura 3.14 Batimetria nas proximidades da Praia de Mira e zona envolvente

Os resultados obtidos em cada propagação armazenam-se em arquivos de dados, a partir dos quais se podem obter os gráficos seguintes:

- Gráfico de isoalturas de onda significativa.
- Gráfico de vectores altura de onda significativa – direcção média de propagação.

A orientação da costa junto com a configuração da batimetria exterior e nas proximidades da costa (figura 3.14), condicionam de forma significativa a ondulação que atinge as imediações da Praia de Mira.

Tal como foi comentado no Capítulo 2, e se observa na figura 3.13, a batimetria nas proximidades da Praia é praticamente recta e paralela à costa. A batimetria foi fornecida pela GEOMYTSA. A propagação da ondulação até à Praia de Mira estará principalmente condicionada pela refacção e o empolamento da ondulação ao propagar-se até à costa.

Como exemplo apresentam-se, nas figuras 3.15 e 3.26, os resultados dos coeficientes de propagação e os vectores de incidência para a propagação de ondulação de uma tempestade



exterior de NNW, NW e WNW com período de 14s e altura de onda significativa de 4m em baixa-mar.

Na figura 3.25, observa-se como fora da zona de rebentação, a ondulação de WNW mantém a mesma direcção que tinha em profundidades *offshore*; no entanto, quando a ondulação incide obliquamente à costa, à medida que se propaga até à praia, tende a dispor-se em direcção perpendicular à costa, devido à refacção por fundo (ver as figuras 3.17 e 3.21).

É importante assinalar que a mudança de alinhamento das batimétricas, que existe entre as de 2000 e 200 metros, praticamente não influi na propagação da ondulação fora da zona de rebentação; só adquire certa relevância no caso de ondulações com períodos superiores a 16s os quais não são muito frequentes nesta zona. No entanto, torna-se necessário destacar a importância da alteração do alinhamento das batimétricas situada, a norte do cabo Mondego, na batimétrica 100 e da ondulação na referida batimétrica (ver figura 3.27), que para períodos maiores ou iguais a 11 segundos produzem uma dispersão da ondulação com mudança de alinhamento das batimétricas e uma concentração do mesmo nas zonas adjacentes, gerando um gradiente de altura de onda, como se percebe nas figuras.

Quanto mais varia a direcção da ondulação relativamente à direcção perpendicular à costa, maior é a refacção que se produz e, portanto, perde mais energia e a ondulação que atinge a costa é menos energética. O fenómeno da refacção é também, uma das causas da alternância das zonas de maior e menor altura de onda, fora da zona de rebentação, da qual resulta a formação de gradientes de altura de onda, como se mostra nas figuras 3.16, 3.20 e 3.24.

Como se observa na figura 3.27, a partir da batimétrica de 50 m, a batimetria é praticamente recta e paralela à costa – fenómeno que ocorre sobretudo nas imediações da costa, como se constata na figura 3.28 – o que faz com que a linha de rotura seja, praticamente, paralela ao longo de toda a Praia (ver as figuras 3.16, 3.20 e 3.24). Isto deve-se ao facto de a ondulação romper antes de atingir o esporão existente na Praia. Na zona de rebentação a altura de onda decresce de forma linear, à medida que a onda se aproxima da costa. Note-se que a rotura a Sul da Praia produz-se mais próxima da costa devido a que nesta zona os calados são um pouco maiores.

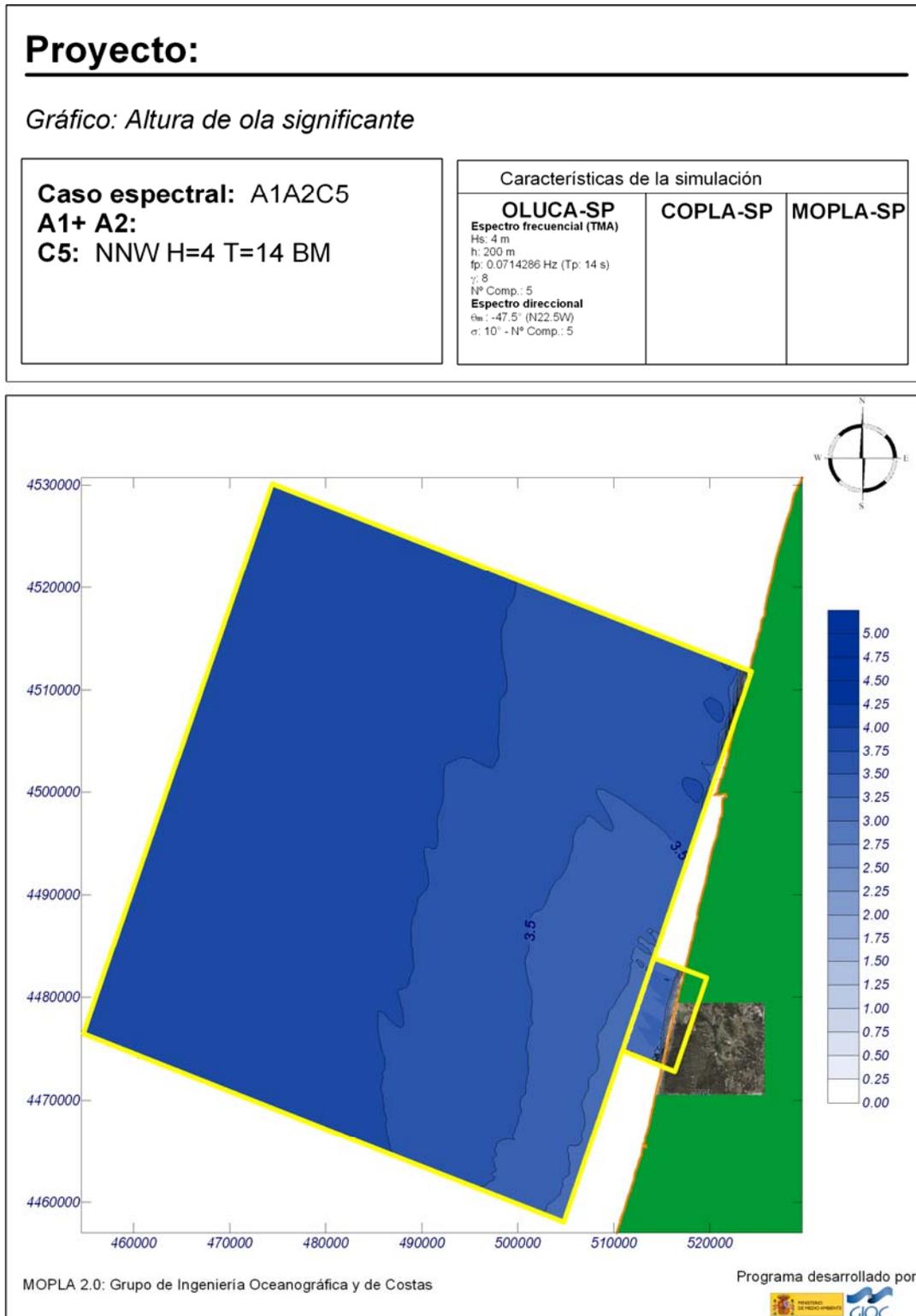


Figura 3.15 Gráfico de isoalturas. Ondulação de NNW (Hs=4 m e Tp=14 s)

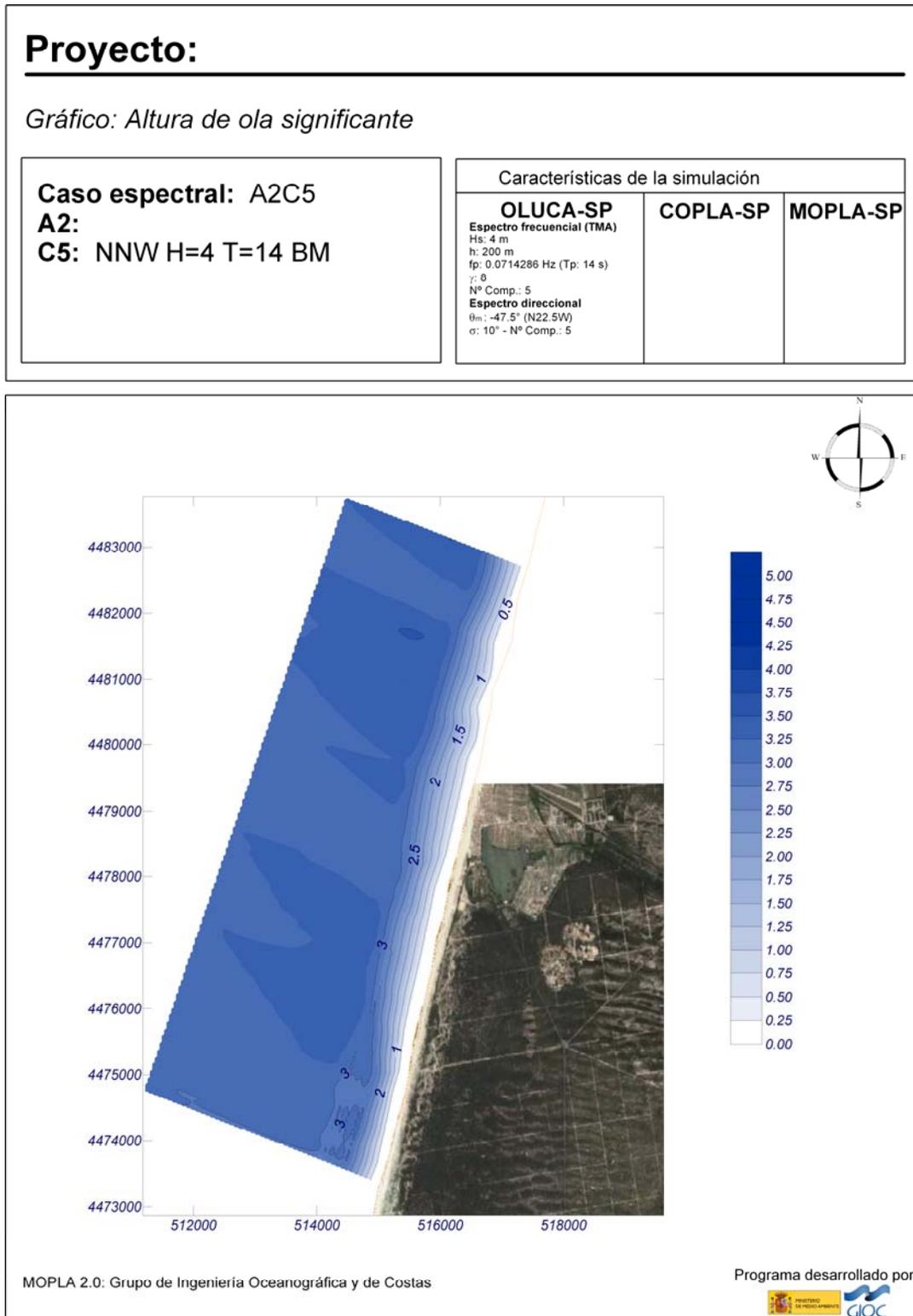


Figura 3.16 Gráfico de isoalturas nas proximidades da costa. Ondulação de NNW (Hs=4m e Tp=14s).

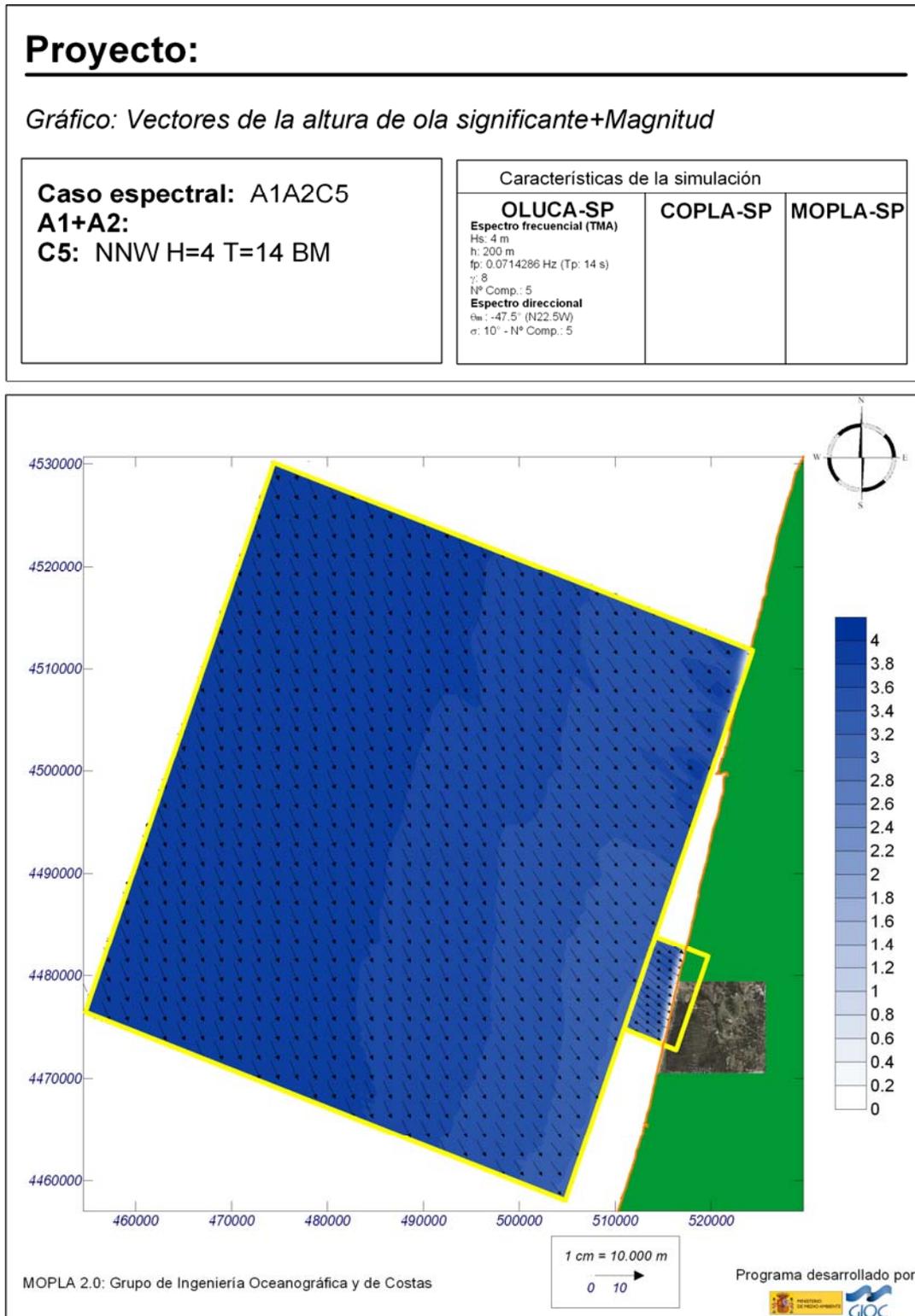


Figura 3.17 Gráfico de vectores de altura de onda significativa – dirección média de propagação. Ondulação de NW (Hs=4 m e Tp=14 s).

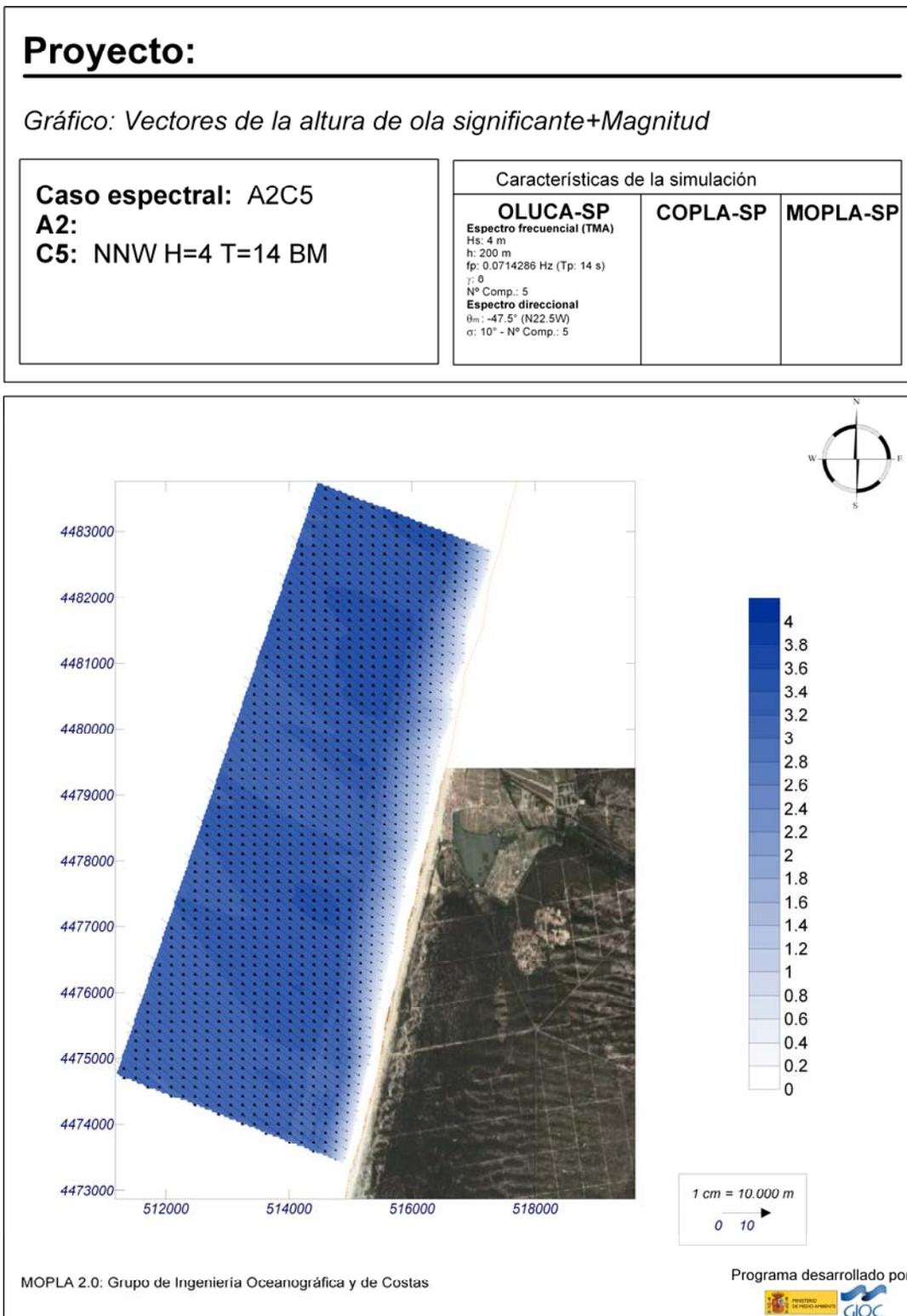


Figura 3.18 Gráfico de vectores altura de onda significativa – direcção média de propagação.
Ondulação de NNW (Hs=4 m e Tp=14s).

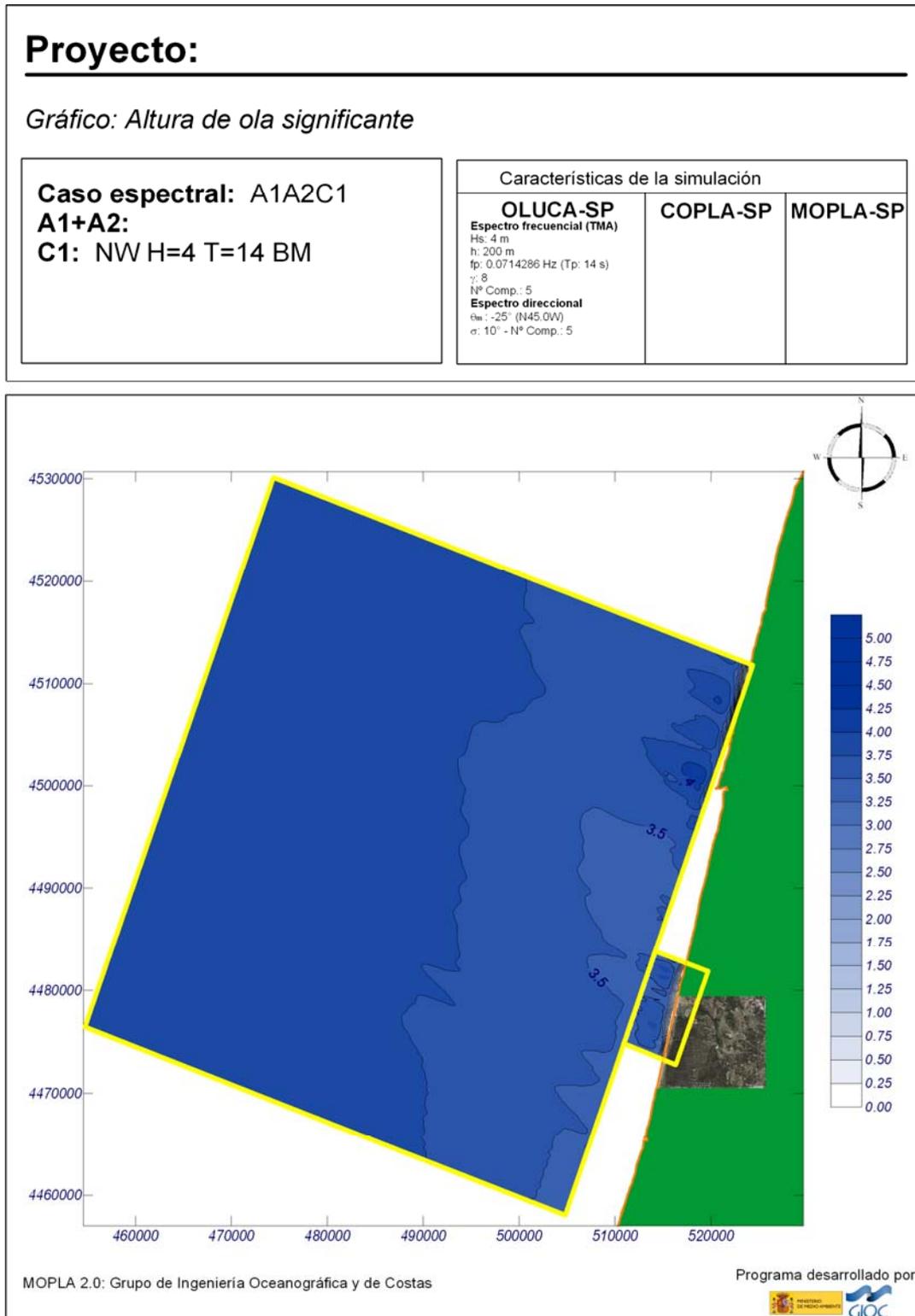


Figura 3.19 Gráfico de isoalturas. Ondulação de NW (Hs=4 m e Tp=14 s).

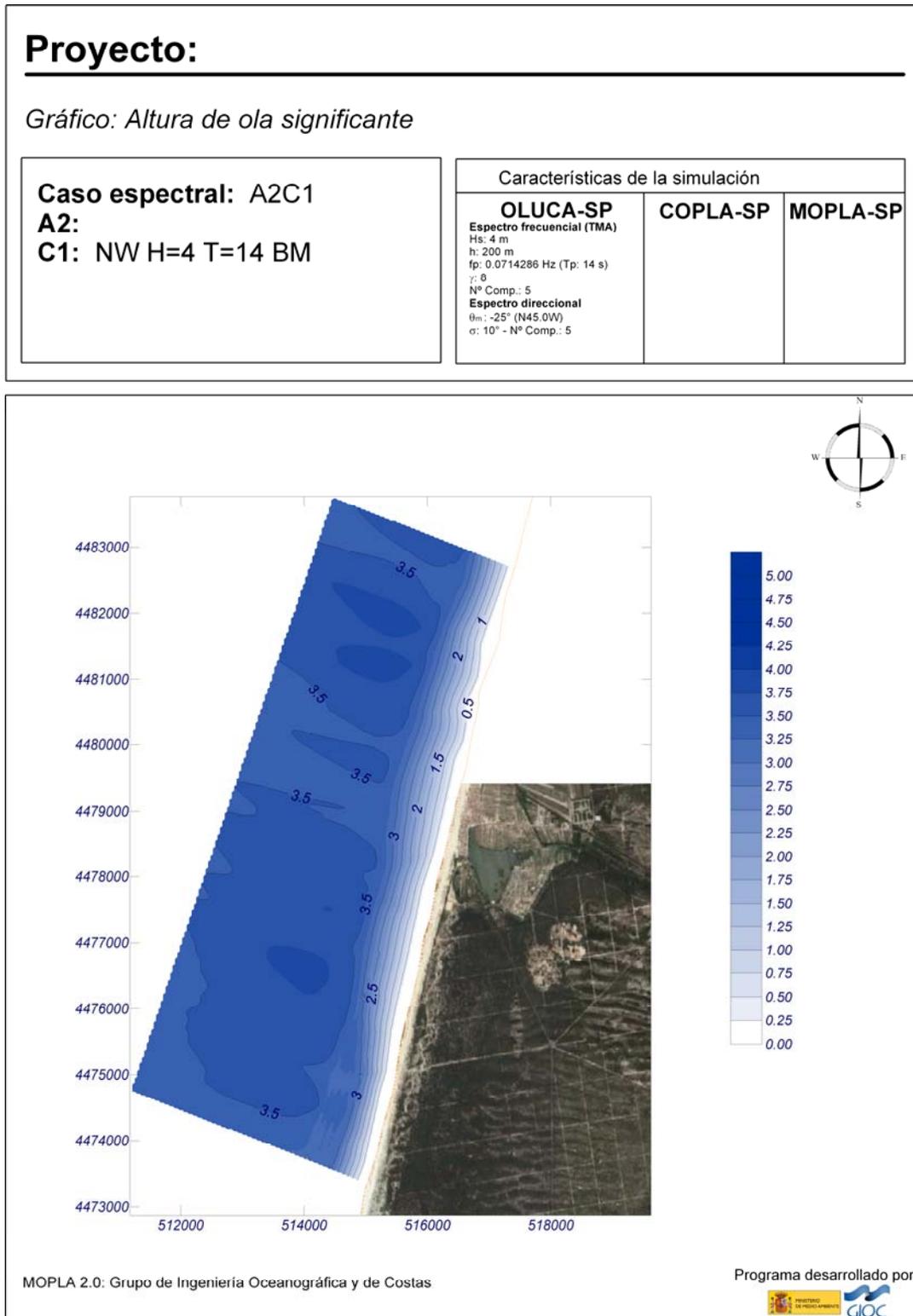


Figura 3.20 Gráfico de isoalturas nas proximidades da costa.
Ondulação de NW (Hs=4 m e Tp=14 s)

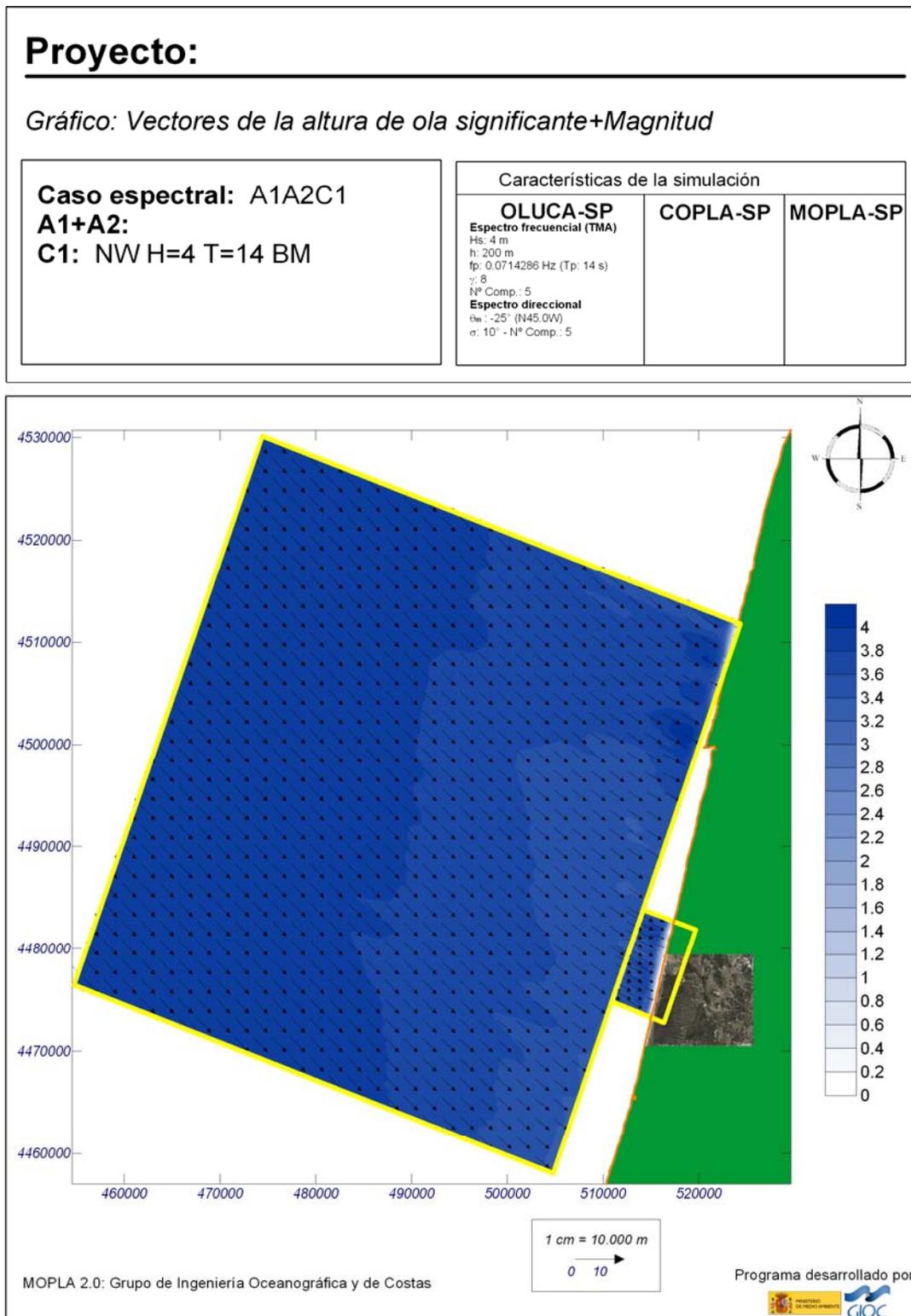


Figura 3.21 Gráfico de vectores de altura de onda significativa – dirección média de propagação. Ondulação de NW (Hs=4 m e Tp=14 s).

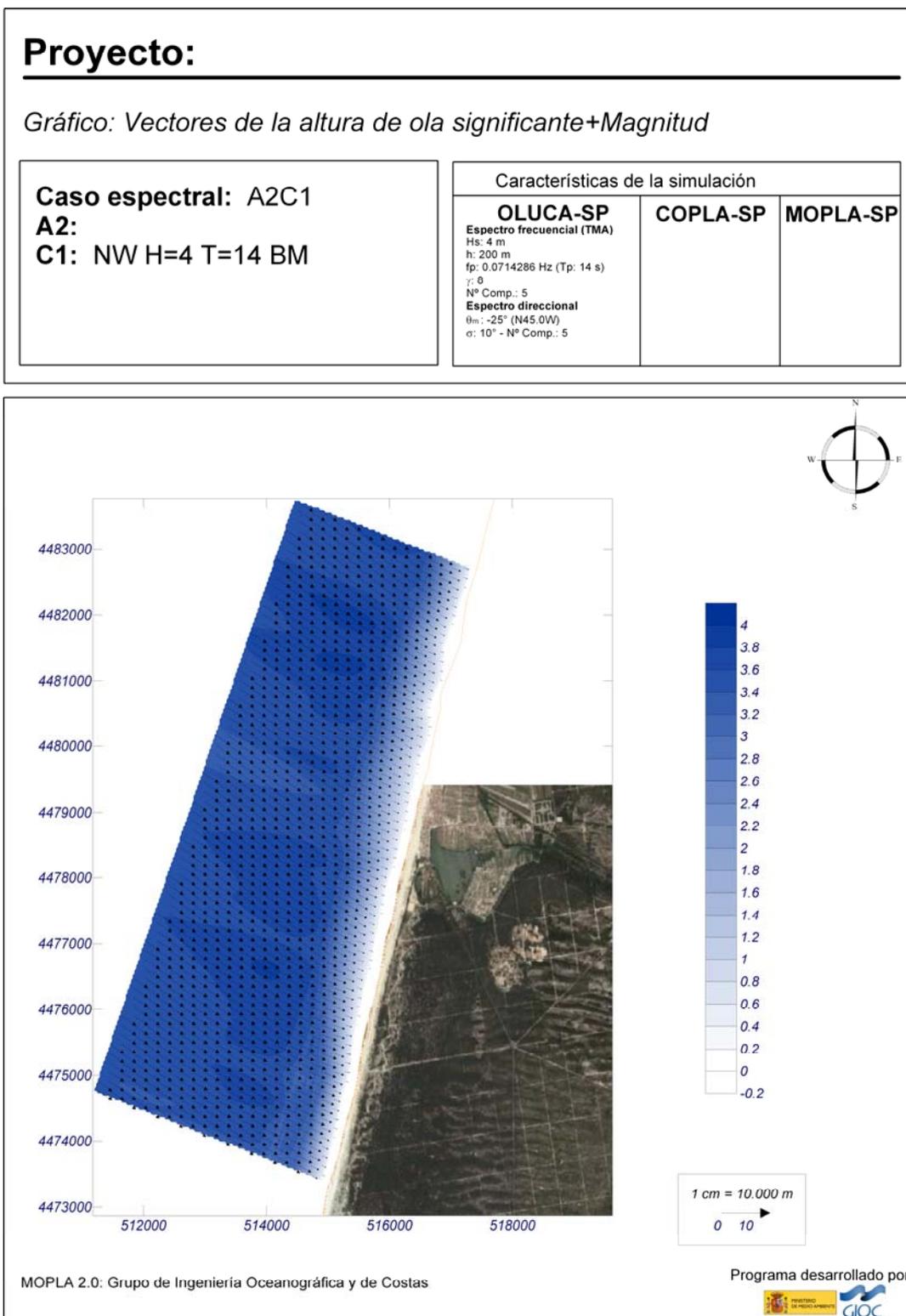


Figura 3.22 Gráfico de vectores altura de onda significativa – direcção média de propagação nas proximidades da praia. Ondulação de NNW (Hs=4 m e Tp=14s).

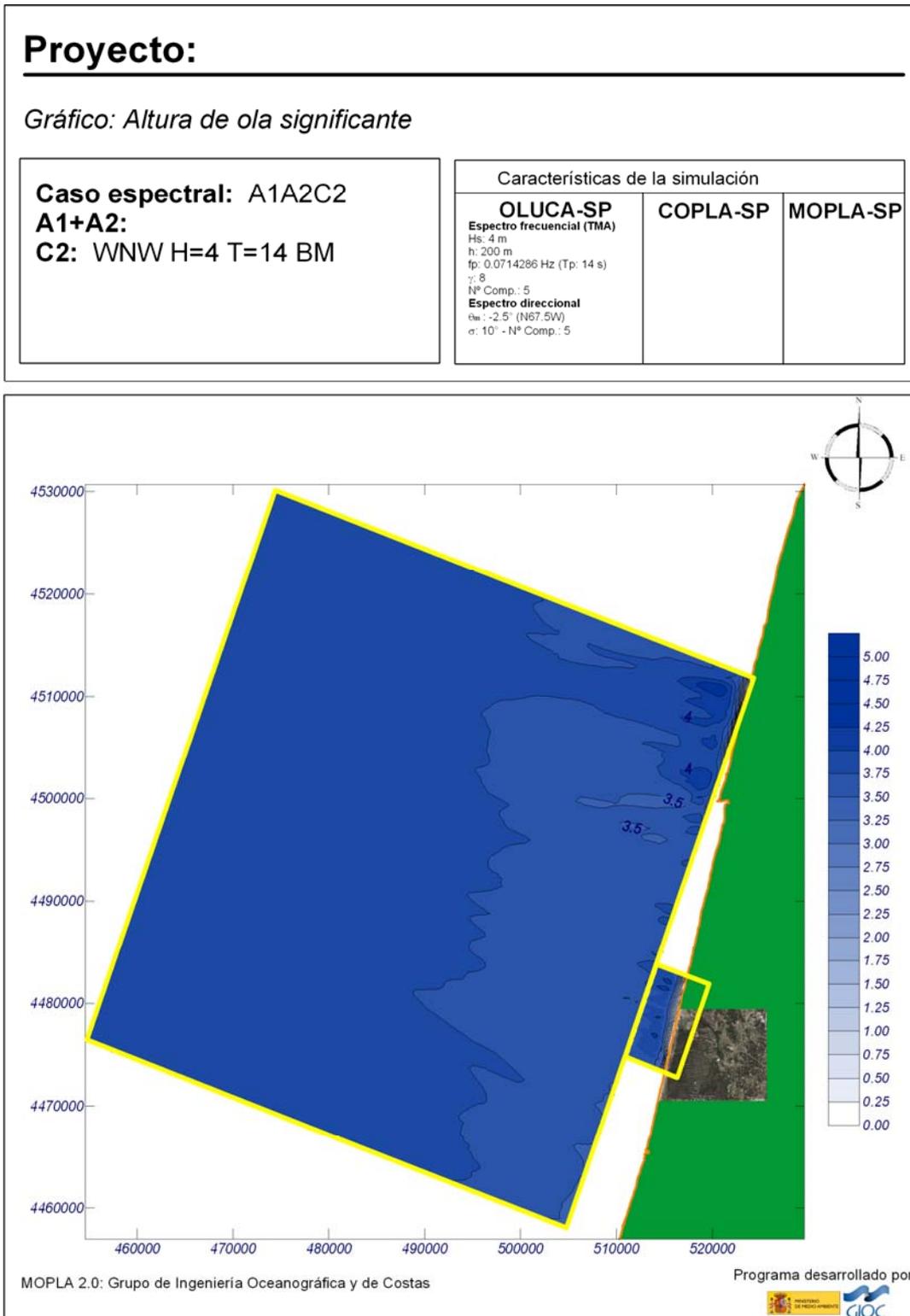


Figura 3.23 Gráfico de isoalturas. Ondulação de WNW (Hs=4 m e Tp=14 s)



Projecto:

Gráfico: *Altura de ola significante*

Caso espectral: A2C2
A2:
C2: WNW H=4 T=14 BM

Características de la simulación

OLUCA-SP	COPLA-SP	MOPLA-SP
Espectro frecuencial (TMA) Hs: 4 m h: 200 m fp: 0.0714286 Hz (Tp: 14 s) γ: 8 Nº Comp.: 5 Espectro direccional θm: -2.5° (N67.5W) σ: 10° - Nº Comp.: 5		

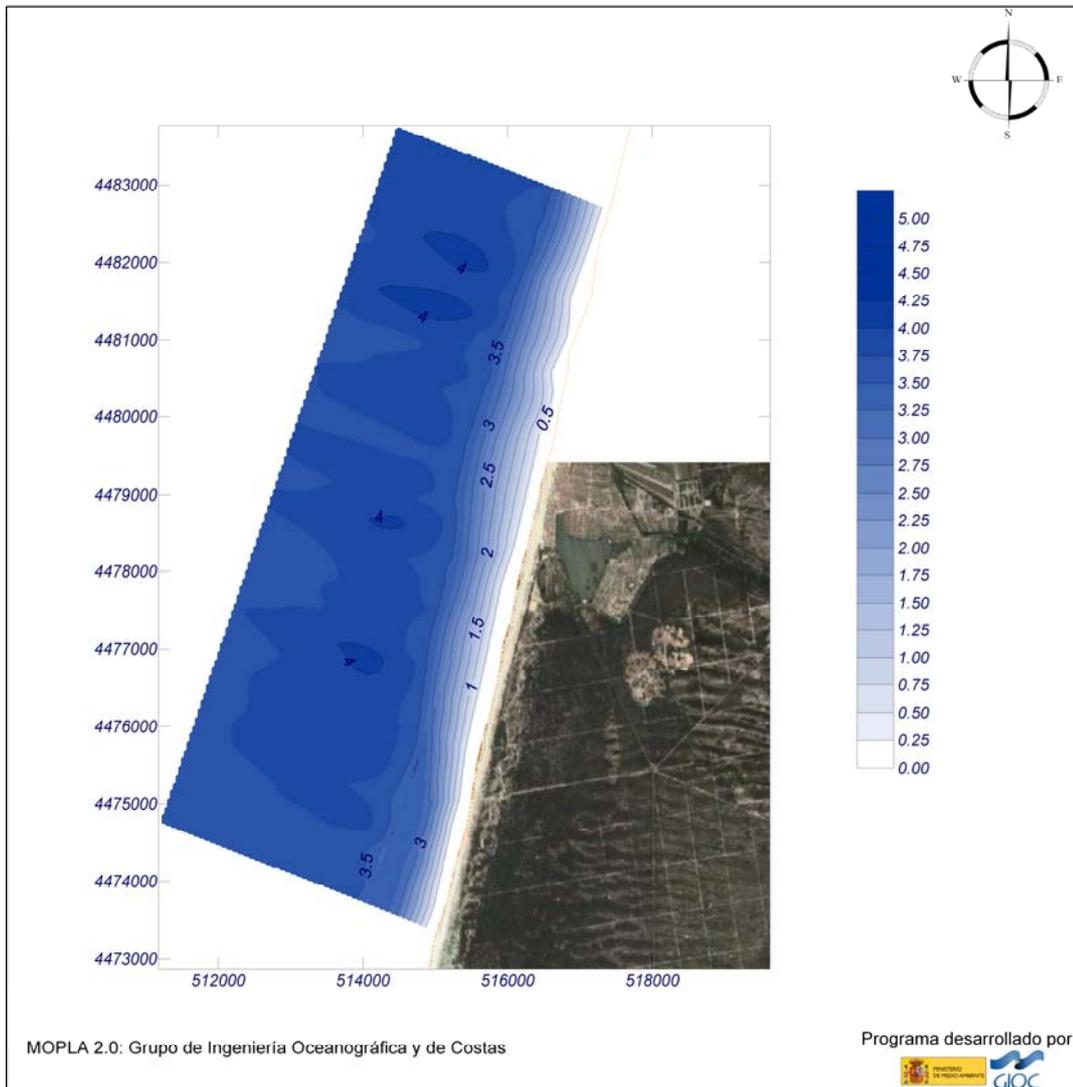


Figura 3.24 Gráfico de isoalturas nas proximidades da costa. Ondulação do WNW (Hs=4 m e Tp=14 s)

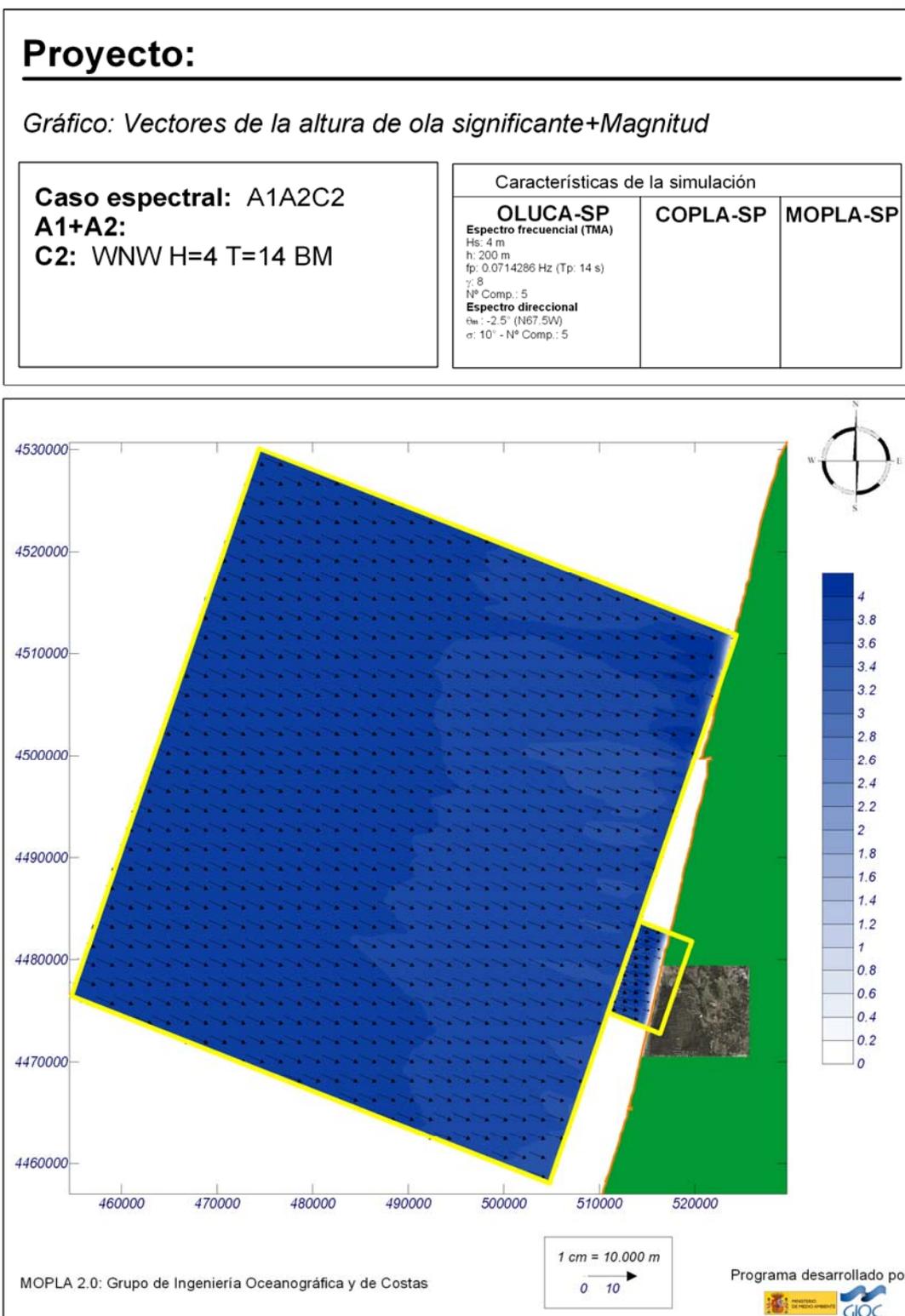


Figura 3.25 Gráfico de vectores altura de onda significativa – dirección média de propagação.
Ondulação de WNW (Hs=4 m e Tp=14 s).

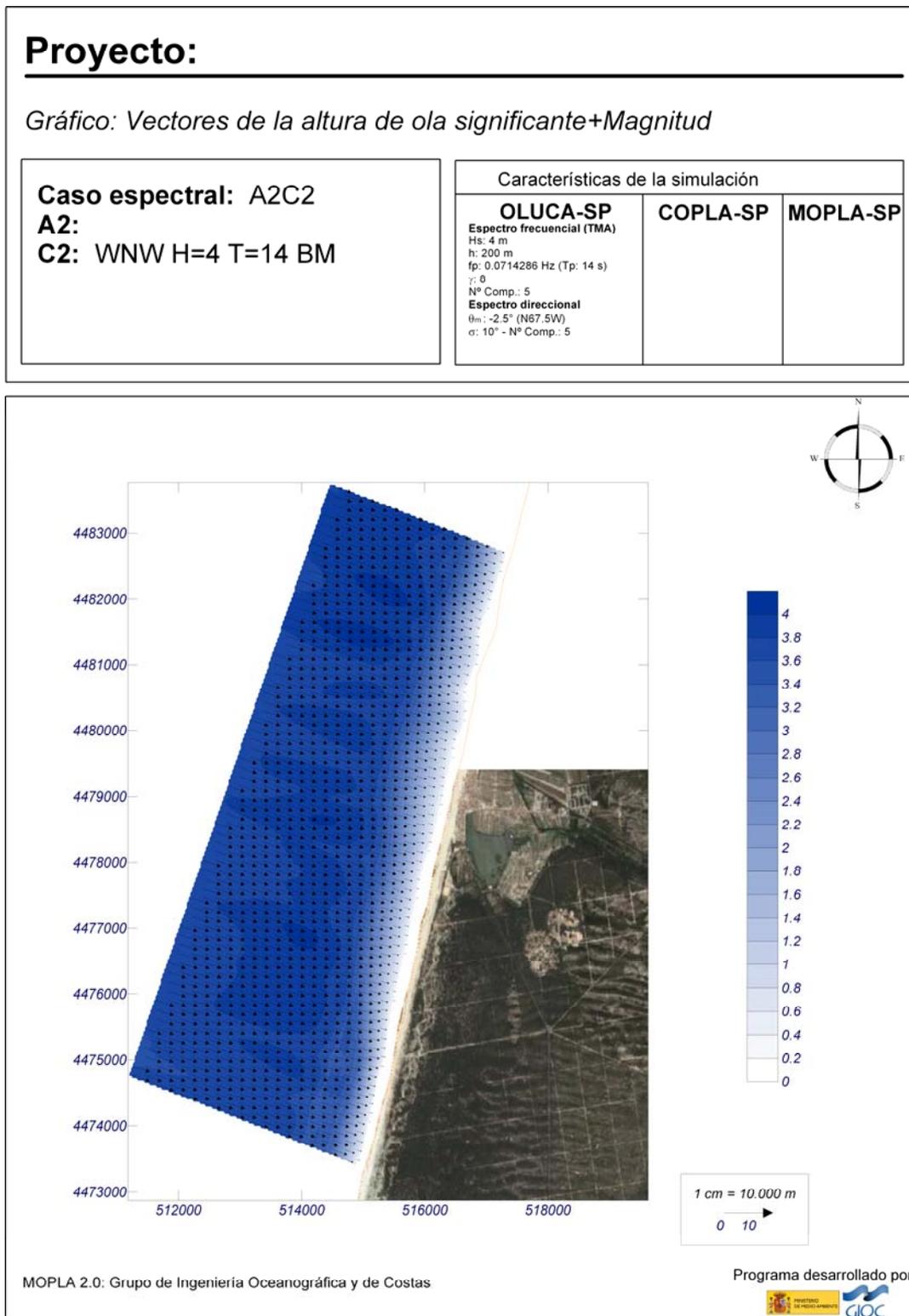


Figura 3.26 Gráfico de vectores altura de onda significativa – direcção média de propagação nas proximidades da praia. Ondulação de WNW (Hs=4 m e Tp=14 s)

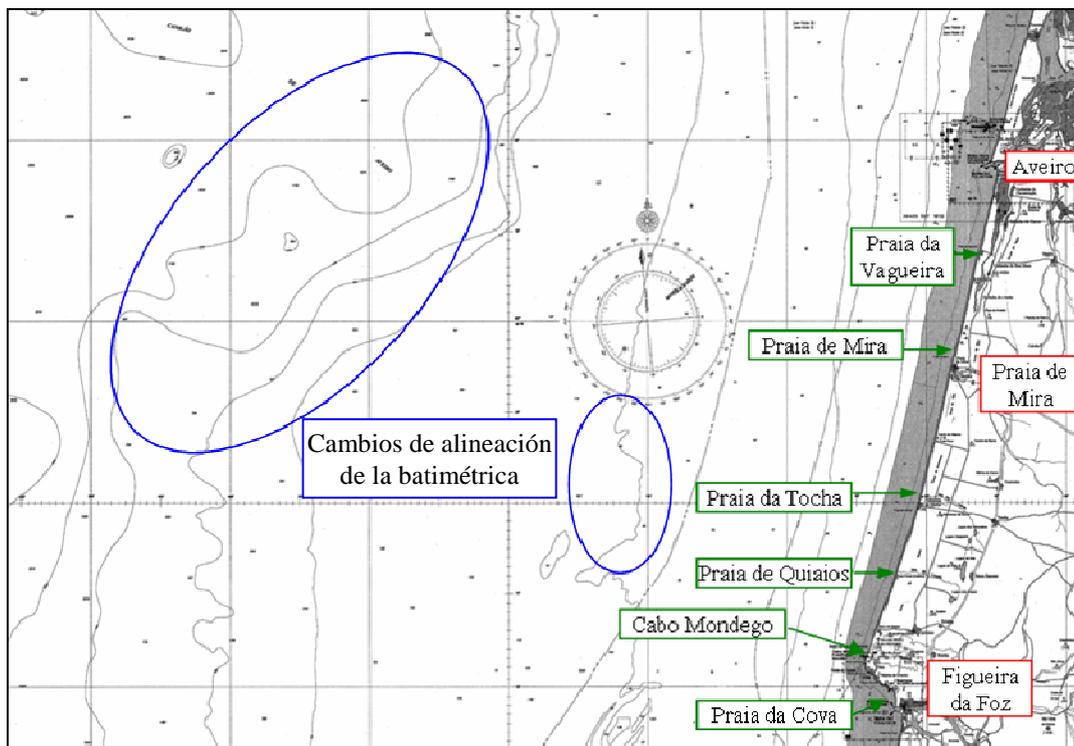


Figura 3.27 Fendas próximas da zona de estudo.

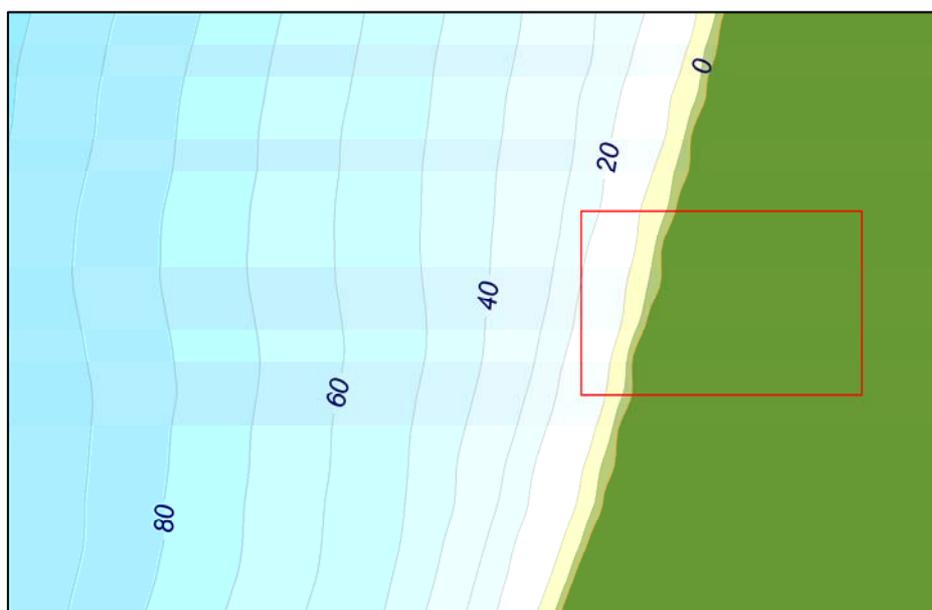


Figura 3.28 Batimetria de detalhe



Da totalidade dos casos simulados pode-se concluir o seguinte:

- À medida que o ângulo de incidência da ondulação se desvia mais da direcção perpendicular à batimetria (WNW), o coeficiente de propagação diminui, devido à refacção que sofre a ondulação. Deste modo, observam-se os maiores coeficientes de propagação quando a ondulação incidente está orientada ao WNW e vão diminuindo à medida que a direcção se aproxima ao N ou ao S.
- Em geral, quanto maior é o período, maior é a refacção e, portanto, menor é o coeficiente de propagação. Quanto maior é o nível do mar, em geral, menor é a refacção que sofre essa ondulação de maior período.
- Os coeficientes de propagação da ondulação aumentam com o nível de maré, isto é, os coeficientes de propagação em preia-mar são maiores do que em baixa-mar.

Ondulação nas imediações da praia

Para a caracterização da ondulação nas imediações da Praia, decidiu-se determinar as características da ondulação numa série de pontos próximos à Praia de Mira (P1-P16 na figura 3.29). As coordenadas dos pontos objectivo seleccionados são as que se mostram na tabela 3.4.

Ponto	X (m)	Y (m)
P1	512690.5	4476277
P2	512556.5	4475743.32
P3	514783.5	4475441.3
P4	514646	4474907.5
P5	512225	4475800
P6	512325	4476500
P7	509950	4472525
P8	510275	4474750
P9	510925	4477300
P10	511500	4479300
P11	512225	4473575
P12	512500	4475400
P13	512925	4477400
P14	513500	4479300
P15	514400	4474825
P16	514800	4476125

Tabela 3.4 Tabela 3.4 Coordenadas dos pontos objectivo.

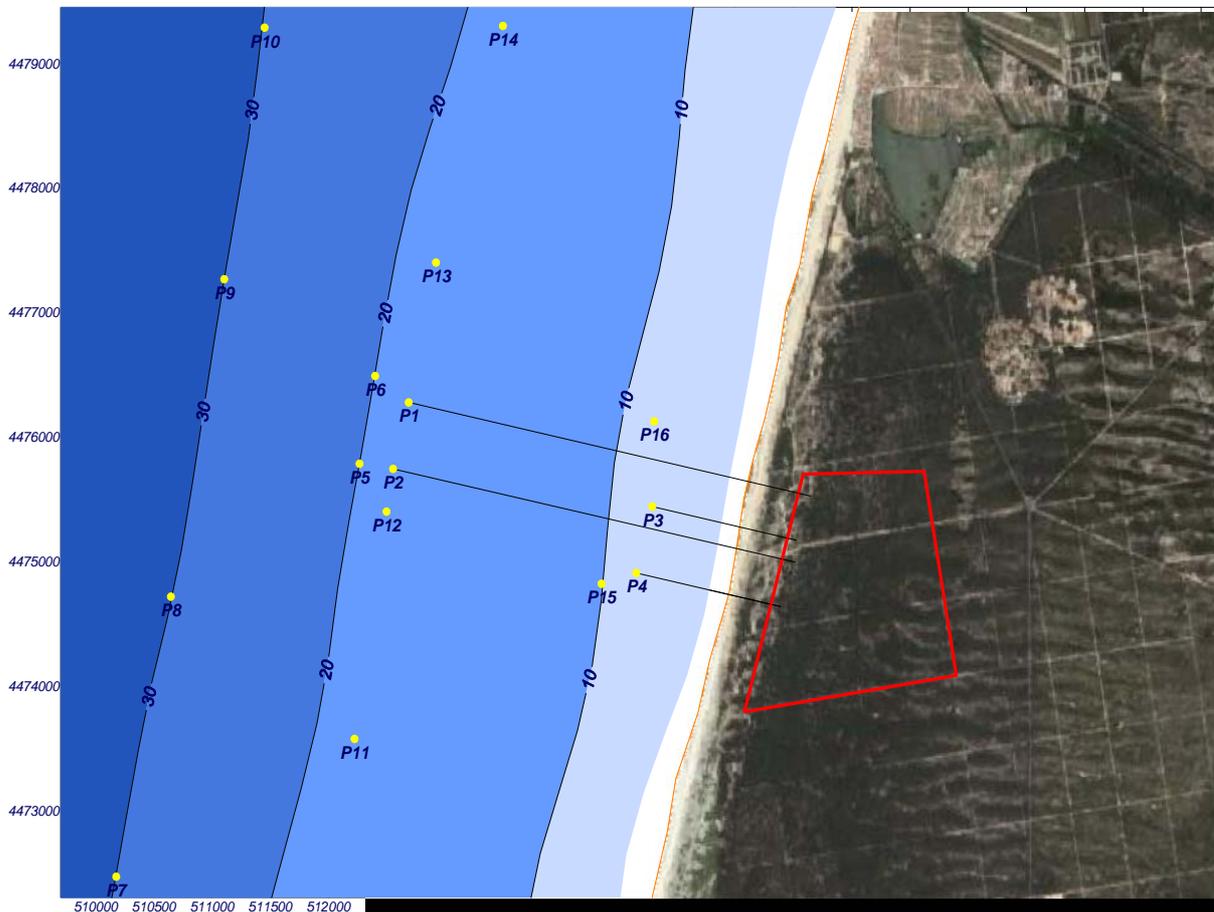


Figura 3.29 Localização dos pontos objectivo.

Nas tabelas 3.5 e 3.6 encontram-se os resultados da simulação de alguns casos de propagação da ondulação, desde profundidades até os pontos próximos à captação e descarga do emissário de Mira.



Dir	H	T	Maré	Captação 1		Captação 2		Descarga 1		Descarga 2	
				Hs_1	θ_1	Hs_2	θ_2	Hs_3	θ_3	Hs_4	θ_4
N	1	4	0	0.96	N	0.96	N	0.76	N	0.79	N
	1	5	0	0.90	N	0.90	N	0.63	NNW	0.67	NNW
	1	6	0	0.82	N	0.82	N	0.56	NNW	0.59	NNW
	1	7	0	0.75	N	0.75	N	0.52	NNW	0.55	NNW
	1	8	0	0.67	NNW	0.67	NNW	0.52	NW	0.53	NW
	1	9	0	0.66	NNW	0.65	NNW	0.54	NW	0.55	NW
	1	10	0	0.66	NNW	0.64	NNW	0.58	NW	0.59	NW
	1	11	0	0.67	NNW	0.65	NNW	0.63	NW	0.63	NW
	1	12	0	0.70	NW	0.68	NW	0.69	NW	0.67	NW
NNW	1	4	0	1.00	NNW	1.00	NNW	0.92	NNW	0.95	NNW
	1	6	0	0.94	NNW	0.94	NNW	0.78	NW	0.81	NNW
	1	8	0	0.83	NNW	0.82	NNW	0.73	NW	0.74	NW
	1	10	0	0.78	NW	0.77	NW	0.76	NW	0.74	NW
	1	12	0	0.79	NW	0.78	NW	0.83	WNW	0.78	NW
	1	13	0	0.81	NW	0.80	NW	0.88	WNW	0.81	WNW
	1	16	0	0.89	NW	0.88	NW	1.01	WNW	0.90	WNW
NW	1	4	0	1.00	NW	1.00	NW	0.96	NW	0.97	NW
	1	5	0	0.99	NW	0.99	NW	0.91	NW	0.92	NW
	1	6	0	0.96	NW	0.96	NW	0.88	NW	0.88	NW
	1	7	0	0.93	NW	0.93	NW	0.87	NW	0.86	NW
	1	8	0	0.89	NW	0.89	NW	0.86	WNW	0.83	WNW
	1	10	0	0.85	NW	0.85	NW	0.88	WNW	0.81	WNW
	1	12	0	0.86	WNW	0.86	WNW	0.93	WNW	0.84	WNW
	1	14	0	0.89	WNW	0.88	WNW	0.98	WNW	0.87	WNW
	1	16	0	0.94	WNW	0.93	WNW	1.06	WNW	0.92	WNW
	1	17	0	0.95	WNW	0.95	WNW	1.09	WNW	0.94	WNW
	1	18	0	0.98	WNW	0.98	WNW	1.13	WNW	0.97	WNW
WNW	1	4	0	1.00	WNW	1.00	WNW	0.97	WNW	0.98	WNW
	1	5	0	0.99	WNW	0.99	WNW	0.93	WNW	0.93	WNW
	1	6	0	0.97	WNW	0.97	WNW	0.91	WNW	0.89	WNW
	1	8	0	0.92	WNW	0.92	WNW	0.90	WNW	0.85	WNW
	1	10	0	0.89	WNW	0.89	WNW	0.92	WNW	0.85	WNW
	1	12	0	0.91	WNW	0.91	WNW	0.97	WNW	0.88	WNW
	1	14	0	0.93	WNW	0.92	WNW	1.01	WNW	0.91	WNW
	1	16	0	0.96	WNW	0.96	WNW	1.07	W	0.96	WNW
	1	17	0	0.96	WNW	0.95	WNW	1.08	W	0.96	WNW
1	18	0	0.97	WNW	0.97	WNW	1.10	W	0.98	WNW	

Tabela 3.5 Coeficientes de propagação nos pontos próximos aos pontos de captação e descarga do futuro emissário de Mira (pontos P1 – P4), na baixa-mar.



Dir	H	T	Maré	Captação 1		Captação 2		Descarga 1		Descarga 2	
				Hs_1	θ_1	Hs_2	θ_2	Hs_3	θ_3	Hs_4	θ_4
W	1	4	0	1.00	W	1.00	W	0.97	W	0.98	W
	1	5	0	0.99	W	0.99	W	0.93	W	0.94	W
	1	6	0	0.97	W	0.97	W	0.90	W	0.91	W
	1	7	0	0.94	W	0.94	W	0.89	W	0.89	W
	1	8	0	0.92	W	0.92	W	0.88	W	0.87	W
	1	10	0	0.89	W	0.89	W	0.89	W	0.87	W
	1	12	0	0.90	W	0.90	W	0.93	W	0.90	W
	1	14	0	0.92	W	0.91	W	0.97	W	0.94	W
	1	16	0	0.97	W	0.96	W	1.04	W	1.00	W
1	18	0	1.00	W	0.99	W	1.09	W	1.04	W	
WSW	1	4	0	1.00	WSW	1.00	WSW	0.96	WSW	0.97	WSW
	1	5	0	0.99	WSW	0.99	WSW	0.91	WSW	0.92	WSW
	1	6	0	0.96	WSW	0.96	WSW	0.88	WSW	0.88	WSW
	1	7	0	0.93	WSW	0.93	WSW	0.85	WSW	0.85	WSW
	1	8	0	0.89	WSW	0.89	WSW	0.83	WSW	0.82	W
	1	10	0	0.85	WSW	0.84	WSW	0.83	W	0.82	W
	1	12	0	0.84	WSW	0.84	WSW	0.85	W	0.84	W
	1	14	0	0.85	W	0.84	W	0.88	W	0.87	W
	1	16	0	0.89	W	0.88	W	0.93	W	0.93	W
1	17	0	0.90	W	0.89	W	0.95	W	0.95	W	
SW	1	4	0	1.00	SW	1.00	SW	0.94	SW	0.95	SW
	1	5	0	0.98	SW	0.98	SW	0.86	SW	0.86	SW
	1	6	0	0.94	SW	0.94	SW	0.80	SW	0.80	SW
	1	7	0	0.88	SW	0.89	SW	0.75	WSW	0.75	WSW
	1	8	0	0.81	SW	0.81	SW	0.70	WSW	0.70	WSW
	1	10	0	0.75	WSW	0.75	WSW	0.69	WSW	0.68	WSW
	1	12	0	0.73	WSW	0.73	WSW	0.72	WSW	0.70	WSW
	1	13	0	0.74	WSW	0.73	WSW	0.74	WSW	0.72	W
SSW	1	4	0	0.90	SSW	0.90	SSW	0.72	SSW	0.72	SSW
	1	5	0	0.84	SSW	0.84	SSW	0.61	SW	0.61	SW
	1	6	0	0.75	SSW	0.74	SSW	0.54	SW	0.54	SW
	1	7	0	0.67	SSW	0.66	SSW	0.49	SW	0.49	SW
	1	8	0	0.59	SW	0.59	SW	0.47	WSW	0.47	WSW
	1	10	0	0.54	SW	0.54	SW	0.47	WSW	0.46	WSW
	1	12	0	0.54	WSW	0.55	WSW	0.51	WSW	0.50	WSW
	1	13	0	0.55	WSW	0.56	WSW	0.54	WSW	0.52	WSW
S	1	4	0	0.34	SSW	0.34	SSW	0.18	SSW	0.17	SSW
	1	5	0	0.30	SSW	0.30	SSW	0.16	SSW	0.15	SSW
	1	6	0	0.25	SSW	0.25	SSW	0.14	SW	0.14	SW
	1	7	0	0.23	SSW	0.23	SSW	0.15	SW	0.14	SW
	1	9	0	0.28	SW	0.28	SW	0.22	WSW	0.22	WSW

Tabela 3.6 Coeficientes de propagação nos pontos próximos aos pontos de captação e descarga do futuro emissário de Mira (pontos P1 – P4), na baixa-mar. (continuação).



Dir	H	T	Maré	Captação 1		Captação 2		Descarga 1		Descarga 2	
				Hs_1	θ_1	Hs_2	θ_2	Hs_3	θ_3	Hs_4	θ_4
N	1	4	4.3	0.97	N	0.97	N	0.88	N	0.89	N
	1	5	4.3	0.94	N	0.94	N	0.77	N	0.78	N
	1	6	4.3	0.87	N	0.88	N	0.66	NNW	0.69	N
	1	7	4.3	0.80	N	0.81	N	0.60	NNW	0.63	NNW
	1	8	4.3	0.71	NNW	0.71	NNW	0.55	NNW	0.57	NNW
	1	9	4.3	0.69	NNW	0.68	NNW	0.55	NW	0.57	NNW
	1	10	4.3	0.68	NNW	0.67	NNW	0.58	NW	0.59	NW
	1	11	4.3	0.69	NNW	0.68	NNW	0.61	NW	0.62	NW
	1	12	4.3	0.71	NNW	0.69	NNW	0.66	NW	0.66	NW
NNW	1	4	4.3	1.00	NNW	1.00	NNW	0.98	NNW	0.99	NNW
	1	6	4.3	0.97	NNW	0.97	NNW	0.86	NNW	0.88	NNW
	1	8	4.3	0.87	NNW	0.86	NNW	0.76	NW	0.77	NW
	1	10	4.3	0.81	NW	0.80	NW	0.76	NW	0.76	NW
	1	12	4.3	0.81	NW	0.80	NW	0.81	NW	0.79	NW
	1	13	4.3	0.82	NW	0.81	NW	0.84	NW	0.82	NW
	1	16	4.3	0.88	NW	0.87	NW	0.95	WNW	0.90	WNW
NW	1	4	4.3	1.00	NW	1.00	NW	0.99	NW	1.00	NW
	1	5	4.3	0.99	NW	0.99	NW	0.95	NW	0.96	NW
	1	6	4.3	0.98	NW	0.98	NW	0.92	NW	0.93	NW
	1	7	4.3	0.95	NW	0.95	NW	0.89	NW	0.90	NW
	1	8	4.3	0.92	NW	0.92	NW	0.87	NW	0.86	NW
	1	10	4.3	0.87	NW	0.86	NW	0.86	WNW	0.83	WNW
	1	12	4.3	0.87	WNW	0.86	WNW	0.90	WNW	0.84	WNW
	1	14	4.3	0.88	WNW	0.88	WNW	0.94	WNW	0.87	WNW
	1	16	4.3	0.92	WNW	0.92	WNW	1.00	WNW	0.91	WNW
	1	17	4.3	0.93	WNW	0.93	WNW	1.02	WNW	0.93	WNW
	1	18	4.3	0.96	WNW	0.96	WNW	1.06	WNW	0.95	WNW
WNW	1	4	4.3	1.00	WNW	1.00	WNW	0.99	WNW	1.00	WNW
	1	5	4.3	0.99	WNW	1.00	WNW	0.96	WNW	0.97	WNW
	1	6	4.3	0.98	WNW	0.98	WNW	0.93	WNW	0.93	WNW
	1	8	4.3	0.93	WNW	0.93	WNW	0.90	WNW	0.88	WNW
	1	10	4.3	0.90	WNW	0.90	WNW	0.90	WNW	0.86	WNW
	1	12	4.3	0.90	WNW	0.90	WNW	0.93	WNW	0.88	WNW
	1	14	4.3	0.91	WNW	0.91	WNW	0.96	WNW	0.89	WNW
	1	16	4.3	0.94	WNW	0.94	WNW	1.01	WNW	0.93	WNW
	1	17	4.3	0.94	WNW	0.94	WNW	1.01	WNW	0.93	WNW
1	18	4.3	0.95	WNW	0.95	WNW	1.03	WNW	0.95	WNW	

Tabela 3.7 Coeficientes de propagação nos pontos próximos aos pontos de captação e descarga do futuro emissário de Mira (pontos P1 – P4), em preia-mar.



Dir	H	T	Maré	Captação 1		Captação 2		Descarga 1		Descarga 2	
				Hs_1	θ_1	Hs_2	θ_2	Hs_3	θ_3	Hs_4	θ_4
W	1	4	4.3	1.00	W	1.00	W	0.99	W	1.00	W
	1	5	4.3	1.00	W	1.00	W	0.96	W	0.97	W
	1	6	4.3	0.98	W	0.98	W	0.93	W	0.94	W
	1	7	4.3	0.96	W	0.96	W	0.91	W	0.91	W
	1	8	4.3	0.93	W	0.93	W	0.89	W	0.88	W
	1	10	4.3	0.90	W	0.89	W	0.88	W	0.87	W
	1	12	4.3	0.90	W	0.89	W	0.90	W	0.89	W
	1	14	4.3	0.91	W	0.90	W	0.93	W	0.91	W
	1	16	4.3	0.95	W	0.94	W	0.98	W	0.96	W
	1	18	4.3	0.98	W	0.97	W	1.02	W	0.99	W
WSW	1	4	4.3	1.00	WSW	1.00	WSW	0.99	WSW	1.00	WSW
	1	5	4.3	0.99	WSW	0.99	WSW	0.96	WSW	0.96	WSW
	1	6	4.3	0.98	WSW	0.98	WSW	0.92	WSW	0.92	WSW
	1	7	4.3	0.95	WSW	0.95	WSW	0.89	WSW	0.89	WSW
	1	8	4.3	0.92	WSW	0.91	WSW	0.85	WSW	0.85	WSW
	1	10	4.3	0.86	WSW	0.86	WSW	0.82	WSW	0.82	W
	1	12	4.3	0.85	WSW	0.84	WSW	0.84	W	0.83	W
	1	14	4.3	0.85	WSW	0.84	WSW	0.85	W	0.85	W
	1	16	4.3	0.88	W	0.87	W	0.90	W	0.89	W
	1	17	4.3	0.89	W	0.88	W	0.91	W	0.91	W
SW	1	4	4.3	1.00	SW	1.00	SW	0.98	SW	0.99	SW
	1	5	4.3	0.99	SW	0.99	SW	0.93	SW	0.94	SW
	1	6	4.3	0.96	SW	0.96	SW	0.87	SW	0.87	SW
	1	7	4.3	0.92	SW	0.92	SW	0.81	SW	0.81	SW
	1	8	4.3	0.84	SW	0.84	SW	0.74	WSW	0.74	WSW
	1	10	4.3	0.77	WSW	0.77	WSW	0.70	WSW	0.70	WSW
	1	12	4.3	0.75	WSW	0.75	WSW	0.71	WSW	0.70	WSW
	1	13	4.3	0.75	WSW	0.74	WSW	0.73	WSW	0.71	WSW
SSW	1	4	4.3	0.92	SSW	0.92	SSW	0.80	SSW	0.80	SSW
	1	5	4.3	0.88	SSW	0.88	SSW	0.72	SSW	0.71	SSW
	1	6	4.3	0.81	SSW	0.81	SSW	0.63	SW	0.63	SW
	1	7	4.3	0.72	SSW	0.72	SSW	0.57	SW	0.56	SW
	1	8	4.3	0.63	SW	0.63	SW	0.52	SW	0.52	SW
	1	10	4.3	0.56	SW	0.57	SW	0.48	WSW	0.48	WSW
	1	12	4.3	0.56	SW	0.56	SW	0.51	WSW	0.50	WSW
	1	13	4.3	0.56	WSW	0.57	WSW	0.53	WSW	0.52	WSW
S	1	4	4.3	0.36	SSW	0.36	SSW	0.21	SSW	0.21	SSW
	1	5	4.3	0.34	SSW	0.34	SSW	0.19	SSW	0.19	SSW
	1	6	4.3	0.30	SSW	0.30	SSW	0.18	SSW	0.18	SSW
	1	7	4.3	0.26	SSW	0.26	SSW	0.17	SW	0.17	SW
	1	9	4.3	0.30	SW	0.30	SW	0.24	SW	0.24	SW

Tabela 3.8 Coeficientes de propagação nos pontos próximos aos pontos de captação e descarga do futuro emissário de Mira (pontos P1 – P4), em preia-mar (continuação).



Da observação das tabelas e dos resultados obtidos nos diferentes casos simulados, pode-se deduzir que:

- Dado que a orientação da batimetria é quase recta e paralela, os coeficientes de propagação da ondulação, são praticamente constantes para uma mesma profundidade, isto é, não há variação do coeficiente na direcção longitudinal à praia; isto verifica-se excepto na zona de rotura da ondulação, onde se produzem gradientes de altura de onda que geram correntes longitudinais ao longo da praia (comparem-se os resultados obtidos para os pontos P1 e P2 e os obtidos para P3 e P4, nas tabelas 3.5 e 3).
- Dado que a orientação da batimetria é quase recta e paralela, os coeficientes de propagação da ondulação, são praticamente constantes para uma mesma profundidade, isto é, não há variação do coeficiente na direcção longitudinal à praia; isto verifica-se excepto na zona de rotura da ondulação, onde se produzem gradientes de altura de onda que geram correntes longitudinais ao longo da praia (comparem-se os resultados obtidos para os pontos P1 e P2 e para os pontos P3 e P4, nas tabelas 3.5 e 3.6).
- As ondulações de W-NW são as que apresentam maiores coeficientes de propagação, dado que incidem quase perpendicularmente à costa e, portanto, refractam pouco. À medida que a direcção da ondulação em *offshore* se afasta da perpendicular à costa, o coeficiente de propagação diminui (ver as figuras 3.15-3.26 e tabelas 3.5 e 3.6).
- Em baixa-mar, quando os períodos de ondulação são baixos, o coeficiente de propagação associado a uma profundidade de 18 metros (P1, P2, P11, P12, P13 e P14) varia entre 1 e 0.8, quando os períodos de ondulação são baixos, excepto no caso de ondulações de Sul. Neste último caso, o coeficiente de propagação reduz-se cerca de 30-35%, devido à grande refacção que sofre a ondulação na sua propagação. O coeficiente de propagação para períodos maiores, não é assim tão linear: para grandes períodos de ondulações com orientação praticamente perpendicular à costa, obtêm-se altos coeficientes de propagação, chegando mesmo a atingir-se a altura de onda incidente para os períodos mais altos. Pelo contrário, à medida que a ondulação se afasta da perpendicular à costa, os coeficientes de propagação diminuem ao aumentar o período, chegando a reduzir-se a altura de onda incidente, para metade nos pontos de descarga.
- Ao aumentar a maré, o calado sobre o qual se propaga a onda é maior, e portanto, a refacção que sofrem as ondulações do sector WSW-S e do N é menor e, como



consequência, os coeficientes de propagação nas proximidades do ponto de descarga são maiores (Ver tabelas 3.5 e 3.6).

-Em geral, nas proximidades da costa, os coeficientes de propagação durante a preia-mar são maiores, porque o aumento do calado faz com que a rotura se produza mais próxima à costa, que no caso de baixa-mar.

Como conclusão pode dizer-se que as ondulações de NW-W são as que produzem maior coeficiente de propagação nas imediações da zona de estudo. À medida que a direcção da ondulação em *offshore* se afasta de WNW e se aproxima de N ou S, o coeficiente de propagação dessa ondulação na Praia, diminui. Esta diminuição da altura de onda, em geral, é tão mais relevante quanto maior é o período de ondulação.

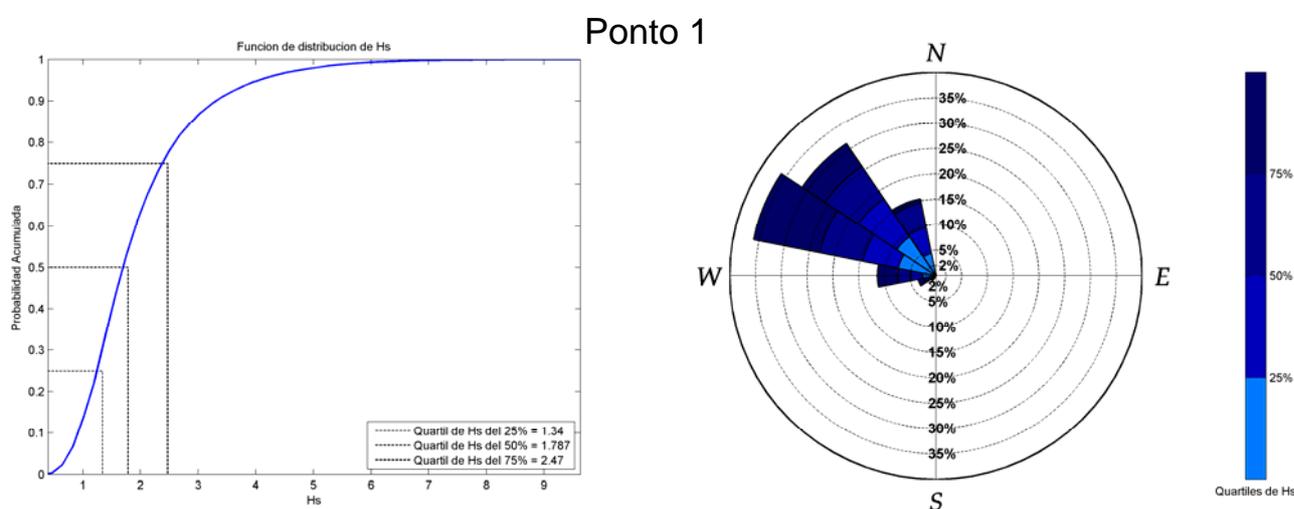


Figura 3.30 Características da ondulação nas imediações dos pontos de captação.

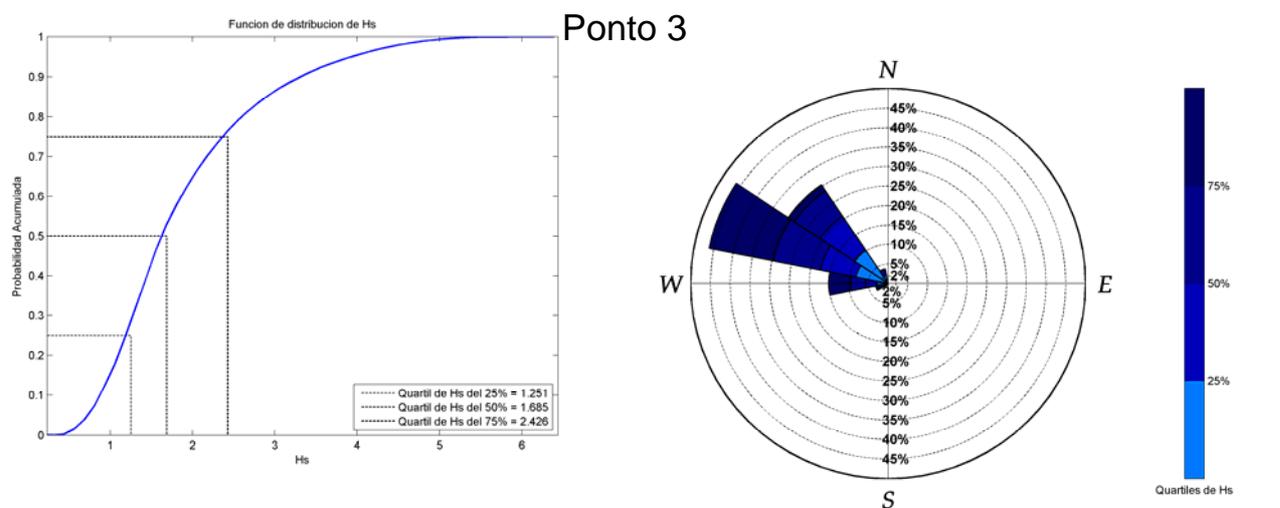


Figura 3.31 Características da ondulação nas imediações dos pontos de descarga



Nas figuras 3.30 e 3.31 mostram-se as características de ondulação nas proximidades dos pontos de captação de água e de descarga P1 e P3. Como se comentou anteriormente, produzem-se poucas variações do coeficiente de propagação em pontos situados à mesma profundidade, portanto as características da ondulação nas imediações dos outros dois emissários (Pontos P2 e P4 na Figura 3.29) coincidem com as dos pontos P1 e P3 respectivamente.

Regimes nos pontos objectivo

A partir dos coeficientes de propagação e dos ângulos de incidência da ondulação nos Pontos Objectivo (ver figura 3.29), construíram-se os regimes médios escalares e direccionais de ondulação. Multiplicou-se cada um dos valores da base de dados de retroanálise, calibrada em profundidades *offshore* pelo coeficiente de propagação em função do período, da altura de onda significativa e da direcção da ondulação, e estes ajustaram-se a uma função de distribuição log-normal, como se expressa na seguinte equação, onde o parâmetro μ é a média da distribuição log-normal, e o parâmetro σ é o desvio típico da distribuição log-normal.

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi \left(\log \left(\frac{\sigma^2}{\mu^2} + 1 \right) \right)^{\frac{1}{2}}}} \int_{-\infty}^x \frac{1}{x} \exp \left[-\frac{1}{2} \frac{\left(\log(x) - \left(\log(\mu) - \frac{1}{2} \log \left(\frac{\sigma^2}{\mu^2} + 1 \right) \right) \right)^2}{\left(\log \left(\frac{\sigma^2}{\mu^2} + 1 \right) \right)^{\frac{1}{2}}} \right] dx$$

As figuras 3.32 e 3.33 apresentam os regimes médios escalar e direccionais de altura de onda significativa do ponto P1, e nas figuras 3.34 e 3.35 as correspondentes no ponto de descarga (P3).



Ponto 1

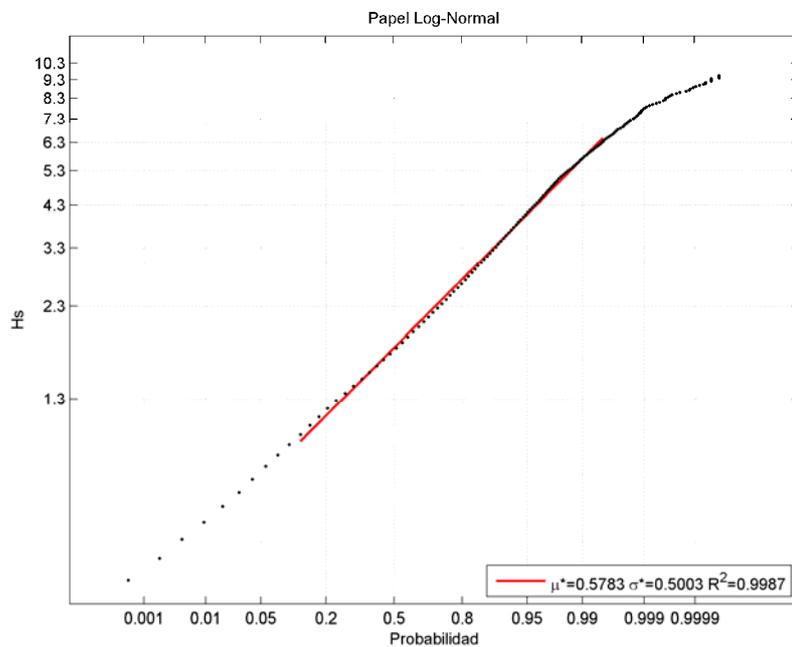


Figura 3.32 Regime médio escalar de altura de onda nas imediações do ponto de captação.

Ponto 1

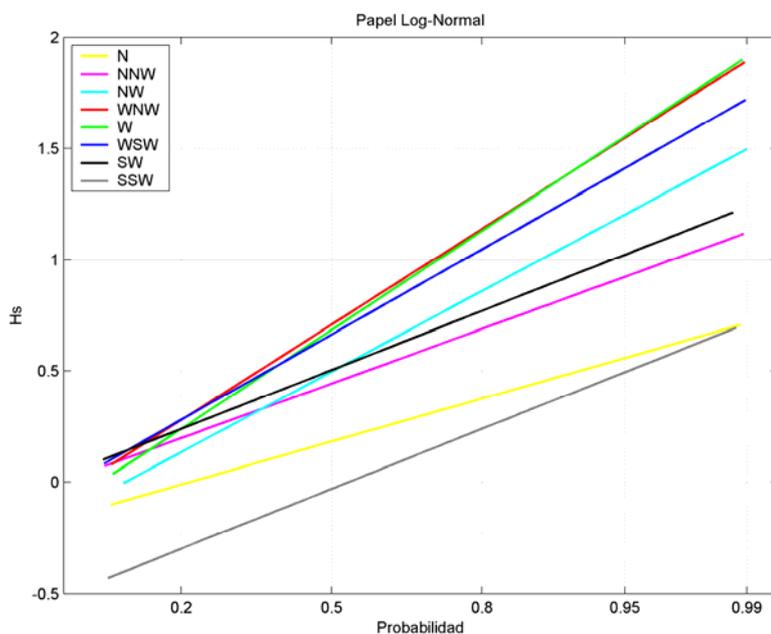


Figura 3.33 Regime médio direccional de altura de onda nas imediações do ponto de captação.



Ponto 3

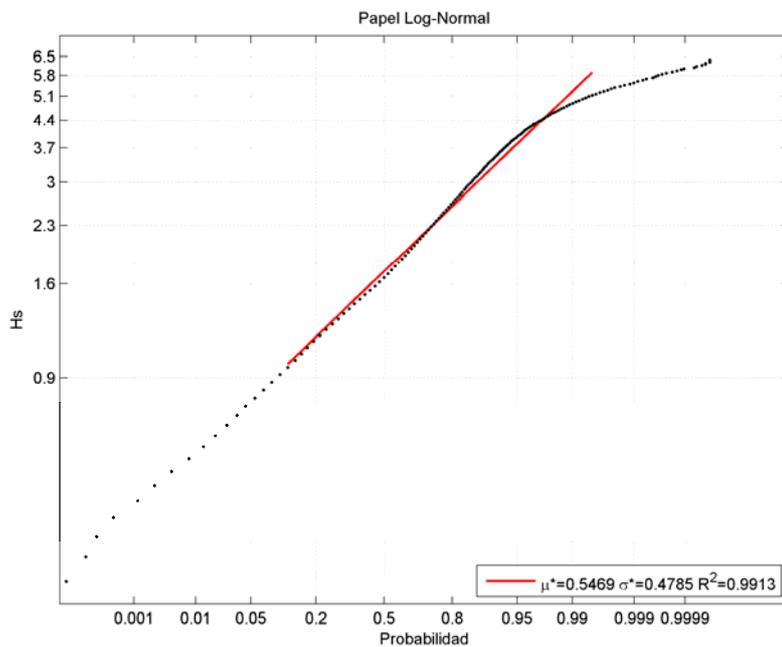


Figura 3.34 Regime médio direccional de altura de onda nas imediações do ponto de captação.

Ponto 3

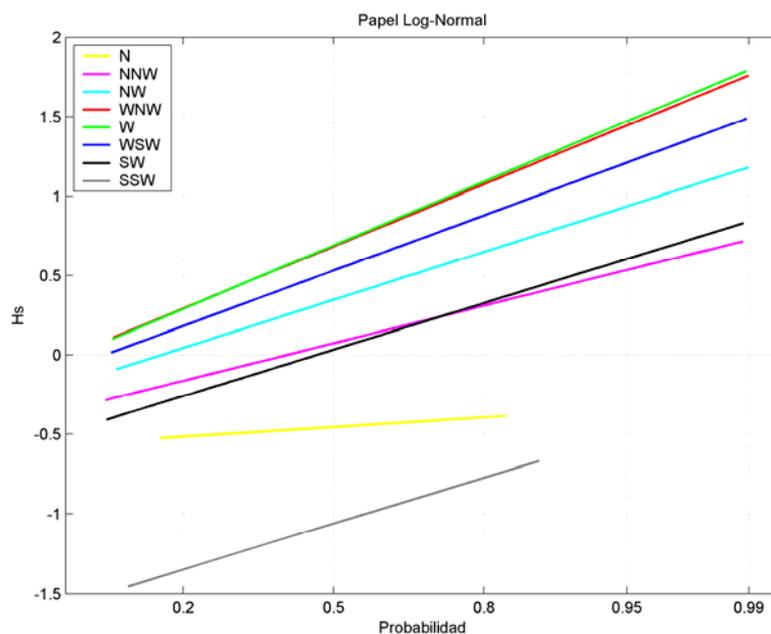


Figura 3.35 Regime médio direccional de altura de onda nas imediações do ponto de captação.



Segundo os regimes que se apresentam nas figuras 3.32 e 3.33, conclui-se que a ondulação nas proximidades do ponto de captação é bastante energética, 20 % das ondulações incidentes superam uma altura de onda significativa de 2.5 metros nos pontos de captação. As ondulações mais energéticas a esta profundidade, são as procedentes do sector WNW-W e as menos energéticas são as do SSW, como se observa na figura 3.33.

No caso do emissário de descarga (ver figuras 3.34 e 3.35), observa-se que o clima marítimo, a esta profundidade, é similar ao do ponto de captação de água, mas um pouco menos energético. As ondulações médias continuam a ser da mesma ordem, mas à medida que aumenta a altura de onda, devido a estas ondulações na Praia de Mira estarem associadas a períodos mais altos, a onda vê-se mais afectada pela refacção e empolamento e, portanto, é menos provável encontrar alturas de onda elevadas nesta zona. Este efeito pode ver-se comparando os regimes de altura de onda das figuras 3.32 e 3.34, nas que se observa que, no caso do emissário de captação, a altura de onda associada ao percentil 98 % é da ordem de 5 m, enquanto a do emissário de descarga se reduz a 4.5 m.

As ondulações mais energéticas nas proximidades da descarga, como no caso anterior, são as procedentes de WNW-W, e as menos energéticas são as de SSW, ainda que neste caso as alturas de onda que apresentam as ondulações são inferiores, devido à refacção que sofrem ao propagar-se através de uma zona de menor calado.

Nas figuras 3.36 e 3.37 mostram-se os regimes médio escalar e direccional do período de pico no ponto de captação P1; enquanto nas figuras 3.38 e 3.39 se representam os correspondentes no ponto P3.

Quanto aos períodos, figuras 3.36 e 3.38, o regime médio escalar é praticamente o mesmo nos pontos de controlo e o período médio das ondulações é da ordem dos 9 s. Os maiores períodos estão associados às ondulações de WNW, enquanto as ondulações de SSW e de N caracterizam-se por apresentar períodos pequenos. Este facto é facilmente compreensível atendendo a que as ondulações das direcções referidas com alto período, tendem a refractar-se para o WSW e NW respectivamente (ver tabelas 3.5 e 3.6) devido à orientação da costa. Assim sendo, diminui a probabilidade de encontrar ondulações de alto período com essas direcções.



Ponto 1

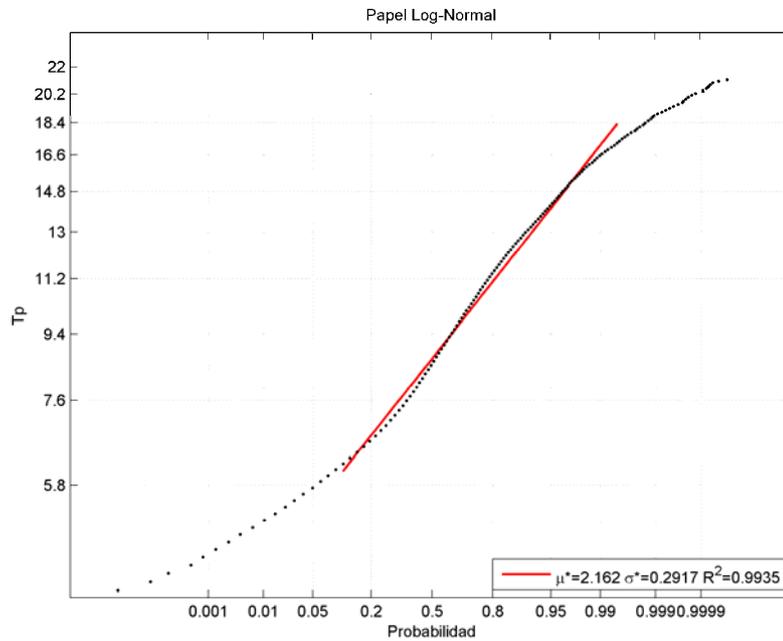


Figura 3.36 Regime médio escalar de período de pico nas imediações do ponto de captação.

Ponto 1

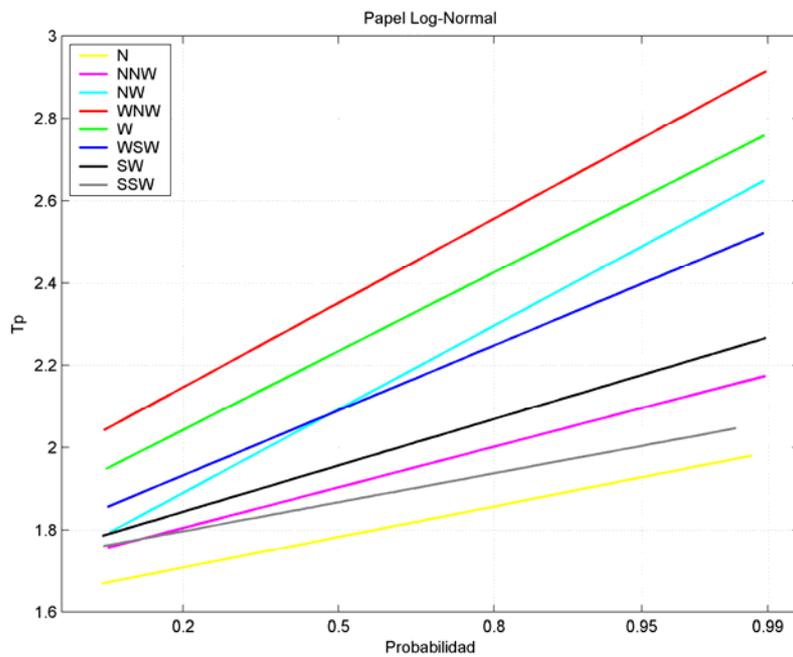


Figura 3.37 Regime médio escalar de período de pico nas imediações do ponto de captação.



Ponto 3

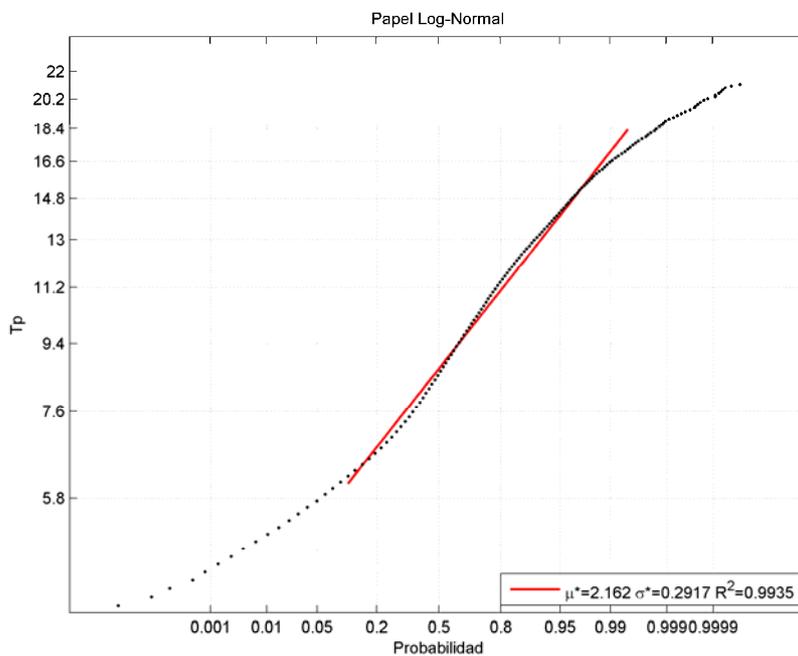


Figura 3.38 Regime médio escalar de período de pico nas imediações do ponto de descarga.

Ponto 3

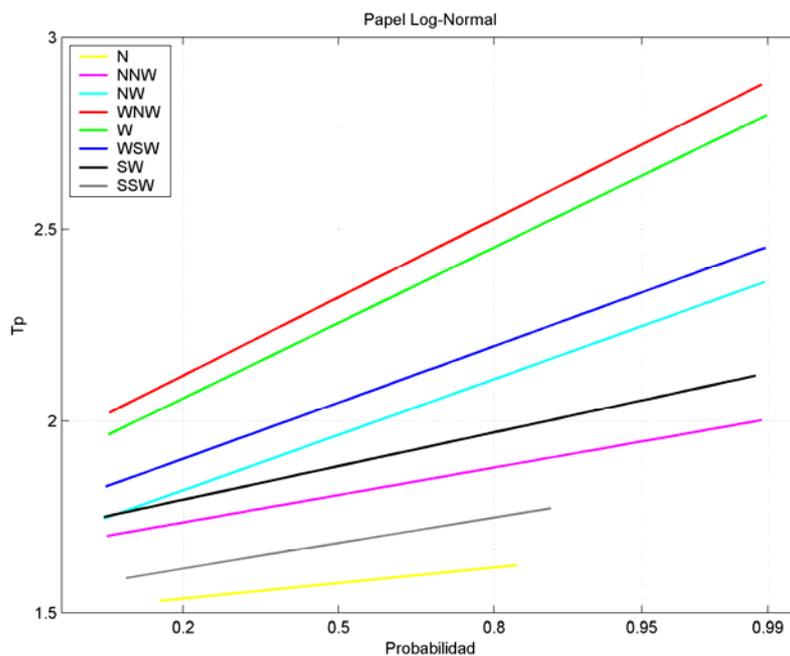


Figura 3.39 Regime médio escalar de período de pico nas imediações do ponto de descarga.



Da mesma maneira que no caso dos regimes médios, a partir dos coeficientes de propagação e dos ângulos de incidência da ondulação nos Pontos Objectivo (ver figura 3.29), construíram-se os regimes em condições extremas escalares de ondulação nos pontos objetivo. Os valores extremos, como se indicou anteriormente, ajustam-se a uma destas três distribuições, Gumbel, Fréchet e Weibull, segundo o teorema das três filas (Fisher e Tippett, 1928). Estes três tipos podem ser combinados numa única expressão denominada distribuição de valores extremos generalizados (GEV) com a seguinte expressão:

$$F(x) = \exp \left[- \left(1 - \frac{\xi(x - \mu)}{\psi} \right)^{1/\xi} \right]$$

onde:

μ : é o parâmetro de localização.

ψ : é o parâmetro de localização.

ξ : é o parâmetro de forma.

Quando $-0.05 < \xi < 0.05$ resulta a distribuição de Gumbel.

Quando $\xi > 0.05$ resulta a distribuição de Fréchet.

Quando $\xi < -0.05$ resulta a distribuição de Weibull.

Portanto aplicou-se a distribuição de extremos generalizada, tanto à máxima altura de onda anual como também estabelecendo um umbral de altura de onda, e considerando só as alturas de onda maiores que esse umbral (POT), para a determinação do regime escalar e direccional em condições extremas do parâmetro de estado de mar altura de onda significativa, H_s .

Nas figuras 3.40 e 3.41 mostram-se os regimes em condições extremas determinados nos pontos de captação e de descarga respectivamente, indicando-se na gráfica os parâmetros de ajuste. O valor do parâmetro de forma indica que os dados se ajustam a uma distribuição de Weibull em ambos casos.

Como se observa nos gráficos, no que se refere a alturas máximas na zona de estudo, aprecia-se uma maior diferença entre as obtidas nas imediações do ponto de descarga e o ponto de captação, sobretudo quando os períodos de retorno são elevados. Desta maneira, como se pode ver nas figuras 3.40 e 3.41, a altura de onda para um período de retorno de 10 anos é da ordem dos 9 m, enquanto nas imediações do ponto de descarga se reduz a 6 m aproximadamente.



Dado o elevado número de gráficos que se realizaram para caracterizar a ondulação nos pontos objectivo, decidiu-se não apresentar todos no presente capítulo, e alguns dos gráficos mais relevantes apresentam-se no Anexo I.

Ponto 1

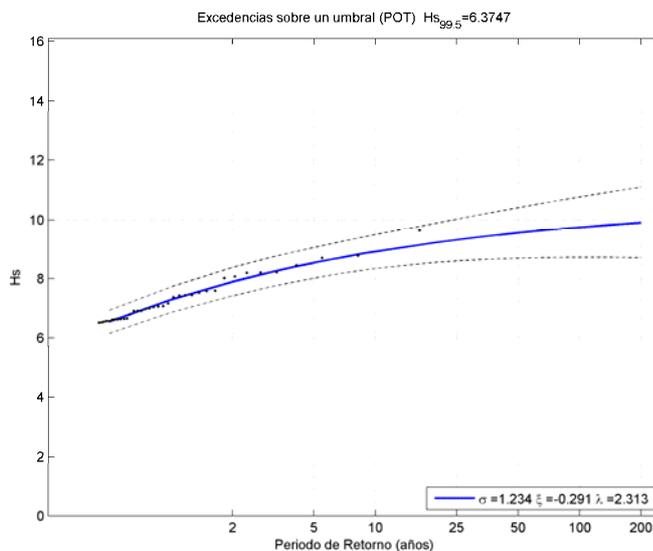


Figura 3.40 Regime em condições extremas de altura de onda significativa nas imediações do ponto de captação.

Ponto 3

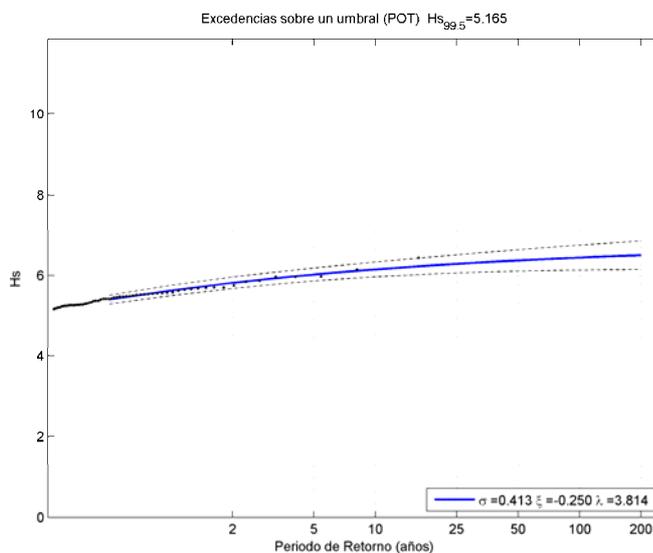


Figura 3.41 Regime em condições extremas de altura de onda significativa nas imediações do ponto de descarga.



3.4 Sistema circulatório na Praia

Para realizar o estudo da evolução de qualquer substância ou organismo presentes na coluna de água no meio marinho e estimar a evolução da morfologia da costa, é condição indispensável conhecer o campo de velocidades em cada ponto da zona de costeira.

Em geral, as correntes predominantes obedecem a quatro causas fundamentais:

- Maré.
- Vento.
- Rotura de ondulação.
- Correntes baroclínicas

Também podem existir outras correntes geradas por fenómenos de grande escala difíceis de prever e modelar. Estas não têm periodicidade suficiente nem são de grande magnitude, pelo que é habitual prescindir delas na maior parte dos casos.

Para o modelo matemático das correntes geradas pela acção da maré e do vento realiza-se a integração numérica das equações de quantidade de movimento e de continuidade, empregando o método das diferenças finitas que precisa gerar uma malha que abarque a zona costeira, e que contenha as profundidades em cada ponto.

O facto de trabalhar com modelos matemáticos implica que se faça um tratamento diferente para cada um dos fenómenos:

As correntes resultantes da onda de maré analisam-se mediante um modelo hidrodinâmico bidimensional (modelo H2D), que integra as equações de onda longa divididas na vertical.

As correntes devidas ao vento estudam-se por meio de um modelo hidrodinâmico quase-tridimensional (modelo H2DZ), devido a que possuem uma estrutura vertical diferente (o vento mobiliza a água sobretudo em superfície, enquanto no fundo o seu efeito é, em muitas ocasiões, inapreciável).



Neste ponto descreve-se como são os diferentes tipos de correntes que afectam à zona de estudo em concreto, as correntes geradas pelos ventos locais, correntes de marés, correntes induzidas pela rotura da ondulação.

3.4.1 Correntes geradas pela maré astronómica

Para a obtenção das correntes de maré na zona de estudo utilizou-se o modelo numérico H2D, desenvolvido pela Universidade de Cantábria, que permite analisar o movimento bidimensional das massas de água originado pela maré astronómica. No Anexo II encontra-se uma descrição do dito modelo.

O modelo H2D requer a adequada especificação da batimetria da zona (representando o domínio de estudo mediante uma malha de profundidades), das condições de contorno de nível de maré e dos valores de dois parâmetros de calibração (fricção com o fundo e viscosidade turbulenta). Neste estudo consideraram-se para estes últimos, valores de 55 e 2 m²/s, respectivamente.

As condições de contorno influem de uma forma determinante na solução obtida, pelo que a sua adequada especificação é um aspecto muito importante à hora de trabalhar com um modelo numérico. Neste sentido, para poder estabelecer umas condições apropriadas, considerou-se oportuno realizar uma simulação do movimento das massas de água, por efeito da maré num âmbito geográfico muito superior ao da zona local de descarga do emissário.

Este âmbito mais amplo estendeu-se à faixa costeira que se mostra na figura 3.42. Esta malha, cuja batimetria se apresenta na figura 3.43, tem dimensões de 500x800 células, cada uma, abarcando uma superfície de 50x50 m².

As condições de contorno utilizadas para o modelo da acção da maré astronómica nesta zona obtiveram-se mediante a utilização de bases de dados. Neste caso, utilizou-se a base de Grenoble, que permite obter um registo temporário de nível de maré baseado na utilização de 13 componentes harmónicos.

Na figura 3.44 representa-se a onda de maré calculada num ponto situado frente à Praia de Mira.

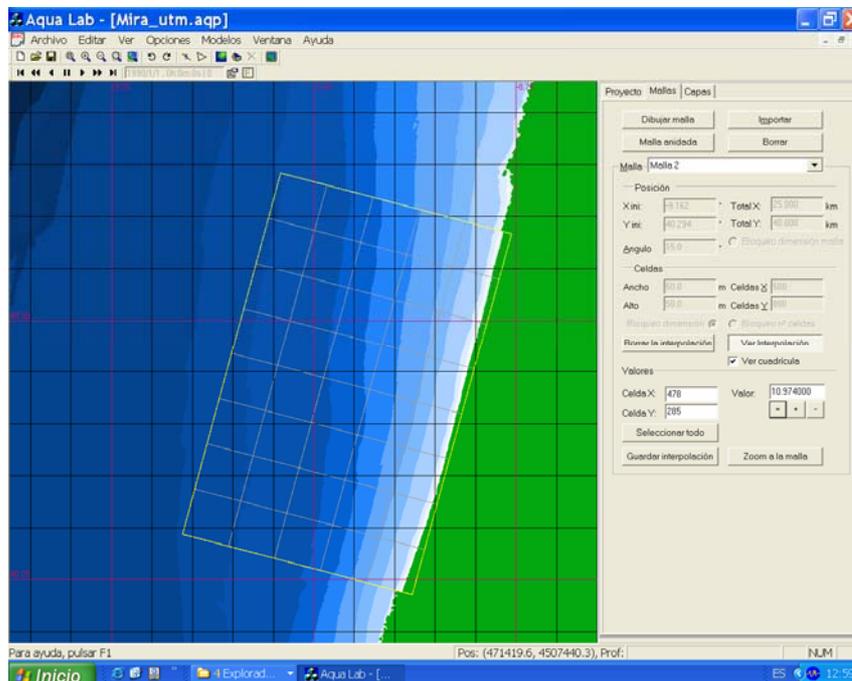


Figura 3.42 Zona geográfica seleccionada para a aplicação dos modelos hidrodinâmicos.

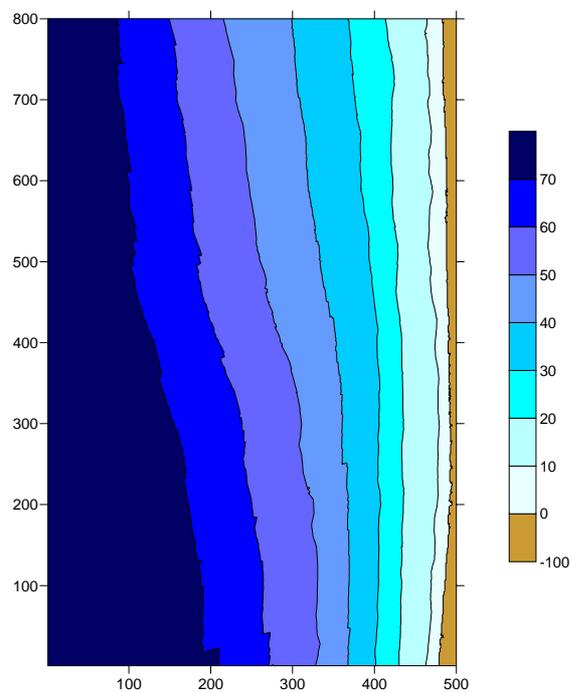


Figura 3.43 Batimetria da malha de estudo (cotas em m).

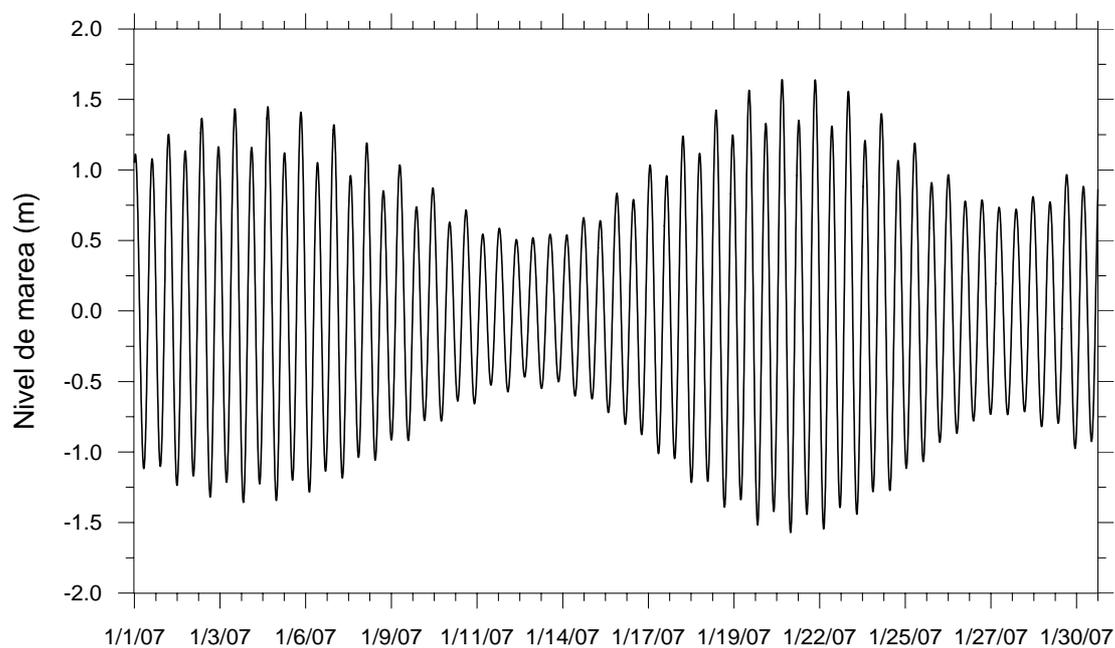


Figura 3.44 Onda de maré obtida com base nos dados de Grenoble em frente à zona de estudo.

Como exemplo de correntes obtidas da aplicação do modelo H2D, na figura 3.45 representam-se dois instantes correspondentes a uma amplitude de maré de 2,5 metros.

No Anexo III apresentam-se, com mais detalhe, os campos vectoriais de correntes obtidas ao longo de um ciclo de maré.

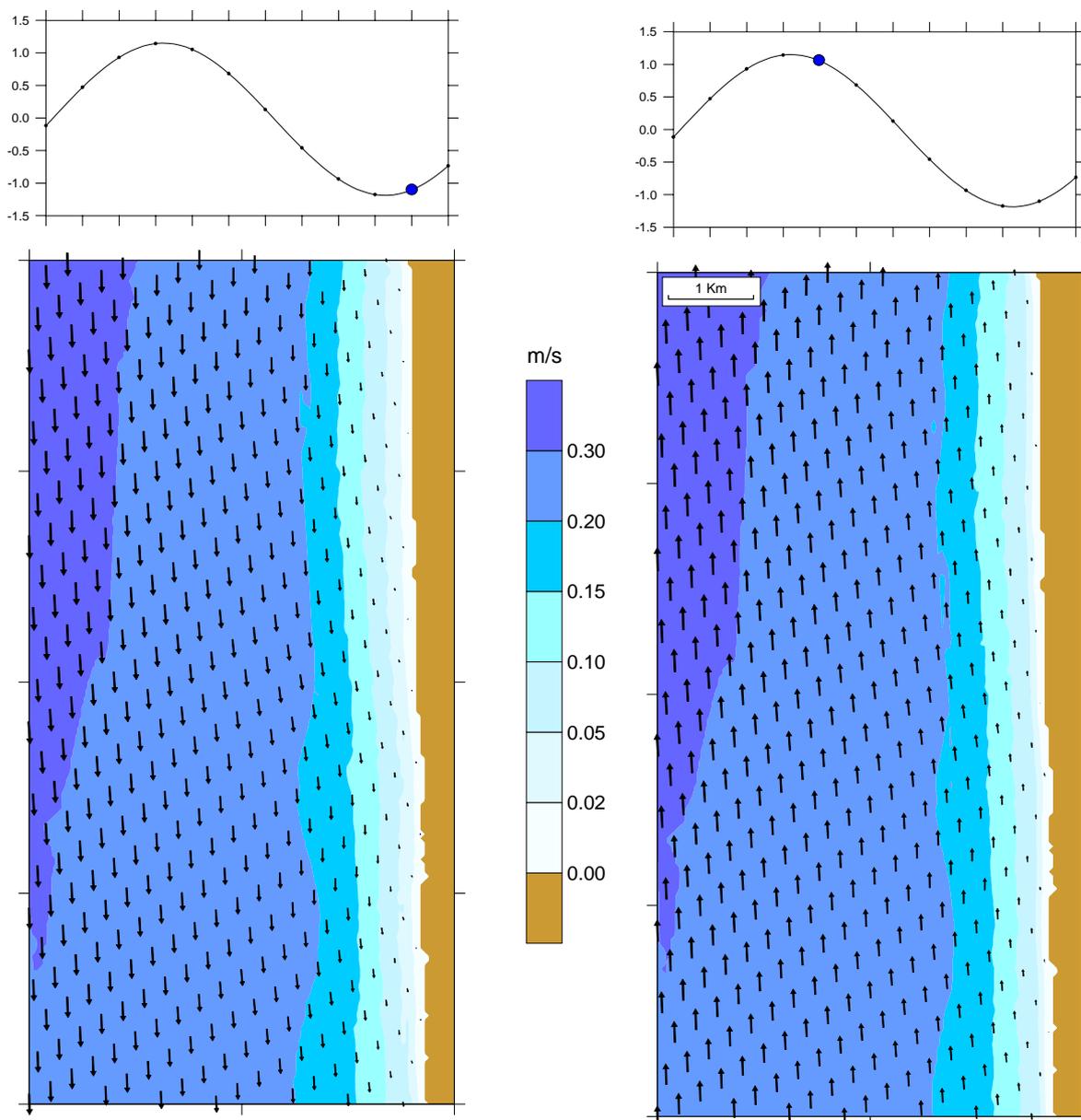


Figura 3.45 Correntes de maré em dois instantes associados com fases de enchimento e vazamento.

No gráfico de maré cheia e vazia, observa-se que a intensidade da corrente distribuída em profundidade gerada pela maré, na zona de estudo, oscila entre 20 e 30 cm/s em águas profundas, enquanto à medida que se aproxima da costa a sua intensidade decresce, chegando a atingir intensidades da ordem dos 0.5 cm/s nas imediações da Praia de Mira.



As correntes que se geram durante o vazamento da maré são ligeiramente superiores (aproximadamente 1 cm/s).

De acordo com os gráficos e com os casos simulados (ver figuras do Anexo III), pode dizer-se que a maré não gera correntes de grande intensidade.

3.4.2 Correntes geradas pelo vento.

O cálculo das correntes de vento realiza-se com base no modelo H2DZ, desenvolvido pela Universidade de Cantábria, o qual permite representar o movimento das massas de água induzido pelo dito agente meteorológico.

Este modelo, cuja descrição se apresenta no Anexo II, possibilita ter em conta a variação na vertical das velocidades horizontais originadas pelo vento.

O modelo do efeito do vento requer, da mesma forma que no caso da maré, a especificação adequada das condições de limite, a definição do evento de vento actuante, e o estabelecimento dos valores dos coeficientes de fricção com o fundo e de viscosidade turbulenta.

A simulação da acção deste agente meteorológico realiza-se tomando como domínio de referência o mesmo que no caso anterior, especificando-se como condição limite uma variação nula da superfície livre da água nos bordos abertos da malha de cálculo. Na figura 3.46 mostram-se as correntes médias obtidas para ventos procedentes do quarto quadrante (concretamente N e NW), que se encontram entre os que apresentam uma maior probabilidade de ocorrência.

Na figura 3.46 observa-se que a intensidade da corrente gerada por uma ondulação de Norte de 7.5 m/s de intensidade é praticamente uniforme em toda a zona de estudo e o seu valor médio oscila entre 9 e 11 cm/s. Em mudança, o padrão de correntes induzido por um vento de 5.3 m/s de direcção NW, em proporção com a intensidade de um vento de Norte, gera uma corrente de baixa intensidade (da ordem de 1.5-2.5 m/s).

No Anexo IV incluem-se os campos vectoriais de correntes, calculados para cada uma das oito direcções significativas consideradas.

Da observação dos casos simulados extraem-se as seguintes conclusões:

- A corrente gerada pelo vento afecta toda a coluna de água, no entanto, o perfil de velocidades não é constante em toda a coluna. As maiores magnitudes das correntes geradas produzem-se na superfície, enquanto que no fundo as velocidades das correntes são praticamente desprezíveis.



- As correntes geradas pelo vento seguem o padrão de direcção do vento actuante em águas profundas, no entanto, nas proximidades da costa a corrente dispõe-se paralela à costa. O sentido desta corrente, depende da orientação do vento relativamente à costa, mas quanto mais se separa a direcção de propagação do vento da direcção perpendicular à costa maior é a intensidade da corrente.

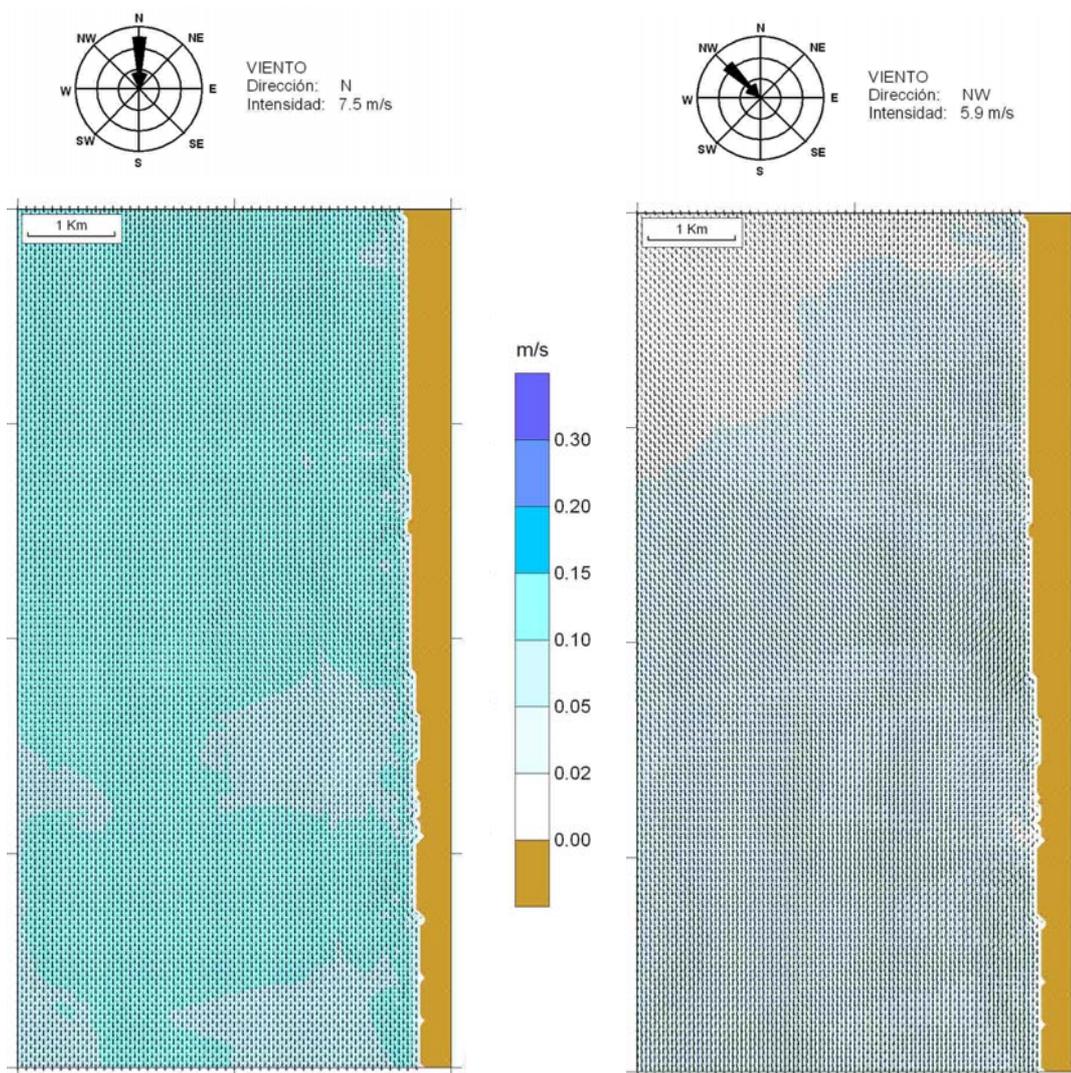


Figura 3.46 Velocidades médias na coluna de água originadas pelos ventos de N e NW.



3.4.3 Correntes produzidas pela rotura da ondulação.

A rotura da ondulação gera um sistema de correntes, fundamentalmente paralelas à praia, que são função do ângulo com que a ondulação aborda a costa (correntes de incidência oblíqua) e da altura de onda. Estas correntes, denominadas correntes longitudinais, são de especial importância na disposição de equilíbrio de uma praia e, mais concretamente, na sua forma em planta, devido a sua capacidade de transporte de areia. Deste modo, para que uma forma em planta esteja em equilíbrio, é necessário que o transporte de sedimento líquido seja nulo.

Efectivamente, as correntes longitudinais produzem-se na zona de rotura da ondulação e, portanto, numa área onde o sedimento se encontra em suspensão pela acção da própria rotura da ondulação, pelo que é facilmente transportável por efeito das correntes. O gradiente longitudinal da altura de onda gera um sistema circulatório de correntes, chamadas correntes de retorno que determinam também a trajectória do sedimento, as zonas de erosão e de depósito.

Estas correntes longitudinais podem ser obtidas por meio de expressões analíticas em certos casos, quando a geometria da praia é simples. Neste caso, devido à complexidade dos contornos e da batimetria existente, estas correntes só podem ser calculadas por métodos numéricos. Para o presente estudo utilizou-se como modelo de cálculo de correntes associado à rotura da ondulação, o modelo COPLA desenvolvido pelo Grupo de Engenharia Oceanográfica e de Costas da Universidade de Cantábria.

Para a caracterização das correntes de rotura da praia decidiu-se apresentar os resultados associados às 3 tempestades apresentadas no anexo 3.3 deste Capítulo, isto é, mostram-se as correntes associadas a tempestades de NNW, de NW e de WNW, com uma altura de onda significativa de 4 m e um período de pico de 14 s em profundidades *offshore*.

As tempestades do sector NNW-WNW, como se observa nas figuras 3.47, 3.48 e 3.49, ao romperem nas imediações da costa, geram correntes longitudinais do SSW ao longo de toda a costa e paralelas à mesma. Enquanto as tempestades do sector SSW-W, ao romper sobre a praia originam ao longo da praia correntes longitudinais paralelas à costa que se dirigem para NNE.

Estas correntes são consequência do ângulo com que se produz a rotura da ondulação na costa.



A intensidade da corrente longitudinal gerada pela rotura da ondulação aumenta à medida que a direcção da ondulação em *offshore* se separe da direcção perpendicular à costa, isto é, as menores intensidades observam-se quando a ondulação proveniente de WNW e são máximas quando procedem de NNW e de SSW.

A modo de exemplo comenta-se que nos casos apresentados nas figuras 3.47-3.49 as intensidades máximas das correntes longitudinais são de 0.17 m/s para ondulações de NNW e 0.13 m/s quando provêm de NW; no entanto estes valores diminuem até 0.09 m/s quando a ondulação incide praticamente perpendicular à costa. Note-se que se a ondulação incidente fosse de N75W, isto é, se fosse totalmente perpendicular à costa, as intensidades das correntes que se pudessem gerar seriam praticamente nulas.

As correntes geradas são praticamente uniformes e paralelas à costa ao longo de toda a costa, salvo em zonas localizadas, como se observa a norte da zona de estudo (figuras 3.47-3.49), onde por efeito dos gradientes de onda ou efeitos locais provocados pela configuração batimétrica, se produzem correntes de retorno para o mar e que em função da intensidade da ondulação podem gerar formas rítmicas na praia como as que se mostram na figura 3.50.

Ao analisar os casos simulados observou-se que as correntes geradas são maiores quando o nível de maré é maior porque a onda se refracta menos.

As principais conclusões que se depreendem dos casos simulados são as seguintes:

- Ao longo da praia observa-se uma série de sistemas circulatorios produto da rotura da ondulação. A dimensão destas células corresponde à zona onde ocorre a rotura, mantendo o circuito sedimentário na zona activa do perfil de praia.
- Existe uma corrente longitudinal ao longo da praia cuja intensidade e sentido depende da ondulação incidente (altura, direcção de abordagem e período) e do nível do mar.
- O padrão de correntes está determinado principalmente pela rotura da ondulação.
- No caso de uma tempestade de SW e WSW, as correntes de rotura apresentam valores altos e a presença de *rips*. São estas correntes as que produzem a erosão na zona.
- No caso de uma ondulação procedente de WNW, gera-se uma corrente longitudinal para SSW paralela à costa.



Relativamente, ao transporte do sedimento dentro da unidade fisiográfica pode dizer-se que fora da zona de rebentação o transporte se realiza na direcção da propagação da ondulação, enquanto depois da rotura da ondulação o transporte realiza-se mediante as correntes longitudinais geradas por referida rotura e, portanto, produz-se principalmente na direcção paralela à costa e ao longo de toda a praia, ainda que existam perdas de material transportado para o mar por meio dos *rips* que se produzem quando as ondulações incidentes são de grande intensidade.

Apesar da direcção da corrente longitudinal depender da direcção de ondulação, é preciso salientar que o transporte líquido do sedimento se produz para SSW.

Na figura 3.51 apresenta-se o caminho seguido pelo sedimento na unidade fisiográfica. Como se pode observar na figura, o transporte produz-se para Sul e paralelo à costa em todo o momento. Existem algumas zonas em que o sedimento passa com dificuldade como no Cabo Mondego ou nos diferentes esporões que existem, e outras em que o sedimento se deposita na praia e perde parte do material, mas as correntes continuam a transportar o material paralelamente à costa até que chega à Nazaré, onde há um canhão marinho (Canhão da Nazaré) que faz com que se atinjam profundidades de 100 m na costa e por onde se perde todo o material transportado.

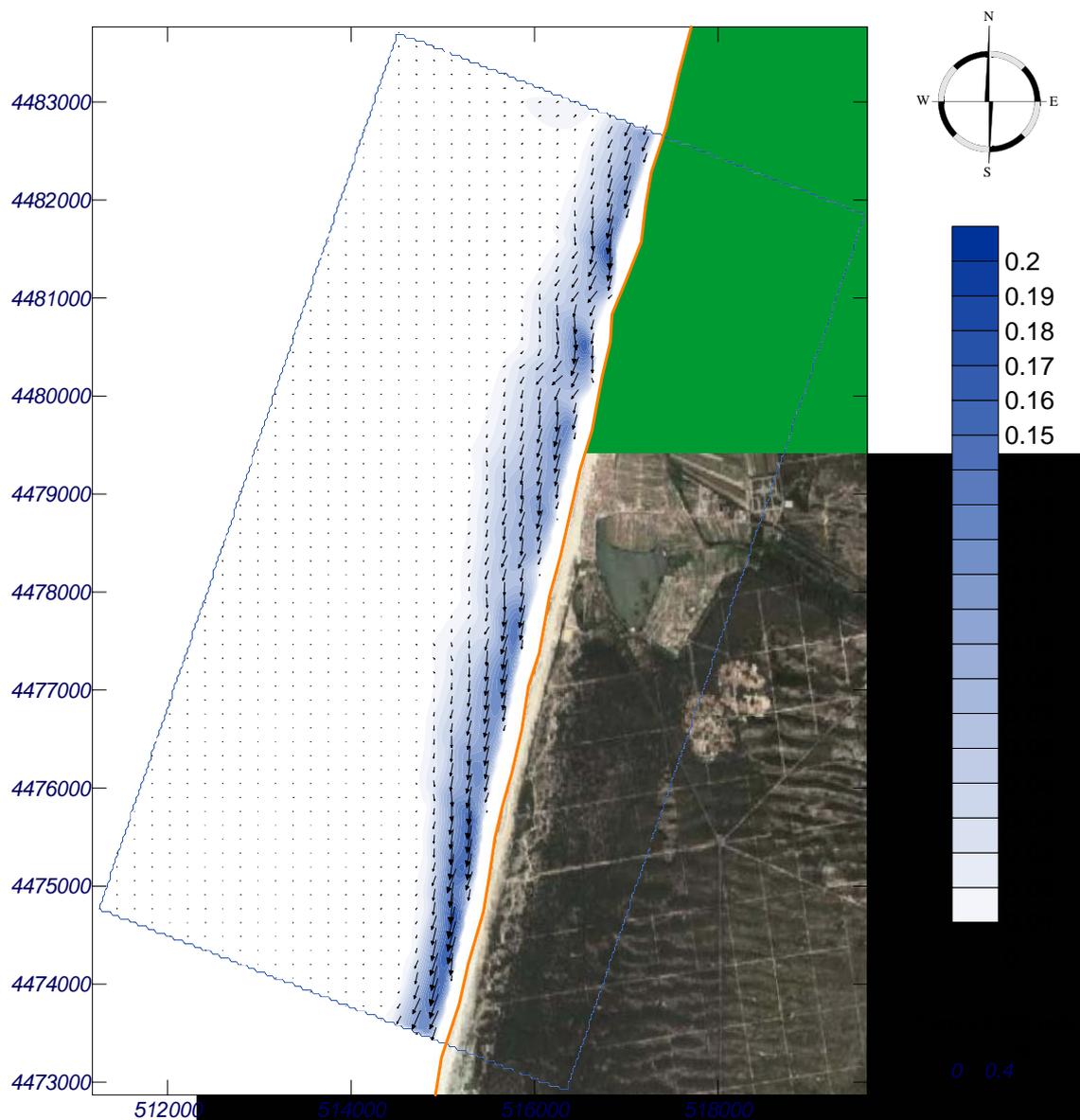


Figura 3.47 Gráfico de correntes. Ondulação de NNW (Hs=4 m e Tp=14 s)

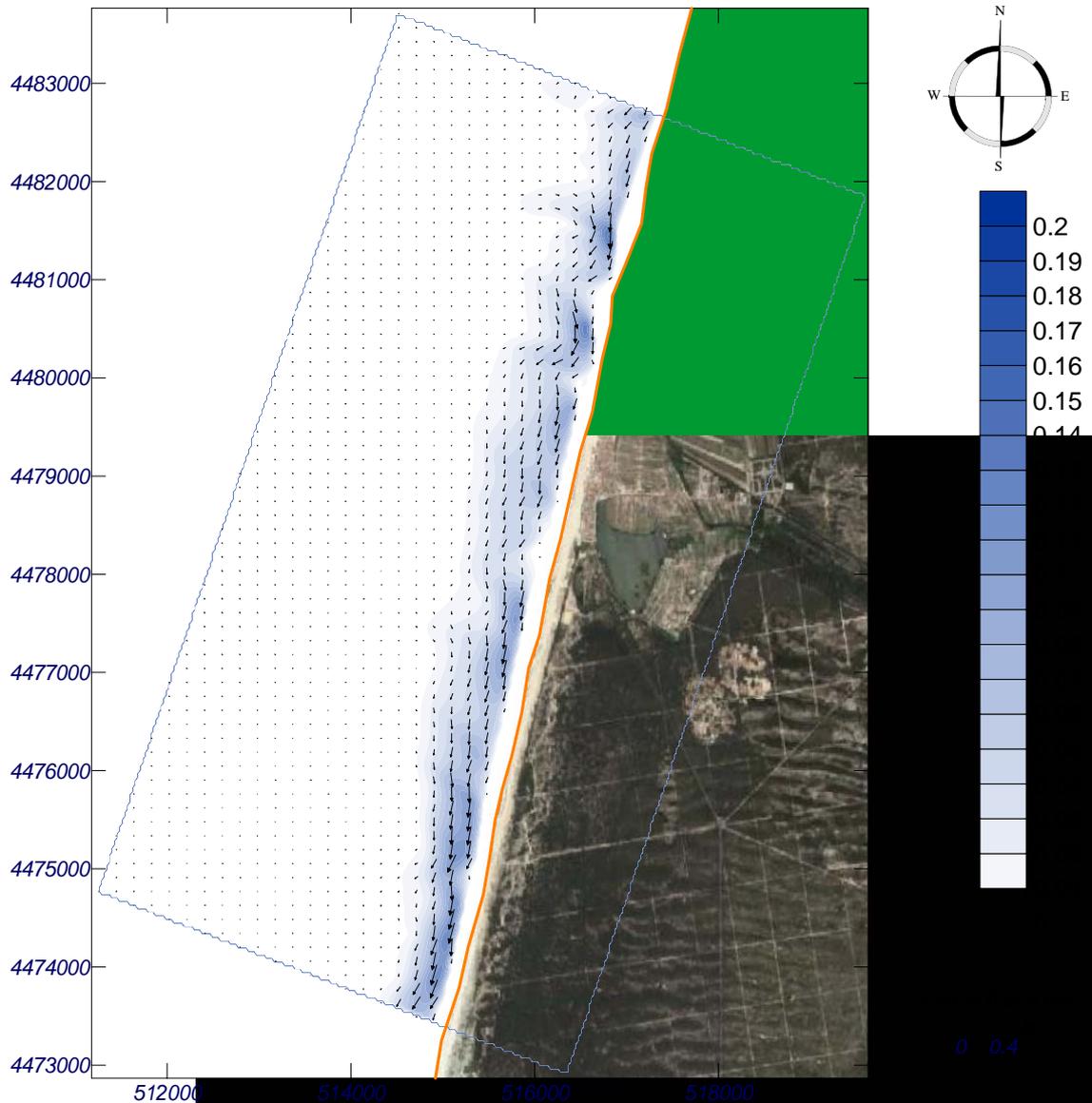


Figura 3.48 Gráfico de correntes. Ondulação de NW ($H_s=4$ m e $T_p=14$ s)

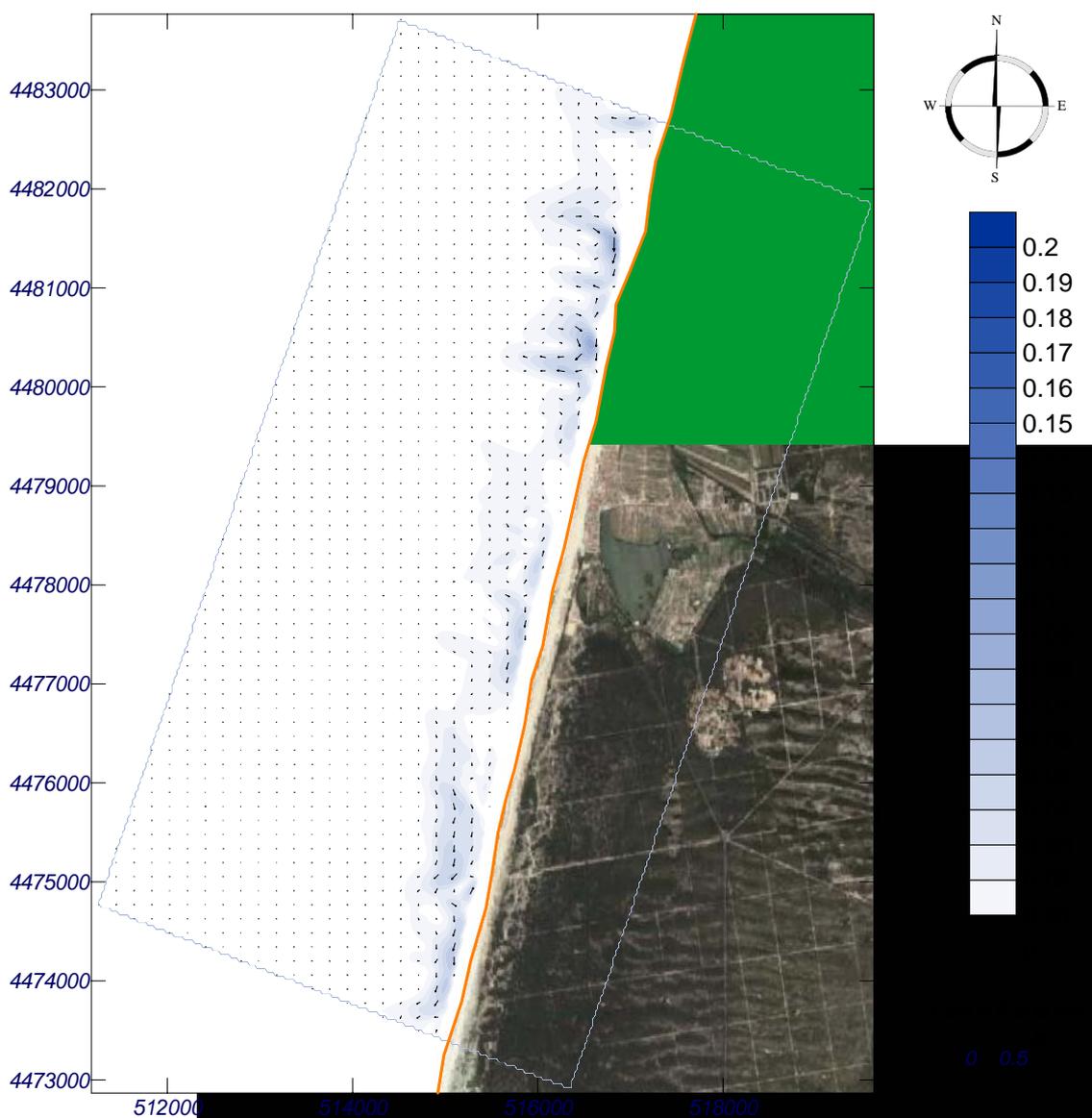


Figura 3.49 Gráfico de correntes. Ondulação de WNW (Hs=4 m e Tp=14 s)



Figura 3.50 Formas rítmicas na praia

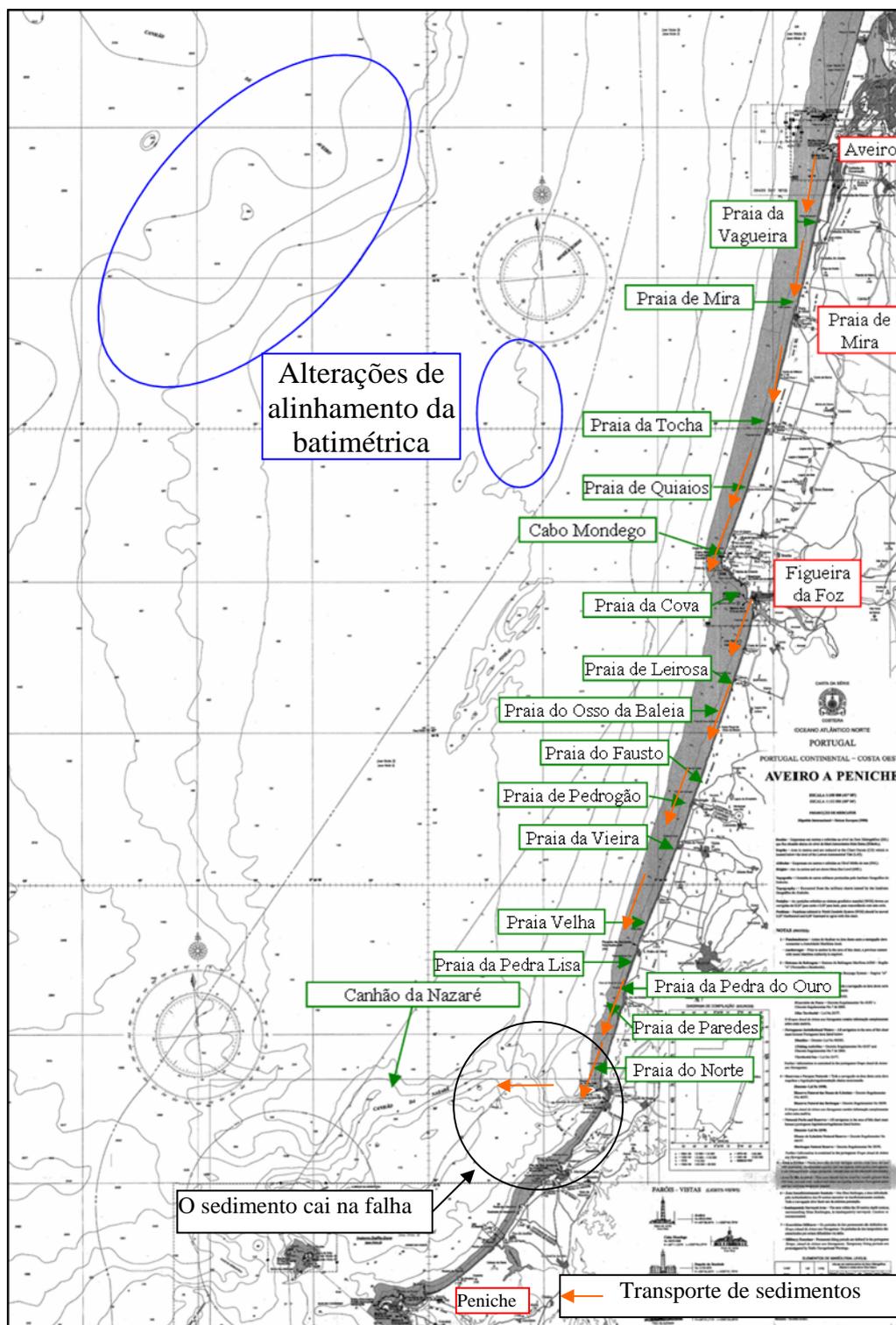


Figura 3.51 Transporte do sedimento na unidade fisiográfica



3.5 Nível do mar

3.5.1 Fontes de dados

Define-se nível do mar à posição média da superfície livre do mar uma vez filtradas as oscilações de onda curta e longa associadas à ondulação de vento e grupos de ondas. Uma vez filtradas as referidas oscilações, estas são causadas por movimentos de longo período associados à meteorologia e aos movimentos astronómicos. A oscilação do nível médio do mar, associada à evolução dos sistemas meteorológicos, tem carácter aleatório e denomina-se Maré Meteorológica. A oscilação do nível associada aos movimentos astronómicos tem carácter determinista e denomina-se por Maré Astronómica. A combinação das estatísticas de ambas as marés é o que se designa por regime do nível do mar.

A informação necessária para a obtenção do regime do nível de maré foi obtida a partir da base de dados de GrènoBLE, que contém informação sobre a maré astronómica em Aveiro, e da base de dados de SIMAR 44, que contém informação sobre o resíduo meteorológico nesta zona.

3.5.2 Regime médio do nível de maré astronómica

O regime de nível de maré astronómica foi determinado a partir dos dados obtidos da base de dados de GrènoBLE.

Deste modo, elaborou-se o regime do nível de maré astronómica mostrado através de suas funções de densidade e de distribuição nas figuras 3.52 e 3.53.

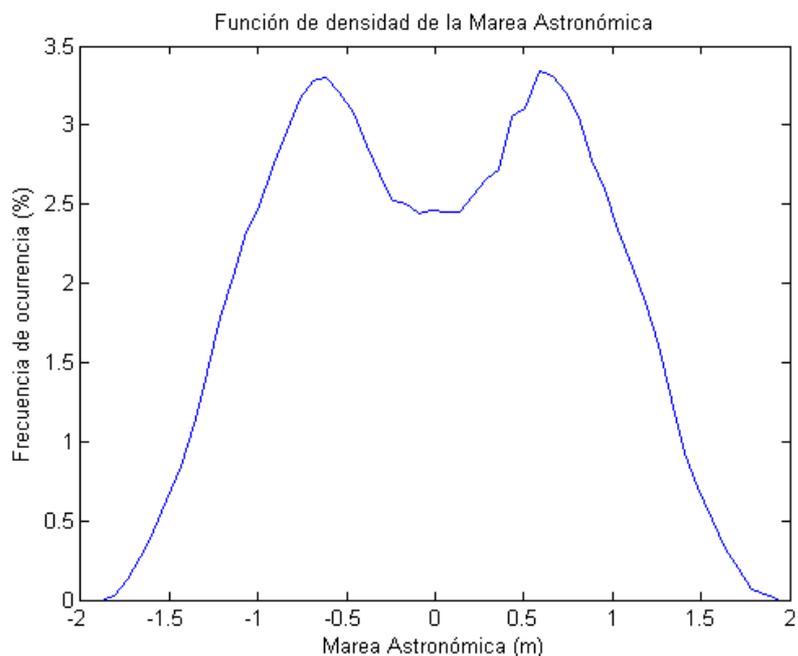


Figura 3.52 Função de densidade do nível de maré astronómica em Mira (relativa ao nível médio do mar em Aveiro).

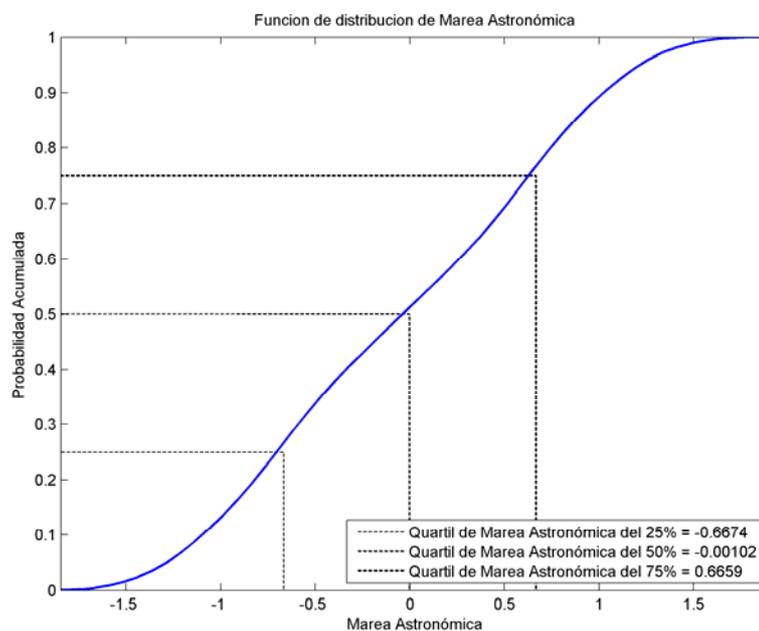


Figura 3.53 Função de distribuição do nível da maré Astronómica em Mira (relativa ao nível médio do mar em Aveiro)



3.5.3 Regime médio do resíduo meteorológico

O regime de nível de maré astronómica constrói-se a partir dos dados obtidos da base de dados de SIMAR 44.

Na figura 3.54 mostra-se a função da densidade do resíduo meteorológico e na figura 3.55 a função de distribuição do resíduo meteorológico estimada a partir dos dados obtidos.

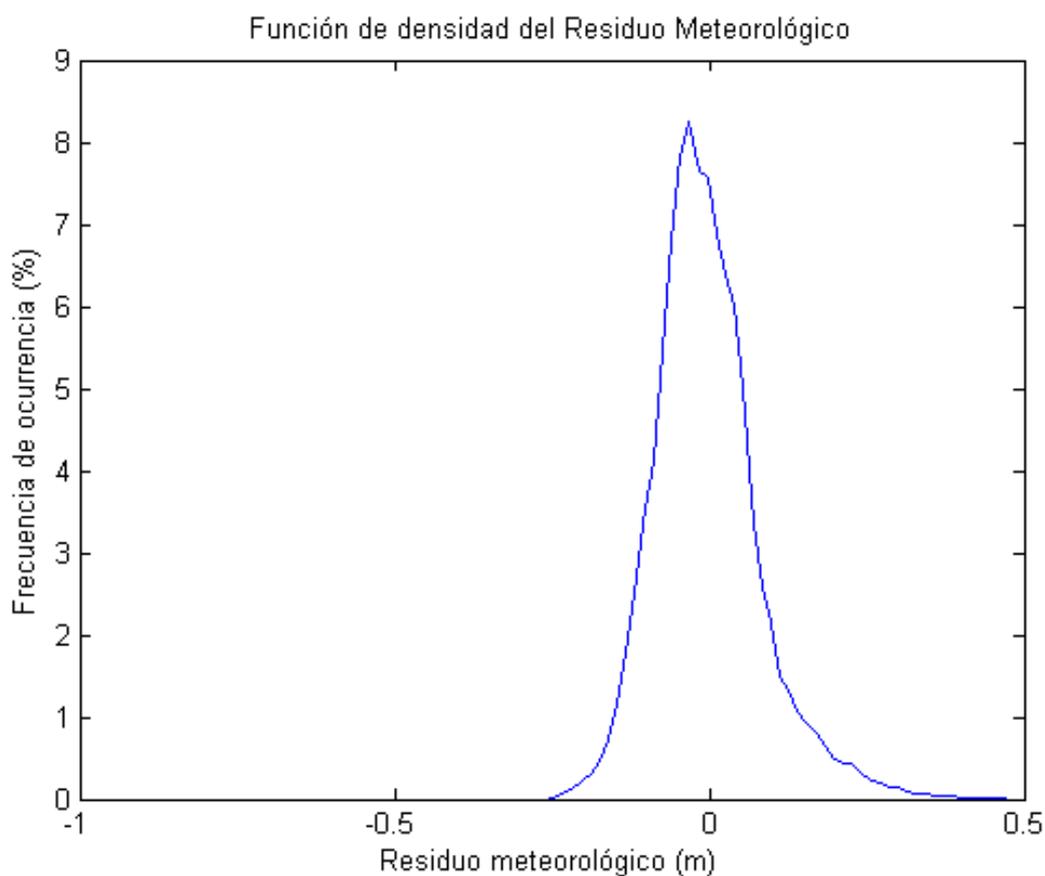


Figura 3.54 Função de densidade do resíduo meteorológico em Mira.

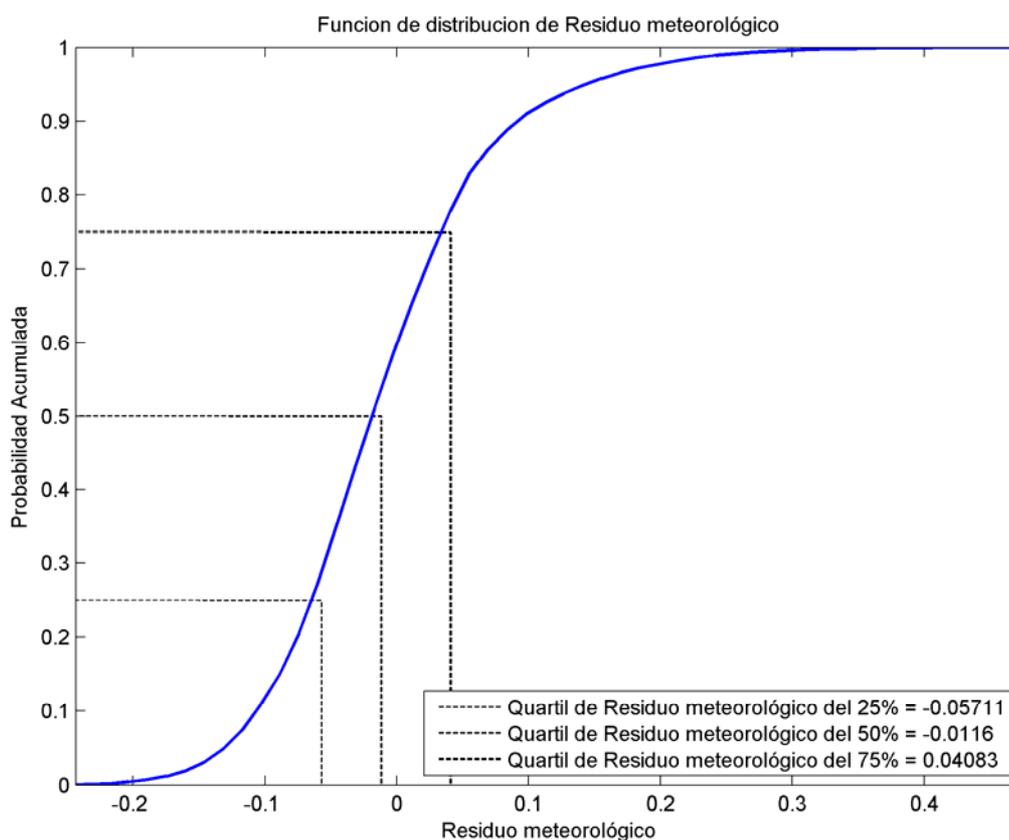


Figura 3.55 Função de distribuição do resíduo meteorológico em Mira.

Do gráfico 3.55 conclui-se que a sobre-elevação do nível do mar por efeito da maré meteorológica apresenta um valor máximo anual de cerca de 25-30 cm.

3.5.4 Regime médio do nível de maré

O regime de nível de maré estimou-se a partir da combinação de ambas as marés.

Nas figuras 3.56 e 3.57 observam-se as funções de densidade e distribuição do nível de maré.

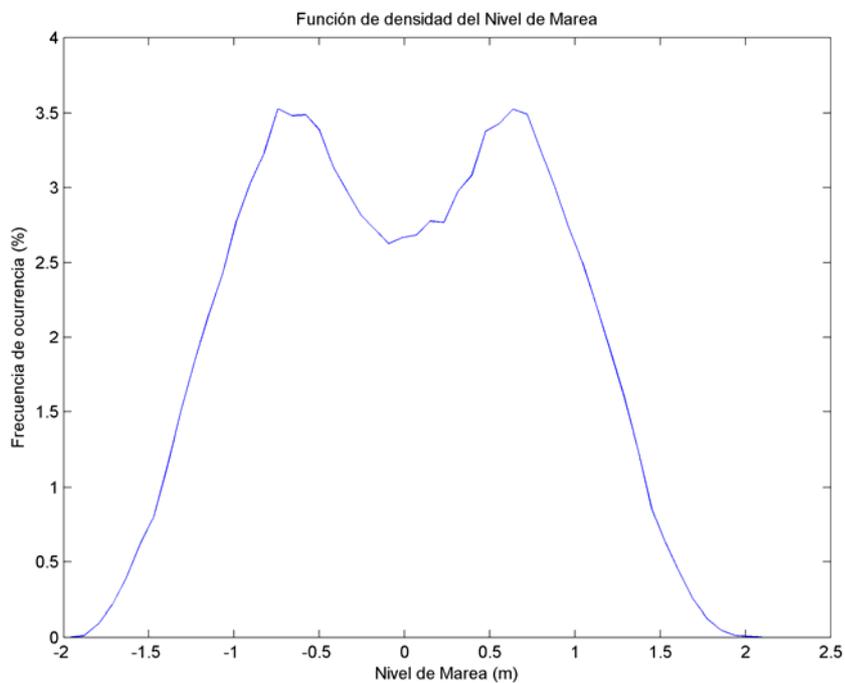


Figura 3.56 Função de densidade do nível da maré em Mira (com respeito ao nível do mar em Aveiro).

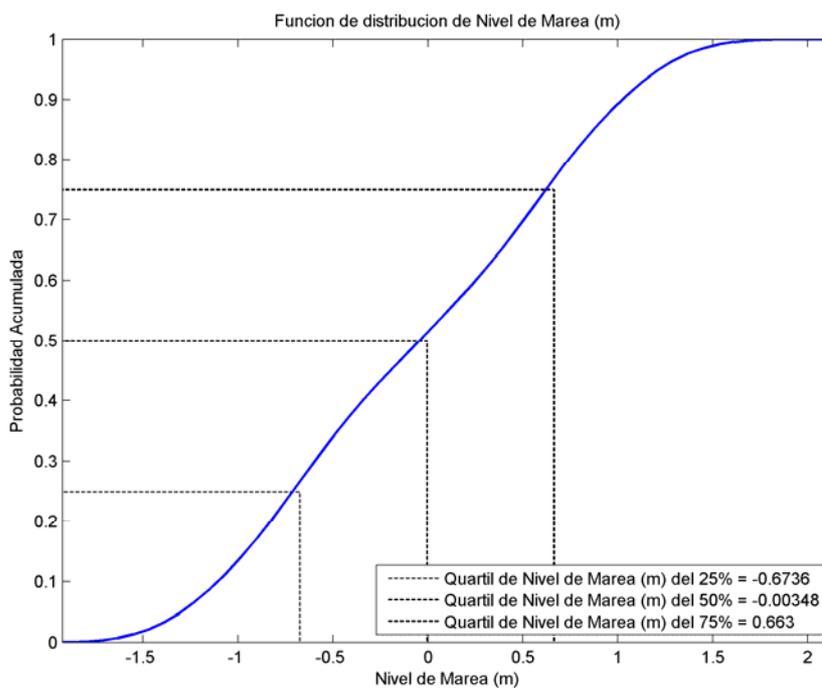


Figura 3.57 Função de distribuição do nível de maré em Mira.



CAPÍTULO 4

DINÂMICA LITORAL



4. DINÂMICA LITORAL

As diferentes dinâmicas que afectam uma praia apresentam-se em escalas espaciais que vão desde os centímetros (turbulência), até as dezenas de quilómetros (maré) e em escalas temporais que vão desde os segundos (ondas) até às décadas (subida do nível médio do mar). Por sua vez, como resposta a tais dinâmicas, a morfologia da praia muda dentro de todas estas escalas: centímetros-quilómetros, segundos-décadas.

Apesar da potência de cálculo dos computadores, e das tentativas realizadas nesse sentido, não é possível (nem adequado) calcular as mudanças que acontecem nas escalas superiores por integração dos processos ocorridos a escalas inferiores. Isto deve-se à falta de uma teoria unificada de transporte de sedimentos que seja influenciada por todos os efeitos produzidos nas diferentes escalas espaciais e temporárias.

A falta de uma teoria unificada dá lugar a que, os processos que ocorrem em diferentes escalas (de tempo ou espaço) devam ser analisados com diferentes ferramentas ou formulações. Portanto, é necessário conhecer a escala de interesse em cada problema particular e utilizar a formulação adequada a essa escala.

As escalas das diferentes dinâmicas e respostas morfológicas das praias costumam ser classificadas em: Micro-escala, Média-escala e Macro-escala de acordo com a dimensão espacial, e em curto prazo, médio prazo e longo prazo em função da dimensão temporal.

No estudo de estabilidade e evolução de uma praia, as escalas de interesse são a Média-escala (dezenas-centenas de metro), Macro-escala (km) e o longo prazo (anos). Os elementos de escalas inferiores (por exemplo, a erosão produzida por uma tempestade) só são relevantes se os seus efeitos permanecerem no tempo, ou no espaço, em unidades próximas às de interesse (por exemplo, meses), ou se o seu efeito provocar a falha funcional da obra (por exemplo, a ondulação atingir o tardoz da praia).

O estudo de estabilidade e evolução deveria realizar-se com critérios e ferramentas de longo prazo verificando-se, posteriormente, os eventos de médio e curto prazo.

Portanto, neste ponto descrever-se-á a morfologia e estabilidade actual da Praia, tanto em planta como em perfil, e posteriormente será explicado como varia a forma em planta e o perfil de equilíbrio perante uma tempestade.

O presente capítulo tem como objectivo caracterizar a morfologia e estabilidade actual das Praias da zona em estudo, para assim poder avaliar as afectações que a construção do emissário de Mira possa ter nas mesmas.



Para isso, analisa-se a estabilidade do perfil e a planta da praia. Como resultado de tal análise é estabelecido um modelo de funcionamento morfodinâmico das praias que servirá de base para poder avaliar os possíveis impactos resultantes da ampliação. Para tal, é exposto em primeiro lugar o modelo teórico-conceptual que será utilizado para a análise da forma em perfil e planta e, posteriormente, aplicar-se-á o modelo a cada uma das Praias.

4.1 Evolução da Praia a longo prazo

De seguida serão aplicados os conceitos de perfil de equilíbrio e planta de equilíbrio ao estado actual da Praia

Perfil de equilíbrio

Como é sabido, o *perfil da praia* define-se como a variação da profundidade da água com a distância desde a linha de costa. Por outro lado, o *perfil de equilíbrio* pode-se definir, Dean (1991), como a resultante do equilíbrio entre forças construtivas e destrutivas que ocorre em condições de ondulação estacionária para um sedimento em particular.

O perfil de praia depende da granulometria presente, já que o transporte transversal é função das acções hidrodinâmicas, das dimensões da partícula e do seu peso. Ao mesmo tempo, é de supor, que a ondulação ver-se-á afectada pelas mudanças na configuração do perfil, visto que a ondulação responde à configuração batimétrica. Tal circunstância, leva a concluir, que existe uma relação biunívoca de equilíbrio, entre a dinâmica marinha e a morfologia do perfil

A descrição analítica do perfil de praia foi estudada por vários autores, entre eles Bowen, Dalrymple, Fredse, Dally e Dean. De forma geral, em todos os modelos é apresentado um perfil de equilíbrio côncavo, onde a pendente da praia decresce conforme nos afastamos da costa. Esta descrição é consistente para um sem número de perfis medidos em campo. Em geral todos os modelos assumem que o perfil se forma em função da ondulação, que se dissipa paulatinamente conforme se propaga para a costa.

Naturalmente, a partir de certa profundidade, o perfil de equilíbrio já não responde activamente às acções da ondulação, definindo-se uma profundidade a partir da qual, o transporte de sedimentos transversal e longitudinal não tem uma magnitude apreciável. Esta profundidade conhece-se como a profundidade de corte, ou limite do perfil activo, e pode ser estimada pela expressão:



$$h^* = 1,75 H_{s12} - 57,9 \left(\frac{H_{s12}^2}{gT_s^2} \right)$$

proposta por Birkemeier (1985), ou pela equação:

$$h^* = 2,28H_{s12} - 68,5 \left(\frac{H_{s12}^2}{gT_s^2} \right)$$

proposta por Hallermeier (1981), onde:

H_{s12} = altura de onda significativa local que é excedida 12 horas ao ano.

T_s = período de significativa associada a H_{s12} .

Modelo conceptual de perfil de equilíbrio

Existem diversas formulações que permitem descrever um perfil de praia conhecendo o tamanho do material existente (areia, cascalho) e a ondulação actuante. Dean (1977), por exemplo, obteve, a partir de dados referentes a praias em diversos lugares do mundo, as seguintes características para um perfil de equilíbrio:

- Equação do perfil:

$$h = A x^{2/3}$$

- Valor do parâmetro de forma A:

$$A = k \omega_s^{0.44}$$

h = profundidade (m)

x = distância (m)

ω_s = velocidade de queda do grão (m/s)

g = gravidade (m/s^2)

Esta formulação é válida até à profundidade de corte descrita no ponto anterior.



É interessante assinalar que na formulação de Dean 77, a forma do perfil depende única e exclusivamente do tamanho do sedimento através do parâmetro de forma A , enquanto a ondulação assinala a cota de finalização do perfil, h^* .

Deste modo, uma praia de areia terá uma pente mais suave do que uma praia de cascalhos. Do mesmo modo, uma praia aberta à ondulação, isto é, exposta a uma ondulação maior, tem um perfil activo mais longo do que outra praia num lugar resguardado.

O valor do coeficiente k que relaciona o parâmetro A com a velocidade de queda do grão recomendado para o Atlântico é de $k = 0,65$.

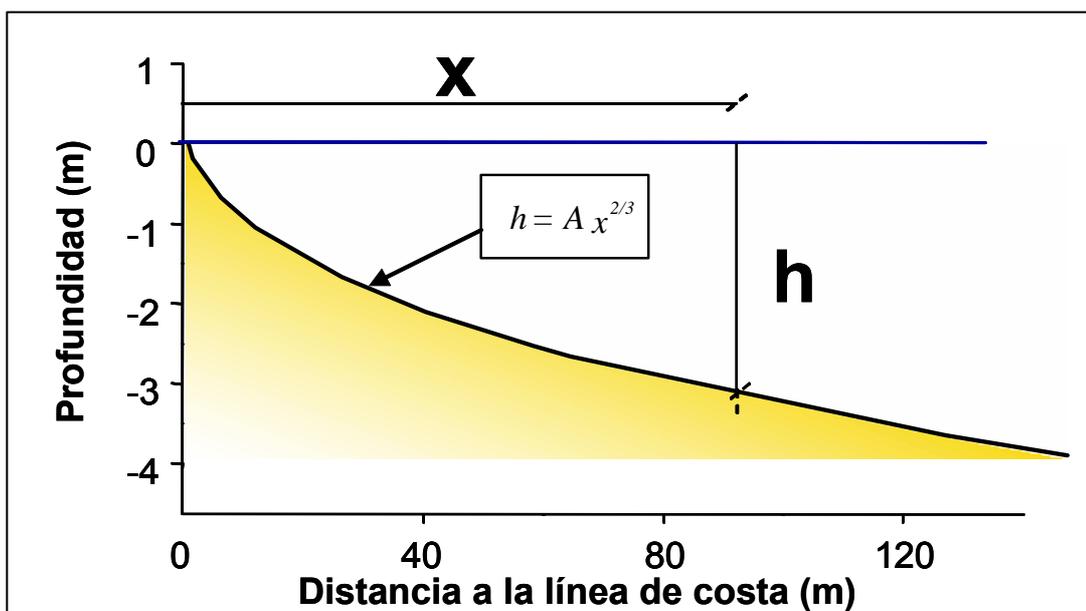


Figura 4.1 Representação esquemática do perfil de equilíbrio de Dean.



O modelo de perfil descrito anteriormente corresponde ao grupo de perfis com um só trecho, no entanto, demonstrou-se que em algumas praias podem-se analisar dois trechos claramente diferenciados na configuração do seu perfil de equilíbrio. Bernabeu em 1999 propôs um perfil de equilíbrio composto por dois trechos (Veja-se figura 4.2), cujas características se descrevem a seguir:

Perfil de rotura, trecho desde a linha de costa até ao ponto de rotura que corresponde, aproximadamente, com o perfil *bar-berm* proposto por Inman et al. (1993).

$$x = \left(\frac{h}{A_R} \right)^{3/2} + \frac{B}{A_R^{3/2}} h^3$$

Perfil de empolamento, trecho desde o ponto de rotura até águas-adentro. Este coincide com o perfil *shorerise* do trabalho de Inman et al. (1993).

$$X = \left(\frac{h}{C} \right)^{3/2} + \frac{D}{C^{3/2}} h^3$$

Onde os parâmetros A_R , B , C y D são:

$$A_R = 0.21 - 0.02 \left(\frac{H}{wT} \right); B = 0.89 e^{-1.24H/wT}; C = 0.06 + 0.04 \left(\frac{H}{wT} \right); D = 0.22 e^{-0.83H/wT}$$

e onde:

x	distância relativa à linha de costa
h	profundidade
X	distância relativa ao ponto de descontinuidade
$\left(\frac{H}{wT} \right)$	parâmetro adimensional de queda de grão

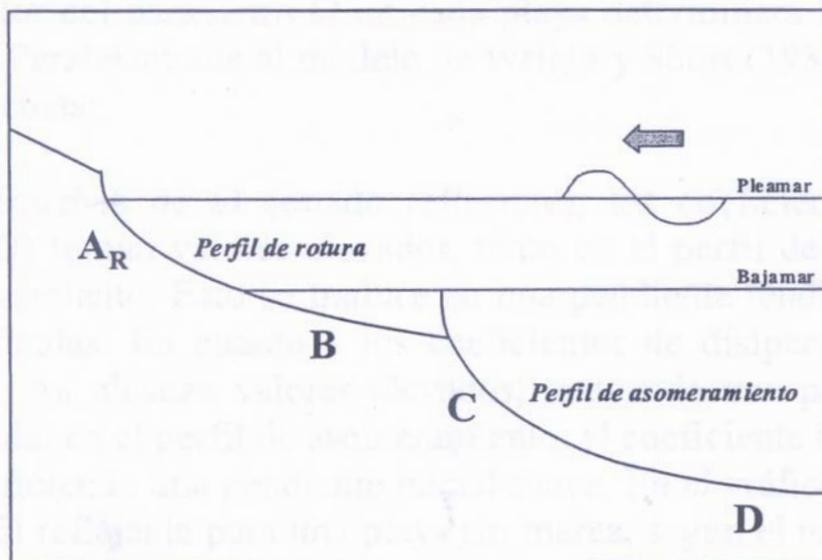


Figura 4.2 Representação do modelo de perfil de equilíbrio proposto por Bernabeu, relação dos coeficientes com cada trecho do perfil

Cabe assinalar que a formulação de Bernabeu só depende do parâmetro adimensional de queda de grão. Da formulação extrai-se que, a velocidade adimensional maior de queda de grão mais dissipativa é a praia, e vice-versa, quanto menor for a velocidade de queda de grão mais uniforme é o perfil.

Aplicação à Praia de Mira

Para o cálculo da profundidade de corte, utilizam-se os regimes de altura da onda significativa obtidos no capítulo anterior. A altura da onda significativa, que corresponde à altura de onda que, num ano médio (365 dias = 8760 horas), é ultrapassada durante 12 horas, equivalente a uma probabilidade de excedência de 0,137 %, ou então, uma probabilidade de não ser excedida de 99,863%.

Com este dado e o período de pico correspondente, calcula-se a profundidade de corte. Na Tabela 4.1 mostram-se os valores obtidos para a Praia de Mira.

H_{s12} [m]	7.5
T_s [s]	15
h^* [m] Birkemeier	11.65

Tabela 4.1 Altura da onda de dimensionamento superada 12 horas ao ano, período de pico correspondente e profundidade de corte na Praia.



Quer isto dizer que o perfil activo da praia de Mira se estende até os 11.65 m aproximadamente. Adicionalmente, este resultado mostra que a Praia é uma praia aberta que se encontra totalmente colmatada de sedimentos.

Como pode observar-se na figura 4.4 o perfil da Praia de Mira corresponde ao tipo de perfil de dois trechos proposto por Bernabeu em 1999.

Na figura 4.4 mostra-se o perfil da Praia localizado na zona onde se pretende construir o viveiro piscícola (Veja-se figura 4.3), bem como o seu ajuste a um perfil potencial em dois trechos, que correspondem a uma equação tipo, similar à proposta por Bernabeu:

$$x = \left(\frac{h}{A_R} \right)^{3/2} + \frac{B}{A_R^{3/2}} h^3$$

$$X = \left(\frac{h}{C} \right)^{3/2} + \frac{D}{C^{3/2}} h^3$$

Como se observa na figura 4.4, o perfil teórico ajusta-se bastante bem aos dois trechos, sobretudo no trecho denominado perfil de empolamento na figura 4.4.

Os parâmetros de ajuste associados a cada trecho do perfil são os seguintes:

Parâmetros de ajuste			
Perfil asomeramiento		Perfil asomeramiento	
A _r	B	C	D
0.23	6.5	0.43	3

Tabela 4.2 Parâmetros de ajuste do perfil real do Arco Meridional a dois perfis tipo Bernabeu



Figura 4.3 Localização do perfil de praia seleccionado.

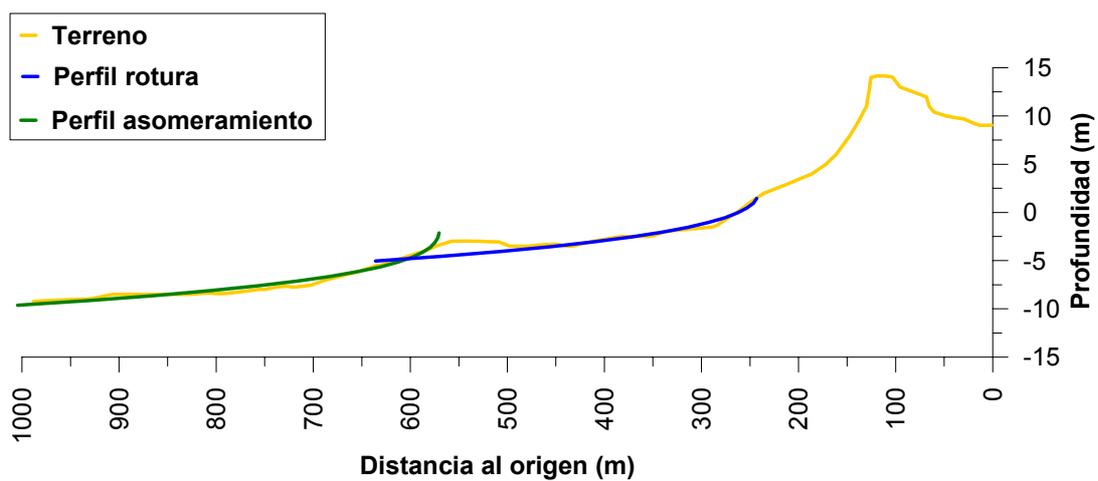


Figura 4.4 Representação do perfil de equilíbrio da Praia de Mira.



Planta de equilíbrio

Existem fórmulas empíricas que permitem estimar qual é a forma em planta de praias localizadas na zona de sombra de um cabo ou elemento de protecção.

Hsu *et al.* (1989) propuseram para a forma em planta de uma praia a expressão:

$$\left(\frac{R}{R_0}\right) = C_0 + C_1\left(\frac{\beta}{\theta}\right) + C_2\left(\frac{\beta}{\theta}\right)^2$$

onde:

R = raio vector, recolhido desde o ponto de difracção, que define a forma da praia.

R₀ = raio vector, com origem no ponto de difracção, correspondente ao extremo não abrigado da praia.

C₀, C₁, C₂ = coeficientes (função de β).

β = ângulo (fixo) formado entre a frente da ondulação e o raio vector R₀.

θ = ângulo (variável) entre a frente da ondulação e o raio vector R.

González *et al.* (2000) propuseram uma metodologia para o dimensionamento de praias encaixadas a partir da formulação de Hsu. No método desenvolvido β é função:

- do número de comprimentos de onda ou distância adimensional que exista até à linha de costa (Y/L), sendo Y a distância à linha de costa e L o comprimento de onda
- da direcção da frente de ondulação, que corresponde à direcção do fluxo médio de energia na zona do pólo de difracção (ponto de control).

Na figura 4.5 mostra-se, de forma resumida, a metodologia para obter a forma em planta de equilíbrio

Note-se que no caso onde não exista ponto de difracção, ou que este não afecte a praia, o alinhamento da mesma será paralelo à frente de ondulação, que corresponde à direcção do fluxo médio de energia.

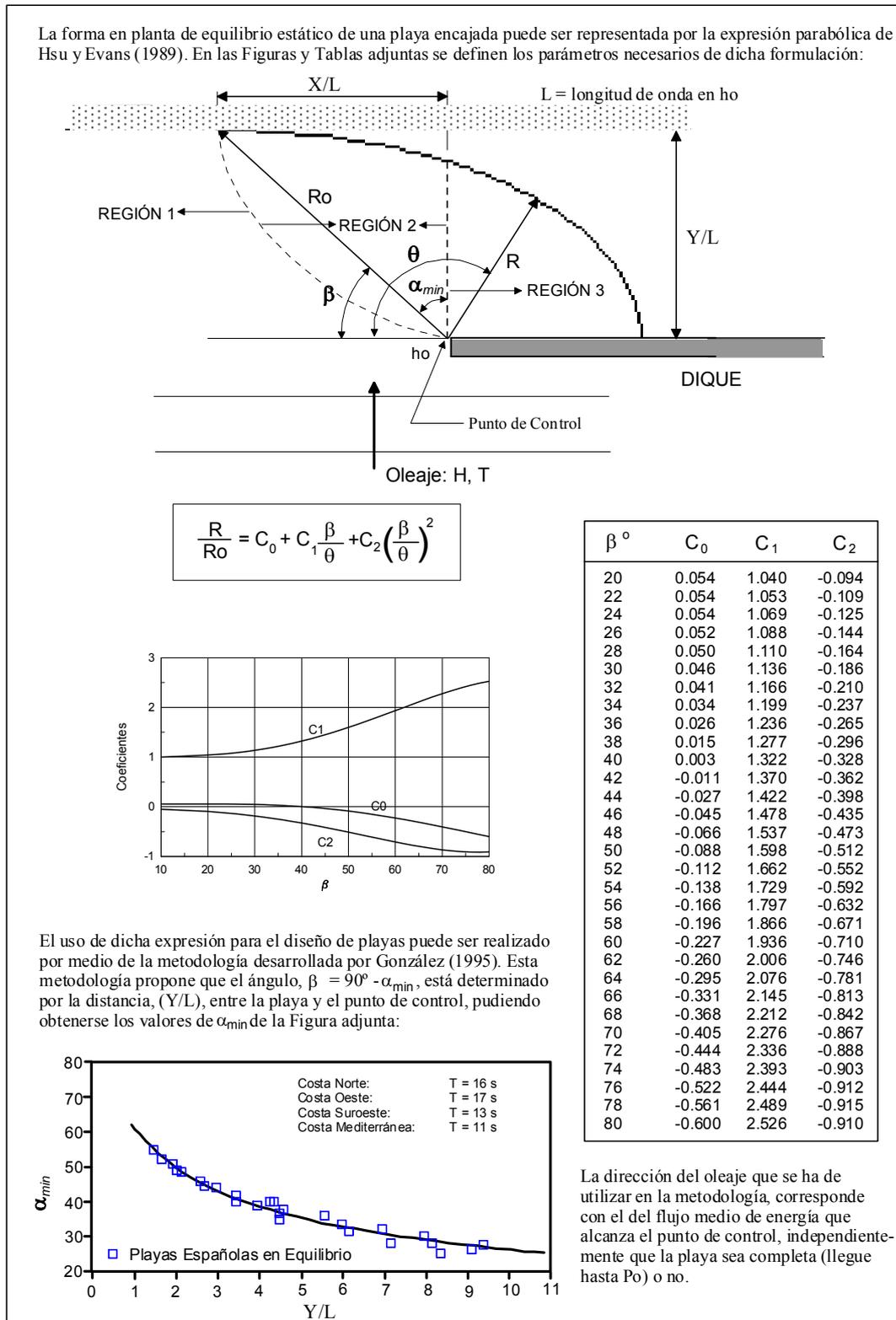


Figura 4.5 Forma em planta de equilibrio estático. Praias encaixadas



Aplicação à Praia

Para determinar a forma em planta de equilíbrio da Praia de Mira há que ter em conta toda a subunidade fisiográfica, isto é, desde a desembocadura do estuário de Aveiro até o Cabo Mondego. A forma em planta resultante apoia-se no dique e no cabo e, ao não existirem outros elementos relevantes que modifiquem de forma notória de propagação da ondulação para a costa, o trecho de costa correspondente à zona onde se pretende localizar o viveiro, coincide com o trecho recto da forma em planta de equilíbrio. Portanto, a forma em planta de equilíbrio da Praia de Mira resulta num alinhamento recto paralelo ao fluxo médio de energia, que neste caso coincide com a direcção da costa (N15E). Esta forma em planta pode experimentar avanços e retrocessos em até à costa em função da época do ano e da ondulação incidente.

4.2 Transporte de sedimentos durante uma tempestade

Neste ponto descreve-se como variam a forma em planta e o perfil perante uma tempestade. No Capítulo 3 realizou-se uma descrição geral da dinâmica marinha da zona. Neste ponto serão explicados alguns dos processos mais relevantes.

No momento de estudar a propagação da ondulação desde zona *offshore* até a zona de estudo distinguem-se duas zonas:

- Fora da zona de rebentação
- Na zona de rebentação.

Fora da zona de rebentação

As ondulações dominantes em alto mar, como se comentou no Capítulo 3, provêm de NW, NNW e WNW com uma probabilidade de ocorrência de 33.53 %, 27.08 % e 22.65 % respectivamente. As ondulações dominantes provêm de SW-NW, no entanto, as ondulações de SW, WSW e W são menos frequentes nesta zona (1.36 %, 3.88 % e 9.47 % respectivamente).

Nesta zona, devido à inexistência de acidentes geográficos ou elementos artificiais que produzam alterações na propagação da ondulação, estas mantêm a mesma direcção que tinham em profundidades de *offshore* ao propagarem-se para a costa. Como consequência, fora da zona de rebentação o transporte de sedimentos produz-se na direcção de propagação da ondulação.

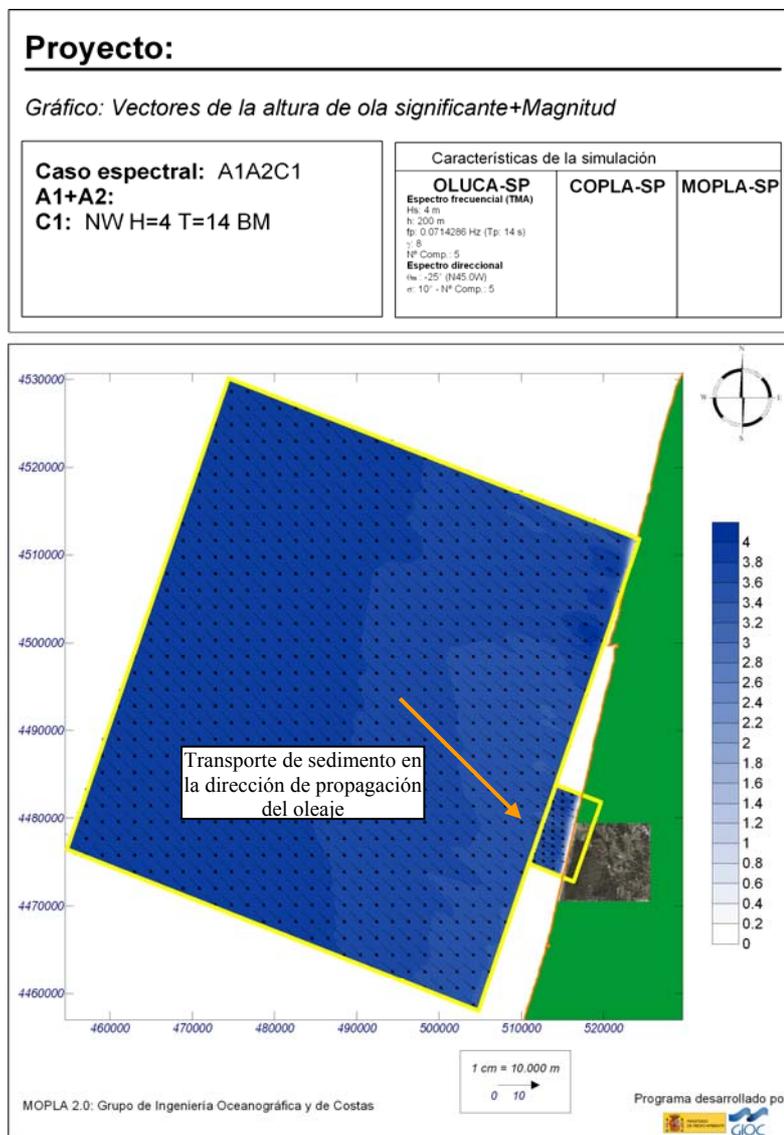


Figura 4.6 Transporte de sedimentos fora da zona de rebentação

Na zona de rebentação

O principal motor de deslocação de sedimentos, dentro da zona de rebentação, é as correntes longitudinais paralelas à costa geradas pela rotura da ondulação. Como já se comentou no capítulo anterior, a intensidade das correntes geradas depende do nível de maré, da altura de onda e da direcção de incidência da ondulação. Quanto maior seja a altura de onda, o nível de maré e quanto mais divirja a direcção de propagação da ondulação relativamente à normal e à batimetria, maior será a intensidade da corrente.



Deste modo observa-se que as correntes mais débeis e, portanto, de menor capacidade portante, existem quando a ondulação provém de WNW e em maré baixa.

A direcção da corrente longitudinal paralela à costa e, portanto, a direcção na qual se produz o transporte de sedimentos, depende do ângulo de incidência da ondulação relativamente à batimetria. Deste modo, quando a ondulação procede do sector WNW-NNW, a sua rotura gera uma corrente longitudinal para SSW; quando a ondulação é de SSW-W, a corrente longitudinal transporta os sedimentos para NNE da zona de estudo.

Do conjunto de simulações efectuadas conclui-se que o saldo líquido de transporte na praia tem direcção SSW.

4.2.1 Influência das tempestades no perfil da praia e no traçado do emissário

No presente ponto vão ser analisadas as mudanças da linha de costa, associadas a tempestades, do perfil de praia. Este fenómeno é relevante já que permite determinar se a tubagem do emissário pode ficar descoberta devido a efeitos climatéricos e, portanto, serve para analisar se o recobrimento de areia proposto no Projecto Básico é suficiente para que a tubagem permaneça coberta durante a sua vida útil.

4.2.1.1 Evolução do perfil transversal do traçado na zona de rebentação

No momento de analisar a evolução do perfil transversal da Praia é preciso considerar um período de retorno. Este período depende da vida útil da estrutura e do risco de falha. Como vida útil foi considerado um período de 50 anos como se recomenda na ROM 02.90 para obras de carácter industrial específico, com um nível 2 de segurança, e o risco admissível durante a fase de serviço adoptado foi de 0.15, valor recomendado pela ROM para o caso de destruição total.

A expressão que relaciona a vida útil, com o risco de falha e o período de retorno, que também se encontra na ROM 02.90 é a seguinte:

$$E = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^{L_f}$$

De acordo com a relação anterior, a tempestade seleccionada para determinar o retrocesso horizontal na zona de rebentação do perfil da praia, onde se localizará o futuro emissário, é o associado a um período de retorno de 308 anos.



Como se comprovou no ponto 4.1 do presente capítulo, o perfil de equilíbrio da Praia de Mira ajusta-se perfeitamente ao perfil teórico proposto por Bernabeu, mas dado que se dispõe do perfil real da praia graças à batimetria fornecida pelo GEOMYTSA, pode-se estimar um retrocesso horizontal experimentado por um perfil de praia real face à tempestade de cálculo.

Em primeiro lugar, é recordado quais eram as características do perfil de equilíbrio em condições médias, posteriormente serão determinadas as características do perfil de equilíbrio depois da tempestade de cálculo e, por último, será analisado se o recobrimento proposto para o emissário é suficiente para garantir a sua estabilidade.

Forma do perfil de equilíbrio em condições médias

A forma do perfil da praia em condições de equilíbrio com condições médias, obteve-se mediante a teoria do perfil de equilíbrio parabólico de dois trechos de Bernabeu. No entanto, para estar do lado da segurança o cálculo do retrocesso experimentado pelo perfil perante uma tempestade foi ajustado a um perfil de Dean, dado que não inclui a areia da barra.

As características que definem este perfil de equilíbrio em condições médias (Veja-se figura 4.7), como foi comentado anteriormente, são as referidas na tabela 4.2.

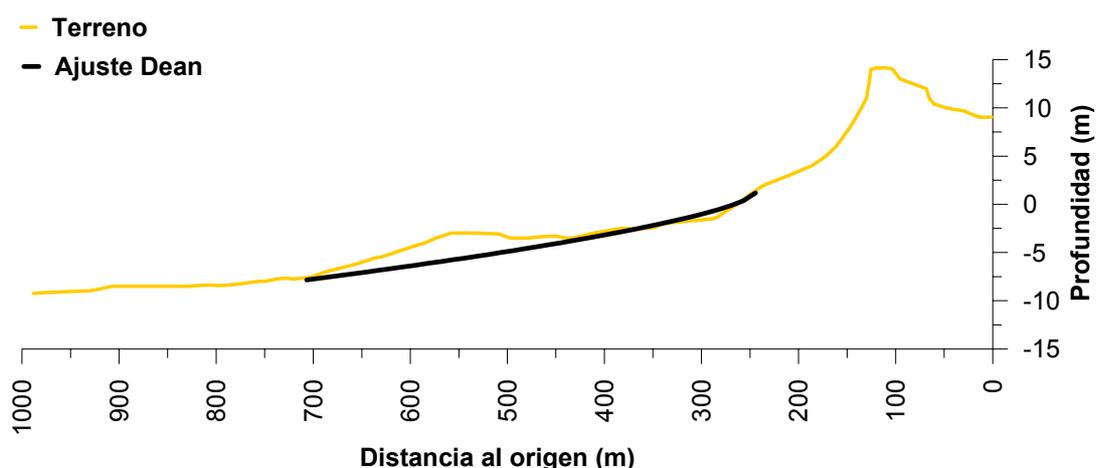


Figura 4.7 Perfil de equilíbrio teórico na Praia de Mira para condições médias



D_{50} (mm)	w(m/s)	K (adim.)	A ($m^{1/3}$)
0.4	0.05	0.65	0.175

Tabela 4.3 Parâmetros que definem a forma do perfil de equilíbrio teórico em condições médias

Uma vez conhecida a forma do perfil de equilíbrio em condições médias, calcula-se a profundidade activa mediante a formulação de Birkemeier, que como se comentou anteriormente para condições médias do clima marítimo ($H_{s12}= 7.5$ m e $T_s=15$ s), é igual a 11.65 m.

Esta profundidade, como já foi incado, é aquela a partir da qual o transporte de sedimentos transversal e longitudinal deixa de ser significativo

Evolução do perfil transversal por efeitos de uma tempestade

O propósito de analisar a evolução do perfil transversal de uma praia é conhecer a resposta que este tem perante os acontecimentos de uma tempestade. Esta análise foi levada a cabo mediante formulações teóricas que permitem estimar o retrocesso horizontal do perfil da praia produzido por uma tempestade.

Para calcular esse retrocesso é necessário conhecer as seguintes condições hidrodinâmicas da tempestade de cálculo:

1. Altura de onda da tempestade de cálculo:

A partir do regime em condições extremas obtido a partir da base de dados SIMAR 44 (Veja-se figura 4.8) obtém-se que a altura de onda significativa associada a um período de retorno de 308 anos é de 10.2 m aproximadamente.

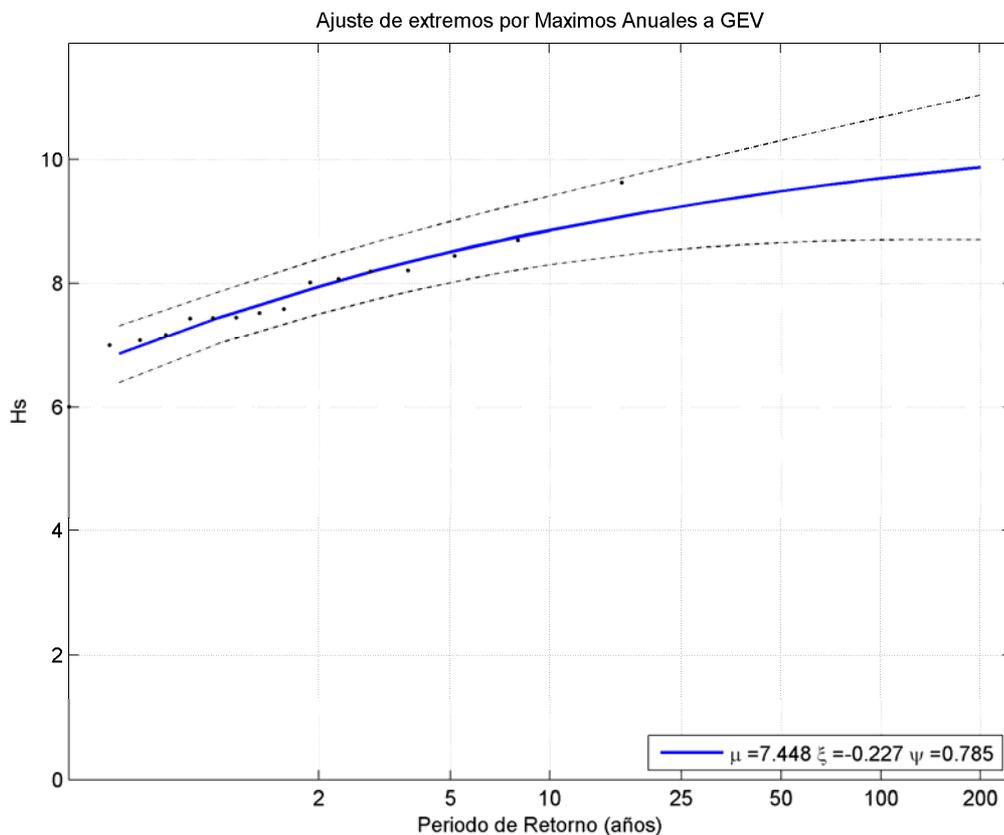


Figura 4.8 Regime em condições extremas de altura da onda significativa no ponto de captação

2. Período de pico associado à altura de onda da tempestade de cálculo:

O período de pico associado à altura de onda da tempestade de cálculo é de 16 segundos aproximadamente.

3. Sobreelevação do nível do mar devido à maré meteorológica:

A sobrelevação do nível do mar devido à maré meteorológica, associada ao período de retorno de 308 anos na Praia de Mira, pode obter-se a partir do regime em condições extremas o qual é obtido a partir da base de dados do SIMAR 44 (Veja-se figura 4.9).

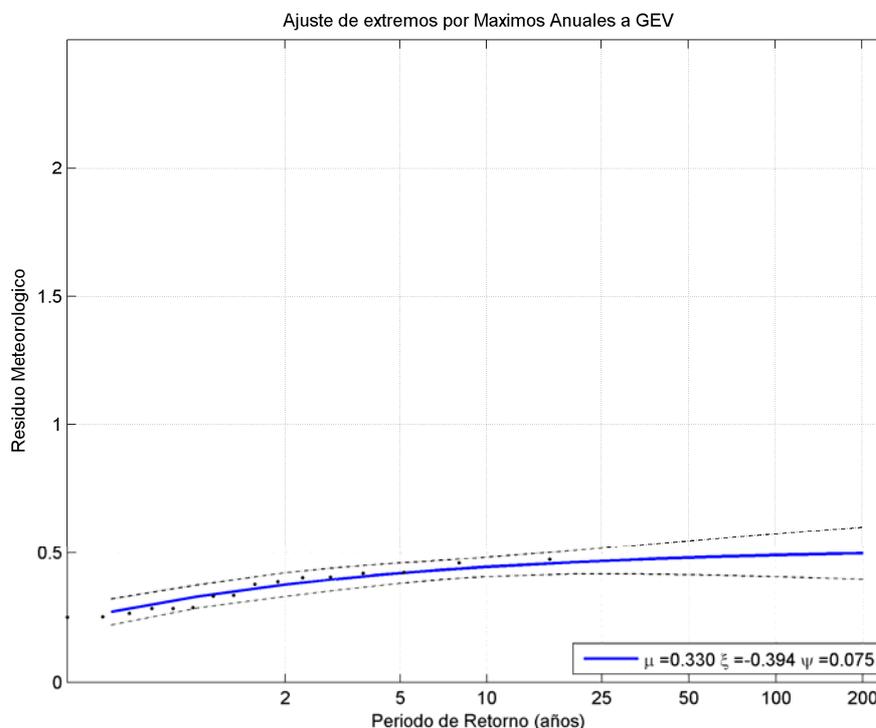


Figura 4.9 Regime em condições extremas do residuo meteorológico

O residuo máximo do nível do mar associado ao período de retorno de 308 anos é aproximadamente $S_p=0.50$ m. Cabe assinalar que o período de retorno necessário para que esta sobrelevação coincida com a altura de onda determinada para o cálculo do retrocesso da praia é muito maior que 308 anos.

Uma vez determinadas todas estas variáveis é possível calcular o retrocesso do perfil da praia. Para isso, utiliza-se o perfil de Dean determinado para as condições médias, mas tendo em conta que neste caso a profundidade de fecho, quando se refere a condições extremas, será maior do que a obtida anteriormente com a H_{s12} associada a condições médias, e virá dada pela profundidade de rotura da altura de onda da tempestade considerada junto ao perfil.

Para determinar o retrocesso experimentado pelo perfil de equilíbrio devido ao clima marítimo utilizou-se a teoria do perfil de equilíbrio de Dean e Brunn.

Os parâmetros necessários para aplicar este modelo de evolução do perfil de equilíbrio são os que se expõem na tabela 4.4.



Diâmetro do grão	$D_{50} = 0.4 \text{ mm}$
Velocidade de queda do grão	$w = 0.05 \text{ m/s}$
Parâmetro de forma	$A = 0.175 \text{ m}^{1/3}$
Sobreelevação do NMM devida a efeitos de pressão	$S = 50 \text{ cm}$
Altura da berma	$B = 0.5 \text{ m}$
Profundidade de fecho	$h^* = 11.65 \text{ m}$
Constante experimental	$K(\text{adim}) = 0.65$
Altura da onda de dimensionamento (Período de retorno 308 anos)	$H = 10 \text{ m}$
Período de pico associado à altura da onda de dimensionamento	$T = 16 \text{ s}$

Tabela 4.4 Parâmetros de cálculo do retrocesso do perfil de praia devido ao clima marítimo

Utilizando-se as equações correspondentes à teoria do perfil de equilíbrio de Dean e Brunn (vejam-se figuras 4.10 e 4.11) obtêm-se os seguintes resultados:

Distância relativamente à linha de costa na que se encontra a profundidade de fecho segundo a teoria do perfil parabólico	$W^* = 543.17 \text{ m}$
Retrocesso do perfil de praia devido aos efeitos da pressão em situação de equilíbrio	$R_p = 27.15 \text{ m}$
Retrocesso do perfil de praia devido aos efeitos de set-up em situação de equilíbrio	$R_{su} = 46.62 \text{ m}$
Coefficiente de correlação	$\beta = 1$
Retrocesso total devido aos efeitos do clima	$R_{clima} = \beta (R_p + R_{su}) = 73.77 \text{ m}$

Tabela 4.5 Retrocesso do perfil devido ao clima marítimo

Por tanto, o retrocesso horizontal do perfil de praia sob as piores condições climáticas, isto é, como sobreposição do efeito da maré meteorológica e da ondulação, considerando uma tempestade de duração infinita ($\beta = 1$), pode estimar-se que é de:

$$R_{clima} = 73.77 \text{ m}$$

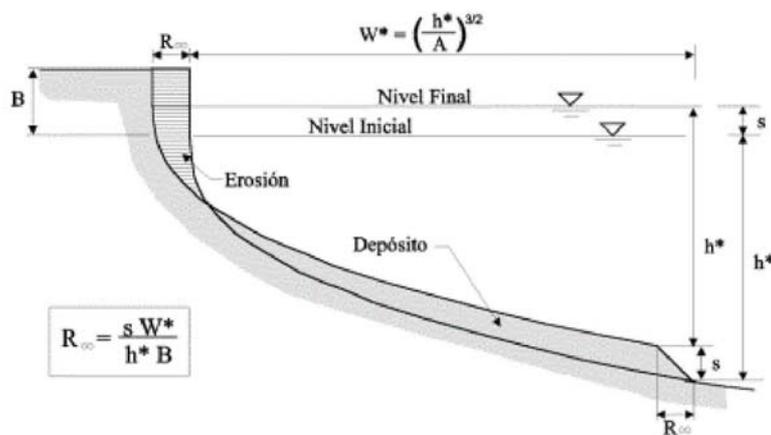
Aplicando este retrocesso ao perfil de equilíbrio de Dean, determinado anteriormente para representar a praia, pode-se estimar a profundidade do mesmo que fica a descoberto devido ao retrocesso horizontal anterior e propor assim uma cota de enterramento adequada para garantir a estabilidade do emissário.



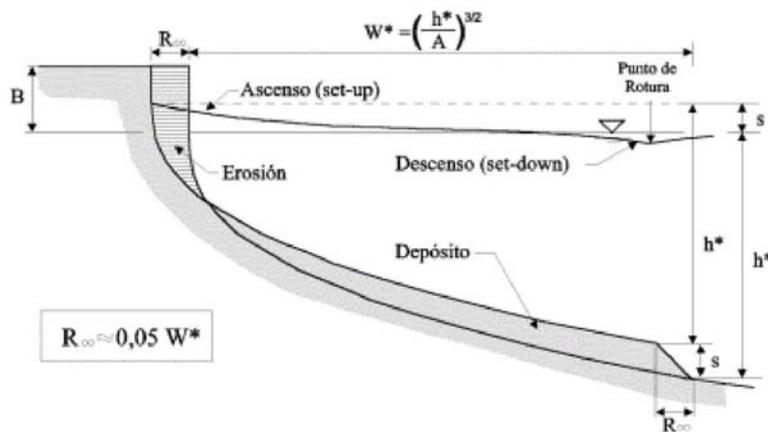
Cuadro A.II.2. Aplicaciones del Perfil de Equilibrio. Variación del Nivel del Mar

Un ascenso del nivel del mar, genera un déficit de arena en el perfil sumergido, que debe ser compensado con un retroceso del perfil. Si la duración del ascenso del nivel es suficiente, el perfil adoptará una nueva posición de equilibrio compensándose volúmenes de arena erosionados y acumulados. En las Figuras adjuntas, se muestra el retroceso de equilibrio, R_{∞} , en el caso de ascenso por marea meteorológica y ascenso por rotura del oleaje, "set-up". Si la duración del ascenso no es suficiente, el retroceso será menor que R_{∞} , (ver Cuadro III.9).

1. MAREA METEOROLÓGICA



2. SOBRE ELEVACIÓN POR OLEAJE



- R_{∞} = Retroceso de equilibrio
- s = Sobre elevación
- B = Altura de la Berma
- h^* = Profundidad de cierre (Cuadro A.II.1)
- W^* = Distancia horizontal de la Línea de Costa a h^*
- A = Parámetro de forma del perfil (Cuadro A.II.1)

Figura 4.10 Variação do perfil de praia devido à variação do nível de mar



Cuadro III.9.1. Modelo aproximado de retroceso de la línea de costa ante un temporal.

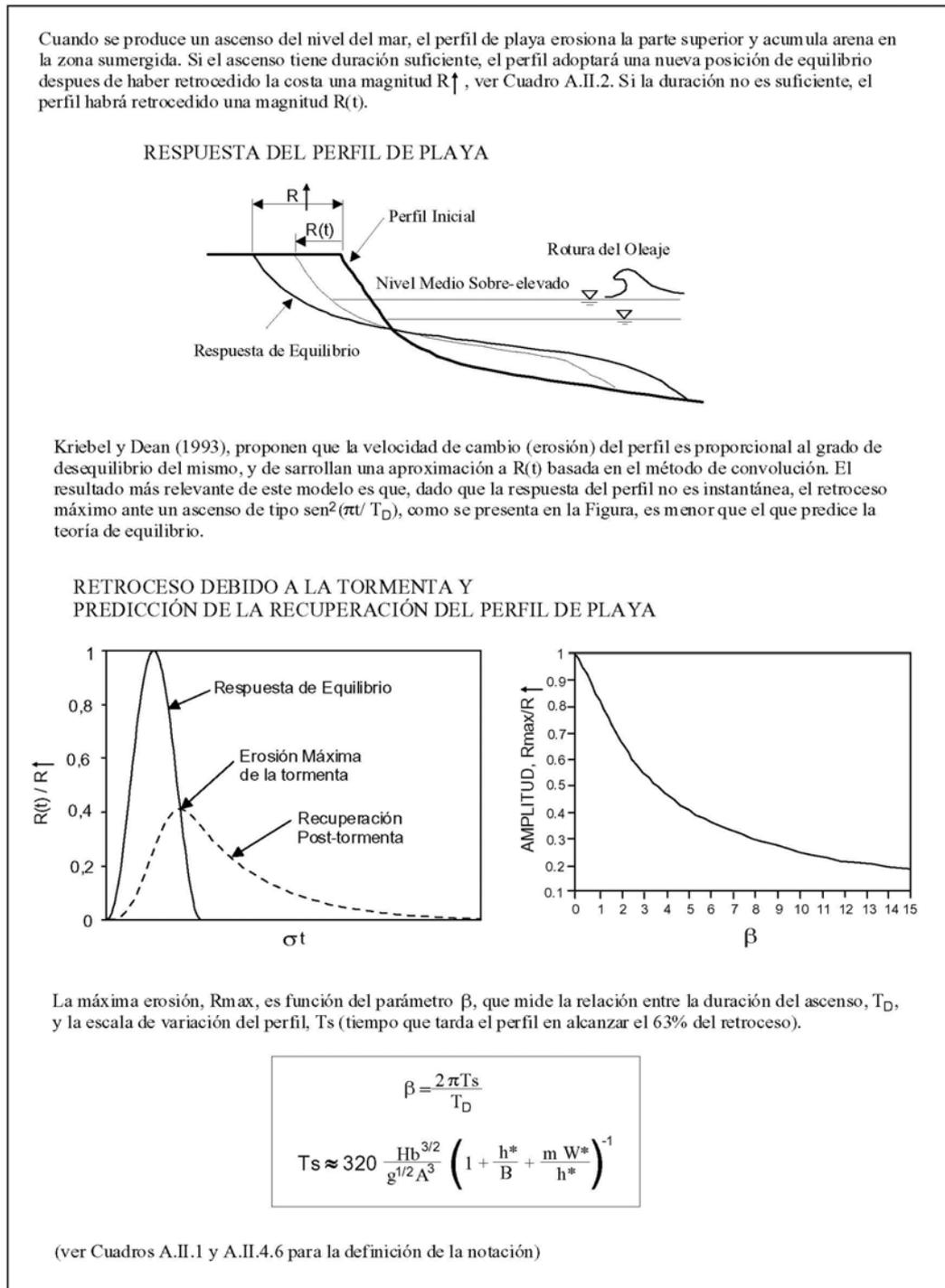


Figura 4.11 Variação do perfil de praia perante uma tempestade



Cálculo do recobrimento do perfil da praia

Uma vez conhecido o retrocesso horizontal do perfil, medido na cota 0 do mesmo, é possível verificar analiticamente se se produz o descobrimento do emissário como consequência desse retrocesso.

Na figura 4.12 mostram-se o perfil teórico, que representa o perfil de equilíbrio em condições médias, juntamente com o perfil associado à tempestade de cálculo que experimentou um retrocesso horizontal pelo efeito da ondulação.

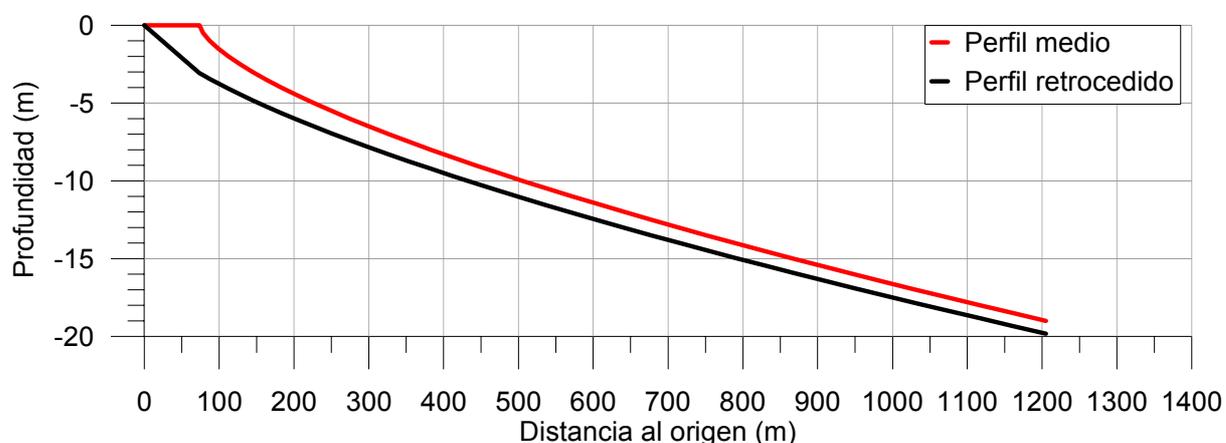


Figura 4.12 Perfil de equilíbrio em condições médias e perfil de equilíbrio em condições extremas

As equações associadas a estes perfis de equilíbrio são as seguintes:

$$x = (h/A)^{3/2} + 73.77 \quad \text{Perfil de equilíbrio em condições médias}$$

$$h^3 = Ax^{2/3} \quad \text{Perfil de equilíbrio durante a tempestade de cálculo}$$

A partir das expressões analíticas de ambos os perfis é possível determinar o descobrimento do perfil transversal devido ao retrocesso horizontal para cada valor de x , como se apresenta na tabela 4.6.



Profundidade h (m)	Distância à costa x (m)	Profundidade h' (m)	Perfil transversal descoberto $\Delta h = h' - h$
0	73.77	3.08	3.08
1	87.43	3.45	2.45
2	112.41	4.08	2.08
3	144.75	4.82	1.82
4	183.05	5.64	1.64
5	226.49	6.50	1.50
6	274.53	7.39	1.39
7	326.75	8.30	1.30
8	382.85	9.23	1.23
9	442.58	10.16	1.16
10	505.73	11.11	1.11
11	572.12	12.06	1.06
12	641.60	13.02	1.02
13	714.03	13.98	0.98
14	789.31	14.95	0.95

Tabela 4.6 Descoberta do perfil activo devido ao retrocesso horizontal durante uma tempestade

4.2.1.2 Evolução do perfil transversal do traçado fora da zona de rebentação

As teorias aplicadas no ponto anterior só são válidas dentro da zona activa do perfil da praia. Para a zona exterior não existem formulações que nos permitam quantificar o valor do transporte de sedimentos.

Não obstante, a profundidade de fecho, por definição, indica a zona a partir da qual o transporte líquido deixa de ser significativo, ainda que isto não queira dizer que seja nulo. Todavia, dependerá da intensidade das correntes presentes na zona.

O transporte na zona activa do perfil deve-se principalmente às correntes produzidas pela rotura da ondulação. À medida que a distância à zona de rebentação aumenta, as correntes de rotura vão perdendo importância e as correntes do fundo, devidas aos fenómenos da maré e dos movimentos das massas oceânicas, vão adquirindo importância.

Neste caso, as correntes devidas aos movimentos de massas oceânicas são de uma ordem de magnitude inferior do que as devidas à maré, pelos que não poderão induzir um transporte líquido da ordem do obtido na zona de rebentação, de maneira que o recobrimento de 3 m de areia sobre a geratriz superior exterior do emissário, como se



propõe na secção tipo do Projecto Básico e se mostrará no Capítulo 5 (Veja-se figura 5.2), assegurará a estabilidade da tubagem a partir da profundidade de fecho.

4.3 Erosão do fundo (background erosion) da zona de estudo

De acordo com os estudos realizados no projecto SIAM (Climate Change in Portugal: Scenarios, Impacts, and Adaptation Measures, 1999-2006), este trecho de costa de Portugal sofre um retrocesso da ordem de 1 m/ano, que pode chegar a atingir os 8-10 m/ano em zonas localizadas devido às barreiras litorais. Não obstante, a quantificação deste retrocesso será objecto de um estudo detalhado no Projecto Básico.

Na vida útil do emissário, este retrocesso pode chegar a atingir um valor de cerca de 50 m, valor este que deveria ser somado ao valor estimado de retrocesso da costa devido a uma tempestade. Portanto, o retrocesso estimado para a vida útil do emissário ascende a uns 123.77 m aproximadamente.

Neste caso, as equações associadas a tais perfis de equilíbrio são as seguintes:

$$x = (h/A)^{3/2} + 123.77 \quad \text{Perfil de equilíbrio em condições médias}$$

$$h' = Ax^{2/3} \quad \text{Perfil de equilíbrio durante a tempestade de cálculo.}$$

A partir das expressões analíticas de ambos perfis, é possível determinar o perfil transversal descoberto devido ao retrocesso horizontal para cada valor de x , como se mostra na tabela 4.7.



Profundidade h (m)	Distância à costa x (m)	Profundidade h' (m)	Perfil transversal descoberto $\Delta h = h' - h$
0	123.77	4.35	4.35
1	137.43	4.66	3.66
2	162.41	5.21	3.21
3	194.75	5.88	2.88
4	233.05	6.63	2.63
5	276.49	7.43	2.43
6	324.53	8.26	2.26
7	376.75	9.13	2.13
8	432.85	10.01	2.01
9	492.58	10.92	1.92
10	555.73	11.83	1.83
11	622.12	12.75	1.75
12	691.60	13.69	1.69
13	764.03	14.63	1.63
14	839.31	15.57	1.57

Tabela 4.7 Descoberta do perfil activo devido ao retrocesso horizontal

Na figura 4.13 apresenta-se o perfil teórico, que representa o perfil de equilíbrio em condições médias, juntamente com o perfil associado à tempestade de cálculo que experimentou um retrocesso horizontal pelo efeito da ondulação.

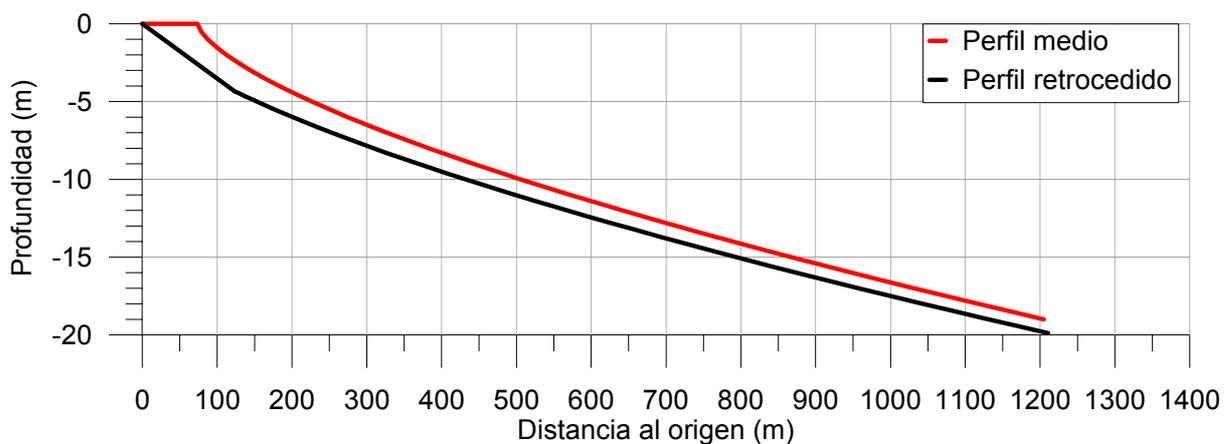


Figura 4.13 Perfil de equilíbrio em condições médias e perfil de equilíbrio em condições extremas



4.4 Conclusões

Durante uma tempestade o perfil da praia está sujeito a erosão e, por conseguinte, à ocorrência de um retrocesso horizontal do perfil de equilíbrio.

Segundo os cálculos realizados sobre o perfil teórico de Dean, o retrocesso experimentado pelo perfil de equilíbrio, durante a tempestade associada a uma vida útil do emissário de 50 anos, é de aproximadamente de 73.77 m, o que se traduz numa redução da cota do perfil de equilíbrio de cerca de 3.08 m no nível de baixa-mar e de aproximadamente 1.1 metros nas proximidades da profundidade de corte. A partir da profundidade de corte as variações da cota do perfil de equilíbrio diminuem e são inferiores a 1 m.

Por outro lado, além do retrocesso que tem lugar durante uma tempestade, é necessário ter em conta o contínuo processo erosivo a que se encontra submetida a costa portuguesa, que prevê um retrocesso médio de cerca de 50 m durante a vida útil do emissário.

Segundo os cálculos realizados sobre o perfil teórico de Dean, o retrocesso experimentado pelo perfil de equilíbrio durante sua vida útil, tendo em conta os dois efeitos conjuntamente, é de aproximadamente de 123.77 m, o que se traduz numa redução da cota do perfil de equilíbrio de cerca de 4.35 m no nível de baixa-mar e de aproximadamente 1.75 metros nas proximidades da profundidade de corte. A partir da profundidade de corte as variações da cota do perfil de equilíbrio diminuem e são inferiores a 1.75 m.

Como conclusão, pode-se dizer que um recobrimento com material arenoso, da mesma natureza que o presente no perfil de praia, com espessura de 1.75 e mais 2 m de um resguardo sobre a geratriz superior exterior da tubagem na zona do perfil activo, é suficiente para assegurar que este não fique descoberto durante a sua vida útil.



CAPÍTULO 5

DESCRIÇÃO DAS OBRAS



5 DESCRIÇÃO DAS OBRAS

Apesar da posição do ponto de descarga do emissário estar claramente definido por critérios de qualidade ambiental, o traçado e o processo construtivo do mesmo foram objecto de diversas variantes com o objectivo de solucionar importantes condicionantes geométricos (batimetria, espessuras de areia, existência da plataforma de Mira) e climáticos (ondulação) da zona.

Por este motivo a empresa adjudicatária do projecto das obras do emissário de Mira, a IMPULSO S.A, realizou um estudo de viabilidade de possíveis alternativas. Como resultado desse estudo propôs-se uma solução construtiva cuja descrição detalhada se encontra no “Projecto (Básico) Aquícola de Engorda de Pregado em Mira-Fase I. Coimbra, Portugal” apresentado pela empresa em Dezembro de 2006. Posteriormente, a IMPULSO S.A, ao longo do mês de Maio, foi facultando os desenhos das diferentes modificações da configuração geométrica dos emissários, tais planos foram os utilizados no cálculo e redacção do presente documento. De seguida, são resumidos os elementos mais relevantes do traçado e processo construtivo, remetendo o leitor ao “Projecto (Básico) Aquícola de Engorda de Pregado em Mira-Fase I. Coimbra, Portugal” para um maior detalhe do mesmo.

5.1 Descrição dos emissários

No Projecto Básico mencionado anteriormente é proposta a construção de dois tipos de emissários, um para a captação de água e outro para a decarga (Veja-se Figura 5.1).

A descrição dos emissários que se analisa neste Capítulo foi obtida do “Projecto (Básico) Aquícola de Engorda de Pregado em Mira-Fase I. Coimbra, Portugal”. Todas as cotas apresentadas neste capítulo são relativas ao zero hidrográfico.

5.1.1 Emissários de captação

Os emissários de captação têm aproximadamente 2.840,578 metros de comprimento, que incluem cada um deles um trecho de captação com 4 tomadas de 1,60 metros de diâmetro interior, segundo a última informação facultada pela IMPULSO S.A.

Para evitar impactos no meio ambiente das dunas adjacentes e para minimizar as supostas dificuldades construtivas para executar um emissário na zona de rebentação, dimensiona-se a captação de água do mar com duas tipologias: um primeiro trecho executado com técnicas de pipe-jacking em condutas e outro colocado em obra por afundamento controlado.



Trecho em pipe-jacking

Este trecho executa-se em conduta de betão armado com 3.800 mm de diâmetro exterior e 40 cm de espessura. Tem um traçado perpendicular à linha de costa para minimizar o seu comprimento, começando no poço de bombeamento de água do mar e finaliza aproximadamente à cota batimétrica – 9,77, com um comprimento de cerca de 1.500 metros (Veja-se figura 5.1).

Como se refere no desenho facultado pela IMPULSO S.A em Maio de 2007, a sua geratriz inferior exterior tem a cota inicial de -8,10. A tubagem permite fornecer à instalação o volume de água de mar necessário para a renovação numa 1,00 hora (16,19 m³/seg), com a maré em situação de baixa-mar, como se refere no Projecto Básico. A geratriz inferior exterior no final do trecho tem, aproximadamente, uma cota de -17,586 m.

Trecho posto em obra por afundamento controlado

Este segundo trecho é executado em tubagem de polietileno estruturado com 2,00 metros de diâmetro exterior e uma espessura da tubagem (SDR) de 26, relação que lhe confere uma rigidez suficiente para absorver os esforços de afundamento.

Com um comprimento de 1340,58 m, este tem um traçado em prolongamento do trecho em pipe-jacking (veja-se a figura 5.2), finalizando no ponto de terreno situado à batimétrica – 13,50.

A vala para a instalação da tubagem é realizada por meio de draga de sucção em marcha. Os trechos de tubagem a afundar, executados a partir de tubos soldados em obra por termofusão, terão um comprimento inferior a 600 metros. Incorporam-se lastros para conseguir flutuabilidade negativa quando se enchem de água e permitir o afundamento, garantindo assim, a estabilidade do emissário até que seja executada a protecção do mesmo e o enchimento da vala.

A união da conduta de polietileno com a conduta de betão é realizada por meio de uma peça forquilha, que será executada *in situ* e cuja geometria se pode observar na figura 5.3.

O trecho de captação executado em tubagem de polietileno, com as mesmas características do trecho anterior, inclui 4 tubos de captação com 1,60 metros de diâmetro, tubos que se instalam posteriormente ao afundamento do trecho de captação e que se unem à tubagem por meio de junta flangeada. Desconhece-se qual a cota final de captação de água já que não se dispõe dos projectos definitivos, pelo que se assume que o raiser sobressai 2 m



acima do terreno, ficando a cota de captação na ordem dos 11.5 m relativamente ao zero do porto, ou o mesmo que 12.2 m relativamente à Baixa-mar em Aveiro.

Na Figura 5.4 apresenta-se a secção proposta pela IMPULSO S.A para o emissário de captação.

5.1.2 Emissários de descarga

No Projecto Básico contempla-se a execução de dois emissários de descarga cuja localização se pode observar na figura 5.5.

Na figura 5.6 e 5.7 apresenta-se o perfil do emissário de descarga proposto pela IMPULSO S.A.

O emissário de descarga executa-se em pipe-jacking em conduta de betão armado com 1.350 m de comprimento, 3,80 metros de diâmetro exterior e 0,40 metros de espessura, conduzindo os efluentes até à cota onde o terreno se situa aproximadamente à batimétrica – 9,50, realizando-se a descarga à cota -8,50, segundo se indica no pormenor da figura 5.8.

Na figura 5.8 apresenta-se um esquema de configuração geométrica do trecho do emissário de descarga onde se localizam os raisers.

Na figura 5.9 apresenta-se a secção tipo do raiser proposta pela IMPULSO S.A em Maio de 2007.

A seguir são apresentados os desenhos que reúnem as características dos emissários projectados pela IMPULSO S.A.

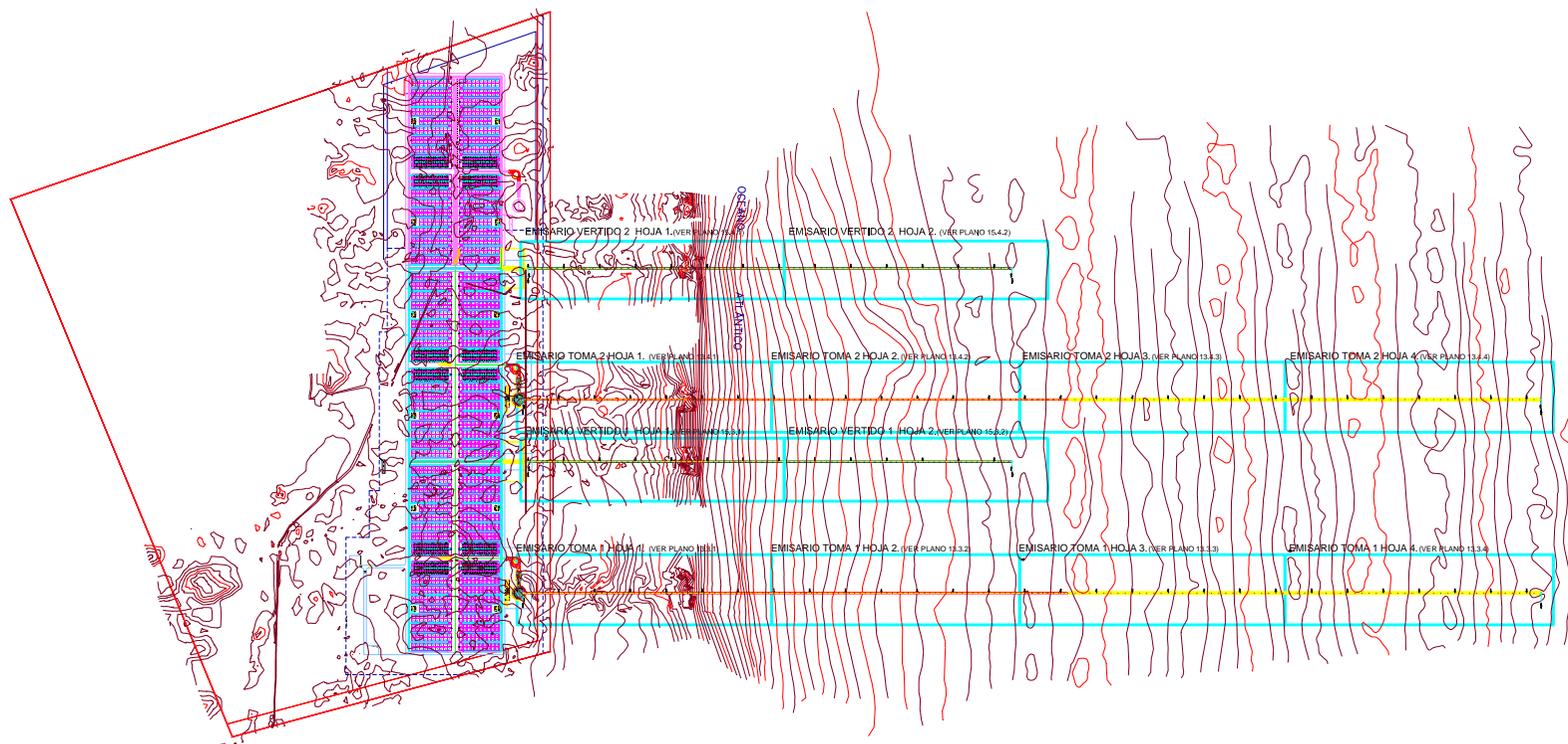


Figura 5.1 Emissários previstos para o viveiro aquícola de Mira

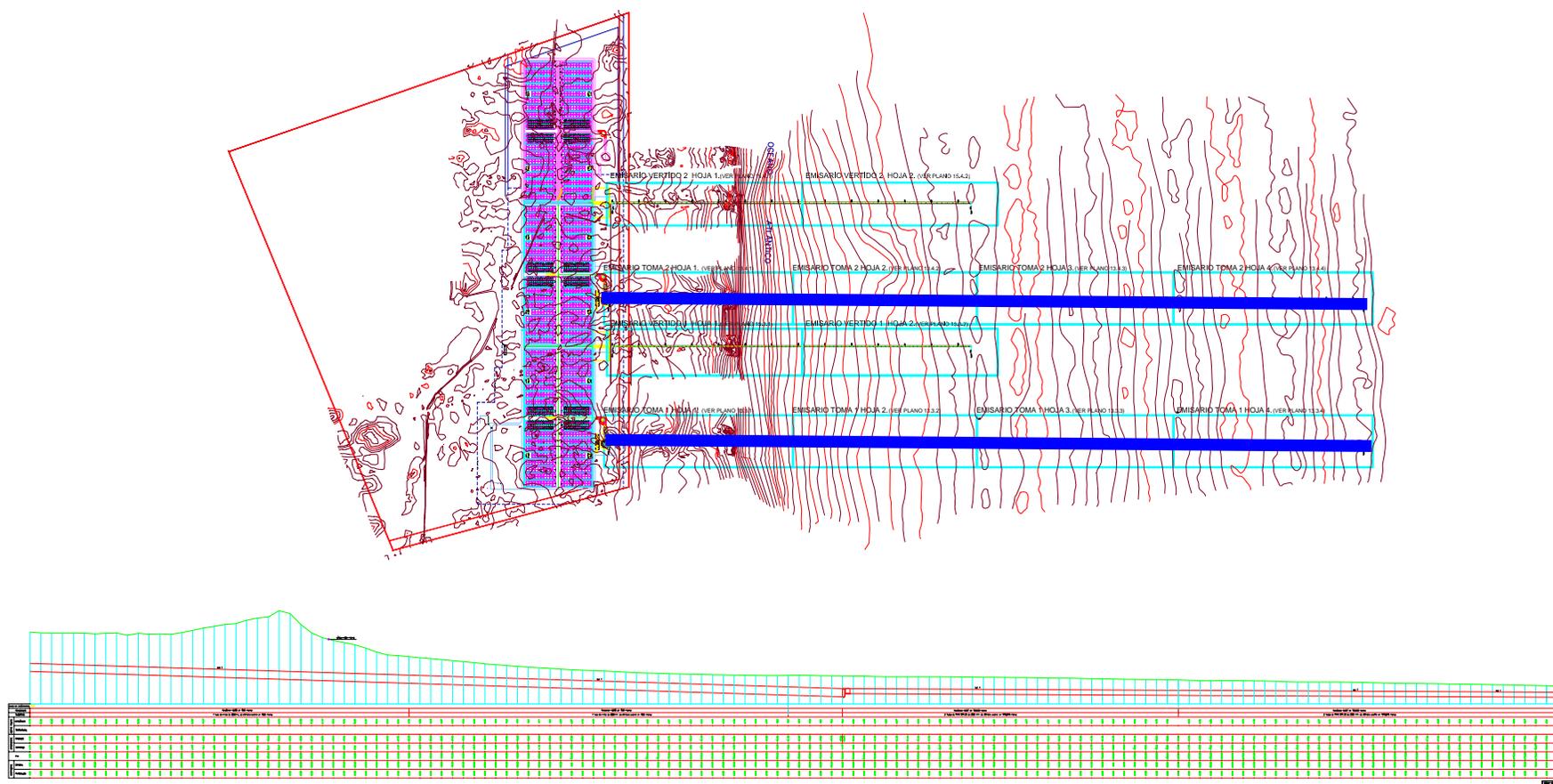


Figura 5.2 Traçado proposto para as captações de água

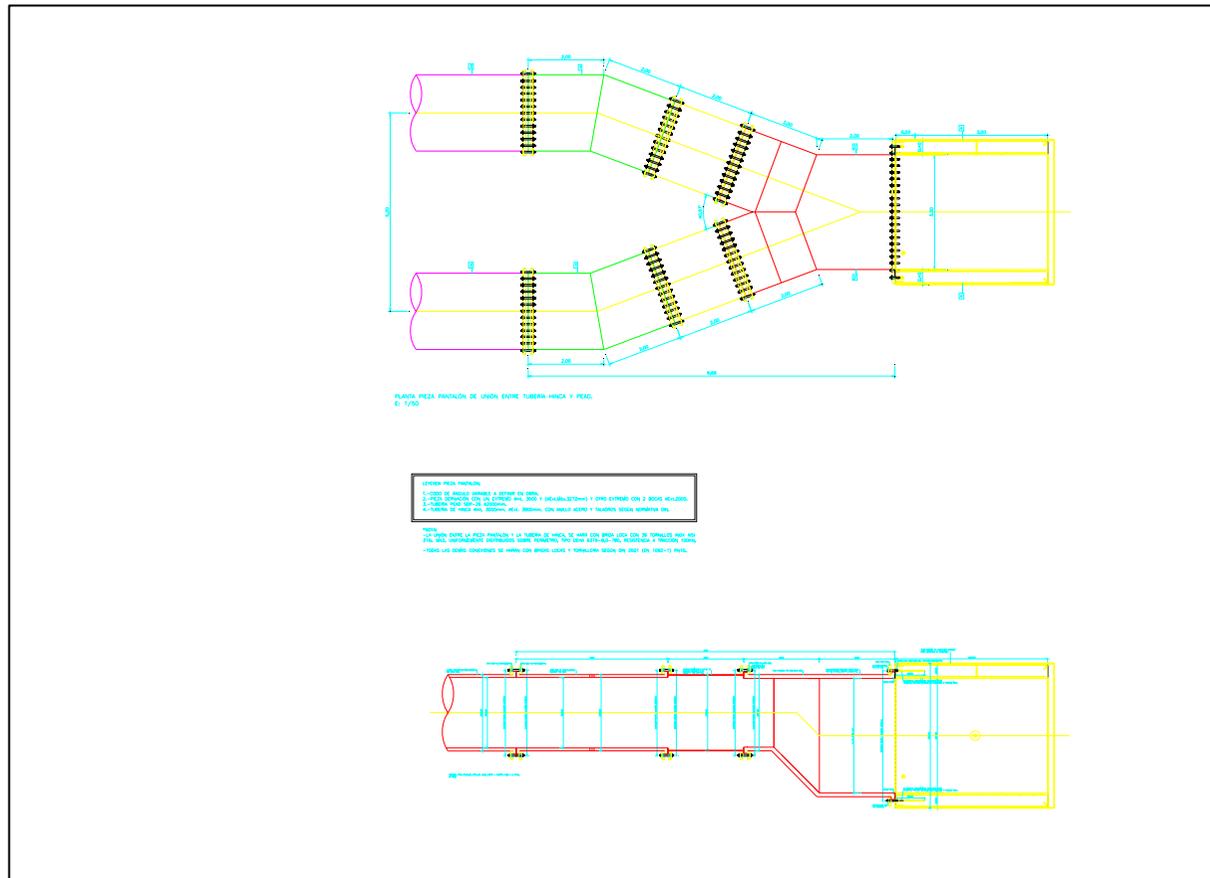


Figura 5.3 Peça forquilha

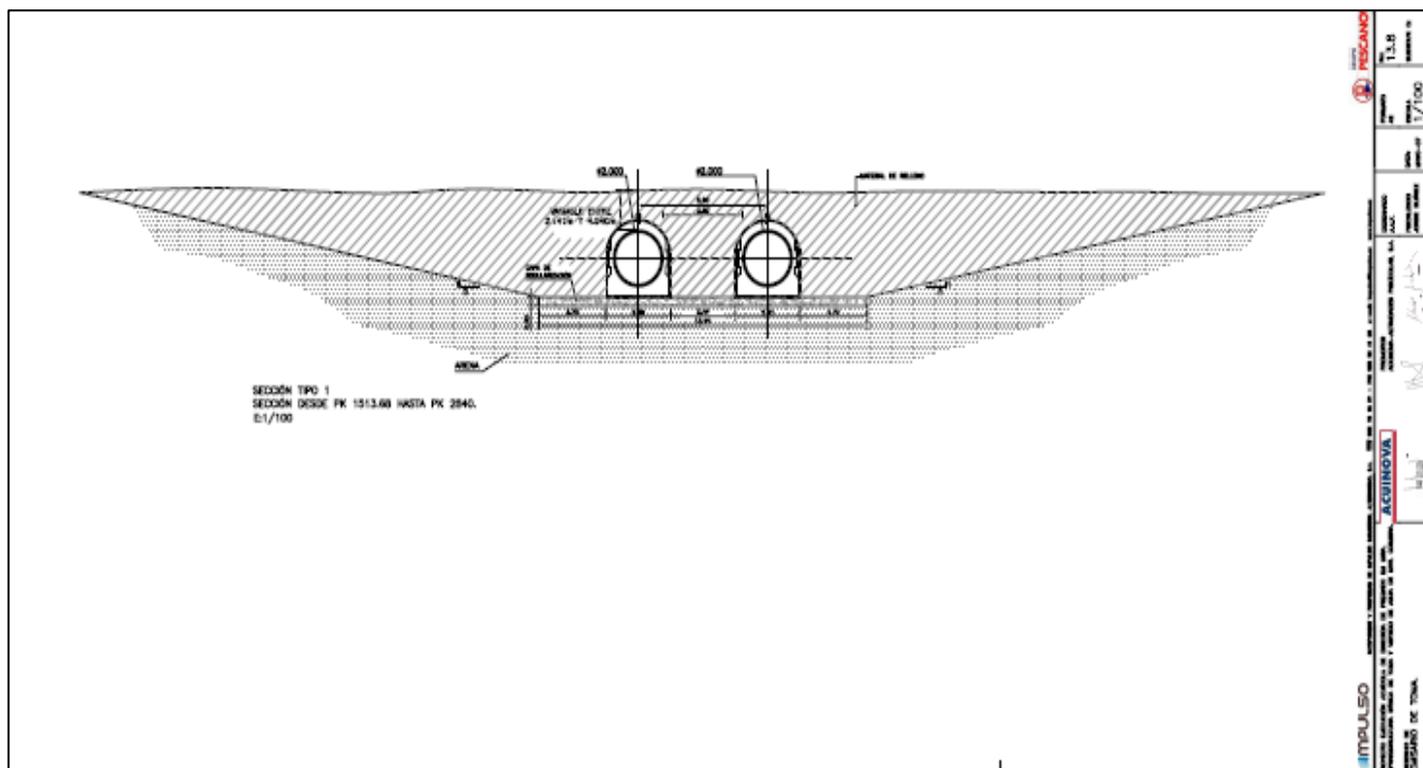


Figura 5.4 Secção tipo do emissário de captação proposta pela IMPULSO S.A

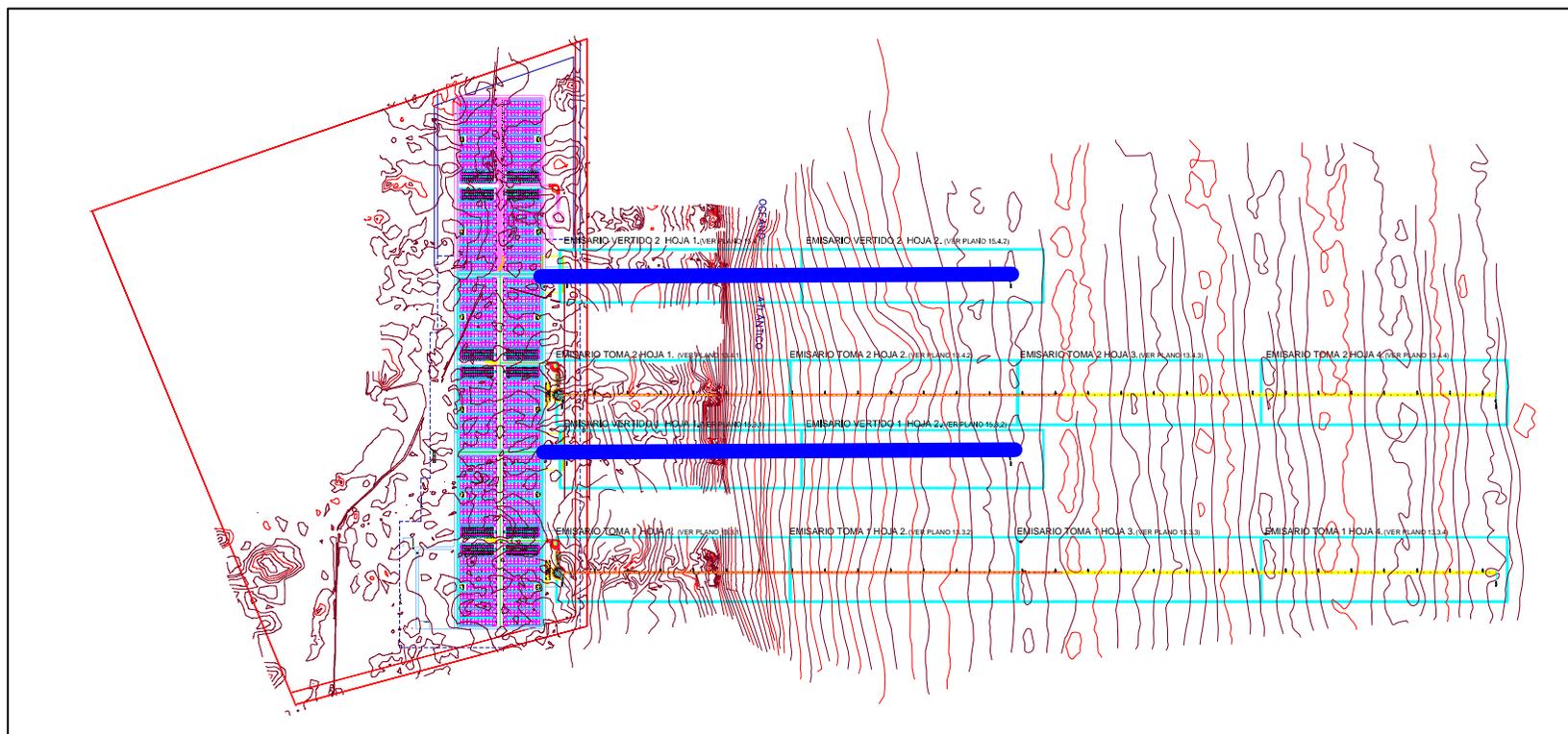


Figura 5.5 Localização dos emissários de descarga

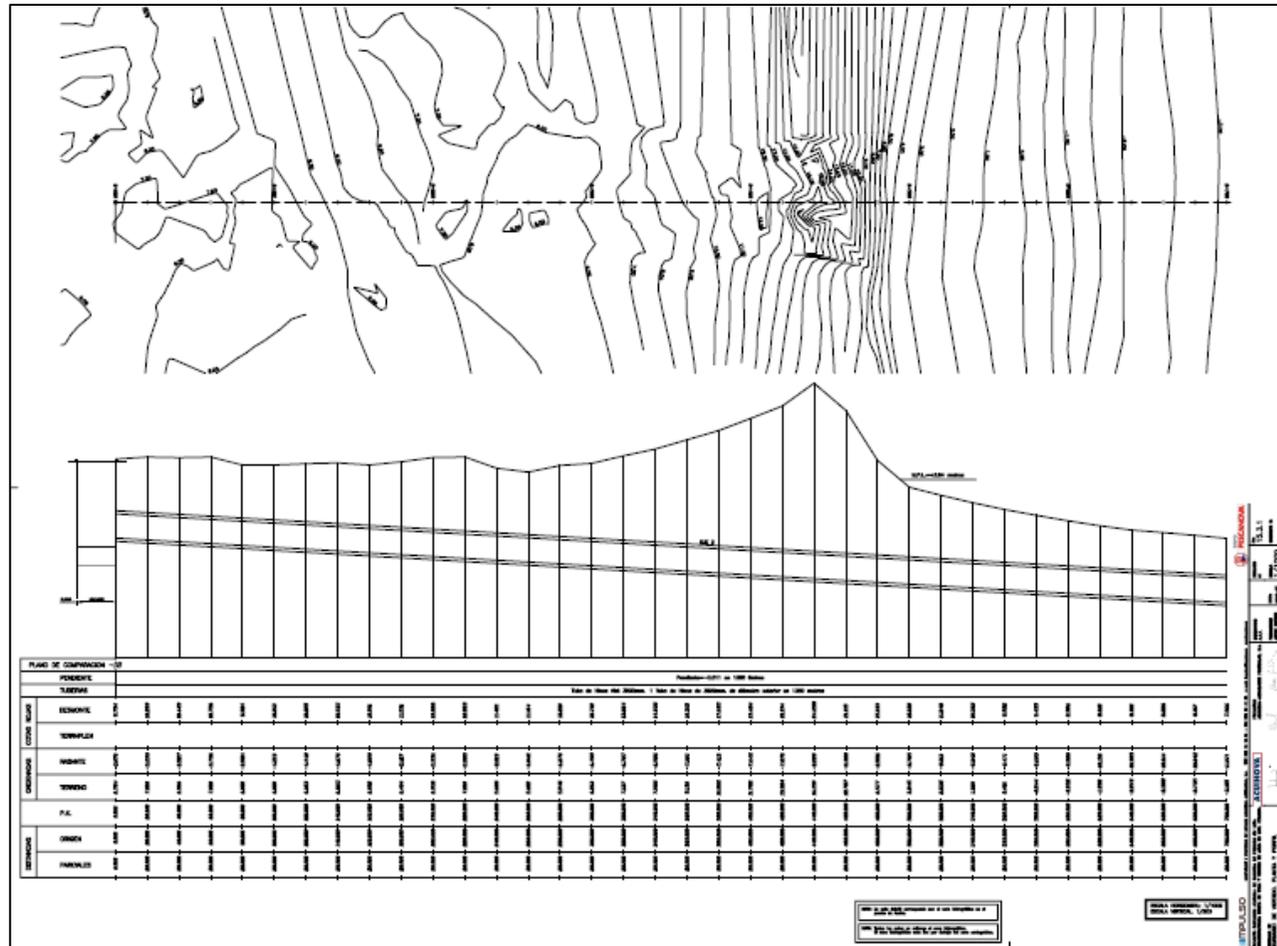


Figura 5.6 Emissário de descarga entre PK 0 e PK 700

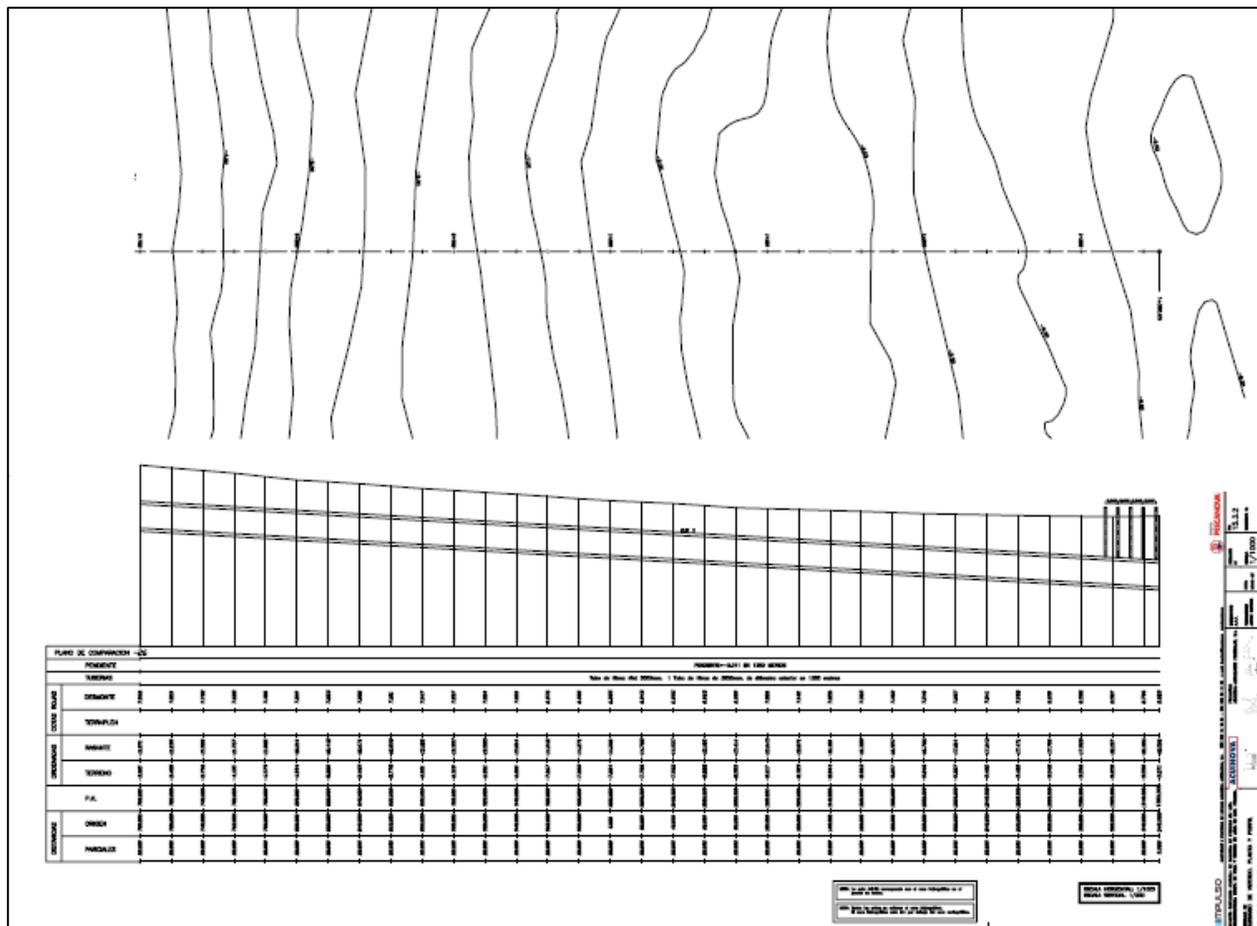


Figura 5.7 Emissário de descarga entre PK 700 e PK 1350

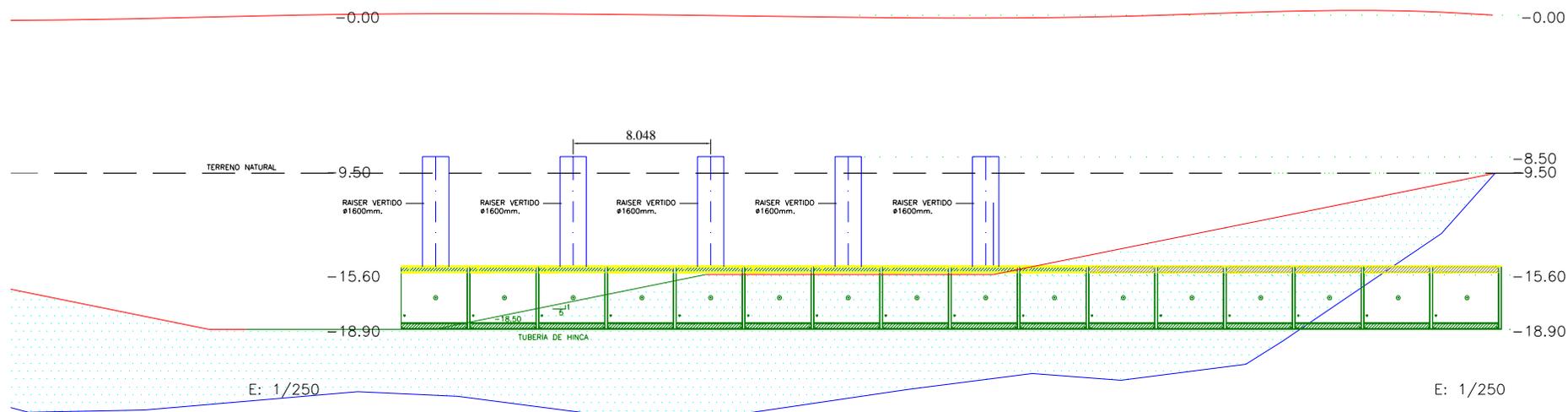


Figura 5.8 Características dos raisers do emissário de descarga

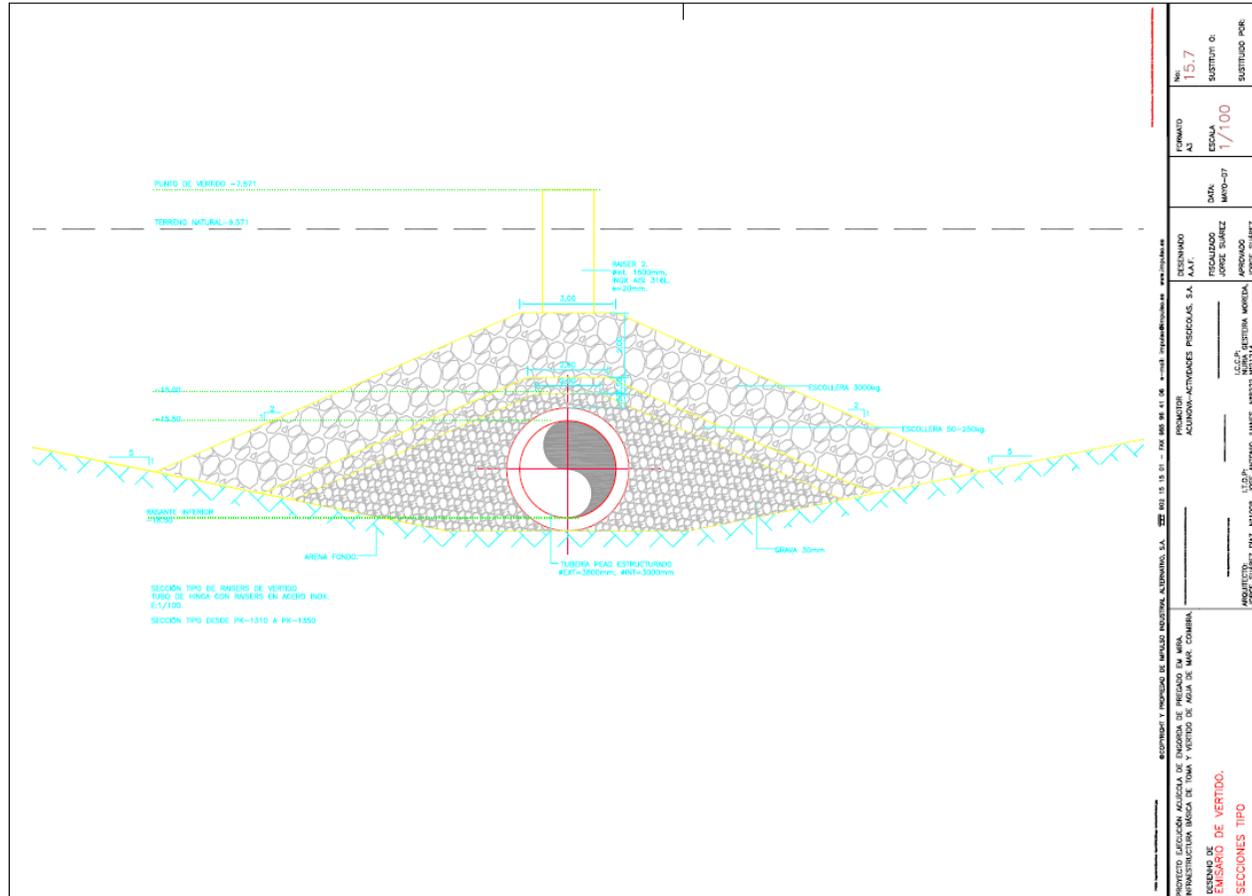


Figura 5.9 Secção tipo para o emissário de descarga



5.2 Análise do recobrimento ao longo do tubo

Neste ponto analisa-se qual o recobrimento de solo sobre cada um dos emissários propostos no Projecto Básico. Para isso determinou-se ao longo do tubo a diferença de cota entre a superfície do terreno e a geratriz superior exterior da conduta do emissário.

Emissário de captação

Os recobrimentos do emissário de captação de água são os que se apresentam na tabela 5.1.

P.K	Terreno	Conduta	Recobrimento
0.00	6.58	-4.70	11.28
4.19	6.51	-4.73	11.24
11.63	6.35	-4.77	11.12
51.77	6.41	-5.02	11.43
104.35	6.00	-5.35	11.35
157.87	5.56	-5.68	11.24
200.53	6.00	-5.94	11.94
251.49	5.66	-6.26	11.92
302.03	5.98	-6.57	12.55
350.65	7.77	-6.87	14.65
401.02	9.04	-7.19	16.23
448.14	10.00	-7.48	17.48
502.85	14.00	-7.82	21.82
552.65	7.20	-8.13	15.32
596.74	3.56	-8.40	11.96
650.51	1.00	-8.73	9.73
701.20	-1.63	-9.05	7.42
750.32	-2.42	-9.35	6.93
806.70	-2.92	-9.70	6.79
851.30	-3.30	-9.98	6.68
909.04	-3.06	-10.34	7.27
957.68	-3.00	-10.64	7.64
1000.58	-4.50	-10.90	6.40
1101.13	-7.50	-11.53	4.03
1200.63	-8.42	-12.14	3.72
1300.30	-8.50	-12.76	4.26
1403.29	-9.38	-13.40	4.02
1500.00	-9.72	-13.95	4.23
1600.23	-10.00	-14.05	4.05
1810.32	-10.47	-14.26	3.79
2000.16	-10.71	-14.45	3.74
2207.94	-11.50	-14.65	3.15
2400.01	-12.00	-14.85	2.85
2840.58	-13.50	-15.29	1.79

Tabla 5.1 Recobrimento do emissário de captação

Como se pode observar na tabela 5.1 os recobrimentos menores observam-se no final do emissário, onde existe um recobrimento com aproximadamente 1.79m relativamente à geratriz superior exterior da conduta. O recobrimento é, aproximadamente, superior a 3.5 m até ao PK 2050.



CAPÍTULO 6

ANÁLISE DO PLANO DE OBRA EM FUNÇÃO DO CLIMA MARÍTIMO



6 ANÁLISE DO PLANO DE OBRA EM FUNÇÃO DO CLIMA MARÍTIMO

No presente capítulo, pretende-se analisar a viabilidade das actividades previstas para a construção do emissário de Mira nas datas indicadas no plano de obra, em função do clima marítimo, previsto com base nos dados de ondulação do SIMAR 44 (Veja-se Capítulo 3).

6.1 Plano de obra previsto

O plano de obra do projecto de construção do emissário de Mira, utilizado para a realização desta análise, foi facultado pela IMPULSO S.A em Junho de 2007 e as actividades principais descritas nesse plano de obra reúnem-se na seguinte tabela (Veja-se Tabela 6.1).

OPERAÇÃO	nº dias	Data início	Data fim
Emissário de captação 1	231	11/10/2007	28/08/2008
Extracção de máquina	5	16/05/2008	22/05/2008
Forquilha	10	23/05/2008	05/06/2008
Dragagem da vala	20	09/05/2008	05/06/2008
Afundamento de tubagem em polietileno	40	06/06/2008	31/07/2008
Raiser de captação	20	01/08/2008	28/08/2008
Emissário de descarga 1	173	04/01/2008	02/09/2008
Extracção de máquina	5	06/08/2008	12/08/2008
Raiser de descarga	20	06/08/2008	02/09/2008
Emissário de captação 2	198	31/03/2008	31/12/2008
Extracção de máquina	5	11/12/2008	17/12/2008
Forquilha	10	18/12/2008	31/12/2008
Dragagem da vala	20	06/06/2008	03/07/2008
Afundamento de tubagem em polietileno	30	04/07/2008	14/08/2008
Raiser de captação	20	15/08/2008	11/09/2008

Tabla 6.1 Actividades principais previstas para a construção do emissário de Mira que se reúnem no plano de obra (IMPULSO S.A.)

Nesta mesma tabela também se apresentam os valores máximos de altura de onda que permitem a realização de cada uma das actividades e que foram propostos numa reunião que teve lugar a 10 de Maio de 2007 entre o representante da IMPULSO S.A., membros do Grupo de Emissários Submarinos (GESHA) e do Grupo de Engenharia Oceanográfica e de Costas (GIOC).



6.2 Análise do clima marítimo nas imediações do emissário

A partir dos dados de ondulação nas imediações dos emissários, obtidos no Capítulo 3, é possível determinar o número de dias por mês que a ondulação incidente não ultrapassa um determinado umbral da altura de onda e quantos dias consecutivos a ondulação ultrapassa esse umbral (durações de não excedência).

Nas figuras 6.1-6.4 mostram-se as funções de probabilidade de não excedência de um determinado umbral de altura de onda. Estes gráficos permitem determinar quantos dias por ano (Figura 6.1) ou por mês (Figuras 6.2-6.4) a altura da onda, na zona de estudo, não supera um determinado valor. Como exemplo pode-se referir que o número de dias ao ano que a ondulação incidente não supera os dois metros de altura de onda é da ordem dos 226 dias (Veja-se Figura 6.1).

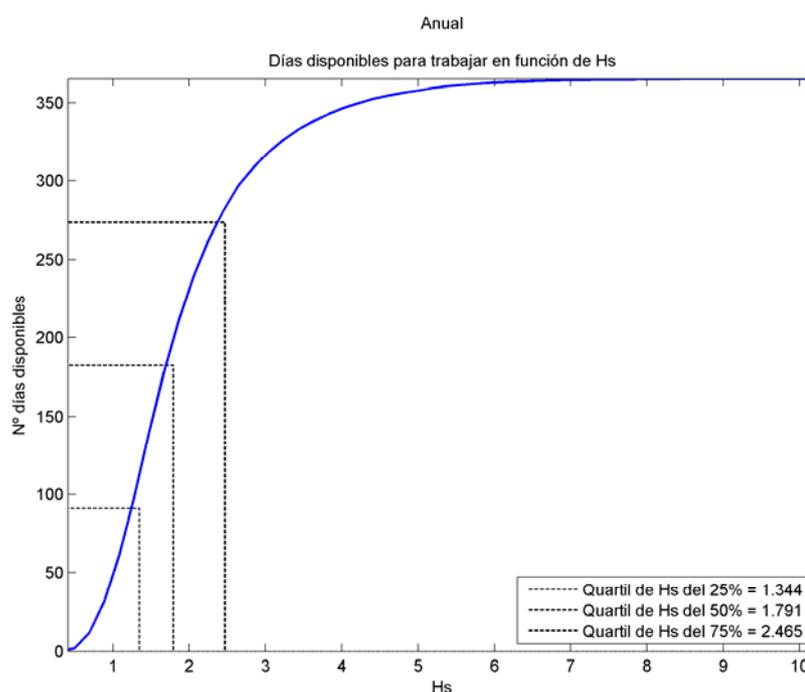


Figura 6.1 Probabilidade de não excedência da altura de onda anual expressa em dias

Nas figuras 6.5-6.8 mostram-se as durações de não excedência ao ano e por meses de um determinado umbral de altura de onda. Estes gráficos permitem-nos determinar quantos dias consecutivos por ano ou por mês a ondulação na zona em estudo não supera um determinado umbral e, portanto, com esta informação é possível estimar qual é a data mais indicada para se realizar uma determinada actividade do plano de obra, em função da altura de onda máxima que a maquinaria a utilizar possa suportar e do número de dias consecutivos necessários para realizar essa operação.

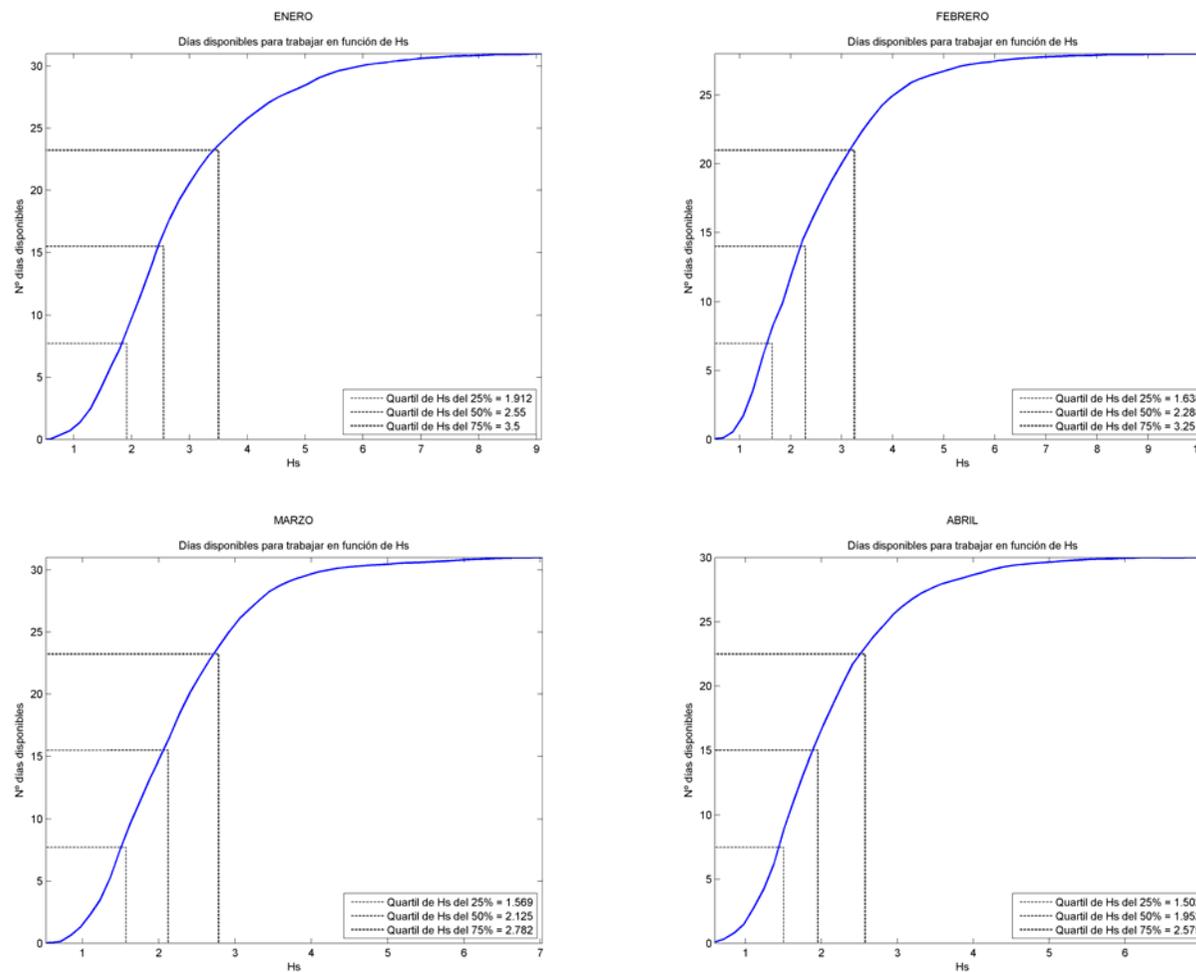


Figura 6.2 Probabilidade de não excedência de altura de onda por meses expressa em dias (Janeiro-Abril)

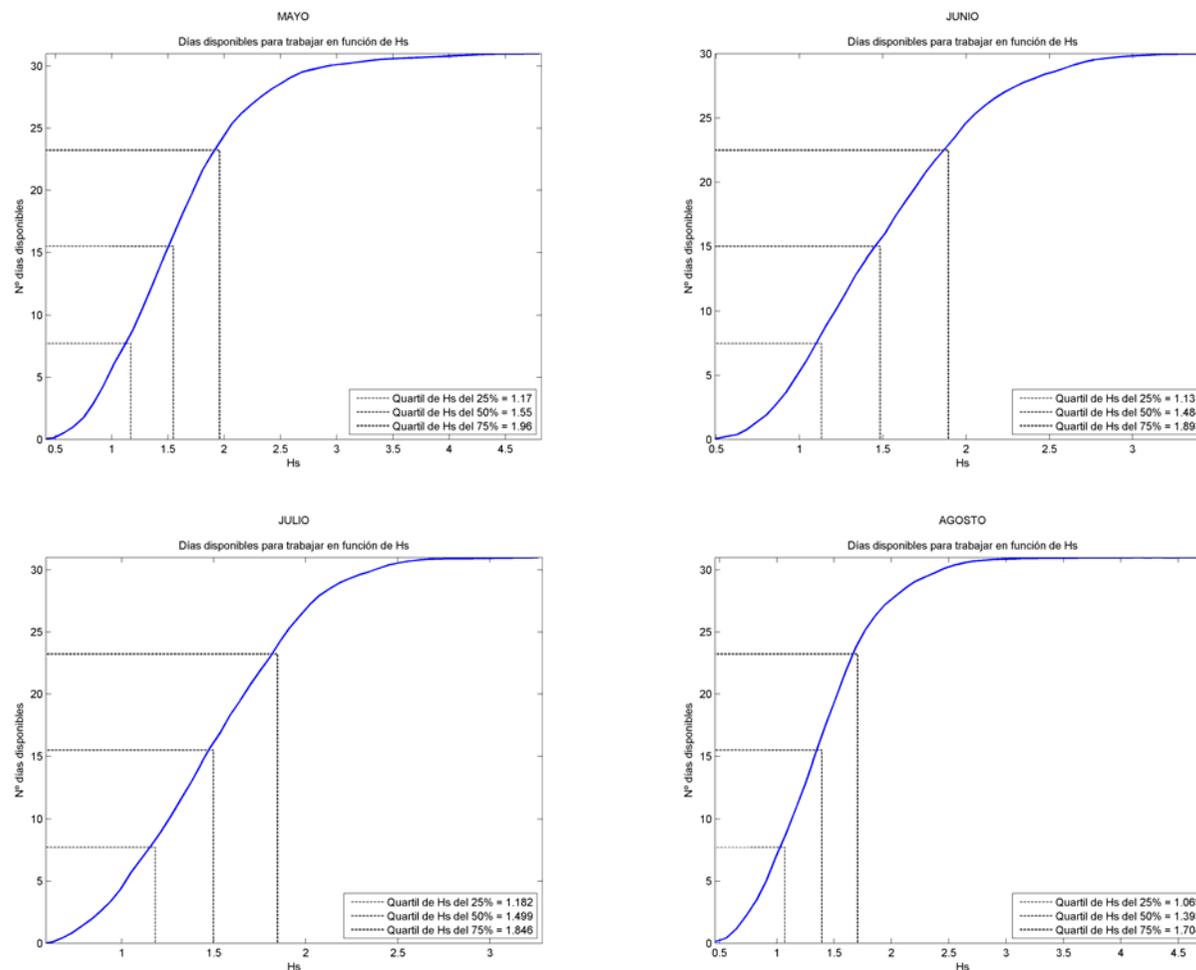


Figura 6.3 Probabilidade de não excedência de altura de onda por meses expressa em dias (Maio-Agosto)

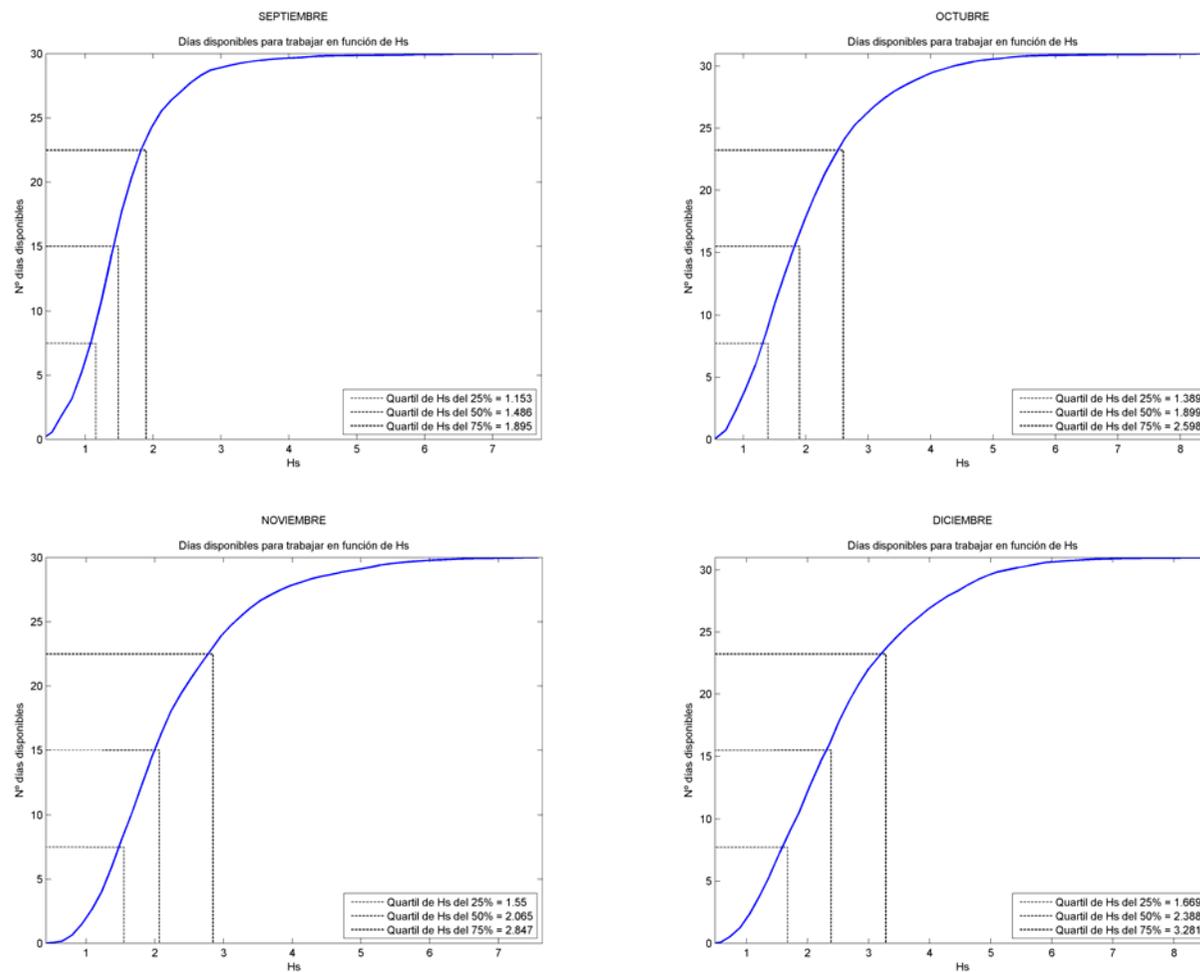


Figura 6.4 Probabilidade de não excedência de altura de onda por meses expressa em dias (Setembro-Dezembro)

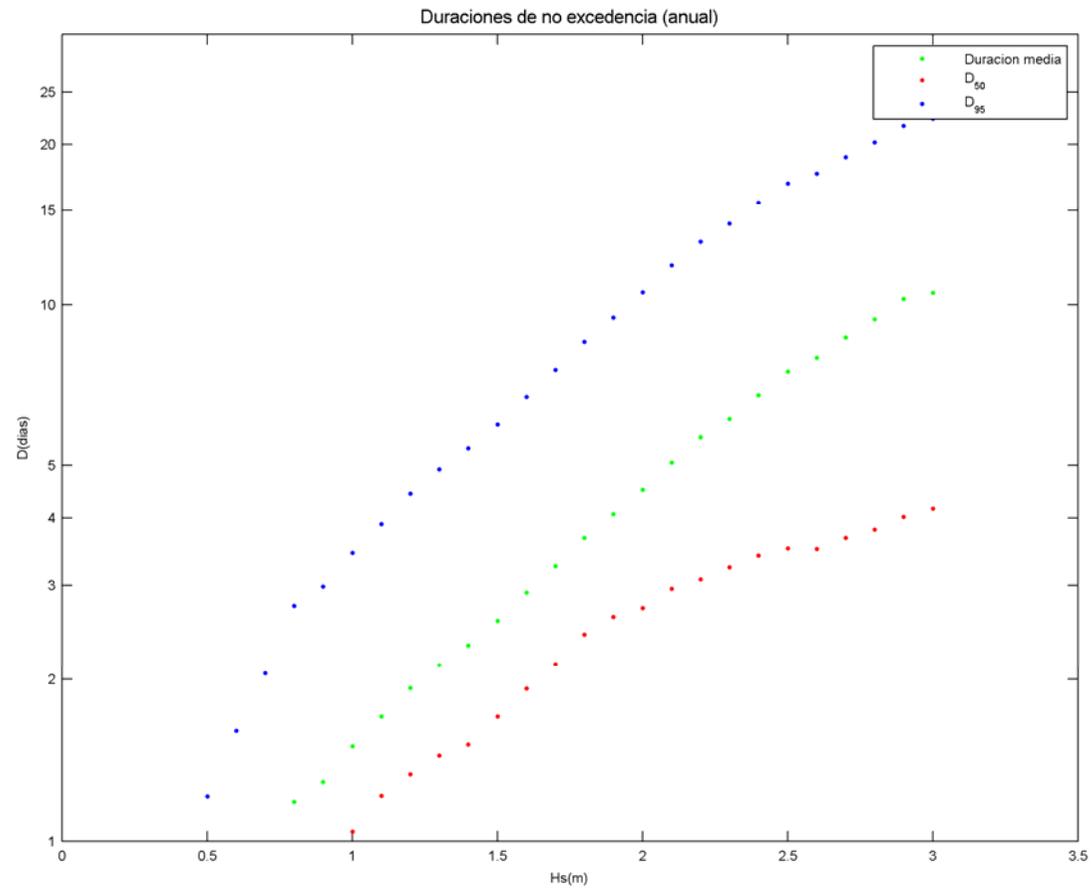


Figura 6.5 Duração da não excedência anual da altura de onda

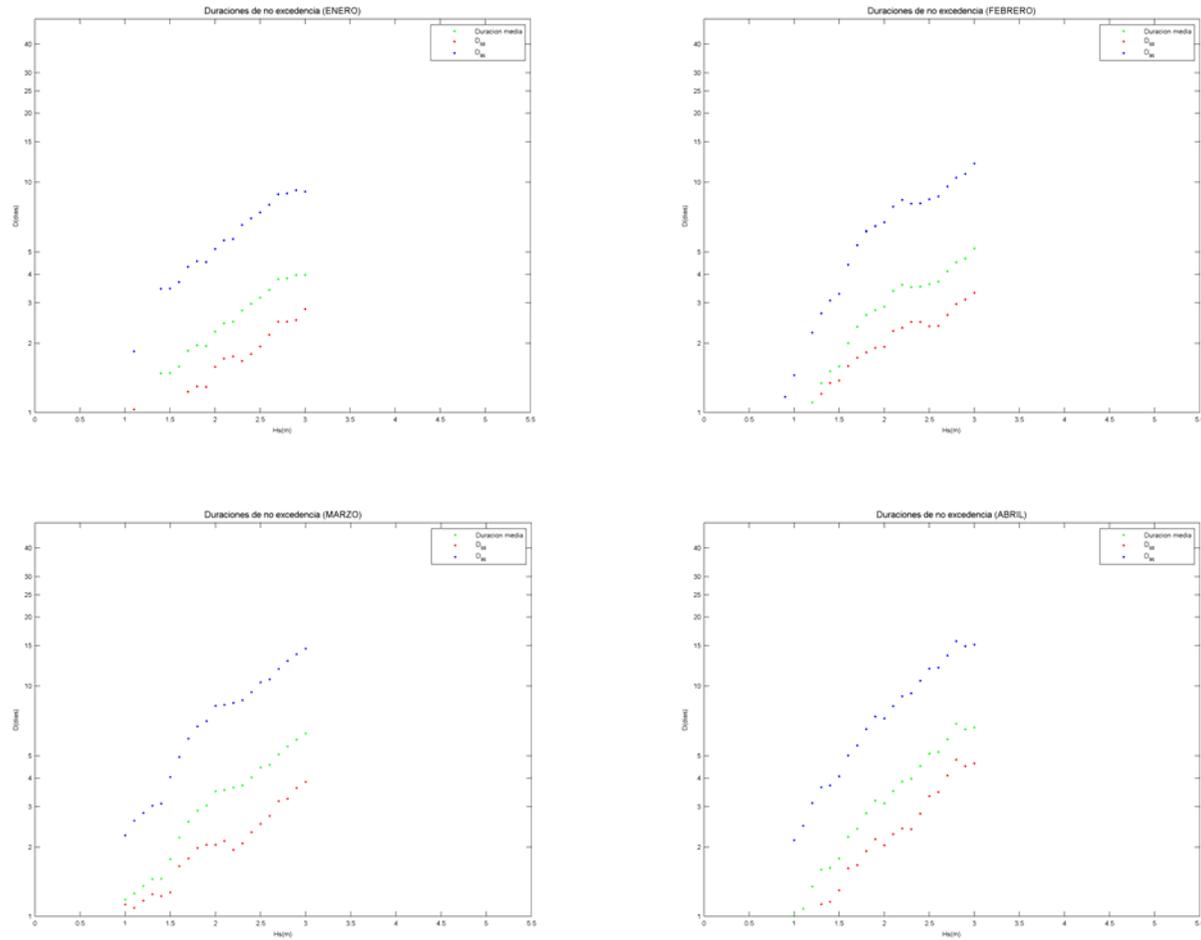


Figura 6.6 Durações da não excedência de altura de onda por meses (Janeiro-Abril)

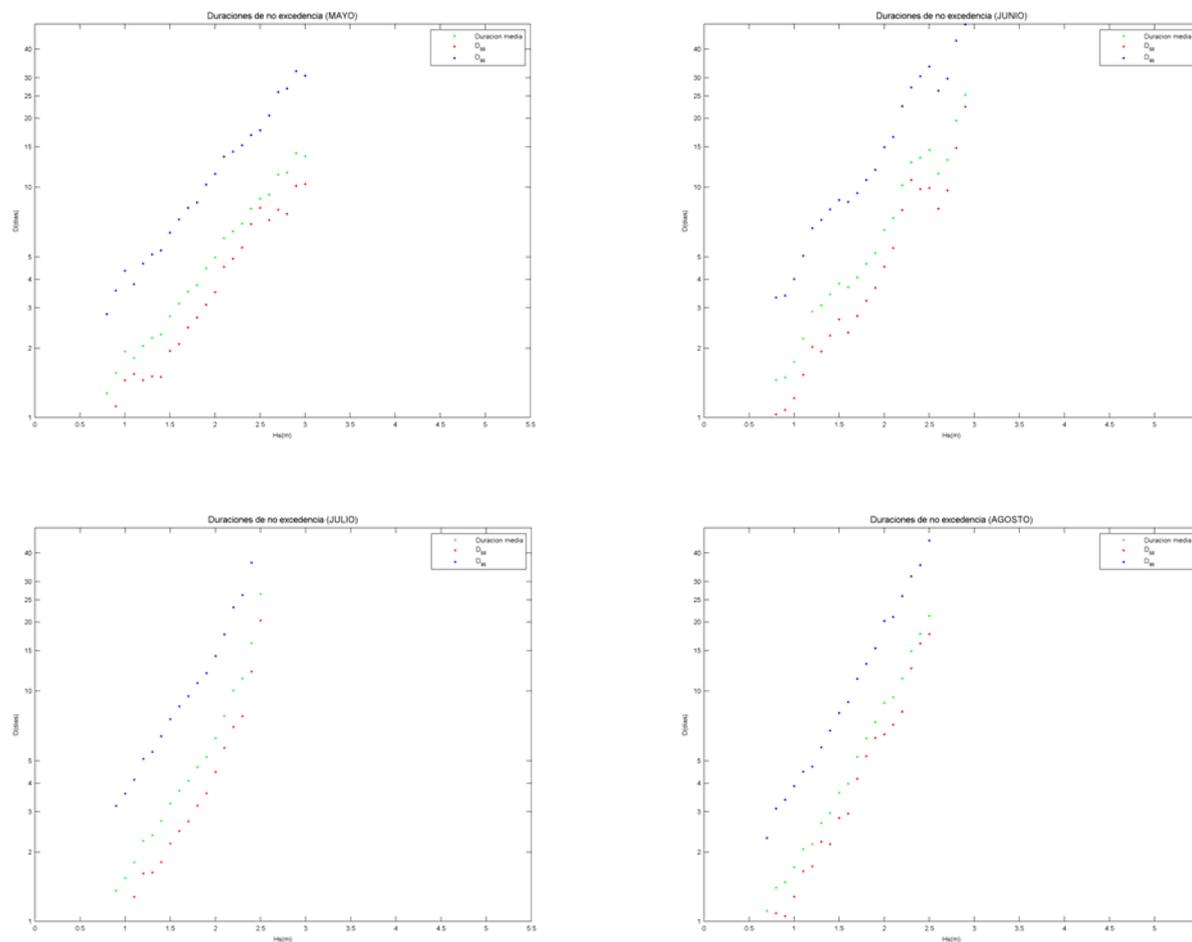


Figura 6.7 Durações da não excedência da altura de onda por meses (Maio-Agosto)

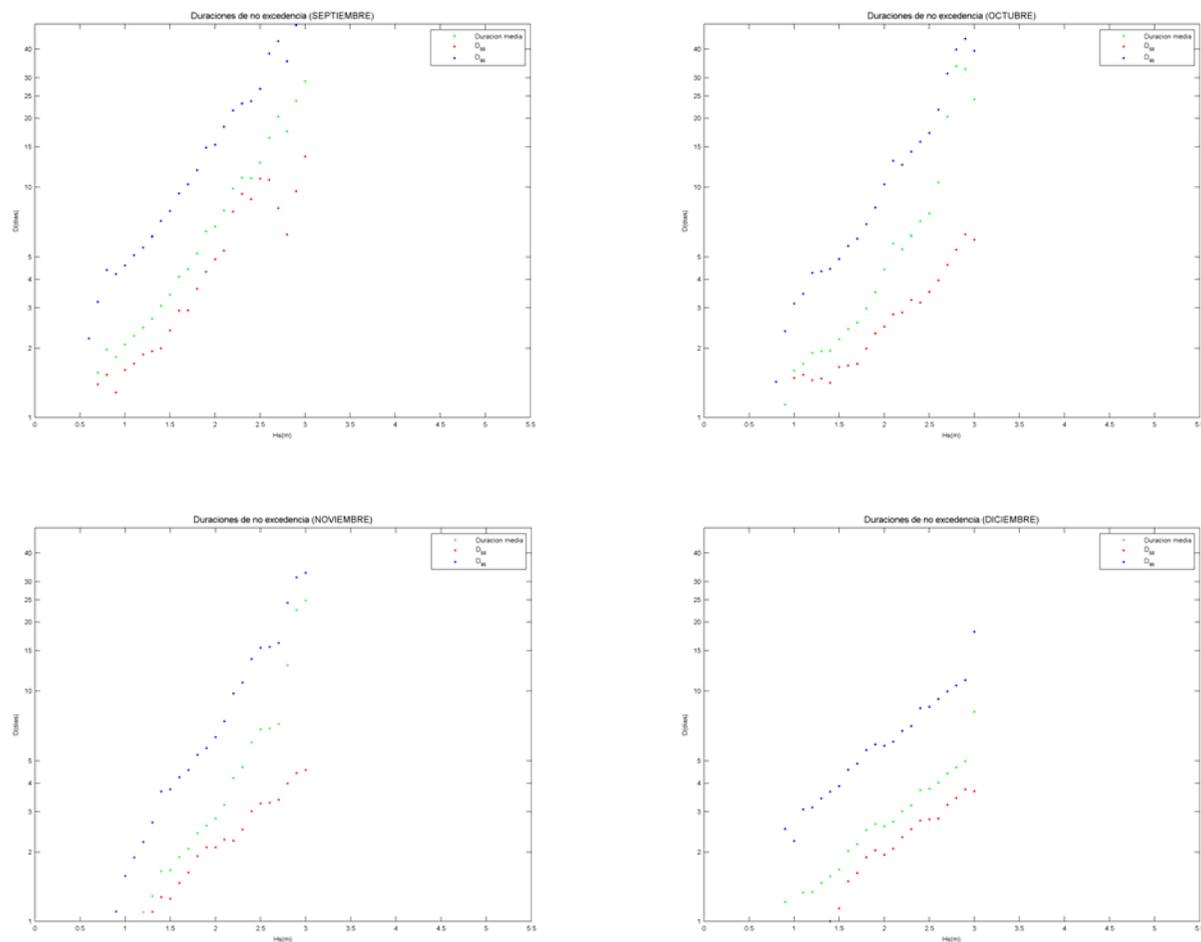


Figura 6.8 Durações de não excedência da altura de onda por meses (Setembro-Dezembro)



Para cada valor da altura de onda, é possível construir uma função de distribuição de durações de excedência, mas dado que o número de gráficos resultantes seria elevado e que não é necessário conhecer tais funções, já que o que realmente interessa é conhecer determinados percentis dessas funções. Desta forma, optou-se por representar num mesmo gráfico todos os umbrais de altura de onda e, para cada um desses umbrais, mostrar os valores estimados de duração de excedência associada aos percentis dos 50 e 95 % e a duração de não excedência média (Vejam-se Figuras 6.5-6.8).

A seguir, na tabela 6.2, apresentam-se os valores médios obtidos na análise estatística de não excedências e de durações de não excedências e cujos resultados se apresentam nas figuras 6.1-6.8.

Hs_Umbral	Valores médios	JANEIRO	FEVEREIRO	MARÇO	ABRIL	MAIO	JUNHO	JULHO	AGOSTO	SETEMBRO	OUTUBRO	NOVEMBRO	DEZEMBRO	ANUAL
0.5 m	Nº Dias/mês	0	0	0	0	0.2	0	0	0.2	0.6	0.2	0	0	5
	Nº Dias consecutivos/mês	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1 m	Nº Dias/mês	0.85	1.34	1.5	1.7	5.5	5.4	4.6	7.2	6.3	3.7	2	1.9	49
	Nº Dias consecutivos/mês	0	0	1.2	0	1.9	1.7	1.5	1.7	2	1.6	0	1.3	1.5
1.5 m	Nº Dias/mês	4.5	6.3	7.3	8.8	15.1	15.6	16.1	19.5	16.5	11	7.5	6.6	139
	Nº Dias consecutivos/mês	1.5	1.6	1.8	1.8	2.8	3.8	3.2	3.6	3.4	2.2	1.7	1.6	2.6
2 m	Nº Dias/mês	9.5	11.5	14	16.7	24.3	24.6	27	27.8	24.3	18.3	15	11.9	226
	Nº Dias consecutivos/mês	2.2	2.9	3.5	3.2	5	6.5	6.1	8.9	6.6	4.5	2.8	2.6	4.5
2.5 m	Nº Dias/mês	15.5	16	20.4	22.3	28.3	28.5	30.9	30.4	27.9	23.5	20.4	17.3	277
	Nº Dias consecutivos/mês	3.2	3.6	4.5	5	8.9	14.4	25.9	20.9	12.6	7.6	6.6	3.8	7.5

Tabla 6.2 Durações médias estimadas em função de um determinado umbral de altura de onda de dimensionamento por meses



6.3 Plano de obra vs. Clima marítimo

Na tabela 6.3 apresenta-se uma análise comparativa entre as actividades a realizar durante a fase construtiva do emissário de Mira, os umbrais de altura de onda que a maquinaria é capaz de suportar e o número de dias ou duração de não excedências associados a esses umbrais, em função do período no qual estão previstas cada uma dessas actividades.

OPERAÇÃO	Nº dias	Data prevista início	Data prevista fim	Hs_Umbral (m)	Nº de dias abaixo do umbral	Nº de dias consecutivos abaixo do umbral
Emissário captação 1						
Extracção de máquina	5	16/05/2008	22/05/2008	1.5	15.1	2.8
Forquilha	10	23/05/2008	05/06/2008	1	10.9	1.7
Dragagem da vala	20	09/05/2008	05/06/2008	2	48.9	5
				2.5	56.8	8.9
Afundamento de tubagem em polietileno	40	06/06/2008	31/07/2008	0.5	0	0
				1	10	1.5
Raiser de captação	20	01/08/2008	28/08/2008	0.5	0.2	0
				1	7.2	1.7
Emissário de descarga 1						
Extracção de máquina	5	06/08/2008	12/08/2008	1.5	19.5	3.6
Raiser de descarga	20	06/08/2008	02/09/2008	0.5	0.8	0
				1	13.5	1.7
Emissário captação 2						
Extracção de máquina	5	11/12/2008	17/12/2008	1.5	6.6	1.6
Forquilha	10	18/12/2008	31/12/2008	1	1.9	1.3
Dragagem de vala	20	06/06/2008	03/07/2008	2	51.6	6.1
				2.5	59.4	14.4
Afundamento de tubagem em polietileno	30	04/07/2008	14/08/2008	0.5	0.2	0
				1	11.8	1.5
Raiser de captação	20	15/08/2008	11/09/2008	0.5	0.8	0
				1	13.5	1.7

Tabla 6.3 Comparação entre o plano de obra e os dados do clima marítimo

Na realização da tabela 6.3 foram tidos em conta os resultados obtidos na tabela 6.2. O número de dias consecutivos abaixo do umbral para cada actividade programada, foi determinado a partir da duração média da não excedência mínima no período que está previsto o desenvolvimento dessa actividade. Para a determinação do número de dias abaixo do umbral, considerou-se o número total de dias que a ondulação incidente não excede o umbral, associado a cada actividade e no período que está prevista a realização dessa actividade.



Durante a construção do primeiro emissário de captação, estima-se que se dispõe de frentes de trabalho com quase três dias para a recuperação da maquinaria no período previsto no plano de obra. Para a colocação da peça forquilha é possível encontrar frentes de trabalho com, no mínimo, 1.7 dias entre Maio e Junho. Quanto à dragagem, entre os meses de Maio e Junho, é possível encontrar pelo menos 5 dias consecutivos nos quais se possa trabalhar. Para o afundamento do tubo é necessário dispor de pelo menos três frentes de trabalho com cerca de 2 a 3 dias de duração; no entanto se a maquinaria não for capaz de trabalhar com alturas de onda superiores a 0.5 m, segundo os dados de ondulação analisados, é pouco provável que se possa levar a cabo esta actividade em algum momento ao longo de todo o ano. Quanto à colocação do raiser de captação pode-se dizer que é pouco provável encontrar frentes de trabalho caso a maquinaria não seja capaz de suportar alturas de onda superiores a 0.5 m.

Quanto ao primeiro emissário de descarga cabe dizer que, no período proposto no plano de obra para retirar a maquinaria, podem-se encontrar frentes de trabalho com 3-4 dias de duração; no entanto, segundo estudos realizados, o clima marítimo não facilita a colocação dos raisers se não se utilizarem equipas que possam trabalhar com alturas de onda superiores a 0.5 m.

O período seleccionado para a construção do segundo emissário de captação permite dispor de frentes de trabalho para a dragagem, de maior duração do que as obtidas para o primeiro. O maior problema, como no caso anterior, é o afundamento do tubo que exige uma altura de onda de 0.5 m e, portanto, é pouco provável encontrar pelo menos um dia para realizar essa actividade. Durante o mês de Setembro é mais provável encontrar um momento no qual a altura de onda não exceda os 0.5 m. Quanto à colocação da forquilha é preciso referir que, no período previsto, dispõe-se de frentes de trabalho com 1.3 dias consecutivos para realizar a operação.

6.4 Conclusões

Da análise dos resultados obtidos (Tabelas 6.2 e 6.3) podem-se obter as seguintes conclusões:

- As únicas actividades que dispõem de amplas frentes de trabalho são as operações de dragagem, durante as quais, no período previsto para sua execução, a empresa construtora dispõe de pelo menos uma semana para trabalhar de forma contínua, segundo os cálculos estimados. No caso de empregar outro tipo de draga de sucção, a maquinaria é capaz de trabalhar com alturas de onda até 2.5 m, aumentando de forma considerável a duração das frentes de trabalho e a probabilidade de que a ondulação não exceda o umbral.



- As actividades mais críticas na fase construtiva do emissário são as operações de afundamento e colocação de raisers. Observou-se que, considerando um umbral de altura de onda com 0.5 m, é pouco provável encontrar um dia no qual se possam realizar estas operações, quando muito podem-se encontrar algumas horas por mês nas quais se possa trabalhar. Por este motivo também se analisou um umbral de altura de onda com 1 m, ao considerar que talvez com outro método construtivo ou maquinaria é possível suportar ondulações com estas características.

A seguir são propostas uma série de recomendações para cada uma das fases construtivas do emissário:

- Os meses mais adequados para a recuperação da maquinaria são Junho, Julho, Agosto e Setembro onde se podem encontrar frentes de trabalho com cerca de 3 a 4 dias.
- A fase de dragagem não apresenta nenhuma condicionante decisiva na construção do emissário, dado que as durações médias estimadas são da ordem de uma semana. Dependendo da draga seleccionada, como se comentou anteriormente, é possível aumentar a duração de não excedência para quase o dobro. A melhor época para dragar é durante os meses de verão.
- Os meses mais adequados para a realização do afundamento do primeiro emissário são Junho, Agosto e Setembro e para o segundo talvez se possa adiantar um mês à data de início ou atrasar um mês à data de finalização para aumentar a probabilidade de encontrar frentes de trabalho com uma duração média superior a 1.5 dias.
- A data seleccionada para a colocação da peça forquilha do primeiro emissário é bastante acertada; no entanto, possivelmente na segunda data, o mais adequado seja mudá-la, dado que durante o mês de Dezembro é pouco provável encontrar frentes de trabalho com mais de 1.3 dias consecutivos nos quais se possa trabalhar. Neste caso propõe-se adiantar as operações para Agosto ou Setembro ou pelo menos para Outubro, onde a probabilidade de encontrar frentes de trabalho com um dia e meio de duração por período médio é maior.



CAPÍTULO 7

IMPACTO DAS OBRAS NA DINÂMICA LITORAL



7 IMPACTO DAS OBRAS NA DINÂMICA LITORAL

No presente Capítulo são mencionados os impactos que as obras propostas possam ter nas praias adjacentes à zona de estudo.

7.1 Influência no clima marítimo

Nas obras dos emissários de captação apenas pode existir alguma alteração na geometria existente, dado que o emissário se encontra sempre enterrado abaixo do terreno natural, salvo na zona de difusores onde estão situados a uma cota -11.5, dois metros acima do terreno natural (12.2 m medidos desde a baixa-mar em Aveiro); no entanto, esta instalação não afecta a dinâmica global da praia de Mira dado que os difusores se encontram a grande profundidade, fora do perfil activo, dado que a profundidade de fecho é cerca de 11.65 m (referida à baixa-mar), como se referiu no Capítulo 4 do presente documento.

No caso do emissário de descarga, este encontra-se enterrado por debaixo do terreno natural, no entanto os efluentes descarregam à cota -8.5, um metro acima da cota do terreno natural (segundo o último desenho facultado pela IMPULSO S.A. em Junho de 2007), o que altera a batimetria natural. Esta alteração provoca modificações na dinâmica, não obstante, dada a sua dimensão perpendicular à ondulação, muito inferior a $L/4$, o seu impacto é desprezável.

Com o propósito de justificar esta última análise foram simulados uma série de casos supondo dois palcos: situação actual e situação futura com raisers. Dada a dimensão do raiser e o que este sobressai do terreno, as ondulações que mais sentirão a presença do raiser serão as de curto período, por isso os casos simulados para estudar a influência dos raisers sobre o clima marítimo terem um período de 4 segundos.

Na Tabela 7.1 apresentam-se os coeficientes de propagação da ondulação nas proximidades do último raiser de cada emissário (Pontos P3 e P4 na Figura 3.29), tanto na situação actual como na futura com os emissários.

Como se pode apreciar na Tabela 7.1, a construção dos emissários de descarga afecta a propagação da ondulação, ainda que a variação experimentada pelo coeficiente de propagação seja inferior a 3 %. Em geral à medida que a direcção de propagação da ondulação se separa da normal da batimetria, a variação do coeficiente de propagação aumenta e as variações experimentadas durante a baixa-mar são maiores do que no caso de preia-mar, o que faz sentido visto que durante a preia-mar o calado é maior e portanto sente-se menos a presença dos raisers.



Dir	H	T	Maré	Sem Raiser				Com Raiser				Aumento Kp (%)	
				Kp_P3	Dir_P3	Kp_P4	Dir_P4	Kp_P3	Dir_P3	Kp_P4	Dir_P4	Kp_P3	Kp_P4
N	1	4	0	0.74	NNW	0.74	NNW	0.73	NNW	0.74	NNW	-0.52	-0.48
NNW	1	4	0	0.84	NW	0.85	NW	0.84	NW	0.86	NW	-0.46	0.08
NW	1	4	0	0.90	NW	0.92	NW	0.90	NW	0.92	NW	-0.37	0.50
WNW	1	4	0	0.93	WNW	0.94	WNW	0.93	WNW	0.95	WNW	-0.15	0.74
W	1	4	0	0.93	W	0.94	W	0.93	W	0.95	W	0.09	0.73
WSW	1	4	0	0.91	WSW	0.92	WSW	0.91	WSW	0.92	WSW	0.13	0.48
SW	1	4	0	0.85	SW	0.86	SW	0.86	WSW	0.88	WSW	2.04	2.13
SSW	1	4	0	0.75	SW	0.77	SW	0.75	SW	0.78	SW	0.76	0.94
S	1	4	0	0.61	SW	0.64	SSW	0.61	SW	0.63	SSW	-0.75	-0.06
N	1	4	4.3	0.82	NNW	0.82	NNW	0.82	NNW	0.82	NNW	-0.18	-0.02
NNW	1	4	4.3	0.92	NNW	0.91	NNW	0.92	NNW	0.92	NNW	0.33	0.60
NW	1	4	4.3	0.96	NW	0.96	NW	0.96	NW	0.96	NW	-0.18	0.17
WNW	1	4	4.3	0.97	WNW	0.97	WNW	0.96	WNW	0.97	WNW	-0.14	0.24
W	1	4	4.3	0.96	W	0.97	W	0.96	W	0.97	W	-0.09	0.23
WSW	1	4	4.3	0.95	WSW	0.96	WSW	0.95	WSW	0.96	WSW	-0.08	0.15
SW	1	4	4.3	0.91	SW	0.93	SW	0.91	SW	0.93	SW	-0.11	0.06
SSW	1	4	4.3	0.83	SW	0.85	SW	0.83	SW	0.86	SW	0.73	0.86
S	1	4	4.3	0.69	SSW	0.72	SSW	0.69	SSW	0.72	SSW	-0.23	0.03

Tabla 7.1 Variação do coeficiente de propagação em cada emissário de descarga

Como exemplo apresenta-se nas figuras 7.1 e 7.2 a variação de altura de onda para uma ondulação de WNW com uma altura de onda de 1 m, período de pico de 4 seg em baixa-mar e em preia-mar respectivamente. Como se verifica na figura, as máximas variações dos coeficientes de propagação têm lugar nas proximidades dos raisers e existe uma certa influência na propagação da onda para a costa, no entanto, esta é inferior a 5 %.

Como conclusão, pode-se dizer que a construção dos raisers de descarga influencia o clima marítimo, no entanto as variações do coeficiente de propagação e direcção da ondulação são praticamente desprezáveis. Portanto, não se esperam mudanças significativas na dinâmica litoral e na estabilidade da praia.

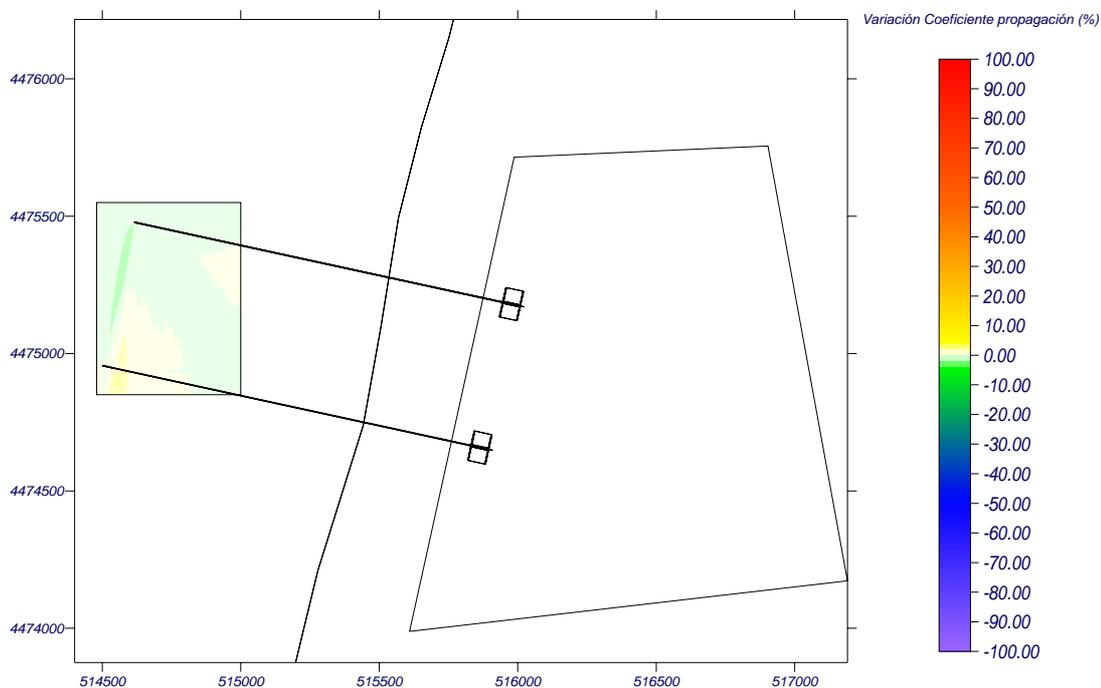


Figura 7.1 Variação do coeficiente de propagação. Ondulação de WNW. Hs=1 m. Tp=4 sg Baixa-mar

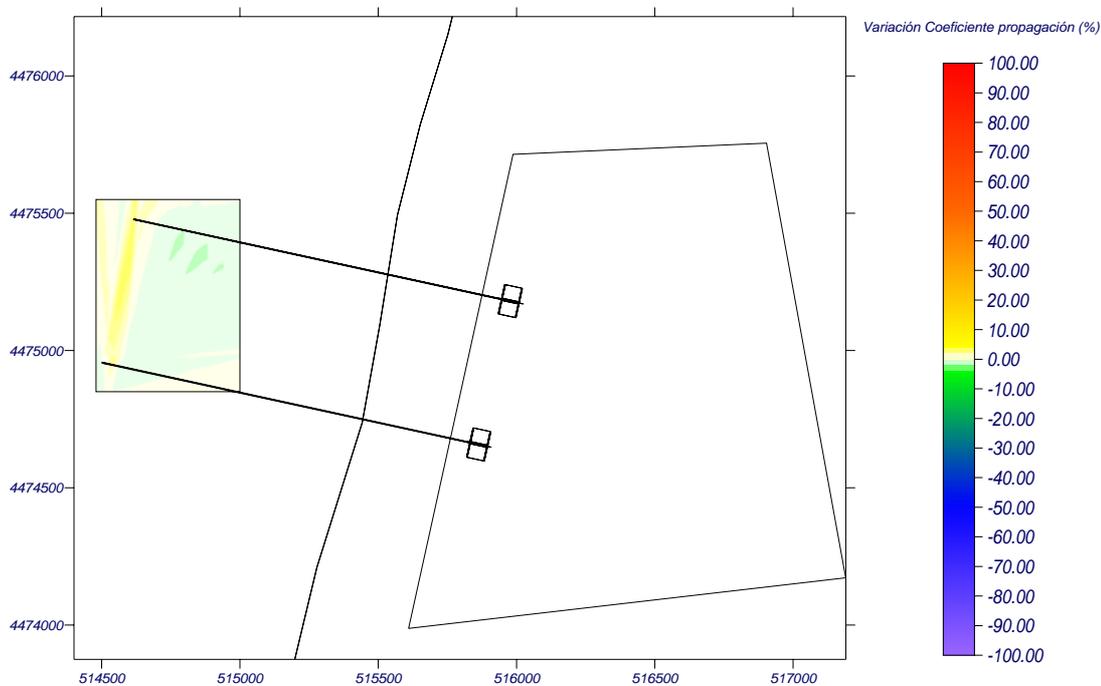


Figura 7.2 Variação do coeficiente de propagação. Ondulação de WNW. Hs=1 m. Tp=4 sg. Preia-mar



7.2 Influência nas correntes de rotura

Ao não existirem mudanças significativas pela presença do emissário na propagação da ondulação que atinge as praias da unidade fisiográfica, também não são consideráveis as mudanças no sistema de correntes associadas à rotura da ondulação, só serão produzidas alterações locais que em nenhum caso modificam o padrão de correntes global do sistema.

7.3 Influência na estabilidade das praias

Dado que as mudanças na dinâmica marinha e litoral que afectam as praias por consequência da construção do emissário são desprezáveis, a estabilidade da Praia de Mira e, portanto, o resto das praias adjacentes, tanto no que se refere à sua forma em planta como ao seu perfil de praia, será análoga à actual, não sendo previsível mudança alguma nem qualquer efeito negativo pela construção do emissário. Nesse sentido cabe salientar que o emissário se constrói enterrado até à cota -18.9 , profundidade superior à profundidade de corte do perfil.

Quanto à influência do emissário de descarga na estabilidade da praia, como já se comentou anteriormente, ainda que a presença dos raisers afecte o clima marítimo, essa influência é local e praticamente desprezável e, portanto, não se esperam mudanças na estabilidade da praia.

7.4 Impacto da dinâmica litoral ao emissário

Outro aspecto que é necessário considerar é o impacto do clima marítimo no emissário. Durante uma tempestade, como se comentou no Capítulo anterior, o perfil da praia pode chegar a sofrer uma forte erosão e, como consequência, é possível que se produza um retrocesso horizontal do perfil de equilíbrio da praia. Com o novo perfil de praia é possível que parte do traçado do emissário fique a descoberto, por este motivo, neste ponto analisa-se se o emissário proposto no Projecto Básico e cujas características principais se descreveram no Capítulo 5, pode chegar a estar afectado pelo retrocesso horizontal que experimenta o perfil de equilíbrio da praia durante a tempestade associada à vida útil do emissário.

O ponto crítico, devido a ter um menor recobrimento, encontra-se no final do emissário a cerca de 2840 m medidos desde o ponto inicial de captação. Como se observa na tabela 4.6, neste ponto é necessário um recobrimento mínimo de aproximadamente 1.5 m sobre a geratriz superior exterior do emissário para que não ocorra a descoberta do mesmo.



Comparando a cota do terreno natural com a cota da geratriz superior exterior do emissário, observa-se que no ponto crítico há um recobrimento de solo com cerca de 1.79 m. Portanto na zona de ajuste, o recobrimento do emissário é suficiente para que não se produza uma descoberta durante a tempestade associada ao período de retorno de 308 anos.

Este recobrimento irá diminuindo, como se observa na tabela 4.7, à medida que vamos a maiores profundidades, até ser mínimo no limite da profundidade de fecho (-11.65 m). Dado que o ajuste de Dean proposto não atinge essa cota, recomenda-se adicionar uma sobreesspessura de aproximadamente 0.5 m sobre os recobrimentos (Δh) da tabela 4.7 para garantir a segurança do emissário. Este facto não afecta os cálculos realizados dado que na zona do perfil activo o recobrimento existente é superior a 2.8 m.

É necessário referir que o cálculo do retrocesso horizontal do perfil de equilíbrio se realizou considerando uma duração infinita.

Em qualquer dos casos é sempre recomendável realizar uma monitorização da dinâmica da zona activa de forma simultânea com os trabalhos de inspecção e manutenção do emissário, e assim, tomar as medidas pertinentes de correcção se necessário.

7.5 Impacto da vala na dinâmica litoral

Neste ponto será descrito como influi a dragagem das valas na dinâmica litoral durante o período que permanecem abertas.

Foram simulados uma série de casos, com as mesmas malhas e características de ondulação que se utilizaram na determinação do clima marítimo (Veja-se Capítulo 3), com o fim de estimar como as valas de construção do emissário afectam a propagação da ondulação e portanto a dinâmica litoral.

Na Tabela 7.2 apresentam-se os resultados da simulação, dos casos seleccionados nos pontos de captação e descarga com a batimetria actual (sem vala) e, na Tabela 7.3, os obtidos para a batimetria durante a fase construtiva do emissário (com vala).

Analisando estas tabelas podem-se extrair as seguintes conclusões:

- De forma geral, a construção da vala não afecta significativamente a propagação das ondulações que incidem praticamente perpendicularmente à batimetria. Ainda assim, aprecia-se uma verdadeira redução dos coeficientes de propagação, salvo nas ondulações de Sul que com as obras experimentariam um aumento de altura de onda quando os períodos são pequenos.



- Dado que as ondulações mais frequentes são as procedentes do sector WNW-W, não se esperam mudanças relevantes na forma e estabilidade da praia devido à construção temporária das valas.

Sem Vala											
Dir	H	T	Maré	hs1	dir1	hs2	dir2	hs3	dir3	hs4	dir4
N	1	6	0	0.82	353.60	0.82	353.60	0.56	339.40	0.59	342.60
N	1	12	0	0.70	324.50	0.68	324.10	0.69	307.30	0.67	310.70
NNW	1	6	0	0.94	335.20	0.94	335.20	0.78	325.30	0.81	328.00
NNW	1	12	0	0.79	314.60	0.78	314.30	0.83	301.30	0.78	304.70
NW	1	6	0	0.96	313.90	0.96	313.90	0.88	308.10	0.88	310.10
NW	1	12	0	0.86	301.50	0.86	301.30	0.93	292.60	0.84	296.10
WNW	1	6	0	0.97	292.10	0.97	292.10	0.91	289.40	0.89	291.10
WNW	1	12	0	0.91	286.90	0.91	286.90	0.97	282.60	0.88	285.60
W	1	6	0	0.97	270.20	0.97	270.20	0.90	270.50	0.91	271.60
W	1	12	0	0.90	272.30	0.90	272.30	0.93	272.70	0.90	275.50
WSW	1	6	0	0.96	248.40	0.96	248.40	0.88	251.90	0.88	252.50
WSW	1	12	0	0.84	258.00	0.84	258.10	0.85	263.10	0.84	266.00
SW	1	6	0	0.94	227.20	0.94	227.20	0.80	234.70	0.80	234.70
SW	1	12	0	0.73	246.20	0.73	246.20	0.72	256.00	0.70	258.00
SSW	1	6	0	0.75	210.20	0.74	210.10	0.54	221.20	0.54	221.00
SSW	1	12	0	0.54	238.00	0.55	238.20	0.51	251.40	0.50	252.90
S	1	6	0	0.25	201.60	0.25	201.50	0.14	218.00	0.14	217.80
N	1	6	4.3	0.87	355.80	0.88	355.70	0.66	347.30	0.69	348.80
N	1	12	4.3	0.71	329.30	0.69	328.90	0.66	315.00	0.66	317.40
NNW	1	6	4.3	0.97	336.30	0.97	336.30	0.86	331.10	0.88	332.50
NNW	1	12	4.3	0.81	318.20	0.80	317.90	0.81	307.60	0.79	309.90
NW	1	6	4.3	0.98	314.50	0.98	314.50	0.92	311.70	0.93	312.60
NW	1	12	4.3	0.87	303.70	0.86	303.60	0.90	296.90	0.84	299.30
WNW	1	6	4.3	0.98	292.30	0.98	292.30	0.93	291.10	0.93	291.80
WNW	1	12	4.3	0.90	287.90	0.90	287.80	0.93	284.70	0.88	286.70
W	1	6	4.3	0.98	270.10	0.98	270.10	0.93	270.20	0.94	270.80
W	1	12	4.3	0.90	271.90	0.89	271.90	0.90	272.50	0.89	274.40
WSW	1	6	4.3	0.98	247.90	0.98	247.90	0.92	249.70	0.92	250.00
WSW	1	12	4.3	0.85	256.40	0.84	256.40	0.84	260.80	0.83	262.80
SW	1	6	4.3	0.96	226.20	0.96	226.20	0.87	230.20	0.87	230.20
SW	1	12	4.3	0.75	243.30	0.75	243.30	0.71	251.70	0.70	252.90
SSW	1	6	4.3	0.81	208.30	0.81	208.30	0.63	215.20	0.63	215.20
SSW	1	12	4.3	0.56	234.10	0.56	234.20	0.51	245.50	0.50	246.50
S	1	6	4.3	0.30	199.40	0.30	199.40	0.18	210.40	0.18	210.40

Tabla 7.2 Coeficientes de propagação para a situação actual (sem vala)



				Com Vala							
Dir	H	T	Maré	hs1	dir1	hs2	dir2	hs3	dir3	hs4	dir4
N	1	6	0	0.73	335.10	0.74	335.10	0.59	320.50	0.61	323.90
N	1	12	0	0.70	324.50	0.68	324.10	0.69	307.30	0.67	310.70
NNW	1	6	0	0.85	323.70	0.85	323.70	0.72	311.10	0.73	314.30
NNW	1	12	0	0.79	314.60	0.78	314.30	0.83	301.30	0.78	304.70
NW	1	6	0	0.93	309.20	0.93	309.20	0.82	300.00	0.82	302.80
NW	1	12	0	0.86	301.50	0.86	301.30	0.93	292.60	0.84	296.10
WNW	1	6	0	0.96	291.20	0.96	291.20	0.87	287.00	0.87	289.00
WNW	1	12	0	0.91	286.90	0.91	286.90	0.97	282.60	0.88	285.60
W	1	6	0	0.95	271.40	0.95	271.40	0.87	272.90	0.87	274.00
W	1	12	0	0.90	272.30	0.90	272.30	0.93	272.70	0.90	275.50
WSW	1	6	0	0.91	254.30	0.91	254.30	0.81	260.00	0.81	260.60
WSW	1	12	0	0.84	258.00	0.84	258.10	0.85	263.10	0.84	266.00
SW	1	6	0	0.83	240.80	0.83	240.80	0.72	249.10	0.72	249.60
SW	1	12	0	0.73	246.20	0.73	246.20	0.72	256.00	0.70	258.00
SSW	1	6	0	0.70	230.10	0.70	230.10	0.58	240.00	0.58	240.30
SSW	1	12	0	0.54	238.00	0.55	238.20	0.51	251.40	0.50	252.90
S	1	6	0	0.53	221.20	0.53	221.20	0.42	232.20	0.42	232.30
N	1	6	4.3	0.77	337.70	0.77	337.60	0.65	327.70	0.66	329.50
N	1	12	4.3	0.71	329.30	0.69	328.90	0.66	315.00	0.66	317.40
NNW	1	6	4.3	0.88	325.80	0.88	325.80	0.78	317.30	0.79	319.00
NNW	1	12	4.3	0.81	318.20	0.80	317.90	0.81	307.60	0.79	309.90
NW	1	6	4.3	0.95	310.70	0.95	310.70	0.86	304.60	0.87	306.10
NW	1	12	4.3	0.87	303.70	0.86	303.60	0.90	296.90	0.84	299.30
WNW	1	6	4.3	0.98	291.70	0.98	291.70	0.91	289.10	0.91	290.20
WNW	1	12	4.3	0.90	287.90	0.90	287.80	0.93	284.70	0.88	286.70
W	1	6	4.3	0.97	271.00	0.97	271.00	0.91	272.20	0.91	272.70
W	1	12	4.3	0.90	271.90	0.89	271.90	0.90	272.50	0.89	274.40
WSW	1	6	4.3	0.94	253.10	0.94	253.10	0.86	257.00	0.87	257.40
WSW	1	12	4.3	0.85	256.40	0.84	256.40	0.84	260.80	0.83	262.80
SW	1	6	4.3	0.86	239.00	0.86	239.00	0.77	244.80	0.77	245.10
SW	1	12	4.3	0.75	243.30	0.75	243.30	0.71	251.70	0.70	252.90
SSW	1	6	4.3	0.73	228.00	0.73	228.00	0.64	234.80	0.64	235.10
SSW	1	12	4.3	0.56	234.10	0.56	234.20	0.51	245.50	0.50	246.50
S	1	6	4.3	0.56	219.00	0.57	218.90	0.47	226.50	0.47	226.60

Tabla 7.3 Coeficientes de propagação para a fase construtiva (com vala)



CAPÍTULO 8

DIMENSIONAMENTO DA PROTECÇÃO DOS RAISERS DE DESCARGA



8. DIMENSIONAMENTO DA PROTECÇÃO DOS RAISERS DE DESCARGA

8.1. Objectivos

O objectivo do presente capítulo é o dimensionamento das obras de protecção dos raisers localizados nos extremos dos emissários submarinos.

Em particular, este capítulo centra-se na obtenção dos parâmetros de ondulação, níveis do mar e distribuições estatísticas do clima marítimo, que serão utilizados no dimensionamento dos tamanhos das peças de dois diques submersos, que por sua vez, servirão de protecção aos extremos dos emissários submarinos já mencionados.

Os dados do clima marítimo em águas profundas, o estudo da dinâmica costeira na zona de estudo e a obtenção dos níveis do mar foram obtidos de estudos e análises apresentados em capítulos anteriores.

8.2. Descrição das obras e zona de estudo

As actuações propostas consistem na construção de quatro emissários submarinos que darão serviço a um estabelecimento de piscicultura situada num área adjacente à praia de Mira.

A figura 8.1 mostra a localização da instalação no desenho (polígono vermelho) e os emissários que atravessam a zona litoral, praticamente de forma perpendicular à linha de costa. Dois dos emissários têm um comprimento de aproximadamente 2840.58 m (obras de captação, segundo os últimos planos facultados pela IMPULSO S.A em Maio de 2007) e os dois restantes com 1350 m de comprimento aproximadamente (tubagens de descarga), medidos horizontalmente desde a linha de costa até aos seus respectivos extremos.

Neste capítulo, apenas se dimensionarão as protecções para os dois emissários submarinos de descarga com comprimento de 1350 m (linhas roxas, ver figura 8.1).

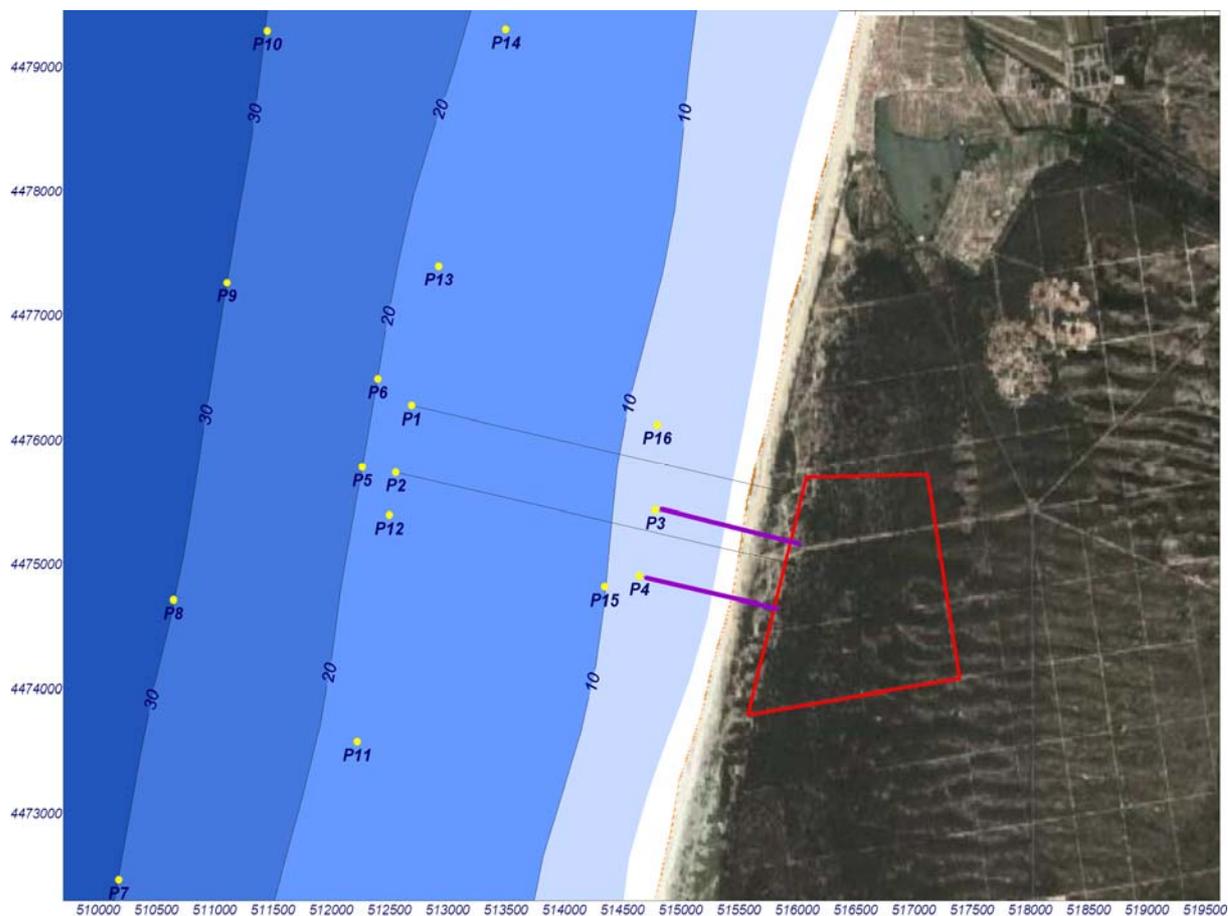


Figura 8.1 – Descrição da zona de estudo

Estas obras no seio da Praia de Mira, apresentam um diâmetro nominal de tubagens com aproximadamente 3.8 m e, no seu extremo Oeste, atingem profundidades que rondam os 9.5m relativamente ao zero do porto de Aveiro.

Adicionalmente, em cada um dos extremos das duas tubagens, serão colocados *raisers* ou tubagens verticais com diâmetros nominais de 1.6 m, dimensionados para a descarga final do fluido residual no mar (ver figura 8.2). A distância de separação entre *raisers* é de 8.048m.

Estes dois emissários serão cravados ou soterrados no terreno natural, estando apoiados sobre o leito situado à cota -18.9 m, e sendo posteriormente cobertos com o mesmo material com uma espessura aproximada de 5.6 m sobre a tubagem. Deste modo os *raisers* sobressairão 1 m, medido desde o leito do fundo natural actual (à cota -8.5 m sobre o nível médio do mar, segundo os desenhos facultados pela IMPULSO S.A em Junho de 2007).

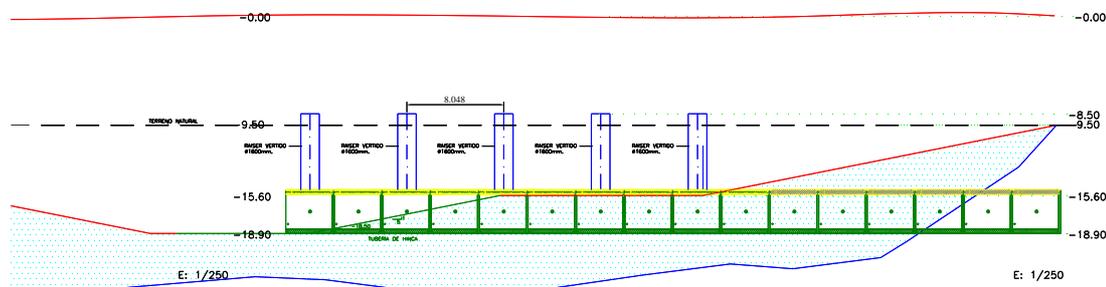


Figura 8.2 – Detalhe do extremo do emissário de descarga e dos raisers

8.3. Formulações de cálculo

Como já se mencionou anteriormente, os emissários de descarga serão soterrados com o material natural do fundo arenoso.

No entanto, nos extremos de cada emissário, na zona de raisers, será necessária a disposição de uma estrutura de enrocamento de pedra submersa. Esta terá como objectivo a protecção das tubagens da acção da ondulação, da sua rotura e das subsequentes correntes de rotura, que actuam sistematicamente sobre o emissário e especialmente, sobre o leito que o cobre e sustenta.

Esta estrutura submersa dará protecção ao conjunto emissário-raisers, ao leito e ao material de cobertura em cada um dos extremos dos emissários de descarga. Desta forma previne a possível erosão do material, subescavação e, como consequência, a falha estrutural da obra relacionada com a descarga.

Neste ponto apresentam-se as formulações, parâmetros, e hipóteses de partida, para as obras de protecção a serem realizadas nos extremos dos dois emissários de descarga projectados.

8.3.1 Parâmetros considerados no dimensionamento das obras de protecção

Os parâmetros de projecto para o dimensionamento de ambos os diques são os seguintes:

- a) O critério de dimensionamento considerado é: Início da avaria



- b) Vida útil; $Lf = 50$ anos, de acordo com o documento ROM 0.2-90 ao se considerar as estruturas de carácter geral, com um Nível 2 de segurança requerido (risco pequeno de perdas humanas ou danos meio ambientais em caso de rotura. *Risco máximo admissível*; $E = 0.15$ (risco de destruição total, ROM 0.2-90)
- c) Risco máximo admissível = 0.15, segundo o proposto em ROM 0.2-90 para um risco moderado de perdas humanas ou danos ambientais em caso de destruição total (por exemplo, emissários submarinos em grandes cidades).
- d) Estruturas flexíveis com repercussão económica baixa no caso de inutilização da instalação e portanto, a possibilidade de perdas humanas reduzida.

Período de retorno, definido pela relação entre risco e período de retorno:

$$T = \frac{-Lf}{\ln(1-E)} = \frac{-50}{\ln(1-0.15)} = 308 \text{ años}$$

- e) Altura de onda significativa de cálculo em águas profundas, obtida depois da análise escalar do clima marítimo em condições extremas.
- f) Os diques submersos com enrocamento de protecção foram dimensionados, considerando a tipologia de diques transbordáveis com baixa cota de coroamento, com manto e núcleo e perfil trapezoidal.

Para o cálculo da estabilidade do dique de enrocamento, consideraram-se os seguintes parâmetros e dimensões geométricas:

- a) Regime de níveis do mar (maré meteorológica + maré astronómica).
- b) Número de estados de mar: 1000.
- c) Duração da tempestade de cálculo: 1 h.
- d) Pendente do talude 1:5.
- e) Profundidade à base do dique $h = -12.5$ m (-3 m subescavado, relativamente à cota superior do emissário).
- f) Bordo livre de coroamento do dique = -9.5 m.
- g) Densidade do material = 2600 kg/m^3 (enrocamento).



- h) Largura da coroa do dique submerso igual a três vezes o diâmetro nominal das peças no manto.

8.3.2 Considerações teóricas para o cálculo das peças

Neste ponto apresentam-se as considerações teóricas a considerar para o cálculo das peças e dos seus diâmetros nominais.

Os diques, objecto de dimensionamento, implantam-se em profundidades onde rebentam as ondas maiores, não sendo portanto adequado o uso de formulações baseadas em H_s . Devem ser utilizadas formulações que tenham em conta a distribuição das maiores ondas para cada estado de mar e do número total de ondas.

Esta informação fica considerada no parâmetro de altura de onda H_n , que se define como a média da altura de ondas para as n ondas maiores que atingem a estrutura durante sua vida útil, Vidal et al. (1995). Mais concretamente, Vidal et al. (2006) recomenda a utilização da altura de onda H_{50} para assegurar uma adequada representação estatística dos estados de mar envolvidos no dimensionamento.

Como tal, e para assegurar um adequado dimensionamento das peças dos diques que irão proteger os extremos dos emissários, devem-se seguir as formulações propostas por Vidal et al. (2006), para diques transbordáveis de enrocamento, atendendo ao correspondente H_{50} à base do dique.

Finalmente, considera-se que a cota de dimensionamento à base do dique fica 3 m abaixo da cota batimétrica do actual leito natural. Esta situação, que se considera um caso extremo de subscavação do material de enchimento igual a 3 m, corresponde a uma situação péssima na qual o dique trabalharia (veja-se o capítulo de dinâmica litoral).

8.4 Acções de cálculo e cálculo das peças da estrutura

Neste ponto, apresenta-se a metodologia para avaliar as acções da ondulação que serão tomadas em conta para o dimensionamento das obras de protecção dos extremos dos emissários de descarga.

No presente documento utilizar-se-á, para a determinação das acções de cálculo, a base de dados de retroanálise SIMAR-44 utilizada no capítulo 3. O motivo desta utilização reside no facto de esta base de dados incluir informação horária de cada tipo de estado de mar dos últimos 44 anos para: altura da onda de dimensionamento, período médio, período de pico,



direcção média da ondulação, altura de mar de vento e mar de fundo e direcção de mar de vento e mar de fundo.

A base de dados SIMAR-44 translada-se numericamente aos pontos frente aos diques a serem desenhados através de uma matriz de 3 dimensões que inclui os coeficientes de propagação de H_s , T_p e direcção para todos e qualquer um dos dados contidos na base de dados SIMAR-44. Para este estudo, a obtenção desta matriz realizou-se através da simulação de 230 estados de mar espectrais diferentes, utilizando o Modelo de Propagação da Ondulação (OLUCA).

Desta forma, a base de dados SIMAR-44 “transladada” aos pontos de interesse, contempla os processos de transformação (rotura, empolamento, refracção e difracção) que sofre a ondulação ao aproximar-se da costa.

Os pontos de interesse correspondem exactamente aos pontos onde se localizam os extremos de ambos emissários de descarga, pontos 3 e 4 (ver figura 8.1). Não obstante, para o cálculo das acções da ondulação a ser utilizada no dimensionamento das estruturas de protecção, consideram-se representativos da zona de estudo, os dados descritos no ponto 15, que conta com uma profundidade de 10 m.

A figura 8.3 mostra o regime em condições extremas de H_s frente à praia no ponto 15.

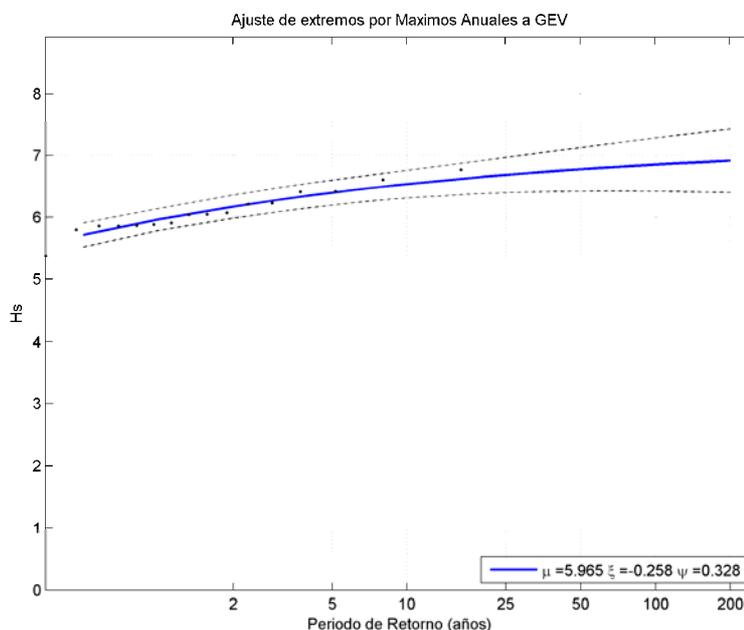


Figura 8.3- Regime em condições extremas da base de dados SIMAR-44 descrita no ponto 15.



Na figura 8.3 observa-se que a altura de onda de dimensionamento associada ao período de retorno de dimensionamento $T = 308$ anos, é de aproximadamente $H_s = 7$ m na sua estimativa central.

É importante assinalar que, dada a limitação da altura de onda por efeito da rotura por fundo, a variação da altura de onda em função do período de retorno é muito reduzida. Assim, se se tomassem períodos de retorno maiores a $T=308$ anos, a altura de onda de dimensionamento associada seria praticamente a mesma.

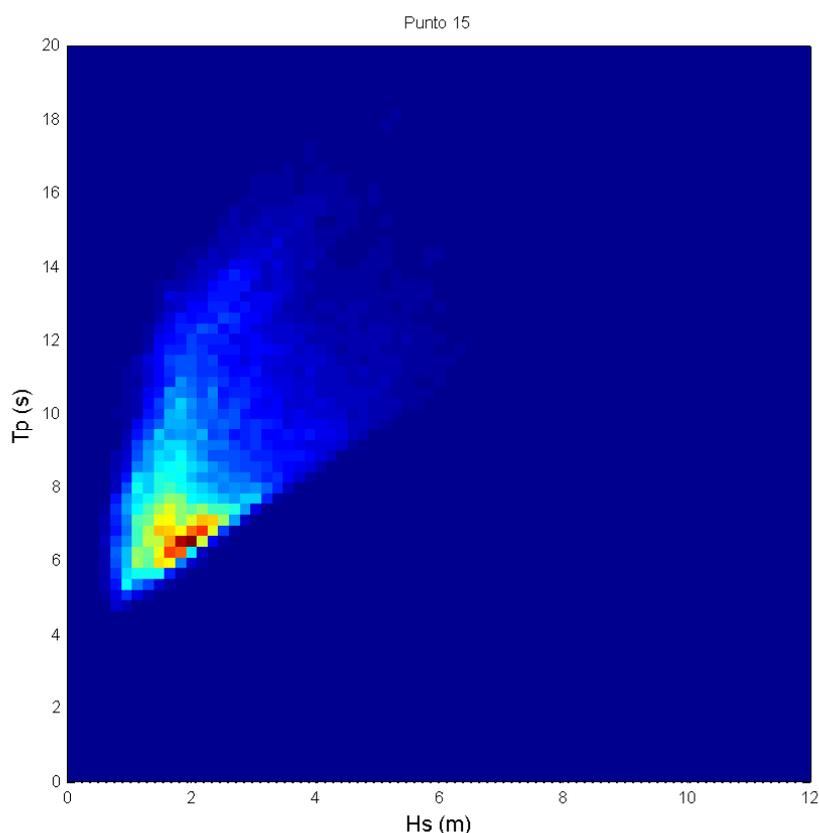


Figura 8.4- Distribuição de probabilidade H_s vs. T_p no ponto 15.

Uma vez determinada a base de dados SIMAR-44 no ponto objectivo adjacente à zona de estudo e obtido o regime em condições extremas correspondente, podendo obter-se a distribuição conjunta de H_s vs. T_p (ver figura 8.4) e o seu ajuste à distribuição de níveis por maré meteorológica e maré astronómica (ver figura 8.5) procede-se ao cálculo da altura de onda estatística H_{50} na sua vida útil. Para isso utiliza-se a técnica de Montecarlo, repetindo 1000 vezes a simulação dos 25 anos de vida útil.

Esta técnica estatística requer o conhecimento dos regimes em condições extremas de onda nos pontos de interesse em frente ao dique a ser projectado, bem como a distribuição dos níveis do mar pela acção conjunta da maré astronómica e a maré meteorológica.



Relativamente ao ponto anterior, a consideração da acção do nível do mar no processo de obtenção da H_{50} de dimensionamento, permite obter de forma fiável a acção de cada estado de mar sobre a distribuição de níveis reais na zona de estudo. A figura 8.5 mostra a distribuição de níveis, cabe assinalar que nos registos de nível existem valores de maré até 3.5 m relativamente ao nível de baixa-mar viva.

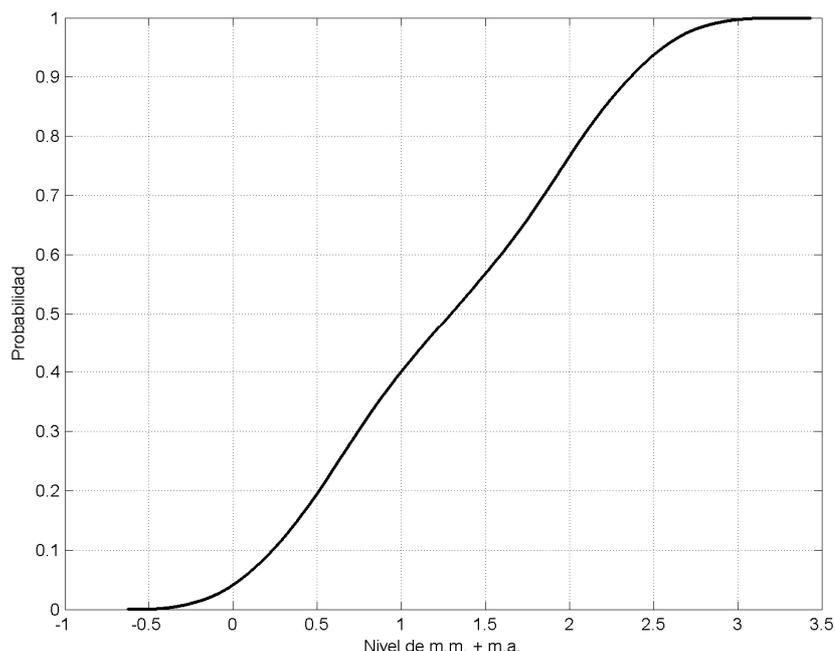


Figura 8.5- Distribuição de níveis do mar na zona de estudo, relativamente à baixa-mar viva (+0.7 m relativamente ao zero do porto Aveiro).

8.4.1 Metodologia para avaliar a distribuição de alturas de onda na zona de estudo (técnica de Montecarlo)

Seguem-se, ordenados, os seguintes passos para o ponto objectivo seleccionado.

- a) Gera-se um número aleatório $0 < \text{Rand} < 1$ que se tomará como uma probabilidade aleatória P .
- b) Com o valor de P definido de forma aleatória, obtém-se H_s directamente do regime em condições extremas de altura de onda significativa, obtido com a base em dados de retroanálise propagada no ponto de interesse (ver figura 8.3).
- c) Uma vez obtido o valor de H_s do regime em condições extremas, obtém-se o valor do período médio T_p mais provável, directamente da série de retroanálise propagada no ponto de interesse (gráfico H_s - T_m -probabilidade, ver figura 8.4).



- d) Obtém-se a distribuição dos níveis de maré da série de retroanálise, e obtém-se o nível de maré com um novo valor de P (novo número aleatório), ver figura 8.5.
- e) Uma vez eleitos H_s , T_p e o nível de maré com o número aleatório P, com a distribuição Rayleigh, é obtido o estado de mar com duração de 1 hora e o critério de rotura de Goda, considerando uma profundidade à base do dique de $h=12.5$ m (profundidade péssima considerando o material de aterro subescavado 3 m).
- f) Devido à vida útil da estrutura ser igual a 50 anos, repete-se o processo inicial de a) a e) 50 vezes.
- g) Elege-se a altura de onda média das 50 maiores ondas, resultante dos 50 cálculos realizados e armazena-se num vector coluna.
- h) Repete-se o processo completo 1000 vezes (igual aos estados de mar simulados) para obter um vector coluna com 1000 posições, que albergará as 1000 ondas máximas calculadas nas repetições de 50 anos.
- i) Obtém-se as distribuições de altura da onda máxima H_{50} para o ponto objectivo.

As figuras 8.6 e 8.7 mostram a distribuição de probabilidade e os histogramas de altura de onda H_{50} avaliados com a ferramenta estatística Montecarlo, para o ponto 15.

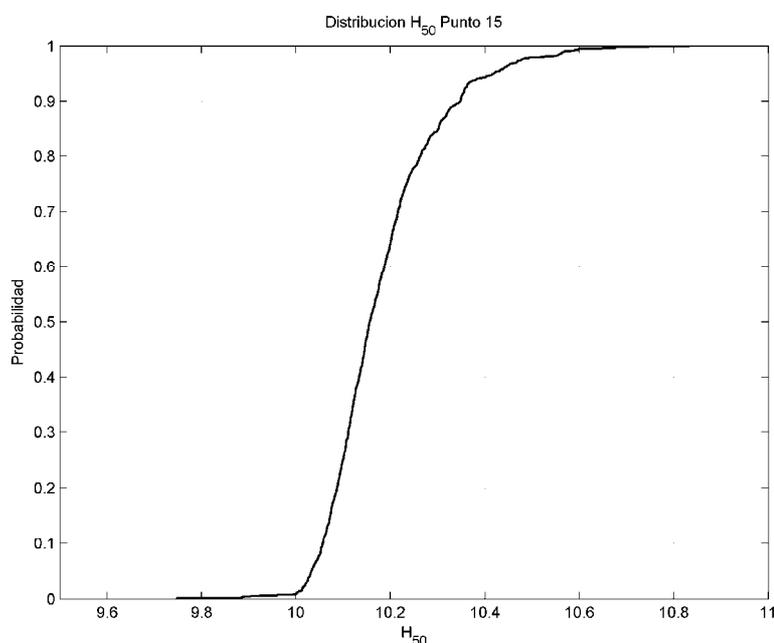


Figura 8.6 – Distribuição de probabilidades para a H_{50} no ponto 15.

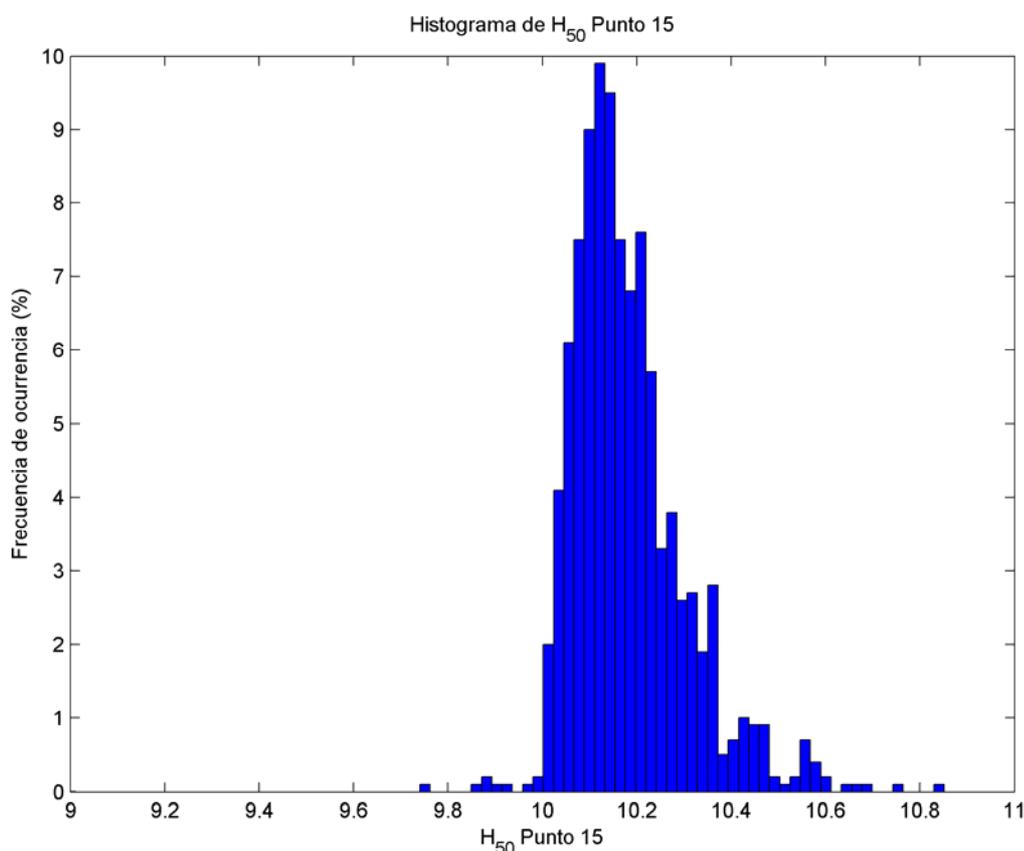


Figura 8.7 - Histograma de frequências para a H_{50} no ponto 15.

Na figura 8.7 observa-se que a distribuição de alturas de onda apresenta uma forma leptocúrtica, apresentando um elevado grau de concentração ao redor do valor $H_{50}=10$ m, já que corresponde ao valor “truncado” modal por efeitos de dissipação de rotura da ondulação pelo fundo.

Não obstante, observa-se que algumas ondas superam o valor modal de rotura (quando os máximos estados de mar coincidem com os máximos níveis), atingindo valores até $H_{50}=10.95$ m, o qual corresponde ao limite máximo de ondas registadas depois de 50 anos com 1000 estados temporários de 1 hora de duração.

Portanto a altura de onda de dimensionamento, H_{50} , a ser utilizada no dimensionamento da estrutura de protecção, corresponde à altura limitada por rotura de $H_{50}=10.95$ m.

No ponto seguinte, estes valores da altura de onda H_{50} serão aplicados directamente à formulação de dimensionamento das estruturas de protecção costeiras transbordáveis e submersas.



8.5 Resultados

Aplicando a formulação de Vidal et al. (2006), para uma densidade de material 2600 kg/m^3 , considerando peças cúbicas, obtêm-se os seguintes resultados apresentados na tabela 8.1

Enrocamento, início de Avaria FB=-9.5m, $H_{50}=10.95 \text{ m}$ (Vidal *et al.*)

	<i>Diâmetro nominal (m)</i>	<i>Peso nominal (T)</i>
<i>Talude exterior</i>	<i>1.154</i>	<i>3.998</i>
<i>Coroação</i>	<i>0.720</i>	<i>0.969</i>
<i>Talude interior</i>	<i>0.539</i>	<i>0.407</i>
<i>Morro</i>	<i>0.777</i>	<i>1.220</i>

Tabela 8.1 – Novos diâmetros e pesos nominais calculados, com bordo livre = -9.5 m

Portanto, os pesos a ser empregues no dimensionamento da estrutura submersa de protecção, serão os correspondentes ao talude exterior da estrutura apresentada na tabela 8.1, próximo de 4 t com diâmetros médios nominais de peças de 1.2 m.

No que corresponde ao núcleo da estrutura, consideram-se peças entre 1/3 e 1/4 do peso das obtidas no talude exterior, isto é, entre 1.2 t e 0.9 t, o que corresponde a peças com diâmetros nominais próximos de 0.7 m.

A largura do coroaamento do dique submerso é igual a 3.6 m (igual a três peças), o manto principal ajusta-se a duas peças (2.4 m de largura).

A figura 8.8 mostra os detalhes do desenho das peças e taludes do dique de protecção dos emissários de descarga.

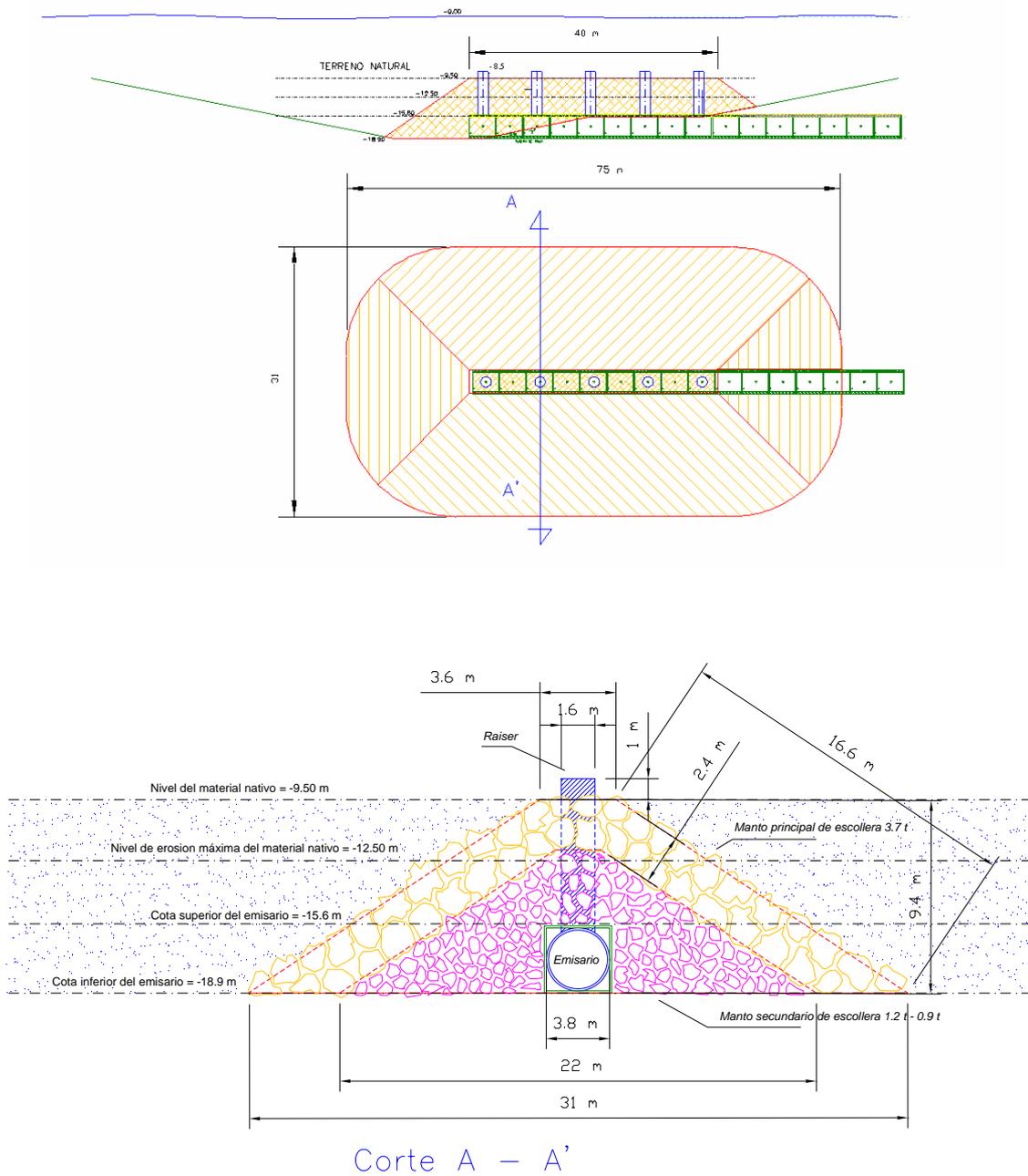


Figura 8.8.- Pormenor do dique submerso.



8.6. Referências

1. Vidal C., Medina R. Lomónaco P. 2006. “Wave height parameter or damage description of rubble-mound breakwaters”. *Coastal Engineering* 53 (2006). 711 – 722.
2. Vidal C., Losada M.A., Mansard, E.P.D., 1995 “Suitable wave height parameter for characterizing breakwater stability”: *Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, ASCE 121 (2), 88 – 97. March / April.



CAPÍTULO 9

ESTABILIDADE DAS TUBAGENS EM FASE DE CONSTRUÇÃO



9 ESTABILIDADE DAS TUBAGENS EM FASE DE CONSTRUÇÃO

No presente capítulo pretende-se analisar a estabilidade das tubagens submarinas durante a construção dos emissários de captação. No seu processo construtivo está previsto o afundamento da tubagem de polietileno em vários trechos, posteriormente, a sua união no fundo marinho e a conexão à forquilha. Durante este processo pode suceder que a tubagem fundeada se encontre apoiada sobre o fundo marinho e desprovida da protecção de areia considerada no projecto. Em tal situação, a tubagem estaria exposta à acção destabilizadora da ondulação, contando-se como único elemento estabilizador o peso dos lastros de betão empregues para o afundamento da mesma.

9.1 Descrição do problema

Os lastros de betão (figura 9.1), distribuídos ao longo da tubagem de polietileno, são dimensionados de modo a que, com a tubagem cheia de água, esta possa fundear-se. Desta forma, o seu peso pode não ser suficiente para garantir a estabilidade da tubagem submersa no caso em que esta se encontre apoiada directamente sobre o fundo, ou então, uma vez enterrada, seja desprovida do material de cobertura, ficando exposta à acção da ondulação.

Em tal situação, a ondulação induz sobre a tubagem uma série de forças originadas pelo movimento orbital das partículas de água (ver figura 9.2). Estas forças podem dividir-se em duas categorias:

- As denominadas forças de arrastamento (F_D) e levantamento (F_L), que dependem da velocidade induzida das partículas de água.
- A força de inércia (F_M), que é função da aceleração experimentada pelas partículas de água.

Estas forças são calculadas através da equação semi-empírica de Morison:

$$F_M = \rho \frac{\pi D_e^2}{4} C_M \frac{du}{dt}$$

$$F_D = \frac{1}{2} \rho C_D D_e u^2$$

$$F_L = \frac{1}{2} \rho C_L D_e u^2$$

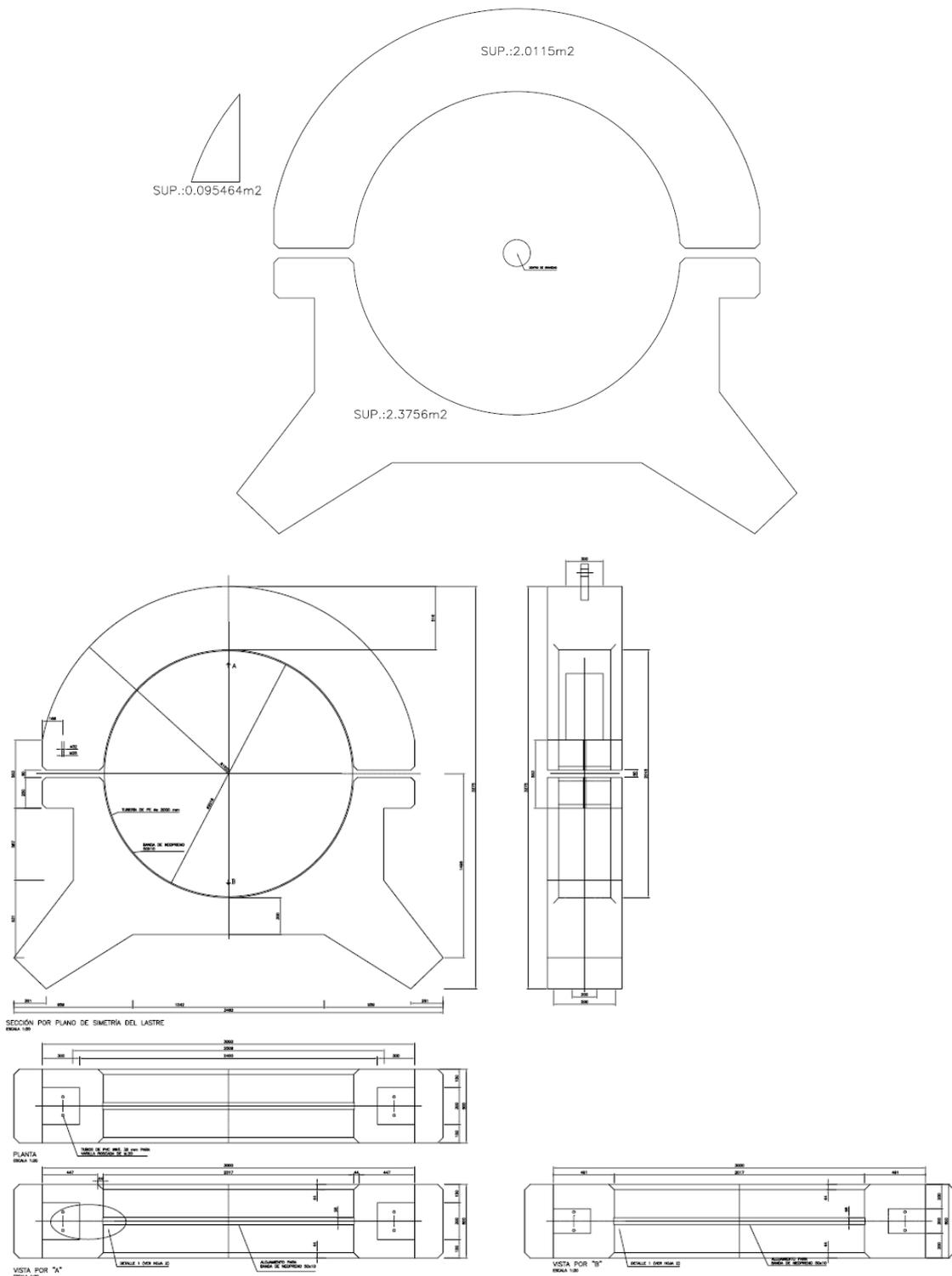


Figura 9.1 Lastros para o afundamento da tubagem submarina. Fonte: IMPULSO S.A.

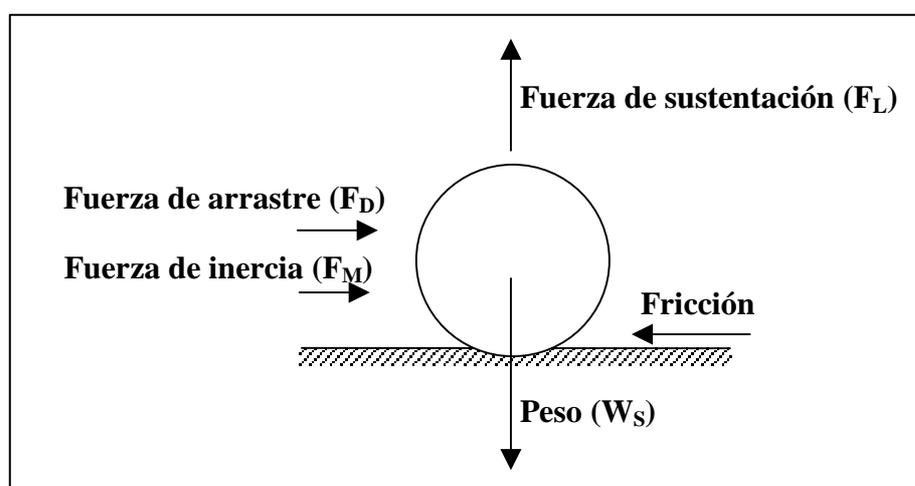


Figura 9.2 Forças induzidas pela ondulação sobre uma tubagem circular apoiada no fundo marinho (WRC, 1990).

onde

- ρ é a densidade da água do mar
- C_M é o coeficiente de inércia. Em geral este coeficiente é função dos números de Reynolds e Keulegan-Carpenter, da rugosidade da tubagem e da distância entre o fundo e esta. O seu valor oscila, segundo as diversas fontes bibliográficas, entre 0,9 e 5,5 para o caso de tubagem circular apoiada sobre o fundo.
- $\frac{du}{dt}$ é a aceleração induzida nas partículas de água, normal ao eixo da tubagem
- u é a velocidade das partículas de água normal ao eixo da tubagem
- C_D é o coeficiente de atrito para o fluxo normal ao eixo. Este coeficiente depende dos mesmos parâmetros que o de inércia. Os valores deste parâmetro, segundo diferentes autores, encontram-se compreendidos entre 0,7 e 1,5.
- C_L é o coeficiente de sustentação. É função dos mesmos parâmetros que C_M e C_D e com valores compreendidos entre 0,9 e 3,3 para tubagem circular apoiada no fundo.

As forças horizontais (de inércia e de arraste) não actuam ao mesmo tempo já que existe um desfasamento entre a velocidade e a aceleração do fluxo, de forma que os máximos de



uma correspondem a valores nulos de outra. Tendo em conta este facto, a expressão da estabilidade da tubagem responde à seguinte inequação:

$$\text{máx}(F_M, F_D) \leq \mu(P - F_L)$$

onde

- P é o peso aparente da tubagem submersa
- μ é o coeficiente de atrito entre a tubagem e o fundo

A partir desta expressão pode definir-se um factor de estabilidade (F) que mede a relação entre as forças estabilizadoras e as destabilizadoras

$$F = \frac{\mu(P - F_L)}{\text{máx}(F_M, F_D)}$$

de maneira que, se $F < 1$ a tubagem não seria estável face à acção da ondulação.

Como se indicou, na bibliografia especializada é possível encontrar um amplo intervalo de variação nos valores dos coeficientes que intervêm nas expressões anteriores. Os valores destes coeficientes dependem da separação existente entre a tubagem e o fundo marinho, podendo reduzir-se substancialmente para distâncias superiores a $D/4$. Para este caso, seguiram-se as indicações presentes no documento “*Technical Catalogue for Submarine Installations of Polyethylene Pipes*” da Pipelife Norge. Nele estabelecem-se os seguintes valores para estes coeficientes no caso de tubagem circular apoiada sobre o fundo marinho:

$$C_M = 3.3$$

$$C_D = 1.0$$

$$C_L = 2.0$$

Estes valores encontram-se numa posição intermédia dentro dos intervalos de variação assinalados anteriormente.

Por outro lado, cabe indicar que o valor do coeficiente de atrito entre a tubagem e o fundo marinho pode expressar-se em função do tipo de lastro utilizado para o afundamento da tubagem. Na figura 9.3 apresentam-se os tipos de lastro normalmente utilizados para o afundamento de tubagens de polietileno. Como se pode considerar, os valores de tal coeficiente variam entre 0.2 (para lastro circular) e 0.8 (para lastro em forma de estrela). Numa posição intermédia acha-se o lastro rectangular (coeficiente de atrito de 0.5). Como



se apresenta na figura 9.1, o lastro proposto no projecto dos emissários de captação apresenta uma tipologia similar à do lastro com forma de estrela, portanto, para se realizarem os cálculos de estabilidade adoptou-se um coeficiente de fricção de 0.80.

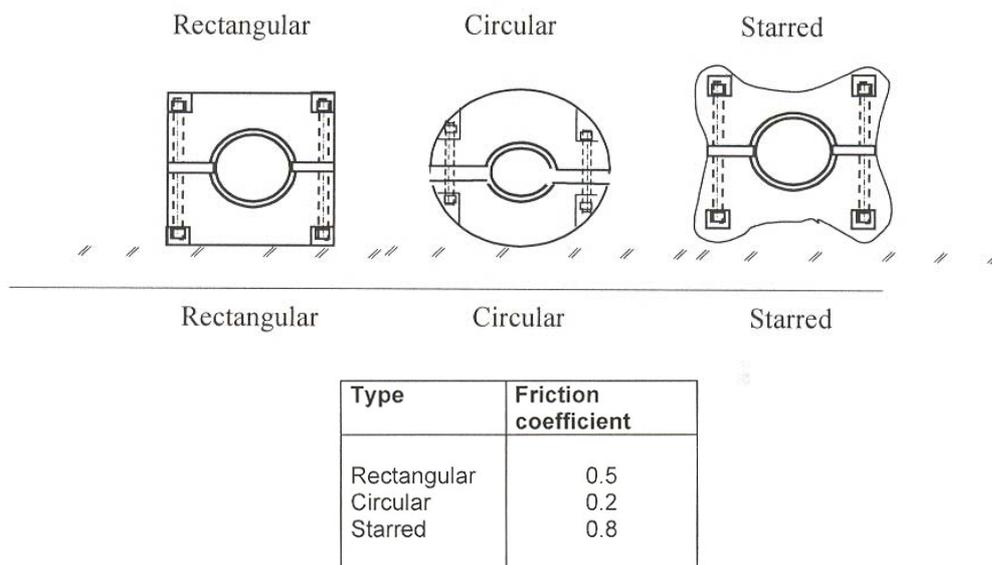


Figura 9.3 Tipologias de lastros de betão e valores orientadores do coeficiente de fricção com o fundo (“Technical Catalogue for Submarine Installations of Polyethylene Pipes” de Pipelife Norge).

Por último, as forças horizontais e verticais, originadas pela acção da ondulação, dependem da velocidade e aceleração induzidas sobre as partículas de água do fundo. Para uma onda progressiva, estas são dadas pelas seguintes expressões:

$$u = \frac{H}{2} w \frac{\cosh k(h+z)}{\sinh kh} \cos(kx - wt)$$

$$\frac{du}{dt} = \frac{H}{2} w^2 \frac{\cosh k(h+z)}{\sinh kh} \sin(kx - wt)$$

onde

- H é a altura da onda
- h é a profundidade sobre a qual se desloca a onda



- w é a frequência da onda $w = \frac{2\pi}{T}$, sendo T o período
- k é o número de onda $k = \frac{2\pi}{L}$, sendo L o comprimento de onda
- z é a coordenada vertical (positiva para acima e com origem no nível médio do mar)
- x é a distância na horizontal
- t é o tempo

Pelo que, o efeito da ondulação depende das características deste e da profundidade a que se encontra submersa a tubagem.

9.2 Ondulação de cálculo

Para a determinação da ondulação de cálculo que deve resistir a tubagem apoiada sobre o fundo e sem protecção, conta-se com o regime em condições extremas escalar indicado no Capítulo 3.

O estabelecimento das características da ondulação realiza-se seguindo as normas especificadas na ROM.02-90 "*Acções no projecto de obras marítimas e portuárias*" (cálculo da vida útil, risco máximo admissível e período de retorno).

O passo prévio para abordar qualquer dimensionamento é estabelecer o período de retorno para o que a estrutura em questão deve ser construída.

De acordo com a ROM.02-90 a escolha deste valor deve efectuar-se para cada tipo (obra rígida ou deformável) e fase de projecto (construção ou serviço), tendo em conta o nível de segurança requerido pelo carácter específico da obra. Para isso é necessário especificar duas variáveis: a vida útil da estrutura e o risco máximo admissível.

Com base no plano de obra assinalado no Capítulo 6, facultado pela IMPULSO S.A em Junho de 2007, e supondo que a tubagem permanece exposta só durante o período de afundamento, dado que, como se mostrará no Capítulo 10 a vala está continuamente exposta a um processo de sedimentação natural devido ao clima marítimo durante a operação de afundamento (sobretudo se ocorrer uma tempestade), considera-se que o tempo máximo que a tubagem poderia estar desprovida de protecção é de 2 meses (Junho a



Julho) para o emissário de captação 1 e de 2 meses (Julho a Agosto) para o emissário de captação 2.

Por outro lado, tendo em conta o indicado no quadro presente na figura 9.4 para a fase de construção e, considerando o risco de destruição total, o risco máximo admissível é de $E = 0.15$.

	Riesgo máximo admisible para Fases de Construcción
Iniciación de averías	0,30
Destrucción total	0,15

Figura 9.4 Risco máximo admissível em fase de construção

Uma vez fixada a vida útil e o risco máximo admissível, o período de retorno (T , em anos) calcula-se através da equação:

$$L_f \geq 1 \quad E = 1 - \exp\left(-\left(\frac{L_f}{T}\right)\right) \quad (ROM 0.2 - 90 \text{ pag.65})$$

que, transformando se pode expressar como

$$T = -\frac{L_f}{\ln(-(E-1))}$$

Apesar desta expressão ser aplicável para vidas úteis iguais ou superiores a um ano, procedeu-se à sua utilização para obter valores do período de retorno que possam servir de referência.

Substituindo os valores indicados para a vida útil durante a fase de construção (2 meses) e o risco máximo admissível, fica que

$$T = -\frac{0.1667}{\ln(-(0.15-1))} \cong 1.025 \text{ años (para uma vida útil de 2 meses)}$$

A partir dos dados da ondulação nas imediações dos emissários obtidos no Capítulo 3 é possível determinar a altura de onda associada a este período de retorno.

No entanto, para um mesmo período de retorno, a altura de onda de cálculo difere em função da direcção da abordagem que se considere. Pelo que, para realizar os cálculos de estabilidade da tubagem submarina, tem-se em conta o ângulo de incidência



correspondente à direcção mais desfavorável (aquela para a qual a ondulação incide mais perpendicularmente ao traçado do emissário).

Para isso parte-se de valores extremos de altura de onda de dimensionamento para o mês mais desfavorável (Julho em ambos emissários), ajustados a uma distribuição de valores extremos generalizados (GEV), como se mostra na figura 9.5.

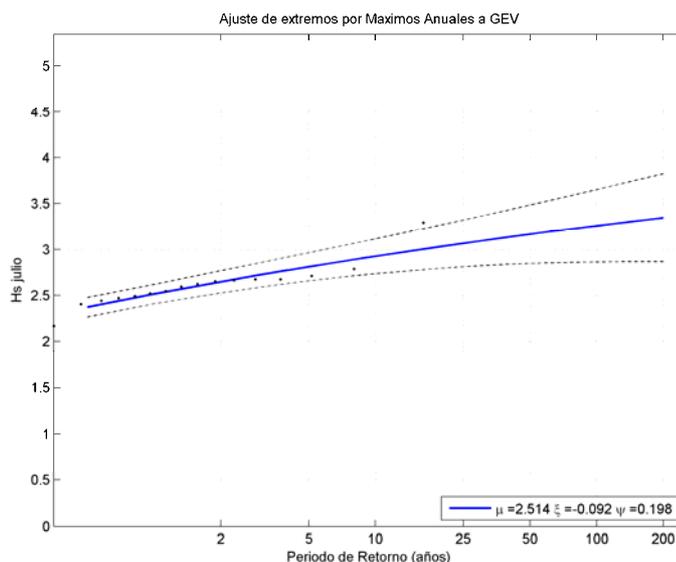


Figura 9.5 Regime em condições extremas da altura de onda (mês de Julho).

O período de pico associado a cada uma destas ondulações extrai-se a partir de gráficos que relacionam a altura da onda de dimensionamento e os períodos observados (ver figura 9.6)

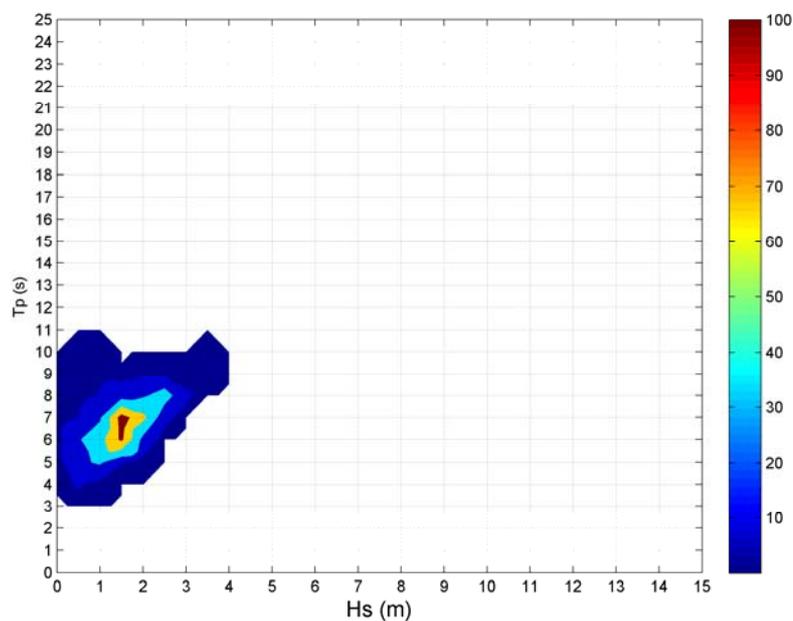


Figura 9.6 Gráfico de Hs-Tp (ondulação de SW)

Com base nos dados incluídos nestes ajustes definiram-se ondulações de cálculo que se apresentam na tabela 9.1.

Hs(m)	Tp(s)	h(m)	Ângulo ondulação relativamente a Norte (°)	Ângulo ondulação relativamente ao emissário (°)
2.24	5-7	16.95	360	77
2.24	5-10	16.95	337.5	54.5
2.24	5-17	16.95	315	32
2.24	6-21	16.95	292.5	9.5
2.24	5-16	16.95	270	13
2.24	5-13	16.95	247.5	35.5
2.24	5-10	16.95	225	58

Tabela 9.1 Ondulação de cálculo

O ângulo empregue no cálculo de estabilidade da tubagem é o ângulo que forma a ondulação incidente relativamente ao eixo da tubagem submarina (Veja-se tabela 9.1).



Já que à medida que aumenta a profundidade da água, para um mesmo caso de ondulação, diminui a magnitude da velocidade e aceleração, considera-se a profundidade mínima da base da vala, que coincide com a zona de conexão da tubagem de polietileno com uma peça forquilha.

Considera-se a velocidade e a aceleração máximas para uma profundidade $z=-h$, obtendo-se os seus valores a partir da teoria linear de ondas de Airy.

9.4 Estabilidade da tubagem

No momento de determinar a estabilidade da tubagem, é preciso ter em conta o clima marítimo e, a geometria e características da tubagem e dos lastros.

A partir das características da tubagem e dos lastros, facultados pela IMPULSO S.A em Junho de 2007, obtiveram-se os pesos associados a tais elementos, os quais contribuem para a estabilização do emissário como se mostra na tabela 9.2.

Peso próprio da tubagem (kg/m):	444.2
Peso da água do mar na tubagem (kg/m):	2743.3
Impulsão da tubagem (kg/m):	3220.1
Peso submerso do lastre indicado (kg/m):	1336.2
Peso do conjunto na água (kg/m):	1303.6

Tabela 9.2 Pesos da tubagem e dos lastros

Por outro lado, como se comentou anteriormente, a ondulação gera esforços sobre a tubagem que contribuem para a sua destabilização e cuja magnitude depende das características da ondulação (altura, período e direcção da ondulação relativamente ao traçado do emissário). Na tabela 9.3 resumem-se os cálculos efectuados para cada um dos casos simulados (Veja-se tabela 9.1).

Em geral pode-se dizer que o emissário apresenta maior factor de estabilidade, quando o ângulo formado pela direcção da ondulação com o traçado do emissário é pequeno.

Quanto aos períodos de ondulação, observa-se um decrescimento do factor de estabilidade à medida que o período aumenta, até atingir um mínimo em torno dos 8-9 sg e a partir do qual começa, novamente, a aumentar a estabilidade do emissário.



Hs (m)	Tp (s)	h (m)	Ang (°)	Hmax (m)	Uw ⁽¹⁾ (m/s)	Aw ⁽¹⁾ (m/s ²)	F_arrastamento (Kg/m)	F_inércia (Kg/m)	F_elevação (Kg/m)	Factor_estabilidade
2.24	5	16.95	77	4.03	0.317	0.398	10.5	431	21	2.381
2.24	6	16.95	77	4.03	0.585	0.613	35.8	663.8	71.6	1.485
2.24	7	16.95	77	4.03	0.802	0.72	67.2	779.6	134.3	1.2
2.24	5	16.95	54.5	4.03	0.265	0.332	7.3	360.1	14.6	2.864
2.24	6	16.95	54.5	4.03	0.489	0.512	25	554.6	50	1.808
2.24	7	16.95	54.5	4.03	0.67	0.601	46.9	651.4	93.8	1.486
2.24	8	16.95	54.5	4.03	0.8	0.629	66.9	680.9	133.9	1.374
2.24	9	16.95	54.5	4.03	0.893	0.624	83.4	675.6	166.8	1.346
2.24	10	16.95	54.5	4.03	0.961	0.604	96.4	653.9	192.9	1.359
2.24	5	16.95	32	4.03	0.172	0.216	3.1	234.4	6.2	4.428
2.24	6	16.95	32	4.03	0.318	0.333	10.6	361	21.2	2.842
2.24	7	16.95	32	4.03	0.436	0.391	19.9	424	39.7	2.385
2.24	8	16.95	32	4.03	0.521	0.409	28.4	443.2	56.7	2.251
2.24	9	16.95	32	4.03	0.581	0.406	35.3	439.7	70.7	2.243
2.24	10	16.95	32	4.03	0.625	0.393	40.9	425.6	81.7	2.297
2.24	11	16.95	32	4.03	0.658	0.376	45.2	407.1	90.5	2.384
2.24	12	16.95	32	4.03	0.683	0.358	48.7	387.3	97.4	2.491
2.24	13	16.95	32	4.03	0.702	0.339	51.5	367.6	103	2.613
2.24	14	16.95	32	4.03	0.718	0.322	53.8	348.8	107.6	2.743
2.24	15	16.95	32	4.03	0.73	0.306	55.7	331.2	111.3	2.88
2.24	16	16.95	32	4.03	0.74	0.291	57.2	314.8	114.4	3.022
2.24	17	16.95	32	4.03	0.748	0.277	58.5	299.6	117	3.168
2.24	6	16.95	9.5	4.03	0.099	0.104	1	112.4	2.1	9.261
2.24	7	16.95	9.5	4.03	0.136	0.122	1.9	132.1	3.9	7.874
2.24	8	16.95	9.5	4.03	0.162	0.127	2.8	138	5.5	7.523
2.24	9	16.95	9.5	4.03	0.181	0.126	3.4	137	6.9	7.575
2.24	10	16.95	9.5	4.03	0.195	0.122	4	132.6	7.9	7.819
2.24	11	16.95	9.5	4.03	0.205	0.117	4.4	126.8	8.8	8.169
2.24	12	16.95	9.5	4.03	0.213	0.111	4.7	120.6	9.5	8.583
2.24	13	16.95	9.5	4.03	0.219	0.106	5	114.5	10	9.038
2.24	14	16.95	9.5	4.03	0.223	0.1	5.2	108.6	10.4	9.522
2.24	15	16.95	9.5	4.03	0.227	0.095	5.4	103.1	10.8	10.027
2.24	16	16.95	9.5	4.03	0.23	0.091	5.6	98	11.1	10.547
2.24	17	16.95	9.5	4.03	0.233	0.086	5.7	93.3	11.4	11.079
2.24	18	16.95	9.5	4.03	0.235	0.082	5.8	89	11.6	11.62
2.24	19	16.95	9.5	4.03	0.237	0.078	5.9	84.9	11.7	12.169
2.24	20	16.95	9.5	4.03	0.239	0.075	6	81.2	11.9	12.723
2.24	21	16.95	9.5	4.03	0.24	0.072	6	77.8	12	13.283

(1) Componentes normais ao eixo da tubagem submarina

Tabela 9.3 Resultados dos cálculos de estabilidade dos emissários de captação



Hs (m)	Tp (s)	h (m)	Ang (°)	Hmax (m)	Uw ⁽¹⁾ (m/s)	Aw ⁽¹⁾ (m/s ²)	F_arrastre (Kg/m)	F_inércia (Kg/m)	F_elevação(Kg/m)	Factor_estabilidade
2.24	5	16.95	13	4.03	0.073	0.092	0.6	99.5	1.1	10.472
2.24	6	16.95	13	4.03	0.135	0.141	1.9	153.2	3.8	6.786
2.24	7	16.95	13	4.03	0.185	0.166	3.6	180	7.2	5.763
2.24	8	16.95	13	4.03	0.221	0.174	5.1	188.2	10.2	5.499
2.24	9	16.95	13	4.03	0.247	0.172	6.4	186.7	12.7	5.532
2.24	10	16.95	13	4.03	0.265	0.167	7.4	180.7	14.7	5.707
2.24	11	16.95	13	4.03	0.279	0.16	8.2	172.8	16.3	5.959
2.24	12	16.95	13	4.03	0.29	0.152	8.8	164.4	17.6	6.258
2.24	13	16.95	13	4.03	0.298	0.144	9.3	156.1	18.6	6.587
2.24	14	16.95	13	4.03	0.305	0.137	9.7	148.1	19.4	6.938
2.24	15	16.95	13	4.03	0.31	0.13	10	140.6	20.1	7.304
2.24	16	16.95	13	4.03	0.314	0.123	10.3	133.6	20.6	7.681
2.24	5	16.95	35.5	4.03	0.189	0.237	3.7	256.9	7.4	4.037
2.24	6	16.95	35.5	4.03	0.349	0.365	12.7	395.6	25.4	2.585
2.24	7	16.95	35.5	4.03	0.478	0.429	23.9	464.6	47.7	2.163
2.24	8	16.95	35.5	4.03	0.571	0.448	34.1	485.7	68.1	2.035
2.24	9	16.95	35.5	4.03	0.637	0.445	42.4	481.9	84.8	2.023
2.24	10	16.95	35.5	4.03	0.685	0.431	49.1	466.4	98.1	2.068
2.24	11	16.95	35.5	4.03	0.721	0.412	54.3	446.2	108.7	2.143
2.24	12	16.95	35.5	4.03	0.748	0.392	58.5	424.4	117	2.237
2.24	13	16.95	35.5	4.03	0.77	0.372	61.9	402.9	123.7	2.343
2.24	5	16.95	58	4.03	0.276	0.346	7.9	375.1	15.9	2.746
2.24	6	16.95	58	4.03	0.509	0.533	27.1	577.7	54.2	1.73
2.24	7	16.95	58	4.03	0.698	0.626	50.9	678.5	101.8	1.417
2.24	8	16.95	58	4.03	0.834	0.655	72.6	709.3	145.3	1.306
2.24	9	16.95	58	4.03	0.931	0.65	90.5	703.7	181	1.276
2.24	10	16.95	58	4.03	1.001	0.629	104.7	681.2	209.3	1.285

Tabela 9.4 Resultados dos cálculos de estabilidade dos emissários de captação (continuação)

Como conclusão, pode-se dizer que, de acordo com os critérios estabelecidos pela ROM para a fase de construção, a tubagem dos emissários de captação apoiada no fundo da vala e sem protecção, é estável com os lastros de afundamento indicados, isto se, a tubagem só permanecer descoberta durante o afundamento, ou seja, durante dois meses.

À luz dos resultados anteriores é perceptível que o processo construtivo tem, neste ponto de estabilidade da tubagem, uma fase crítica. Em particular, recomenda-se conferir o plano de trabalho para que a tubagem esteja o mínimo tempo possível exposta, dado que a sua estabilidade frente à ondulação é muito limitada.



CAPÍTULO 10

ESTABILIDADE DA VALA



10. ESTABILIDADE DA VALA

Um dos aspectos que é necessário ter em conta no processo construtivo de um emissário é a estabilidade da vala onde este será colocado durante o período compreendido entre a sua execução e o aterro, já que em função da geometria da vala e do clima marítimo esta pode estar submetida a processos de sedimentação ou de migração. No presente capítulo analisa-se a estabilidade das valas previstas para a colocação dos diferentes emissários da instalação aquícola de Mira.

10.1 Introdução

10.2.3 Colocação do problema

Antes de começar com o desenvolvimento dos trabalhos efectuados, e com o objectivo de facilitar ao leitor o entendimento do mesmo, neste capítulo vai-se realizar uma descrição geral do objecto de estudo e da aproximação que a equipa projectista seguiu para estimar a influência do clima marítimo sobre a vala. Os aspectos recolhidos no presente capítulo são um resumo dos estudos apresentados nos Capítulos 3 e 5, os quais se remete ao leitor interessado em maior detalhe.

O trabalho parte da hipótese, constatada em outras publicações, que as dragagens de areia podem ter um impacto no meio físico, podendo este estar circunscrito a um âmbito local ou estendido a um âmbito geral. Deste modo a análise da estabilidade das valas deve contemplar o meio físico em ambos os âmbitos (local, geral).

Impacto no meio físico

O impacto no meio físico das dragagens exteriores próximas à costa, foram amplamente estudados por diferentes autores (g.e. Work et al., 2004; Kelley et al., 2004; Bender, 2001; Simons et al., 2001; Horikawa et al., 1977; Basco et al., 1997; Vão Dolah et al., 1998; Williams 1990, 1991). Alguns como Nairn et al. (2004) e Basco (1999), propuseram metodologias de estudo do impacto das dragagens exteriores de areia em zonas costeiras. Nairn et al. (2004) fazem uma completa revisão bibliográfica a respeito do tema e propõem uma metodologia para avaliar o impacto costeiro a longo prazo, espacial e temporal. Projecto aplicado actualmente na costa dos U.S. pelo Minerals Management Service (MMS).



Dependendo da profundidade da vala dragada no mar e da sua localização (profundidade da água e distância à costa), podem-se provocar efeitos indirectos na linha de costa, gerados pela refacção-difracção que provoca a cavidade da vala sobre a propagação da ondulação, a qual modifica as alturas de onda e a direcção das frentes da ondulação. Isto gera alterações na ondulação na zona de rebentação, com a conseguinte mudança nas correntes longitudinais e gradientes no transporte de sedimentos, portanto, com variações da linha de costa. Em função da distância e magnitude da dragagem podem dar-se diferentes respostas na linha de costa, tendo-se demonstrado tanto em campo como em laboratório que os dois padrões mostrados na figura 10.1 são possíveis.

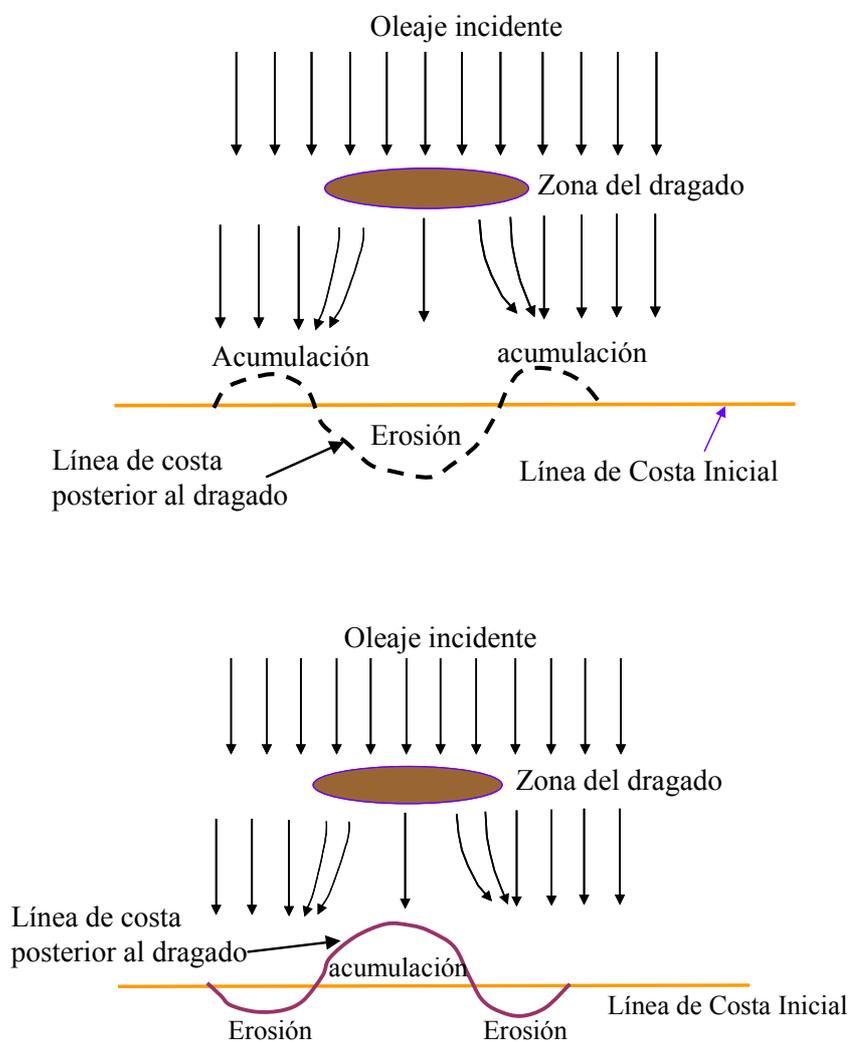


Figura 10.1 Impactos indirectos na costa devido a dragagens marinhas.



Por outro lado, dependendo das dimensões da vala e da distância a que esta se encontra da costa, a vala pode necessitar de sedimentos e gerar um transporte transversal de areia desde as zonas de praia (berma e duna) com o correspondente retrocesso da linha de costa (ver Figura 10.2).

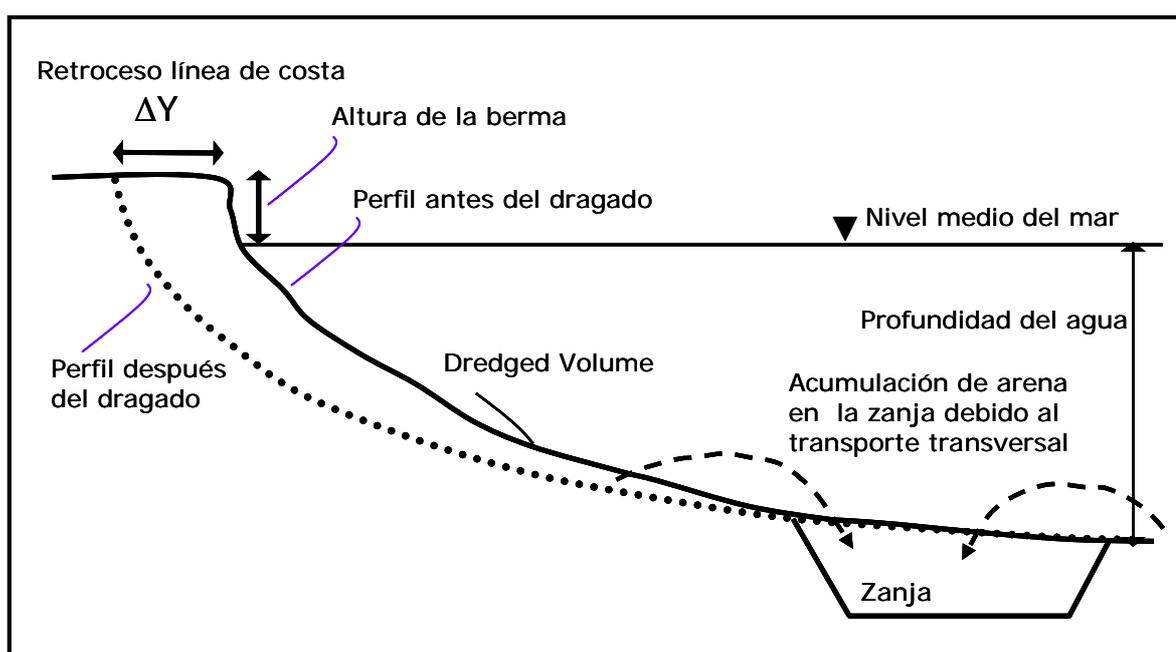


Figura 10.2 Impacto directo na costa devido a dragagens marinhas

Evidentemente ambos os efeitos se reduzem às zonas de dragagem, localizando-se em zonas afastadas da costa.

A influência da vala no clima marítimo e na configuração geométrica da costa já foi analisada no Capítulo 7 do presente documento, não sendo objecto deste capítulo (Ver Capítulo 7).

Por outro lado é preciso ter em conta que a ondulação e as correntes existentes na zona de estudo podem ocasionar mudanças morfológicas na vala. Os principais efeitos do clima marítimo na vala, como se mostra na figura 10.3, são os seguintes:

- Sedimentação da vala inicial mediante a acumulação de areia dentro desta (redução de volume e/ou profundidade inicial) ou erosão da mesma (aumento do volume e/ou profundidade inicial);



- Migração da vala dependendo da assimetria das correntes e ondulação, o que se define por uma taxa de migração (m/dia) e uma direcção nítida de deslocamento;

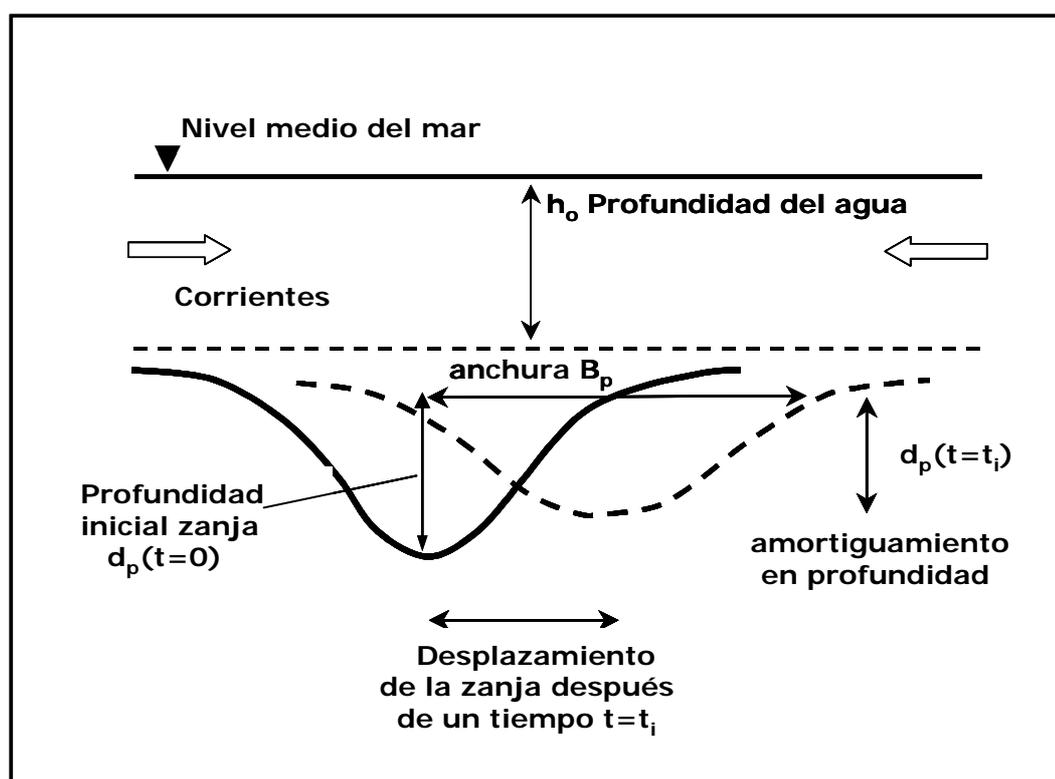


Figura 10.3 Resposta morfodinâmica de uma vala na zona de extracção

10.2.3 Aproximação ao problema objecto de estudo

No âmbito deste trabalho, centrámo-nos na evolução do meio físico das valas dos emissários de captação de água dado que se previu executar os emissários de descarga em pipe-jacking, como se comentou no Capítulo 5. De acordo com o capítulo anterior, para atingir o objectivo deve-se conhecer, em cada uma destas zonas, as características morfológicas, a dinâmica marinha, os processos de transporte de areia e os balanços de sedimento.



Requer-se, portanto, avaliar os diferentes parâmetros envolvidos:

- Desde o ponto de vista dinâmico: ondulação, correntes, ventos, níveis do mar, localização relativamente à costa, profundidade da água;
- Desde o ponto de vista morfológico: caracterização do sedimento e do fundo marinho, batimetrias e geometria das valas;

Outro aspecto importante neste estudo é conhecer qual é o plano de obra e, em concreto, a época na qual está previsto realizar a vala e o tempo que vai estar exposta à acção da ondulação sem que seja tapada, dado que, em princípio, quanto mais tempo esteja ao descoberto mais provável será que se deteriore e que sofra um deslocamento relativamente à sua posição original.

A avaliação das variáveis e dos parâmetros dinâmicos levou-se a cabo utilizando as fontes de dados medidas disponíveis (base de dados de maré GRENOBLE, base de dados SIMAR 44, etc.) e por meio de simulação numérica realizada com modelos de última geração. Os detalhes destes estudos apresentam-se no Capítulo 3.

A avaliação das variáveis e dos parâmetros morfológicos levou-se a cabo por meio da análise das campanhas de campo realizadas por GEOMYTSA para o presente trabalho (estado morfológico actual).

A avaliação dos rácios de recuperação morfológica das diferentes zonas de extracção, bem como o prognóstico da evolução futura das mesmas, levou-se a cabo por meio de um modelo de evolução morfológica desenvolvido pelo Grupo de Engenharia Oceanográfica e de Costas (GIOC) da Universidade de Cantabria. Modelo esse que se descreve com detalhe no Anexo V.

A seguir apresenta-se uma breve descrição da geometria da vala, da dinâmica a que se encontra submetida e do plano de obra com o fim de recordar ao leitor qual é o objectivo do estudo.

Descrição da vala

Segundo a informação fornecida pela IMPULSO S.A. em Maio de 2007, no projecto construtivo do viveiro de aquicultura de Mira (Portugal), prevê-se a construção de dois emissários de descarga, os quais se executarão em pipe-jacking e, portanto, não são objecto deste capítulo. Também se considera a construção de dois emissários de captação com as características que se descrevem a seguir.



Cada emissário de captação contém dois trechos:

- O Primeiro trecho com aproximadamente 1500 m de comprimento executado em pipe-jacking. O tubo empregue é em betão com um diâmetro exterior de 3800 mm. A inclinação do tubo é de 0.6 %.
- Segundo trecho com aproximadamente 1340.578 m de comprimento colocado em obra por afundamento controlado. Colocam-se dois tubos de polietileno PEAD SDR 26 de 2000 mm de diâmetro exterior unidos ao trecho anterior por uma peça forquilha construída *in situ*. A inclinação deste tramo é de 0.1 %.

Quanto à secção transversal da vala, segundo os projectos facultados pela IMPULSO S.A em Junho de 2007, pode-se dizer que é uma secção trapezoidal com um talude de 4/1 nas caixas e uma largura na base de 10.21 m aproximadamente. A altura da vala diminui ao aumentar o calado e varia entre 4.84 e 7.2 metros aproximadamente. Para mais informação da geometria da vala pode-se conferir o Capítulo 5 do presente documento e o projecto redigido pela IMPULSO S.A.

Descrição do plano de obra

Como se comentou anteriormente, a estabilidade da vala depende das dinâmicas marinhas existentes na zona de estudo que variam ao longo desta (Ver Capítulo 6), por isso é importante ter em conta quando está prevista a execução da vala e durante quanto tempo vai estar exposta à acção da ondulação e das correntes.

Segundo o plano de obra facultado pela IMPULSO S.A. (Ver Tabela 10.1), a dragagem das valas está prevista para o período compreendido entre Maio e Julho de 2008, mas no plano de obra fornecido não se especifica quando se tem previsto aterrar a vala. De acordo com a memória do projecto, em princípio, o segundo dos emissários de captação e de descarga está proposto somente como medida de segurança se falhar algum dos outros dois emissários, para garantir um bom funcionamento da instalação aquícola; posteriormente servirão como emissários para a Fase II. Portanto, cabe esperar que a vala do primeiro emissário de captação seja fechada depois da sua colocação (Julho de 2008 segundo se observa no plano de obra da Tabela 10.1) ou quando muito, depois de colocar os seus raisers (Agosto de 2008, veja-se Tabela 10.1), pelo que a vala do primeiro emissário de captação estaria aberta entre 3 e 4 meses (Maio-Agosto) e a do segundo 3-4 meses também (Junho-Setembro).



OPERAÇÃO	nº dias	Data prevista de início	Data prevista de conclusão
Emissário de Captação 1			
Extracção de máquina	5	16/05/2008	22/05/2008
Forquilha	10	23/05/2008	05/06/2008
Dragagem da vala	20	09/05/2008	05/06/2008
Afundamento de tubagem de polietileno	40	06/06/2008	31/07/2008
Raiser de captação	20	01/08/2008	28/08/2008
Emissário de descarga 1			
Extracção de máquina	5	06/08/2008	12/08/2008
Raiser de descarga	20	06/08/2008	02/09/2008
Emissário de captação 2			
Extracção de máquina	5	11/12/2008	17/12/2008
Forquilha	10	18/12/2008	31/12/2008
Dragagem da vala	20	06/06/2008	03/07/2008
Afundamento de tubagem de polietileno	30	04/07/2008	14/08/2008
Raiser de captação	20	15/08/2008	11/09/2008

Tabla 10.1 Plano de obra previsto

Descrição da dinâmica

Quanto às dinâmicas actuautes cabe dizer o seguinte:

Ventos

Os ventos mais frequentes são os de NNW, N e NW, enquanto os mais energéticos são os que provêm de N e do sector S-W, ainda que estes últimos sejam ventos pouco frequentes.

O vento médio na área de estudo é de baixa intensidade, só 2 % do tempo, sendo igual ou superior a 14 m/s.

Ondulação

As ondulações predominantes em alto mar provêm de NW, NNW e WNW, com uma probabilidade de ocorrência de 33.53 %, 27.08 % e 22.65 % respectivamente. As ondulações dominantes provêm do sector SW-NW, no entanto, as ondulações de SW, WSW e W são menos frequentes nesta zona (1.36 %, 3.88 % e 9.46 % respectivamente).

Ao propagar-se para a zona de estudo, como pode observar-se nas tabelas 3.5 e 3.6, devido à refração, as ondulações de N tendem a virar para NNW ou para NW, reduzindo a altura de onda em 10 % na zona de captação de água quando o período é pequeno, enquanto que



para períodos maiores essa redução vê-se incrementada aos 30-40 %. No caso de S, o efeito da refração intensifica-se e quase todas as ondulações de S transformam-se em ondulações de SSW ou SW com uma redução da altura de onda incidente na ordem dos 65-75 %. As ondulações de NW-WNW, ao incidirem com pouca obliquidade relativamente à normal à batimetria, pouco refractam e as alturas de onda nos pontos de captação praticamente coincidem com as alturas em *offshore* (coeficientes de propagação superiores a 0.8 em geral).

Correntes

As correntes devidas à maré astronómica são da ordem dos 30 cm/s em profundidades de *offshore*, mas nas imediações da praia, a intensidade das correntes geradas reduz-se a 5 cm/s aproximadamente.

As correntes geradas pelo vento propagam-se na direcção do vento em águas profundas, enquanto que ao aproximar-se da costa tendem a dispor-se paralelas à costa. Quanto maior é o ângulo de incidência do vento relativamente à normal à batimetria, em princípio, maior é a intensidade da corrente.

As correntes induzidas pela rebentação da ondulação geram uma série de sistemas circulatorios na zona onde tem lugar a rebentação que mantém o circuito sedimentário na zona activa do perfil da praia. A rebentação da ondulação gera uma corrente longitudinal ao longo de toda a praia cuja intensidade e sentido depende da ondulação incidente (altura, direcção de abordagem e período) e do nível do mar. Para o caso de ondulação média, as correntes de rebentação apresentam valores pequenos mas com uma contribuição global importante no transporte de sedimentos na zona. As tempestades de SW e WSW geram correntes longitudinais de alta intensidade e mostram uma verdadeira tendência a formar *rips*, os quais são os principais responsáveis pela erosão da Praia.

Uma vez realizada esta descrição de alguns dos agentes que intervêm na estabilidade da vala, procede-se à descrição do modelo utilizado para avaliar a estabilidade.



10.2 Modelo de evolução das valas MEMPITS

Basicamente o modelo utilizado neste estudo parte do trabalho efectuado por Ribberink et al., 2005, e é um modelo perfeitamente aplicável às condições locais das valas previstas para a localização dos emissários da aquícola de Mira, onde os processos bidimensionais em planta (2DH) e tridimensionais (3D) não são relevantes. Por um lado, as variações do nível do fundo são suaves, dado que as valas não são de grande profundidade ($dp \ll h_0$). Por outro lado, as dinâmicas locais (correntes maré-vento e ondulação) apresentam uma direcção predominante em cada caso, o qual permite simplificar o sistema bidimensional (2D) e unidireccional (1D) em planta. Finalmente, devido às grandes profundidades onde nos encontramos ($h \geq 18$ m, a medição refere-se ao nível médio), as variações verticais do fluxo no fundo não são tão importantes, portanto um modelo 1D-V é o mais adequado para este caso. A tudo isto há que adicionar como aspectos de grande relevância, que o processo de calibração deste modelo exige menos requisitos comparados com os modelos 2DH e 3D. Estes requisitos ajustam-se com a informação disponível em campo na zona de estudo. Finalmente, acrescenta-se que os custos computacionais são muitíssimo menores, principalmente quando falamos de simulações de algumas décadas em incrementos de horas.

O preço que se paga neste caso com um modelo menos complexo, é a perda de precisão na previsão da forma ou perfil do fundo da vala. Não obstante, o modelo é capaz de prever com rigor a taxa de migração ou deslocamento da vala e o volume de depósito absorvido pela vala ao longo do tempo, o qual permite prever de forma fiável os tempos de recuperação da mesma e cumprir os objectivos propostos neste estudo.

É interessante destacar neste ponto que com base no modelo numérico desenvolvido, fez-se uma análise exaustiva da influência dos diferentes parâmetros que definem uma vala, ver figura 10.4, na velocidade de migração da vala representada por (C_{bed}) e na sedimentação da mesma representada por (T_{bed}). As conclusões detalhadas recolhem-se no Anexo II.

Como resumo pode-se dizer que:

- No caso de corrente com reduzida energia de ondulação, se a vala é estreita ($b_{p0}/h_0 < 10$), favorece-se a recuperação e a vala tende a ser mais estável devido à redução da velocidade de migração (domina a sedimentação sobre a migração). Neste processo é dominante o transporte por fundo e influi pouco o (u_0 , D_{50} e q_s). Esta é uma condição bastante favorável para se ter em conta no projecto. Nas zonas de estudo em grande parte do tempo as valas encontram-se nesta situação.



- Por outro lado, o aumento da ondulação incrementa numa ordem de grandeza, e em outros casos mais do que isso, a velocidade dos processos morfodinâmicos devido ao efeito da agitação e da suspensão do sedimento. A ondulação gera dois efeitos contrários na morfodinâmica das valas marinhas. Por um lado, favorece a recuperação da vala mediante o aprisionamento de areia e por outro, estabiliza a vala aumentando a velocidade de migração. Estas tendências incrementam-se ainda mais se a velocidade do fluxo é reduzida (condição de inverno com marés mortas). Não obstante, a redução da largura da vala, favorece mais a recuperação do que a redução na velocidade de migração.

10.2.1 Definições prévias

No presente capítulo é apresentada a nomenclatura que se utilizará no documento para descrever as diferentes características geométricas de uma vala. Esquemáticamente define-se uma vala, *sand pit* em língua anglo-saxónica, como um prisma rectangular escavado num fundo plano submarino (ver figura 10.4) com taludes laterais de inclinação m_p , profundidade d_p , longitude l_p e largura b_p onde geralmente ($l_p > b_p$). Esta vala localiza-se em profundidades de água h_0 , com uma orientação a Norte a um ângulo α_{pu} .

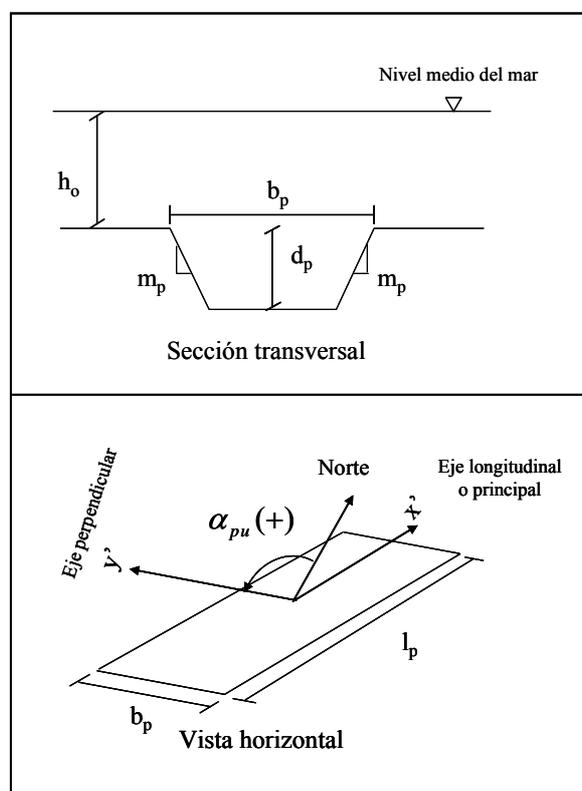


Figura 10.4 Esquema da geometria de uma vala de dragagem



10.3 Resultados

Nos primeiros metros de vala o maior problema é poder ocorrer o fecho da vala, dado que estes trechos se encontram dentro do perfil activo da praia, portanto há um alto risco de que ocorra a tempestade do ano (H_{s12}) no período em que a vala esteja aberta na zona do perfil activo e se tape totalmente a vala.

Quanto ao resto do traçado, além do possível aterro da vala, é possível que se produza uma traslação da mesma como se mostra a seguir.

Para a determinação da estabilidade da vala simularam-se uma série de casos a diferentes profundidades ao longo do traçado. Neste capítulo só se mostrarão os resultados obtidos para alguns dos casos simulados (Ver Tabela 10.2).

Distância à origem (m)	b_p (m)	d_p (m)	h_o (m)	b_p/h_o	U (m/s)	D50 (mm)	D90 (mm)
1500	66	7	12	5.5	0.2	0.25	0.7
2200	58	6	13	4.5	0.2	0.25	0.7
2840	47	4.5	15	3.1	0.2	0.25	0.7

Tabla 10.2 Parâmetros da vala e do sedimento utilizados

Densidade da água=1025kg/m³,

Densidade do sedimento=2650 kg/m³

Viscosidade cinemática 10⁻⁶ m²/s

h_o = profundidade referente ao nível médio

No momento de eleger as ondulações que se devem simular para determinar a estabilidade da vala, teve-se em conta que a altura de onda varia ao longo do ano sendo por isso consideradas diferentes alturas de onda em função da estação do ano em que nos encontramos. Simulou-se um ano típico e gerou-se a seguinte série anual de estados de mar (3 h/estado mar):

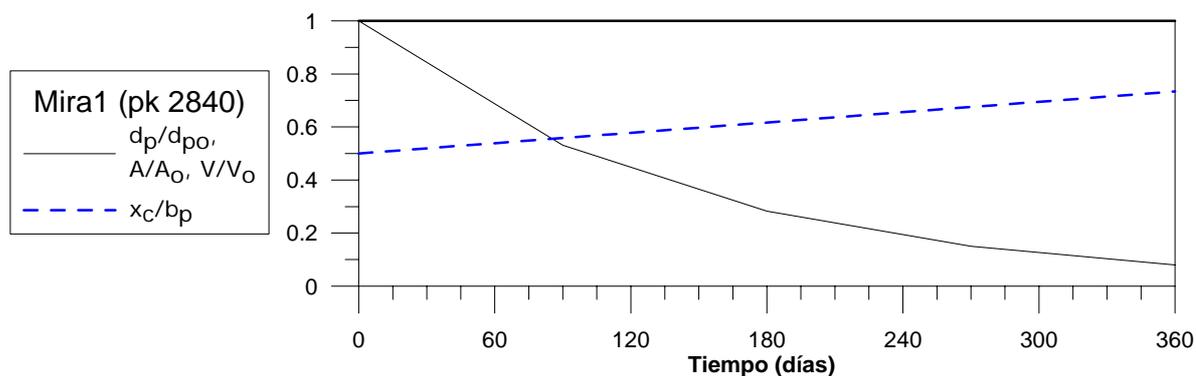
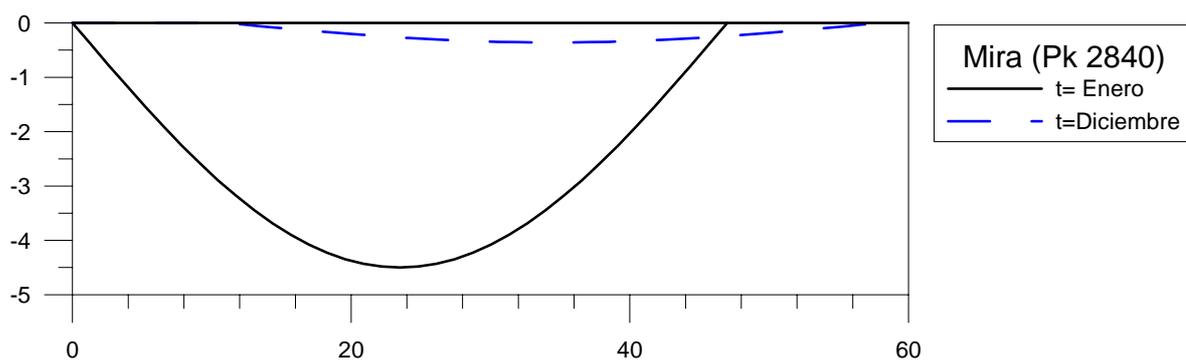
- Dez/Jan/Feb: 90% $H_s=2.27$ $T_p=9$ s, 10% $H_s=4.60m$ $T_p=14s$
- Março/Abril/Maio: 90% $H_s=1.90$ $T_p=9$ s, 10% $H_s=3.25m$ $T_p=12s$



- Junho/Julho/Agosto: 90% Hs=1.30 Tp=7 s, 10% Hs=2.0m Tp=9s
- Set/Out/Nov: 90% Hs=1.83 Tp=9 s, 10% Hs=3.50m Tp=12s

Os resultados obtidos são os seguintes:

Distância á origem de 2840 m



10.4 Evolução do fundo marinho na vala a 2840 m da origem



Na figura 10.5 mostra-se a variação dos parâmetros da vala ao longo do tempo bem como a forma inicial e final estimada da vala depois de estar submetida à acção da ondulação durante um ano.

Celeridade média do fundo $C_{bed} =$	0.0012722138(m/h)	$C_{bed} =$	0.0305331312(m/dia)
Tempo médio de sedimentação $T_{bed} =$	3418.7758789062(horas)	$T_{bed} =$	0.3902712166(anos) 4.7(meses)
Tempo de recuperação de 50% $Tr =$	2358.955322 horas	$Tr =$	0.269287 anos
Tempo de recuperação de 75% $Tr =$	4752.098633 horas	$Tr =$	0.542477 anos
Tempo de recuperação de 80% $Tr =$	5504.229004 horas	$Tr =$	0.628337 anos
Tempo de recuperação de 90% $Tr =$	7863.184570 horas	$Tr =$	0.897624 anos
Tempo de recuperação de 95% $Tr =$	10256.328125 horas	$Tr =$	1.170814 anos
Tempo de recuperação de 99% $Tr =$	15726.369141 horas	$Tr =$	1.795248 anos

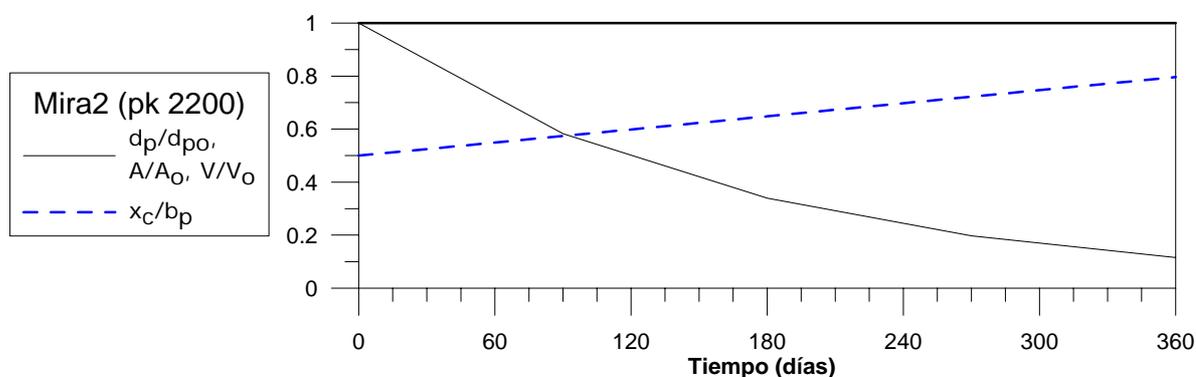
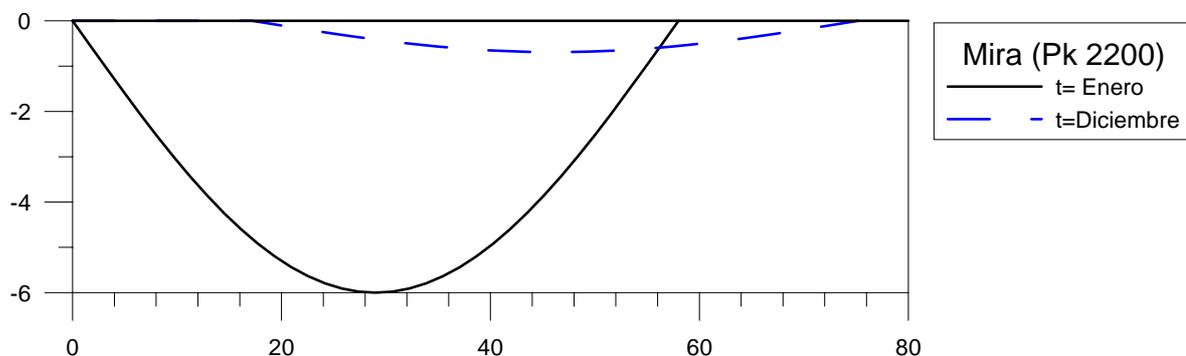
Tabla 10.3 C_{bed} , T_{bed} e tempos de recuperação a 2840 m da origem

À vista dos resultados podem-se extrair as seguintes conclusões:

- Num ano enche-se cerca de 93 % do volume inicial.
- O deslocamento é da ordem dos 11 m (coordenada desde a origem= 34 m ($0.73 \cdot b_p$)).
- Em cinco meses recupera-se mais de 35 % do volume dragado ($T_{bed} = 4.7$ meses).

Distância à origem de 2200 m

Na figura 10.6 mostra-se a variação dos parâmetros da secção da vala para esta distância ao longo do tempo, bem como, a forma inicial e final estimada da vala depois de estar submetida à acção da ondulação durante um ano.



10.5 Evolução do fundo marinho na vala a 2200 m da origem

Celeridade média do fundo C_{bed} =	0.0019889781(m/h)	C_{bed} =	0.0477354750(m/dia)
Tempo médio de sedimentação T_{bed} =	3999.8117675781(horas)	T_{bed} =	0.4565995038(anos)
			5.6(meses)
Tempo de recuperação de 50% Tr =	2759.870117 horas	Tr =	0.315054 anos
Tempo de recuperação de 75% Tr =	5559.738281 horas	Tr =	0.634673 anos
Tempo de recuperação de 80% Tr =	6439.696777 horas	Tr =	0.735125 anos
Tempo de recuperação de 90% Tr =	9199.566406 horas	Tr =	1.050179 anos
Tempo de recuperação de 95% Tr =	11999.435547 horas	Tr =	1.369799 anos
Tempo de recuperação de 99% Tr =	18399.132812 horas	Tr =	2.100358 anos

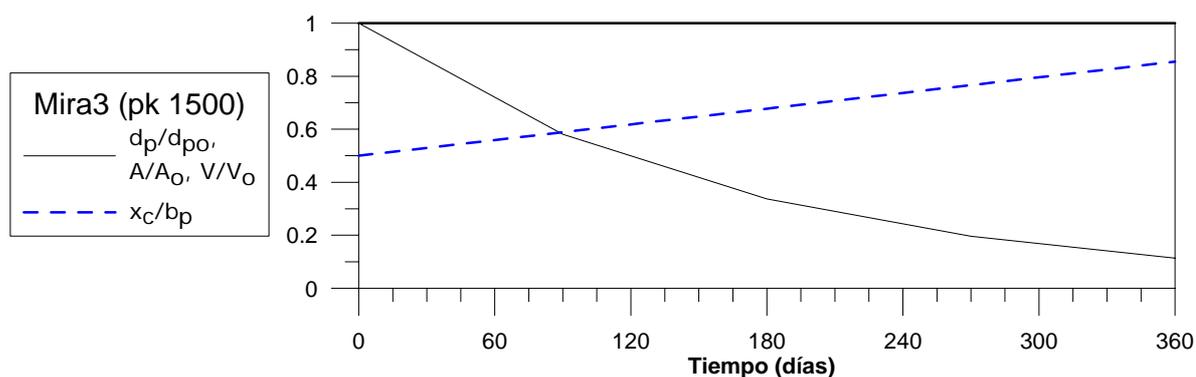
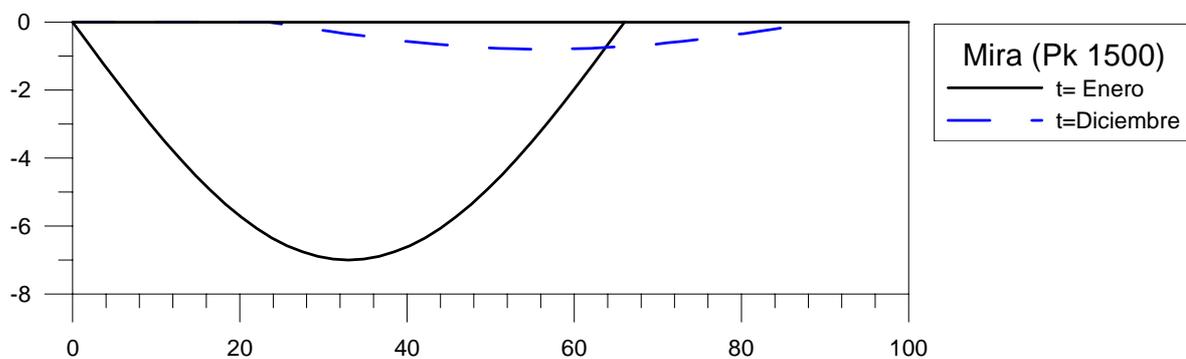
Tabla 10.4 C_{bed} , T_{bed} e tempos de recuperação a 2200 m da origem



Analisados os resultados podem-se extrair as seguintes conclusões:

- Num ano enche-se cerca de 90% do volume inicial.
- O deslocamento é de 17.5 m (coordenada desde a origem = 46m ($0.8 \cdot b_p$)).
- Em aproximadamente 5 meses e meio recupera os 35 % do volume dragado ($T_{bed} = 5.6$ meses).

Distância à origem de 1500 m



10.6 Evolução do fundo marinho na vala a 1500 m da origem

Na figura 10.7 mostra-se a variação dos parâmetros da vala ao longo do tempo, bem como, a forma inicial e final estimada da vala depois de estar submetida à acção da ondulação durante um ano.



Celeridade média do fundo Cbed=	0.0027128230(m/h)	Cbed=	0.0651077479(m/dia)
Tempo médio sedimentação Tbed=	3976.6440429688(horas)	Tbed=	0.4539547861(anos)
			5.5 (meses)
Tempo de recuperação de 50% Tr=	2743.884277 horas	Tr=	0.313229 anos
Tempo de recuperação de 75% Tr=	5527.535156 horas	Tr=	0.630997 anos
Tempo de recuperação de 80% Tr=	6402.396973 horas	Tr=	0.730867 anos
Tempo de recuperação de 90% Tr=	9146.281250 horas	Tr=	1.044096 anos
Tempo de recuperação de 95% Tr=	11929.931641 horas	Tr=	1.361864 anos
Tempo de recuperação de 99% Tr=	18292.562500 horas	Tr=	2.088192 anos

Tabla 10.5 C_{bed}, T_{bed} e tempos de recuperação a 1500 m da origem

Através da análise dos resultados podem-se extrair as seguintes conclusões:

- Num ano enche-se cerca de 90 % do volume inicial.
- O deslocamento é de aproximadamente 24 m (coordenada desde a origem= 57 m (0.86*b_p))
- Em cinco meses e meio recupera-se os 35 % do volume dragado (T_{bed}=5.5 meses).
- Em relação à secção da vala situada a 2200 m, a mudança em largura e em profundidade já não é tão importante como a mudança entre a secção situada a 2200 e a 2840 m, já que a menor profundidade faz com que a vala se encha mais rápido, e por ser mais larga se desloque mais rápido.

Como conclusão pode-se dizer que num ano as valas se enchem entre 90 e 93 % do seu volume inicial e portanto o plano de obra deve reflectir este facto para evitar que a vala se feche antes de se ter realizado o afundamento das tubagens.



CAPÍTULO 11

ESTUDOS HIDRÁULICOS



11 ESTUDOS HIDRÁULICOS

11.1 Introdução

Na generalidade pode-se afirmar que o objecto principal do dimensionamento hidráulico de um emissário submarino é assegurar o seu óptimo funcionamento, que basicamente consiste em cumprir os seguintes requisitos:

- ❑ Assegurar uma distribuição uniforme dos caudais em cada um dos tubos elevadores para todo o leque de volumes que esteja previsto circularem pelo emissário.
- ❑ Assegurar velocidades de não sedimentação em todos os trechos do emissário para os volumes mais frequentes, ou velocidades apropriadas para limpeza em caso de não ser evitável a sedimentação numa situação normal de exploração.
- ❑ Adequar as perdas de carga no emissário para volumes previstos, de forma que se encontrem nas margens da pressão disponível na cabeça do emissário.

Neste ponto são expostos os cálculos realizados para comprovar que o funcionamento hidráulico dos emissários de captação e descarga é o adequado e se estabelecer, baseando-se no ponto anterior, a conformidade com a configuração dos mesmos.

A análise hidráulica realizou-se tendo em conta os volumes correspondentes às renovações em 1 e 1,5 horas, isto é 16188 l/s e 10792 l/s respectivamente para cada um dos 4 emissários existentes. Além de que, para o caso dos emissários de descarga, se teve em conta o possível fornecimento de volumes recolhidos das redes pluviais.

A determinação das perdas de carga nos diferentes pontos singulares do sistema (pontos de contribuição e mudanças de tubagens), foi levado a cabo com o modelo de cálculo matemático EPANET 2.0 desenvolvido pela Divisão de Recursos Hídricos e Fornecimentos de Água (anteriormente designada Divisão de Investigação de Água Potável) do Laboratório Nacional de Investigação para a Prevenção de Riscos (NRMRL) da Agência para a Protecção do Meio Ambiente da EEUU (USEPA). Uma breve descrição das características do modelo é exposta no Anexo VI.

Há que ter em conta que todas as cotas referidas posteriormente são relativas ao zero do porto de Aveiro. No entanto, os cálculos hidráulicos foram realizados supondo que o nível do mar fosse o mais desfavorável em cada caso.



11.2 Emissários de captação

Definição dos emissários de captação.

O sistema é composto por dois emissários gémeos dimensionados em P.E.A.D., PE100 e SDR26, cada um dos quais tem 1340,58 m de comprimento, 2000 mm de diâmetro e unem-se num único acessório do tipo forquilha. Estes também contam, no seu extremo mais afastado da costa, com geratriz inferior exterior (-17,59 m), com quatro bocas separadas a uma distância de 10 metros entre si, que se elevam 3,5 m perpendicularmente ao emissário, com um diâmetro externo de 1400 mm (1293 mm interno), sendo estas acedidas pela água através de uma rede.

Quanto ao material e dimensões dos tubos antes da peça forquilha, este é de pipe-jacking de betão com 3800 mm de diâmetro externo (3000 mm interno) e com um comprimento ao tanque de bombagem de 1500m. Este tanque dispõe de um diâmetro de 24 m e uma altura de 15,6 m, sendo as cotas da base e do tecto de -9.6 e 6 m respectivamente, desta forma a cota de entrada do bombeamento situa-se 1,5 m acima da base (-8,1 m).

Na figura 11.1 é exposto um esquema transversal da disposição geométrica típica do emissário e dos elevadores.

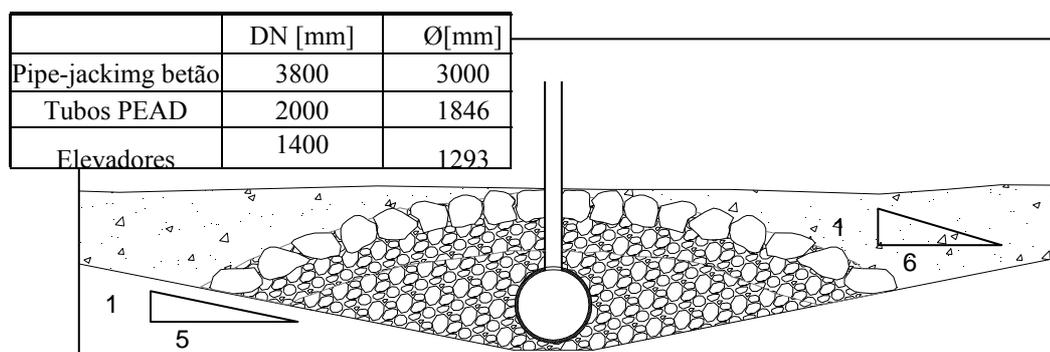


Figura 11.1 Esquema de disposição geométrica típica do emissário e elevador



Perda de carga em cada emissário de captação

Na tabela 11.1 é exposto um resumo dos resultados obtidos com o modelo EPANET, que se apresentam com mais detalhe no Anexo VI.

Cabe assinalar que a captação do caudal de 16188 l/s supõe um nível inicial no poço de bombeamento que ficaria abaixo da geratriz exterior superior da tubagem de pipe-jacking. O facto da parte final da tubagem ficar descoberta, introduz alguma incerteza sobre a exactidão dos resultados de cálculo que, em princípio, se consideram dentro do modelo, com tubagem à pressão.

Q (l/s)	Nível inicial no poço (m)	VELOCIDADE (m/s)			PERDAS DE CARGA (m)					TOTAL
		Pipe-Jacking Ø 3800	Tubo PEAD 2 x Ø 2000	Elevador Ø 1400	Pipe-Jacking Ø 3800	Peça forquilha	Tubo PEAD 2 x Ø 2000	Trecho Elevadores	Elevador Ø 1400	
16188	3.32	2.29	3.02	1.54	1.60	0.32	3.66	0.50	0.26	6.34
10792	7.02	1.53	2.02	1.02	0.72	0.15	1.65	0.40	0.12	3.04

Tabela 11.1 Perdas de carga (m.c.a.) nos diferentes trechos do emissário

11.3 Emissários de descarga.

Definição dos emissários de descarga.

A descarga parte de um poço com 24 m de diâmetro e 10,47m de altura, desde a cota (-4.47 m) para descarregar através de um único emissário, composto por cinco raisers, separados 8 m entre si a uma cota de (-7.57 m).

O emissário é formado por um tubo pipe-jacking de betão com 1350 m de comprimento e 3800 mm de diâmetro resultando num diâmetro interior de 3000 mm.

Quanto ao material e dimensões dos tubos elevatórios, estes serão construídos em aço (diâmetro interior 1600 mm), com um comprimento de 7.13 m, perpendiculares ao tubo elevador e ao eixo do emissário. A boca de saída de cada raiser ficará protegida por uma rede.



Perdas de carga em cada emissário de descarga

Na tabela 11.2 é exposto um resumo dos resultados obtidos com o modelo EPANET, que se apresentam com mais detalhe no Anexo VI.

Foi estimado um possível acréscimo de águas pluviais com cerca de 2.3 m³/s, que corresponderia a uma precipitação forte e com uma duração aproximada de 30 minutos, segundo dados facultados pela Impulso. Este volume foi adicionado ao maior dos dois estudos no caso anterior e supõe uma descarga total por cada emissário de 18500 l/s.

Q (l/s)	Nível inicial no poço (m)	VELOCIDADE (m/s)		PÉRDAS DE CARGA (m)			
		Pipe-Jacking Ø 3800	Elevador Ø 1600	Pipe-Jacking Ø 3800	Tramo Elevadores	Elevador Ø 1600	TOTAL
18500	7.52	2.62	1.82	1.87	0.59	0.30	2.76
16188	6.88	2.29	1.60	1.44	0.45	0.23	2.12
10792	5.71	1.53	1.06	0.65	0.20	0.10	0.95

Tabela 11.2 Perdas de carga (m.c.a.) nos diferentes tramos do emissário.

Velocidade crítica de limpeza da tubagem no emissário de descarga

Para evitar os efeitos indesejados de sedimentação é necessário realizar uma limpeza periódica do emissário, aumentando até um umbral dado e durante um determinado tempo a velocidade de circulação do efluente pelo mesmo. Esta velocidade é denominada velocidade crítica de auto-limpeza da tubagem e assegura a suspensão dos sedimentos acumulados. Neste caso, para cada um dos dois emissários, será calculada da seguinte forma:

A velocidade crítica corresponde a uma tensão tangencial (τ) que se expressa como:

$$\tau = \rho g R I$$

onde:

- ρ é a densidade da água;
- g aceleração da gravidade;
- R raio hidráulico
- I pendente da linha piezométrica



Por outro lado, da fórmula de Manning, tem-se:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2}$$

onde:

V é a velocidade média; e n o coeficiente de atrito de Manning.

Combinando estas duas fórmulas em função de V obtém-se:

$$V = \frac{R^{1/6}}{n} \sqrt{\frac{\tau}{\rho g}}$$

Na literatura especializada recomenda-se um valor de 4 N/m² como tensão crítica de auto-limpeza para colectores em esgotos unitários. Assim, para uma tubagem de diâmetro de 3000 mm e um coeficiente de atrito dado por Manning de 0.010, a velocidade crítica é 1.93 m/s.

Tempo de limpeza

Neste caso específico, a limpeza poderia realizar-se na situação de não atingir a velocidade calculada no ponto anterior, mediante o armazenamento de um determinado volume e a sua posterior evacuação. Esta operação deveria ser repetida até obter a duração necessária para a operação de limpeza, que será igual ao tempo que uma partícula sedimentada leva a percorrer desde o início do emissário até ao seu final, viajando à velocidade média de auto-limpeza, sendo esta média superior à velocidade crítica de auto-limpeza, que ficou fixada previamente em 1.93 m/s.

Para um volume de 16188 l/s ou superior não seria necessário um volume de armazenamento, já que a velocidade se mantém acima da crítica. Mudando para um volume de 10792 l/s a velocidade é de 1.53 m/s, pelo que, em princípio, ainda que não sejam previsíveis problemas neste sentido, não seria recomendável manter de forma continuada e durante grandes períodos de tempo, este regime de renovação de 1.5 h.

Limpeza de bolhas de ar no emissário

Seguindo as recomendações do fabricante Pipelife Norge AS existentes no “*manual técnico para instalações submarinas de tubagens de polietileno*” determina-se que a



velocidade crítica para eliminar as bolhas de ar presentes na tubagem, vem dada pela seguinte expressão:

$$V_c = f(D_i \cdot \text{sen}(\alpha))$$

Sendo

D_i = Diâmetro interno da tubagem (m)

α = gradiente da tubagem

Numa expressão simplificada, V_c pode ser relacionado em função de $\sqrt{g \cdot D_i}$ sendo g a aceleração gravítica equivalente a 9.81 m2/s.

$$V_c = K \cdot \sqrt{g \cdot D_i}$$

Sendo k função de $\sqrt{\text{sen}(\alpha)}$

Assim mesmo para uma pendente do emissário de $\alpha = 0.595^\circ$, obtém-se um valor de $K = 0.28$ do que resulta:

$$V_c = 1.51 \text{ m/s}$$

Esta velocidade atinge-se em todos os casos considerados anteriormente.



CAPÍTULO 12

DISPERSÃO DO EFLUENTE



12 DISPERSÃO DO EFLUENTE

No presente capítulo pretende-se analisar a dispersão do efluente na envolvente marítima de Mira (Portugal), estando a drenagem deste prevista através de dois emissários submarinos com um comprimento total, incluindo o trecho terrestre, de 1350 metros.

Os estudos que se apresentam consideram a descarga no meio receptor de um contaminante conservativo, isto é, uma substância que não experimenta nenhum tipo de transformação ou reacção mantendo-se invariável a sua massa uma vez que esta foi descarregada em meio marinho. Portanto, os resultados que se apresentam estariam do lado da segurança para a descarga das substâncias consideradas não conservativas, como os indicadores de contaminação fecal ou a matéria orgânica.

A realização destas tarefas permite avaliar a capacidade dispersiva e de diluição do meio face à introdução da descarga.

A análise da dispersão de um efluente em águas costeiras é uma tarefa complexa, na qual se utilizaram ferramentas numéricas.

12.1 Características do efluente

Com base na informação proporcionada pela Impulso Industrial Alternativo, na situação de um funcionamento total da instalação está previsto que, através dos emissários de descarga se evacue o caudal correspondente a um tempo de renovação dos tanques de engorda de 1.50 horas. Para esta hipótese de renovação, o caudal por emissário ascende a 10.792 m³/s.

O efluente da instalação é composto fundamentalmente, segundo a informação facultada pela Impulso, por restos orgânicos correspondentes à defecação dos peixes e restos de ração com que se alimentam os mesmos.

Na tabela 12.1 mostra-se a composição típica de um efluente (instalações de Xove) semelhante ao que se produziria nesta instalação, a partir dos dados proporcionados pela Impulso, Engenharia e Consultoria, que reúne as análises realizadas em outra instalação de características similares, actualmente em funcionamento em Espanha.

Assim mesmo na tabela 12.2 incluem-se os resultados obtidos através de uma análise realizada a 28 de Fevereiro de 2007 na instalação de Xove em três zonas diferenciadas da mesma (poço de captação, tanque ao início do processo de esvaziamento e na saída dos canais de esvaziamento antes da entrada do decantador) pelo laboratório de controlo de efluentes Noresga, S.L.



AÑO: 2006

RESULTADOS DE ANALISIS													
PARAMETRO	Punto	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
pH	Entrada	7.66	8.02	7.95	8.04	8.19	8.17	7.88	8.04	8.21	7.98	8.01	
	Salida	7.56	7.8	7.72	7.73	7.8	7.62	7.61	7.56	7.68	7.74	7.91	
Conductividad	Entrada	57.5	58.1	56.9	59.3	50.4	54.3	53.5	54.3	53.4	45.8	54.3	
	Salida	57.5	58.3	56.9	53.9	48.1	53.4	53.4	54.2	49.9	45.6	53.1	
Sólidos en suspensión	Entrada	4.6	5.9	2.7	4	2.8	3.1	2	2.8	4.2	4	5	
	Salida	3.7	13.7	3	5	5.4	3.6	2.1	8.5	5	4.2	8	
	S-E	-0.9	7.8	0.3	1	2.6	0.5	0.1	5.7	0.8	0.2	3	0
DBO5	Entrada	0.7	1.9	<0.5	<0.5	<0.5	<0.5	2	2.9	<1	<1	<1	
	Salida	1.74	1.7	<0.5	1.4	<0.5	<0.5	2	1.9	3.7	<1	<1	
Nitrógeno amoniacal	Entrada	0.12	<0.05	0.17	<0.05	0.16	0.25	0.11	<0.1	<0.1	0.23	<0.1	
	Salida	0.32	0.21	0.4	0.14	<0.05	0.66	0.61	0.32	<0.1	0.19	<0.1	
Nitritos	Entrada	<0.02	<0.02	<0.02	<0.02	<0.02	<0.02	<0.02	0.02	0.04	<0.02	0.03	
	Salida	0.03	<0.02	0.02	0.06	<0.02	0.03	0.25	0.06	0.12	0.12	0.06	
Fosfatos	Entrada	<0.1	<0.1	<0.1	<0.1	<0.1	<0.1	<0.1	<0.1	<0.1	<0.1	<0.1	
	Salida	<0.1	0.13	<0.1	0.14	0.17	<0.1	0.25	<0.1	0.26	0.11	0.14	
Carbono orgánico total	Entrada	2.3	1.9	2.3	1	1.1	1.8	1.9	1	1.1	1.1	1.2	
	Salida	2.3	2.2	4	1.6	1.4	2.2	1.2	1.5	1.4	1.3	1.6	
Aeobios mesófilos 22°C	Entrada	60	30	33	<1	1	228	17	4	9	1	23	
	Salida	100	176	38	30	50	162	29	18	43	38	135	
Coliformes totales	Entrada	1	Ausencia	Ausencia	Ausencia	Ausencia	Ausencia	3	Ausencia	Ausencia	Ausencia	Ausencia	
	Salida	27	26	Ausencia	11	Ausencia	4	8	10	4	50	74	
Coliformes fecales	Entrada	Ausencia	Ausencia	Ausencia									
	Salida	11	7	Ausencia	3	Ausencia	Ausencia	Ausencia	2	Ausencia	Ausencia	28	
Estreptococos fecales	Entrada	5	Ausencia	Ausencia	Ausencia								
	Salida	13	32	Ausencia	8	Ausencia	Ausencia	Ausencia	7	1	14	152	

Tabela 12.1 Características do efluente no processo produtivo

Parâmetro	Método de referência	Unidades	Resultado		
			Captação	Tanque	Saída
DBO5	Procedimento IN-F-28	mg O ₂ /l	1.3	<1	<1
Sólidos em suspensão	Procedimento IN-F-02	mg/l	9.1	56.5	16.0
Nitritos	EN 26777:1994	mg NO ₂ /l	<0.02	0.07	0.05
Nitratos	Standard Methods 4500-NO3-2/L	mg NO ₃ /l	2.02	2.11	2.40
Nitrógeno amoniacal	Procedimento IN-F-21	mg N-NH ₃ /l	<0.1	<0.1	0.16
Fosfatos	Standard Methods 4500-P E.	mg PO ₄ /l	<0.1	0.57	<0.1
Coliformes Totais	Standard Methods 9222 B	UFC/100 ml	Ausência	Ausência	24
<i>Escherichia coli</i>	Standard Methods 9222 D	UFC/100 ml	Ausência	Ausência	Ausência
<i>Streptococos fecais</i>	Standard Methods 9230 C	UFC/100 ml	Ausência	Ausência	Ausência

Tabela 12.2 Resultados da análise efectuada em três zonas do estabelecimento de piscicultura de Xove (Lugo)

Como se pode analisar pela mera observação destes dados, as concentrações de contaminantes no efluente do estabelecimento de piscicultura de Xove que, de acordo com conversações mantidas com a Impulso, se prevêem muito similares ao obtido nas instalações de Mira, são bastante reduzidas.



12.2 Metodologia

A evolução da concentração de uma substância presente ou introduzida num meio aquático depende da acção conjunta de três processos: a advecção (ou transporte pelas correntes existentes no meio aquático), a difusão turbulenta ou dispersão (que conduz a uma diluição da concentração da substância de interesse) e os processos de transformação (físicos, químicos ou biológicos, que actuam no caso em que a substância seja não conservativa).

O efeito combinado destes três processos reúne-se na denominada equação de transporte ou de advecção-difusão, sendo uma equação de conservação de massa, que descreve a variação da concentração de uma substância num ponto fixo do espaço ao longo do tempo, contabilizando a contribuição de cada um dos processos anteriores.

A resolução analítica desta equação só é possível em alguns casos, sendo estes os que se consideram geometrias singelas, fluxos constantes e coeficientes de difusão turbulenta ou dispersão constante. Na realidade, estas condições são demasiado simplificadas e a resolução desta equação deve ser abordada mediante ferramentas numéricas.

Do ponto de vista matemático, o estudo da dispersão de um efluente requer a modelação de dois fenómenos: as correntes marinhas e a evolução das substâncias contaminantes devido a estas correntes.

Entre todas as forças de correntes marinhas propulsoras possíveis, foram consideradas a onda de maré e o vento.

A evolução do efluente evacuado através dos emissários submarinos de descarga foi analisada mediante o modelo matemático em contínuo das condições hidrodinâmicas previstas no meio marinho receptor, ao longo de um período de tempo de um mês.

Com o objectivo de ter em conta que a estrutura do campo de correntes pode ser variável em profundidade empregou-se um modelo de transporte tridimensional (modelo AD3D) que permite considerar a coluna de água dividida em várias camadas.

O modelo numérico de advecção-difusão em três dimensões (AD3D), desenvolvido pela Universidade de Cantábria, permite resolver a equação de advecção-difusão para qualquer substância presente na coluna de água, que se expressa como:

$$\frac{\partial c}{\partial t} + U \frac{\partial c}{\partial x} + V \frac{\partial c}{\partial y} - \frac{\partial}{\partial x} \left(D_x \frac{\partial c}{\partial x} \right) - \frac{\partial}{\partial y} \left(D_y \frac{\partial c}{\partial y} \right) - \frac{\partial}{\partial z} \left(D_z \frac{\partial c}{\partial z} \right) = S - Kc$$



onde x e y são as coordenadas cartesianas no plano horizontal; t o tempo; $U(x,y,t)$ e $V(x,y,t)$ as velocidades nas direcções x e y repartidas na vertical; $c(x,y,t)$ a concentração da substância; D_x , D_y y D_z os coeficientes de dispersão, S a quantidade de substância introduzida no meio; K é uma taxa de degradação.

O modelo AD3D aplica-se sobre a malha que define o domínio de cálculo previamente utilizada para a obtenção das correntes marinhas. Como resultado, obtém-se o campo escalar de concentrações da substância objecto de estudo (conservativa ou coliformes fecais) a diferentes níveis de profundidade. Em concreto foi considerada a coluna de água dividida em três camadas.

Para o modelo numérico da dispersão do efluente consideraram-se situações de vento constante com 8 horas de duração. Em cada uma delas foram adoptadas as características do vento associado por aplicação do método de Monte Carlo de acordo com as suas probabilidades de apresentação.

Neste sentido, as condições de vento agruparam-se em oito direcções significativas às quais se associa a intensidade correspondente a uma probabilidade de apresentação acumulada de 50%.

Para o estudo de dispersão do efluente trabalhou-se, do lado da segurança, com uma substância conservativa e que, por isso, não vê alterada a sua massa no meio receptor por efeito de processos de transformação.

Na análise do transporte e dispersão do efluente foram seleccionados uma série de pontos de controle coincidentes com a zona de descarga de cada emissário (pontos P1 e P4), área de captação dos emissários de captação (pontos P3 e P6) e dois pontos situados na praia sobre o próprio traçado dos emissários de descarga (pontos P2 e P5), como se mostra na figura 12.1.

Para a resolução do transporte por dispersão é preciso definir o valor dos coeficientes de dispersão nas direcções coordenadas. Foi assumido um valor idêntico para os coeficientes de dispersão horizontal de $1.0 \text{ m}^2/\text{s}$, e um valor de $0.005 \text{ m}^2/\text{s}$ para o coeficiente de dispersão vertical.

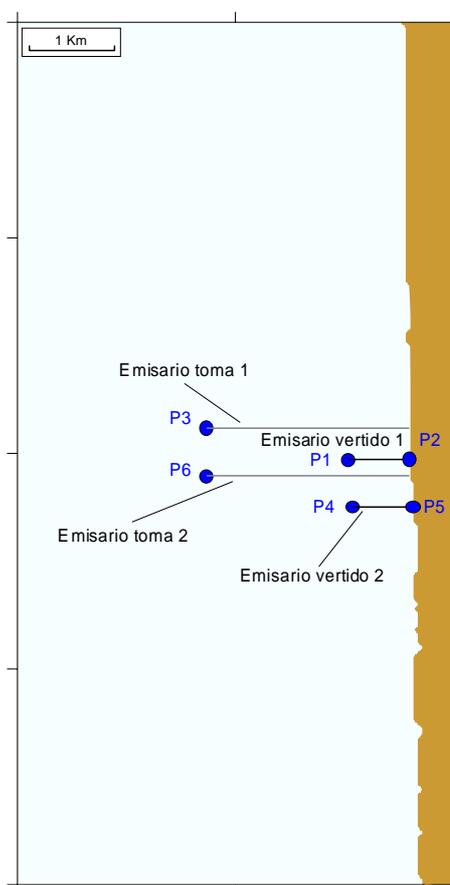


Figura 12.1 Pontos de controlo

12.3 Resultados

Na figura 12.2 mostra-se a evolução espacial comparada da descarga da instalação, em cada camada da coluna de água e para um mesmo instante de tempo, para a acção combinada da maré e vento de norte. Nesta figura representam-se as isolinhas da relação C/C_0 , onde C é a concentração do contaminante conservativo no meio e C_0 é a concentração do mesmo no efluente. Pode ser constatada a importante dispersão do efluente ao encontrar-se totalmente exposto à acção das correntes marinhas. Esta dispersão implica que as concentrações que possam chegar a atingir a costa e a zona de captação dos emissários de captação apresentem uma considerável diluição.

Na figura 12.3 representa-se a pluma de descarga do emissário em outras duas situações hidrodinâmicas, correspondentes a ventos de NW e de W.

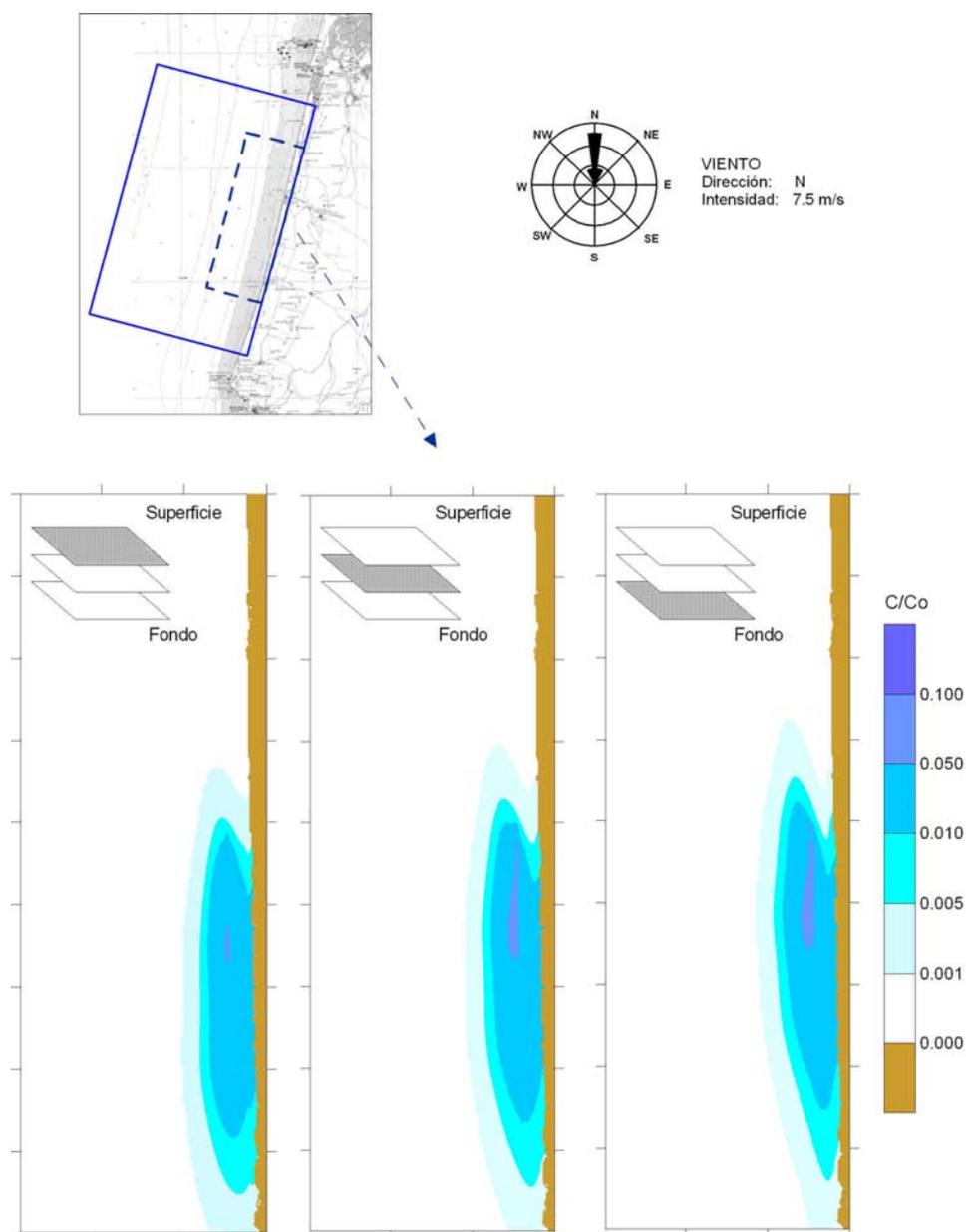


Figura 12.2 Dispersão do efluente para a acção combinada da maré astronómica e do vento de norte a 7,5 m/s de intensidade. (C é a concentração de uma substância conservativa no mar e C_0 é a concentração inicial dessa substância no efluente de descarga).

A análise de evolução da descarga ao longo de todo o período de modelação permite determinar as percentagens de tempo para a superação de um determinado umbral do rácio C/C_0 . Na figura 12.4 apresentam-se os correspondentes rácios de 0.02, 0.05 e 0.10.

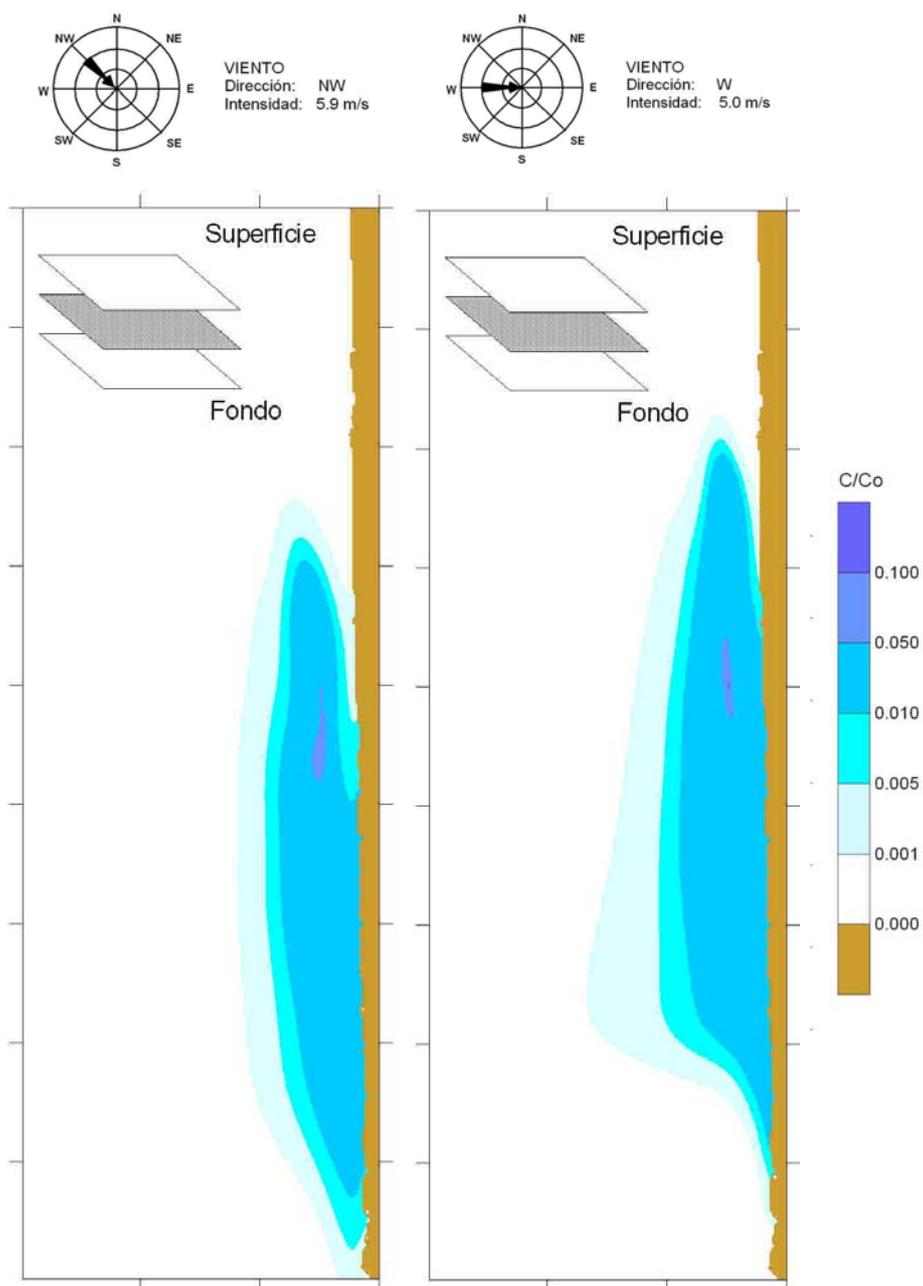


Figura 12.3 Dispersão do efluente para a acção combinada da maré astronómica e de ventos com direcções NW e W. (C é a concentração de uma substância conservativa no mar e C_0 é a concentração inicial dessa substância no efluente de descarga).

Por outro lado, nas figuras 12.5 e 12.6 indicam-se as relações C/ C_0 calculadas para todo o período de simulação nos pontos de controlo seleccionados.

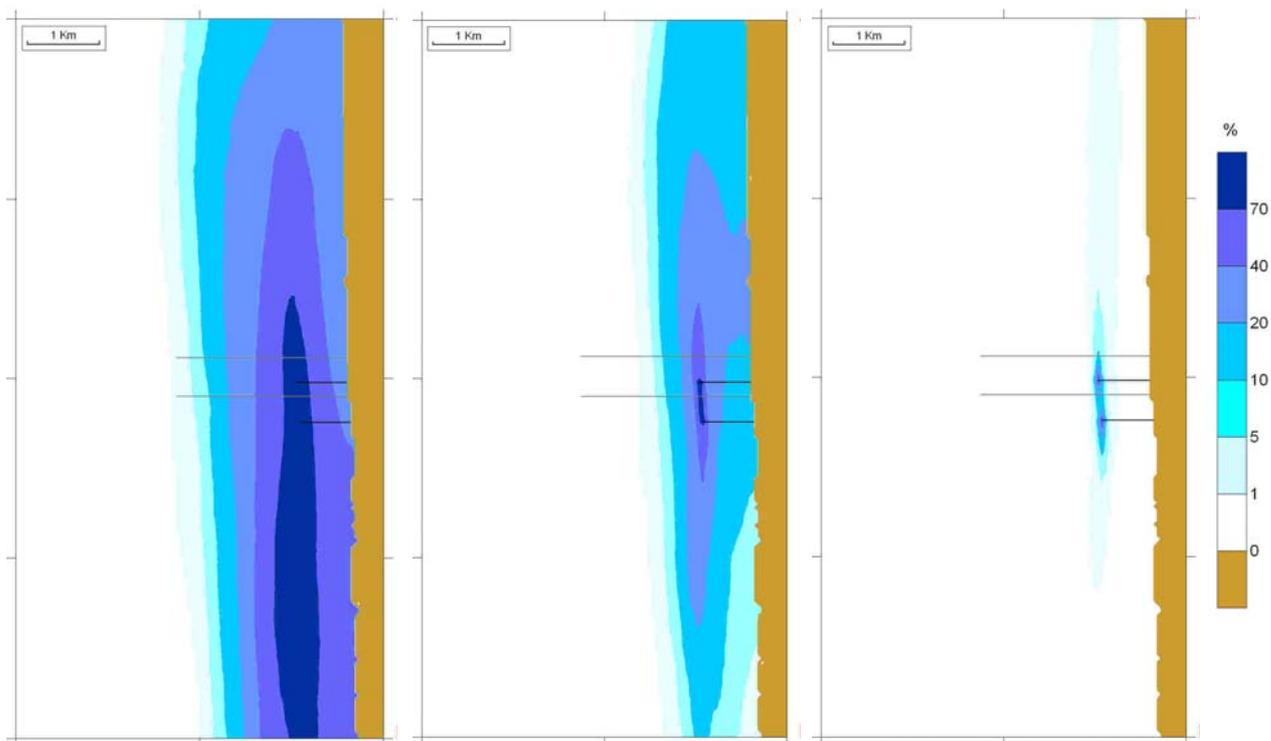


Figura 12.4 Tempos de superação (em %) ao longo de um período de modelação de três meses de umbrais com ratio C/C_0 de 0.02 (imagem da esquerda), 0.05 (imagem intermédia) e 0.10 (imagem da direita). (C é a concentração de uma substância conservativa no mar e C_0 é a concentração inicial dessa substância no efluente de descarga).

Os resultados apresentados nesta figura indicam que a zona mais afectada pela descarga se situaria numa faixa próxima ao efluente e aproximadamente paralela à linha de costa. Assim mesmo, na imagem da direita desta figura pode apreciar-se a zona de mistura da descarga, marcada pelas cores azuis mais intensas. Trata-se de uma zona não muito extensa situada ao redor dos dois emissários de descarga. Esta zona, na que se obteriam as concentrações mais elevadas das substâncias descarregadas, encontra-se afastada da praia de Mira e da área de captação dos emissários.

Os gráficos apresentados nas figuras 12.5 e 12.6 reflectem a evolução da descarga já assinalada. A diluição obtida na zona de descarga varia em função das correntes, com um valor mínimo de 3 e uma média próxima de 8. Tendo em conta as reduzidas concentrações das substâncias descarregadas, esta diluição é suficiente para conseguir reduzir significativamente os seus níveis no meio receptor.

No Anexo VII apresentam-se uma série de gráficos que reúnem a evolução da descarga da instalação em diferentes situações hidrodinâmicas.

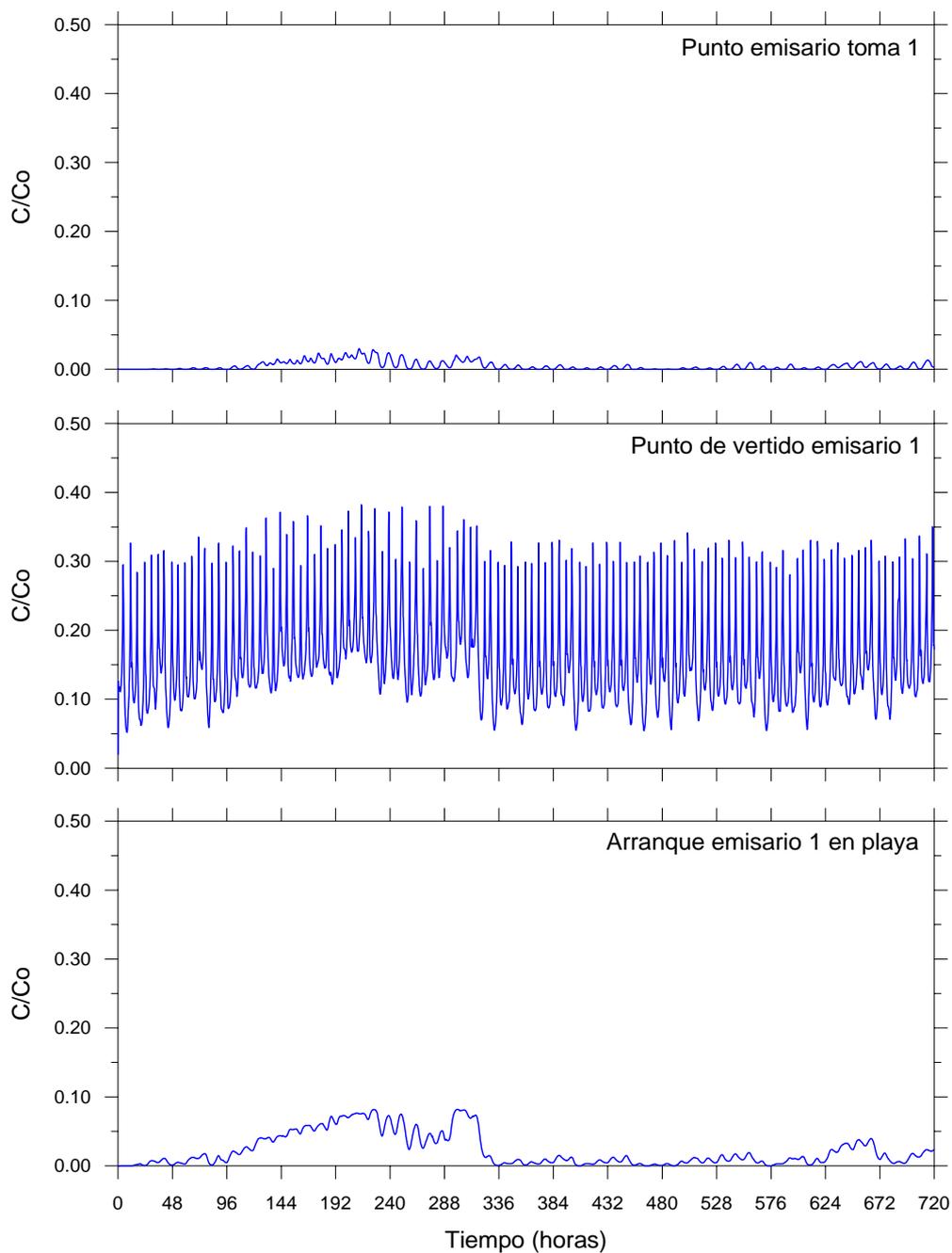


Figura 12.5 Variação do rácio C/C_0 nos pontos de controlo situados sobre o emissário de descarga 1 (pontos P1 e P2) e na zona de captação do emissário de captação 1 (ponto P3).

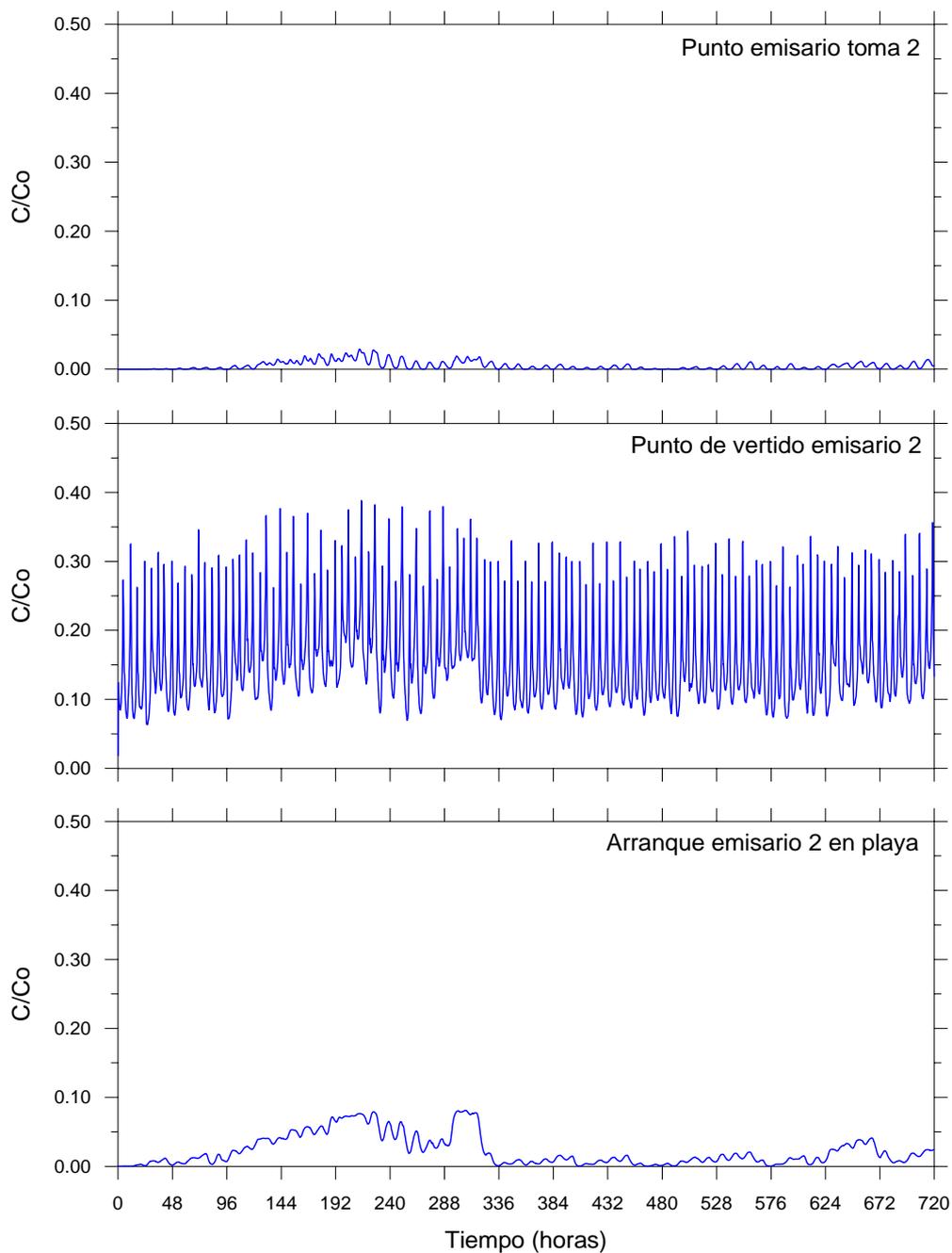


Figura 12.6 Variação do rácio C/C_0 nos pontos de controlo situados sobre o emissário de descarga 2 (pontos P4 e P5) e na zona de captação do emissário de captação 2 (ponto P6).



CAPÍTULO 13

VOLUME SÓLIDO ASPIRADO



13 VOLUME SÓLIDO ASPIRADO

Um dos problemas possíveis que podem apresentar as captações de água de mar, é que durante a captação de água também captam parte dos sedimentos existentes próximos do raizer, o qual pode afectar o funcionamento do emissário se este não estiver convenientemente dimensionado.

No presente capítulo realiza-se uma estimativa do volume sólido que pode ser aspirado pela captação de água do emissário de Mira em função do clima marítimo existente no ponto de captação de água.

13.1 Fórmulas utilizadas

Dados prévios

Para a determinação do volume sólido aspirado é preciso conhecer uma série de dados prévios os quais se indicam a seguir:

- h : cota do terreno no ponto de captação.
- ρ : densidade da água.
- ρ_s : densidade dos sedimentos.
- d_{16} , d_{50} , d_{84} : diâmetros característicos dos sedimentos.
- Ondulação e correntes na zona em estudo.

Proposta do problema

A metodologia empregue para a resolução deste problema é baseada na metodologia proposta por Richard Soulsby presente no seu livro “*Dynamics of marine sands*”.

Em primeiro lugar determinam-se os parâmetros do clima marítimo na zona de estudo: correntes de maré (U), alturas de onda (H_s), períodos de pico associados (T_p) e ângulo de incidência da ondulação relativamente à direcção da corrente (F).

A intensidade de corrente da maré empregue no cálculo da concentração de sedimentos é a intensidade média. As alturas de onda consideradas são as existentes na zona de estudo.



O período de pico obtém-se a partir do período de passagem por zero (T_z), o qual pode ser determinado a partir da altura de onda mediante a seguinte expressão:

$$T_z = 11 \left(\frac{H_s}{g} \right)^{1/2}$$

O período de pico pode-se determinar a partir da seguinte equação:

$$T_p = 1.28T_z$$

A fórmula utilizada para a determinação da concentração de sedimentos em suspensão requer trabalhar com ondulação monocromática. A onda monocromática equivalente a esse estado de mar é caracterizada pelos seguintes parâmetros:

$$H = H_s / \sqrt{2}$$

$$T = T_p$$

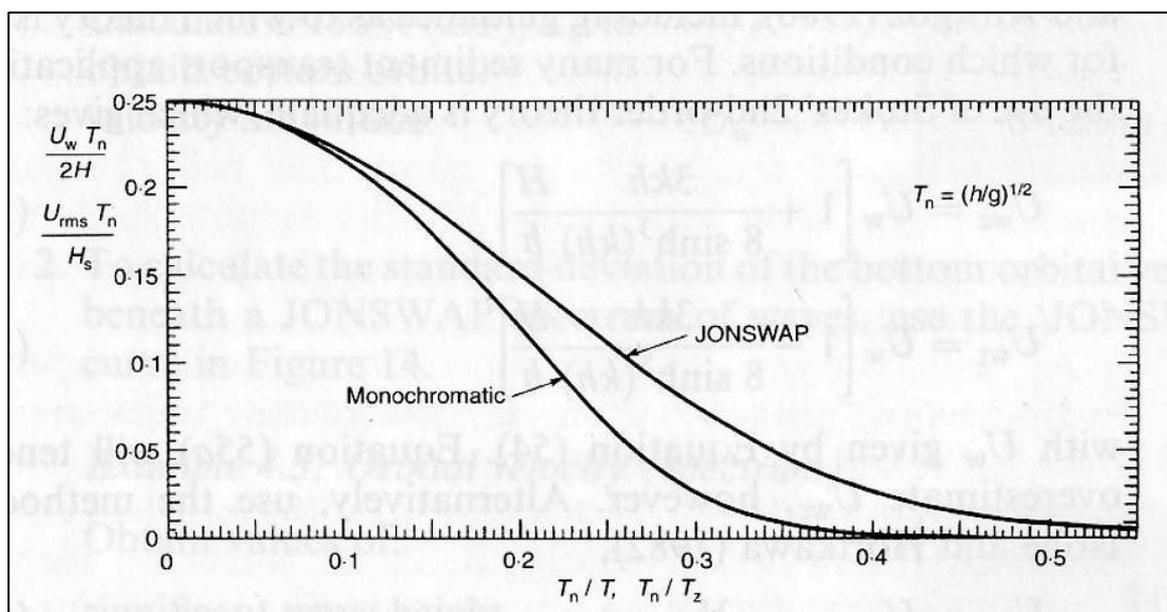


Figura 13.1 Velocidade orbital no fundo para ondulações monocromáticas



A velocidade orbital no fundo (U_w) obtém-se a partir da figura 13.1. Para tal é necessário calcular T_n mediante a seguinte fórmula:

$$T_n = \left(\frac{h}{g} \right)^{1/2}$$

De seguida, determina-se a tensão média e máxima no fundo da mesma. Para isso são encontrados os seguintes parâmetros

$$A = \frac{U_w \cdot T}{2\pi}$$

$$z_0 = \frac{d_{50}}{12}$$

$$f_w = 1.39 \cdot \left(\frac{A}{z_0} \right)^{-0.52}$$

$$C_D = \left[\frac{0.4}{1 + \text{Ln} \left(\frac{z_0}{h} \right)} \right]^2$$

$$\tau_c = \rho \cdot C_D \cdot \bar{U}^2$$

$$\tau_w = \frac{1}{2} \rho \cdot f_w \cdot U_w^2$$

$$X = \frac{\tau_c}{\tau_c + \tau_w}$$

$$b = (b_1 + b_2 |\cos \Phi|^J) + (b_3 + b_4 |\cos \Phi|^J) \cdot \log_{10}(f_w/C_D)$$

$$p = (p_1 + p_2 |\cos \Phi|^J) + (p_3 + p_4 |\cos \Phi|^J) \cdot \log_{10}(f_w/C_D)$$

$$q = (q_1 + q_2 |\cos \Phi|^J) + (q_3 + q_4 |\cos \Phi|^J) \cdot \log_{10}(f_w/C_D)$$

onde:

b1	b2	b3	b4	p1	p2	p3	p4	q1	q2	q3	q4	J
0.47	0.69	-0.09	-0.08	-0.53	0.47	0.07	-0.02	2.34	-2.41	0.45	-0.61	8.8

Tabela 13.1 Parâmetros de ajuste para onda/corrente

$$Y = X \cdot \left[1 + b \cdot X^p \cdot (1 - X)^q \right]$$



$$\tau_m = Y(\tau_c + \tau_w)$$

$$\tau_{\max} = \left[(\tau_m + \tau_w \cos \phi)^2 + (\tau_w \sin \phi)^2 \right]^{1/2}$$

Uma vez determinadas as tensões no fundo é preciso determinar o tamanho médio do grão em suspensão, para tal, terá de ser determinado o parâmetro de transporte (T_s) como se indica a seguir

$$\frac{u_*}{\bar{U}} = \frac{1}{7} \left(\frac{d_{50}}{h} \right)^{1/7}$$

$$\tau_{0s} = \rho (u_*)^2$$

$$D_* = \left[\frac{g(s-1)}{v^2} \right]^{1/3} d$$

$$\theta_{cr} = \frac{0.24}{D_*} + 0.055 \cdot [1 - \exp(-0.020 \cdot D_*)]$$

$$\tau_{cr} = \theta_{cr} \cdot g \cdot (\rho_s - \rho) \cdot d$$

$$T_s = \frac{(\tau_{0s} - \tau_{cr})}{\tau_{cr}}$$

e uma vez determinado o parâmetro de transporte acha-se o diâmetro médio do sedimento em suspensão da seguinte forma:

$$\sigma_s = 0.5 \cdot (d_{84}/d_{50} + d_{50}/d_{16})$$

$$d_{50,s}/d_{50,b} = 1 + 0.011 \cdot (\sigma_s - 1) \cdot (T_s - 25) \quad 0 < T_s < 25$$

$$d_{50,s}/d_{50,b} = 1 \quad T_s \geq 25$$

a velocidade de queda de grão pode determinar-se pela seguinte expressão:

$$w_s = \frac{v}{d} \left[\left(10.36^2 + 1.049 \cdot D_*^3 \right)^{1/2} - 10.36 \right]$$



Por último, a concentração de sedimentos a uma determinada profundidade vem dada pelas seguintes expressões:

$$C(z) = Ca \left(\frac{z}{za} \right)^{-b_{\max}} \quad za \leq z \leq zw$$

$$C(z) = C(zw) \left(\frac{z}{za} \right)^{-bm} \quad zw < z \leq h$$

$$u_{*\max} = (\tau_{\max} / \rho)^{1/2}$$

$$u_{*m} = (\tau_m / \rho)^{1/2}$$

$$b_{\max} = \frac{ws}{\kappa \cdot u_{*\max}}$$

$$bm = \frac{ws}{\kappa \cdot u_{*m}}$$

$$zw = \frac{u_{*\max} T}{2\pi}$$

$$\theta_{\max} = \frac{\tau_{\max}}{g\rho(s-1)d_{50}}$$

$$Ca = \frac{0.331(\theta_{\max} - 0.045)^{1.75}}{1 + 0.720(\theta_{\max} - 0.045)^{1.75}}$$

$$za = 2 \cdot d_{50}$$

13.2 Aplicação ao emissário de Mira

Para determinar a concentração de sedimentos nas imediações dos raisers de captação tomou-se a série de alturas de onda existentes, na zona de captação, com a sua correspondente direcção e, posteriormente, determinou-se a concentração média repartida na vertical em toda a coluna de água susceptível de ser aspirada

Dado que a série de dados da ondulação é bastante extensa, não sendo possível desta forma mostrar todos os resultados, a seguir, a modo de exemplo, apresentam-se os resultados obtidos para uma série de casos nos quais a altura de onda seleccionada para cada direcção é a altura excedida em 10 % do tempo. Nas tabelas 13.2 e 13.3 apresentam-se, para os casos exemplo, os dados iniciais utilizados no cálculo.



	Hs(m)	Tz (sg)	Tp (sg)	H (m)	Tn (sg)	Tn/Tp	UwTn/2H	Uw (m/sg)	Φ (°)
N	1.66	4.52	5.79	1.17	1.26	0.22	0.10	0.19	78.00
NNW	2.30	5.33	6.82	1.63	1.26	0.18	0.14	0.36	55.50
NW	2.88	5.96	7.63	2.04	1.26	0.16	0.16	0.52	33.00
WNW	4.01	7.03	9.00	2.84	1.26	0.14	0.19	0.84	10.50
W	4.06	7.08	9.06	2.87	1.26	0.14	0.19	0.85	-12.00
WSW	3.56	6.63	8.48	2.52	1.26	0.15	0.18	0.71	-34.50
SW	2.57	5.63	7.21	1.82	1.26	0.17	0.15	0.43	-57.00
SSW	1.45	4.23	5.41	1.03	1.26	0.23	0.08	0.14	-79.50

Tabela 13.2 Parâmetros do clima marítimo

A corrente repartida em profundidade, gerada pela maré na zona de estudo, oscila entre 20 e 30 cm/s como foi analisado no Capítulo 3 do presente capítulo, no entanto para ter em conta os valores máximos adoptou-se uma intensidade de corrente $U = 0.5$ m/sg.

A profundidade que se considerou para realizar os cálculos é a correspondente ao trecho final do emissário de captação (13.5 m relativamente ao zero do porto, segundo os planos facultados pela IMPULSO S.A.), assumindo um nível médio de maré, com o qual, a profundidade total é igual a 15.5 m.

ν	h	ρ	d_{50}	d_{16}	d_{84}	σ	ρ_s
0.000001 m ² sg ⁻¹	15.5 m	1025 Kg/m ³	0.12 mm	0.17 mm	0.08 mm	0.69	2650 Kg/m ³

Tabela 13.3 Parâmetros dos sedimentos e outros parâmetros da zona de estudo

Uma vez conhecidas as características dos sedimentos e do clima marítimo é possível determinar as tensões média e máxima (τ_m e τ_{max}). Recorrendo as fórmulas propostas no ponto anterior obtêm-se os resultados que se apresentam na Tabela 13.4.

O próximo passo é determinar o tamanho médio dos sedimentos em suspensão e a velocidade de queda de grão que, como se observa na tabela 13.5, é aproximadamente 0.13 mm e 0.01 m/sg respectivamente.

Uma vez determinada a velocidade de queda de grão já é possível determinar a concentração de sedimentos nas imediações dos pontos de captação. A modo de exemplo, na Tabela 13.6 apresentam-se os resultados obtidos da aplicação das formulações propostas no ponto 13.1, utilizando no cálculo a altura de onda que é superada em 10 % do tempo.



	H	T	Uw	ϕ	A	z_0	fw	τ_{ws}	C_D	τ_c	X	b	p	q	Y	τ_{m_s}	τ_{max_s}
N	1.17	5.79	0.19	78	0.17	1.00E-05	8.65E-03	0.16	9.11E-04	0.23	0.59	0.38	-0.46	2.78	0.62	0.24	0.32
NNW	1.63	6.82	0.36	55.5	0.39	1.00E-05	5.69E-03	0.38	9.11E-04	0.23	0.38	0.40	-0.47	2.68	0.45	0.27	0.58
NW	2.04	7.63	0.52	33	0.63	1.00E-05	4.45E-03	0.61	9.11E-04	0.23	0.28	0.54	-0.38	2.05	0.40	0.34	0.91
WNW	2.84	9.00	0.84	10.5	1.20	1.00E-05	3.18E-03	1.14	9.11E-04	0.23	0.17	0.98	-0.10	0.22	0.36	0.49	1.63
W	2.87	9.06	0.85	-12	1.23	1.00E-05	3.14E-03	1.16	9.11E-04	0.23	0.17	0.95	-0.11	0.33	0.35	0.49	1.65
WSW	2.52	8.48	0.71	-34.5	0.96	1.00E-05	3.57E-03	0.92	9.11E-04	0.23	0.20	0.53	-0.40	2.10	0.33	0.38	1.25
SW	1.82	7.21	0.43	-57	0.50	1.00E-05	5.03E-03	0.48	9.11E-04	0.23	0.33	0.41	-0.48	2.66	0.41	0.29	0.68
SSW	1.03	5.41	0.14	-79.5	0.12	1.00E-05	1.06E-02	0.10	9.11E-04	0.23	0.69	0.37	-0.46	2.82	0.71	0.24	0.28

Tabela 13.4 Parâmetros para a determinação de τ_m e τ_{max}

u_*	τ_{0s}	D	θ_{cr}	τ_{cr}	Ts	d_{50s}	w_s
0.01	0.18	3.00	0.08	0.16	0.14	0.13	0.01

Tabela 13.5 Parâmetros para a determinação do tamanho médio dos sedimentos em suspensão

	τ_{m_s}	τ_{max_s}	u_{*m}	u_{*max}	b_{max}	b_m	z_w	C_a	z_a
N	0.24	0.32	0.02	0.02	1.76	2.01	1.62E-02	8.02E-03	2.40E-04
NNW	0.27	0.58	0.02	0.02	1.30	1.90	2.58E-02	2.89E-02	2.40E-04
NW	0.34	0.91	0.02	0.03	1.04	1.70	3.62E-02	6.54E-02	2.40E-04
WNW	0.49	1.63	0.02	0.04	0.78	1.41	5.71E-02	1.52E-01	2.40E-04
W	0.49	1.65	0.02	0.04	0.77	1.42	5.78E-02	1.54E-01	2.40E-04
WSW	0.38	1.25	0.02	0.03	0.89	1.61	4.72E-02	1.07E-01	2.40E-04
SW	0.29	0.68	0.02	0.03	1.20	1.84	2.96E-02	3.95E-02	2.40E-04
SSW	0.24	0.28	0.02	0.02	1.89	2.04	1.41E-02	5.69E-03	2.40E-04

Tabela 13.6 Parâmetros para a determinação da concentração de sedimentos



A captação de água é possível realizar-se entre o coroamento do raiser e a superfície da água, portanto, o volume sólido aspirado deverá determinar-se a partir da integração do perfil de concentrações entre o coroamento do raiser ($z = 2$ m dado que o raisers sobressai 2 m do leito) e a profundidade no ponto de captação ($h = 15.5$ m), isto é, a concentração de sedimentos que a captação é capaz de absorver é dada pela seguinte equação:

$$C_t = \frac{1}{h - h_{cr}} \int_{h_{cr}}^h C(z) \cdot dz$$

Na Tabela 13.7 apresentam-se as concentrações de sedimentos na coluna de água susceptível de ser aspirada pela captação durante o seu funcionamento para cada um dos casos apresentados na tabela 13.2.

	H (m)	T (sg)	Ct (Kg/m ³)
N	1.17	5.79	9.83E-08
NNW	1.63	6.82	6.24E-06
NW	2.04	7.63	1.65E-04
WNW	2.84	9.00	7.64E-03
W	2.87	9.06	7.90E-03
WSW	2.52	8.48	1.10E-03
SW	1.82	7.21	1.97E-05
SSW	1.03	5.41	3.49E-08

Tabela 13.7 Determinação da concentração média de sedimentos na coluna de água entre a cota de coroamento do raiser e a superfície de água

Como se indicou anteriormente, para determinar a concentração real de sedimentos que a captação é capaz de captar, é necessário efectuar todos estes cálculos para cada um dos estados de mar da série de ondulação obtida da base de dados SIMAR 44.

Segundo o Projecto básico, as captações de água estão dimensionadas para garantir uma renovação de água a cada hora, o que implica um caudal de 10.81 m³/s. O volume sólido horário que pode ser aspirado pela captação determina-se multiplicando cada concentração associada a cada tipo de estado de mar pelo volume de dimensionamento da captação expresso em horas (38916 m³/h). Deste modo é possível determinar a série de volumes sólidos horários (Qs em Kg/h) e portanto, encontrar dados estatísticos que permitam dimensionar os desareadores e assim garantir o bom funcionamento do emissário.



Na tabela 13.8 apresentam-se os dados estatísticos do volume sólido obtido a partir da série de volumes sólidos de toda a coluna de água que pode ser captada.

Qs_{10%}	Qs_{25%}	Qs_{50%}	Qs_{75%}	Qs_{90%}	Qs_{99%}
0.001	0.008	0.346	10.116	95.020	1934.962

Tabela 13.8 Dados estatísticos do volume sólido expresso em Kg/h

Na figura 13.2 apresenta-se um fragmento da série de volumes sólidos horários aspirados pela captação de água.

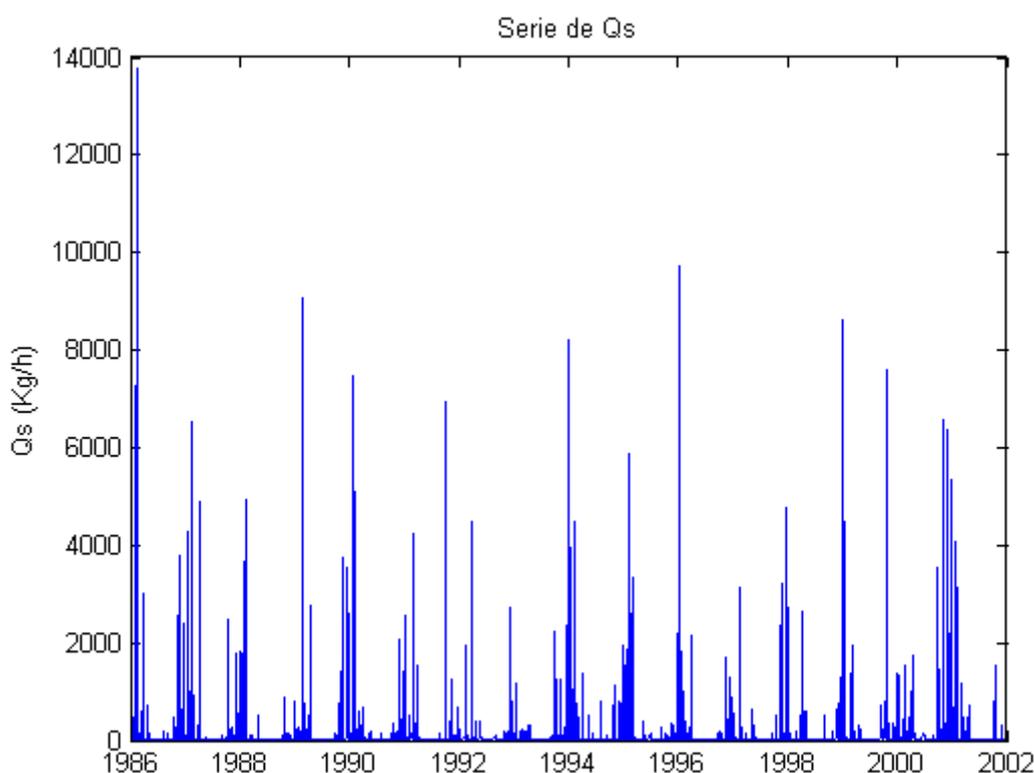


Figura 13.2 Série de volumes sólidos aspirados pela captação de água em Kg/h entre 1986 e 2002

Na figura 13.3 apresenta-se o regime médio do volume sólido horário expresso em Kg/h. e na figura 13.4 compara-se um excerto da série de altura de onda e da série de volumes sólidos correspondentes.

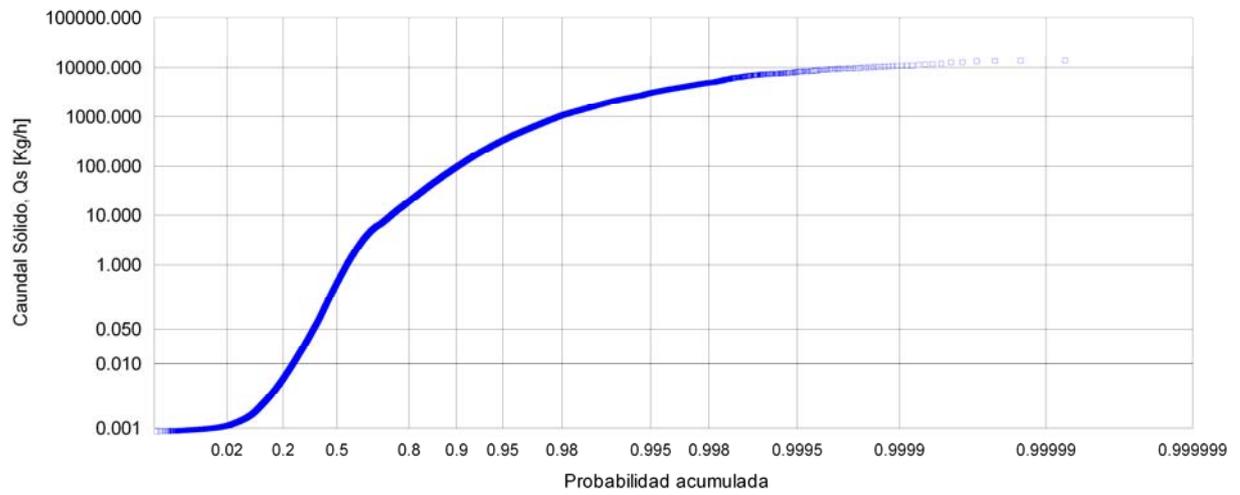


Figura 13.3 Regime médio de volumes sólidos horários (Kg/h)

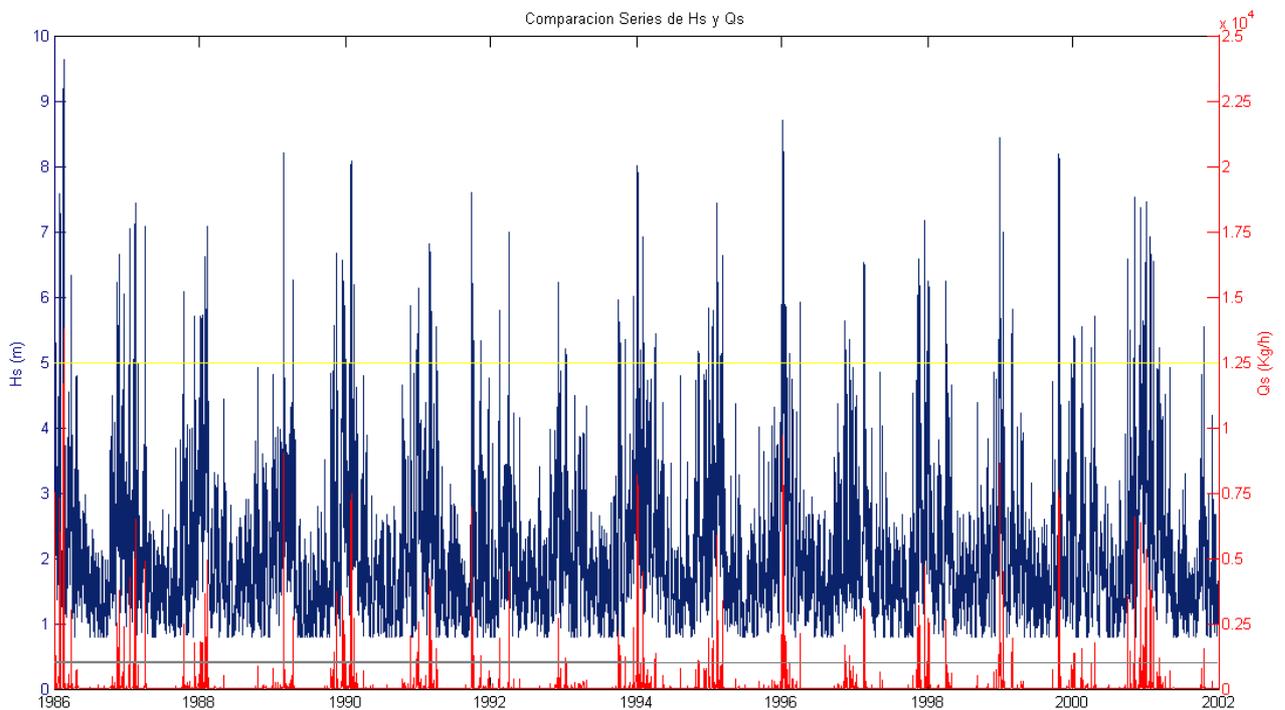


Figura 13.4 Comparação entre a série de volumes sólidos (Kg/h) e a série de alturas de onda (m) entre 1986 e 2002



A partir da série de altura de onda e dos seus correspondentes volumes sólidos é possível construir o gráfico Hs-Qs (veja-se figura 13.5), o qual permite conhecer quais são as alturas de onda que mobilizam maior quantidade de sedimentos e, portanto, as que geram um maior volume sólido.

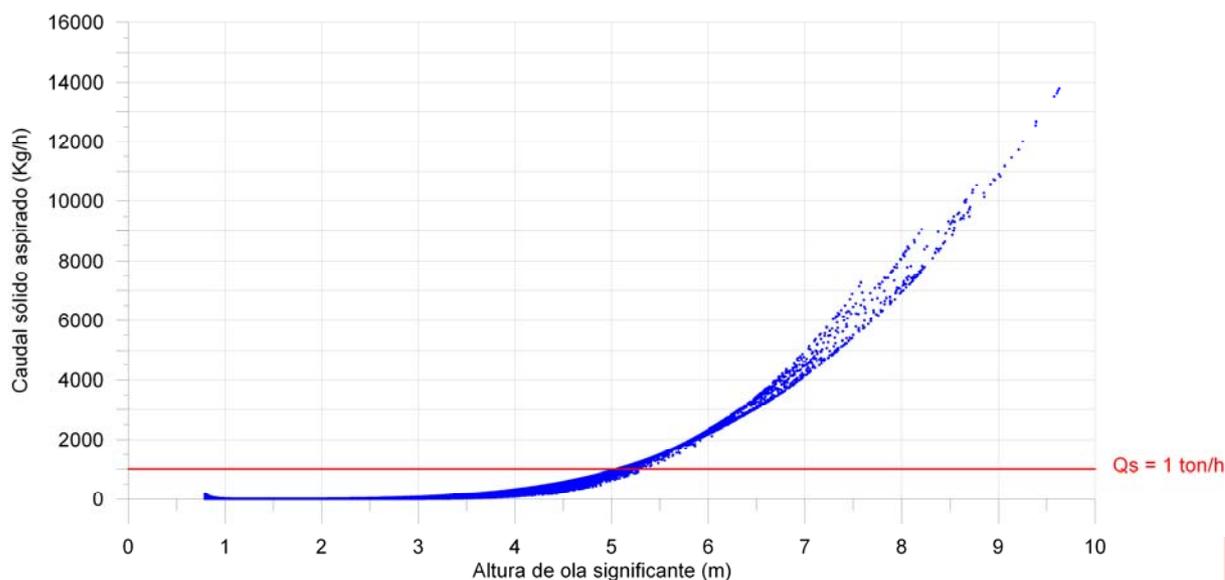


Figura 13.5 Relação entre o caudal sólido aspirado e a altura de onda existente

Analisando os gráficos e as tabelas anteriores podem-se extrair as seguintes conclusões:

- O volume sólido horário captado pelos emissários é, de forma geral, pequeno (Veja-se a figura 13.2 e tabela 13.8), 50 % das ondulações geram um volume sólido inferior a 0.350 Kg/h (Veja-se tabela 13.8), só se observam volumes superiores a 1 tonelada/h quando a altura de onda é superior a 5 m (veja-se figura 13.5), verificando-se quando a ondulação procede do sector WNW-WSW, que como se observou no Capítulo 3 são as mais energéticas.
- Os dados obtidos permitem estabelecer um determinado umbral de volume sólido aspirado e analisar qual é a altura de onda que gera esse volume. Desta forma é possível adoptar medidas preventivas a partir da previsão do clima marítimo, tais como fechar a captação de água durante uma tempestade para garantir o bom funcionamento do emissário. Por exemplo, se o desareador do emissário de captação não fosse capaz de gerir um volume sólido superior a 1 ton/h, poderia ser conveniente fechar a captação de água se a altura de onda esperada fosse superior a 5 m (Veja-se figura 13.5).



ANEXO I



PROPAGAÇÃO DA ONDULAÇÃO



Proyecto:

Gráfico: *Altura de ola significante*

Caso espectral: A1A2C5
A1+ A2:
C5: NNW H=4 T=14 BM

Características de la simulación

OLUCA-SP	COPLA-SP	MOPLA-SP
Espectro frecuencial (TMA) Hs: 4 m T: 200 m fp: 0.0714286 Hz (Tp: 14 s) γ: 8 Nº Comp.: 5 Espectro direccional θm: -47.5° (N22.5W) σ: 10° - Nº Comp.: 5		

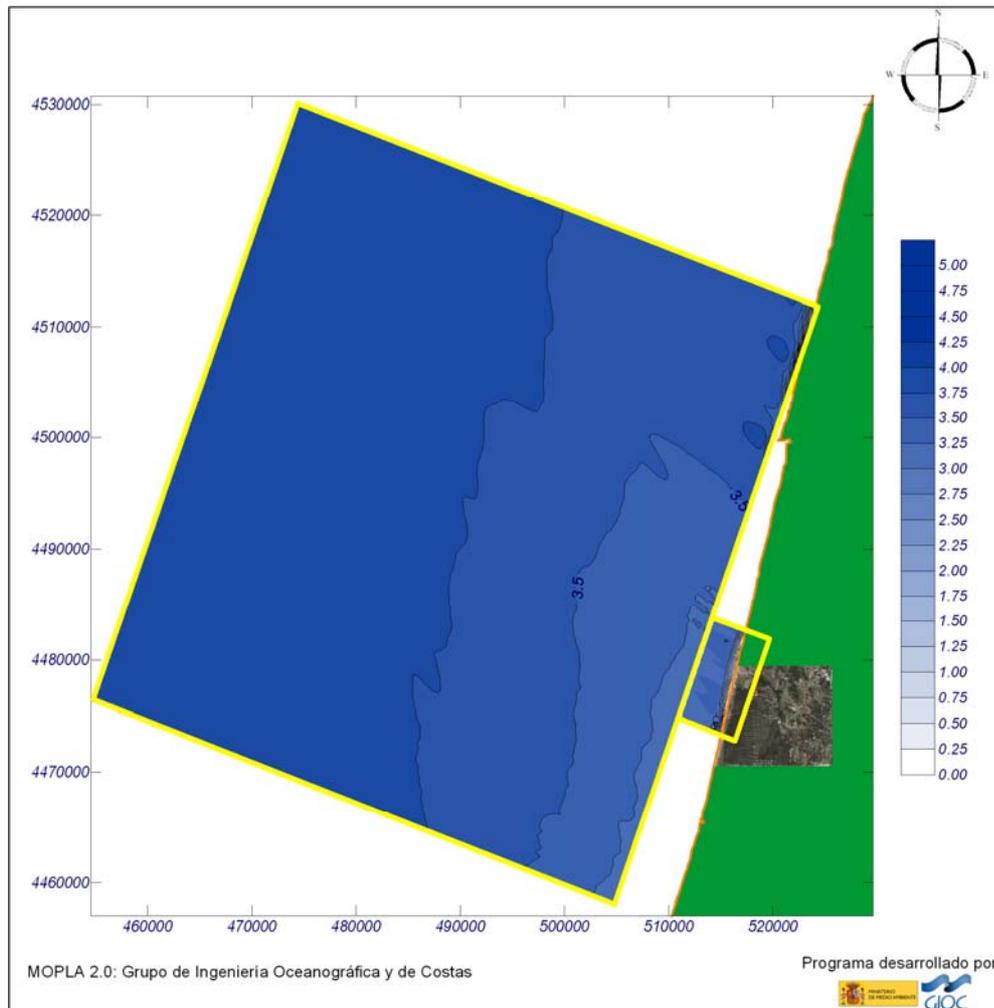


Figura I.1 Gráfico de isoalturas. Ondulação de NNW (Hs=4 m y Tp=14 s)



Proyecto:

Gráfico: *Altura de ola significante*

Caso espectral: A2C5
A2:
C5: NNW H=4 T=14 BM

Características de la simulación

OLUCA-SP

Espectro frecuencial (TMA)

Hs: 4 m

h: 200 m

fp: 0.0714286 Hz (Tp: 14 s)

γ : 0

Nº Comp.: 5

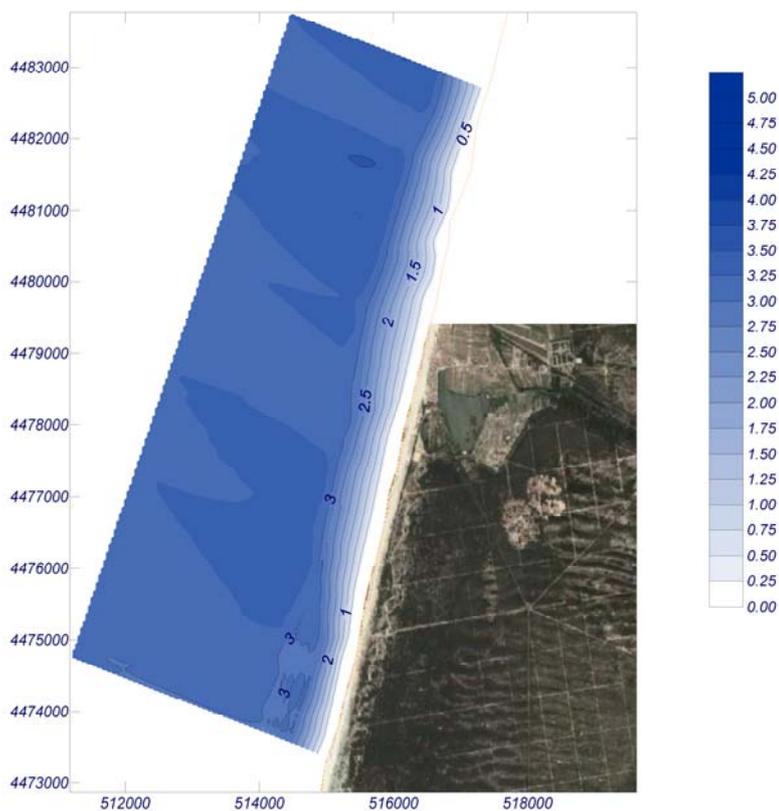
Espectro direccional

θ_m : -47.5° (N22.5W)

σ : 10° - Nº Comp.: 5

COPLA-SP

MOPLA-SP



MOPLA 2.0: Grupo de Ingeniería Oceanográfica y de Costas

Programa desarrollado por



Figura I.2 Gráfico de isoalturas nas proximidades da costa.
Ondulação de NNW ($H_s=4$ m y $T_p=14$ s)

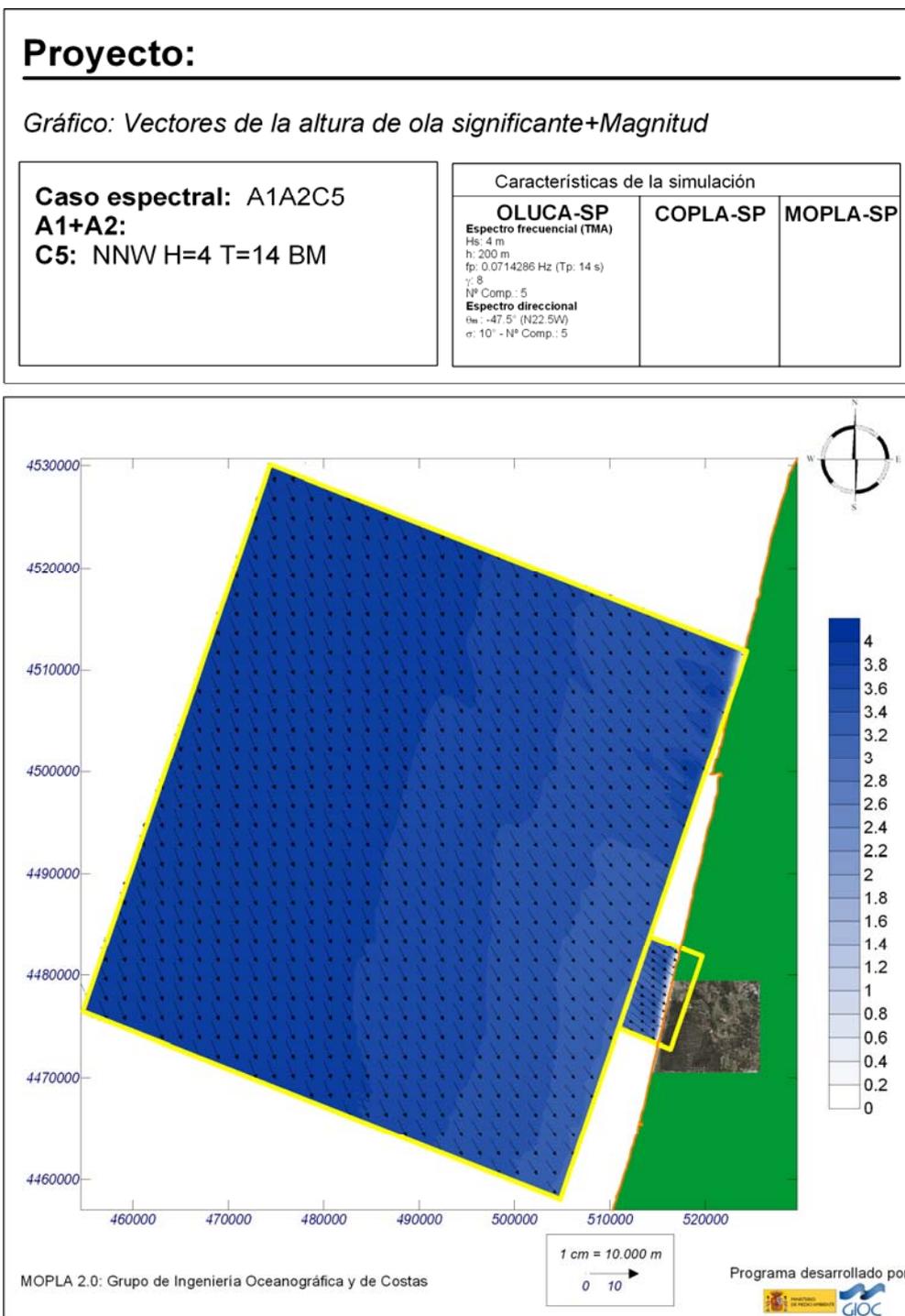


Figura I.3 Gráfico de vectores altura de onda significativa – direcção média de propagação. Ondulação de NNW(Hs=4 m y Tp=14 s)

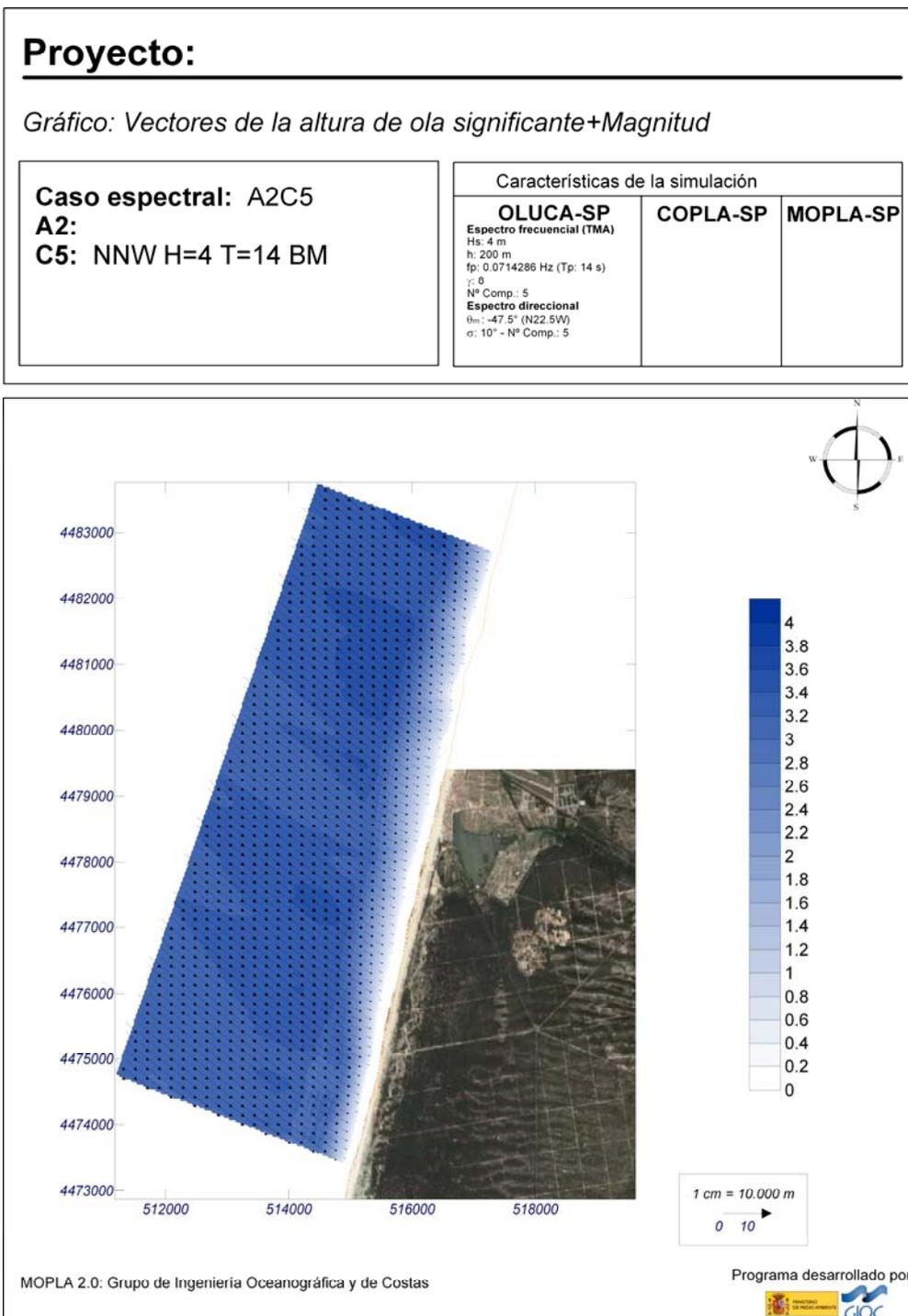


Figura I.4 Gráfico de vectores altura de onda significativa – dirección média de propagação nas proximidades da praia. Ondulação de NNW (Hs=4 m y Tp=14 s)

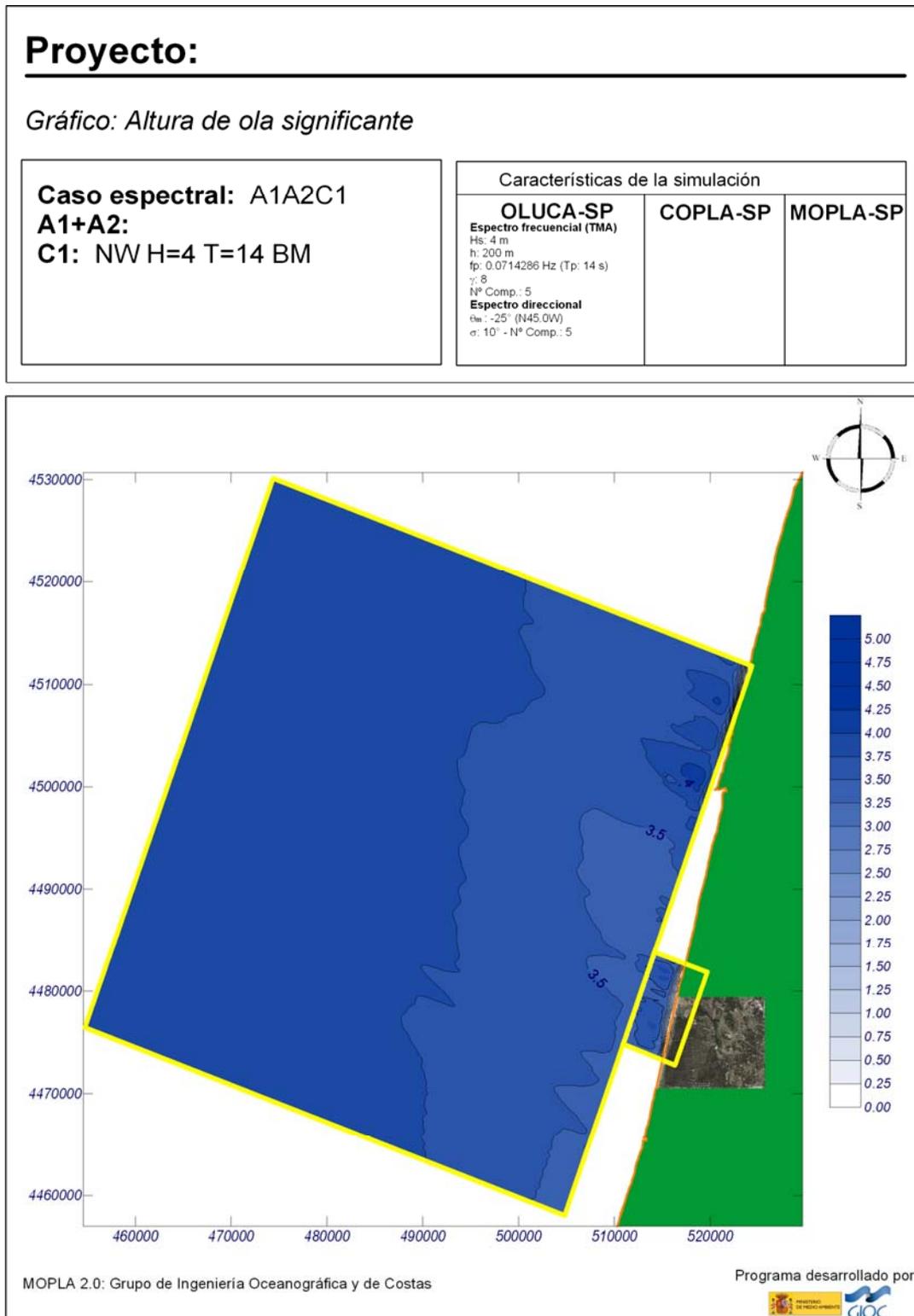


Figura I.5 Gráfico de isoalturas. Ondulação de NW (Hs=4 m y Tp=14 s)



Proyecto:

Gráfico: *Altura de ola significativa*

Caso espectral: A2C1
A2:
C1: NW H=4 T=14 BM

Características de la simulación

OLUCA-SP	COPLA-SP	MOPLA-SP
Espectro frecuencial (TMA) Hs: 4 m h: 200 m fp: 0.0714286 Hz (Tp: 14 s) γ: 0 Nº Comp.: 5 Espectro direccional θm: -25° (N45.0W) σ: 10° - Nº Comp.: 5		

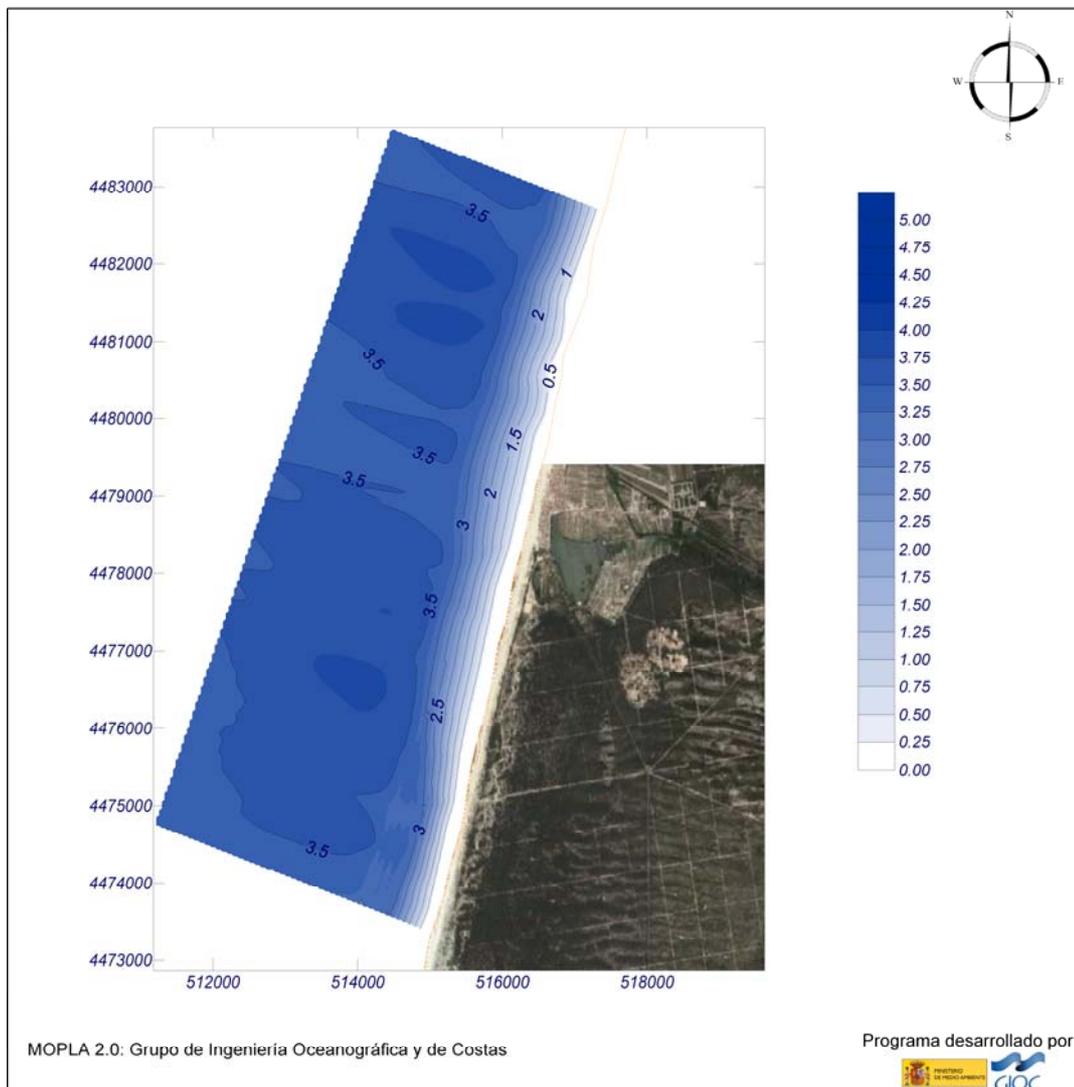


Figura I.6 Gráfico de isoalturas nas proximidades da costa.
Ondulação de NW (Hs=4 m y Tp=14 s)

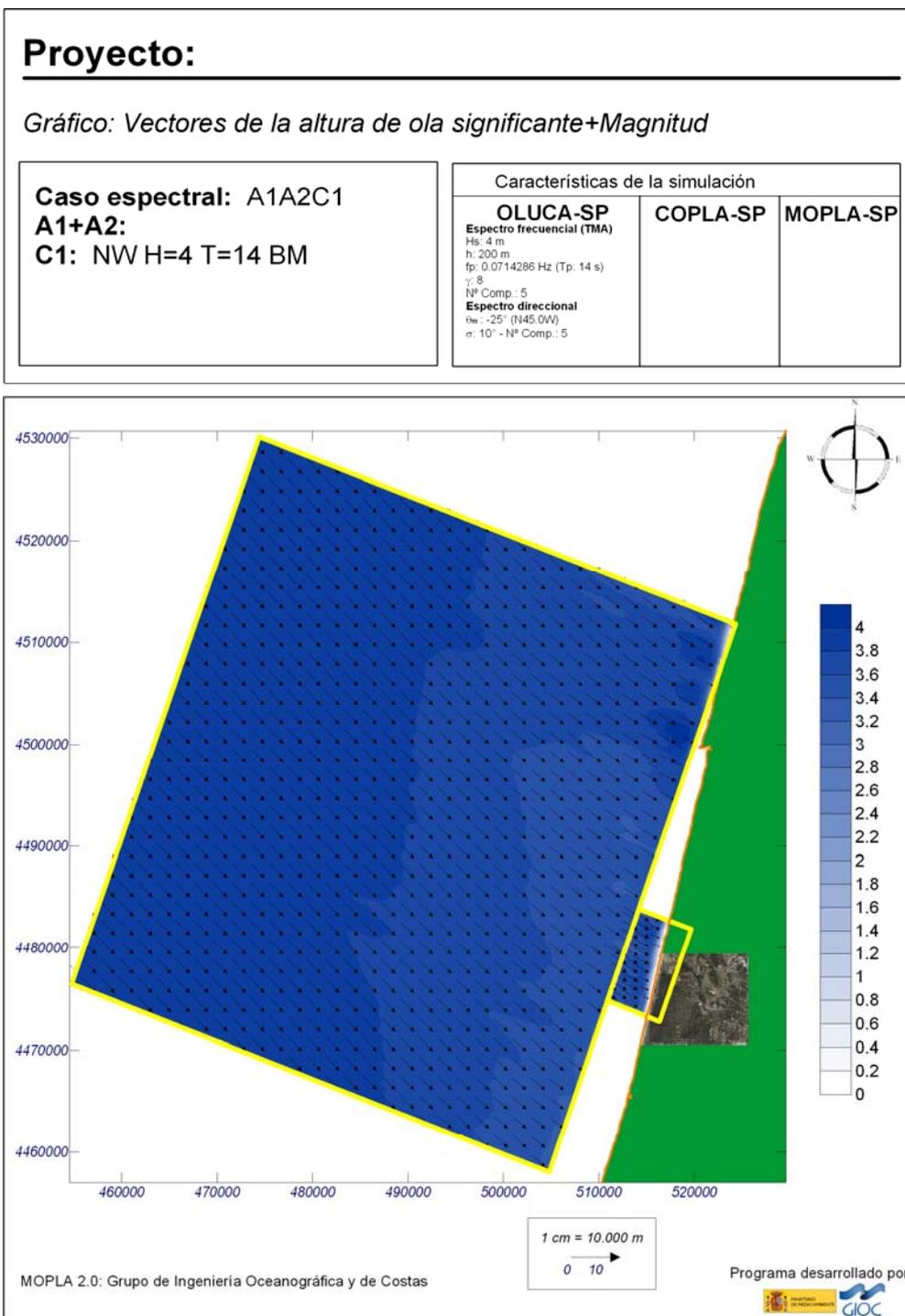


Figura I.7 Gráfico de vectores altura de onda significativa – direcção média de propagação.
Ondulação de NW(Hs=4 m y Tp=14 s)



Proyecto:

Gráfico: *Vectores de la altura de ola significativa+Magnitud*

Caso espectral: A2C1
A2:
C1: NW H=4 T=14 BM

Características de la simulación

OLUCA-SP	COPLA-SP	MOPLA-SP
Espectro frecuencial (TMA) Hs: 4 m h: 200 m fp: 0.0714286 Hz (Tp: 14 s) γ: 0 Nº Comp.: 5 Espectro direccional θm: -25° (N45.0°W) σ: 10° - Nº Comp.: 5		

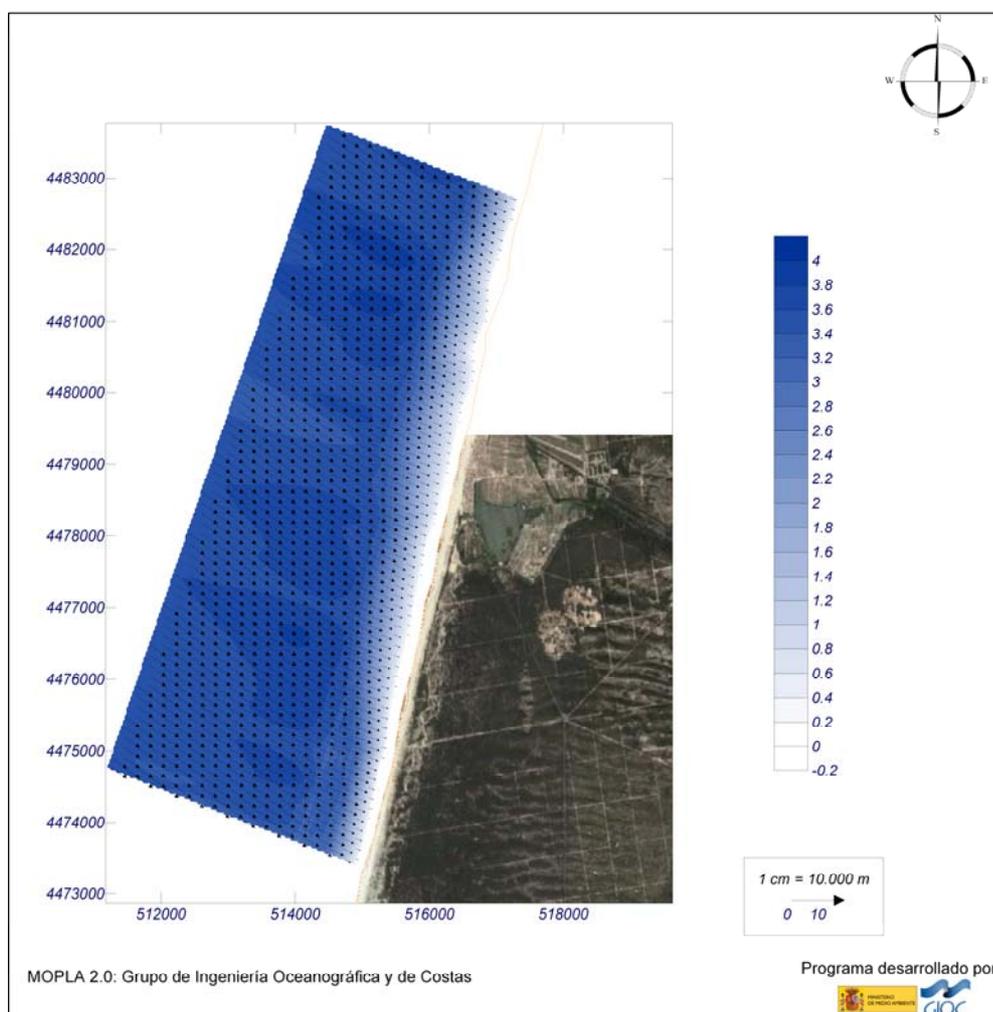


Figura I.8 Gráfico de vectores altura de onda significativa – direcção média de propagação nas proximidades da praia. Ondulação de NW (Hs=4 m y Tp=14 s)

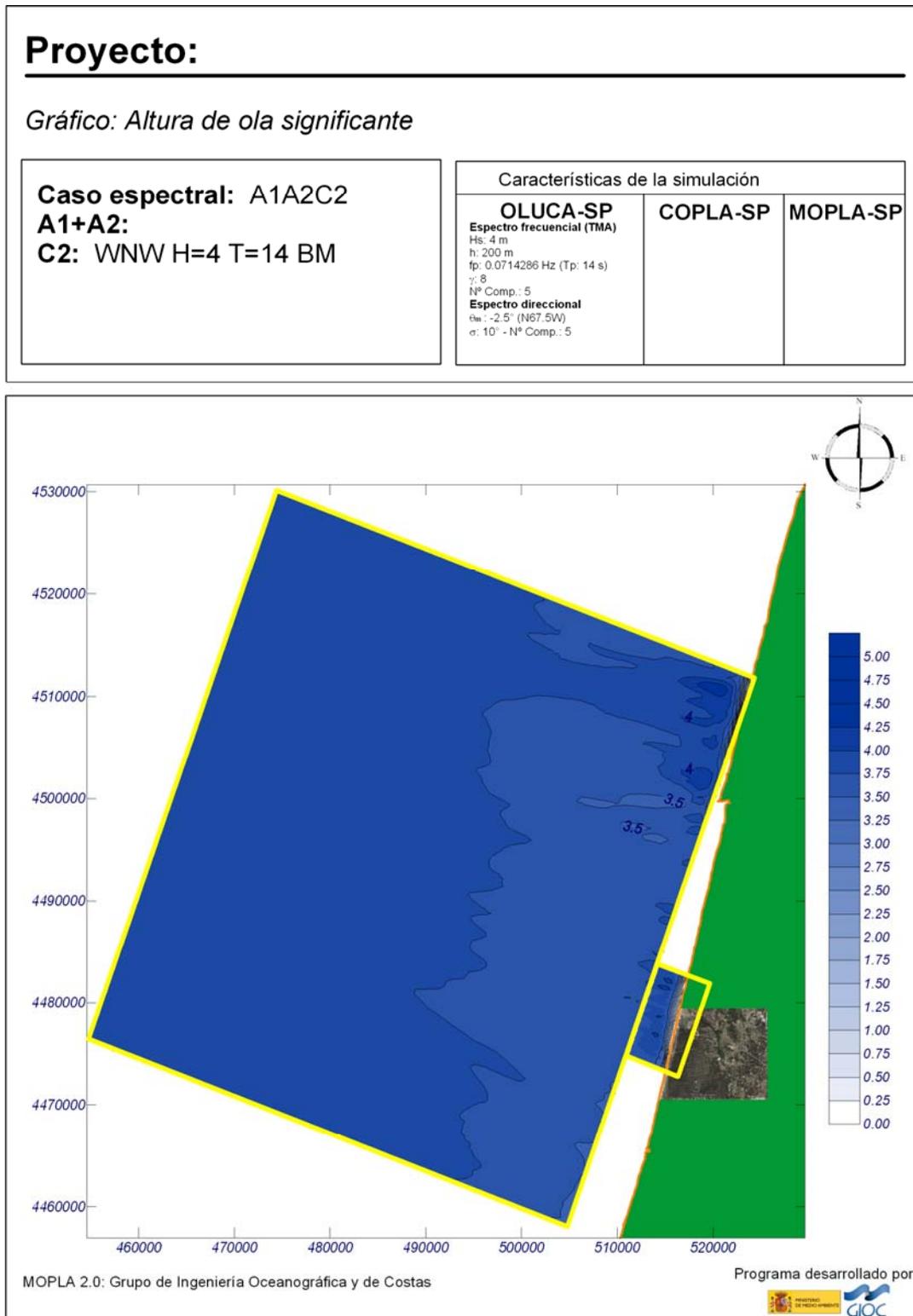


Figura I.9 Gráfico de isoalturas. Ondulação de WNW (Hs=4 m y Tp=14 s)

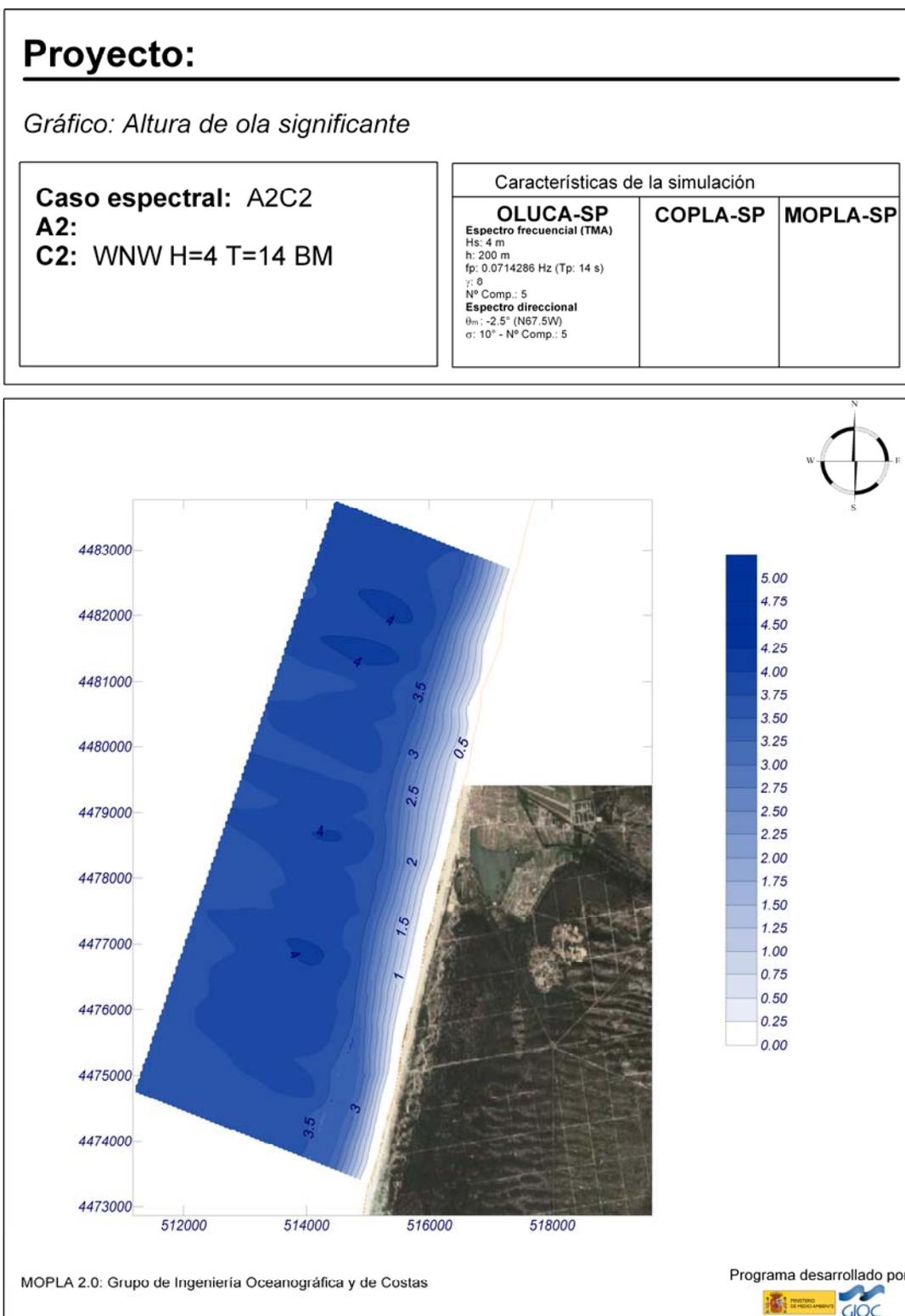


Figura I.10 Gráfico de isoalturas nas proximidades da costa.
Ondulação de WNW (Hs=4 m y Tp=14 s)

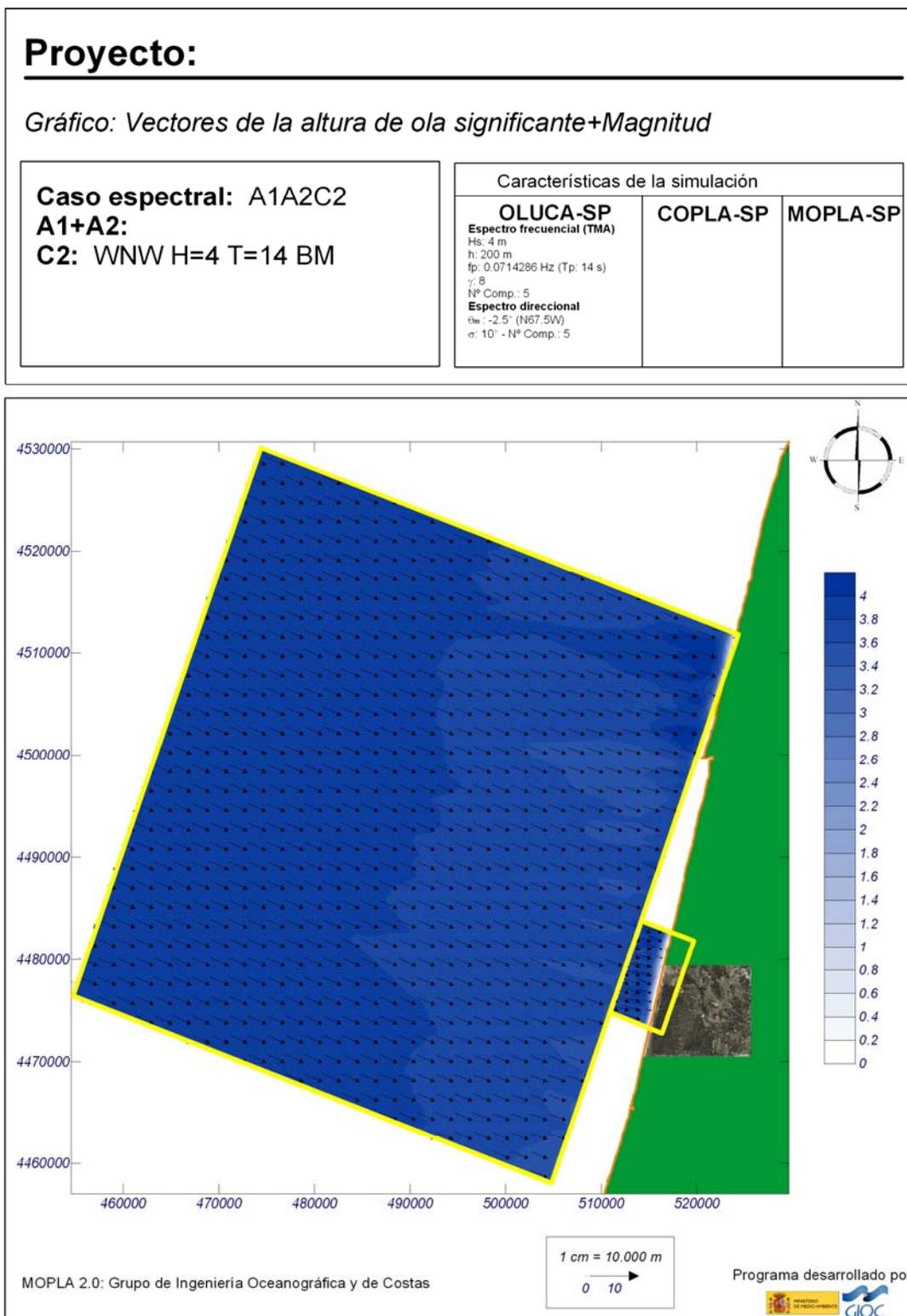


Figura I.11 Gráfico de vectores altura de onda significativa – direcção média de propagação.
Ondulação de WNW(Hs=4 m y Tp=14 s)

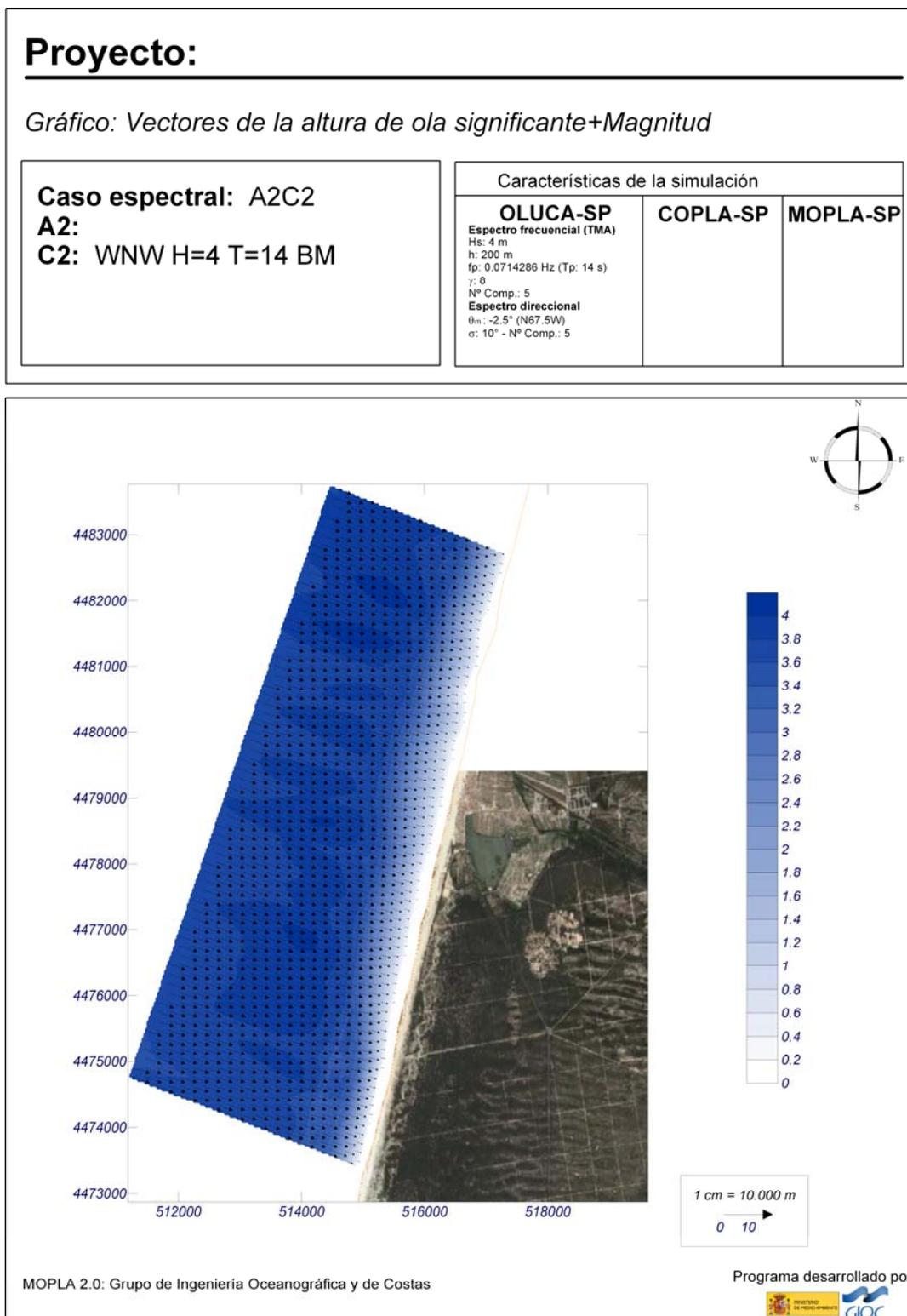


Figura I.12 Gráfico de vectores altura de onda significativa – direcção média de propagação nas proximidades da praia. Ondulação de WNW (Hs=4 m y Tp=14 s)

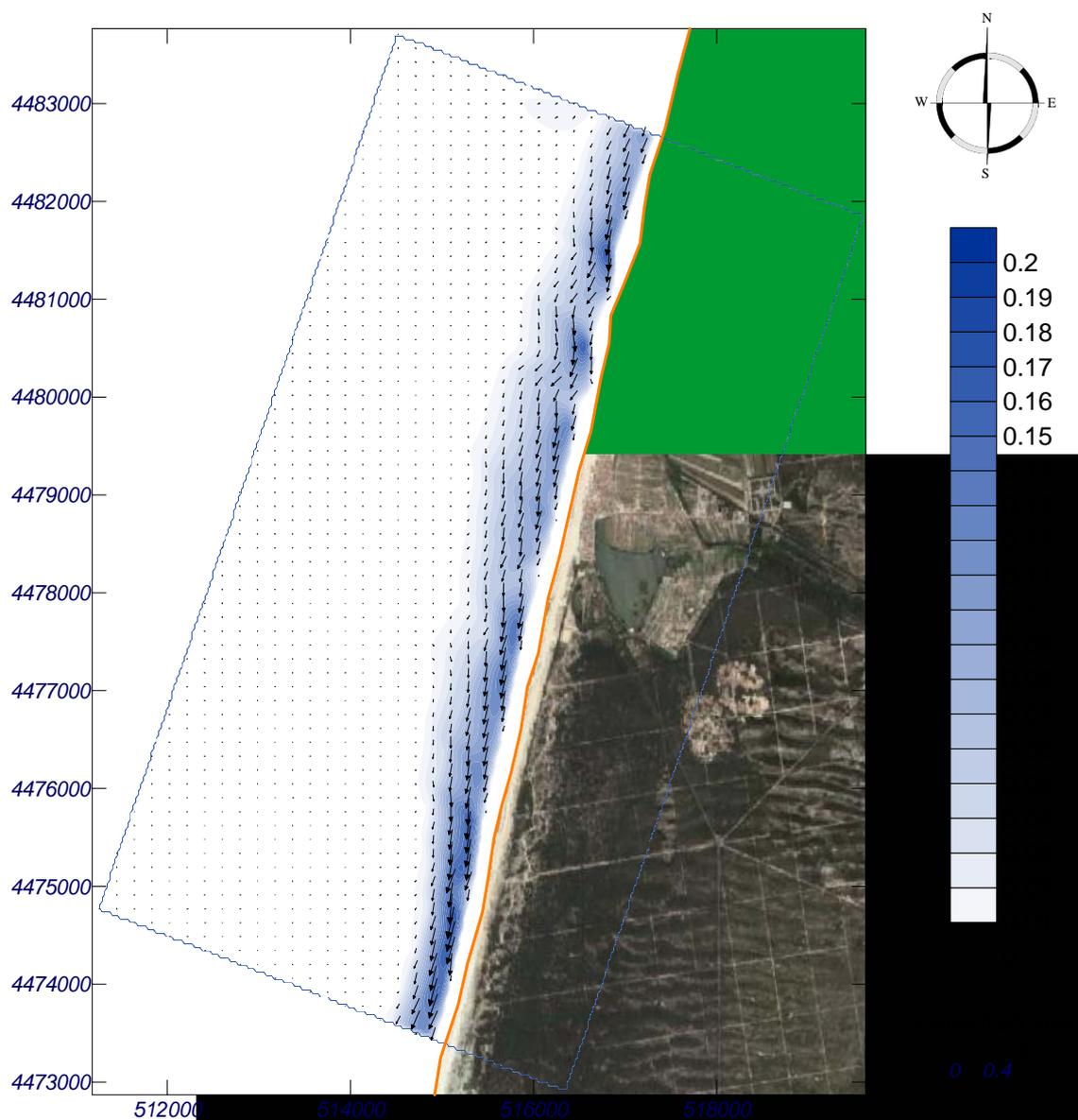


Figura I.13 Gráfico de correntes. Ondulação de NNW ($H_s=4$ m y $T_p=14$ s)

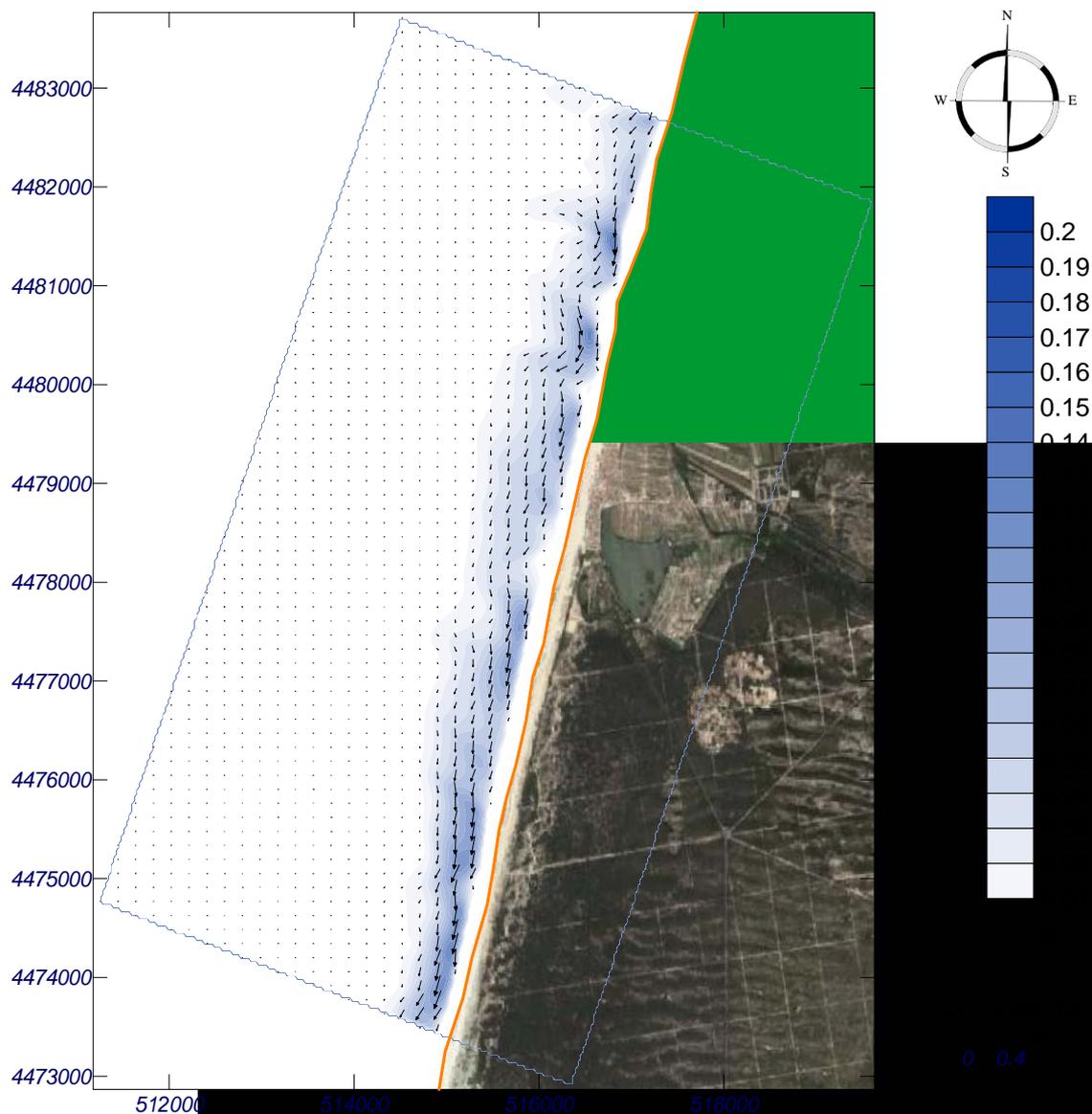


Figura I.14 Gráfico de correntes. Ondulação de NW ($H_s=4$ m y $T_p=14$ s)

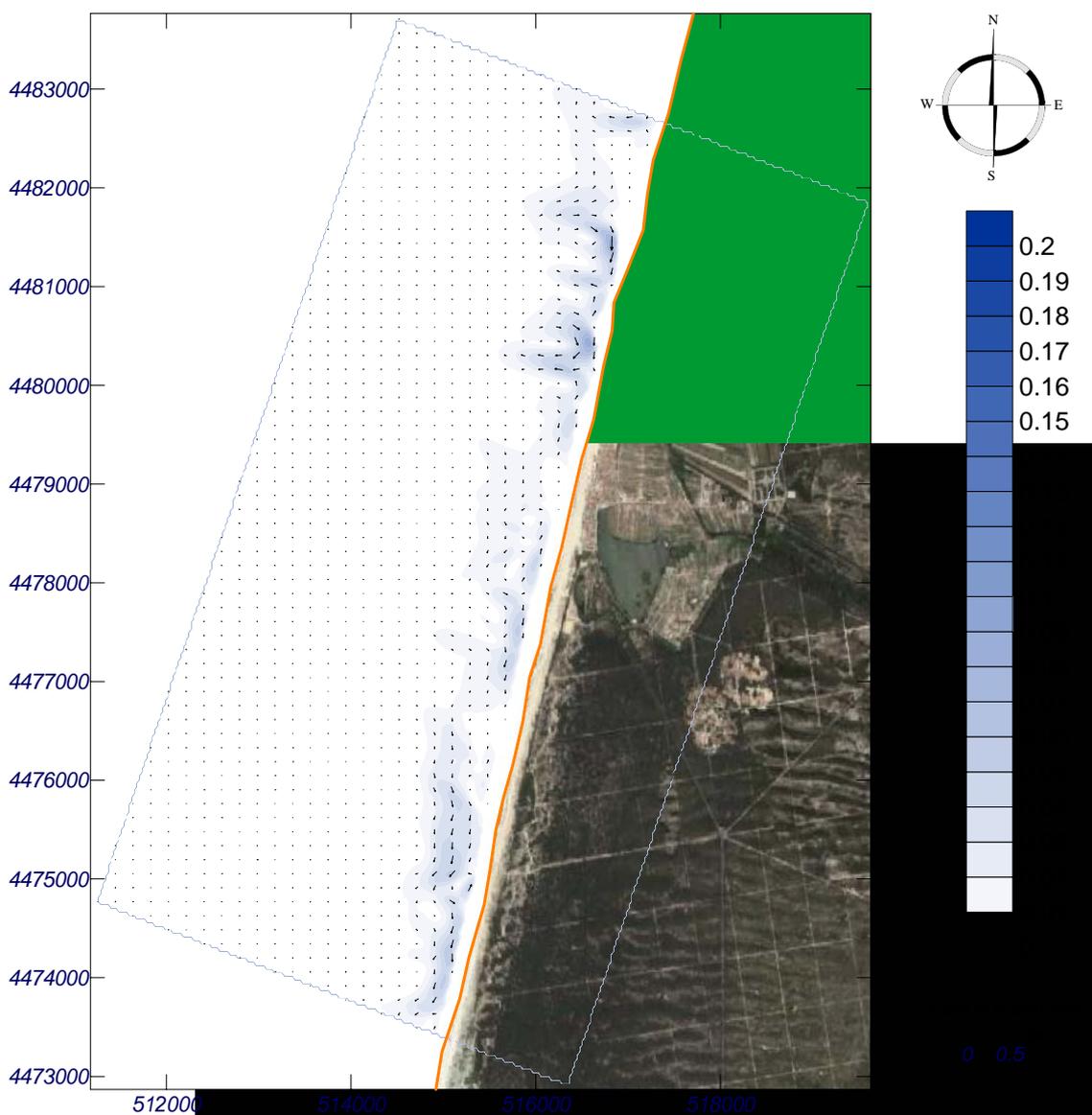


Figura I.15 Gráfico de correntes. Ondulação de WNW ($H_s=4$ m y $T_p=14$ s)

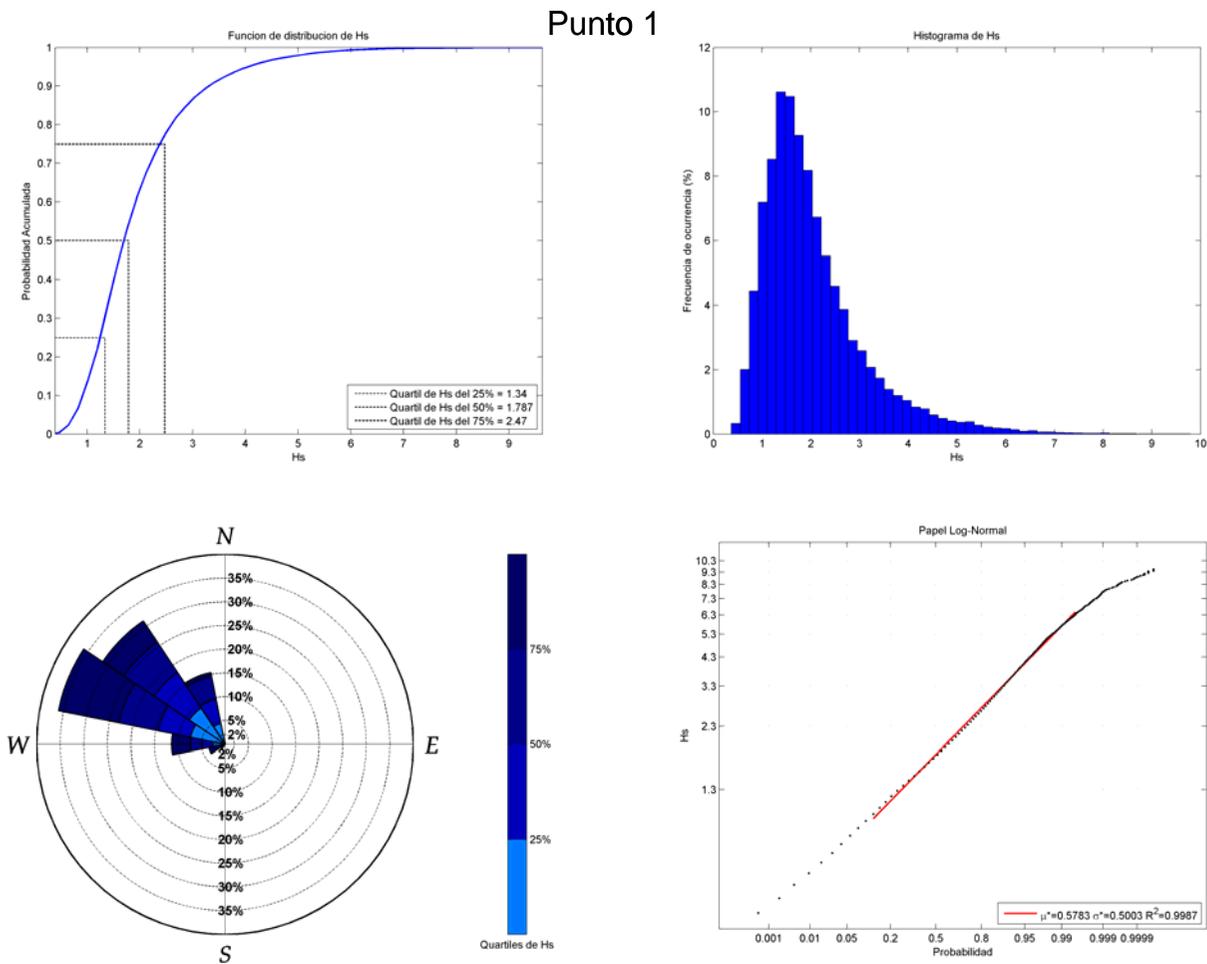


Figura I.16 Características da ondulação no ponto de captação

Punto 1

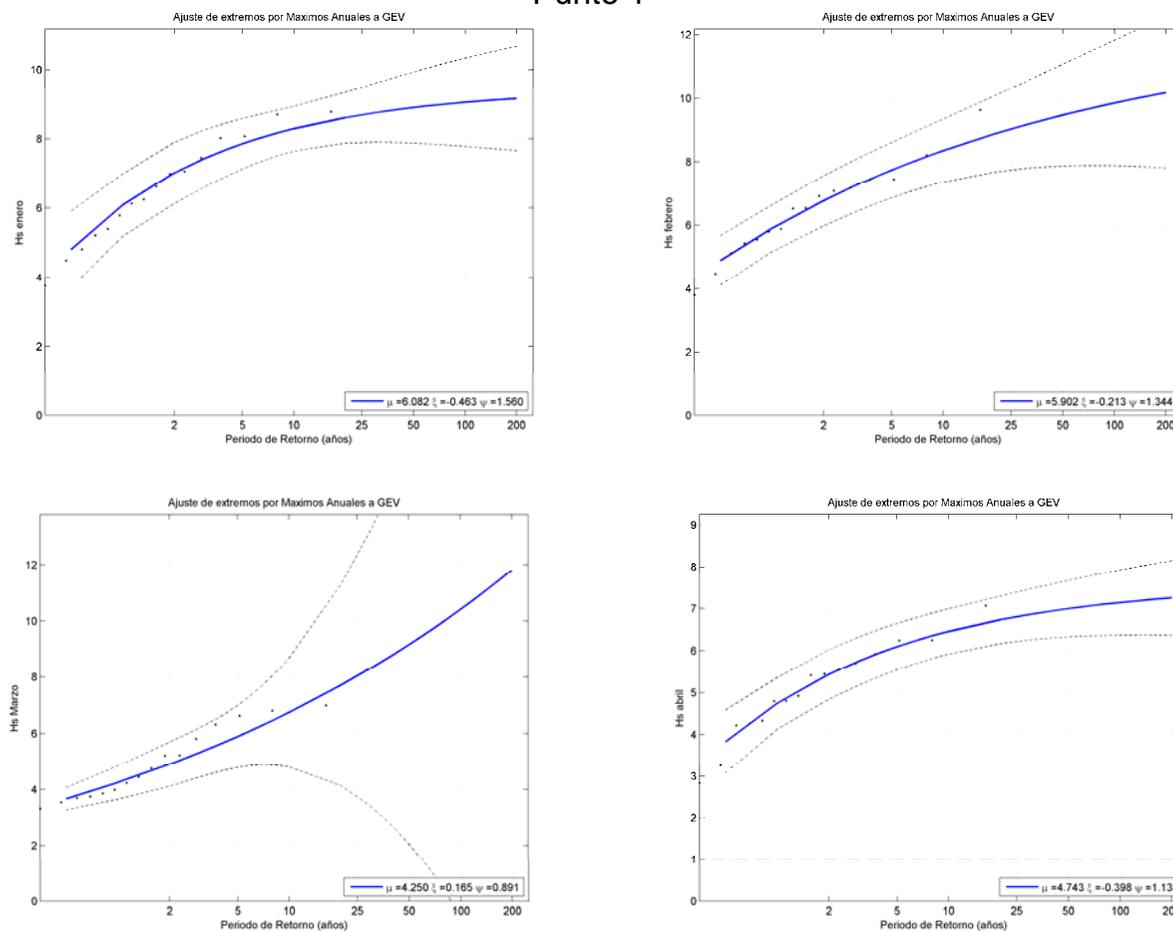


Figura I.17 Regimes em condições extremas no ponto de captação por meses (Janeiro-Abril)

Punto 1

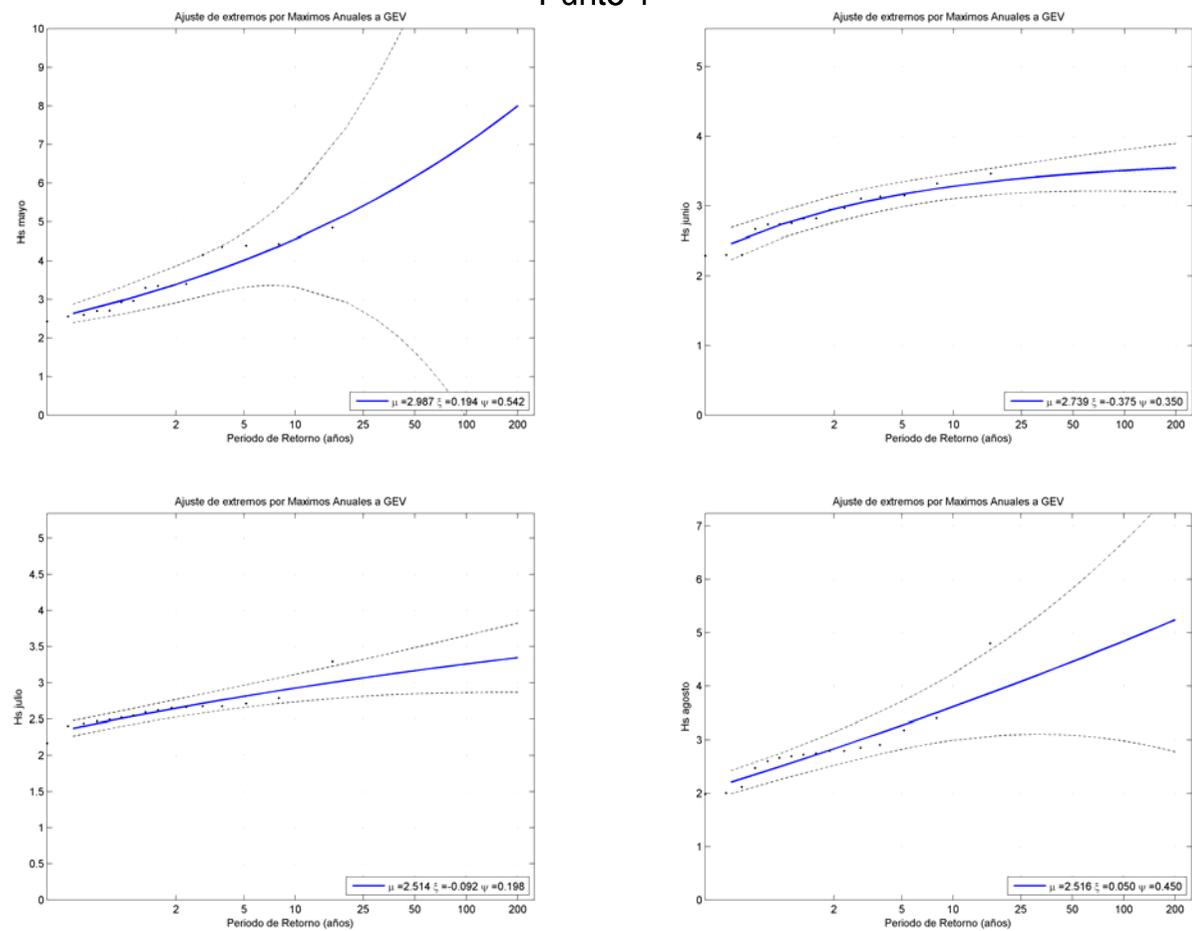


Figura I.18 Regimes em condições extremas no ponto de captação por meses (Maio-Agosto)

Punto 1

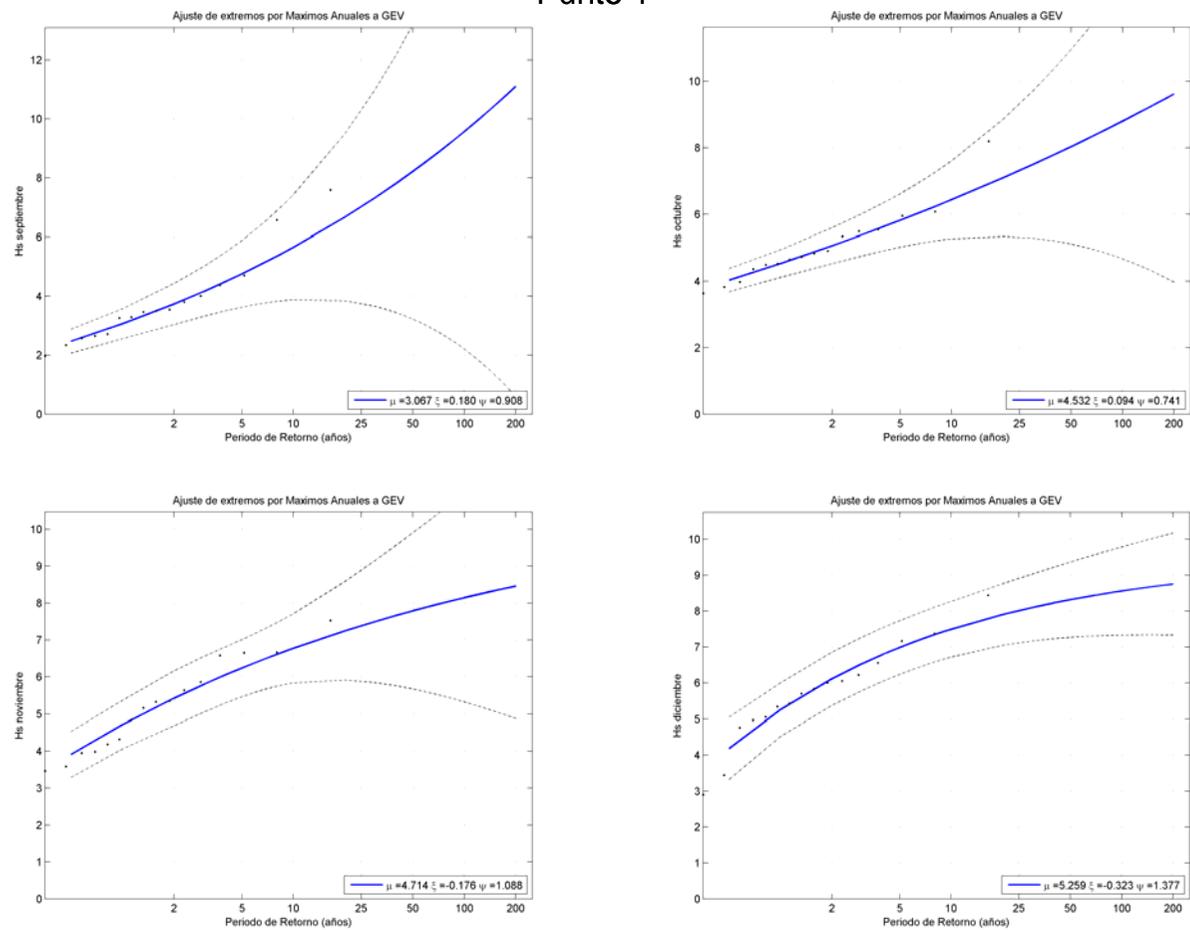


Figura I.19 Regimes em condições extremas no ponto de captação por meses (Setembro-Dezembro)



ANEXO II

DESCRIÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS H2D E H2DZ



1. INTRODUÇÃO

A definição dos deslocamentos das massas de água do litoral é uma tarefa complexa, que requer o emprego de ferramentas numéricas.

Diversos são os agentes que podem contribuir para o referido movimento (maré, vento, ondulação), gerando diferentes efeitos, tanto em direcção e magnitude, como em profundidade. Assim, enquanto o movimento gerado pelas marés pode considerar-se praticamente homogéneo na direcção vertical, o produzido pelo vento é claramente variável em profundidade. Por conseguinte, cada fenómeno requer a consideração das suas características específicas.

Neste apêndice descrevem-se as ferramentas numéricas utilizadas para o modelo matemático das correntes geradas pela maré astronómica (modelo H2D) e para a estimação do efeito do vento (modelo H2DZ).

O modelo H2D é um modelo hidrodinâmico bidimensional que integra as equações de uma onda longa promediada na vertical, enquanto o modelo H2DZ é um modelo quase tridimensional, o que permite resolver a estrutura variável na vertical das correntes devidas ao vento.



2. MODELO H2D

2.1. Descrição do modelo H2D

O modelo numérico hidrodinâmico bidimensional H2D deriva das equações de Navier-Stokes que governam o movimento de um fluido e que, para o caso de um fluido incompressível são:

Equação da conservação da quantidade de movimento:

$$\rho \left[\frac{Du}{Dt} \right] = -\nabla p + \rho g + \left[\frac{\partial \tau_{ij}}{\partial x_j} \right] \quad (1)$$

Equação de continuidade:

$$\nabla u = 0 \quad (2)$$

donde:

ρ = densidade do fluido.

u = vector de velocidade (u, v, w).

p = pressão

g = aceleração da gravidade.

τ_{ij} = tensão tangencial na direcção i sobre o plano j .

D/Dt = derivada material.

∇ = gradiente.

$\frac{\partial}{\partial x_j}$ = derivada parcial.

A integração na vertical das equações de quantidade de movimento e continuidade para ondas longas conduz às seguintes expressões:



Conservação da quantidade de movimento:

$$\begin{aligned} \text{x)} \quad \frac{\partial \bar{u}H}{\partial t} + \frac{\partial(\bar{u}^2 H)}{\partial x} + \frac{\partial(\bar{u}\bar{v}H)}{\partial y} - f\bar{v}H = -gH \frac{\partial \eta}{\partial x} - \frac{gH^2}{2\rho_o} \cdot \frac{\partial \rho_o}{\partial x} + \\ + N_x \left[\frac{\partial^2(\bar{u}H)}{\partial x^2} \right] + N_y \left[\frac{\partial^2(\bar{u}H)}{\partial y^2} \right] + \frac{1}{\rho_o} [\tau_{xz}(\eta) - \tau_{xz}(-h)] \end{aligned} \quad (3)$$

$$\begin{aligned} \text{y)} \quad \frac{\partial \bar{v}H}{\partial t} + \frac{\partial(\bar{u}\bar{v}H)}{\partial x} + \frac{\partial(\bar{v}^2 H)}{\partial y} + f\bar{u}H = -gH \frac{\partial \eta}{\partial y} - \frac{gH^2}{2\rho_o} \cdot \frac{\partial \rho_o}{\partial y} + \\ + N_x \left[\frac{\partial^2(\bar{v}H)}{\partial x^2} \right] + N_y \left[\frac{\partial^2(\bar{v}H)}{\partial y^2} \right] + \frac{1}{\rho_o} [\tau_{yz}(\eta) - \tau_{yz}(-h)] \end{aligned} \quad (4)$$

Equação de continuidade:

$$\frac{\partial \bar{u}H}{\partial x} + \frac{\partial \bar{v}H}{\partial y} + \frac{\partial H}{\partial t} = 0 \quad (5)$$

As variáveis dependentes do problema são η , \bar{u} , \bar{v} y ρ_o que representam a elevação da superfície livre sobre o nível de referência (figura 1), as velocidades médias na vertical segundo as direcções x e y respectivamente e a densidade média em cada ponto do cálculo.

Os restantes termos da equação são:

H = altura de água ($H = h + \eta$).

f = parâmetro de Coriolis $\Rightarrow f = 2 \Omega \text{ sen } \phi$

Ω = velocidade angular da terra = $7.29 \cdot 10^{-5} \text{ s}^{-1}$

ϕ = latitude.

N_x, N_y = coeficientes horizontais de viscosidade turbulenta.

$\tau_{xz}(\eta), \tau_{yz}(\eta)$ = tensões tangenciais na superfície livre nas direcções x e y . Por exemplo, no caso do vento, as tensões geradas podem ser expressas da seguinte forma:

$$\frac{\tau_{xz}(\eta)}{\rho_o} = N_v \frac{\partial u}{\partial z} \Big|_{z=\eta} = C_a \frac{\rho_a}{\rho_o} W_x \sqrt{W_x^2 + W_y^2} \quad (6)$$



$$\frac{\tau_{yz}(\eta)}{\rho_o} = N_v \frac{\partial v}{\partial z} \Big|_{z=\eta} = C_a \frac{\rho_a}{\rho_o} W_y \sqrt{W_x^2 + W_y^2} \quad (7)$$

donde:

C_a = coeficiente de fricção por vento.

W_x y W_y = velocidades do vento nas direcções x e y a 10 m sobre a superfície livre.

ρ_a = densidade do ar (1/800 kg/m³).

$\tau_{xz}(-h)$, $\tau_{yz}(-h)$ = tensões tangenciais no fundo nas direcções x e y.

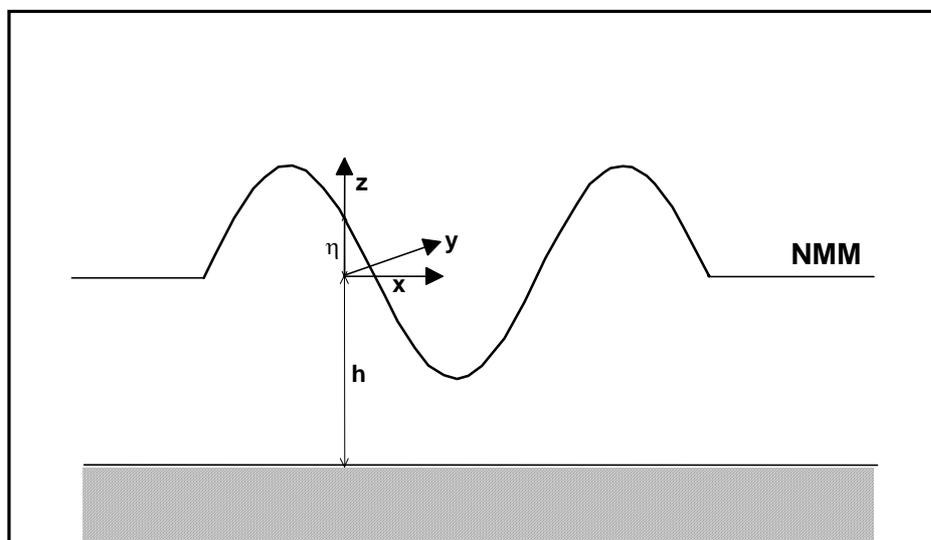


Figura 1.- Sistema de referênciã.

O modelo permite um atrito no fundo variável segundo a profundidade, mediante a fórmula de Colebrook:

$$C = 18 * \log\left(\frac{12 * H}{K}\right) \quad (8)$$

donde:

C = coeficiente de fricção de Chezy.

K = rugosidade de Nikuradse.

E a expressão das tensões no fundo podem ser expressas como:



$$\frac{\tau_{xz}(h)}{\rho_o} = \frac{g\bar{u}\sqrt{\bar{u}^{-2} + \bar{v}^{-2}}}{C^2 H} \quad (9)$$

$$\frac{\tau_{yz}(h)}{\rho_o} = \frac{g\bar{v}\sqrt{\bar{u}^{-2} + \bar{v}^{-2}}}{C^2 H} \quad (10)$$

Devido à possibilidade de ter em conta a influência no movimento dos gradientes horizontais de densidade média, precisam-se mais três equações: duas equações de conservação de temperatura e salinidade respectivamente, e uma equação de estado que relacione a densidade com estas duas variáveis:

Equação de conservação promediada em vertical:

$$\frac{\partial \bar{c}}{\partial t} + \bar{u} \frac{\partial \bar{c}}{\partial x} + \bar{v} \frac{\partial \bar{c}}{\partial y} = \frac{1}{H} \frac{\partial}{\partial x} \left(HD_x \frac{\partial \bar{c}}{\partial x} \right) + \frac{1}{H} \frac{\partial}{\partial y} \left(HD_y \frac{\partial \bar{c}}{\partial y} \right) + P \quad (11)$$

Equação de estado:

$$\rho = \rho(T, S) \quad (12)$$

donde:

\bar{c} = valor médio da temperatura (T) ou da salinidade (S).

D_x, D_y = coeficientes de dispersão horizontal.

P = fontes ou sumidouro.

Como equação de estado, o modelo utiliza a fórmula standard da UNESCO (UNESCO, 1982).

Para resolver o sistema de equações descrito emprega-se um método implícito de direcção alternada usado por Leendertse (1970). O método emprega um esquema centrado com dois níveis de tempo, tendo assim uma aproximação de segunda ordem em espaço e tempo.



À medida que se resolve o sistema obtém-se os valores da velocidade (u , v) e da superfície livre em cada um dos pontos da malha. De seguida calcula-se o valor da densidade, resolvendo de forma explícita as equações de transporte de T y S .

O resultado final é o campo de velocidades, níveis e densidades para cada ponto ao longo do tempo.

2.2. Aplicação do modelo H2D

O modelo H2D divide a zona de estudo em células rectangulares, nas quais calcula a velocidade (u , v) e o nível (η), constituindo o conjunto destas células a malha de estudo. As dimensões desta malha são função do tamanho da área a analisar e a sua resolução depende do grau de detalhe requerido.

O modelo hidrodinâmico mediante H2D requer a especificação dos seguintes dados de partida:

- a) Acções: maré e/ou caudais de entrada e saída.
- b) Contornos: batimetria, condições de fronteira (de nível ou de caudal).
- c) Coeficientes: rugosidade, viscosidade de turbulenta.

A aplicação do modelo hidrodinâmico precisa da especificação dos valores dos coeficientes de rugosidade do fundo e de viscosidade turbulenta. Para a determinação dos valores destes coeficientes recorreu-se à formulação existente de diversos autores.

Utilizaram-se diversas fórmulas para obter o coeficiente de rugosidade do fundo (Chezy):

- Gerritsen y Bijlsma (Mar do Norte).

$$C = 65 \quad h \leq 40$$

$$C = h + 25 \quad 40 \leq h \leq 65$$



- White-Colebrook.

$$C = 18 \times \log (12R/Ks) \approx 26.4 (h/Ks)^{1/6} \quad (13)$$

sendo Ks = rugosidade do fundo.

No caso em análise, obtém-se:

$C \approx 100$ em zonas profundas.

$C \approx 50$ em zonas superficiais.

- Gerritsen y Bijlsma (Plataforma continental holandesa)

$$C = 50-70$$

Através do coeficiente de viscosidade turbulenta tem-se em conta a importância dos fenómenos turbulentos, bem como os efeitos devidos a promediação espaciais como são:

- A promediação na vertical das equações de quantidade de movimento.
- A promediação na horizontal para o tamanho das células da malha.
- A promediação numérica devida à transformação das equações diferenciais em equações de diferenças finitas.

Uma primeira estimativa do coeficiente pode realizar-se a partir de uma expressão em função do tamanho da célula, eleito para a discretização, e da velocidade representativa:

$$E(m^2/seg.) = K\Delta_x u \quad (14)$$

Sendo:

K = coeficiente que varia entre 0.05 e 0.15

Δ_x = tamanho da célula.

u = velocidade.



3. MODELO H2DZ

Pode considerar-se que as velocidades geradas por efeito do vento, constituem um movimento de trajectória plana, cujo campo de velocidade induzido deve ser variável em profundidade. Só no caso de profundidades muito baixas se poderia admitir que o efeito do vento é totalmente transmitido até ao fundo, pelo que as equações de Navier-Stokes de continuidade e quantidade de movimento continuam a ser representativas.

Considerando as seguintes hipóteses, em geral válidas para situações de fluxo originadas por vento constante e permanente:

- Campo de velocidades estacionário
- Gradientes horizontais das componentes da velocidade desprezíveis
- Componente vertical da velocidade desprezível
- Distribuição hidrostática de pressões

a equação de quantidade de movimento pode-se expressar da seguinte forma:

$$g \frac{\partial \eta}{\partial x} = \nu \frac{\partial^2 U}{\partial z^2} \quad (15)$$

podendo ser adoptada para a velocidade uma distribuição parabólica:

$$U(z) = \alpha z^2 + \beta z + \gamma \quad (16)$$

Os coeficientes α , β e γ determinam-se com as condições de contorno na superfície e no fundo.

As hipóteses anteriores fazem com que o modelo se considere válido para a avaliação do campo de velocidades originado por um vento estacionário em direcção e velocidade em zonas de plataformas suaves com baixas profundidades. Todas estas condições se satisfazem na zona de implantação do emissário submarino.



A mecânica operativa para a resolução deste modelo consiste no cálculo das componentes U , V distribuídas na vertical, e a posterior obtenção da distribuição das componentes de velocidade pontual u e v em profundidade, mediante a aproximação parabólica relatada.

As diferentes constantes calculam-se supondo as condições de não deslizamento no fundo ($u, v = 0$) e igualando o valor da tensão tangencial na superfície com a produzida pelo vento, que se supõe proporcional ao quadrado da velocidade.

As expressões resultantes são as seguintes:

$$U(z) = \left[\frac{3}{4}a - \frac{3}{2}U \right] \left[\left(\frac{z}{h} \right)^2 - 1 \right] + \left(\frac{z}{h} + 1 \right) \quad (17)$$

$$V(z) = \left[\frac{3}{4}b - \frac{3}{2}V \right] \left[\left(\frac{z}{h} \right)^2 - 1 \right] + \left(\frac{z}{h} + 1 \right) \quad (18)$$

Sendo
$$a = \frac{\tau_{sx} H}{\rho \nu} \text{ y } b = \frac{\tau_{sy} H}{\rho \nu}$$

Onde τ_s é a tensão tangencial devida ao vento ($\tau_s = c w^2$) de componentes τ_{sx} e τ_{sy} .

O modelo quase-tridimensional utiliza a malha de estudo gerada anteriormente para a execução do modelo H2D. Este modelo requer os seguintes dados de partida:

- a) Acções: vento.
- b) Contornos: margens, batimetria.
- c) Coeficiente de arrastamento

Os valores que se atribuem a cada um dos parâmetros e condições anteriores são os seguintes:

- a) Acções: vento
- b) Contornos.
 - b.1) Margens:



As condições de contorno na malha são especificadas em função da direcção de actuação do vento, de forma que se consiga uma adequada representação do movimento das massas de água.

b.2) Batimetria:

A batimetria utilizada procede da malha utilizada na execução do modelo "H2D" para a obtenção das velocidades geradas pela maré.

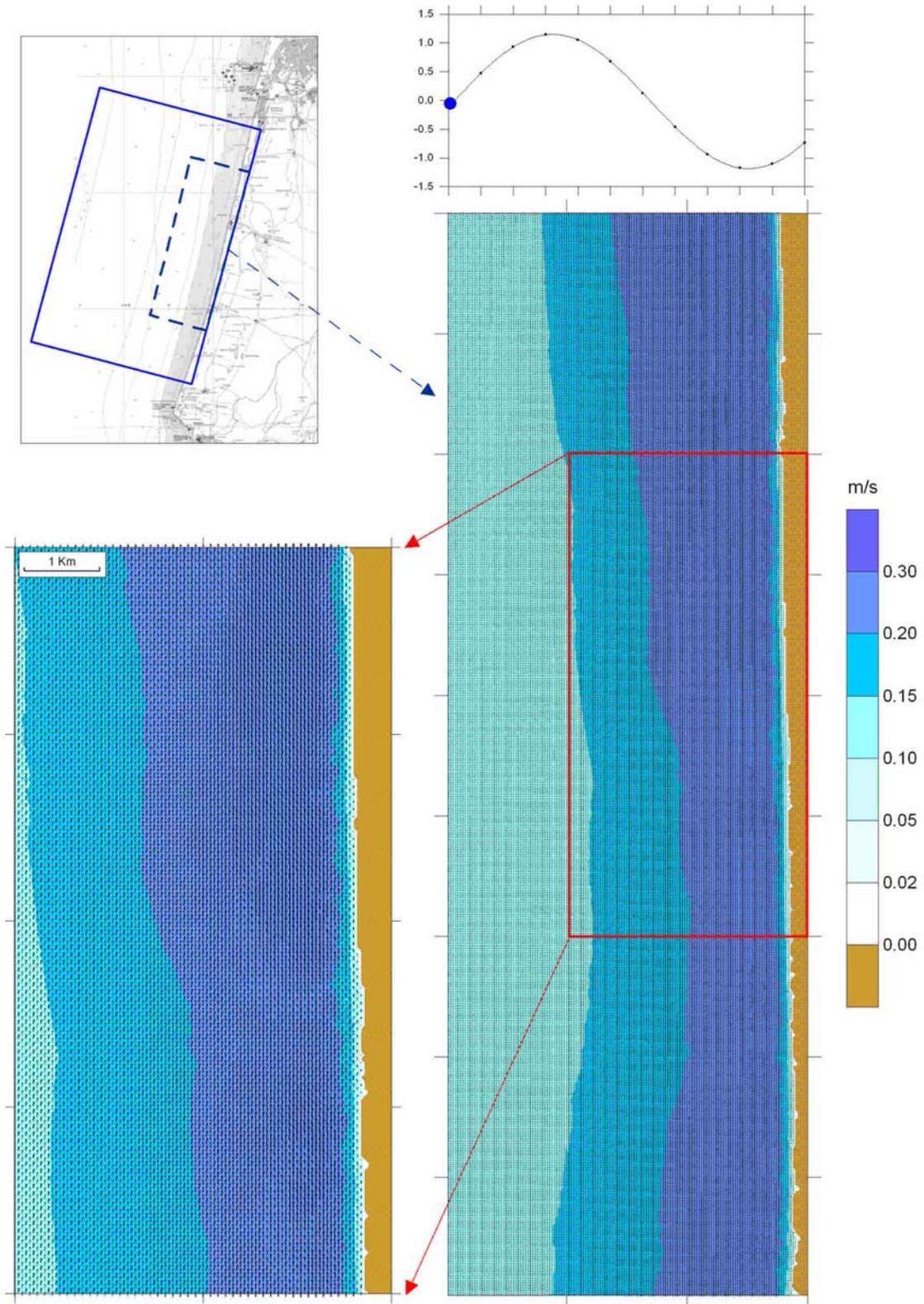
c) Coeficiente de arrastamento

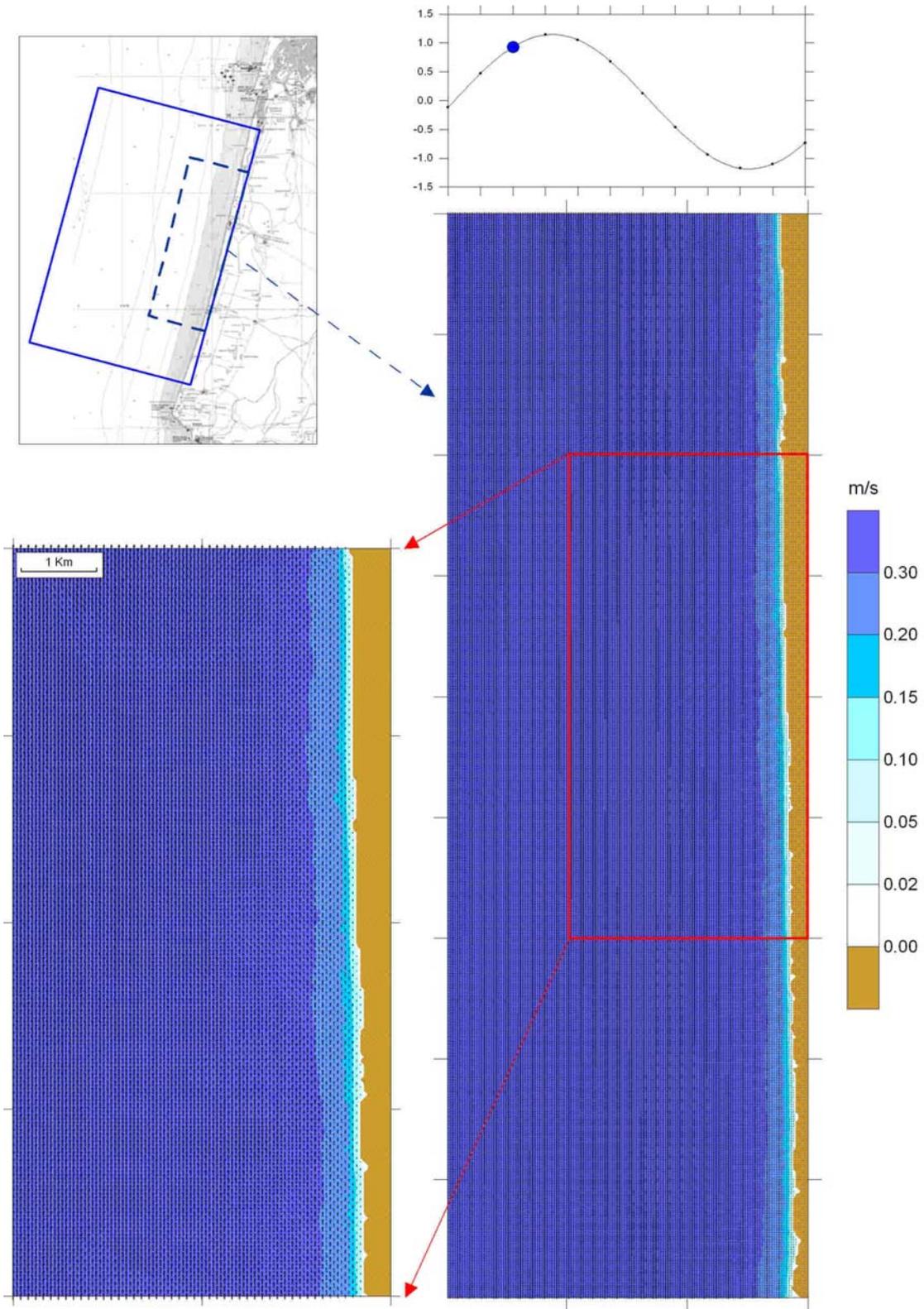
No que se refere ao coeficiente de arraste (C_D), o seu valor pode-se estimar a partir de diversas fórmulas. Considerou-se como valor adequado $C_D = 0.0026$.

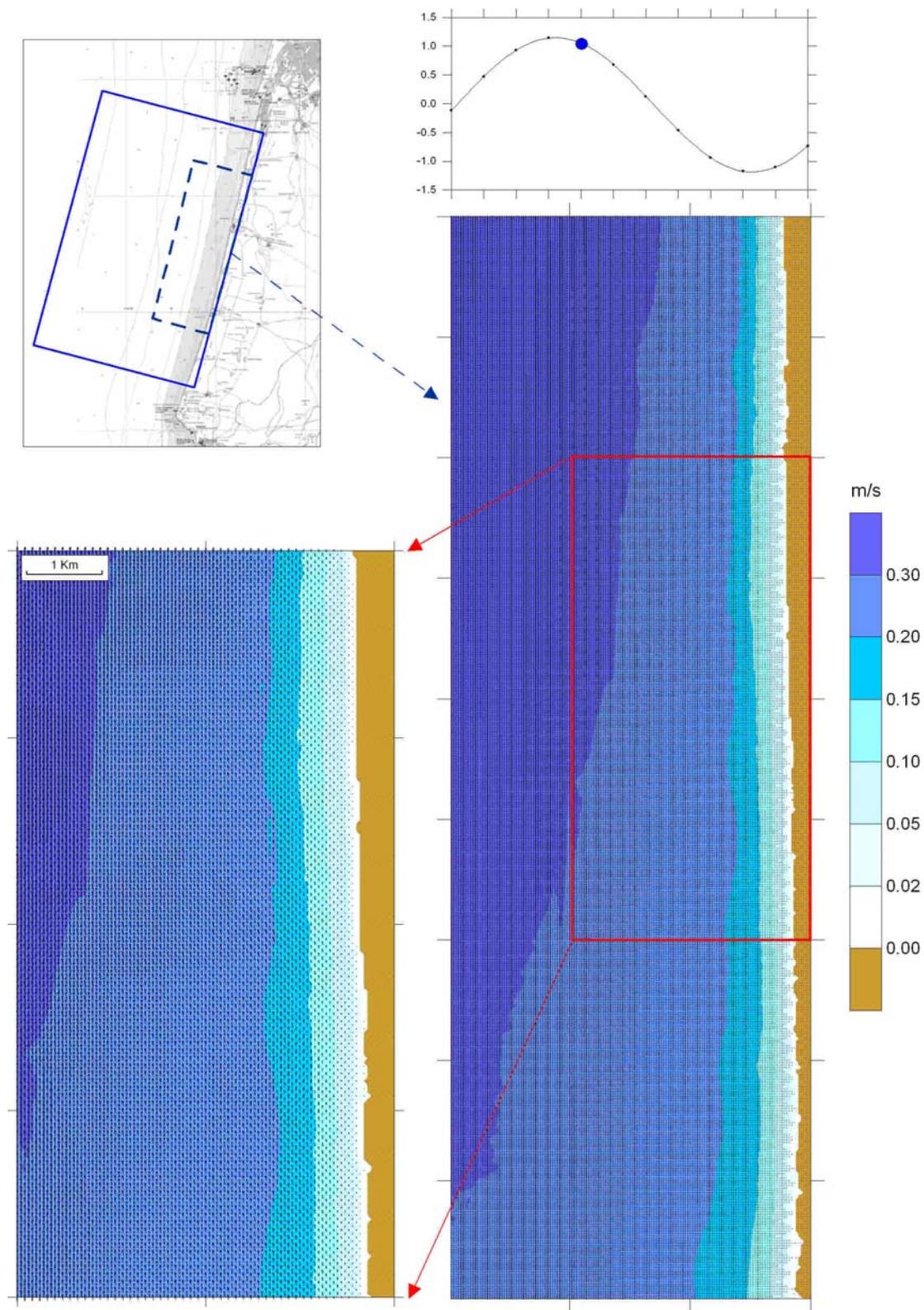


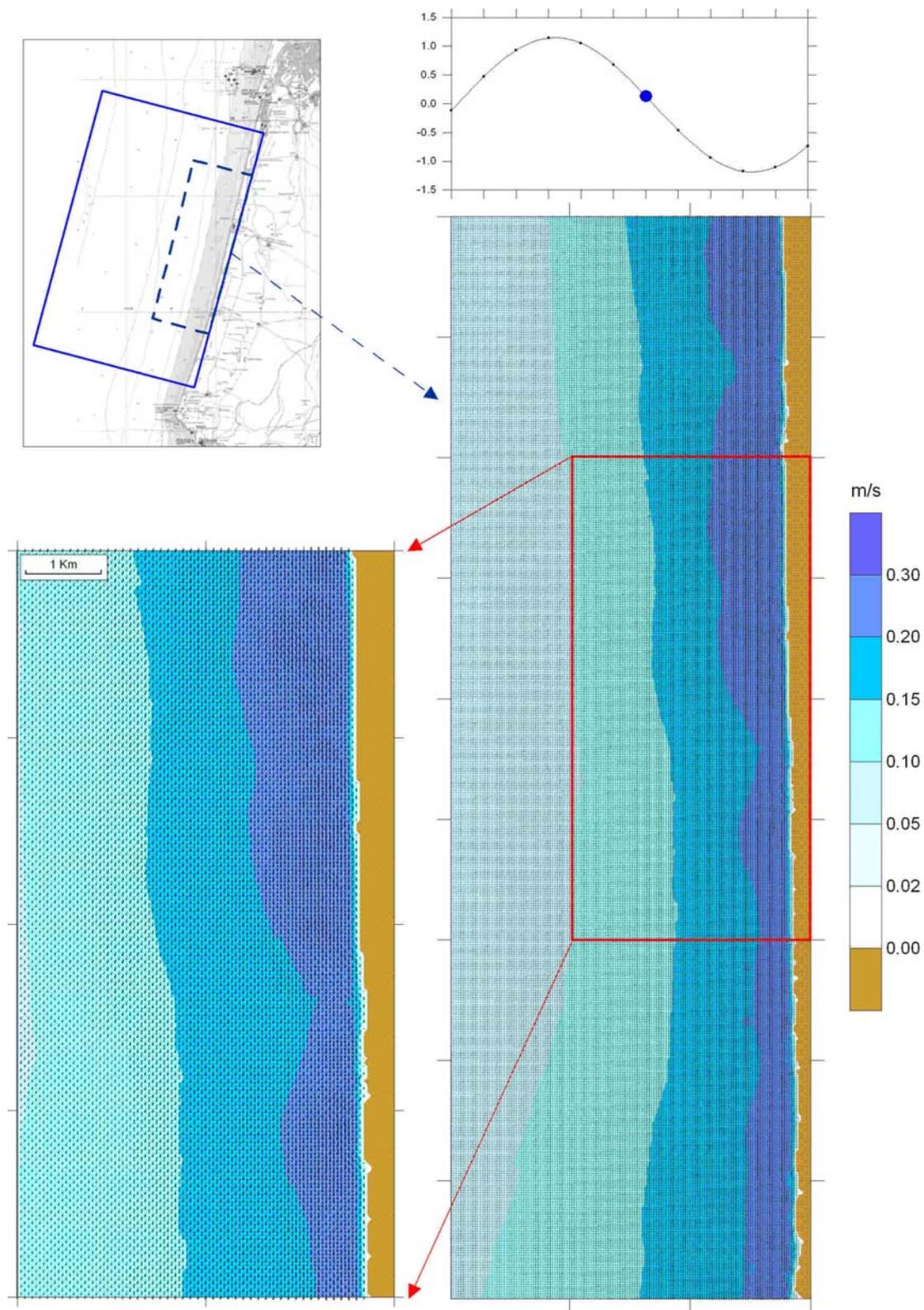
ANEXO III

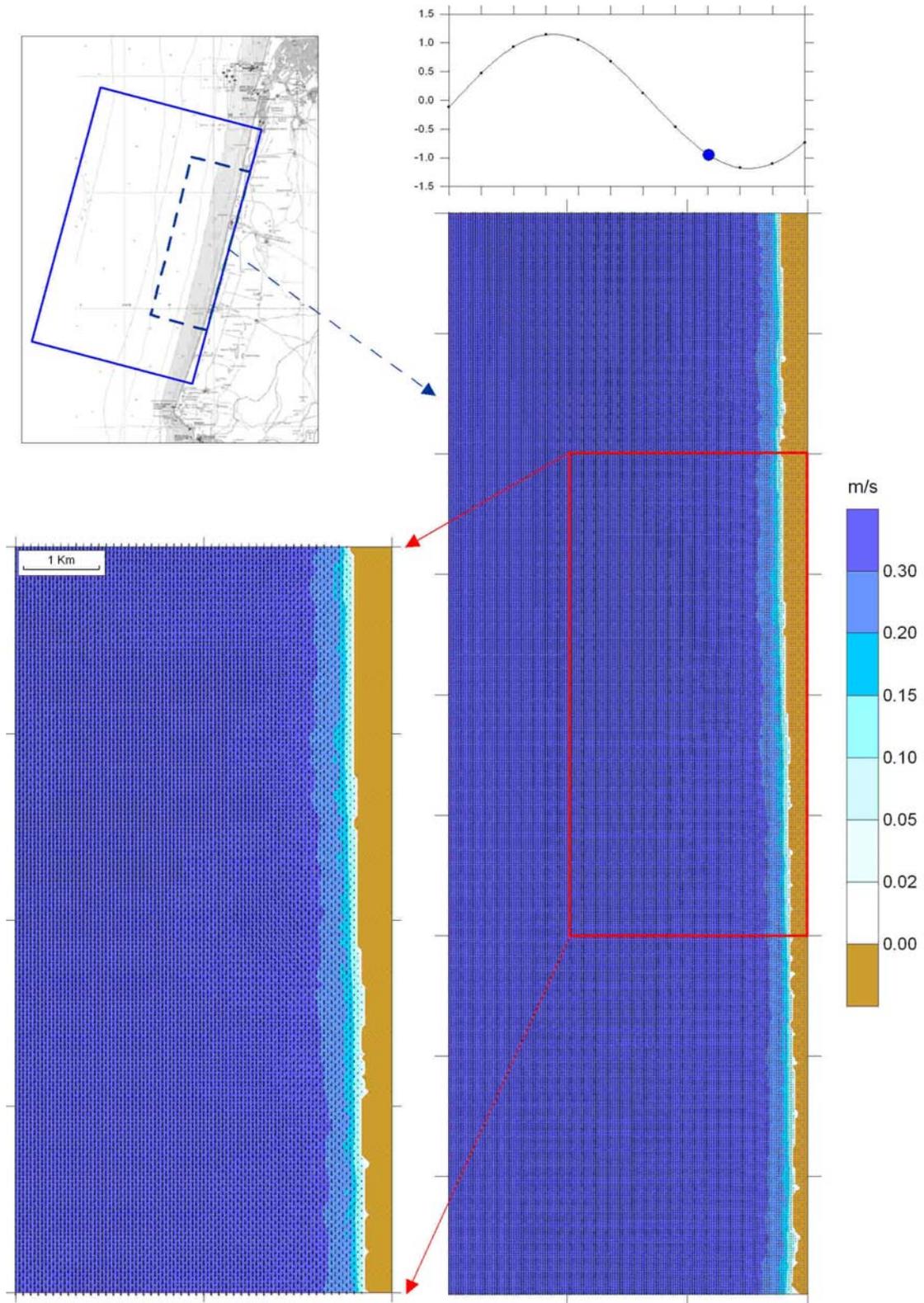
CORRENTES DE MARÉ

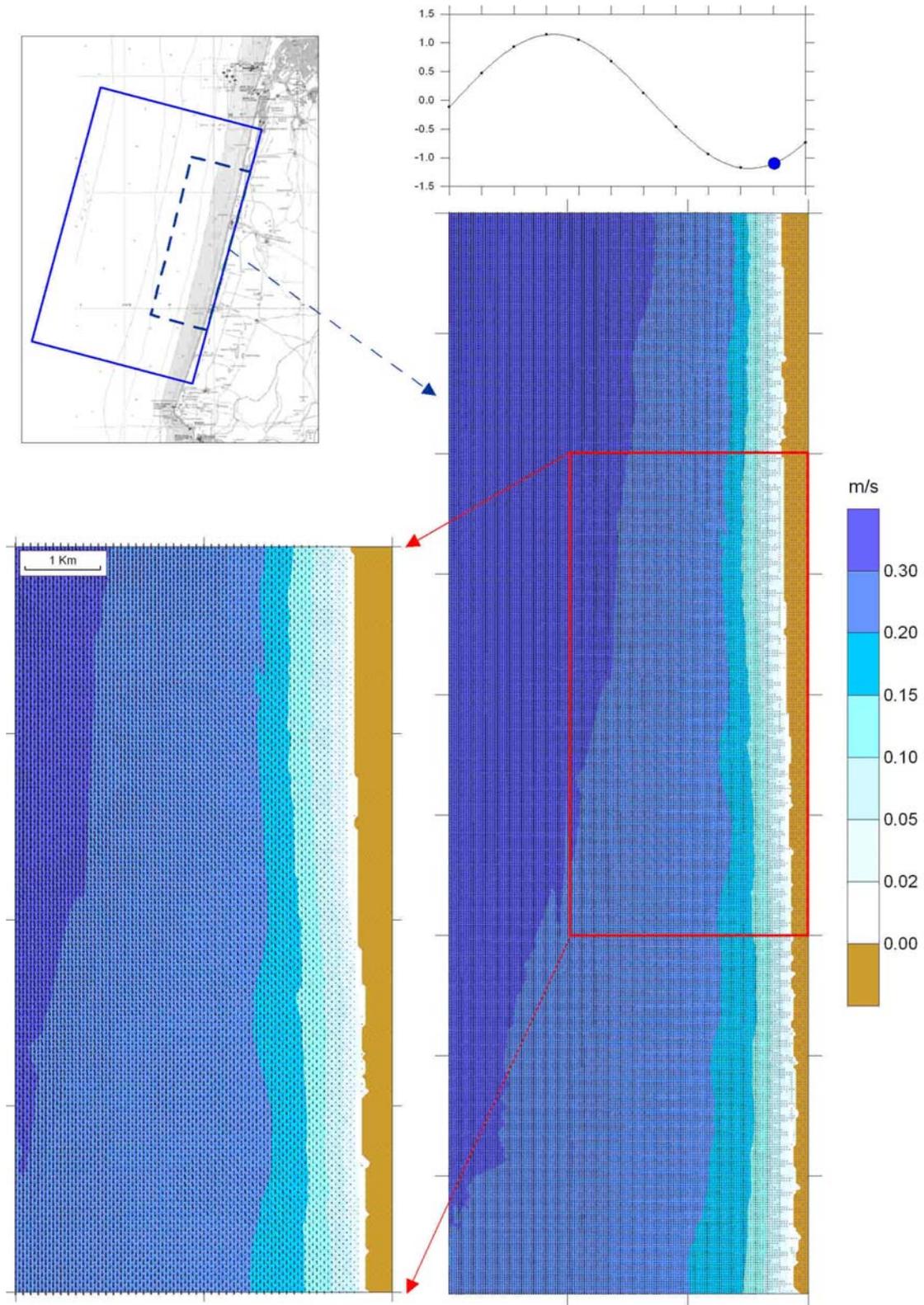




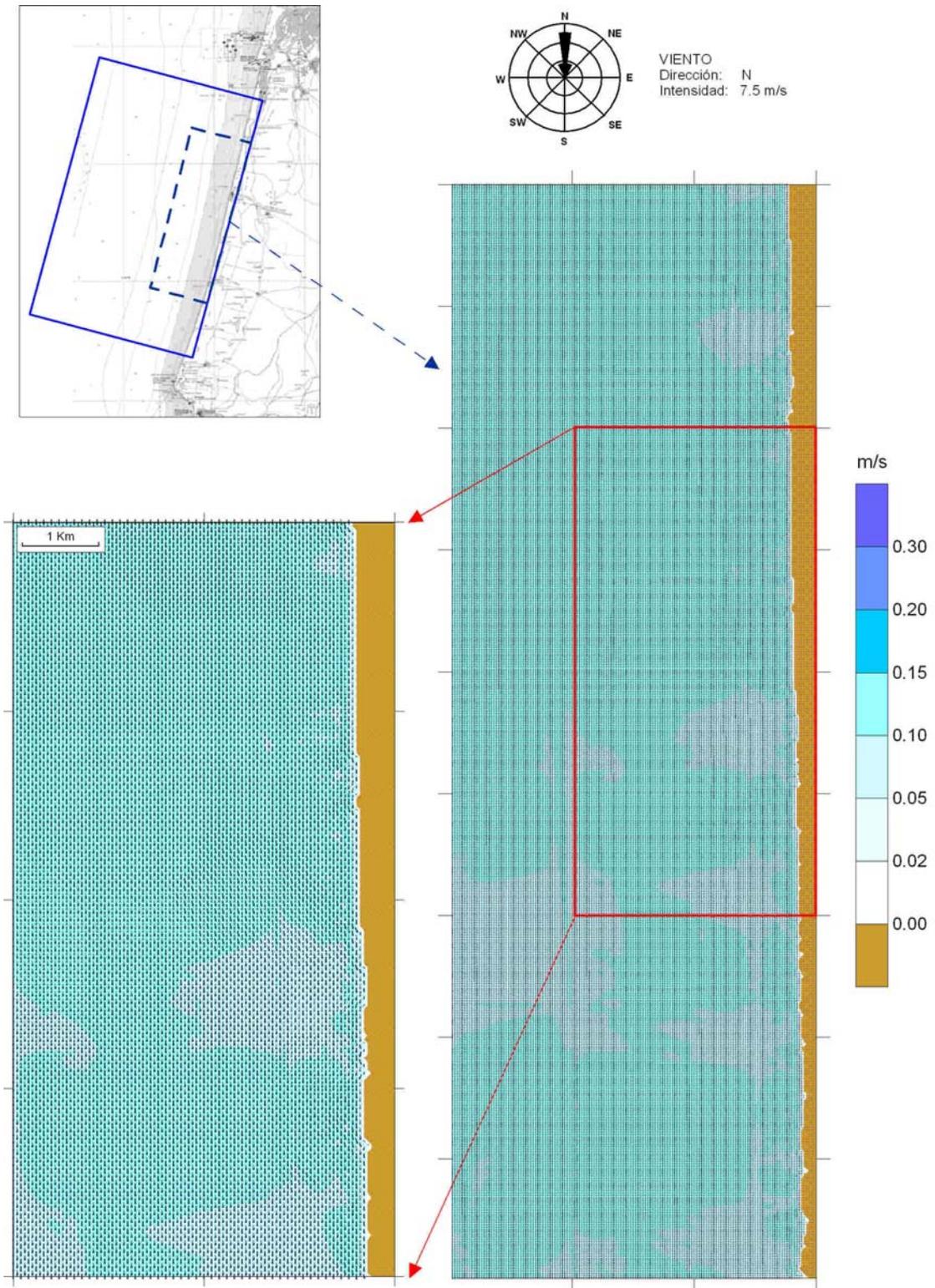


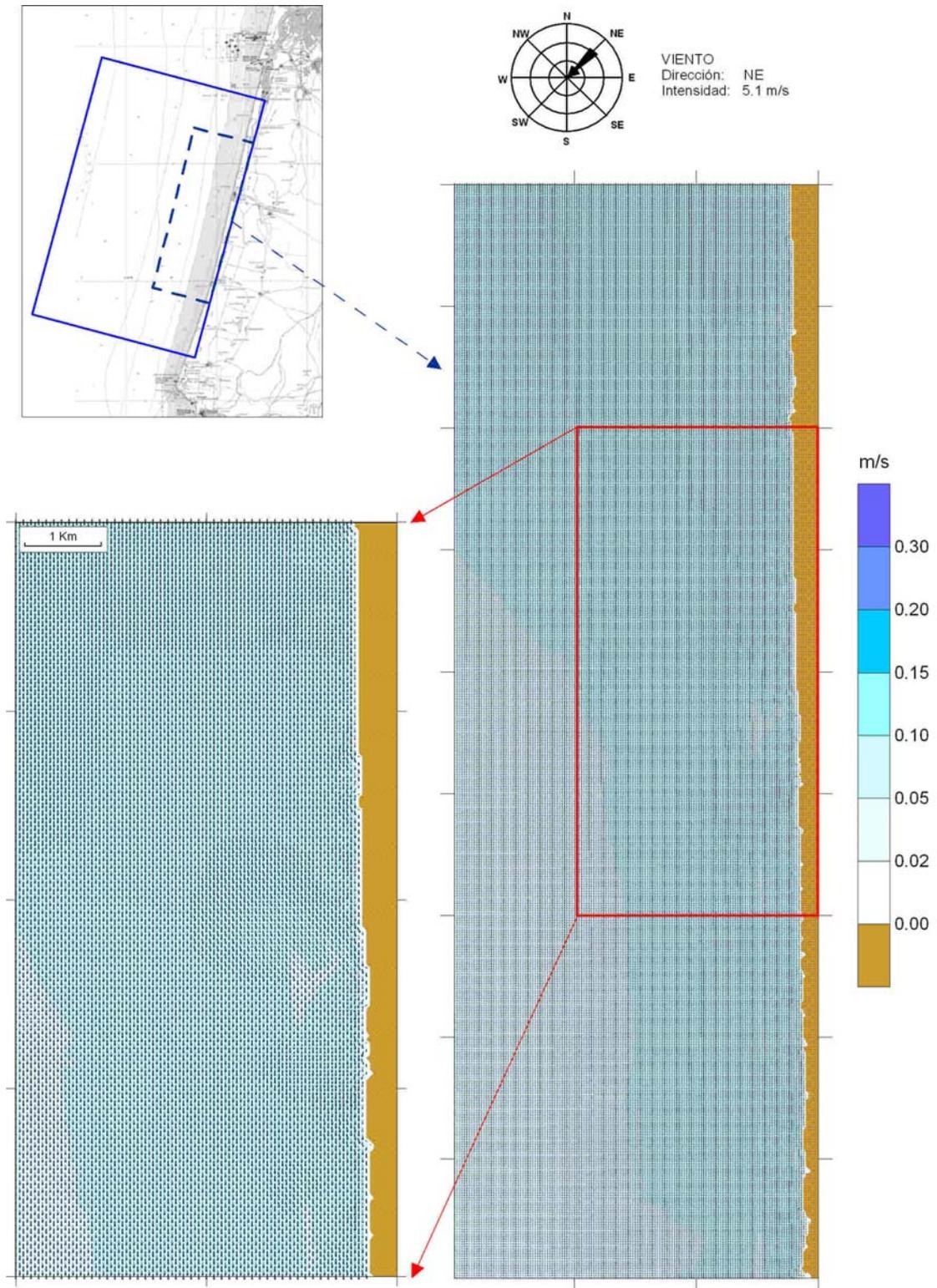


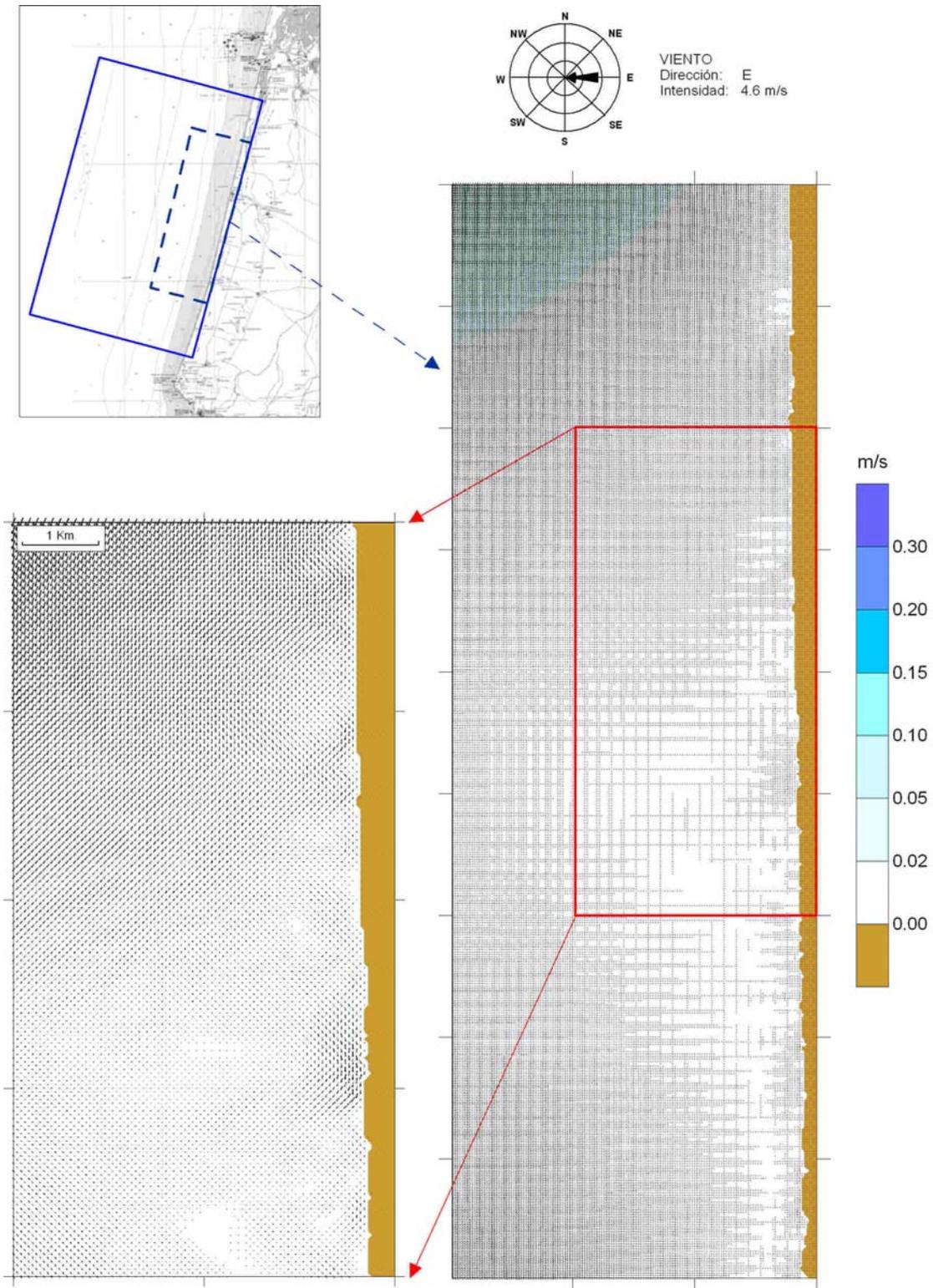


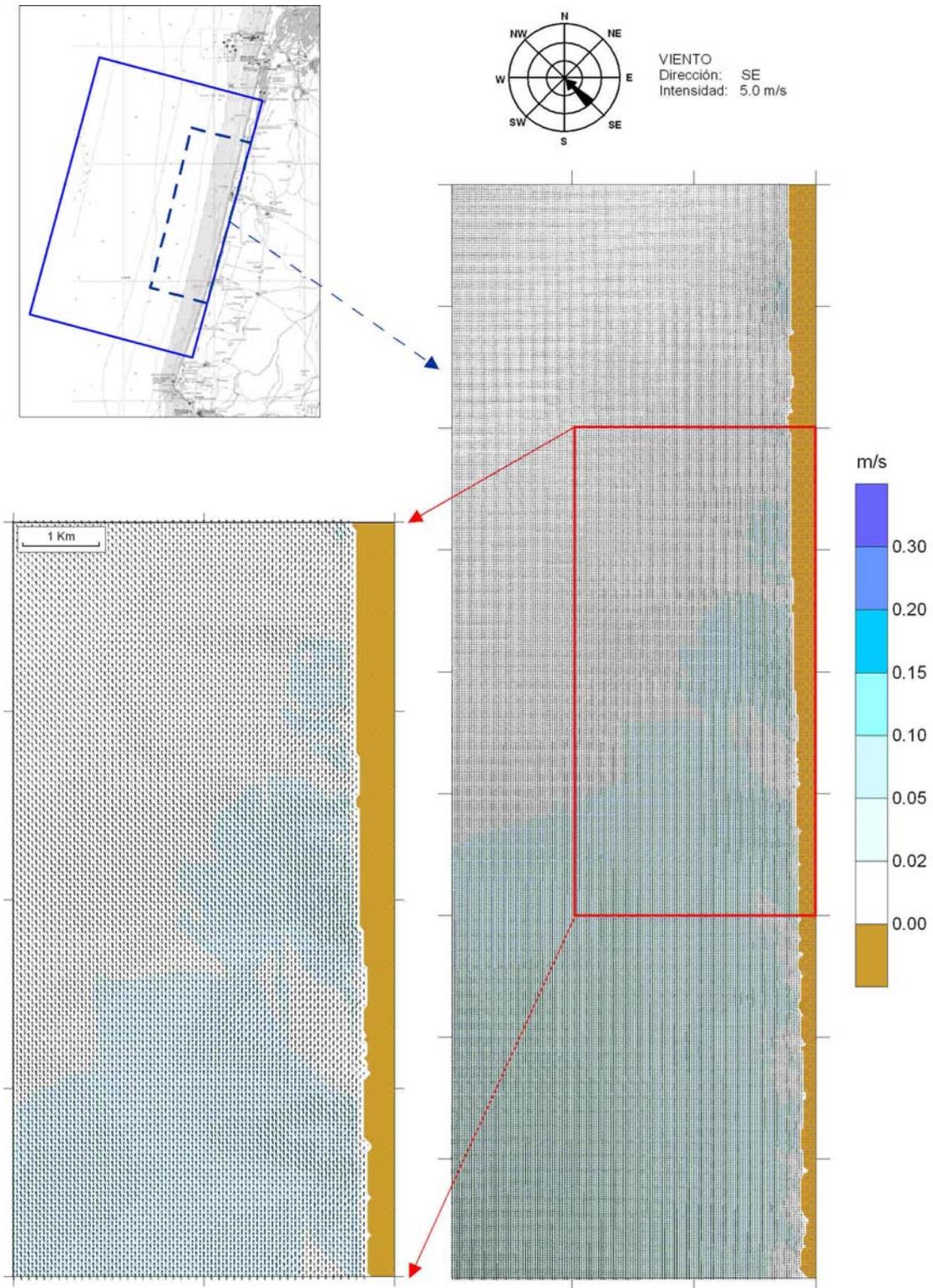


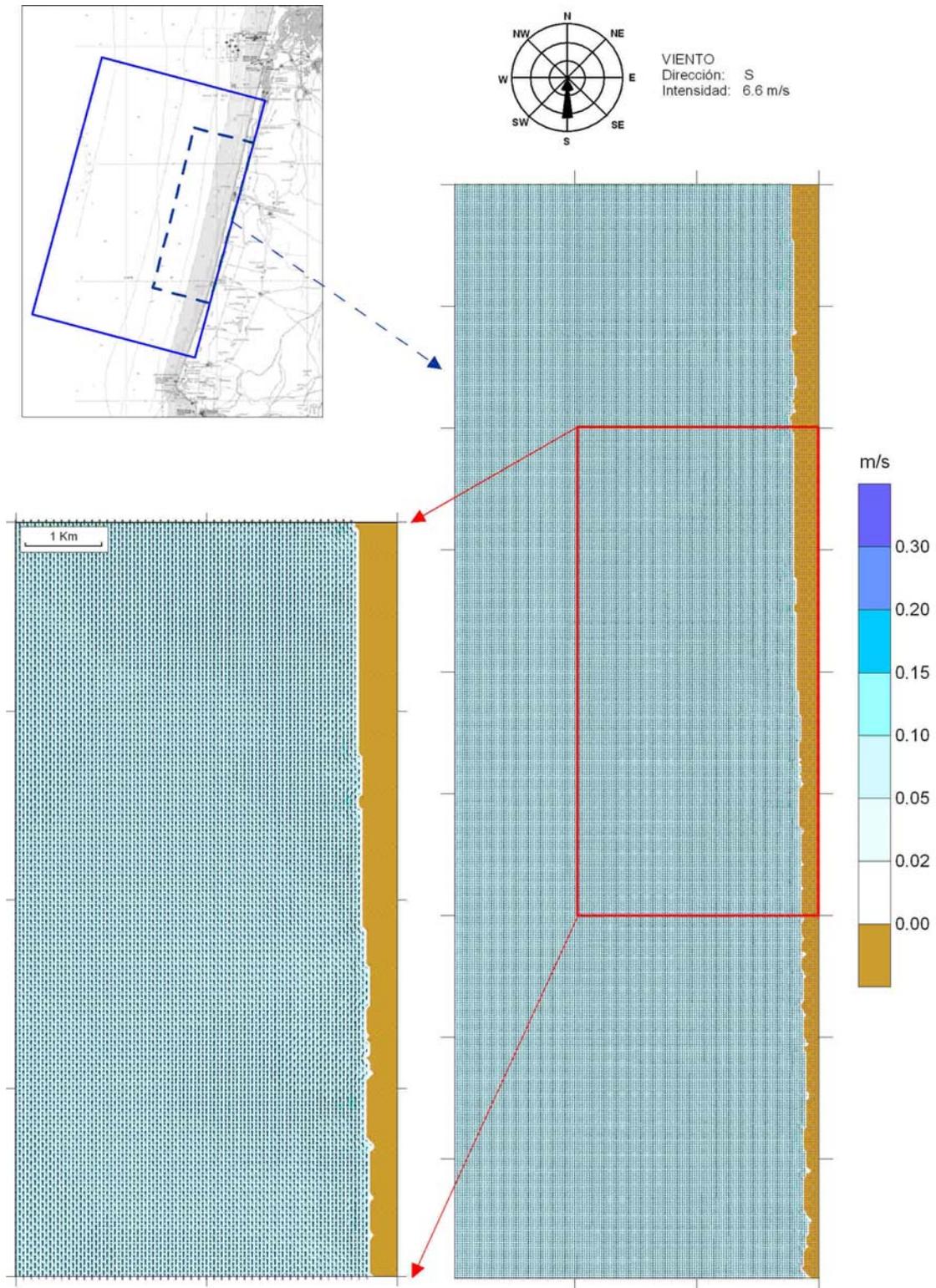


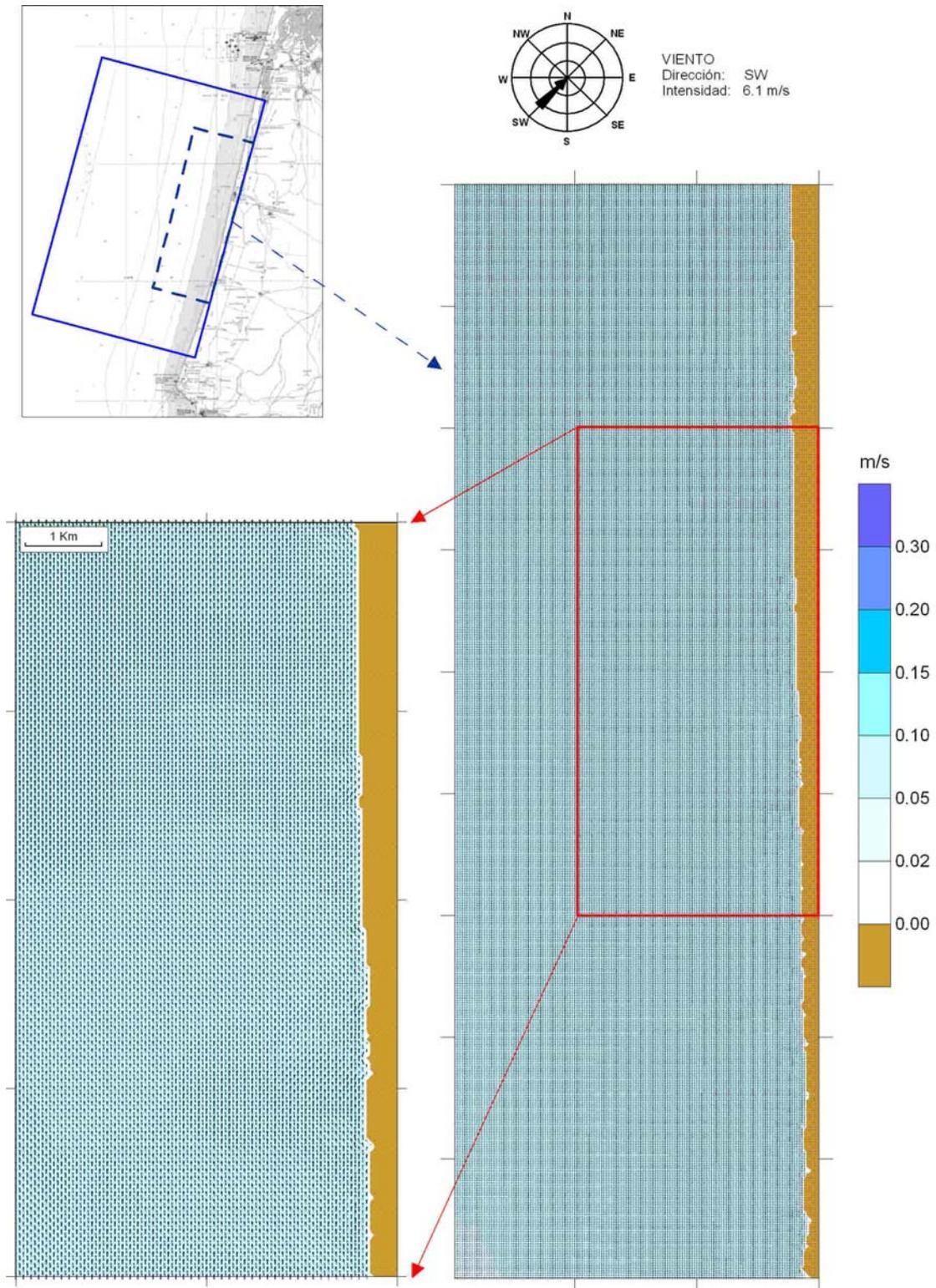


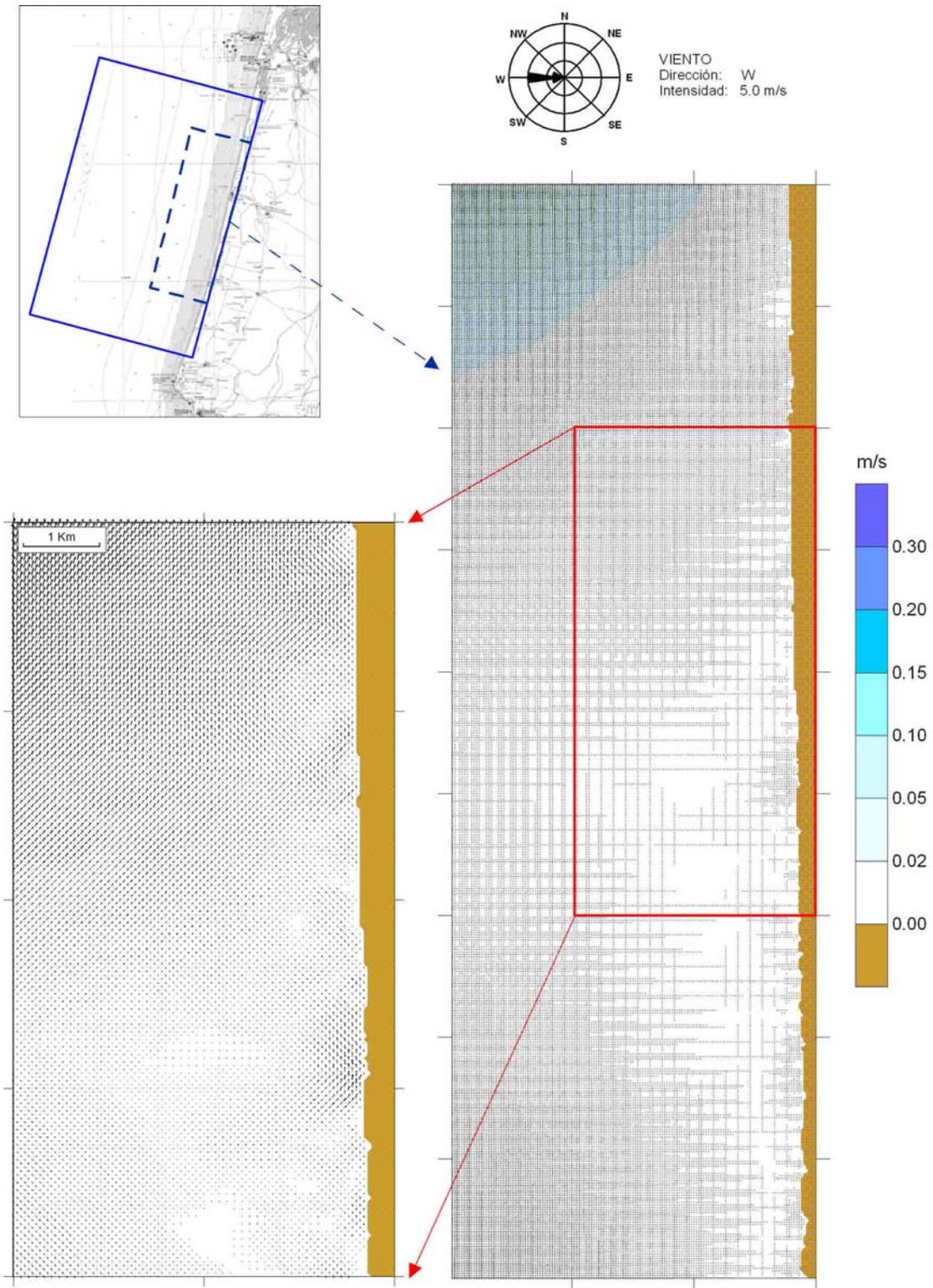


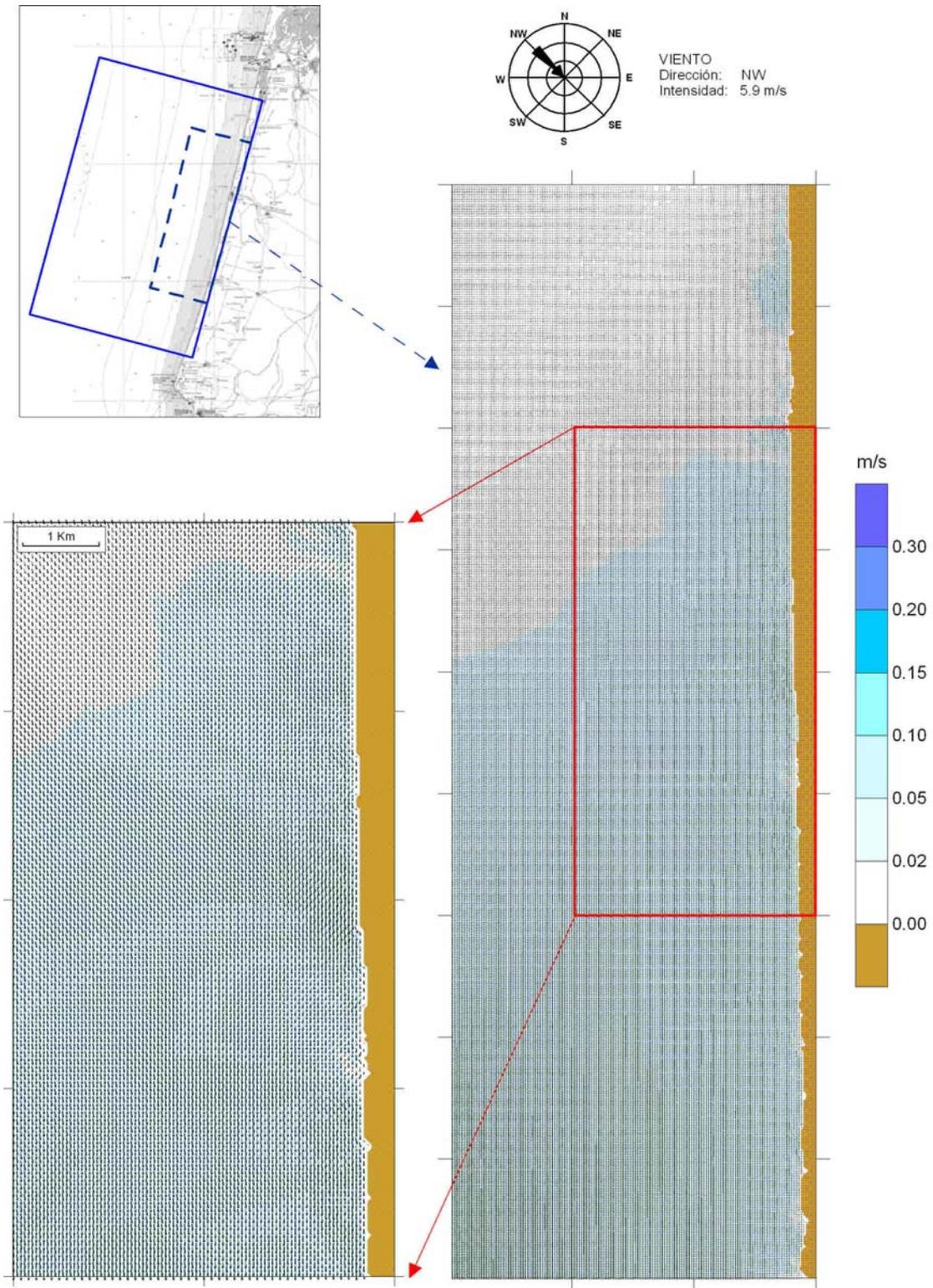


















1 Introdução

Neste capítulo analisam-se, numa visão global, os modelos para simular o transporte de sedimentos e a evolução morfodinâmica das valas afastadas da costa. Discutir-se-ão os modelos que existem na actualidade, os seus principais inconvenientes e vantagens aquando da sua aplicação. Finalmente, descrever-se-á o modelo a aplicar neste estudo.

A pergunta básica relacionada com valas de dragagem afastadas da costa é:

Qual é a localização de uma vala de dragagem e as suas dimensões óptimas para minimizar os impactos morfológicos e ecológicos, tanto na zona de empréstimo como na costa?

Existe uma série de recomendações gerais obtidas a partir da experiência de obras deste tipo, a nível mundial, e também da experiência de pesquisadores com modelos físicos a pequena e grande escala, veja-se como referência destes temas SANDPIT (2005). Muitas vezes estas recomendações são aplicáveis apenas em certas zonas, dado que o seu carácter genérico não tem em conta as variáveis locais do problema.

Não obstante, para responder à pergunta anterior, os gestores da costa vão incrementando dia a dia a sua confiança nas previsões baseadas em modelos numéricos, os quais prevêem a hidrodinâmica, os processos associados à dinâmica do transporte de sedimentos, e a morfodinâmica resultante que modifica o fundo marinho, ainda que muitas vezes estes modelos não sejam contrastados com dados reais medidos in situ. A avaliação mediante a aplicação de modelos numéricos, demanda primeiramente uma série de requisitos nos dados, como é o caso de medições detalhadas nos contornos e medições com uma alta resolução espacial dentro da zona de estudo. Ao mesmo tempo, o melhorar destes modelos numéricos e das suas previsões está intimamente relacionado com o entender dos processos que ocorrem no campo. Assim, é importante medir e interpretar estes processos nas diferentes escalas de interesse.

Tradicionalmente a investigação e o desenvolvimento de modelos morfodinâmicos centra-se no estudo de zonas próximas à costa, principalmente em praias (zonas de rebentação), acesso a portos, estuários e foz. Não se tem o mesmo conhecimento acerca de processos de transporte de sedimentos e evolução morfodinâmicas a grandes profundidades. O projecto europeu “Sand Transport Morphology of Offshore Sand Mining Pits” (SANDPIT) do quinto programa Marco da União Europeia, o qual começou em 2002 e terminou em 2005, centrou-se no estudo deste caso.

O projecto SANDPIT permitiu um significativo avanço no estudo morfodinâmico de valas localizadas em grandes profundidades afastadas da costa. Neste projecto propuseram-se como objectivos gerais o desenvolvimento de técnicas fiáveis de previsão e guias de recomendações para entender melhor, simular e prever o comportamento morfodinâmico de zonas de dragagem de grande escala



e os processos de transporte de sedimento associados em valas localizadas em águas profundas e intermédias. Estes objectivos cumpriram-se mediante: (1) a criação de bases de dados morfodinâmicos de trabalhos de dragagens anteriores, o desenvolvimento de campanhas de campo em mares europeus e o desenvolvimento de ensaios de laboratório à escala real e reduzida; (2) um maior entendimento dos processos morfodinâmicos envolvidos, o que permitiu melhorar uma série de modelos numéricos europeus; e finalmente (3) a validação e calibração dos referidos modelos, a qual se levou a cabo com base em dados de campo e de laboratório. Um resumo de todos estes trabalhos recolhe-se no relatório final do projecto SANDPIT (2005).

1.1 Modelos de previsão morfológica

Existe uma grande quantidade de possíveis aproximações ao problema que vão desde simples formulações empíricas, passando por modelos analíticos e chegando a modelos numéricos. A seguir daremos uma breve descrição.

1.1.1 Equações básicas

A descrição mais geral sobre o transporte de sedimentos e a evolução morfológica do fundo associada (sedimentação, erosão e migração) pode-se propor de maneira tridimensional – 3D (ver figura V.1) baseadas na equação de advecção – difusão, transporte total de sedimentos e evolução do fundo marinho.

(1) Equação de advecção-difusão:

$$\frac{\partial c}{\partial t} + \frac{\partial (uc)}{\partial x} + \frac{\partial (vc)}{\partial y} + \frac{\partial ((w-w_s)c)}{\partial z} - \frac{\partial (\epsilon_{s,x} \frac{\partial c}{\partial x})}{\partial x} - \frac{\partial (\epsilon_{s,y} \frac{\partial c}{\partial y})}{\partial y} - \frac{\partial (\epsilon_{s,z} \frac{\partial c}{\partial z})}{\partial z} = 0 \quad (3.1)$$

Com: c = concentração do sedimento em suspensão; u, v, w = velocidades do fluxo nas direcções (x, y, z), z = direcção vertical, w_s = velocidade de queda do grão, $\epsilon_{s,x}, \epsilon_{s,y}, \epsilon_{s,z}$ = coeficientes de mistura do sedimento nas direcções (x, y, z).

(2) Transporte de sedimento:

O transporte total de sedimento (carga de fundo mais suspensão) nas direcções x e y está definido como:



$$q_{t,x} = q_{s,x} + q_{b,x} \quad e \quad q_{t,y} = q_{s,y} + q_{b,y} \quad (3.2)$$

onde: o transporte em suspensão em (x, y) se define como:

$$q_{s,x} = \int (uc - \varepsilon_{s,x} \partial c / \partial x) dz \quad e \quad q_{s,y} = \int (vc - \varepsilon_{s,y} \partial c / \partial x) dz \quad (3.3)$$

o transporte por profundidade em (x, y) se define como:

$$q_{b,x} = q_{b,y} = f(u, v, h, \text{ondulação, sedimento, parâmetros}) \quad (3.4)$$

(3) Evolução da profundidade:

$$\partial z_b / \partial t + 1 / ((1-p)\rho_s) \partial (q_{t,x}) / \partial x + \partial (q_{t,y}) / \partial y = 0 \quad (3.5)$$

Com z_b = Nível de referência do plano horizontal da profundidade, p = porosidade e ρ_s = densidade do sedimento.

Estas equações podem ser resolvidas se se conhecem: as velocidades do fluxo, os coeficientes de mistura, densidade e porosidade do sedimento, a velocidade de queda do grão, e as concentrações do sedimento ao longo do tempo ($t=0$).

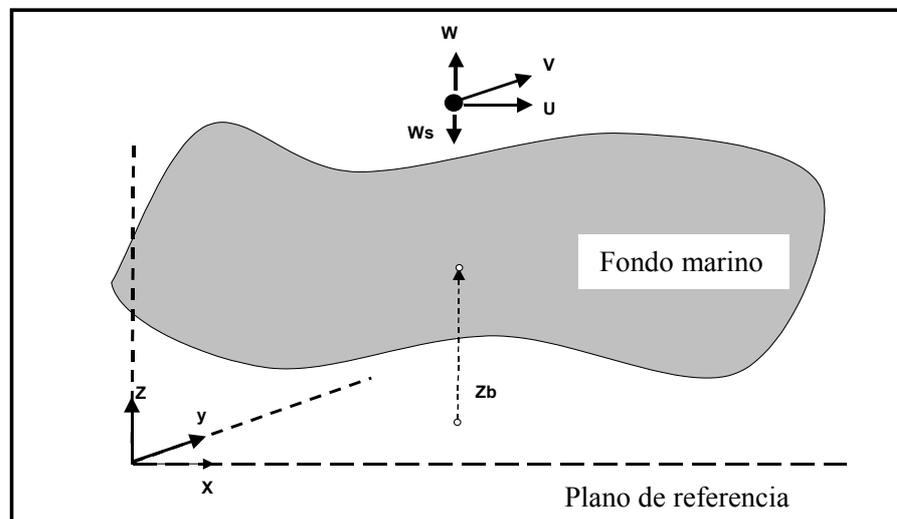


Figura V.1. Esquema onde se definem as condições tridimensionais (3D)
(Van Rijn, 2005b)

1.1.2 Tipos de Modelos

Os modelos descritos de forma geral neste capítulo podem ser conferidos com maior detalhe em (Vão Rijn, 2005 e 2005a).

Formulações empíricas

Este tipo de modelos assume fluxo perpendicular a uma vala, com uma queda exponencial do transporte em suspensão do sedimento ($q_{s,x}$). Este caso assume que a vala é muito longa ($l_p \gg \lambda$), portanto pode-se aproximar a uma dimensão (1DV-x).

Modelos analíticos de fluxo perpendicular à vala

Os modelos analíticos fazem simplificações às equações básicas apresentadas em (3.1 a 3.5). Assumem linearidade mediante valas pouco profundas relativamente à profundidade da água ($d_p < h_0$), acelerações verticais desprezíveis, pressão hidrostática, fluxo numa direcção (1DV-x) entre outras. Essas simplificações não estão muito afastadas da realidade dadas as condições de grande profundidade em que se localizam estas valas.

O modelo de Vão de Kreeke et al. (2002) deriva dos modelos de advecção – difusão com o transporte em suspensão como o dominante. Ribberink et al. (2005) melhora o anterior modelo incorporando o desfasamento espacial do transporte em suspensão relativamente ao fluxo ondulação-corrente e inclui efeitos difusivos devido à inclinação do fundo. Este modelo foi



desenvolvido no âmbito do projecto SANDPIT, validado satisfatoriamente com dados de campo e ensaios de laboratório e comparado com modelos numéricos 2D e 3D. Estes modelos permitem determinar taxas de migração e sedimentação da vala, permitindo obter tempos de recuperação.

Com base neste modelo analítico, este grupo de investigação desenvolveu o modelo numérico de evolução morfodinâmica (MEMPITS), o qual se descreverá com maior detalhe no final do presente capítulo.

A vantagem deste tipo de modelos frente a modelos numéricos 2D e 3D é que a sua aplicação é menos elaborada, com tempos de execução muito menores, aspecto importante dadas as escalas espaciais (kms) e temporais (décadas), e os tempos de simulação (minutos a horas). Por outro lado, os modelos 2D e 3D apresentam um processo de calibração bem mais complexo dado o maior número de graus de liberdade.

Modelos analíticos para fluxo paralelo à vala

Fredsoe (1978) propôs um modelo para calcular o comportamento morfológico de um canal paralelo ao fluxo, considerando os efeitos das forças de gravidade e atrito no fundo das partículas nos taludes. Este modelo permite a incidência oblíqua do fluxo, com ângulos pequenos relativamente ao eixo principal da vala.

Modelos numéricos bidimensionais (2DV) para fluxo oblíquo ou perpendicular a uma vala

Este tipo de modelos assume uma função, integrada na vertical, da concentração média do sedimento em suspensão. O modelo simula o transporte por fundo e suspensão em condições quase-estacionárias para corrente e ondulação com incidência oblíqua. Um modelo deste tipo é o SUTRENCH, ver detalhes do modelo em (Vão Rijn, 1986a, b; Delft Hydraulics, 1985). Este tipo de modelos pode ser aplicado em escalas espaciais de 1 a 5 km e escalas de tempo de 1 a 100 anos.

Modelos numéricos bidimensionais (2DV) para condições de ondulações oblíquas

Este tipo de modelos aplica-se normalmente em valas paralelas à costa, perto da zona de rebentação. O mesmo permite o cálculo do transporte de sedimento por fundo e transporte em suspensão, com as correspondentes variações morfodinâmicas associadas, sob a acção de ondas rompendo obliquamente sobre a vala, com uma corrente litoral paralela à mesma. O modelo assume que não há mudanças e é uniforme ao longo da costa. Estes modelos aplicam-se em escalas espaciais de 1 a 5 km e escalas temporais de 1 a 10 anos. Um exemplo deste modelo é o UNIBEST-TC (Delft Hydraulics, 1977a) e o modelo CROSMOR (Vão Rijn, 1998).



Modelos numéricos bidimensionais (2DH) para condições de ondulação normal

Este tipo de modelo é também aplicável em zonas de praia com uma vala paralela à costa. O modelo permite variações em planta, incidindo a ondulação normal, com uma corrente longitudinal à vala. Um modelo deste tipo é o modelo LOMOR de Delft Hydraulics, detalhes sobre a hipótese e os processos podem ser consultados em (Rijkswaterstaat, 1990). O modelo aplica-se em escalas espaciais de 1 a 10 km e em escalas temporais de 1 a 50 anos.

Modelos numéricos bidimensionais (2DH) e tridimensionais (3D)

Estes modelos consideram uma série de sub-modelos que simulam ondulações, correntes, transporte de sedimentos e evolução do fundo em malhas 2DH e 3D. Estes modelos baseiam-se em soluções numéricas da hidrodinâmica e dinâmica sedimentária em escalas muito reduzidas de tempo (segundos a horas) e associadas a mudanças morfológicas do fundo em formas de espiral. Estes modelos resolvem-se geralmente mediante métodos numéricos de diferenças finitas (malhas rectangulares ou curvilíneas) ou em elementos finitos.

Esta aproximação mediante processos limita o horizonte de previsão a poucos anos e na escala espacial entre 10 e 100 km no estado actual de investigação. Estão-se a pesquisar métodos que permitem ampliar o horizonte de previsão mediante a integração dos processos de transporte de sedimentos em grandes escalas de tempo (Roelvink et al., 1998; Roelvink et al., 2001).

Este tipo de modelos geralmente simula bastante bem o fluxo e a morfodinâmica, desde que as condições de contorno do fluxo, a ondulação e o transporte de sedimentos sejam definidos com precisão à entrada do modelo. A ausência destes dados aumenta a incerteza do modelo (até um factor de 5, segundo SANPIT, 2005). Uma das principais limitações deste tipo de modelos é o facto de não terem sido verificados de forma exaustiva devido à carência de dados. Além disso, pode-se dizer que dados em grandes profundidades que permitam validar e calibrar estes modelos quase não existem, excepto os novos dados colectados dentro do projecto SANDPIT

Alguns dos modelos europeus que se melhoraram e se aplicaram aos dados de campo e laboratório obtidos dentro do marco de SANDPIT, recolhem-se na tabela V.1.



Instituto	Modelo	País	Referência
CETMEF	REFLUX (2DH/2DV)	França	Sergent et al. (2005)
HR. WALLINGFORD	TELEMAC/SANDFLOW (2DH)	Inglaterra	Chesher et al. (2005)
HR. WALLINGFORD	PISCES	Inglaterra	Chesher et al. (2005)
UNIVERSITY OF WALES	TELEMAC-SISYPHE (2DH)	Escócia / França	Davies et al. (2005)
TWENTE UNIVERSITY	LOMOR (1DH)	Holanda	Ribberink (2004)
WL/DELFT HYDRAULICS	DELFT3D (3D)	Holanda	Van Rijn et al. (2004)
IMAR	MORSYS (2D)	Portugal	Ramos et al. (2005)
DHI	MIKE 21 CAMS	Dinamarca	Hjelmager and Zyserman (2005)

Tabela V.1. Modelos numéricos morfodinâmicos (2DH e 3D) melhorados e validados em SANDPIT (2005).

Um dos trabalhos dentro do SANDPIT foi a comparação de resultados entre os diferentes modelos ao serem aplicados aos casos de comparação (Benchmark Cases), onde se encontraram importantes diferenças na calibração dos modelos. Dentro do SANDPIT concluiu-se que isto se devia principalmente a:

- (1) O processo de calibração: alguns foram calibrados ajustando o transporte por fundo e suspensão do sedimento, outros tentando ajustar a rugosidade medida, e ainda outros foram calibrados para reproduzir a morfologia medida; as distintas formulações de transporte de sedimentos. Quanto à simulação do fluxo (ondulação e correntes) os resultados eram muito similares. No entanto, as diferentes formulações de transporte de sedimentos permitiam variações importantes nos resultados. Hoje em dia o estudo do transporte de sedimentos continua a ser um campo de investigação totalmente aberto com importantes reptos por resolver.

Dentro das conclusões de SANDPIT (2005) recolhe-se ainda que estes modelos reproduzem bastante bem a morfodinâmica das valas e tempos de recuperação, sendo indispensável para garantir fiabilidade nas medições que estes devam ser calibrados seguindo as guias propostas pelo projecto, o qual inclui dragagens de mini valas a pequena escala na zona de extracção e o seu acompanhamento mediante a obtenção de parâmetros hidrodinâmicos, sedimentários e morfológicos a uma adequada resolução espacial e temporal.



À luz dos resultados obtidos dentro do projecto SANDPIT (2005) e com a experiência de outros pesquisadores, a experiência de projectos de dragagem em diferentes localidades, e a informação morfológica, hidrodinâmica e sedimentária disponível para as três zonas de estudo, este grupo investigador decidiu desenvolver um modelo numérico (1DV) baseado na formulação do modelo de evolução morfodinâmica de valas proposto por Ribberink et al. (2005).

1.2 Modelo de evolução morfodinâmica de valas marinhas

1.2.1 Introdução

Tal como se disse na secção anterior os modelos que se baseiam na simulação numérica dos processos morfodinâmicos (2DH ou 3D), são ferramentas de grande precisão na hora de prever e quantificar o comportamento morfodinâmico de uma vala depois de uma dragagem. Trata-se de ferramentas fiáveis no momento de projectar. Não obstante estes modelos sem uma calibração adequada com base nos dados de campo, reduzem de maneira significativa a sua fiabilidade e a capacidade de previsão. A informação de que se dispõe em campo nas três zonas de empréstimo antes, durante e depois das dragagens, relacionada com a morfologia (batimetrias e sedimentos) e a dinâmica local (correntes, ondulação e transporte de sedimentos), apresenta importantes carências no momento de decidir utilizá-la para a calibração de modelos de processos (2DH ou 3D).

O modelo (1DV) desenvolvido neste estudo baseado em (Ribberink et al., 2005), apesar de assumir uma série de hipóteses adicionais, é um modelo perfeitamente aplicável às condições locais das três dragagens. Onde os processos bidimensionais em planta (2DH) e tridimensionais (3D) não são relevantes, tal como veremos mais à frente. Por um lado, as variações do nível do fundo são suaves, dado que as valas não são de grande profundidade ($d_p \ll h_0$). Por outro lado, as dinâmicas locais (correntes maré-vento e ondulação) apresentam uma direcção predominante em cada caso, o qual permite simplificar o sistema bidimensional (2D) a unidireccional (1D) em planta. Finalmente, devido às grandes profundidades onde nos encontramos ($h \geq 20$ m), as variações verticais do fluxo no fundo não são tão importantes, portanto um modelo 1D-V é o mais adequado para este caso. A tudo isso há que adicionar como aspectos de grande relevância, que o processo de calibração deste modelo exige menos requisitos quando comparado com os modelos 2DH e 3D. Estes requisitos ajustam-se com a informação disponível em campo nas três zonas de estudo. Finalmente, acrescenta-se que os custos computacionais são muitíssimo menores principalmente quando falamos de simulações de algumas décadas em incrementos de tempo de horas.



O preço que se paga neste caso com um modelo menos complexo, é que se perde precisão na previsão da forma ou perfil do fundo da vala. Não obstante, o modelo é capaz de prever bastante bem a taxa de migração ou deslocamento da vala e o volume de depósito absorvido pela vala ao longo do tempo, o qual permite prever de forma fiável os tempos de recuperação da mesma cumprindo os objectivos propostos neste estudo morfodinâmico. Por outro lado, dado que não contamos com batimetrias imediatamente depois de cada uma das dragagens, não contamos com a condição inicial da forma da vala. Portanto, a forma do perfil do fundo da vala, não poderia ser obtida com os modelos mais sofisticados, razão pela qual estes modelos são geralmente aplicados. Para isso, como veremos à frente, teremos que assumir uma geometria inicial pós-dragagem.

Posteriormente realizar-se-á uma análise de sensibilidade dos diferentes parâmetros que controlam o comportamento morfológico das valas, e finalmente, estabelecer-se-á na presente secção uma breve descrição do modelo morfodinâmico desenvolvido para este estudo, o qual se descreve com maior detalhe no Anexo II.1 deste relatório como se aplica o modelo aos casos de estudo, estabelecendo as condições iniciais e de limite.

1.2.2 Equações básicas

O modelo numérico desenvolvido baseia-se nas equações propostas por Ribberink et al. (2005). Este modelo permite determinar a evolução temporal da velocidade de migração e os volumes de areia acumulados dentro da vala, podendo-se assim determinar tempos de recuperação. O modelo depende das condições locais de corrente, ondulação, profundidade da água, transporte de sedimentos tanto por fundo como por suspensão, as dimensões e a geometria da vala (largura b_p , profundidade, d_p e taludes laterais).

De acordo com as condições nas zonas de estudo, poder-se-á assumir, como se verá mais adiante, que as correntes dominantes são perpendiculares aos eixos principais das valas (eixo y), a batimetria do fundo que rodeia as valas são praticamente horizontais (fundo plano), a evolução morfodinâmica da vala pode-se tratar como um problema unidimensional na direcção do fluxo (eixo x). Se assumirmos que as variações do fundo são graduais, pode-se afirmar que as acelerações verticais do fluxo são praticamente desprezíveis, a pressão pode-se assumir como hidrostática, e que existe uma relação directa entre o esforço cortante induzido pelo fluxo no fundo e a velocidade média na vertical (aproximação de fluxo em profundidades reduzidas).

A localização das valas em meios marinhos com períodos de maré de $T = 12,42$ h; profundidades $h_0 = 10 - 35$ m; velocidades do fluxo $u_0 = 0 - 2$ m/s; números de Froude $= \frac{u}{\sqrt{gh_0}} \ll 1$; e valas com larguras $b_p/h_0 = 5 - 50$ (ver descrição da geometria da vala na figura 1.1), permitem-nos assumir que os termos de aceleração local, termos convectivos e termos de fricção nas equações do fluxo em profundidades reduzidas (*Shallow-water equations* em língua inglesa) são de muito pequena



magnitude quando comparados a termos de gradiente de superfície livre e gradiente de fundo. O qual nos permite simplificar as equações, uma descrição detalhada das mesmas recolhe-se no Anexo II.1 deste documento. A seguir, faz-se uma breve descrição das equações:

Fluxo

Equações de fluxo em profundidades reduzidas (1D-X), sem incluir termos de aceleração local, termos convectivos, nem termos de fricção.

- Equação de continuidade
- Equação de quantidade de movimento em x.

Ondulação

Assume-se que a ondulação não é afectada pela vala e é constante ao longo e largura da mesma, aplica-se a teoria linear para o cálculo da velocidade orbital no fundo (\hat{U}) e não se tem em conta nestas profundidades a interacção onda-corrente quanto ao fluxo.

- $\hat{U} = f_0(H_s, T_p, h_0)$

A velocidade orbital depende da altura de onda significativa (H_s), o período de pico T_p e a profundidade da água exterior à vala (h_0).

Transporte de sedimentos

O transporte total de sedimentos (q_t) define-se como a soma do transporte por fundo (q_b) e o transporte em suspensão (q_s), os quais se baseiam em formulações integradas no período de ondulação. Neste modelo aplica-se a formulação de Bailard (1981), a qual tem em conta o efeito da ondulação e da corrente, a difusão devido à inclinação do fundo marinho (taludes em vala) e o desfasamento entre a dinâmica marinha e o transporte em suspensão.

- $q_b = f_1(u_0, \hat{U}, h_0, i_b, \text{parâmetros})$

A equação de transporte por fundo define-se como uma função que depende da hidrodinâmica local, a inclinação do fundo marinho (i_b) e outros parâmetros constantes (por exemplo tamanho do grão, rugosidade do fundo, ...).

- $\bar{C} = f_2(\bar{C}_e, L_A, t, x)$



A concentração do sedimento em suspensão é definida a partir da formulação promediada na vertical (\bar{C}) por Galappatti e Vreugdenhil (1985). No caso de fluxos mareais, sedimento arenoso no fundo e valas com $\left(\frac{b_p}{h_0} \approx 5 - 50\right)$, pode-se assumir que o desfasamento temporal no transporte em suspensão é desprezável relativamente ao desfasamento espacial. Este último tem em conta uma relação de primeira ordem que descreve o ajuste entre a concentração média na vertical (\bar{C}), uma concentração de equilíbrio (\bar{C}_e) e uma longitude de ajuste (L_A).

- $\bar{C}_e = f_3(u_0, \hat{U}, h_0, C_b, \text{parâmetros})$

A concentração de equilíbrio integrada na vertical permite definir o transporte em suspensão (q_s), o qual depende da hidrodinâmica local, da inclinação do fundo e de parâmetros constantes.

- $L_A = f_4(u_0, h_0, \omega_s)$

O comprimento de ajuste depende do fluxo e da velocidade de queda do grão.

Equação de continuidade do sedimento.

Esta equação permite calcular as variações do fundo z_b .

- $z_b = f_5(q_b, q_s, \varepsilon_0, t, x)$

Onde ε_0 é a porosidade (= 0,4).

1.2.3 Modelo morfodinâmico

Combinando as equações anteriormente descritas, incluindo as condições “sem perturbar”, condições de água acima da vala e águas abaixo da mesma, assumindo condições dinâmicas constantes no tempo (corrente e ondulação), Ribberink et al., (2005) obtêm a seguinte equação diferencial com derivada de terceira ordem para a evolução do fundo:

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} + c \frac{\partial^2 z_b}{\partial x} + L_A \frac{\partial^2 z_b}{\partial x \partial t} + p \frac{\partial^3 z_b}{\partial x^3} = 0 \quad (3.9)$$



Com:

$$C = C_b + C_s$$

C_b = velocidade de migração da vala associada ao transporte de sedimento por fundo.

C_s = velocidade de migração da vala associada ao transporte de sedimento em suspensão.

$$D = L_A C_b + D_{ib}$$

D_{ib} = coeficiente de difusão associado ao efeito de inclinação do fundo

$$\rho = L_A D_{ib}$$

L_A = comprimento de ajuste para o sedimento em suspensão.

A partir de uma análise harmónica da equação (3.9), obtém-se como solução a seguinte forma sinusoidal do fundo da vala:

$$z_b(x, t) = d_{p0} e^{-\frac{t}{T_{bed}}} e^{ik(x - c_{bed}t)} \quad (3.10)$$

Com:

C_{bed} = velocidade de migração da vala

T_{bed} = tempo de queda exponencial ou amortização da amplitude. Também se denomina escala de tempo característica.

d_{p0} = amplitude inicial, a qual corresponde à profundidade inicial da vala.

K = número de onda da sinusoidal do fundo, a qual se define a partir da longitude da onda do fundo

L ($= 2\pi/k$).

Onde C_{bed} e T_{bed} se podem definir dependendo do caso: “corrente dominante” ou “ondulação dominante”, dependendo das características invariáveis no tempo na zona exterior de aproximação à vala, como são o fluxo (u_0 , \hat{U} , H_s , T_p), as características do sedimento (ω_s , D_{50} , densidade ρ_s , ângulo de repouso ϕ), o transporte total ($q_t = q_s + q_b$), a morfologia inicial da vala (b_{p0} , d_{p0} , h_0). Uma descrição detalhada C_{bed} e T_{bed} encontra-se no Anexo II.1 deste relatório.

Na figura V.2 representa-se a forma do fundo de acordo com a sinusoidal da equação (3.10), onde a forma de uma vala se representa unicamente pelo seio da onda. De tal maneira que, a largura da vala relativamente ao comprimento de onda é ($b_p = L/2$) e à sua profundidade é igual à amplitude ($d_{p0} = a$).

De acordo com a equação (3.10), em todas as situações para um fluxo unidireccional a onda do fundo migra na direcção líquida da corrente ($=$ à direcção líquida da taxa de transporte) onde a amplitude de queda está definida por T_{bed} (sempre > 0). O qual implica que, sempre há um



amortecimento da onda do fundo ao longo do tempo. Chamaremos sedimentação da vala ao processo de acumulação de areia que tende a reduzir o volume inicial do dragado.

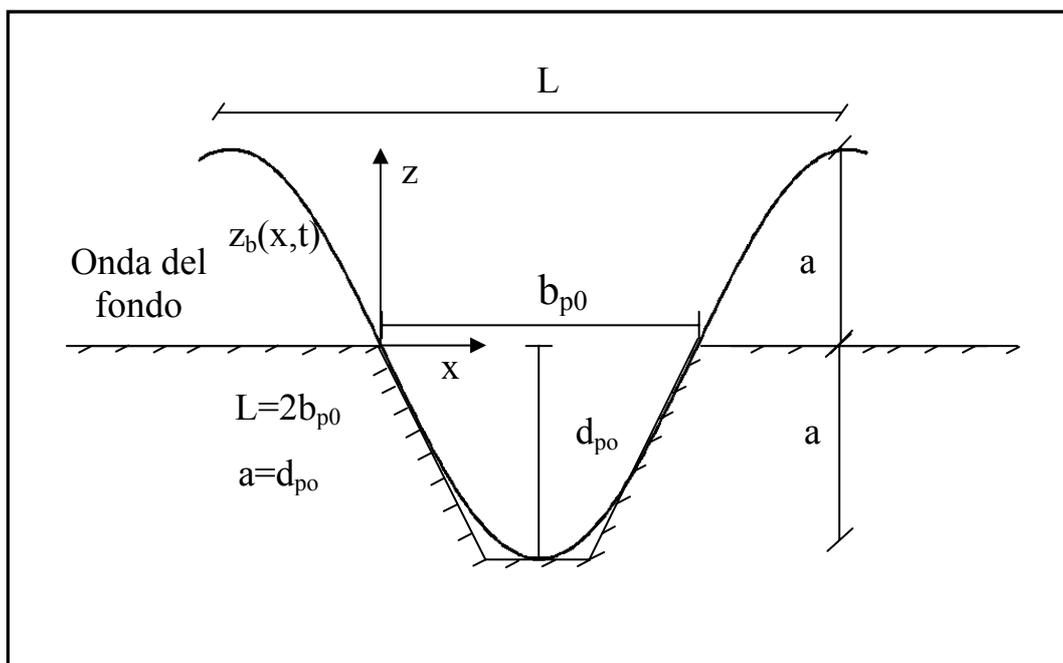


Figura V.2. Esquema de representação de uma vala marinha, mediante a solução analítica de Ribberink al. (2005).

1.2.4 Parâmetros que controlam a migração e o processo de sedimentação.

As expressões de C_{bed} e T_{bed} que governam a morfodinâmica da vala recolhem informação acerca da importância dos diferentes processos envolvidos, tal como: carga de fundo, carga de suspensão, ondulação, correntes, largura, profundidade e inclinação do fundo da vala, processos que se vêem reflectidos na migração e sedimentação da vala ao longo do tempo.

Para mostrar a influência destes processos de uma forma mais clara, definiram-se os seguintes parâmetros adimensionais:



Parâmetros associados ao fluxo

u^*/w_s : Parâmetro de suspensão (= parâmetro de Rouse), onde u^* é a velocidade de corte no fundo directamente relacionada com a velocidade do fluxo u_0 e a rugosidade de Chezy (C). Por outro lado, a velocidade de queda do grão w_s , depende fundamentalmente do tamanho médio do sedimento D_{50} .

Segundo Solsby (1977), este parâmetro é um indicador do nível de suspensão do sedimento na coluna de água:

- Para $u^*/w_s = 0,5$ a camada de água desde o fundo com material em suspensão está em ($z < 0,1 h_0$),
- para $u^*/w_s = 1,25$ a suspensão está abaixo de ($z < 0,5 h_0$)
- para $u^*/w_s = 2,5$ a suspensão do material atinge a superfície da água com ($z \sim h_0$), e
- para $u^*/w_s = 2$ o sedimento encontra-se uniformemente distribuído em toda a coluna de água.

b_p/h_0 : Relação adimensional da largura da vala relativamente à profundidade da água na zona não afectada.

Parâmetro associado à ondulação

H_{s0}/h_0 : Altura de onda significativa relativamente à profundidade da água.
A dependência com o período de pico pode-se incluir dentro de H_{s0} , dado que é conhecido que existem relações do tipo $T_p = \alpha (H_s)^{0,5}$. Relações deste tipo foram definidas para a zona de estudo, tal como se verá mais à frente.

1.2.5 Análise adimensional com corrente única

Relação de parâmetros da corrente contra a morfodinâmica

A seguir, realizar-se-á uma análise da influência em C_{bed} e T_{bed} dos anteriores parâmetros adimensionais.



Na figura V.3 mostra-se a influência dos dois parâmetros adimensionais associados ao fluxo, com a velocidade de migração. Neste gráfico C_{bed} foi adimensionalizada com a velocidade característica devido só à carga por fundo da corrente $\left(C_{bed}^* = C_{bed} / C_b^e \right)$.

No eixo esquerdo da figura V.3 (superior) mostra-se que quando $C_{bed}^* \sim 1$ neste intervalo unicamente o transporte pelo fundo é importante para o processo de migração. Não obstante, o transporte em suspensão pode dominar no transporte total (especialmente para $u^*/w_s \gg 1$) dominando o processo de migração da vala. Como se aprecia na figura para valas estreitas ($b_p/h_0 < 10$) o transporte em suspensão tem pouca importância no comportamento morfodinâmico. Para elaborar esta figura deixou-se como variável fixa (u^*) o que é o mesmo (u_0), portanto um aumento de (u^*/w_s) implica uma redução no tamanho médio do sedimento D_{50} .

Para valas muito estreitas ($b_p/h_0 < 10$) a velocidade de migração é baixa, e é exactamente igual se o sedimento é grosseiro ou fino, nesta situação domina o transporte por fundo e a inclinação dos taludes laterais, ao ser a vala tão estreita o material em suspensão segue direito sem se inteirar de que existe uma vala. No caso de uma vala larga ($b_p/h_0 \gg 1$) a redução do D_{50} (ou aumento do transporte em suspensão) aumenta de maneira significativa a velocidade de migração, dado que ao ser muito larga a vala, esta é capaz de captar uma grande parte do sedimento em suspensão na sua zona média. Uma vez que o fluxo se aproxima do talude em águas baixas, começa a incrementar a sua capacidade de transporte e a não ter sedimento em suspensão erodindo essa zona, incrementando a velocidade de migração. Não obstante há que ser cuidadoso, porque nem sempre uma forte redução do D_{50} consegue aumentar a capacidade de captura de sedimento da vala. Se se observar a figura V.3 inferior, onde se representou o mesmo caso mas com o u^*/w_s no eixo inferior e as curvas representam diferentes larguras de vala, pode-se assim verificar que para valas muito largas se identifica claramente um máximo na migração, para um dado D_{50} ; por outro lado, se se continuar a reduzir o tamanho do sedimento, começa a decrescer a velocidade de migração. Isto deve-se a que um sedimento muito fino começa a gerar efeitos importantes de desfaseamento espacial entre o fluxo e o transporte em suspensão, provocando o comportamento anteriormente descrito.

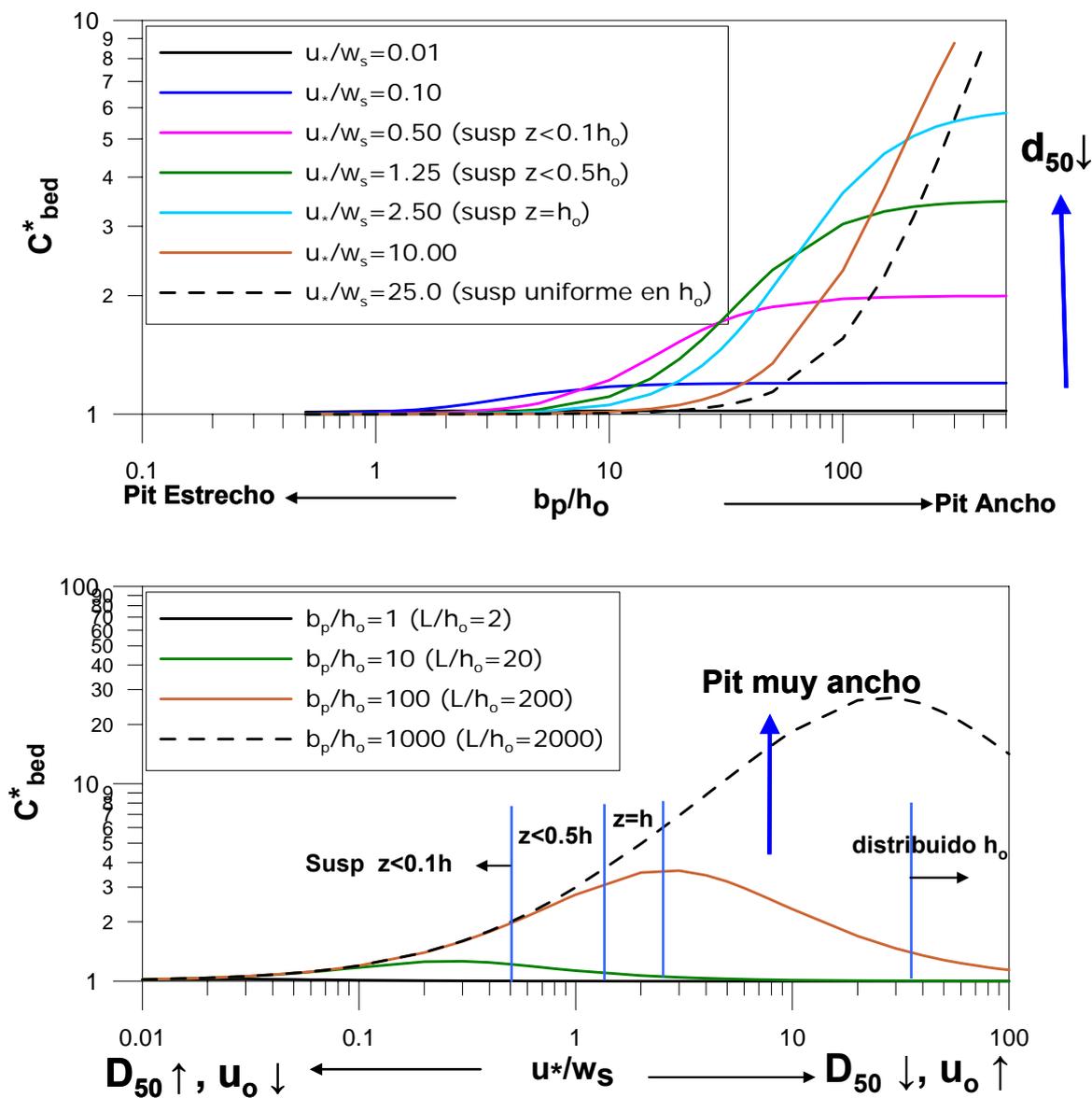


Figura V.3 Velocidade de migração não dimensional C_{bed}^* do fundo marinho como uma função de u^*/w_s e a largura adimensional b_p/h_o (sem ondulação, $u_0=0.3m/s$, $C=75$, $\epsilon_b=0.1$, $\epsilon_s=0.02$, $\Phi=32^\circ$, $\alpha_b=\alpha_s=L^*=0.5$)

Na figura V.4 mostra-se a influência dos mesmos parâmetros frente ao tempo de amortecimento da amplitude adimensional (T_{bed}^*). Há que recordar que quando ($T_{bed}^* \gg$) implica que a vala precisa de um tempo de recuperação maior, isto é, a velocidade de sedimentação é menor. Nesta figura

mostra-se que quando a vala é estreita ($b_p/h_0 < 10$), a velocidade de recuperação é alta ($T_{bed} \ll$). Nesta situação o transporte em suspensão poderá ser muito alto ou o D_{50} muito baixo, mas não contribuem para a sedimentação da vala, dado que não são influenciados pela perturbação do fundo. Portanto, o sedimento é transportado pelas águas circulantes na vala como carga de lavagem controlada pelas condições das águas acima da mesma.

No caso de uma vala muito larga ($b_p/h_0 \gg$) o transporte em suspensão ou um D_{50} muito baixo influi de maneira significativa na recuperação da vala, à medida que o D_{50} é mais fino, T_{bed} é menor, e portanto, a vala recupera-se mais rápido.

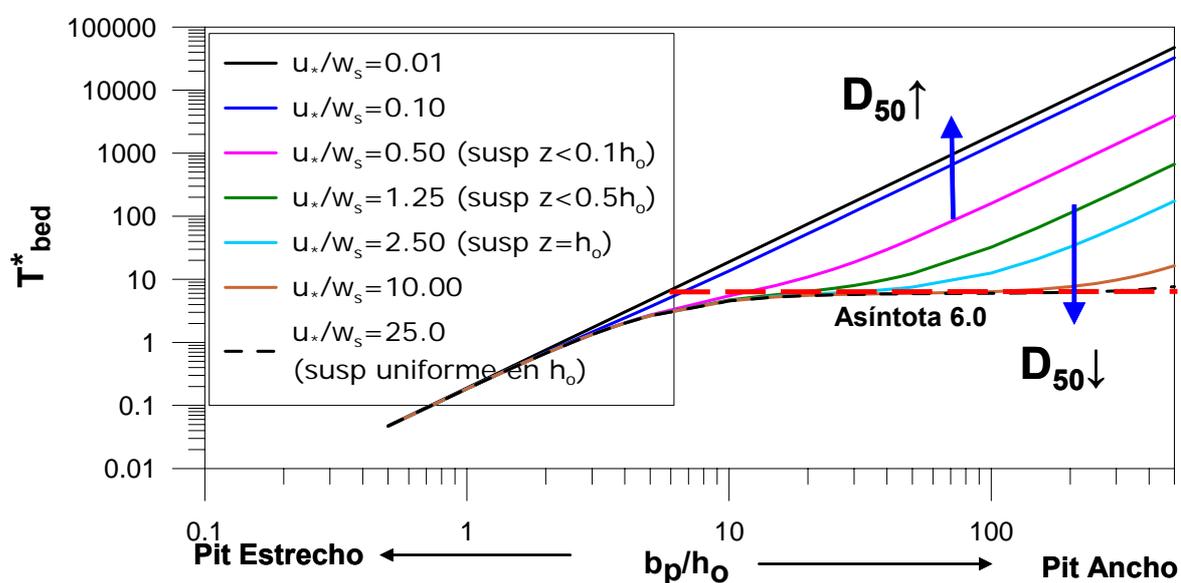


Figura V.4. Tempo de amortecimento da amplitude não dimensional T_{bed}^* do fundo marinho como uma função de u_*/w_s e a largura adimensional b_p/h_0 (sem ondulação, $u_0=0.3\text{m/s}$, $C=75$, $\epsilon_b=0.1$, $\epsilon_s=0.02$, $\Phi=32^\circ$, $\alpha_b=\alpha_s=L^*=0.5$)

É de ressaltar nesta figura, que existe um limite mínimo $T_{bed} (=6,0)$ a partir do qual por mais fino que seja o material não se consegue aumentar a velocidade de recuperação, como no caso de C_{bed} estar relacionado com o desfasamento espacial do transporte e do fluxo.

Migração contra sedimentação



Para analisar quando domina o processo de sedimentação ou o de migração numa vala, propõe-se o seguinte parâmetro adimensional de migração-sedimentação:

$$M_d = \frac{T_{bed}}{t_{bp}} \quad (3.11)$$

Onde t_{bp} é o tempo que a vala precisa para se deslocar uma distância igual à largura b_p da mesma. Se ($M_d \gg 1$) domina o processo de migração ($t_{bp} \ll T_{bed}$), no caso contrário ($T_{bed} \ll t_{bp}$) domina a sedimentação.

Na figura V.5 aprecia-se que para as valas muito estreitas ($b_p/h_0 < 5$) e qualquer tamanho de sedimento, a tendência da vala é sedimentar-se. Para valas muito largas ($b_p/h_0 > 100$) e sedimentos grosseiros ($u_* / w_s < 10$), a tendência da vala é a migração. Na gama intermédia dependendo do D_{50} a migração abranda.

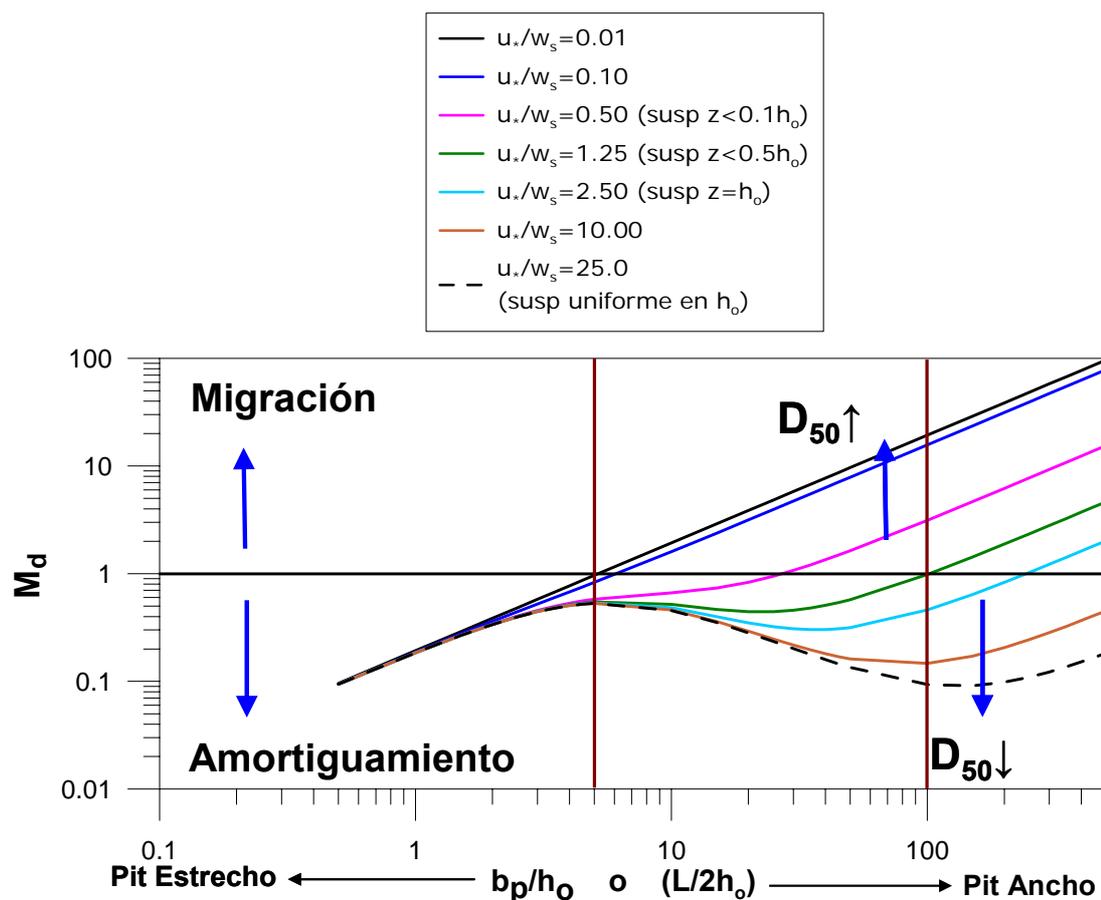


Figura V.5 Parâmetro de sedimentação - Migração M_d como uma função de u_*/w_s e a largura adimensional b_p/h_0 (sem ondulação, $u_0=0.3\text{m/s}$, $C=75$, $\varepsilon_b=0.1$, $\varepsilon_s=0.02$, $\Phi=32^\circ$, $\alpha_b=\alpha_s=L^*=0.5$)



1.2.6 Relação de parâmetros da corrente e da ondulação Vs. a morfodinâmica

Neste caso vão-se analisar valas largas e estreitas em grandes profundidades e a profundidades reduzidas. Para estes casos vamos relacionar: (1) o parâmetro adimensional da altura de onda (H_s/h_0), que como se disse anteriormente inclui a dependência de T_p a H_s ; (2) a velocidade do fluxo u_0 (fora da vala) o qual se pode também representar pelo número de Froude, $F_r = \frac{u_0}{\sqrt{gh_0}}$; e (3) os parâmetros adimensionais representativos da morfodinâmica da vala (C_{bed}^* e T_{bed}^*). Para a análise do impacto na migração criaram-se quatro figuras:

Figura V.6: vala estreita ($b_p/h_0 = 7,1$), afastada da costa ($h_0 = 35$ m)

Figura V.7: vala estreita ($b_p/h_0 = 7,1$), próxima da costa ($h_0 = 5$ m)

Figura V.8: vala larga ($b_p/h_0 = 75$), afastada da costa ($h_0 = 35$ m)

Figura V.9: vala larga ($b_p/h_0 = 75$), próxima da costa ($h_0 = 5$ m).

Se nos fixarmos nestas figuras, unicamente no caso da corrente sem ondulação ($H_s/h_0 \ll 1$), a tendência geral é que a velocidade de migração seja baixa, aspecto que já vimos na secção anterior. Por outro lado, a velocidade de migração aumenta ($C_{bed}^* \uparrow$): à medida que se incrementa a velocidade do fluxo ($u_0 \uparrow$), à medida que nos aproximamos da costa ($h_0 \downarrow$) e à medida que aumentamos a largura da vala ($b_p \uparrow$).

Por outro lado, é interessante observar como a velocidade de migração cresce ($C_{bed}^* \uparrow$), à medida que aumenta a altura da onda ($H_s/h_0 \uparrow$), aumentando de forma significativa comparativamente com o caso de corrente única. Outro aspecto a ressaltar é que sob o efeito da onda, a velocidade de migração diminui quando a velocidade do fluxo aumenta ($u_0 \uparrow$), situação contrária à quando temos corrente única. Isto explica-se porque a ondulação põe em suspensão o sedimento e a existência de uma corrente muito grande levaria este material ao longo da vala juntamente com a água, não sendo necessário erodir o talude final e, portanto, diminuindo a velocidade de migração. Finalmente, ressaltar que a velocidade de migração aumenta quando nos aproximamos da costa ($h_0 \downarrow$), e aumenta muito pouco com o aumento da largura da vala.

Quanto à análise da velocidade de recuperação ou sedimentação da vala, elaboraram-se quatro figuras (da 3.10 à 3.13), figuras similares às quatro anteriores mas neste caso para T_{bed}^* .

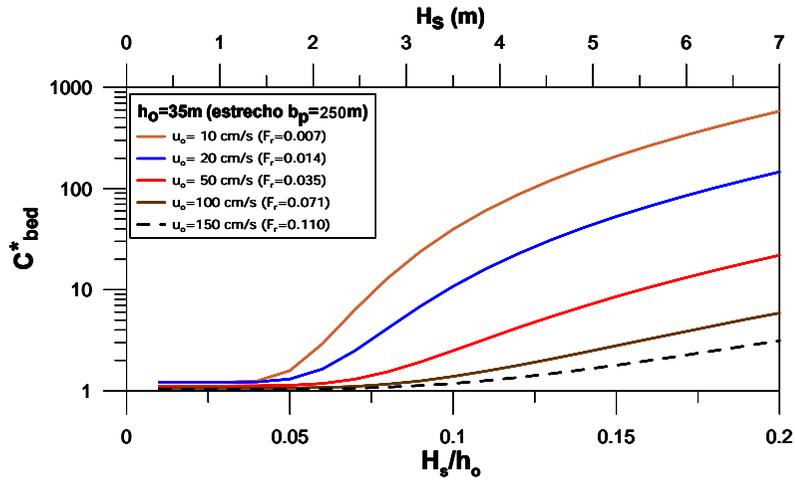


Figura 3.6 Zanja angosta ($b_p/h_0=7.1$) Alejada de la costa ($h_0=35m$)

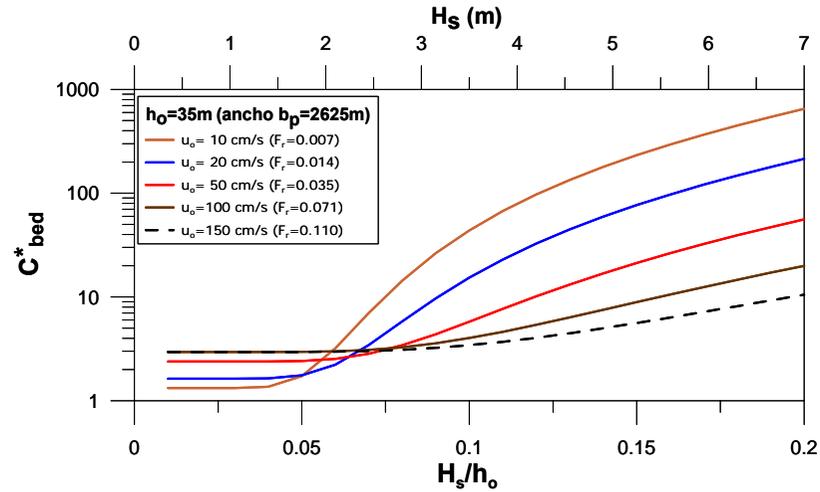


Figura 3.8 Zanja ancha ($b_p/h_0=75$) Alejada de la costa ($h_0=35m$)

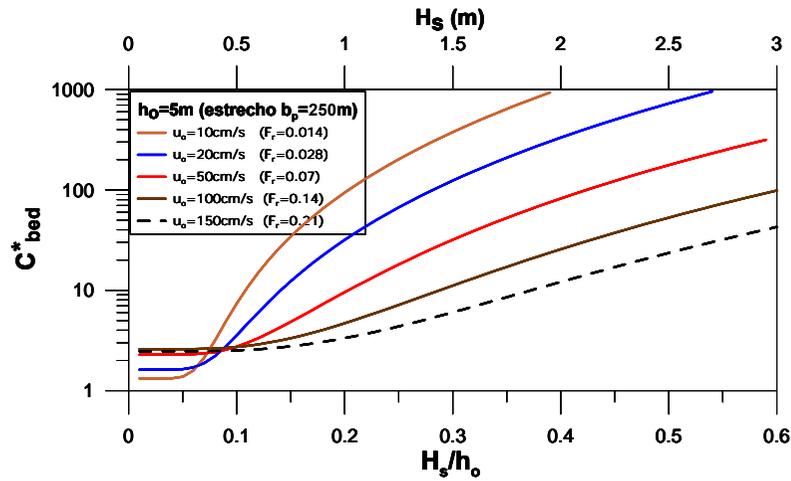


Figura 3.7 Zanja angosta ($b_p/h_0=7.1$) Cercana a la costa ($h_0=5m$)

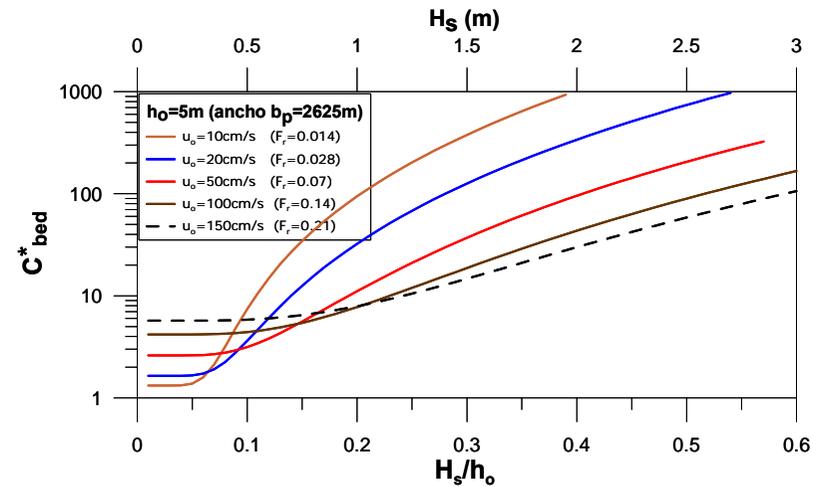


Figura 3.9 Zanja ancha ($b_p/h_0=75$) Cercana a la costa ($h_0=5m$)

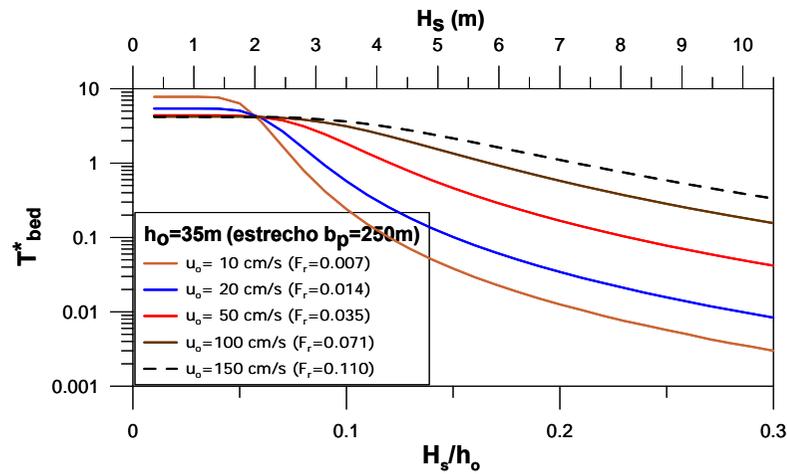


Figura 3.10 Zanja angosta ($b_p/h_0=7.1$) Alejada de la costa ($h_0=35m$)

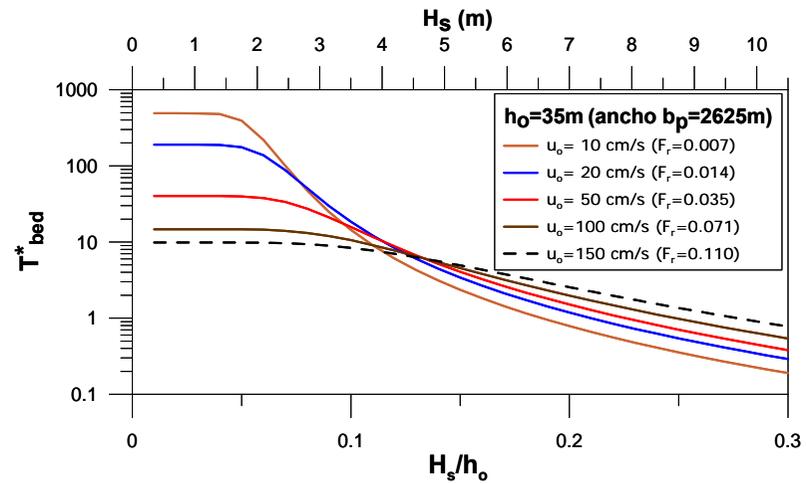


Figura 3.12 Zanja ancha ($b_p/h_0=75$) Alejada de la costa ($h_0=35m$)

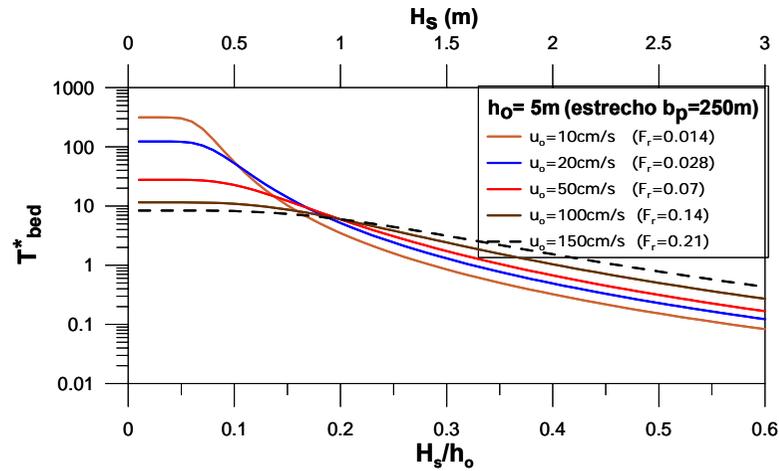


Figura 3.11 Zanja angosta ($b_p/h_0=7.1$) Cercana a la costa ($h_0=5m$)

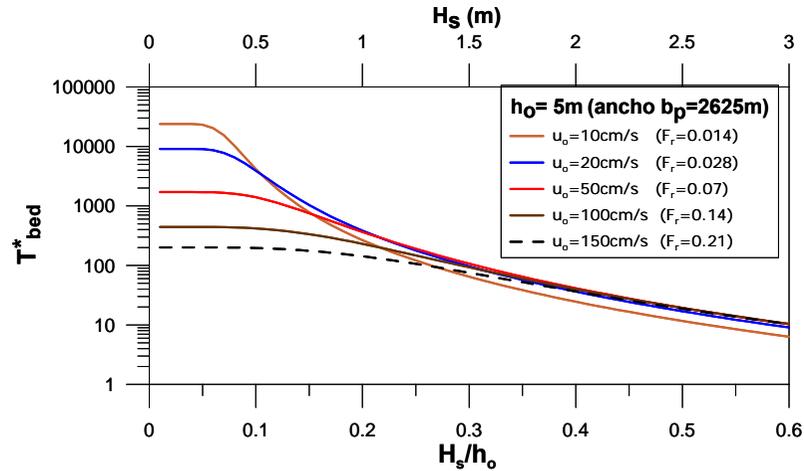


Figura 3.13 Zanja ancha ($b_p/h_0=75$) Cercana a la costa ($h_0=5m$)



Novamente, se nos fixarmos unicamente nas figuras no caso de corrente sem ondulação ($H_s/h_0 \ll 1$), a tendência geral é que a vala se recupera mais lentamente ($T_{bed}^* \uparrow$) comparando com o caso quando existe ondulação. No caso sem ondulação, a velocidade de recuperação ou a acumulação da areia dentro da vala é mais rápida ($T_{bed}^* \downarrow$): à medida que o fluxo aumenta a sua velocidade ($u_0 \uparrow$), e a vala está mais perto da costa ($h_0 \downarrow$) e mais estreita ($b_p \downarrow$), aspecto visto anteriormente com corrente única.

No caso sem onda, a velocidade de recuperação ou a acumulação de areia dentro da vala é mais rápida ($T_{bed}^* \downarrow$): à medida que o fluxo aumenta a sua velocidade ($u_0 \uparrow$), a vala está mais próxima da costa ($h_0 \downarrow$) e a vala é mais estreita ($b_p \downarrow$), aspecto visto anteriormente com corrente única.

Sob a presença da onda, a vala recupera-se ($T_{bed}^* \downarrow$): à medida que aumentamos a ondulação ($H_s/h_0 \uparrow$), nos aproximamos da costa ($h_0 \downarrow$), reduzimos a largura da vala ($b_p \downarrow$) e diminuímos a velocidade do fluxo ($U_0 \downarrow$), nesta última situação incrementa-se esta tendência principalmente com valas profundas ($h_0 \uparrow$) e estreitas ($b_p \downarrow$).

Finalmente, na figura V.14 representa-se o parâmetro adimensional de migração – sedimentação M_d (equação 3.11) para duas situações: uma para diferentes velocidades do fluxo u_0 sob uma condição de temporal de ondulação (figura superior), outra para diferentes condições de ondulação H_s/h_0 e uma única corrente $u_0 = 0,3$ m/s (figura inferior).

Nestas figuras observa-se como as valas estreitas sob a acção de correntes e ondulação, a tendência é a sedimentar-se mais do que a migrar. As valas muito largas mostram uma tendência clara a migrar, mas serão pouco afectadas se a ondulação for grande ou pequena, a diferença do efeito da corrente mostra uma gama mais ampla de variabilidade.

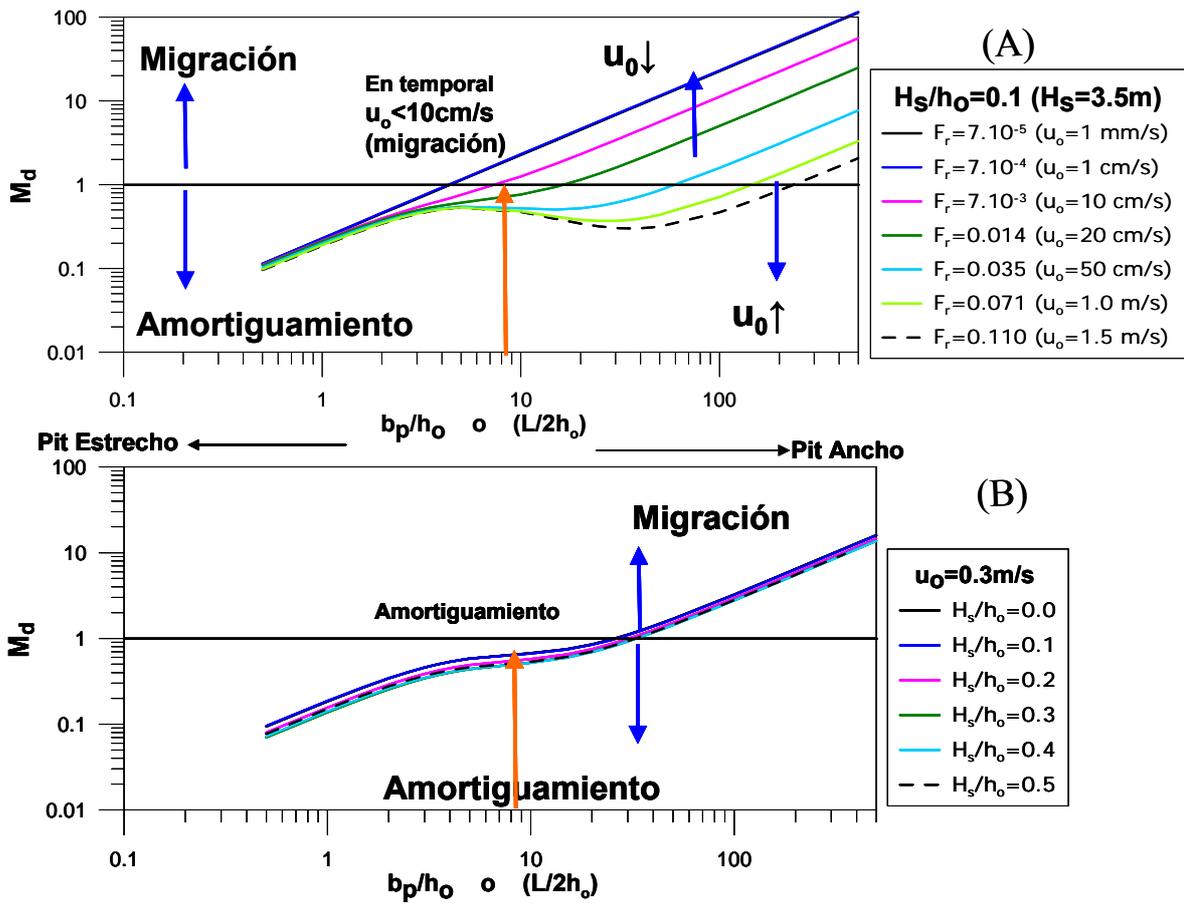


Figura V.14 Parâmetro de sedimentação - Migração M_d como uma função da largura adimensional b_p/h_o
 (A) Fluxo u_o ($H_s/h_o=0.1$, $H_s=3.5m$), (B) ondulação adimensional H_s/h_o ($u_o=0.3m/s$)
 (com: $C=75$, $\epsilon_b=0.1$, $\epsilon_s=0.02$, $\Phi=32^\circ$, $\rho_b=\rho_s=L^*=0.5$)



1.2.7 Conclusões

À luz da análise de sensibilidade levada a cabo na secção anterior, propõem-se as seguintes conclusões:

1.- *As equações de evolução morfodinâmica (1D-V) propostas por Ribberink et al. (2005) são perfeitamente aplicáveis ao estudo de evolução morfodinâmica e determinação de tempos de recuperação das três zonas de empréstimo nas Illes Balears. Afirmção que se sustenta com base nas características hidrodinâmicas e morfológicas das zonas e a informação disponível das mesmas.*

2.- *A formulação de Ribberink et al., (2005) permite ser aplicada em escalas de meio a longo prazo. Ao mesmo tempo, as características do modelo permitem a sua calibração com a informação disponível das zonas de empréstimo, garantindo o nível de fiabilidade requerido pelo estudo.*

3.- *O modelo inclui os seguintes processos para o transporte de sedimentos:*

- Transporte por fundo e suspensão com base na formulação de Bailard (1985)
- Efeito de interacção onda-corrente.
- Ressuspensão devida à ondulação e transporte devido à corrente.
- Efeito de desfasamento espacial no transporte em suspensão.
- Efeito difusivo no transporte devido aos gradientes do fundo (taludes laterais da vala).

4.- *O modelo permite simular os seguintes parâmetros morfodinâmicos para uma ondulação e corrente constantes no tempo:*

- A forma do fundo marinho na vala $z_b(x, t)$.
- A velocidade de migração, C_{bed} .
- A escala temporal de sedimentação T_{bed} e tempos de recuperação.

5.- *A evolução morfodinâmica é controlada pelos seguintes parâmetros adimensionais*

- u/w_s = parâmetro de suspensão $f(u_0, D_{50}, D_{90})$
- b_p/h_0 = largura adimensional do Pit
- H_s/h_0 = altura da onda adimensional (onde se inclui dependência com T_p).
- F_r = número de Froude, $f(u_0, h_0)$



Os quais se resumem nos seguintes parâmetros dimensionais:

- Hidrodinâmicos: u_0 , H_s , T_p
- Morfológicos: b_p , h_0
- Sedimentológicos: D_{50} , D_{90} , densidade.
- Fluido: densidade e viscosidade.

Os parâmetros em negrito são os que principalmente influem na evolução morfodinâmica de uma vala marinha.

6.- Influência dos parâmetros morfodinâmicos na velocidade de migração de uma vala.

Assume-se que uma vala é tanto mais estável, quanto menor for a sua velocidade de migração ($C_{bed} \ll$).

Situação de corrente com reduzida energia de ondulação

$C_{bed} \downarrow$ si: $b_p \downarrow$, $q_s \downarrow$, $h_0 \uparrow$, $D_{50} \uparrow$, $u_0 \downarrow$.

Para uma vala estreita ($b_p/h_0 < 10$) a velocidade de migração é baixa ($C_{bed} \ll$), é praticamente independente do D_{50} , q_s e u_0 . Situação que reduz o impacto físico e ambiental numa zona de dragagem.

Para valas mais largas ($b_p/h_0 > 10$), uma situação de estabilidade com tendência ($C_{bed} \ll$) favorece-se em condições de verão com ($H_s \ll$), junto com marés mortas ($u_0 \downarrow$).

Situação de corrente com maior capacidade energética da ondulação

$C_{bed} \downarrow$ si: $H_s \downarrow$, $u_0 \uparrow$, $h_0 \uparrow$ y $b_p \downarrow$.

Para uma vala qualquer, a velocidade de migração para um corrente com pouca ondulação, é muito menor comparada com o caso de corrente com ondulação ($C_{bed-corr} \ll C_{bed-corr-ola}$).

A ondulação é um parâmetro muito importante, se ($H_s \uparrow$), pode aumentar a velocidade de migração em várias ordens de magnitude se a velocidade de fluxo é pequena ($u_0 \downarrow$). Sendo sempre (C_{bed}) um pouco menor para valas estreitas.

Sob condições energéticas de ondulação ($H_s \uparrow$), a velocidade de migração decresce ($C_{bed} \ll$) quando a corrente aumenta ($u_0 \uparrow$). A condição que favorece esta situação em épocas de tempestades no Inverno é a existência marés de vivas com $u_0 \uparrow$.

7.- Influência dos parâmetros morfodinâmicos no tempo de recuperação ou de sedimentação de uma vala são:



Assume-se que uma vala se recupera tão mais rápido quanto T_{bed} decresce ($T_{bed} \ll$).

Situação de corrente com reduzida energia de ondulação.

$T_{bed} \downarrow$ se: $b_p \downarrow$, $u_0 \uparrow$, $h_0 \downarrow$, $q_s \uparrow$ e $d_{50} \downarrow$.

Para uma vala estreita ($b_p/h_0 < 10$) o tempo de recuperação reduz-se e é pouco dependente de d_{50} , q_s e u_0 . Situação que é favorável quanto ao impacto físico e ambiental da vala.

Esta situação “favorável” consegue-se no verão com ($H_s \ll$) e marés vivas ($u_0 \uparrow$). Todavia a situação é contrária à que favorece a redução da migração, se no verão houver marés vivas, favorecendo o enchimento da vala mas incrementa a velocidade de migração.

Situação de corrente com maior capacidade energética de ondulação

$T_{bed} \downarrow$ se: $H_s \uparrow$, $u_0 \downarrow$, (con $h_0 \uparrow$ e $b_p \downarrow$), $h_0 \downarrow$ e $b_p \downarrow$.

Para uma vala qualquer, o tempo de recuperação reduz-se muito mais devido ao efeito da onda + corrente comparado com o caso de corrente única ($T_{bed-corr-ola} \ll T_{bed-corr}$).

A ondulação é um parâmetro importante, se a altura de onda aumentar ($H_s \uparrow$), pode-se reduzir o tempo de recuperação em algumas ordens de magnitude. Sendo sempre o tempo de recuperação muito menor ($T_{bed} \ll$) para valas estreitas.

8.- Quanto à tendência a migrar ou a sedimentar, pode-se dizer que:

Existe tendência a migração se: $b_p \uparrow$, $u_0 \downarrow$, $h_0 \downarrow$ e $D_{50} \uparrow$.

Existe tendência a sedimentação se: $b_p \downarrow$, $u_0 \uparrow$, $h_0 \uparrow$ e $D_{50} \downarrow$.

9.- Dos pontos anteriores conclui-se que:

- No caso de corrente única com reduzida energia de ondulação se a vala é estreita ($b_p/h_0 < 10$), favorece-se a recuperação e a vala tende a ser mais estável devido à redução da velocidade de migração (domina a sedimentação sobre a migração). Neste processo é dominante o transporte por fundo e influi pouco o (u_0 , D_{50} e q_s). Esta é uma condição bastante favorável para ser tida em conta na altura de projecto. Tal como se verá mais adiante, nas zonas de estudo na maior parte do tempo as valas encontram-se nesta situação.



- Por outro lado, o aumento da ondulação tem dois efeitos contrários na morfodinâmica das valas marinhas: por um lado, favorece a recuperação da vala mediante o aprisionamento da areia e por outro, instabiliza a vala aumentando a velocidade de migração. Estas tendências acentuam-se ainda mais se a velocidade do fluxo é reduzida (condição de Inverno com marés mortas). Não obstante, a redução da largura da vala, favorece mais à recuperação do que à redução na velocidade de migração.



1.3 Modelo numérico de Evolução Morfodinâmica de valas (MEMPITS)

1.3.1 Implementação do modelo analítico a um caso real.

Nesta secção descrevem-se as condições iniciais e de limite que requer o modelo analítico de Ribberink et al. (2005), e depois descrevem-se as modificações que se incluíram para a implementação num modelo numérico aplicável a casos reais.

O modelo analítico de Ribberink et al. (2005) assume como condições iniciais e de contorno, as seguintes:

1.- Morfológicas. Como condição inicial é necessário um perfil do fundo marinho $z_b(x, t = 0)$ com forma de sinusoidal (ver equação 3.10), onde a amplitude inicial se define a partir da profundidade inicial da vala ($a_0 = d_{po}$), e o comprimento de onda igual a duas vezes a largura da vala ($L = 2b_p$), ver detalhe na figura V.2.

2.- Hidrodinâmicas. Estas definem águas acima da vala, na zona exterior não afectada pela mesma. Estas condições são constantes ao longo do tempo e definem-se como condições iniciais: fluxo (corrente u_0 , ângulo entre o eixo principal de vala e o fluxo α_{pu} , (ver figura V.15), profundidade da água, h_0 .

3.- Fluido e sedimento. Parâmetros associados ao fluido (densidade da água ρ_w e viscosidade cinemática μ), associados ao sedimento (densidade do material ρ_s , ângulo de repouso ϕ , tamanhos representativos do sedimento como D_{50} e D_{90}), associados ao transporte do sedimento (rugosidade associada a formas do leito K_s'' , parâmetros associados ao transporte em suspensão ε_s , α_s , L_s e ao transporte pelo fundo ε_b , α_b). A definição destes últimos parâmetros recolhe-se no Anexo II.1 deste documento.

A implementação do modelo analítico num modelo numérico aplicável a casos reais implica modificações importantes fundamentalmente nas condições iniciais e de limite. A seguir descrevem-se as condições implementadas no modelo MEMPITS, modelo desenvolvido para este estudo:

1.- Morfológicas. As valas de dragagem geralmente definem-se com formas trapezoidais (transversalmente), com taludes de inclinação constante e com forma rectangular em planta (ver figura 2.1). Dado que o modelo analítico assume inicialmente formas sinusoidais, implementou-se



com o MEMPITS uma condição inicial que permite simular qualquer geometria de uma vala inicial. Isto consegue-se aproximando a forma inicial por meio de uma série de Fourier (soma de sinusóides). A série de Fourier que se aproxima a uma secção trapezoidal similar à representada na figura 2.1 é:

$$z_b(x, t = 0) = \frac{d_{p0}}{2} + \frac{2b_{p0}}{\pi^2} \sum_{n=1}^k \frac{(-1)^n}{n^2} \cos\left(\frac{n\pi x}{b_{p0}}\right) \quad (3.12)$$

Assume-se com esta condição inicial, que cada componente ou sinusóide da série, em cada instante de tempo, será perturbada independentemente com as condições hidrodinâmicas locais, respondendo esta com uma velocidade de migração e sedimentação. A recomposição de todas as componentes num dado instante permite obter a forma da vala.

2.- **Hidrodinâmicas.** As condições hidrodinâmicas do modelo analítico são constantes ao longo do tempo, sendo definidas com uma condição inicial. Nos casos reais, as dinâmicas (ondulação e correntes) vão mudando ao longo do tempo, portanto o modelo numérico deve ter em conta esta variação.

A hidrodinâmica define-se no modelo numérico como uma condição limite variando ao longo do tempo, portanto é necessário definir séries temporais.

O modelo MEMPITS permite definir uma série de correntes e ondulações ao longo do tempo, as quais variam em incrementos de tempo (Δt) de horas. No caso das zonas de estudo define-se como $\Delta t = 3$ horas. Com esta condição limite assume-se que durante o tempo Δt as condições hidrodinâmicas se mantêm constantes, permitindo à vala nesse período de tempo migrar e sedimentar. De tal maneira que, a condição morfológica de cada Δt é o do instante imediatamente anterior.

O modelo numérico permite ler a seguinte série temporal de profundidade e correntes:

$$h_0(t), U_{mx}(t), V_{my}(t), U_{wx}(t), V_{wy}(t)$$

Onde t = tempo, h_0 = profundidade da coluna de água exterior à vala, permite variações da velocidade devido à maré, nos eixos x e y , nos quais correspondem com a direcção de Este e Norte respectivamente (ver figura V.15), m = correntes médias associadas à maré, ω = correntes médias associadas ao vento. A velocidade total é a combinação das correntes por vento e maré. Tal como se demonstrará no capítulo de dinâmicas marinhas, a sobreposição linear das correntes por vento e maré em grandes profundidades é perfeitamente admissível. A partir destas componentes de correntes o modelo calcula a corrente perpendicular à vala.

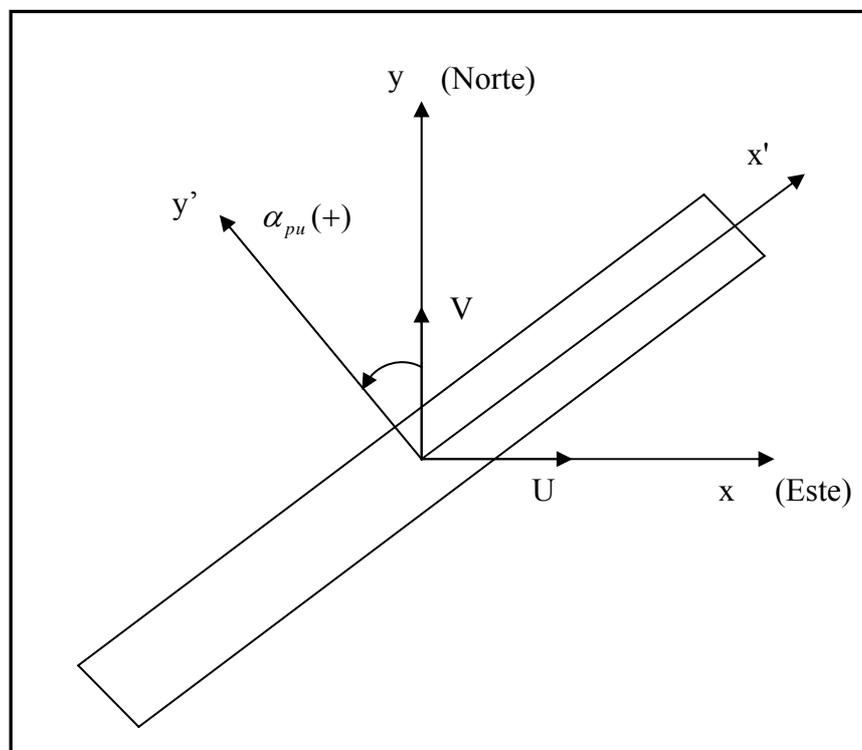


Figura V.15

Quanto à ondulação, o modelo é capaz de ler uma série temporária de ondulação irregular $H_s(t)$, $T_p(t)$, $\theta_\omega(t)$.

3- Fluido e sedimento. São as mesmas condições iniciais definidas no modelo analítico.

4.- Processos. O modelo MEMPITS permite o cálculo de fricção do fundo tendo em conta a rugosidade do grão (K_s''), e a interacção onda-corrente. Implementaram-se diferentes formulações: Swart (1976), Jonson (1998), Colebrook and White (ver referências Vão Rijn, 2005 e Soulsby, 1997) e Dawson et al. (1983).

O modelo numérico permite determinar a evolução morfodinâmica da vala, tendo em conta se a dinâmica dominante é a corrente, ou a ondulação, ou os dois de forma similar.



1.3.2 Validação do modelo numérico

O modelo analítico de Ribberink et al. (2005) foi validado com sucesso com dados de laboratório, de campo e comparado com modelos numéricos mais complexos em casos de prova. Dentro do contexto do projecto SANDPIT (2005), o modelo aplica-se em dois ensaios de laboratório (um em tanque e outro em canal) e dois casos de campo no mar do Norte, dragagens em 1964 e 1999, ao longo da costa da Noruega e em profundidades de 7 e 20 metros (ver detalhes e simulações em Ribberink et al., 2005). Levaram-se a cabo comparações com modelos numéricos como o LOMOR também com resultados bastante satisfatórios (ver Ribberink et al., 2003).

Para validar o modelo MEMPITS, utilizou-se uma experiência desenvolvida num canal de 17 m de longitude, com largura de 0,3 m e profundidade de 0,5 m (Vão Rijn, 1986). Utilizou-se sedimento com corrente, e a ondulação na mesma direcção. Utilizou-se ondulação regular (altura de onda = 0,08 m, período = 1,5 seg), ver detalhes na figura V.16. A velocidade média integrada na vertical da corrente de águas acima da vala era de $u_0=0,18$ m/s e a profundidade da água $h_0 = 0,255$ m. A areia era fornecida a uma taxa constante nas águas acima do canal, com o fim de manter as condições de equilíbrio. As velocidades e concentrações mediram-se ao longo da vala. A vala tinha uma largura $b_{p0} = 4,5$ m, pendentes laterais iniciais (1:12) e uma profundidade inicial $d_{p0} = 0,125$ m. O perfil inicial e final depois de 10 horas de ensaio recolhe-se na figura V.17, onde se aprecia a migração e sedimentação da vala. Dados das águas acima da vala na zona não afectada pela vala recolhem-se na tabela V.1.

Parâmetro	Valor
Profundidade da água, h_0	0,255 m
Velocidade média, u_0	0,18 m/seg
Altura da onda (regular), H_s	0,08 m
Período, T	1,5 seg
Transporte em suspensão, $q_{s,0}$	0,0167 kg/seg/m
Transporte pelo fundo, $q_{b,0}$	não medido
Tamanho do material do fundo D_{50} , D_{90}	0,1:0,13 mm
Tamanho do material em suspensão, d_s	0,08 to 0,11 mm
Velocidade de queda do grão, w_s	0,005 to 0,01 (0,007) m/seg
Altura e longitude do frisado no fundo (ripples)	0,015:0,07 m
Rugosidade do fundo associada à corrente	0,02 estimado m
Rugosidade associada à ondulação	0,02 a 0,05 estimado m
Densidade do sedimento, ρ_s	2650 kg/m ³
Densidade do fluido, ρ_s	1000 kg/m ³
Porosidade do material do fundo, ε_0	0,4 (-)

Tabela V.1. Condições físicas das águas acima da vala.

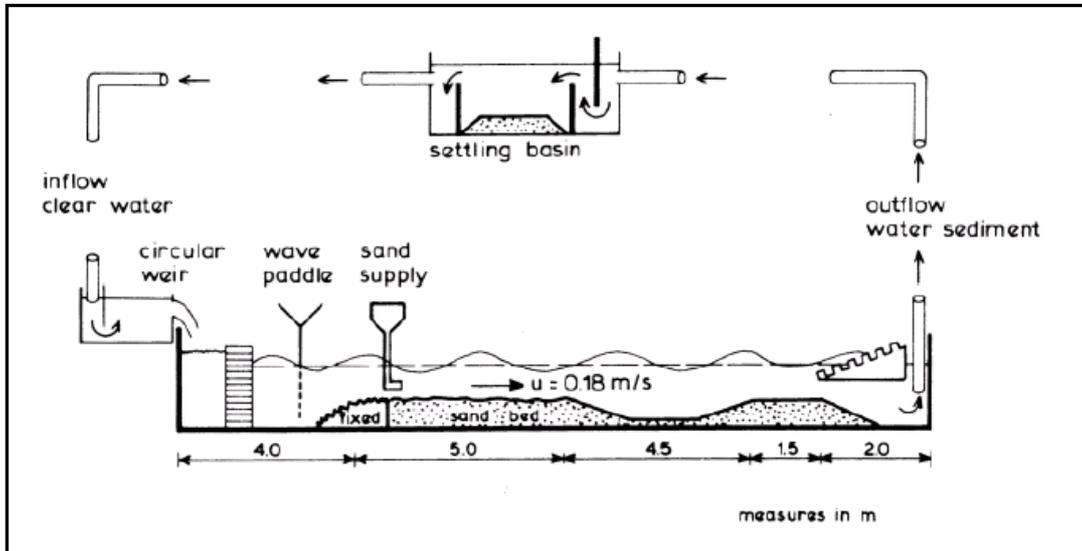


Figura V.16 Experiência em laboratório para a validação do modelo MEMPITS
(retirada de SANDPIT, 2005)

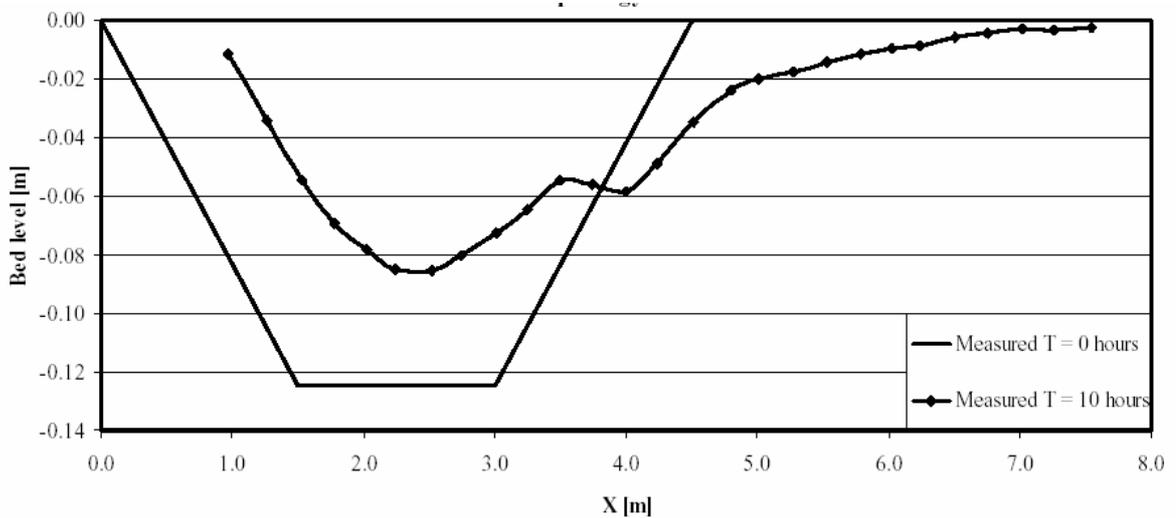
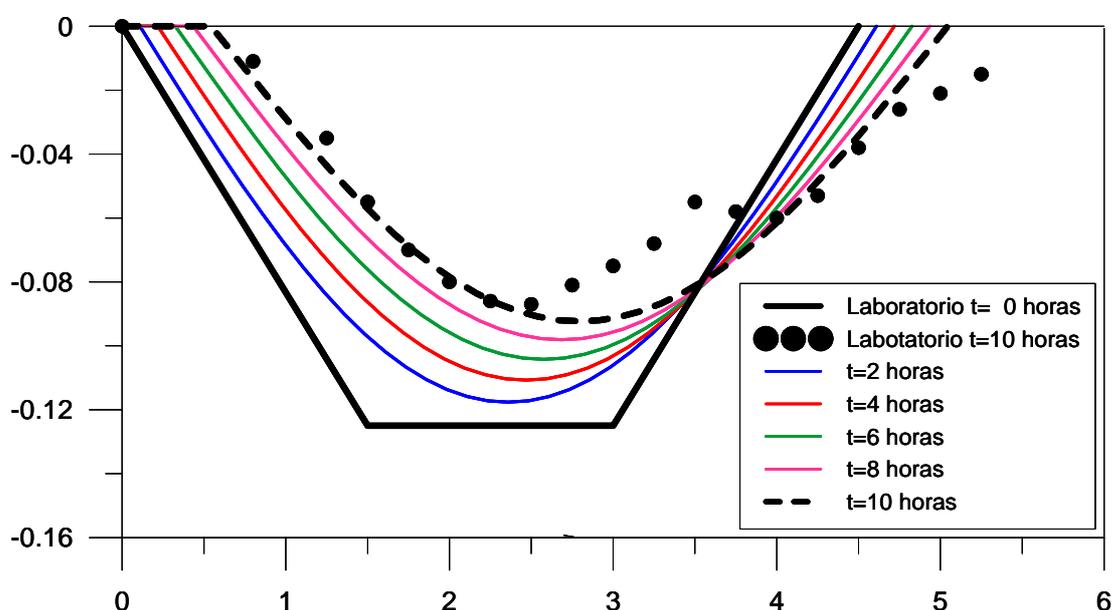


Figura V.17. Experiência em laboratório. Perfis inicial e final medidos (retirada de SANDPIT, 2005)



Na figura V.18 mostra-se junto ao perfil inicial e final medidos no ensaio os resultados do modelo numérico MEMPITS sem nenhum tipo de calibração, com perfis do fundo em cada duas horas. Observe-se como a forma final se ajusta bastante bem quanto à velocidade de migração C_{bed} (valor médio $C_{bed} = 5,4$ cm/horas) e a profundidade final (profundidade máxima ao centro ($d_{pmax} \sim 9$ cm)). Na parte inferior da figura mostra-se o tempo de sedimentação $T_{bed} = 1,37$ dias e os tempos em horas e dias para diferentes percentagens de recuperação. Observe-se como para conseguir 50% de recuperação da vala se precisaria da acção da dinâmica durante quase um dia de ensaio. Para chegar a 95% de recuperação precisaríamos de quase 4,1 dias.



Celeridad media del fondo $C_{bed} = 0.0544$ (m/h) $C_{bed} = 1.3059$ (m/día)

Tiempo medio amortiguamiento $T_{bed} = 32.9842$ (horas) $T_{bed} = 1.3743$ (días)

Tiempo de recuperación del 50%	$T_r = 22.759073$ horas	$T_r = 0.948295$ días
Tiempo de recuperación del 75%	$T_r = 45.847988$ horas	$T_r = 1.910333$ días
Tiempo de recuperación del 80%	$T_r = 53.104507$ horas	$T_r = 2.212688$ días
Tiempo de recuperación del 90%	$T_r = 75.863579$ horas	$T_r = 3.160982$ días
Tiempo de recuperación del 95%	$T_r = 98.952499$ horas	$T_r = 4.123021$ días
Tiempo de recuperación del 99%	$T_r = 151.727158$ horas	$T_r = 6.321965$ días

Figura V.18 Experiência em laboratório para validação.
Perfis inicial e final medidos, e perfis modelo MEMPITS



Na figura V.19 (retirada de SANDPIT, 2005) mostra-se a comparação do mesmo caso com vários modelos 2DH e 3D, os quais ao não estarem calibrados inicialmente (taxas de transporte, rugosidade e/ou morfologia) apresentam uma pior predicção. O modelo *Twente University* poder-se-ia dizer que é o mesmo modelo que se desenvolveu para este projecto, por isso o seu comportamento é muito similar ao MEMPITS.

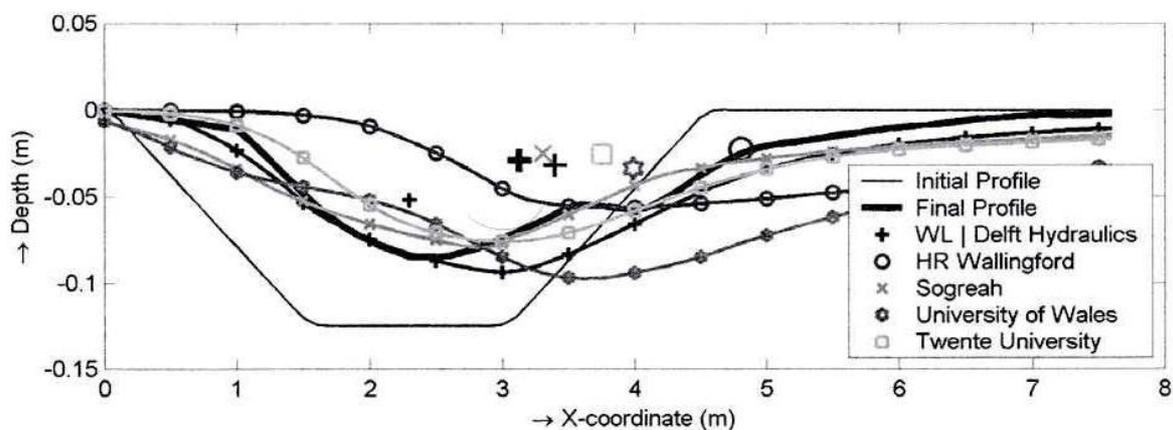


Figura V.19 Experiência em laboratório. Comparações com outros modelos morfodinâmicos Europeus (retirada de SANDPIT, 2005)



ANEXO 6

CÁLCULOS HIDRÁULICOS. DESCRIÇÃO DO MODELO EPANET



1 DESCRIÇÃO DO MODELO EPANET

1.1 Introdução

O modelo matemático EPANET permite realizar simulações do comportamento hidráulico e da qualidade da água em redes sob pressão, em períodos de tempo prolongados. O seu funcionamento possibilita analisar uma rede, constituída por uma série de nós (uniões de tubagens), bombas, válvulas e depósitos de armazenamento ou açudes, mostrando a evolução dos volumes, pressões, níveis e concentração de substâncias químicas durante os períodos de simulação.

O modelo é uma ferramenta de grande potência, sem limitação do tamanho das redes que pode processar, válida para desenhar complexos sistemas de amostragem ou gestão de qualidade em redes de fornecimento. Não obstante, para o caso que nos ocupa só se emprega uma pequena parte dessa capacidade, limitando-se este estudo, como já se indicou anteriormente, à verificação do comportamento hidráulico do sistema do emissário previsto.

1.2 Dados de partida

A seguir descrevem-se os dados e variáveis que foi necessário introduzir no modelo para obter os resultados requeridos, expondo-se igualmente e de forma breve o processo de cálculo de resultados.

Deste modo o primeiro passo para modelar um sistema de distribuição de água é estabelecer o esquema da rede de distribuição. Esta rede está formada por tubagens que unem uma série de nós de distribuição de caudal, depósitos ou açudes. Em cada um destes elementos é requerida uma série de entradas ao sistema obtendo-se diversos resultados que se descrevem seguidamente (não se têm em conta aqui os dados referentes à qualidade de água):

- Nós são os pontos da rede onde se unem as tubagens ou seus extremos, (podendo também ser só pontos de passagem). Os dados de entrada são: a cota com respeito a um nível de



referência e as demandas de água. Como resultados obtêm-se: a altura piezométrica (energia interna por unidade de peso de fluido) e a pressão.

- Açudes são pontos singulares que representam uma fonte externa ilimitada de alimentação ou um sumidouro do caudal. A propriedade básica é a altura piezométrica (que coincidirá com a cota da superfície livre da água se esta se encontrar à pressão atmosférica) e que não se verá afectada pelo que possa ocorrer na rede. Portanto, não existem resultados derivados do cálculo nos mesmos.

- Depósitos são nós com capacidade de armazenamento, nos quais o volume de água armazenada pode variar com o tempo. Os dados básicos de um depósito são: a cota de soleira (para a qual o nível do água é zero), a geometria e os níveis de água (inicial, mínimo e máximo). Os principais resultados são a altura piezométrica e a pressão.

- Tubagens são as linhas que transportam o fluxo de um nó a outro. O modelo EPANET assume que as tubagens estão completamente cheias em todo momento, e, portanto, que o fluxo está sob pressão. Os parâmetros mais significativos de uma tubagem são: os nós inicial e final, o diâmetro, o seu comprimento, o coeficiente de rugosidade (para calcular as perdas de carga) e o seu estado (aberta, fechada ou com válvula de retenção). Os resultados numa tubagem contemplam: o caudal circulante, a velocidade de fluxo, a perda de carga unitária, o coeficiente de atrito para a fórmula de Darcy-Weisbach e a velocidade média de reacção (ao longo da tubagem).

Para calcular as perdas de carga (ou de altura piezométrica) numa tubagem devida ao atrito pela passagem da água, podem adoptar-se em EPANET três fórmulas distintas:

- Hazen-Williams
- Darcy-Weisbach
- Chezy-Manning



Todas as fórmulas utilizam a mesma equação básica para calcular a perda de carga entre o nó de entrada e o de saída:

$$hL = Aq^b$$

onde hL = perda de carga, q = caudal, A = coeficiente de resistência, e b = expoente do caudal.

Para cada uma das formulações, os coeficientes de resistência e os expoentes de caudal são os da tabela 1.

Fórmula	Coeficiente de Resistência (A)	Expoente do Caudal (B)
Hazen-Williams	$10,674 C^{-1,852} d^{-4,871} L$	1.852
Darcy-Weisbach	$0,0827 f(\epsilon, d, q) d^{-5} L$	2.000
Chezy-Manning	$10,294 n^2 d^{-5,33} L$	2.000
<p>Sendo: C = Coeficiente de rugosidade de Hazen-Williams ϵ = Coeficiente de rugosidade de Darcy-Weisbach (m) f = factor de atrito (depende de ϵ, d, y q) n = Coeficiente de rugosidade de Manning d = diâmetro da tubagem (m) L = comprimento da tubagem (m) q = volume (m³/s)</p>		

Tabela 1. Coeficientes de resistência (A) e expoentes de caudal (B) para as diferentes fórmulas.

Os coeficientes de rugosidade determinam-se empiricamente para cada fórmula. Em função do material da tubagem podem considerar-se, de forma geral, os mostrados na tabela 2.



Material	C Hazen-Williams (universal)	ϵ Darcy-Weisbach (mm)	n Manning (universal)
Ferro Fundido	130 – 140	0.25	0.012-0.015
Betão Armado	120 – 140	0.3-3.0	0.012-0.017
Ferro Galvanizado	120	0.15	0.015-0.017
Plástico	140 – 150	0.0015	0.011-0.015
Aço	140 – 150	0.03	0.015-0.017
Cerâmica	110	0.3	0.013-0.015

Tabela 2. Coeficientes de rugosidade para as diferentes fórmulas (Tubagem nova).

Uma vez que no presente estudo não se contemplaram os aspectos do modelo referentes à qualidade do fluxo, nem se incluíram outros elementos físicos ou complementares (curvas de comportamento ou de modulação e leis de controle), unicamente fica por expor a inclusão das perdas menores ou localizadas do sistema.

Estas perdas, devidas aos aumentos de turbulência que se produzem em mudanças de direcção, cotovelos, acessórios, variações de secção, etc., são importantes no cálculo de uma rede como a que nos ocupa. O modelo EPANET permite associar a cada tubagem um coeficiente de perdas menores, sendo o valor da perda o produto do dito coeficiente pela altura dinâmica na tubagem:

$$h_L = K \left(\frac{v^2}{2g} \right)$$

onde: K = coeficiente de perdas menores,

v = velocidade do fluxo

g = aceleração da gravidade



Para a determinação destas perdas existem tabelas com valores indicativos para os elementos mais comuns (como cotovelos ou válvulas esfera), mas dado que K depende fundamentalmente da geometria, do número de Reynolds, e inclusive das condições do fluxo, é mais precisa a sua determinação com uma formulação adequada ao tipo de rede que se está a estudar.

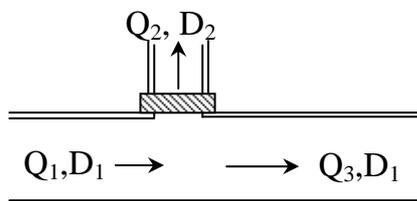
1.3 Estabelecimento de parâmetros de cálculo do modelo

Tal como se descreve no ponto anterior, para a realização dos cálculos hidráulicos o modelo EPANET requer uma precisa definição da configuração geométrica e disposição dos circuitos, bem como sua composição e características hidráulicas (principalmente o coeficiente de rugosidade).

Além destes dados é também necessário estabelecer as perdas de carga localizadas que surgem entre os diferentes elementos, podendo apresentar diversas tipologias (existência de cotovelos, alterações de secção, variações de velocidade, ...). Estas perdas incorporaram-se ao modelo como “coeficientes de perdas menores” nos circuitos. Para sua determinação utilizaram-se uma série de expressões hidráulicas gerais que se expõem a seguir:



Perdas de carga em derivações



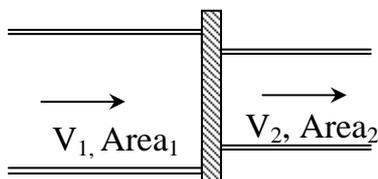
$$H_{\text{derivação}} = k_{\text{derivação}} * (v_2^2 / 2g)$$

$$K_{Q1-Q2} = 1.2 + (Q_2/Q_1)^2 (D_2/D_1)^4 \rightarrow \text{uniões em aresta viva.}$$

$$K_{Q1-Q2} = 0.4 + (Q_2/Q_1)^2 (D_2/D_1)^4 \rightarrow \text{uniões arredondadas (utiliza-se por defeito).}$$

$$K_{Q1-Q3} = \frac{1 + \left(\frac{Q_3}{Q_1}\right)^2}{1 + \left(\frac{Q_3}{Q_1}\right)^{3.5}}$$

Perdas de carga por redução de diâmetro de forma brusca



H

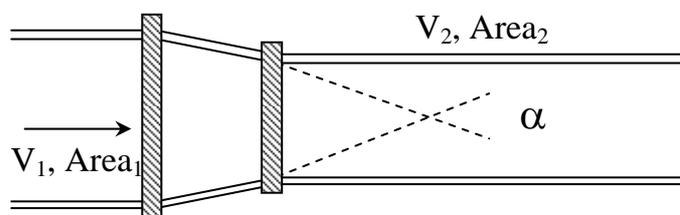
$$\text{redução}_{,1} = k_{\text{redução},1} * (v_2^2 / 2g)$$

$$k_{\text{redução},1} = (1/e - 1)^2$$

$$e = 0.57 + 0.043 / (1.1 - \text{Área}_2 / \text{Área}_1)$$



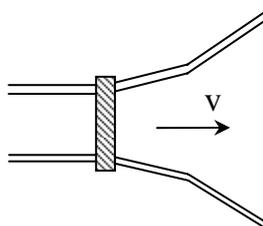
Perdas de carga por redução de diâmetro de forma suave



$$h_{\text{redução},2} = k_{\text{redução},1} k_{\text{redução},2} (v_2^2/2g)$$

$$k_{\text{redução},2} = 56.72 \alpha^{-0.007} + 0.01 \alpha - 55.5$$

Perdas em válvulas anti-retorno



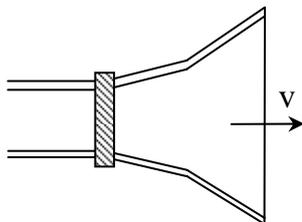
$$H_{\text{antiretorno}} = 0.402 V + 0.383 \rightarrow 10'' \text{ (45 metros contra pressão) TF2 série}$$

$$H_{\text{antiretorno}} = 0.182 V + 0.183 \rightarrow 10'' \text{ (20 metros contra pressão) TF2 série}$$

As perdas de carga indicadas para as válvulas anti-retorno são orientadoras. Estas perdas têm de ser ajustadas em cada caso concreto com as indicações do fabricante.



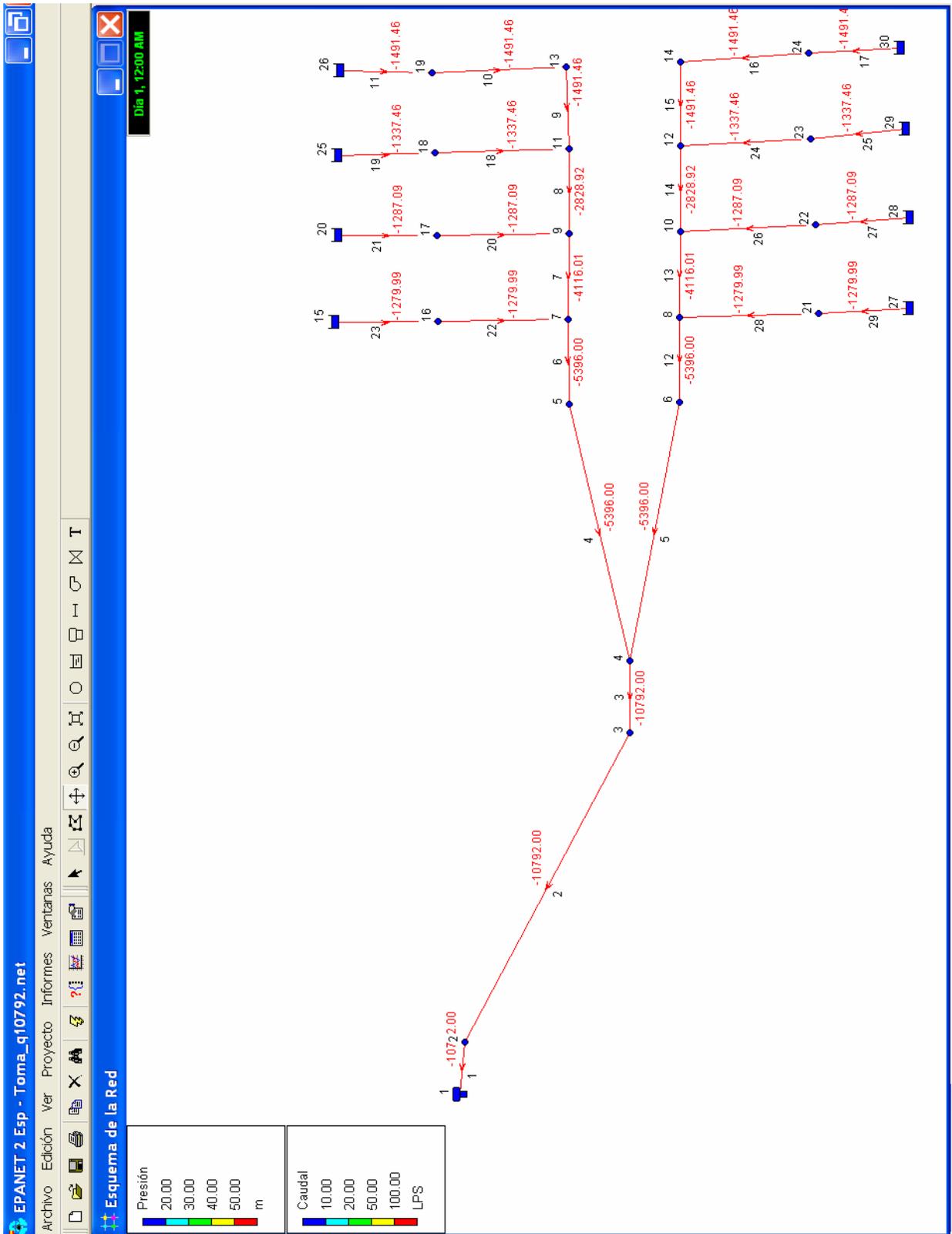
Perda de carga por variação da velocidade de saída



$$H_{\text{alteração velocidade}} = V^2/2g$$

2 RESULTADOS

Apresentam-se de seguida os resultados mais significativos nos diferentes nós e tubagens que se obtiveram com o modelo Epanet para os diferentes casos analisados.





EPANET 2 Esp - Toma_q10792.net

Archivo Edición Ver Proyecto Informes Ventanas Ayuda

Esquema de la Red

Presión
20.00
30.00
40.00
50.00
m

Caudal
10.00
20.00
50.00
100.00
LPS

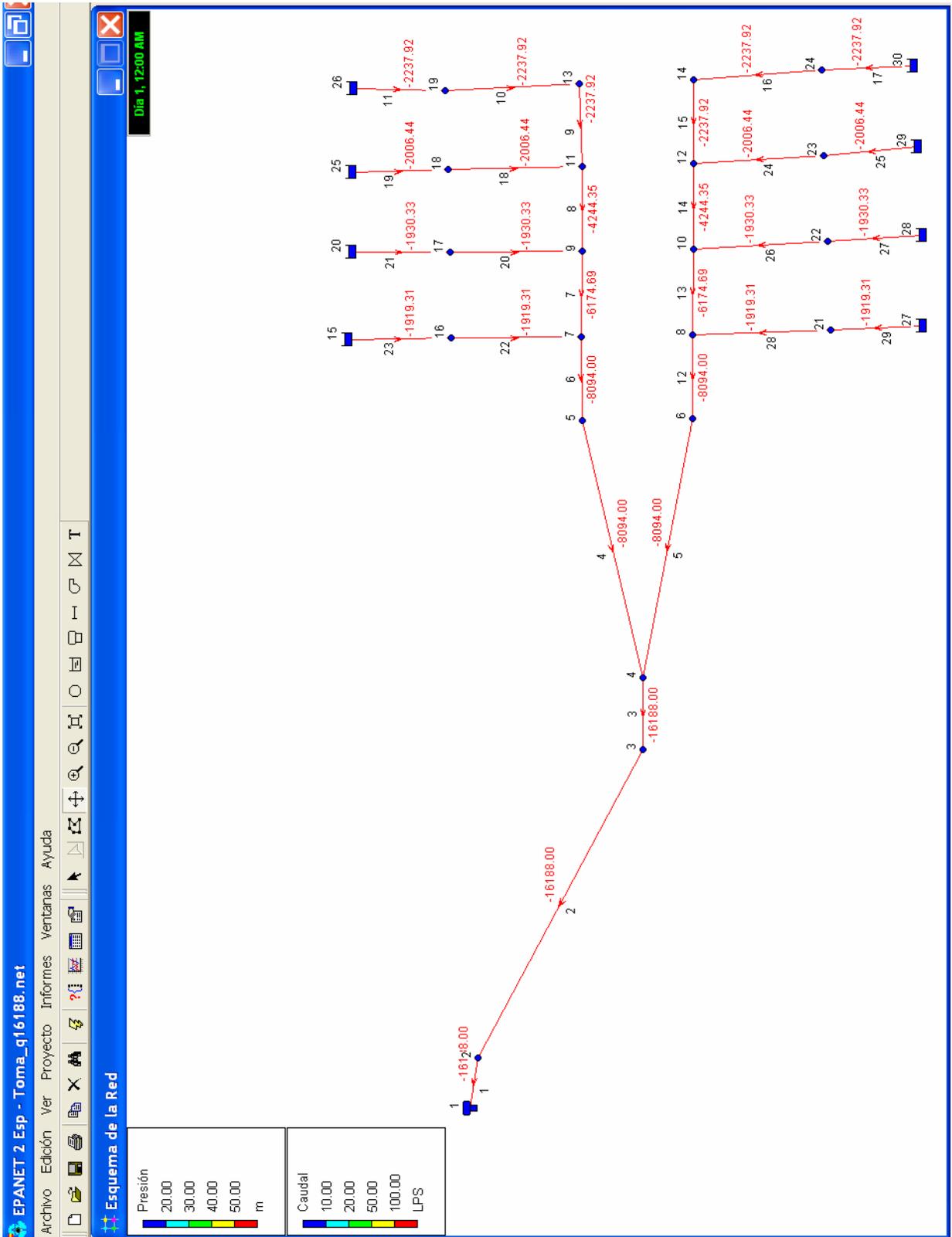
Estado de los Nudos de la Red

ID Nudo	Cota m	Altura m	Presión m
Nudo 2	-8.1	-2.58	5.52
Nudo 3	-17.4	-1.86	15.54
Nudo 4	-16.246	-1.71	14.53
Nudo 5	-17.59	-0.06	17.53
Nudo 6	-17.59	-0.06	17.53
Nudo 7	-17.59	0.16	17.75
Nudo 8	-17.59	0.16	17.75
Nudo 9	-17.59	0.28	17.87
Nudo 10	-17.59	0.28	17.87
Nudo 11	-17.59	0.33	17.92
Nudo 12	-17.59	0.33	17.92
Nudo 13	-17.59	0.34	17.93
Nudo 14	-17.59	0.34	17.93
Nudo 16	-11	0.45	11.45
Nudo 17	-11	0.45	11.45
Nudo 18	-11	0.45	11.45
Nudo 19	-11	0.44	11.44
Nudo 21	-11	0.45	11.45
Nudo 22	-11	0.45	11.45
Nudo 23	-11	0.45	11.45
Nudo 24	-11	0.44	11.44
Embalse 15	0.458	0.46	0.00
Embalse 20	0.458	0.46	0.00
Embalse 25	0.458	0.46	0.00
Embalse 26	0.458	0.46	0.00
Embalse 27	0.458	0.46	0.00
Embalse 28	0.458	0.46	0.00
Embalse 29	0.458	0.46	0.00
Embalse 30	0.458	0.46	0.00
Depósito 1	-9.6	-2.58	7.02

Estado de las Líneas de la Red

ID Línea	Longitud m	Diámetro mm	Rugosidad mm	Caudal LPS	Velocidad m/s	Factor Fricción
Tubería 1	1	3000	0.3	-10792.00	1.53	0.012
Tubería 2	1459	3000	0.3	-10792.00	1.53	0.012
Tubería 3	6	3000	0.23	-10792.00	1.53	0.612
Tubería 4	1284.58	1846	0.1	-5396.00	2.02	0.012
Tubería 5	1284.58	1846	0.1	-5396.00	2.02	0.012
Tubería 6	10	1846	0.1	-5396.00	2.02	0.196
Tubería 7	10	1846	0.1	-4116.01	1.54	0.181
Tubería 8	10	1846	0.1	-2828.92	1.06	0.161
Tubería 9	10	1846	0.1	-1491.46	0.56	0.148
Tubería 10	2.59	1293	0.1	-1491.46	1.14	0.782
Tubería 11	1	1293	0.1	-1491.46	1.14	0.271
Tubería 12	10	1846	0.1	-5396.00	2.02	0.196
Tubería 13	10	1846	0.1	-4116.01	1.54	0.181
Tubería 14	10	1846	0.1	-2828.92	1.06	0.161
Tubería 15	10	1846	0.1	-1491.46	0.56	0.148
Tubería 16	2.59	1293	0.1	-1491.46	1.14	0.782
Tubería 17	1	1293	0.1	-1491.46	1.14	0.271
Tubería 18	2.59	1293	0.1	-1337.46	1.02	1.093
Tubería 19	1	1293	0.1	-1337.46	1.02	0.271
Tubería 20	2.59	1293	0.1	-1287.09	0.98	1.693
Tubería 21	1	1293	0.1	-1287.09	0.98	0.271
Tubería 22	2.59	1293	0.1	-1279.99	0.97	2.934
Tubería 23	1	1293	0.1	-1279.99	0.97	0.271
Tubería 24	2.59	1293	0.1	-1337.46	1.02	1.093
Tubería 25	1	1293	0.1	-1337.46	1.02	0.271
Tubería 26	2.59	1293	0.1	-1287.09	0.98	1.693
Tubería 27	1	1293	0.1	-1287.09	0.98	0.271
Tubería 28	2.59	1293	0.1	-1279.99	0.97	2.934
Tubería 29	1	1293	0.1	-1279.99	0.97	0.271







EPANET 2 Esp - Toma_q16188.net

Archivo Edición Ver Proyecto Informes Ventanas Ayuda

Esquema de la Red

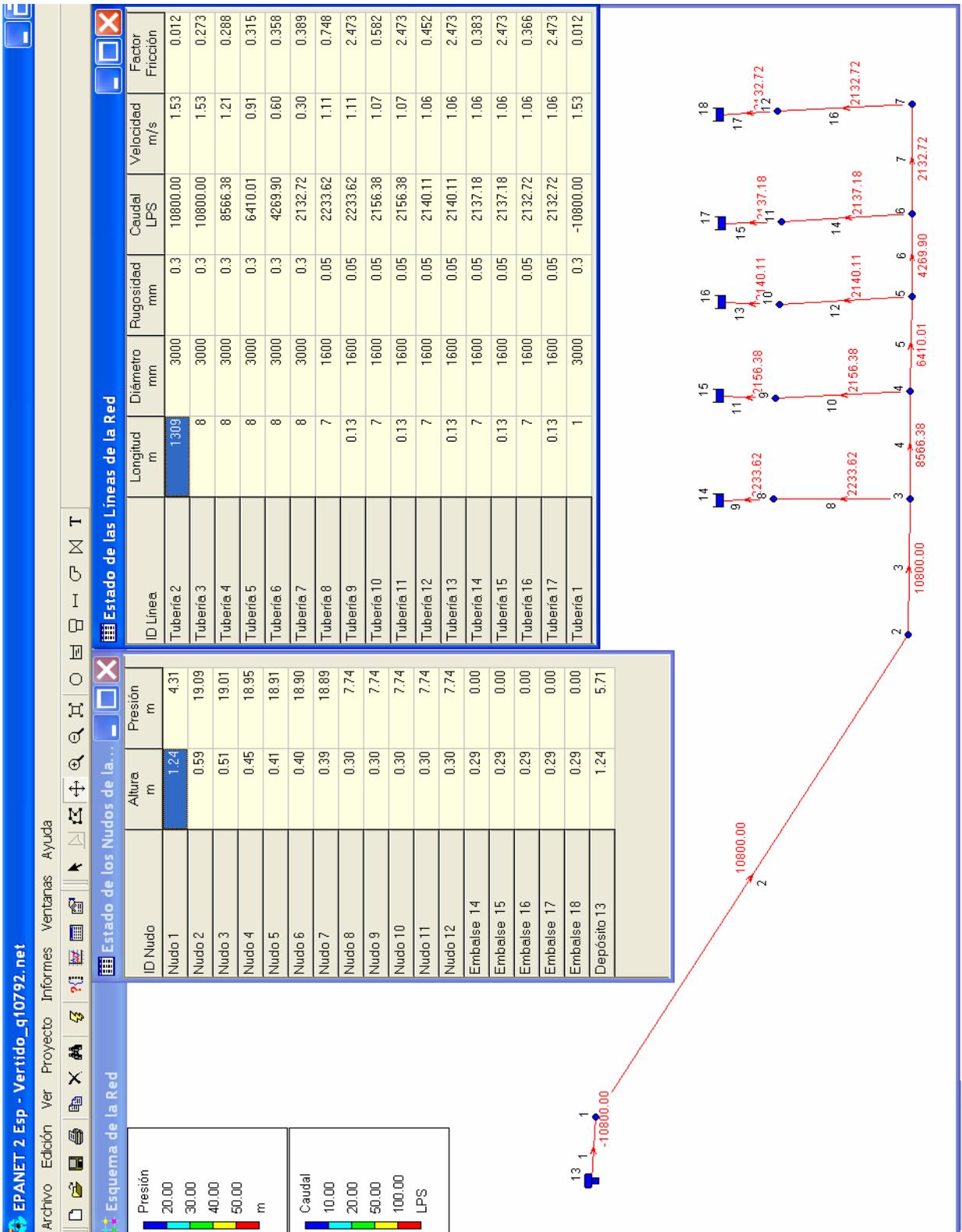
ID Nudo	Cota m	Altura m	Presión m
Nudo 2	-8.1	-6.28	1.82
Nudo 3	-17.4	-4.68	12.72
Nudo 4	-16.246	-4.36	11.89
Nudo 5	-17.59	-0.70	16.89
Nudo 6	-17.59	-0.70	16.89
Nudo 7	-17.59	-0.20	17.39
Nudo 8	-17.59	-0.20	17.39
Nudo 9	-17.59	0.06	17.65
Nudo 10	-17.59	0.06	17.65
Nudo 11	-17.59	0.17	17.76
Nudo 12	-17.59	0.17	17.76
Nudo 13	-17.59	0.20	17.79
Nudo 14	-17.59	0.20	17.79
Nudo 16	-11	0.44	11.44
Nudo 17	-11	0.43	11.43
Nudo 18	-11	0.43	11.43
Nudo 19	-11	0.43	11.43
Nudo 21	-11	0.44	11.44
Nudo 22	-11	0.43	11.43
Nudo 23	-11	0.43	11.43
Nudo 24	-11	0.43	11.43
Embalse 15	0.458	0.46	0.00
Embalse 20	0.458	0.46	0.00
Embalse 25	0.458	0.46	0.00
Embalse 26	0.458	0.46	0.00
Embalse 27	0.458	0.46	0.00
Embalse 28	0.458	0.46	0.00
Embalse 29	0.458	0.46	0.00
Embalse 30	0.458	0.46	0.00
Depósito 1	-9.6	-6.28	3.32

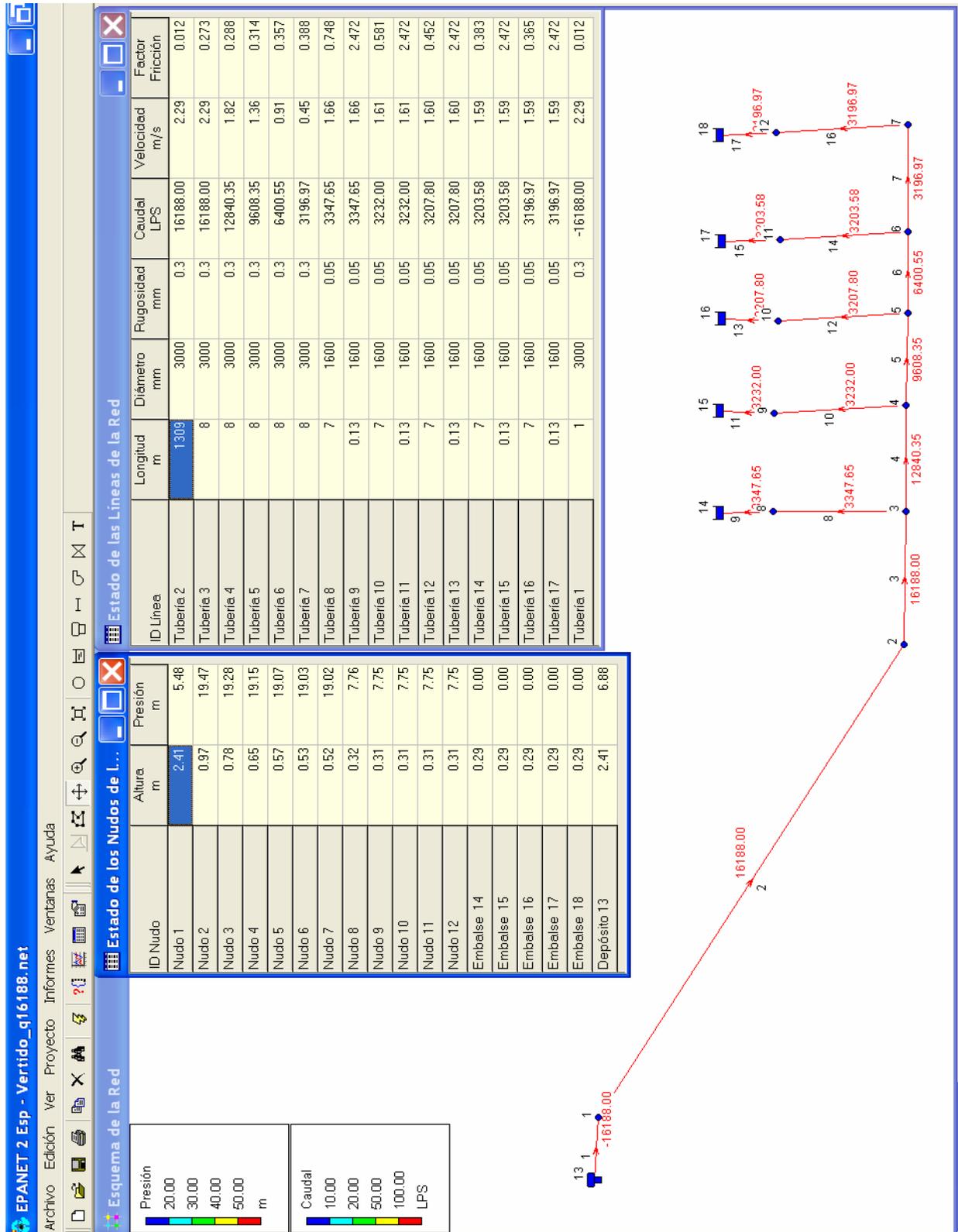
Estado de las Líneas de la Red

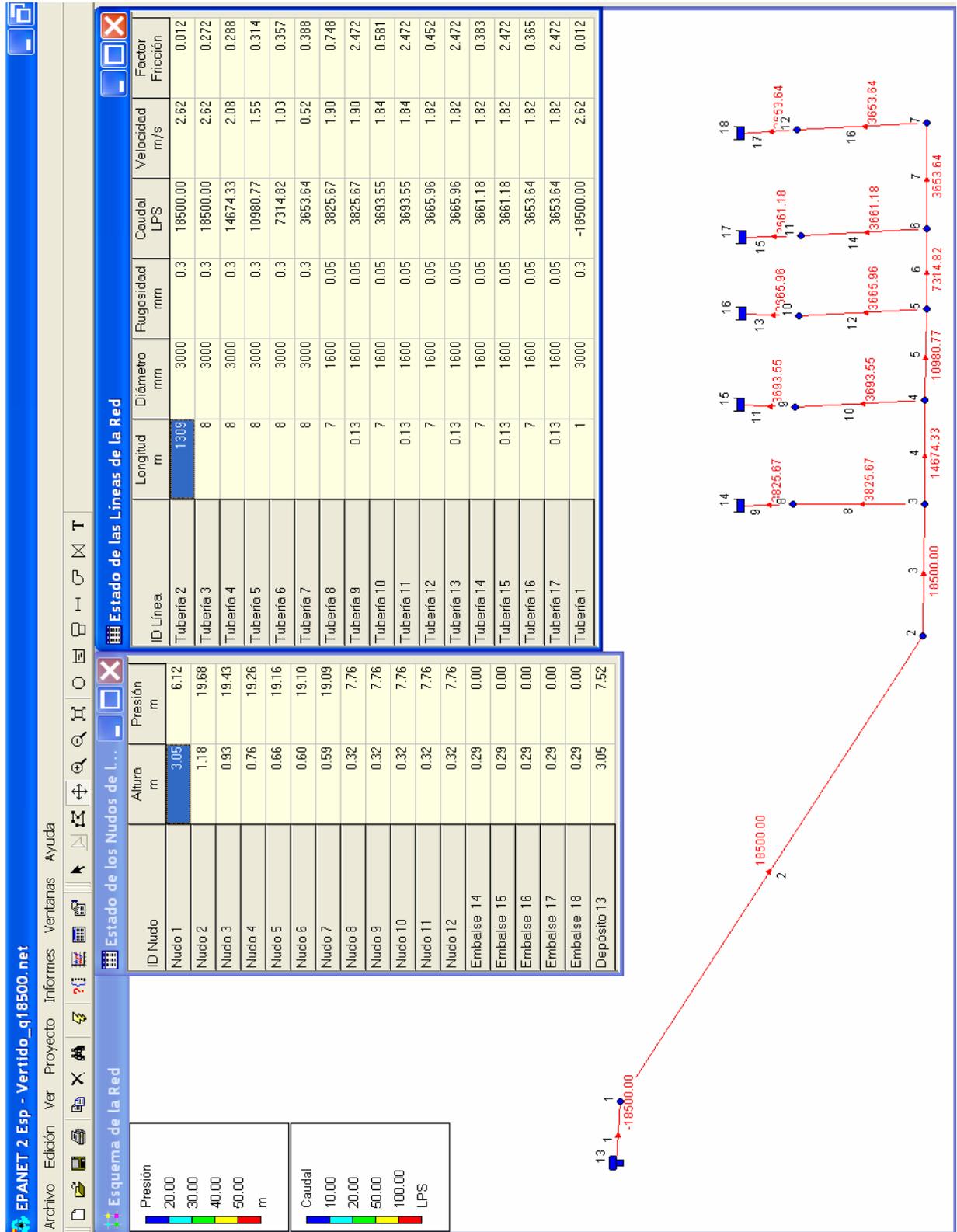
ID Línea	Longitud m	Diámetro mm	Rugosidad mm	Caudal LPS	Velocidad m/s	Factor Fricción
Tubería 1	1	3000	0.3	-16188.00	2.29	0.012
Tubería 2	1.459	3000	0.3	-16188.00	2.29	0.012
Tubería 3	6	3000	0.23	-16188.00	2.29	0.612
Tubería 4	1284.58	1846	0.1	-8094.00	3.02	0.011
Tubería 5	1284.58	1846	0.1	-8094.00	3.02	0.011
Tubería 6	10	1846	0.1	-8094.00	3.02	0.196
Tubería 7	10	1846	0.1	-6174.69	2.31	0.181
Tubería 8	10	1846	0.1	-4244.35	1.59	0.160
Tubería 9	10	1846	0.1	-2237.92	0.84	0.148
Tubería 10	2.59	1293	0.1	-2237.92	1.70	0.761
Tubería 11	1	1293	0.1	-2237.92	1.70	0.271
Tubería 12	10	1846	0.1	-8094.00	3.02	0.196
Tubería 13	10	1846	0.1	-6174.69	2.31	0.181
Tubería 14	10	1846	0.1	-4244.35	1.59	0.160
Tubería 15	10	1846	0.1	-2237.92	0.84	0.148
Tubería 16	2.59	1293	0.1	-2237.92	1.70	0.761
Tubería 17	1	1293	0.1	-2237.92	1.70	0.271
Tubería 18	2.59	1293	0.1	-2006.44	1.53	1.092
Tubería 19	1	1293	0.1	-2006.44	1.53	0.271
Tubería 20	2.59	1293	0.1	-1930.33	1.47	1.693
Tubería 21	1	1293	0.1	-1930.33	1.47	0.271
Tubería 22	2.59	1293	0.1	-1919.31	1.46	2.933
Tubería 23	1	1293	0.1	-1919.31	1.46	0.271
Tubería 24	2.59	1293	0.1	-2006.44	1.53	1.092
Tubería 25	1	1293	0.1	-2006.44	1.53	0.271
Tubería 26	2.59	1293	0.1	-1930.33	1.47	1.693
Tubería 27	1	1293	0.1	-1930.33	1.47	0.271
Tubería 28	2.59	1293	0.1	-1919.31	1.46	2.933
Tubería 29	1	1293	0.1	-1919.31	1.46	0.271

Presión: 20.00, 30.00, 40.00, 50.00 m

Caudal: 10.00, 20.00, 50.00, 100.00 LPS



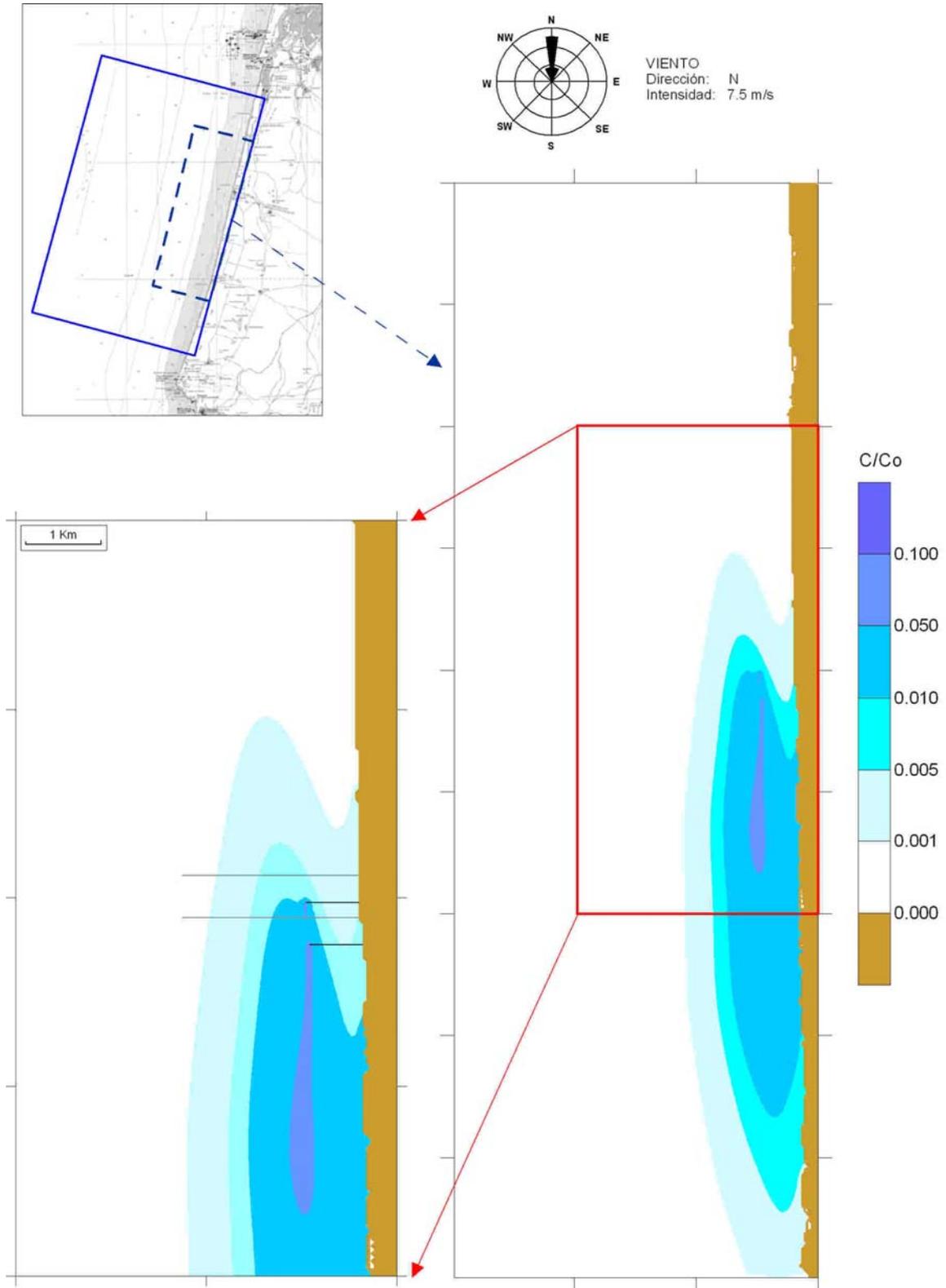


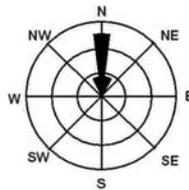
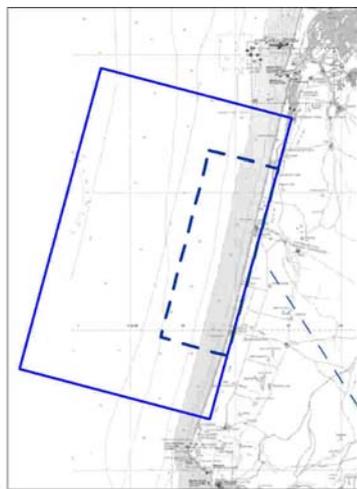




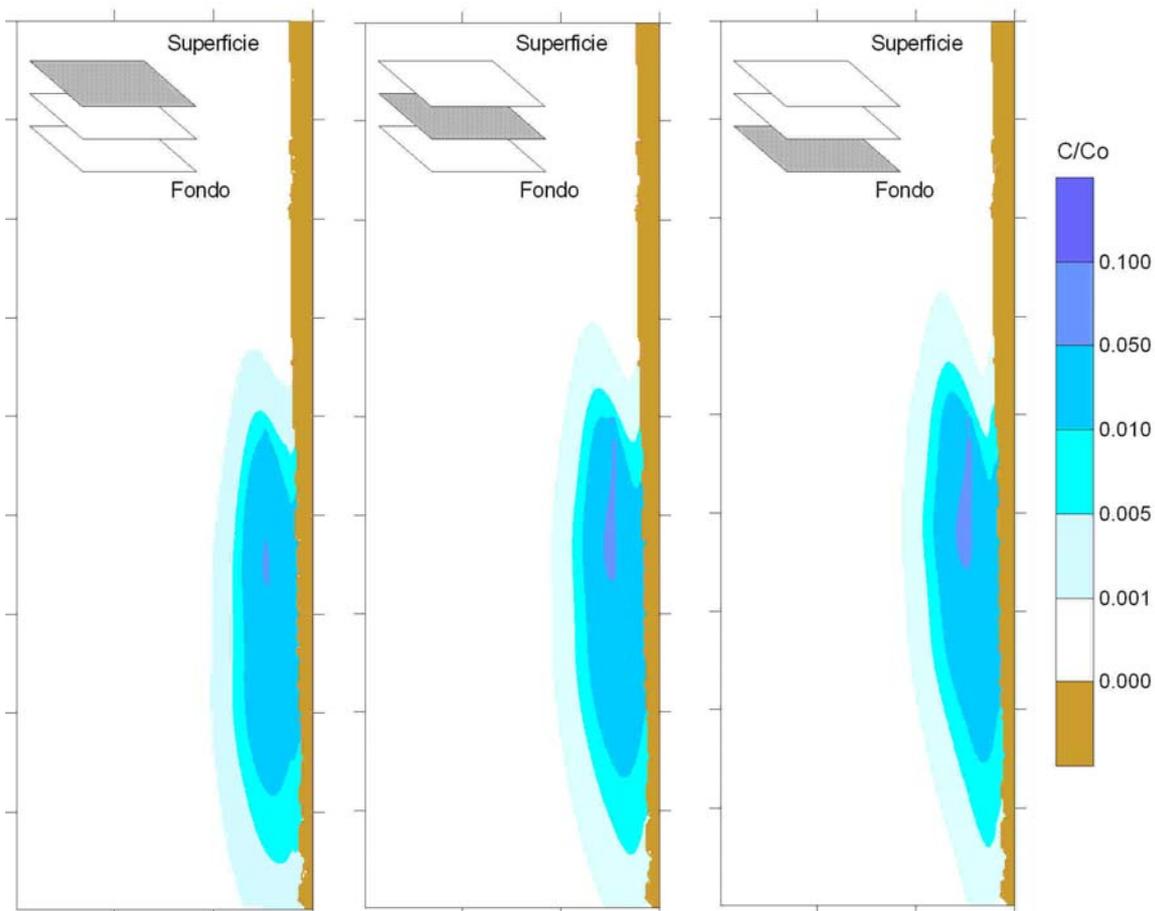
ANEXO VII

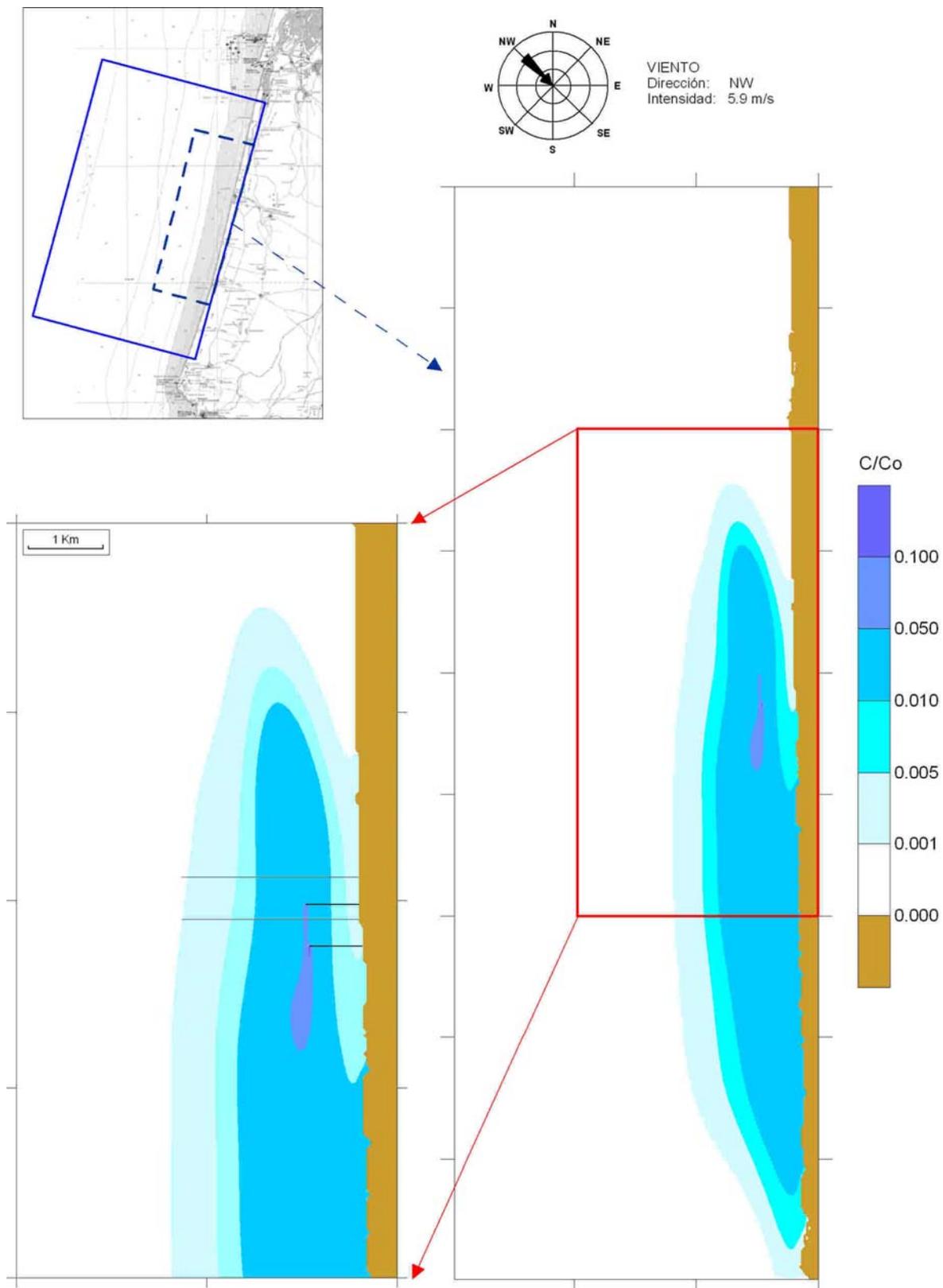
DISPERSÃO DO EFLUENTE

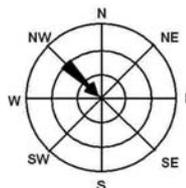
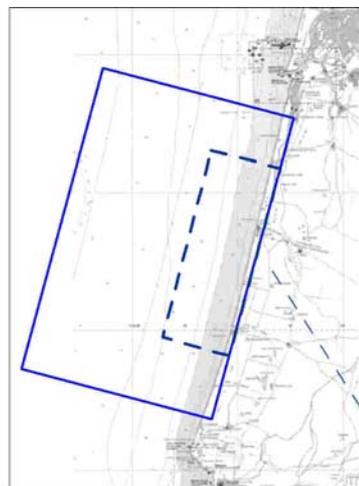




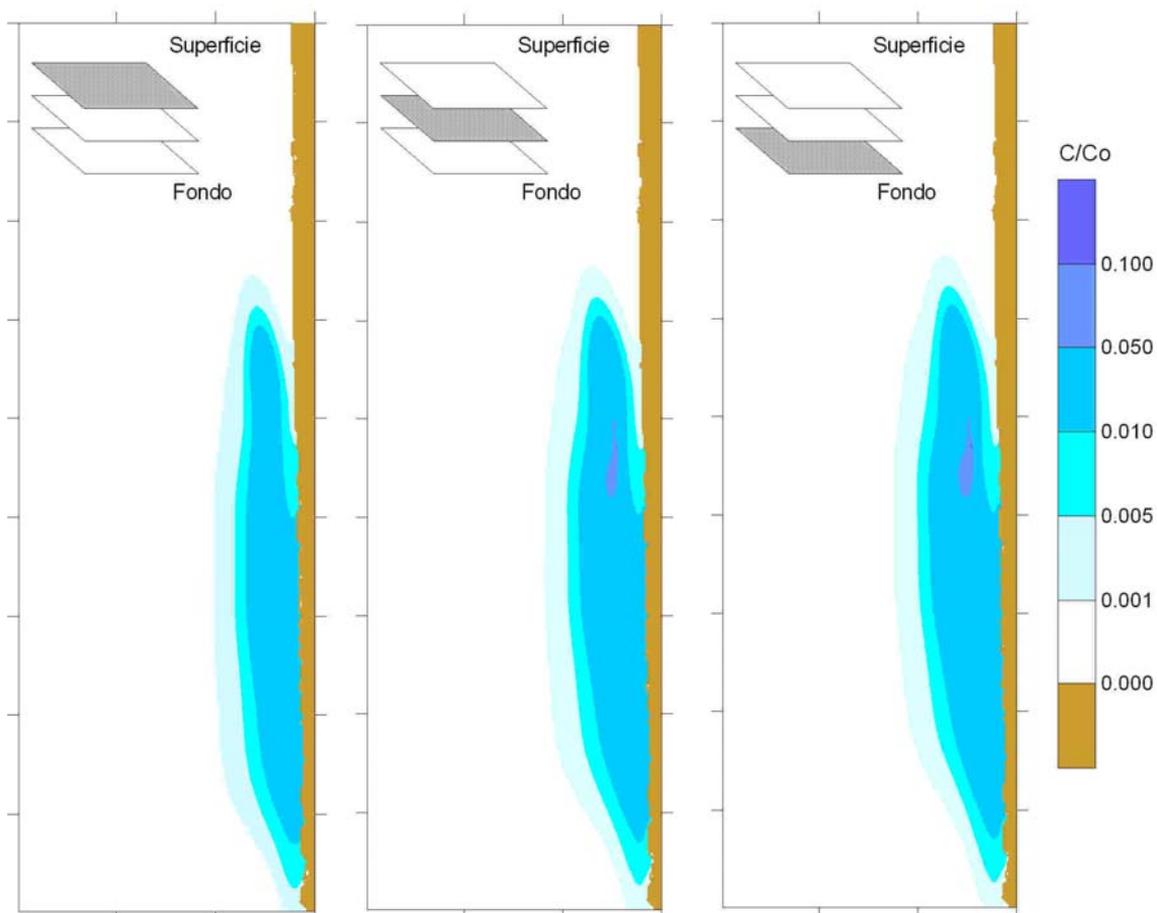
VIENTO
Dirección: N
Intensidad: 7.5 m/s

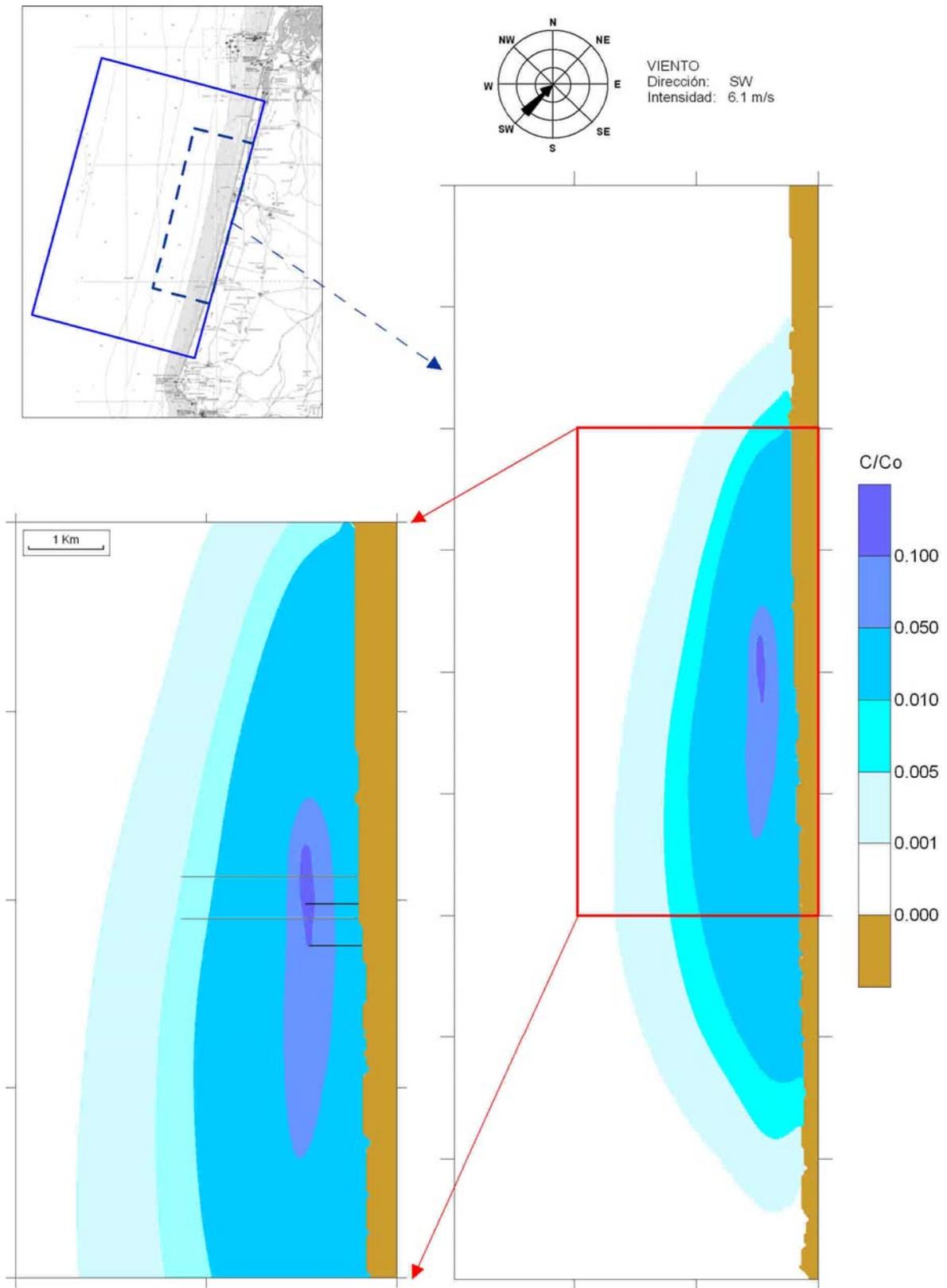


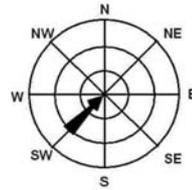
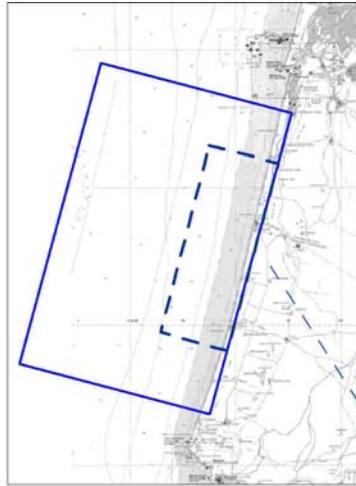




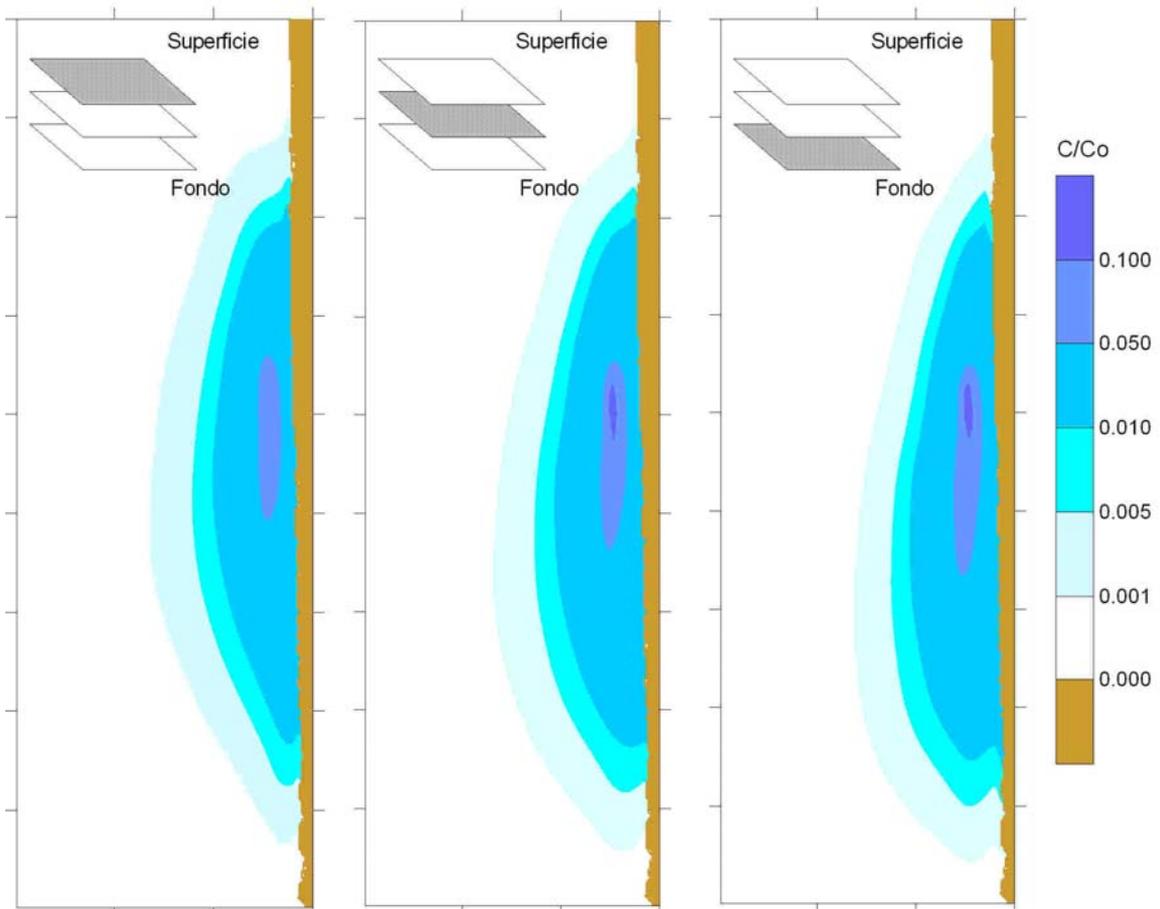
VIENTO
Dirección: NW
Intensidad: 5.9 m/s

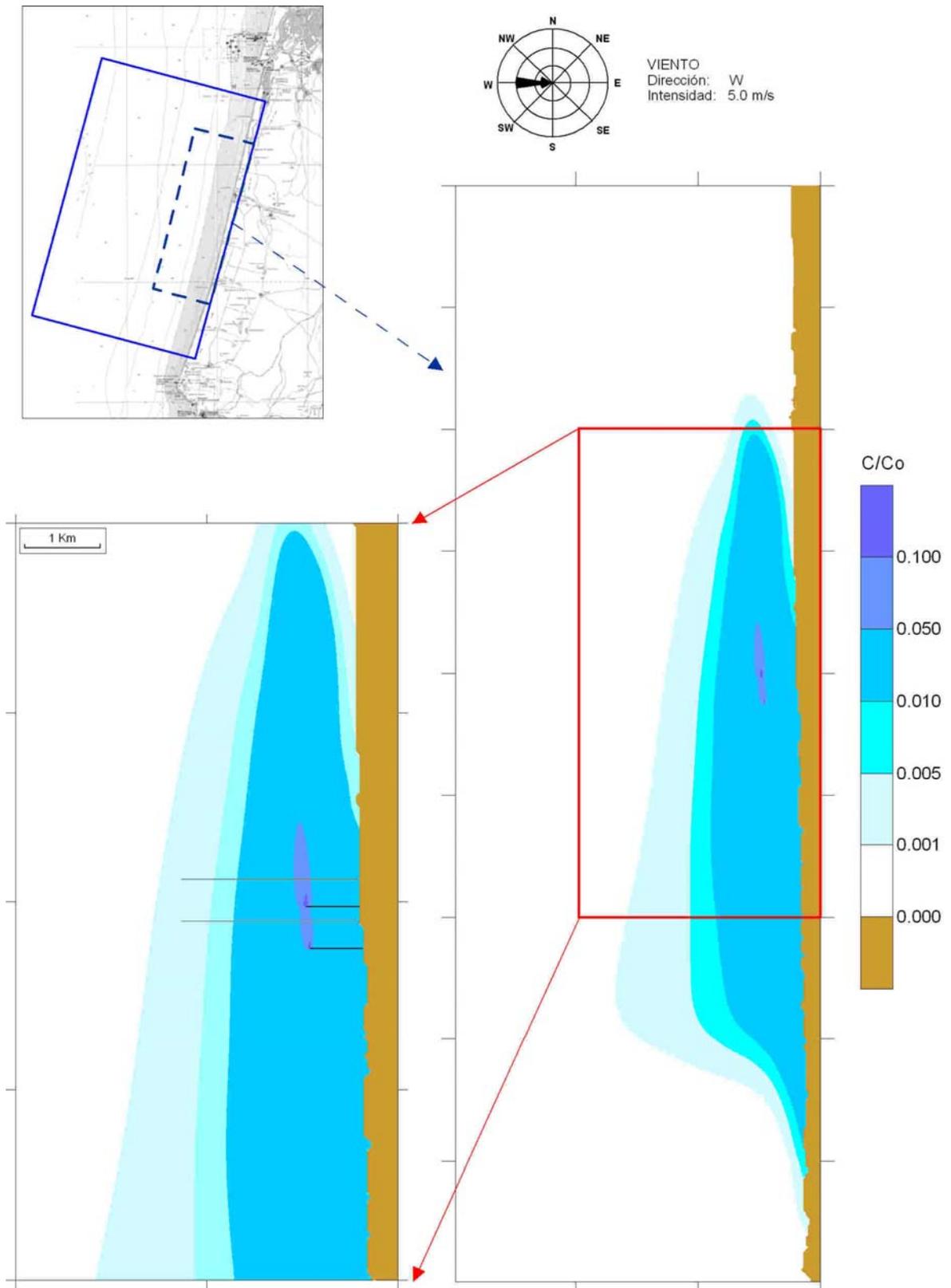


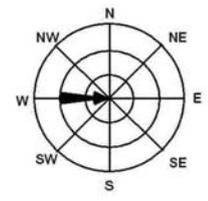
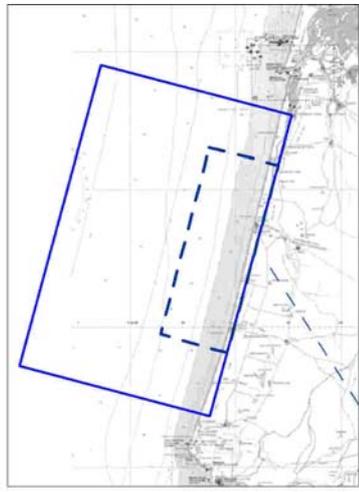




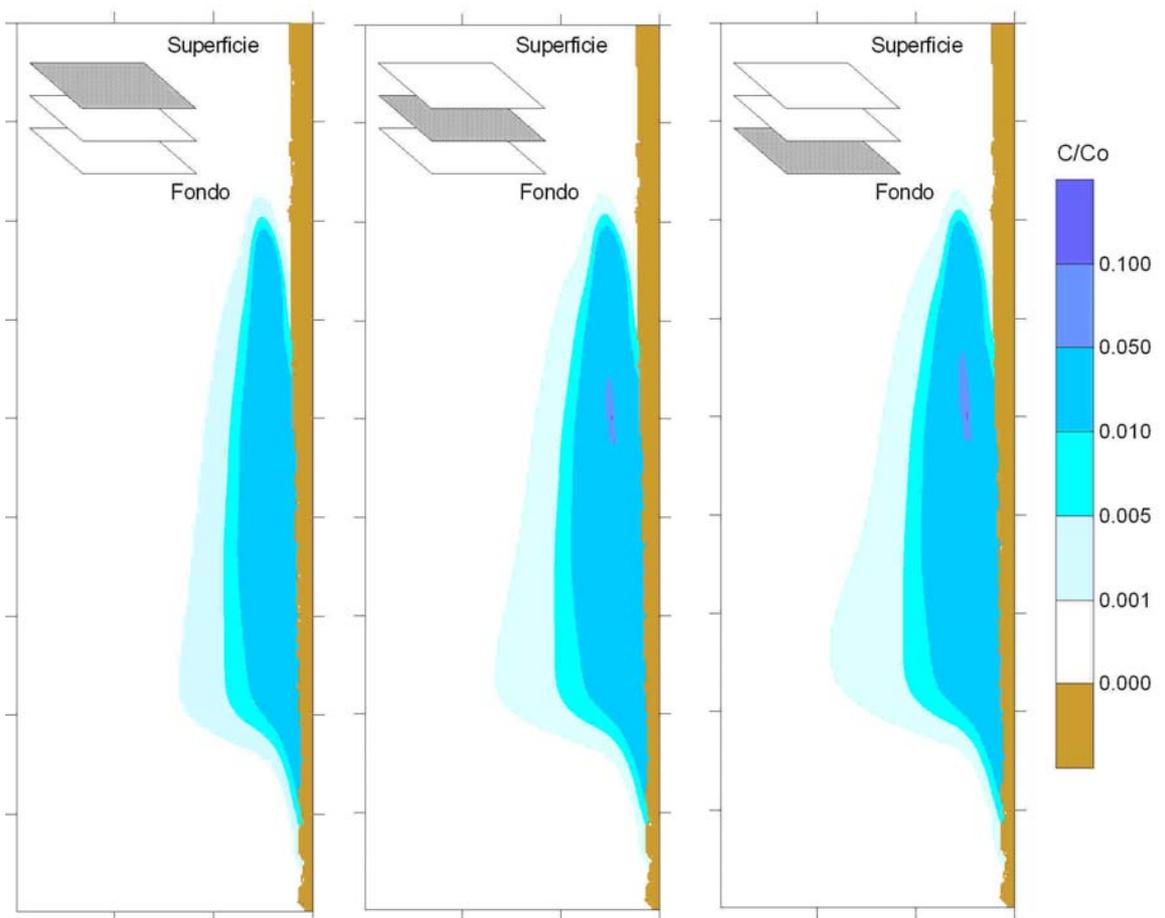
VIENTO
Dirección: SW
Intensidad: 6.1 m/s

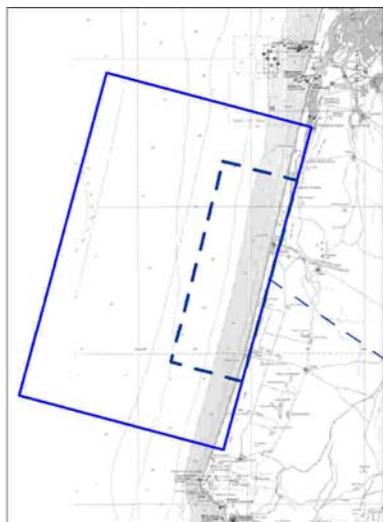






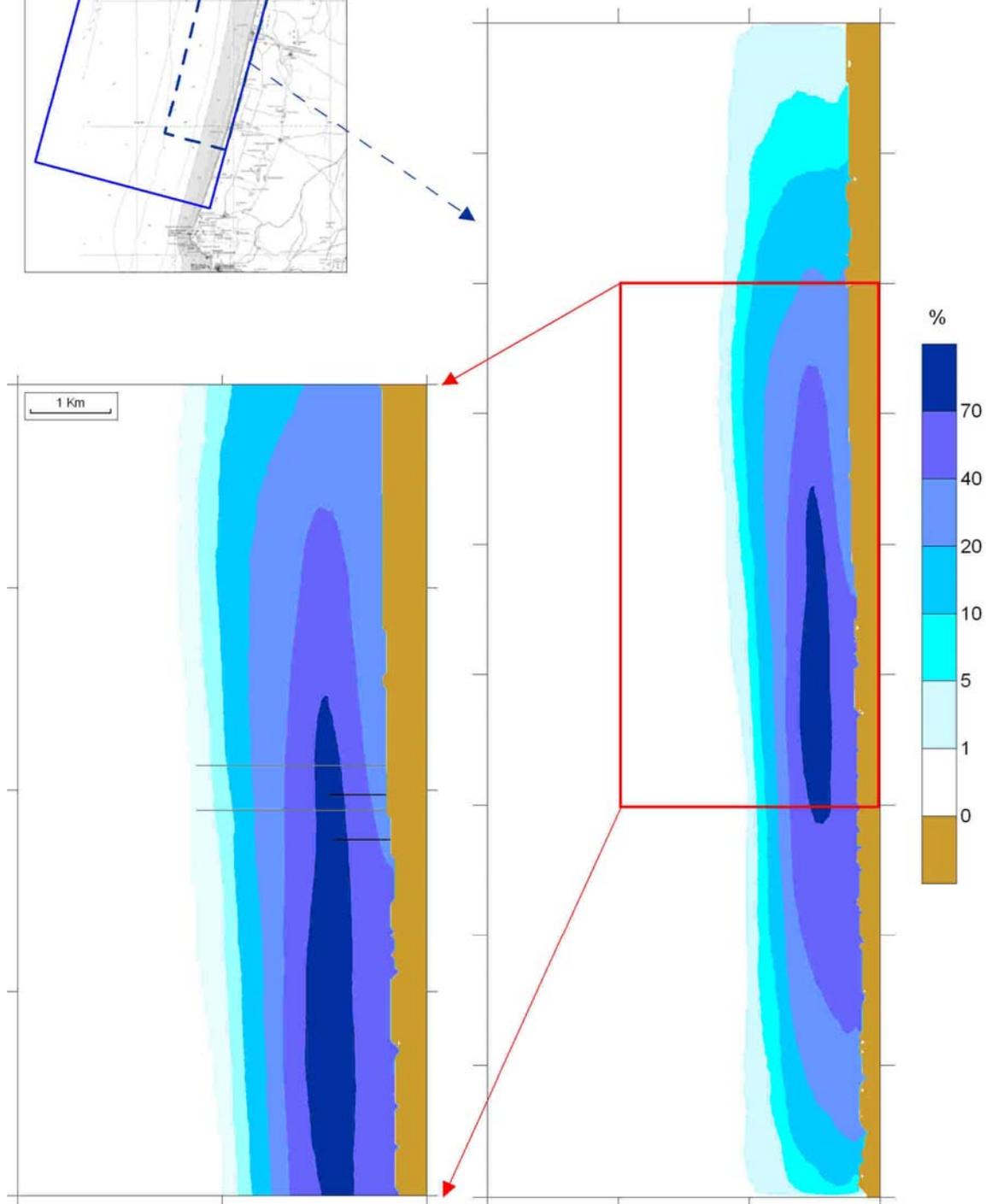
VIENTO
Dirección: W
Intensidad: 5.0 m/s

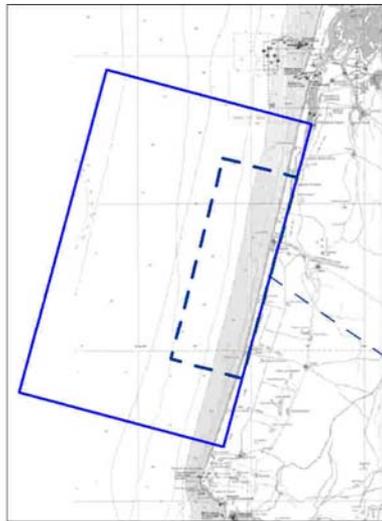




Porcentaje de tiempo de superación del ratio
 C/C_0 de 0.02

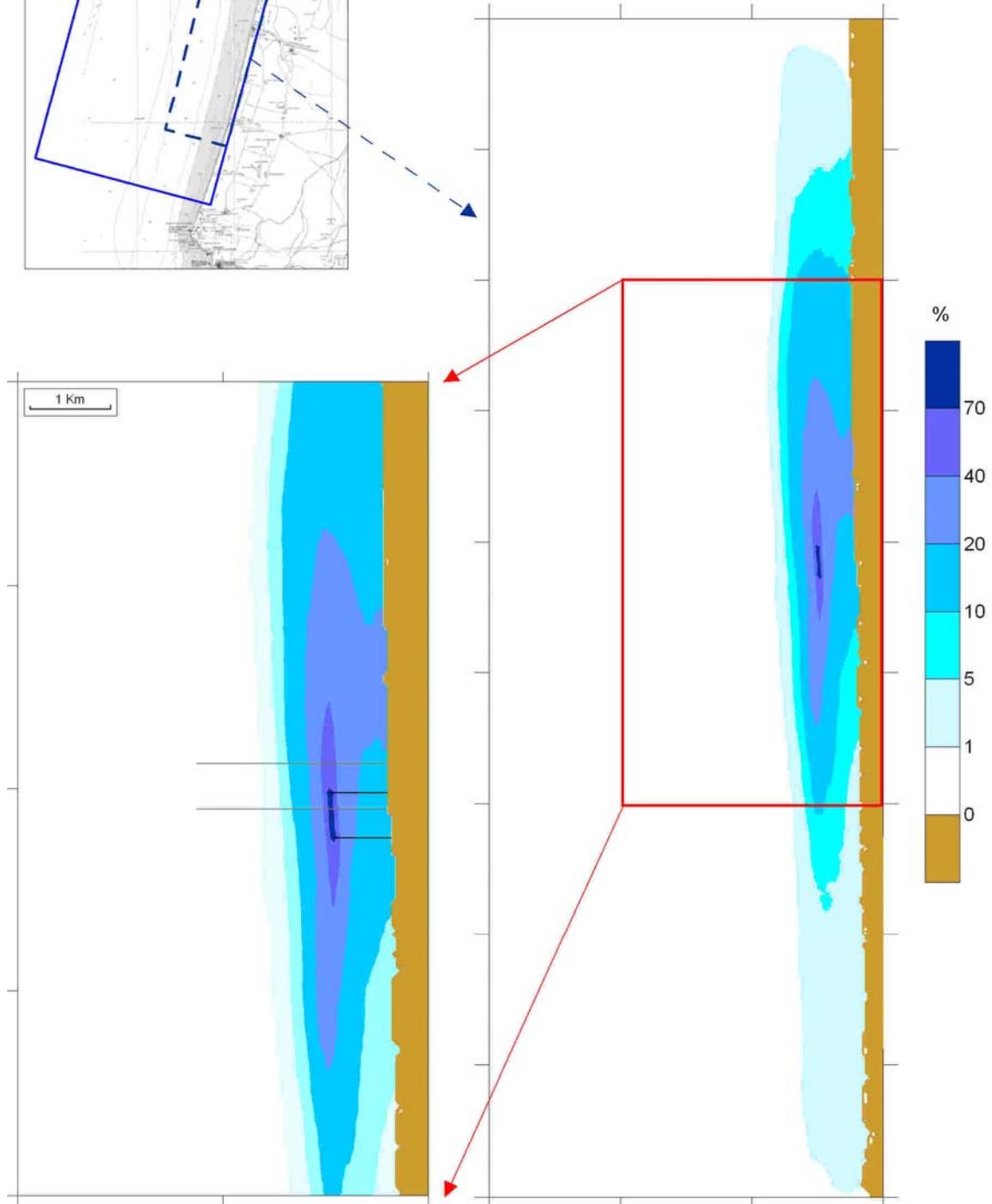
donde C es la concentración en el medio
y C_0 es la concentración en el vertido

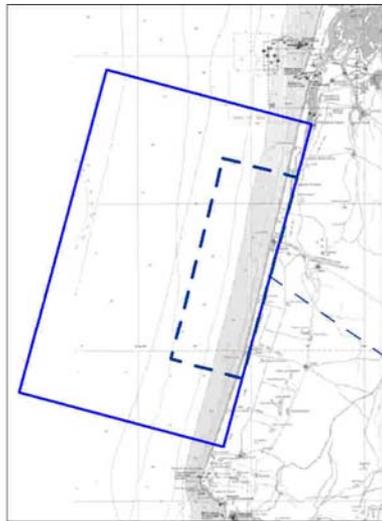




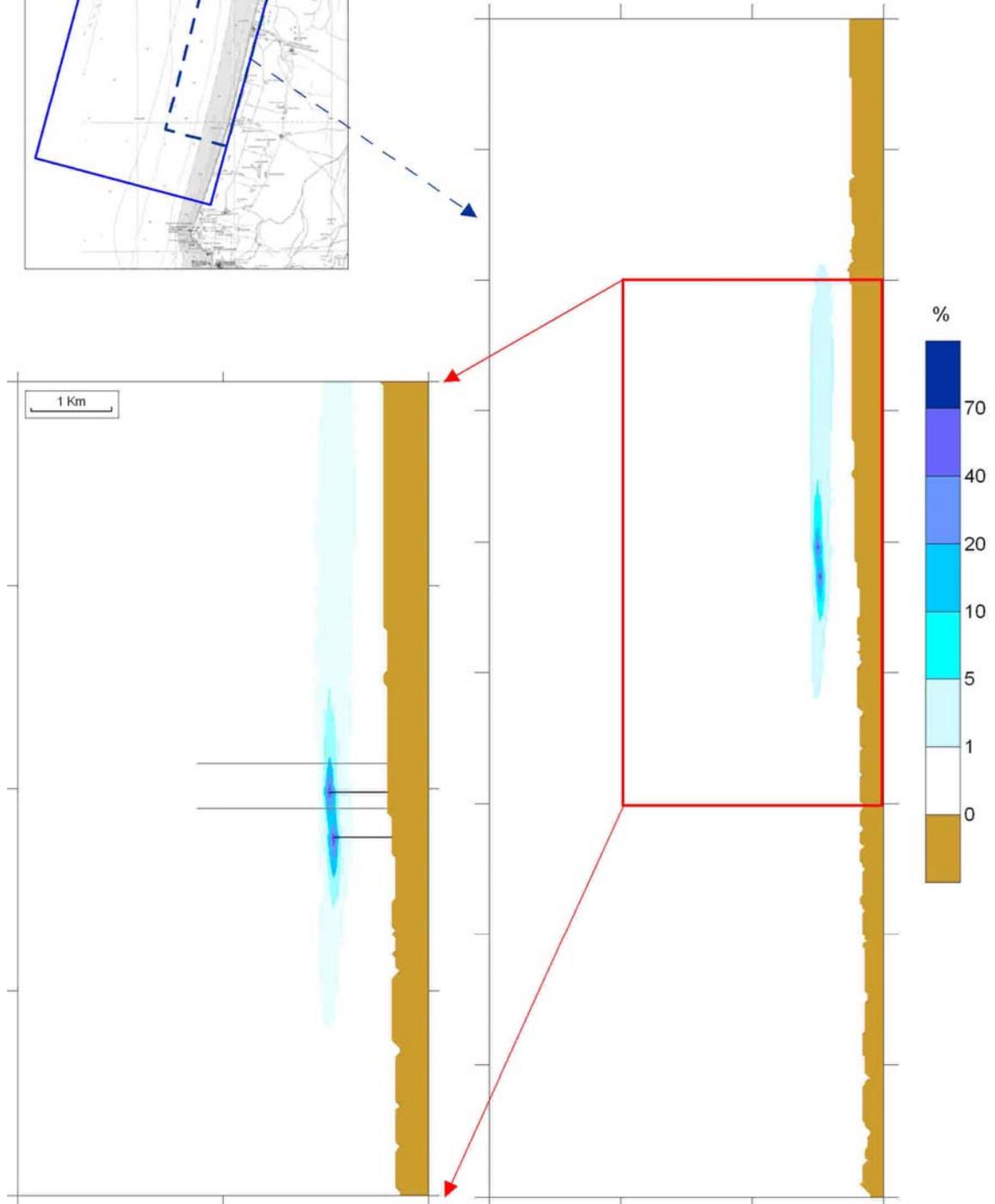
Porcentaje de tiempo de superación del ratio
 C/C_0 de 0.05

donde C es la concentración en el medio
y C_0 es la concentración en el vertido





Porcentaje de tiempo de superación del ratio
 C/C_0 de 0.10
donde C es la concentración en el medio
y C_0 es la concentración en el vertido





ANEXO VIII



ANÁLISE DO RETROCESSO DA PRAIA DE MIRA



1 Introdução

A Praia de Mira sofreu um retrocesso nos últimos anos, como foi constatado por diversos estudos realizados na zona. Por este motivo é importante analisar as possíveis consequências que a execução de novas obras no litoral do distrito de Coimbra pode produzir.

No presente documento realizaram-se análises das diferentes dinâmicas que influem na zona de estudos e das possíveis influências da construção dos emissários da instalação Aquícola de Mira nas dinâmicas existentes e, portanto, na morfologia da Praia.

Dada a importância do retrocesso que sofreu a Praia nos últimos anos, neste anexo realiza-se uma recompilação de toda a informação relacionada com o retrocesso da Praia de Mira, obtida nos diferentes capítulos do presente documento.

Os principais elementos que se analisaram para o estudo do retrocesso experimentado pela Praia são os seguintes:

- Impactos dos emissários na Praia de Mira.
- Impactos da Praia de Mira nos emissários

Antes de analisar os possíveis impactos dos emissários na Praia e desta nos emissários é preciso conhecer a localização e configuração geométrica dos mesmos. Seguidamente realiza-se uma breve descrição da configuração geométrica dos emissários, dado que já se fez uma descrição detalhada no Capítulo 5 do presente documento.

1.1 Descrição dos emissários

Segundo a informação facilitada pela IMPULSO S.A. e como se descreve no Capítulo 5 deste documento, a futura instalação aquícola de Mira contará com dois emissários para a captação de água e outros dois para a descarga (Ver Figura VIII.1).

Emissários de captação água do mar

Os emissários de captação têm um comprimento aproximado de 2.840,578 metros. Cada um deles inclui um tramo de captação com 4 captações de 1,60 metros de diâmetro interior, segundo a última informação fornecida pela IMPULSO S.A.



Os emissários de captação foram dimensionados em dois tramos de diferentes tipologias: o primeiro tramo com tubagem de betão armado colocada por cravação; o segundo com tubagem de polietileno posto em obra por afundamento controlado. Este dimensionamento deve-se, por um lado às dificuldades construtivas que supõe a construção de um emissário na zona de rebentação, por outro à conseqüente redução dos possíveis impactos sobre as dunas adjacentes.

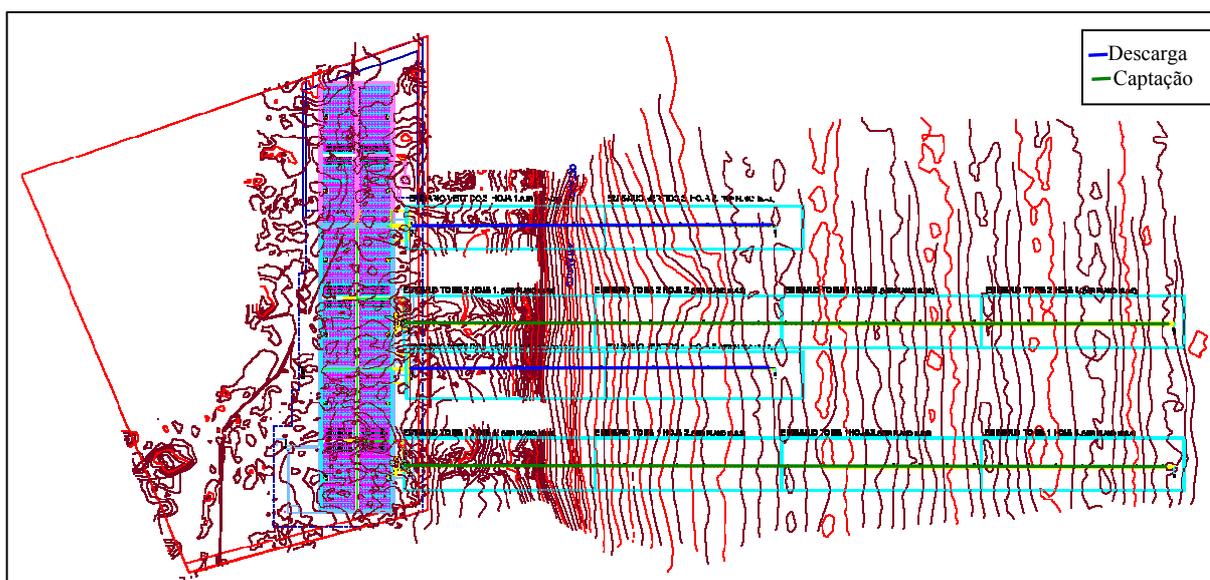


Figura VIII.1. Localização dos emissários propostos para a instalação aquícola de Mira

O tramo em tubagem de betão armado, com 3.800 mm de diâmetro exterior e 40 cm de espessura, tem um comprimento de 1500 m, estendendo-se perpendicularmente à costa. A sua geratriz inferior exterior tem uma cota inicial de -8.10m (poço de bombagem) e finaliza à cota -17,4 m, segundo os perfis fornecidos pela IMPULSO S.A.

O segundo tramo de tubagem de polietileno estruturado, com 2,00 metros de diâmetro exterior e 26 de espessura de tubagem (SDR), tem um comprimento aproximado de 1340,58 m. Este trecho une-se ao anterior através de uma peça “forquilha” e atinge o seu extremo final à batimetria – 13,50 (Ver figura 5.2).

O tramo de captação, executado com tubagem de polietileno, inclui 4 tubos de captação de 1,60 metros de diâmetro. Desconhece-se qual é a cota final da captação de água, já que não se dispõe dos desenhos definitivos, pelo que se assume que o raiser sobressai 2 m acima do terreno. Deste modo, a cota de captação será da ordem dos 11.5 m relativamente ao zero do porto, isto é, 12.2 m relativamente à Baixa-mar em Aveiro.



Emissários de descarga

No Projecto Base propõe-se a execução em cravação de dois emissários de descarga, em tubagem de betão armado com 1.350 m de comprimento, 3,80 metros de diâmetro exterior e 0,40 metros de espessura. Estes conduzirão os efluentes até à cota onde o terreno se situa aproximadamente à batimetria – 9,50, realizando-se a descarga à cota -8,50, segundo se indica nos desenhos fornecidos pela IMPULSO S.A. (Ver figuras 5.7-5.8).

1.1.1 Análise do recobrimento ao longo do tubo

No presente documento realizou-se uma análise da estabilidade do tubo face ao clima marítimo. Para isso é preciso conhecer o recobrimento de solo sobre cada um dos emissários propostos no Projecto Base.

P.K	Terreno	Tubagem	Recobrimento
0.00	6.58	-4.70	11.28
4.19	6.51	-4.73	11.24
11.63	6.35	-4.77	11.12
51.77	6.41	-5.02	11.43
104.35	6.00	-5.35	11.35
157.87	5.56	-5.68	11.24
200.53	6.00	-5.94	11.94
251.49	5.66	-6.26	11.92
302.03	5.98	-6.57	12.55
350.65	7.77	-6.87	14.65
401.02	9.04	-7.19	16.23
448.14	10.00	-7.48	17.48
502.85	14.00	-7.82	21.82
552.65	7.20	-8.13	15.32
596.74	3.56	-8.40	11.96
650.51	1.00	-8.73	9.73
701.20	-1.63	-9.05	7.42
750.32	-2.42	-9.35	6.93
806.70	-2.92	-9.70	6.79
851.30	-3.30	-9.98	6.68
909.04	-3.06	-10.34	7.27
957.68	-3.00	-10.64	7.64
1000.58	-4.50	-10.90	6.40
1101.13	-7.50	-11.53	4.03
1200.63	-8.42	-12.14	3.72
1300.30	-8.50	-12.76	4.26
1403.29	-9.38	-13.40	4.02
1500.00	-9.72	-13.95	4.23
1600.23	-10.00	-14.05	4.05
1810.32	-10.47	-14.26	3.79
2000.16	-10.71	-14.45	3.74
2207.94	-11.50	-14.65	3.15
2400.01	-12.00	-14.85	2.85
2840.58	-13.50	-15.29	1.79

Tabela VIII.1. Recobrimento do emissário de captação



Os emissários mais críticos do ponto de vista da estabilidade face ao clima marítimo são os emissários de captação no tramo colocado por afundamento controlado. A justificação para este facto é que o tramo executado em cravação dos emissários de captação e de descarga se encontrarem a uma cota suficientemente profunda para quase não serem afectados pela ondulação. Por este motivo, no Capítulo 5 determinou-se ao longo do emissário de captação a diferença de cota entre a superfície do terreno e a geratriz inferior exterior do emissário (geratriz superior exterior do emissário). Com o fim de recordar ao leitor os resultados obtidos no referido capítulo, na tabela VIII.1 mostram-se os recobrimentos do emissário de captação de água.

Como se verifica na tabela VIII.1 os menores recobrimentos observam-se no final do emissário, onde se tem um recobrimento de aproximadamente 1.79 m relativamente à geratriz inferior exterior da tubagem. O recobrimento é superior a 3.5 m até ao PK 2050, aproximadamente.

2 Impacto dos Emissários na Praia de Mira

Neste capítulo analisam-se as possíveis afectações dos emissários à morfologia da Praia de Mira. A forma em planta e o perfil de equilíbrio da Praia estão condicionados principalmente, pela ondulação e pelas correntes induzidas pela rotura da ondulação. Deste modo, realizaram-se uma série de estudos prévios:

- Estudos das dinâmicas actuaes na zona de estudo (Ver Capítulo 3).
- Estudo da morfologia actual da Praia: forma em planta e perfil de equilíbrio (Ver Capítulo 4).

e posteriormente analisaram-se as possíveis variações do clima marítimo, as correntes de rotura e portanto, a estabilidade da praia perante a construção dos emissários. Seguidamente, são apresentadas as conclusões no Capítulo 7.

2.1 Influência no clima marítimo

Em princípio as obras dos emissários de captação mal alteram a geometria existente já que se encontram enterrados debaixo do terreno natural, salvo a zona de difusores que estão situados à cota -11.5m, dois metros acima do terreno natural; no entanto, esta instalação não afecta a dinâmica global da praia de Mira dado que os difusores se encontram a uma grande profundidade, fora do perfil activo uma vez que a profundidade de fecho é de 11.65 m (relativamente à baixa-mar), ver Capítulo 4.



Quanto aos emissários de descarga, como se comentou no Capítulo 7, esperam-se mudanças nas dinâmicas actuaes, pois, ainda que os emissários se encontrem enterrados, os raisers descarregam à cota -8.5 m, um metro acima da cota do terreno natural (segundo o último desenho facultado pela IMPULSO S.A. em Junho de 2007). No entanto, esta alteração quase não provoca modificações na dinâmica devido à sua dimensão perpendicular à ondulação ser muito inferior a $L/4$.

Com o objectivo de dotar de uma base científica esta última afirmação, simularam-se uma série de casos supondo dois cenários: situação actual e situação futura com raisers.

Os casos seleccionados para estudar a influência dos raisers sobre o clima marítimo têm um período de 4 segundos, dado que, devido às dimensões dos raisers e o que sobressaem do terreno, as ondulações que mais vão notar a sua presença são as de curto período.

Dir	H	T	Maré	Sem Raiser				Com Raiser				Aumento Kp (%)	
				Kp_P3	Dir_P3	Kp_P4	Dir_P4	Kp_P3	Dir_P3	Kp_P4	Dir_P4	Kp_P3	Kp_P4
N	1	4	0	0.74	NNW	0.74	NNW	0.73	NNW	0.74	NNW	-0.52	-0.48
NNW	1	4	0	0.84	NW	0.85	NW	0.84	NW	0.86	NW	-0.46	0.08
NW	1	4	0	0.90	NW	0.92	NW	0.90	NW	0.92	NW	-0.37	0.50
WNW	1	4	0	0.93	WNW	0.94	WNW	0.93	WNW	0.95	WNW	-0.15	0.74
W	1	4	0	0.93	W	0.94	W	0.93	W	0.95	W	0.09	0.73
WSW	1	4	0	0.91	WSW	0.92	WSW	0.91	WSW	0.92	WSW	0.13	0.48
SW	1	4	0	0.85	SW	0.86	SW	0.86	WSW	0.88	WSW	2.04	2.13
SSW	1	4	0	0.75	SW	0.77	SW	0.75	SW	0.78	SW	0.76	0.94
S	1	4	0	0.61	SW	0.64	SSW	0.61	SW	0.63	SSW	-0.75	-0.06
N	1	4	4.3	0.82	NNW	0.82	NNW	0.82	NNW	0.82	NNW	-0.18	-0.02
NNW	1	4	4.3	0.92	NNW	0.91	NNW	0.92	NNW	0.92	NNW	0.33	0.60
NW	1	4	4.3	0.96	NW	0.96	NW	0.96	NW	0.96	NW	-0.18	0.17
WNW	1	4	4.3	0.97	WNW	0.97	WNW	0.96	WNW	0.97	WNW	-0.14	0.24
W	1	4	4.3	0.96	W	0.97	W	0.96	W	0.97	W	-0.09	0.23
WSW	1	4	4.3	0.95	WSW	0.96	WSW	0.95	WSW	0.96	WSW	-0.08	0.15
SW	1	4	4.3	0.91	SW	0.93	SW	0.91	SW	0.93	SW	-0.11	0.06
SSW	1	4	4.3	0.83	SW	0.85	SW	0.83	SW	0.86	SW	0.73	0.86
S	1	4	4.3	0.69	SSW	0.72	SSW	0.69	SSW	0.72	SSW	-0.23	0.03

Tabela VIII.2. Variação do coeficiente de propagação em cada emissário de descarga

Do conjunto de casos simulados para determinar a influência dos raisers obteve-se a tabela VIII.2, na qual se mostram os coeficientes de propagação da ondulação nas proximidades



do último raiser de cada emissário (Pontos P3 e P4 na Figura 3.29), tanto na situação actual como na futura com os emissários.

Na referida tabela pode-se observar como a construção dos emissários de descarga afecta a propagação da ondulação, ainda que a variação que experimenta o coeficiente de propagação seja inferior a 3 %. Em geral, à medida que a direcção de propagação da ondulação se separa da normal à batimetria, a variação do coeficiente de propagação aumenta e as variações experimentadas durante a baixa-mar são maiores do que no caso de preia-mar, o que é lógico dado que durante a preia-mar o calado é maior e portanto sente-se menos a presença dos raisers.

Com o fim de contribuir com uma prova mais visual do fraco impacto do emissário sobre o clima marítimo, nas figuras VIII.2 e VIII.3 mostra-se a variação da altura da onda para uma ondulação de WNW de altura de onda de 1 m, período de pico de 4 seg em baixa-mar e em preia-mar respectivamente. Como seria de esperar as máximas variações dos coeficientes de propagação têm lugar nas proximidades dos raisers e há uma certa influência na propagação da onda para a costa. No entanto, esta influência é inferior a 5 %.

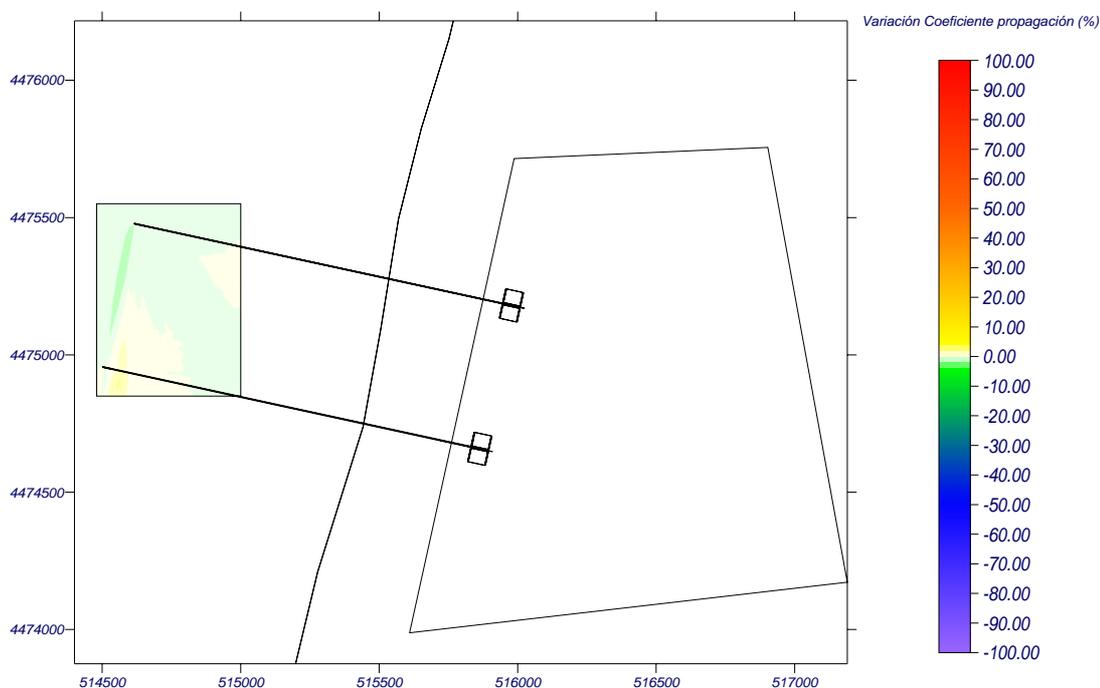


Figura VIII.2. Variação do coeficiente de propagação. Ondulação de WNW. $H_s=1$ m. $T_p=4$ seg
Baixa-mar

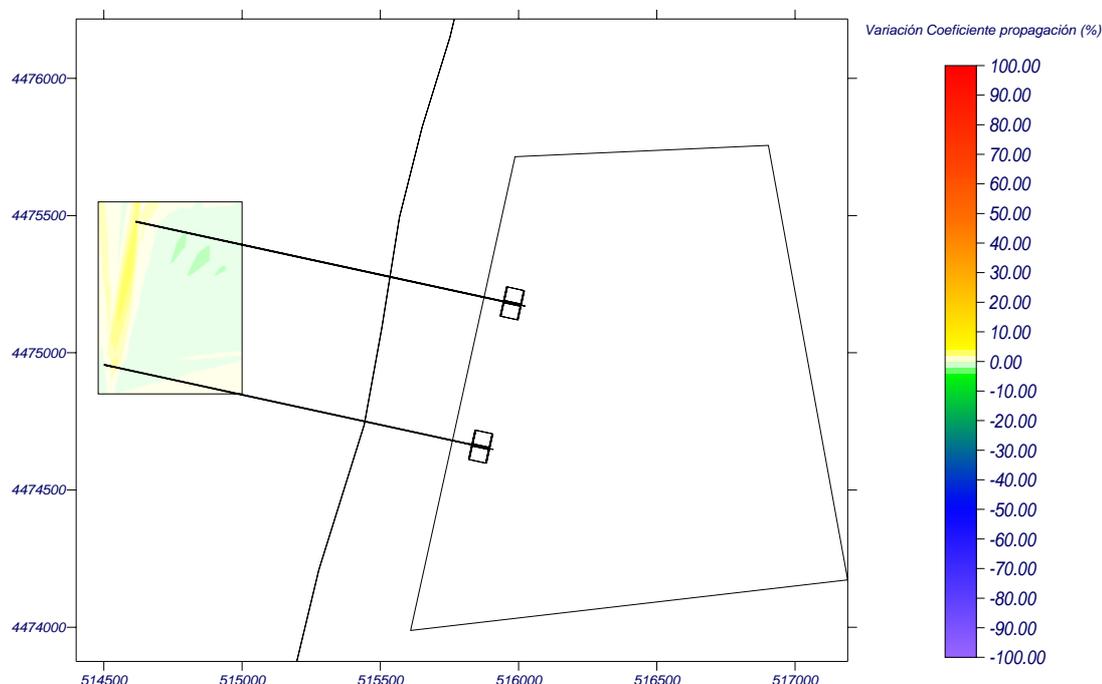


Figura VIII.3. Variação do coeficiente de propagação. Ondulação de WNW. $H_s=1$ m. $T_p=4$ sg. Preia-mar

Portanto, como já se indicou no Capítulo 7 do presente documento, a construção dos raisers de descarga influencia o clima marítimo. No entanto, as variações do coeficiente de propagação e direcção da ondulação são praticamente desprezíveis e, como consequência, não se esperam alterações significativas na dinâmica litoral e na estabilidade da praia.

2.2 Influência nas correntes de rotura

Quanto às correntes induzidas pela rotura da ondulação, dado que a presença dos emissários não implica grandes variações na intensidade e direcção da ondulação, ainda que se produzam alterações locais, em nenhum caso se modificará o padrão de correntes global do sistema das mesmas.

2.3 Influência na estabilidade das praias

Como se comentou anteriormente a estabilidade da praia depende do clima marítimo e da dinâmica litoral. Portanto, qualquer variação em algum destes elementos pode modificar a



forma em planta ou o perfil de equilíbrio da Praia. No caso da Praia de Mira, como se demonstrou com os estudos realizados, as mudanças na dinâmica marinha e litoral que afectam as praias por efeito da construção do emissário são locais e desprezíveis, não afectam o padrão global. Portanto, a Praia de Mira e o resto das praias adjacentes conservarão, praticamente intactos, a sua forma em planta e o seu perfil de equilíbrio actual, não sendo previsível mudança alguma nem impacto negativo pela construção dos emissários da instalação aquícola.

3 Impacto da Praia de Mira nos Emissários

No estudo da influência da morfologia da praia na estabilidade do emissário tiveram-se em consideração dois aspectos que estão relacionados com o retrocesso da Praia: o retrocesso devido à alteração climática e o devido a uma tempestade.

3.1 Retrocesso devido à Alteração Climática

Para a avaliação da influência da Alteração Climática na costa de Mira, assumiram-se os resultados obtidos no dimensionamento SIAM (Climate Change in Portugal: Scenarios, Impacts, and Adaptation Measures, 1999-2006). Segundo estes estudos realizados para o projecto, este tramo da costa de Portugal sofre um retrocesso da ordem de 1 m/ano que pode chegar a atingir os 8-10 m/ano em determinadas zonas devido às barreiras litorais.

Neste estudo considerou-se como vida útil um período de 50 anos como se recomenda na ROM 02.90 para obras de carácter industrial específico com um nível 2 de segurança, portanto, o retrocesso esperado pode chegar a atingir um valor de 50 m, valor que deveria somar-se ao valor estimado do retrocesso de costa devido a uma tempestade.

3.2 Retrocesso devido a uma tempestade

No Capítulo 4 já se realizou um estudo sobre como variam a forma em planta e o perfil perante uma tempestade. Nesta secção compilam-se os aspectos que se consideram mais relevantes. Previamente vai-se realizar um breve resumo das dinâmicas actuautes para que o leitor compreenda melhor quais são os mecanismos que intervêm na dinâmica litoral, para obter uma descrição mais detalhada ver Capítulo 3.

No estudo da propagação da ondulação desde a zona de *offshore* até à zona de costeira consideraram-se duas zonas: fora da zona de rebentação e na zona de rebentação.



Fora da zona de rebentação

A ondulação predominante em alto mar, como se comentou em capítulos anteriores, provém de NW, NNW e WNW com uma probabilidade de ocorrência de 33.53 %, 27.08 % e 22.65 % respectivamente. As ondulações dominantes provém de SW-NW, no entanto, as ondulações de SW, WSW e W são menos frequentes nesta zona (1.36 %, 3.88 % e 9.47 % respectivamente).

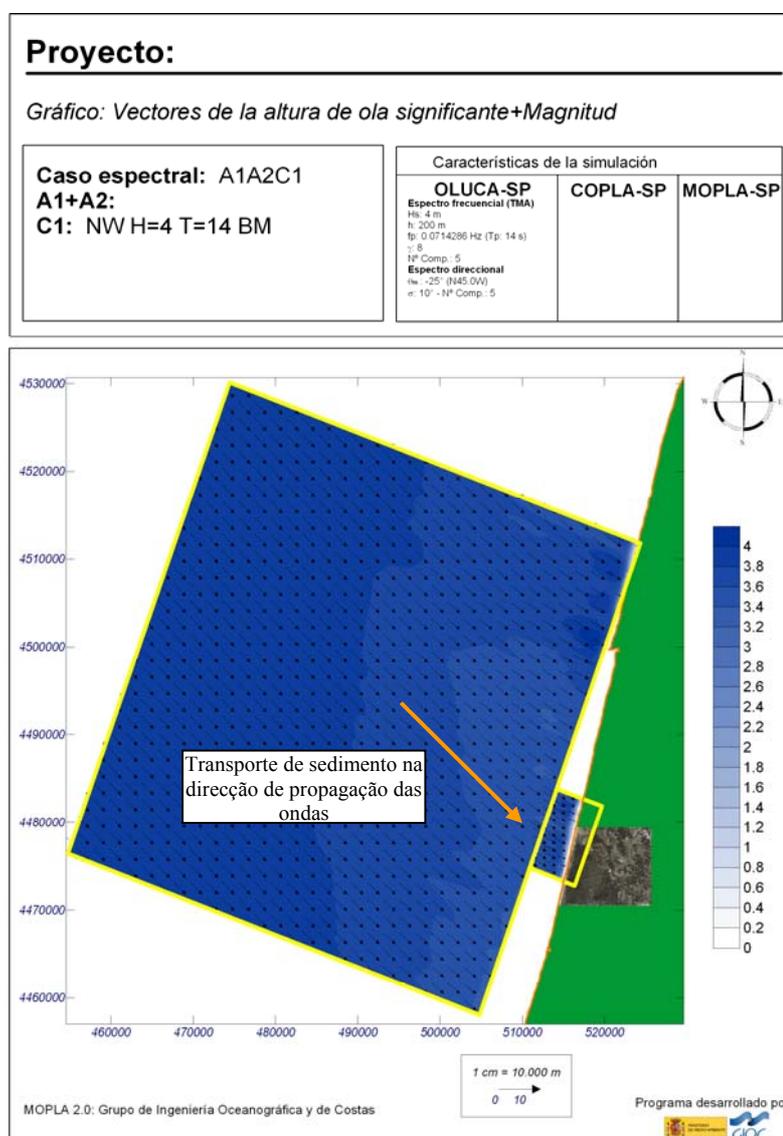


Figura VIII.4. Transporte do sedimento fora da zona de rebentação



Nesta zona, devido à inexistência de acidentes geográficos ou elementos artificiais que produzam alterações na propagação da ondulação, as ondulações mantêm a mesma direcção que tinham em profundidades de *offshore* ao propagar-se para a costa (Ver figura VIII.8). Como consequência, fora da zona de rebentação o transporte do sedimento dá-se na direcção de propagação da ondulação.

Na zona de rebentação

Dentro da zona de rebentação, o elemento que faz o transporte de sedimento é o sistema de correntes longitudinais gerado pela rotura da ondulação. O padrão de correntes longitudinais paralelas à costa e a sua intensidade dependem do nível de maré, da altura da onda e da direcção de incidência da ondulação. Quanto maior for a altura da onda, o nível da maré e quanto mais divirja a direcção de propagação da ondulação, para uma normal batimetria, maior será a intensidade da corrente. Deste modo observam-se as correntes mais débeis e, portanto, de menor capacidade de transporte quando a ondulação proceda de WNW e em maré baixa.

A direcção da corrente longitudinal paralela à costa e, portanto, a direcção segundo a qual ocorre o transporte de sedimento, depende do ângulo de incidência da ondulação relativamente à batimetria. Deste modo, quando a ondulação procede do sector WNW-NNW, a rotura da ondulação gera uma corrente longitudinal para SSW; quando a ondulação é de SSW-W, a corrente longitudinal transporta os sedimentos para NNE da zona de estudo.

Do conjunto de simulações efectuadas conclui-se que o saldo líquido de transporte na praia tem direcção SSW, como já foi comentado no Capítulo 4.

3.2.1 Influência das tempestades no perfil da praia e no traçado do emissário

A seguir apresenta-se o estudo realizado no Capítulo 4 sobre as alterações esperadas na linha de costa, associadas a tempestades, do perfil de praia. Este fenómeno, como se comentou anteriormente, é relevante porque permite determinar se a tubagem do emissário pode ficar descoberta devido aos efeitos do clima e, portanto, se o recobrimento de areia proposto no Projecto Base é suficiente para que a tubagem permaneça coberta durante a sua vida útil.

A análise da influência da tempestade realizou-se em duas partes: por um lado as alterações na zona de rebentação e por outro na zona fora da zona de rebentação.



3.2.1.1 Evolução do perfil transversal do traçado na zona de rebentação

No estudo da evolução do perfil transversal da Praia considerou-se uma vida útil de 50 anos como se recomenda na ROM 02.90 para obras de carácter industrial específico com um nível 2 de segurança, e um risco admissível durante a fase de serviço de 0.15, valor recomendado pela ROM para o caso de destruição total.

A expressão empregue para a determinação do período de retorno é a que se recolhe na ROM 02.90 e que relaciona a vida útil com o risco de falha e o período de retorno:

$$E = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^{L_f}$$

De acordo com a relação anterior, a tempestade seleccionada para determinar o retrocesso horizontal na zona de rebentação do perfil de praia onde se localizará o futuro emissário é a associada a um período de retorno de 308 anos.

Como se comprovou no capítulo 4.1 do presente documento, o perfil de equilíbrio da Praia de Mira ajusta-se perfeitamente ao perfil teórico proposto por Bernabeu. Contudo, dado que se dispõe do perfil real da praia graças à batimetria fornecida pela GEOMYTSA, pode-se estimar um retrocesso horizontal experimentado por um perfil de praia real antes do tempo de cálculo.

Em primeiro lugar, recorda-se quais eram as características do perfil de equilíbrio em condições médias. Posteriormente, determinam-se as características do perfil de equilíbrio depois do tempo de cálculo e, por último, analisa-se se o recobrimento proposto para o emissário é suficiente para garantir a sua estabilidade.

Forma do perfil de equilíbrio em condições médias

Como se comentou no Capítulo 4, a forma do perfil da praia em condições de equilíbrio em condições médias obteve-se mediante a teoria do perfil de equilíbrio parabólico de dois tramos de Bernabeu. No entanto, para estar do lado da segurança o cálculo do retrocesso experimentado pelo perfil durante uma tempestade, decidiu-se ajustar o perfil da praia a um perfil de Dean, pois não inclui a areia da barra.

As características que definem este perfil de equilíbrio em condições médias (Ver figura VIII.5), como se comentou anteriormente, são as reflectidas na tabela VIII.3.

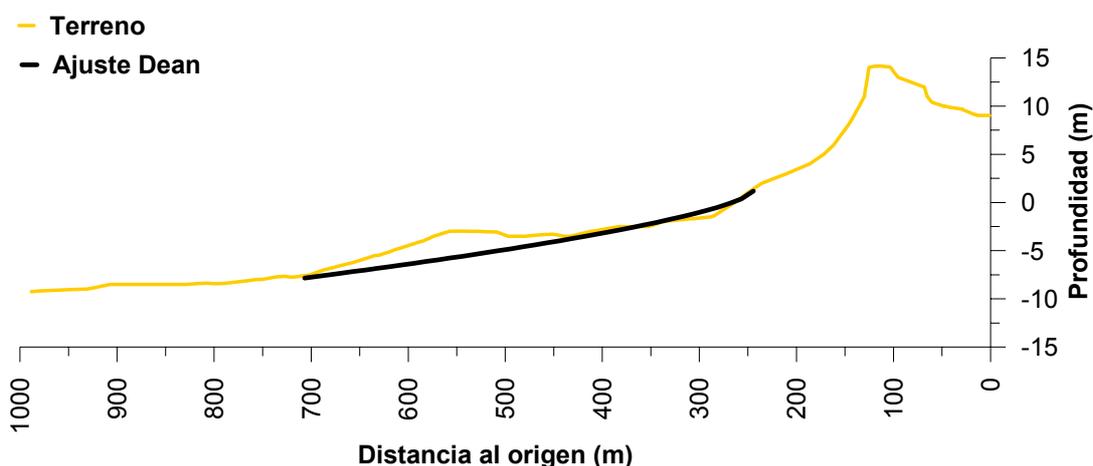


Figura VIII.5 . Perfil de equilíbrio teórico na Praia de Mira para condições médias

D_{50} (mm)	w (m/s)	K (adim.)	A ($m^{1/3}$)
0.4	0.05	0.65	0.175

Tabela VIII.3. Parâmetros que definem a forma do perfil de equilíbrio teórico em condições médias

Uma vez conhecida a forma do perfil de equilíbrio em condições médias, calculou-se a profundidade activa mediante a formulação de Birkemeier, que como se comentou anteriormente para condições médias do clima marítimo ($H_{s12}= 7.5$ m e $T_s=15$ s), é igual a 11.65 m.

Esta profundidade, como se indicou anteriormente é aquela a partir da qual o transporte de sedimentos transversal e longitudinal deixa de ser significativo.

Evolução do perfil transversal por efeitos de uma tempestade

O propósito de analisar a evolução do perfil transversal de uma praia é conhecer a resposta que este tem frente aos acontecimentos da tempestade. Esta análise levou-se a cabo mediante formulações teóricas que permitem estimar o retrocesso horizontal do perfil da praia produzido por uma tempestade.



Para calcular este retrocesso foi necessário conhecer as seguintes condições hidrodinâmicas da tempestade de cálculo:

1. Altura de onda da tempestade de cálculo:

A partir do regime extremo obtido a partir da base de dados SIMAR 44 (Ver figura VIII.6) determinou-se a altura de onda significativa associada a um período de retorno de 308 anos. A altura de onda é, então, 10.2 m aproximadamente.

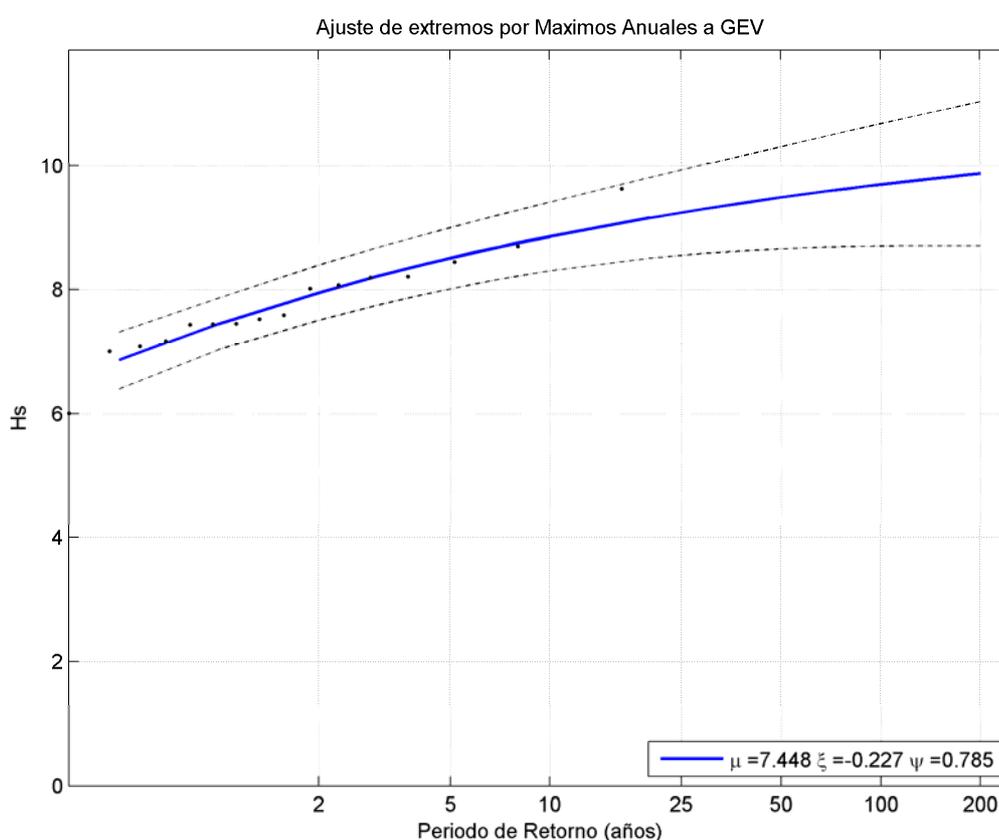


Figura VIII.5. Regime extremo da altura da onda significativa no ponto de captação.

Período de pico associado à altura de onda da tempestade de cálculo:

O período de pico associado à altura de onda da tempestade de cálculo é de 16 segundos aproximadamente.



Sobreelevação do nível do mar devida à maré meteorológica:

A sobrelevação do nível do mar devida à maré meteorológica associada ao período de retorno de 308 anos na Praia de Mira pode obter-se a partir do regime extremo obtido a partir da base de dados SIMAR 44 (Ver figura VIII.8).

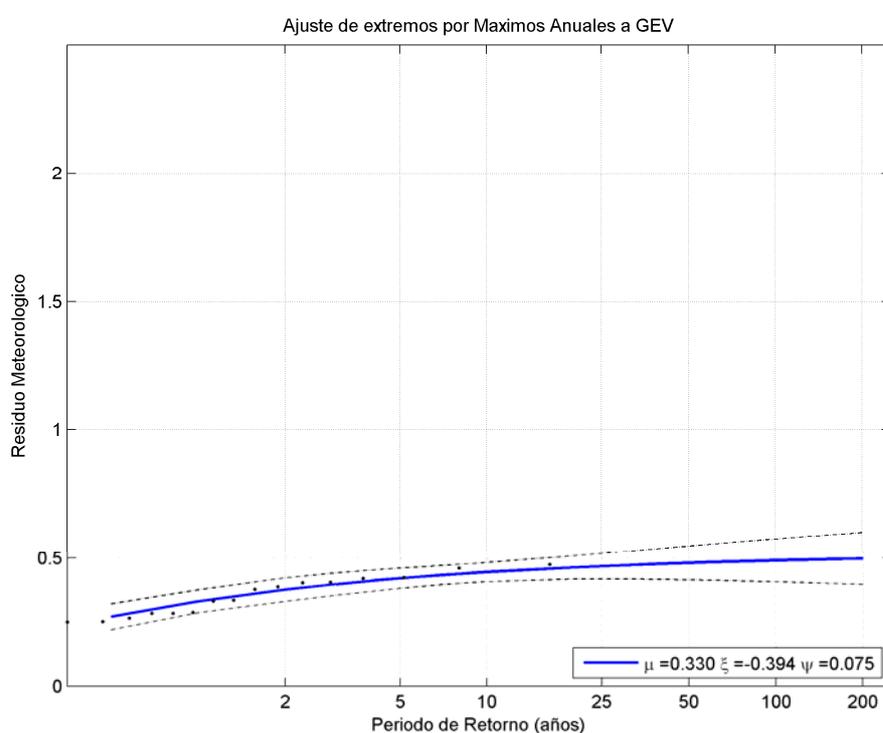


Figura VIII.6. Regime extremo do resíduo meteorológico

O resíduo máximo do nível do mar associado ao período de retorno de 308 anos é aproximadamente $S_p=0.50$ m. Mais ainda, o período de retorno necessário para que coincida esta sobrelevação com a altura de onda determinada para o cálculo do retrocesso da praia é muito maior que 308 anos.

Uma vez determinadas todas estas variáveis é possível calcular o retrocesso do perfil da praia. Para isso utilizou-se o perfil de Dean determinado para as condições médias, mas tendo em conta que neste caso a profundidade de fecho, ao falar de condições extremas, virá dada pela profundidade de rotura da altura de onda da tempestade considerada na base do perfil.



Para determinar o retrocesso experimentado pelo perfil de equilíbrio devido ao clima marítimo utilizou-se a teoria do perfil de equilíbrio de Dean e Brunn.

Os parâmetros necessários para aplicar este modelo de evolução do perfil de equilíbrio são os que se recolhem na tabela VIII.4.

Diâmetro do grão	$D_{50} = 0.4 \text{ mm}$
Velocidade de queda do grão	$w = 0.05 \text{ m/s}$
Parâmetro de forma	$A = 0.175 \text{ m}^{1/3}$
Sobreelevação do NMM devido a efeitos de pressão	$S = 50 \text{ cm}$
Altura da berma	$B = 0.5 \text{ m}$
Profundidade de fecho	$h^* = 11.65 \text{ m}$
Constante experimental	$K(\text{adim}) = 0.65$
Altura da onda de cálculo (Período de retorno 308 anos)	$H = 10 \text{ m}$
Período de pico associado à altura da onda de cálculo	$T = 16 \text{ s}$

Tabela VIII.4. Parâmetros de cálculo do retrocesso do perfil de praia devido ao clima marítimo

Empregando as equações correspondentes à teoria do perfil de equilíbrio de Dean e Brunn (ver figuras VIII.8 e VIII.9) obtiveram-se os seguintes resultados:

Distância relativamente à linha da costa a que se encontra a profundidade de fecho segundo a teoria do perfil parabólico	$W^* = 543.17 \text{ m}$
Retrocesso do perfil da praia devido aos efeitos da pressão em situação de equilíbrio	$R_p = 27.15 \text{ m}$
Retrocesso do perfil da praia devido aos efeitos de set up em situação de equilíbrio	$R_{su} = 46.62 \text{ m}$
Coefficiente de correcção	$\beta = 1$
Retrocesso total devido aos efeitos do clima	$R_{\text{clima}} = \beta (R_p + R_{su}) = 73.77 \text{ m}$

Tabela VIII.5. Retrocesso do perfil devido ao clima marítimo

Portanto o retrocesso horizontal do perfil da praia sob as piores condições climáticas, ou seja, no caso de sobreposição do efeito da mar meteorológica e da ondulação e para uma tempestade de duração infinita ($\beta = 1$), pode estimar-se que é de:

$$R_{\text{clima}} = 73.77 \text{ m}$$

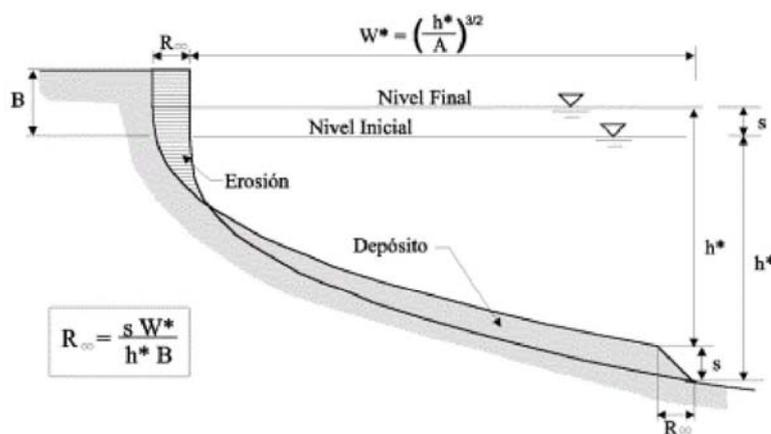
Aplicando este retrocesso ao perfil de equilíbrio de Dean determinado anteriormente para representar a praia, pode-se estimar a profundidade que fica a descoberto devido ao retrocesso horizontal anterior e propor assim uma cota de enterramento adequada para garantir a estabilidade do emissário.



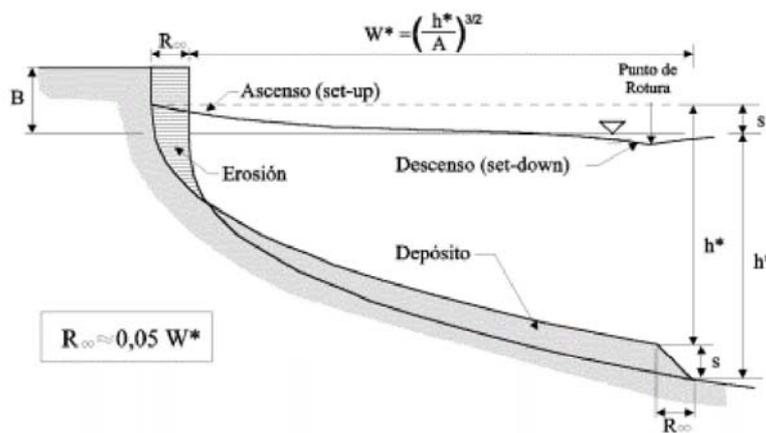
Cuadro A.II.2. Aplicaciones del Perfil de Equilibrio. Variación del Nivel del Mar

Un ascenso del nivel del mar, genera un déficit de arena en el perfil sumergido, que debe ser compensado con un retroceso del perfil. Si la duración del ascenso del nivel es suficiente, el perfil adoptará una nueva posición de equilibrio compensándose volúmenes de arena erosionados y acumulados. En las Figuras adjuntas, se muestra el retroceso de equilibrio, R_{∞} , en el caso de ascenso por marea meteorológica y ascenso por rotura del oleaje, "set-up". Si la duración del ascenso no es suficiente, el retroceso será menor que R_{∞} , (ver Cuadro III.9).

1. MAREA METEOROLÓGICA



2. SOBRE ELEVACIÓN POR OLEAJE



- R_{∞} = Retroceso de equilibrio
- s = Sobre elevación
- B = Altura de la Berma
- h^* = Profundidad de cierre (Cuadro A.II.1)
- W^* = Distancia horizontal de la Línea de Costa a h^*
- A = Parámetro de forma del perfil (Cuadro A.II.1)

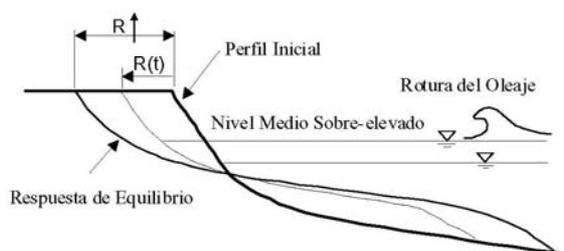
Figura VIII.7. Variação do perfil da praia devido à variação do nível do mar



Cuadro III.9.1. Modelo aproximado de retroceso de la línea de costa ante un temporal.

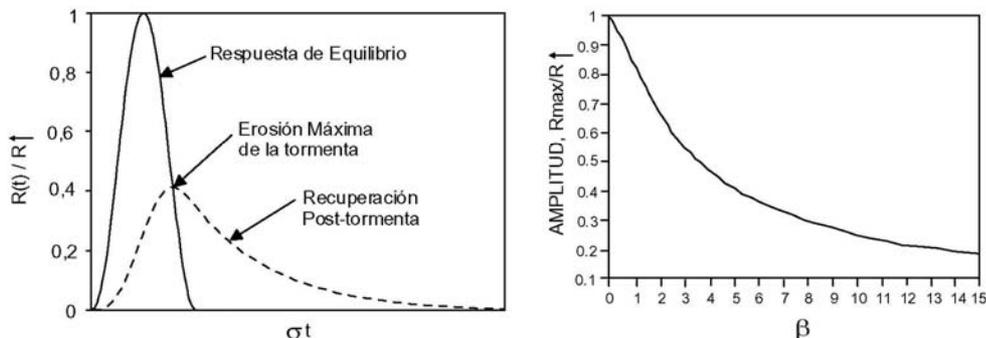
Cuando se produce un ascenso del nivel del mar, el perfil de playa erosiona la parte superior y acumula arena en la zona sumergida. Si el ascenso tiene duración suficiente, el perfil adoptará una nueva posición de equilibrio después de haber retrocedido la costa una magnitud $R \uparrow$, ver Cuadro A.II.2. Si la duración no es suficiente, el perfil habrá retrocedido una magnitud $R(t)$.

RESPUESTA DEL PERFIL DE PLAYA



Kriebel y Dean (1993), proponen que la velocidad de cambio (erosión) del perfil es proporcional al grado de desequilibrio del mismo, y de desarrollan una aproximación a $R(t)$ basada en el método de convolución. El resultado más relevante de este modelo es que, dado que la respuesta del perfil no es instantánea, el retroceso máximo ante un ascenso de tipo $\text{sen}^2(\pi t / T_D)$, como se presenta en la Figura, es menor que el que predice la teoría de equilibrio.

**RETROCESO DEBIDO A LA TORMENTA Y
PREDICCIÓN DE LA RECUPERACIÓN DEL PERFIL DE PLAYA**



La máxima erosión, R_{max} , es función del parámetro β , que mide la relación entre la duración del ascenso, T_D , y la escala de variación del perfil, T_s (tiempo que tarda el perfil en alcanzar el 63% del retroceso).

$$\beta = \frac{2\pi T_s}{T_D}$$

$$T_s \approx 320 \frac{H_b^{3/2}}{g^{1/2} A^3} \left(1 + \frac{h^*}{B} + \frac{m W^*}{h^*} \right)^{-1}$$

(ver Cuadros A.II.1 y A.II.4.6 para la definición de la notación)

Figura VIII.8. Variação do perfil da praia perante uma tempestade



3.2.1.2 Evolução do perfil transversal do tracado fora da zona de rebentação

Como já se comentou no Capítulo 4, as teorias aplicadas no capítulo anterior só são válidas dentro da zona activa do perfil da praia. Para a zona exterior não existem formulações que nos permitam quantificar o valor de transporte de sedimentos.

Não obstante, a profundidade de fecho, por definição, indica a zona a partir da qual o transporte líquido deixa de ser significativo, ainda que isto não signifique que seja nulo, dependerá da intensidade das correntes presentes na zona.

O transporte na zona activa do perfil deve-se principalmente às correntes produzidas pela rotura da ondulação. À medida que a distância à zona de rebentação aumenta, as correntes de rotura vão perdendo importância e as correntes de fundo devidas aos fenómenos da maré e dos movimentos das massas oceânicas vão adquirindo importância.

Neste caso, as correntes devidas aos movimentos de massas oceânicas são de uma ordem de magnitude inferior às devidas à maré, pelo que não poderão induzir um transporte líquido na ordem do obtido na zona de rebentação. Desta forma, o recobrimento de 3 m de areia sobre a geratriz inferior exterior, como se propõe na secção tipo do Projecto Base e se mostra no Capítulo 5 (Ver figura 5.2), assegurará a estabilidade da tubagem a partir da profundidade de fecho.

3.3 Conclusões

Ao elaborar o estudo do retrocesso sofrido pela linha de costa devido ao efeito combinado da Mudança Climática e de uma tempestade, observou-se que o retrocesso máximo esperado será a soma dos retrocessos associados a cada um deles e, portanto, o retrocesso total máximo será da ordem de 123.77 m dentro da zona de rebentação. Fora da zona de rebentação, como se comentou no capítulo anterior, as mudanças experimentadas pelo perfil da praia não são relevantes.

Uma vez conhecido o retrocesso horizontal total do perfil, medido na cota 0 do mesmo, é possível analisar analiticamente se há a possibilidade de ocorrência da descoberta do emissário como consequência do retrocesso.

O retrocesso estimado para a vida útil do emissário ascende a 123.77 m aproximadamente. Portanto, as equações associadas aos perfis de equilíbrio na situação actual e a situação futura estimada (com retrocesso) são as seguintes:



$x = (h/A)^{3/2} + 123.77$ Perfil de equilíbrio em condições médias

$h' = Ax^{2/3}$ Perfil de equilíbrio durante a tempestade de cálculo.

A partir das expressões analíticas de ambos os perfis é possível determinar qual é o descobrimento do perfil transversal devido ao retrocesso horizontal para cada valor de x , como se mostra na tabela VIII.6.

Profundidade h (m)	Distância à costa x (m)	Profundidade h' (m)	Perfil transversal descoberto $\Delta h = h' - h$
0	123.77	4.35	4.35
1	137.43	4.66	3.66
2	162.41	5.21	3.21
3	194.75	5.88	2.88
4	233.05	6.63	2.63
5	276.49	7.43	2.43
6	324.53	8.26	2.26
7	376.75	9.13	2.13
8	432.85	10.01	2.01
9	492.58	10.92	1.92
10	555.73	11.83	1.83
11	622.12	12.75	1.75
12	691.60	13.69	1.69
13	764.03	14.63	1.63
14	839.31	15.57	1.57

Tabela VIII.6. Descobrimento do perfil activo devido ao retrocesso horizontal

Na figura VIII.10 mostra-se o perfil teórico, que representa o perfil de equilíbrio em condições médias, junto com o perfil associado à tempestade de cálculo, que experimentou um retrocesso horizontal pelo efeito da ondulação.

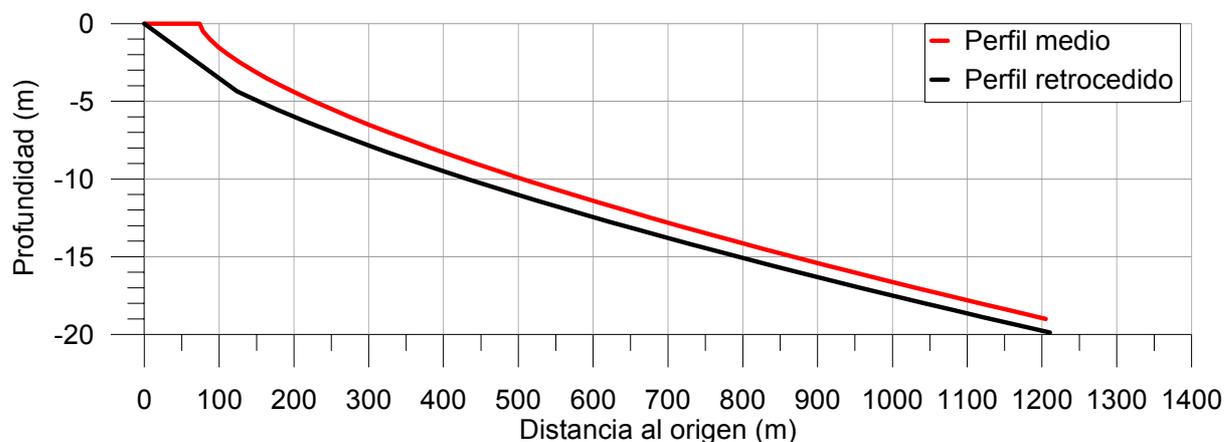


Figura VIII.9. Perfil de equilíbrio em condições médias e perfil de equilíbrio em condições extremas

Segundo os cálculos realizados sobre o perfil teórico de Dean, o retrocesso total máximo experimentado pelo perfil de equilíbrio, devido ao efeito combinado da Mudança Climática e a tempestade de cálculo durante a vida útil do emissário, considerada 50 anos, é de aproximadamente 123.77 m. Este traduz-se numa redução da cota do perfil de equilíbrio, de 4.35 m no nível de baixa-mar e de aproximadamente 1.75 metros nas proximidades da profundidade de corte (Ver tabela VIII.6). A partir da profundidade de corte as variações da cota do perfil de equilíbrio diminuem e são inferiores a 1.75 m.

Como conclusão, pode-se dizer que um recobrimento com material arenoso, da mesma natureza que o presente no perfil da praia, de espessura de 1.75 a 2 m para protecção sobre a geratriz inferior exterior da tubagem na zona do perfil activo, é suficientemente para assegurar que este não fique descoberto durante a sua vida útil.

No caso do emissário da instalação aquícola de Mira, como se dispõe da configuração geométrica do emissário e os recobrimentos que se requerem para que a tubagem não fique a descoberto (Ver tabela VIII.1), é possível analisar se parte do traçado do emissário ficará a descoberto em algum momento durante a sua vida útil por efeito do retrocesso horizontal experimentado pelo perfil de equilíbrio da Praia.

Comparando as tabelas VIII.1 e VIII.6, pode-se observar que o ponto crítico do ponto de vista de estabilidade da tubagem, devido a ter menor recobrimento, se encontra no final do emissário, a cerca de 2840 m medidos desde o ponto inicial da captação. Como se verifica na tabela VIII.6, neste ponto é necessário um recobrimento mínimo de, aproximadamente, 1.55-1.6 m sobre a geratriz inferior exterior do emissário para que não ocorra descobrimento. Comparando a cota do terreno natural com a cota da geratriz inferior



exterior do emissário, observa-se que no ponto crítico há um recobrimento de solo de 1.79 m. Portanto, em princípio na zona de ajuste, o recobrimento do emissário é suficiente para que não se produza um descobrimento durante a tempestade associada ao período de retorno de 308 anos, tendo em conta também o efeito da Mudança Climática.

O recobrimento requerido vai diminuindo, como se observa na tabela VIII.6, à medida que aumenta a profundidade, até que se torna mínimo no limite da profundidade de fecho (-11.65 m). Dado que o ajuste de Dean proposto não atinge esta cota, recomenda-se adicionar uma sobreespessura de 0.5 m, aproximadamente, sobre os recobrimentos (Δh) da tabela VIII.7, para garantir a segurança do emissário. Este facto não afecta os cálculos realizados, dado que na zona do perfil activo, o recobrimento existente é superior aos 2.8 m.

4 Conclusões

Do conjunto de estudos realizados para a redacção deste documento extraem-se as seguintes conclusões:

- Influência do emissário na estabilidade da Praia: a construção dos emissários da instalação aquícola de Mira só produz impactos locais insignificantes, não influi no padrão global do clima marítimo nem da dinâmica litoral. Portanto, não interfere na estabilidade da Praia de Mira nem se produzirá nenhum retrocesso da linha de costa por efeito das obras previstas.
- Influência da Praia sobre a estabilidade do emissário: quanto a este tema é necessário destacar as seguintes conclusões:
 - Nesta análise foi assumido o retrocesso devido à Mudança Climática obtido no projecto SIAM (Climate Change in Portugal: Scenarios, Impacts, and Adaptation Measures, 1999-2006), que supõe um retrocesso da linha de costa de 1 m/ano. Por conseguinte, espera-se um retrocesso na sua vida útil da ordem de 50 m.
 - Considerou-se o retrocesso devido à tempestade de cálculo (período de retorno de 308 anos), a qual produz um retrocesso máximo da linha de costa de 73.77 m.



- O retrocesso total máximo esperado é igual à soma dos retrocessos horizontais estimados para o efeito da tempestade e da Alteração Climática, o qual ascende a 123.77 m.
- Obtiveram-se os recobrimentos existentes actualmente a partir da configuração geométrica do emissário de captação (Ver tabela VIII.1) e comparando os recobrimentos com as variações da cota do perfil de equilíbrio devido ao retrocesso horizontal do mesmo. Constatou-se que, mesmo no pior caso (o retrocesso horizontal do perfil de equilíbrio realizou-se considerando uma duração infinita da tempestade), espera-se que o emissário não fique ao descoberto durante a sua vida útil.
- Em todo o caso, é sempre recomendável realizar um seguimento da dinâmica da zona activa de forma simultânea com os trabalhos de inspecção e manutenção do emissário, e assim, tomar as medidas correctivas pertinentes se necessário.