



Joaquim Maria Morais Pombo

Mestre em Geociências

Estudos Geotécnicos para o Fundeamento de Estruturas de Conversão da Energia das Ondas em *Offshore*

Dissertação para obtenção do grau de Doutor em
Engenharia Geológica

Orientadora: Doutora Eng.^a A. Paula F. da Silva, Professora
Auxiliar, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade
NOVA de Lisboa

Co-orientadora: Doutora Aurora da Conceição Coutinho
Rodrigues Bizarro, Investigadora Auxiliar, Instituto Hidrográfico

Presidente: Prof. Doutor Pedro Manuel Corrêa Calvente Barahona
Arguentes: Prof. Doutor Rui Pires de Matos Taborda
INVP Doutor João Manuel Marcelino Mateus da Silva

Vogais: Prof. Doutor António Alexandre Trigo Teixeira
Prof. Doutor Pedro Calé da Cunha Lamas
Prof. Doutora Ana Paula Fernandes da Silva



Setembro de 2016

Estudos Geotécnicos para o Fundeamento de Estruturas *Offshore* de Conversão da Energia das Ondas

Copyright® Joaquim Maria Morais Pombo, 2016

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade NOVA de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

AGRADECIMENTOS E DEDICATÓRIAS

Durante o longo processo que levou à concretização da presente investigação, muitos foram os contributos enriquecedores de várias pessoas e entidades, cuja contribuição, direta ou indireta, foi especialmente importante. Neste sentido, quero deixar aqui expressos os mais sinceros agradecimentos:

À Doutora Eng.^a Ana Paula Silva (professora auxiliar da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa), minha orientadora científica, agradeço a permanente disponibilidade, a discussão e revisão da presente Tese, bem como, as frutuosas sugestões que se revelaram uma mais valia para a presente investigação.

À Doutora Aurora Rodrigues (investigadora auxiliar e Chefe da Divisão de Geologia Marinha do Instituto Hidrográfico), minha orientadora científica, agradeço, não só, a forma como me apoiou durante este trabalho, sempre com total disponibilidade, mas também o incentivo, a confiança, os conhecimentos que me transmitiu, bem como a revisão e discussão exaustiva do manuscrito melhorando-o inequivocamente.

Ao Instituto Hidrográfico, na pessoa do seu Diretor Geral Contra-Almirante António Manuel de Carvalho Coelho Cândido, pela cedência de dados meios e condições logísticas que foram imprescindíveis para a realização da presente investigação.

Ao Doutor Eng.^o Trigo Teixeira, membro da Comissão de Acompanhamento, pela colaboração na revisão do presente documento.

À Doutora Anabela Oliveira, pela ajuda e apoio nos ensaios laboratoriais da fração fina por difratometria de raios X, bem como na interpretação e discussão dos resultados obtidos.

À Dr.^a Laura Reis pela ajuda na realização das campanhas de prospeção geofísica e no processamento dos perfis de *sub-bottom profiler* e *boomer*.

Ao Dr. João Duarte pela partilha da responsabilidade na realização das campanhas de prospeção geotécnica, que permitiram a obtenção da amostragem sedimentar utilizada na presente investigação.

A todos os colegas da divisão de Geologia Marinha pelo apoio na realização dos ensaios laboratoriais. De entre eles, realço a prestimosa colaboração de Aida Seabra, Cesarina Pádua, Milton Cabral, Nuno Lapa e Cassandra Pólvora.

Ao Eng.^o Santos Ferreira, pelo apoio, na iniciação à utilização do *software* do método dos elementos finitos.

À minha família (irmã e pais) tenho a agradecer a confiança e incentivo, bem como todo o apoio

que prestaram nos momentos mais difíceis.

Por fim ao Manel e à Sandra, todos os agradecimentos serão poucos. Agradeço o companheirismo, o apoio, a confiança, a leitura crítica do trabalho, bem como, todas as condições que me permitiram a realização desta investigação.

Ao Manel e à Sandra

RESUMO

O objetivo principal da presente dissertação é contribuir para o conhecimento das propriedades geotécnicas dos solos arenosos da plataforma continental portuguesa. Esta linha de investigação, lançada em 2010, é pioneira em Portugal e foca-se numa área do *offshore* português, ao largo de S. Pedro de Muel, entre as batimétricas de 30 e 60 m e a 4 km da costa.

Exposta aos agentes oceanográficos e meteorológicos representativos das latitudes médias portuguesas, esta área de estudo oferece condições únicas para avaliação e teste do desenvolvimento dos dispositivos de conversão de energia das ondas (WEC) e do vento em energia elétrica, no que se refere aos componentes de fundeamento.

Tendo em consideração os principais requisitos de fundeamento geralmente exigidos por aqueles dispositivos, realiza-se um estudo geotécnico dos solos marinhos daquela área, caracterizando-se a variabilidade geológica, vertical e horizontal, e os principais parâmetros físicos e mecânicos, estes últimos obtidos por ensaios de compressão triaxial.

A dissertação inclui uma introdução sobre a problemática do tema investigado, seguida de uma breve descrição dos diferentes dispositivos WEC existentes, alguns já testados em Portugal, incluindo a forma de os fixar ao subsolo marinho. Seguidamente, apresenta-se o enquadramento meteo-oceanográfico, morfológico, geológico e sedimentar dessa área em particular e a metodologia adotada no sentido de se atingirem os resultados pretendidos. As campanhas de prospeção geofísica e geotécnica e os ensaios laboratoriais realizados permitiram obter os primeiros dados e informações inéditas, do ponto de vista mecânico, para solos arenosos marinhos típicos deste sector do *offshore* Português, tendo sido explorados em exclusivo nesta investigação.

Estes dados, morfológicos, geofísicos, sedimentológicos e mecânicos, formam a base da caracterização geotécnica realizada e permitiram desenvolver um modelo geofísico, baseado nas características acústicas, um modelo geológico e geotécnico (G&G), a partir das propriedades intrínsecas dos solos, e um modelo geomecânico, com base nas características avaliadas para os diferentes tipos de solos arenosos.

O estudo termina com análise da fixação de âncoras de arraste Stevepris MK5 nos solos arenosos da área investigada, modelando-se a respetiva capacidade de sustentação última (UHC), considerando um estado plano de deformação e as características das unidades geotécnicas identificadas previamente e recorrendo ao método de elementos finitos (MEF), implementado num *software* comercializado. A avaliação contemplou a dimensão que aquelas âncoras devem ter para satisfazer as necessidades de sustentação de um dispositivo *Windfloat*, sem que seja ultrapassado o estado limite último de rotura do terreno (GEO). Esta análise segue a abordagem de cálculo 1 com a combinação 2, como recomendado no Eurocódigo 7 (NP EN 1997-1:2010).

Os resultados obtidos são validados pela sua comparação com os valores recomendados pelo fabricante das âncoras (Vryhof, 2010), que se revela positiva, verificando-se que são da mesma

ordem de grandeza. Esta constatação atesta a robustez e adequabilidade da metodologia desenvolvida nesta investigação relativa à instalação de dispositivos WEC e das plataformas flutuantes eólicas no *offshore* Português, utilizando os sistemas de fundeamento em catenária com âncoras de arraste, bastante utilizados neste tipo de projetos.

Palavras-chave: Caracterização geotécnica; Solos marinhos arenosos; Ensaio triaxiais; Fundeamento de WEC; Âncoras de arraste; Estado limite último GEO.

ABSTRACT

The main objective of this research is to improve the knowledge of the geotechnical properties of the sandy soils of the Portuguese continental shelf. This study, launched in 2010, is the first work carried out in Portugal regarding the characterization of the geotechnical properties of the marine soils off the Portuguese coast. A small area off S. Pedro de Muel, at distance of 4km from the coast and at water depths between 30 and 60 m, was selected.

Exposed to the representative oceanographic and meteorological agents of the Portuguese mid-latitudes, this area offers unique conditions to assess and test the feasibility of wave conversion devices of marine kinetic energy (WEC) and wind into electricity, in special in what concerns the deployment components.

Taking into account the main anchoring requirements generally demanded by floating devices, the research was focused in the geotechnical study of marine soils of the area and the spatial variability of physical and mechanical parameters, closely related to the geological structure and composition. The mechanical parameters were evaluated by triaxial compression tests.

The dissertation includes an introduction to the research theme and a brief description of the main known devices used to harness wave energy, including how to anchor them to the seabed. Then, the study area is presented (meteorological, oceanographic, morphological, geological and sedimentary setting) and the research methodology (geophysical and geotechnical surveys and laboratory tests) is described as well as the entire data set.

Such information (morphological, geophysical, sedimentological and mechanical) forms the basis of the geotechnical characterization, and facilitated the implementation of several models: geophysical, based on the acoustic properties; geological and geotechnical model (G&G), based on the seabed properties; and finally a geomechanical model, based on the strength characteristics of the different types of sandy soils.

The dissertation concludes with an analysis of three types of drag anchors Stevepris MK5 fixed on the sandy soils of the potential exploration area, modeling its ultimate holding capacity (UHC), considering a plane stress state and characteristics values for the geotechnical units' proprieties, that have been previously identified, and by using a finite element method (MEF) implemented in a commercially available software. The evaluation included the selection of those anchors' dimension to meet the requirements of holding a Windfloat device, without significantly exceeding the ultimate limit state by failure in the ground (GEO). This analysis follows the calculation approach recommended in Eurocode 7 (NP EN 1997-1: 2010). These results are validated by comparison with the values recommended by the anchors' manufacturer (Vryhof, 2010). It is concluded that, for the three types of anchors considered, the results are significantly positives, since the FEM results are within the margin recommended by the manufacturer.

This is a solid indication of the robustness and appropriateness of the methodology applied during this work, regarding to the use of WEC devices and floating wind platforms at the Portuguese offshore, with the deployment of drag anchors, a solution that is used often.

Keywords: Geotechnical characterization; Marine sandy soils; triaxial tests; WEC anchoring; Drag anchors; Ultimate Limit State (GEO).

ÍNDICE GERAL

RESUMO	IX
ABSTRACT	XI
ÍNDICE DE FIGURAS	XVII
ÍNDICE DE TABELAS	XXV
LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	XXVII
SÍMBOLOS	XXVIII
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Objetivos	4
1.2. Localização da área de estudo.....	5
1.3. Metodologia geral adotada	5
1.3.1. Publicações técnicas e científicas	6
1.3.2. Dados originais.....	7
1.4. Organização da dissertação	7
2. ESTRUTURAS DE CONVERSÃO DE ENERGIA DAS ONDAS E FIXAÇÃO AO SUBSOLO MARINHO	9
2.1. Dispositivos de aproveitamento da energia das ondas	9
2.1.1. Dispositivos ao largo da costa (<i>offshore</i>) ou de terceira geração	10
2.2. Dispositivos testados e/ou instalados em Portugal	14
2.3. Sistemas de fundeamento de estruturas flutuantes em <i>offshore</i>	16
2.4. Sistemas de fixação ao subsolo marinho	17
2.4.1. Superficiais ou gravíticos.....	17
2.4.2. Fixos no subsolo.....	19
2.5. Estudos geológicos e geotécnicos realizados na plataforma continental portuguesa .	25
2.6. Estudos geológicos e geotécnicos a nível internacional	27
2.7. Estudos geotécnicos para fixação de âncoras de arraste no subsolo marinho	27
2.7.1. Métodos empíricos	28
2.7.2. Métodos numéricos	32
2.7.2.1. Método do equilíbrio limite	32
2.7.2.2. Método dos elementos finitos (MEF).....	32

3. ENQUADRAMENTO DA ÁREA DE ESTUDO.....	35
3.1. Oceanografia	35
3.1.1. Agitação marítima.....	35
3.1.2. Correntes	39
3.1.3. Marés.....	41
3.2. Morfologia e geologia.....	43
3.3. Súmula	51
4. METODOLOGIA ADOTADA E DADOS UTILIZADOS.....	53
4.1. Metodologias de estudo.....	53
4.1.1. Campanhas de prospeção hidrográfica e geofísica em <i>offshore</i>	53
4.1.1.1. Sondagem batimétrica	53
4.1.1.2. Reflexão sísmica	55
4.1.2. Campanhas de prospeção geotécnica em <i>offshore</i>	59
4.1.3. Tratamento da amostragem e procedimentos laboratoriais.....	63
4.1.3.1. Ensaios não destrutivos	64
4.1.3.2. Ensaios destrutivos	69
4.1.3.3. Classificação dos solos marinhos	78
4.2. Dados e informações originais	79
4.2.1. Campanhas de prospeção geofísica e geotécnica em <i>offshore</i>	80
4.2.2. Ensaios laboratoriais realizados.....	83
5. MODELO GEOFÍSICO	85
5.1. Análise morfológica.....	85
5.2. Caracterização da estrutura sedimentar	89
5.2.1. Unidades sísmicas.....	90
5.2.1.1. Unidade U1 (<i>bedrock</i>)	90
5.2.1.2. Unidade U2.....	90
5.2.1.3. Unidade U3.....	93
5.2.2. Caracterização das unidades sísmicas nos locais da amostragem vertical	93
5.2.3. Mapa de espessuras	100
5.2.4. Súmula: Modelo 3D	102

6. MODELO GEOLÓGICO E GEOTÉCNICO	105
6.1. Cartografia dos depósitos superficiais.....	105
6.2. Características dos solos marinhos.....	107
6.2.1. Dados recolhidos <i>in situ</i> durante a amostragem	107
6.2.2. Caracterização laboratorial da amostragem vertical.....	112
6.2.2.1. Amostra vertical E06VC	113
6.2.2.2. Amostra vertical E07VC	120
6.2.2.3. Amostra vertical E08VC	125
6.2.2.4. Amostra vertical E12VC	129
6.2.2.5. Amostra vertical E15VC	135
6.2.2.6. Amostra vertical E16VC	139
6.2.2.7. Amostra vertical VC16.....	145
6.2.2.8. Amostra vertical E18VC	149
6.3. Símula: Modelo 3D	152
7. MODELO GEOMECÂNICO.....	157
7.1. Caracterização da resistência ao corte dos solos marinhos.....	157
7.1.1. Ensaio triaxiais.....	158
7.1.1.1. Parâmetros de resistência ao corte.....	175
7.1.1.2. Efeitos da tensão confinante	177
7.1.1.3. Parâmetros de rotura.....	179
7.1.1.4. Módulo de deformabilidade	182
7.2. Sumula: modelo 3D	184
8. CAPACIDADE DE SUSTENTAÇÃO DE ÂNCORAS DE ARRASTE NO OFFSHORE ARENOSO PORTUGUÊS – UM CONTRIBUTO	185
8.1. Premissas de cálculo.....	186
8.1.1. Abordagem de cálculo	186
8.1.2. Características do sistema de fundeamento	186
8.2. MEF – estado plano de deformação.....	189
8.2.1. Resultados das simulações efetuadas	192
8.2.1.1. Fixação das âncoras na coluna sedimentar caracterizada pela amostra vertical E06VC.....	192

8.2.1.2. Fixação das âncoras na coluna sedimentar caracterizada pela amostra vertical E08VC	195
8.2.1.3. Verificação dos resultados	198
8.3. Síntese	198
9. CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	201
9.1. Considerações finais.....	201
9.2. Desenvolvimentos futuros	207

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 - Potencial de aproveitamento dos diferentes recursos energéticos à escala da União Europeia	2
Figura 1.2 - Localização da área de estudo, espaçamento das linhas batimétricas de 10 m	5
Figura 1.3 – Fluxograma dos dados e informações utilizada na presente dissertação.....	6
Figura 2.1 - Dispositivo AWS III e visualização de um parque de AWS III.....	11
Figura 2.2 – OE buoy instalados para testes em Cork e Nantes	11
Figura 2.3 – Aspetos do dispositivo Pelamis e da infraestrutura do parque para a respetiva instalação	12
Figura 2.4 – Sistema Aquabuoy e respetivo esquema de funcionamento	13
Figura 2.5 – Dispositivo OPT power Buoy (esquerda), esquema do dispositivo (centro) e pormenor do gerador elétrico e pistões (direita)	13
Figura 2.6 - Central CAO da ilha do Pico nos Açores e esquema de central CAO	14
Figura 2.7 – Conversor <i>Archimedes Wave Swing</i> e respetivo esquema.....	14
Figura 2.8 – Aspetos de uma das pás do dispositivo Waveroller e esquema destes dispositivos instalados sobre o fundo marinho.....	15
Figura 2.9 - Sistema Windfloat e respetivo esquema de fundeamento das estruturas flutuantes	15
Figura 2.10 - Sistemas de fundeamento de estruturas flutuantes	16
Figura 2.11 – Aspetos de poitas de betão (em cima) e de aço (em baixo)	18
Figura 2.12 – Aspetos das caixas de aço	19
Figura 2.13 – Aspetos da construção de grelhas e respetivo esquema de instalação.....	19
Figura 2.14 – Aspetos das âncoras de arraste <i>Vryhof Stevpris MK6</i> e da <i>Stevpris MK5 Stevshark</i>	20
Figura 2.15 – Âncora <i>Vryhof Stevmanta</i> à esquerda e âncora <i>Bruce Dennla Mk4</i> à direita	21
Figura 2.16 – Âncora <i>DPA</i> à esquerda e âncora torpedo à direita.....	21
Figura 2.17 – Âncora <i>OMNI-Max™</i> e respetivo esquema de instalação	22
Figura 2.18 – Imagens de estacas de sucção	23
Figura 2.19 – Aspetos da âncora do tipo <i>SEPLA</i> e respetivo sistema de instalação	23
Figura 2.20 – Diagrama da capacidade de sustentação última para os diversos tipos de âncoras de arraste	29

Figura 2.21 – Diagrama da capacidade de sustentação última (UHC) para os diversos tamanhos de âncoras de arraste Stevpris MK5.....	30
Figura 2.22 – Diagramas de penetração e arraste para os diversos tamanhos de âncoras Stevpris MK5.....	31
Figura 3.1– Percentagem de ocorrências de estados do mar provenientes de NW, W e SW para a boia de Leixões.....	36
Figura 3.2 - Ocorrência de temporais por classes de direção e de altura significativa (m) para a boia de Leixões.....	37
Figura 3.3 – Distribuição sazonal da altura significativa da onda.....	39
Figura 3.4 – Corrente total a 10, 20, 30 e 40 m de profundidade para o período entre Janeiro e março de 2012.....	40
Figura 3.5 – Corrente <i>longshore</i> a 10, 20, 30 e 40 m de profundidade.....	40
Figura 3.6 - Corrente <i>cross-shore</i> a 10, 20, 30 e 40 m de profundidade.....	41
Figura 3.7 – Histograma de alturas de maré na estação da Figueira da Foz, Cais Comercial, no período de 1977 a 1984.....	42
Figura 3.8 – Histograma de alturas de maré na estação da Figueira da Foz, Cais dos Serviços, no período de 1984 a 1985.....	42
Figura 3.9 - Histograma de alturas de maré na estação da Figueira da Foz, Cais dos Serviços, no período de 2008 a 2011.....	43
Figura 3.10 – Carta de declives.....	44
Figura 3.11 – Extrato do mapa estrutural da plataforma continental entre a Figueira da Foz e a Nazaré. Indicadas as estruturas geológicas mais importantes. Área de estudo assinalada com polígono vermelho.....	45
Figura 3.12 – Extrato da cartografia das formações sísmicas subaflorantes na plataforma continental entre a Nazaré e a Figueira da Foz.....	46
Figura 3.13 – Cartografia dos depósitos sedimentares superficiais.....	47
Figura 3.14 – Características médias dos depósitos litorais.....	48
Figura 3.15 – Características médias dos depósitos areno-cascalhentos da plataforma média.....	50
Figura 4.1 – Esquema simplificado de um sondador acústico de feixe simples, esquerda, e visualização típica dos dados, direita.....	54
Figura 4.2 – Esquema de propagação dos feixes acústicos num levantamento hidrográfico com recurso ao sistema sondador multifeixe.....	54
Figura 4.3 – Esquema simplificado dos sistemas de reflexão sísmica.....	56

Figura 4.4 – Aspeto de um sismograma obtido com o sistema <i>chirp</i>	56
Figura 4.5 - <i>Catamaran</i> com a placa de <i>boomer</i> instalada (IH) e sistema em detalhe	57
Figura 4.6 – Esquema de aquisição de sinal do sistema ECHOES 3500 e antena com os transdutores e recetores instalados no casco do navio NRP “Almirante Gago Coutinho” ..	58
Figura 4.7– Colhedor <i>Smith-McIntyre</i> e aspeto da respetiva operação de colheita de amostra superficial	60
Figura 4.8 - <i>Vibrocorer</i> elétrico Rossfelder P-5C com estrutura de verticalização	60
Figura 4.9 – Aspetos do equipamento desenvolvido para medir a penetração e a força exercida pelo <i>vibrocorer</i>	61
Figura 4.10 – Medição da penetração máxima do tubo do amostrador após a colheita de uma amostra	62
Figura 4.11 – Força de tração máxima registada no arranque do tubo de penetração, à esquerda para a amostra vertical E07VC e à direita corresponde à amostra E012VC	62
Figura 4.12 – Execução das radiografias das amostras verticais no ISQ	65
Figura 4.13 – Sistema para avaliação da suscetibilidade magnética	66
Figura 4.14 – Aspetos da realização dos ensaios para medição da propagação da velocidade das ondas <i>P</i> nas amostras verticais colhidas	68
Figura 4.15 – Aspetos do equipamento utilizado para medição da velocidade de propagação das ondas sísmicas em provetes dos ensaios triaxiais	68
Figura 4.16 - Provetes selecionados para ensaios triaxiais.....	69
Figura 4.17 – Seccionamento, de 2 em 2 cm, dos testemunhos verticais	70
Figura 4.18 – Difrátometro de raios X: modelo X’Pert PRO da PANalytical (esquerda) e aspeto da respetiva preparação das amostras (direita)	75
Figura 4.19 - Difrátograma da fração < 63 μm da subamostra 0-5 cm da amostra vertical E08VC	76
Figura 4.20 – Localização dos perfis sísmicos executados com o sistema SBP	80
Figura 4.21 – Localização dos perfis sísmicos executados com o sistema <i>boomer</i>	81
Figura 4.22 – Localização da amostragem superficial e vertical realizada	82
Figura 4.23 – Processamento de amostras verticais a bordo dos navios hidrográficos.....	83
Figura 5.1 - Modelo digital da superfície do fundo marinho da área em estudo.....	85
Figura 5.2 - Batimétricas com espaçamento de 1 m para a área investigada.....	86
Figura 5.3 - Mapa de declives da área investigada	87

Figura 5.4 – Perfis batimétricos cuja localização integra a Figura 5.3.....	88
Figura 5.5 – Imagem de <i>backscatter</i> do fundo marinho e pormenor das formas de fundo	89
Figura 5.6 - Perfil sísmico adquirido com o sistema <i>boomer</i> , com orientação WNW-ESE, ilustrando a estrutura da área de estudo	91
Figura 5.7 – Perfil sísmico de <i>chirp</i> característico da área de estudo com orientação WNW-ESE	92
Figura 5.8 – Localização dos perfis de <i>boomer</i> e das amostras verticais colhidas.....	93
Figura 5.9 – Excerto do perfil <i>boomer</i> - Linha 7 com localização das amostras verticais E06VC e E07VC (em cima). Localização na Figura 5.8: pormenores do perfil sísmico na zona onde se efetuou a amostra E06VC (em baixo à esquerda) e a amostra E07VC (em baixo à direita)	94
Figura 5.10 - Excerto do perfil <i>boomer_linha 3a</i> no local da amostra vertical E12VC. Localização na Figura 5.8.....	95
Figura 5.11 - Excerto do perfil <i>boomer_linha 6</i> no local da amostra vertical E16VC. Localização na Figura 5.8	96
Figura 5.12 – Localização dos perfis de SBP e das amostras verticais colhidas.....	96
Figura 5.13 – Excerto do perfil de SBP_linha 21 adquirido no local onde se realizou a amostra vertical E06VC. Localização na Figura 5.12.....	97
Figura 5.14 - Excerto do perfil SBP_linha 38 adquirido no local onde se realizou a amostra vertical E08VC. Localização na Figura 5.12.....	97
Figura 5.15 – a) Perfil SBP_linha 2 com a localização das amostras verticais E12VC, E07VC e E15VC; b) pormenor do perfil onde se realizou a amostra E12VC; c) pormenor do perfil onde se realizou a amostra E07VC; d) pormenor do perfil onde se realizou a amostra E15VC. Localização do perfil na Figura 5.12.....	98
Figura 5.16 - Excerto do perfil SBP_linha 27 adquirido no local onde se realizou a amostra vertical E16VC. Localização na Figura 5.12.....	99
Figura 5.17 – Perfis de <i>chirp</i> característicos da unidade U2 quando aflorante; pormenor do perfil onde se realizou a amostra E18VC (esquerda); pormenor do perfil onde se realizou a amostra VC16 (direita). Localização na Figura 5.12	100
Figura 5.18 – Mapa de espessura das unidades sísmicas U2 + U3. As diferentes classes representam a espessura em metros (entre o fundo marinho e o refletor R1)	101
Figura 5.19 – Mapa de espessura da unidade sísmica U3. As diferentes classes representam a espessura da unidade sísmica U3 em metros (entre o fundo marinho e o refletor R2)	101
Figura 5.20 – Perspetiva tridimensional da estrutura e da arquitetura deposicional das camadas sedimentares da área investigada	102

Figura 6.1 – Cartografia dos depósitos sedimentares superficiais baseada nos resultados dos ensaios laboratoriais efetuados e de acordo com a classificação unificada de solos.....	105
Figura 6.2 – Mapa dos depósitos sedimentares superficiais da área em estudo realizado com base em ambas as metodologias (informação da retrodispersão do <i>bacscatter</i> e dos resultados laboratoriais).....	106
Figura 6.3 – Pormenor da penetração do tubo do amostrador (linha vermelha) e da velocidade de penetração (linha azul) obtidas durante a realização da amostra vertical E06VC.....	108
Figura 6.4 – Pormenor da penetração do tubo do amostrador (linha vermelha) e da velocidade de penetração (linha azul) obtidas durante a realização da amostra vertical E07VC.....	109
Figura 6.5 – Pormenor da penetração do tubo do amostrador (linha vermelha) e da velocidade de penetração (linha azul) obtidas durante a realização da amostra vertical E08VC.....	110
Figura 6.6 – Pormenor da penetração contínua do tubo do amostrador (linha vermelha) e da velocidade de penetração (linha azul) obtidas durante a amostragem vertical E12VC....	111
Figura 6.7 – Pormenores da penetração contínua do tubo do amostrador obtida durante as amostragens verticais E06VC, E07VC, E08VC e E12VC.....	111
Figura 6.8 – Representação dos resultados dos ensaios laboratoriais efetuados em solos representativos dos ambientes de sedimentação amostrados verticalmente pela amostra E06VC e respetiva classificação unificada de solos.....	114
Figura 6.9 – Distribuição da abundância relativa dos minerais silto-argilosos ao longo da amostra vertical E06VC (linha vermelha).....	119
Figura 6.10 - Representação dos resultados dos ensaios laboratoriais efetuados em solos representativos dos ambientes de sedimentação amostrados verticalmente pela amostra E07VC e respetiva classificação unificada de solos.....	121
Figura 6.11 - Distribuição da abundância relativa dos minerais silto-argilosos ao longo da amostra vertical E07VC (linha vermelha).....	124
Figura 6.12 – Representação dos resultados dos ensaios laboratoriais efetuados em sedimentos representativos dos ambientes de sedimentação amostrados verticalmente pela amostra E08VC e respetiva classificação unificada de solos.....	126
Figura 6.13 - Distribuição da abundância relativa dos minerais silto-argilosos ao longo da amostra vertical E08VC (linha vermelha).....	127
Figura 6.14 – Representação dos resultados dos ensaios laboratoriais efetuados em solos representativos dos ambientes de sedimentação amostrados verticalmente pela amostra E12VC e respetiva classificação unificada de solos.....	131
Figura 6.15 - Distribuição da abundância relativa dos minerais silto-argilosos ao longo da amostra vertical E12VC (linha vermelha).....	132

Figura 6.16 – Representação dos resultados dos ensaios laboratoriais efetuados em solos representativos dos ambientes de sedimentação amostrados verticalmente pela amostra E15VC e respetiva classificação unificada de solos.....	136
Figura 6.17 - Distribuição da abundância relativa dos minerais silto-argilosos ao longo da amostra vertical E15VC (linha vermelha)	137
Figura 6.18 – Representação dos resultados dos ensaios laboratoriais efetuados em solos representativos dos ambientes de sedimentação amostrados verticalmente pela amostra E16VC e respetiva classificação unificada de solos.....	141
Figura 6.19 - Distribuição da abundância relativa dos minerais silto-argilosos ao longo da amostra vertical E16VC (linha vermelha)	142
Figura 6.20 – Representação dos resultados dos ensaios laboratoriais efetuados em solos representativos dos ambientes de sedimentação amostrados verticalmente pela amostra VC16 e respetiva classificação unificada de solos	147
Figura 6.21 – Representação dos resultados dos ensaios laboratoriais efetuados em solos representativos dos ambientes de sedimentação amostrados verticalmente pela amostra vertical E18VC e respetiva classificação unificada de solos	150
Figura 6.22 – Modelo geológico e geotécnico simplificado	152
Figura 7.1 – Curva de tensão / deformação do provete 5	161
Figura 7.2 – Curva de extensão volumétrica / extensão axial do provete 5	162
Figura 7.3 – Curva de tensão / deformação do provete 7	162
Figura 7.4 – Curva de extensão volumétrica / extensão axial do provete 7	163
Figura 7.5 – Curva de tensão / deformação do provete 8	164
Figura 7.6– Curva de extensão volumétrica / extensão axial do provete 8	164
Figura 7.7 – Curva de tensão / deformação do provete 9	165
Figura 7.8 – Curva de extensão volumétrica / extensão axial do provete 9	166
Figura 7.9 – Curva de tensão / deformação do provete 10	166
Figura 7.10 – Curva de extensão volumétrica / extensão axial do provete 10	167
Figura 7.11 – Curva de tensão / deformação do provete 11	168
Figura 7.12 – Curva de extensão volumétrica / extensão axial do provete 11	169
Figura 7.13 – Curva de tensão / deformação do provete 12	169
Figura 7.14 – Curva de extensão volumétrica / extensão axial do provete 12	170
Figura 7.15 - Curva de tensão / deformação do provete 13	171
Figura 7.16 - Curva de extensão volumétrica / extensão axial do provete 13.....	171

Figura 7.17 - Curva de tensão / deformação do provete 14	172
Figura 7.18 - Curva de extensão volumétrica / extensão axial do provete 14.....	173
Figura 7.19 - Curva de tensão / deformação do provete 15	173
Figura 7.20 - Curva de extensão volumétrica / extensão axial do provete 15.....	174
Figura 7.21 – Curvas da tensão normalizada vs extensão axial dos provetes 5, 8 e 9.....	177
Figura 7.22 – Curvas da tensão normalizada vs extensão axial dos provetes 10 a 14.....	178
Figura 7.23 – Diagrama q-p' do provetes 5, 8 e 9.....	179
Figura 7.24 – Diagrama q-p' do provetes 10, 11, 12, 13 e 14	180
Figura 7.25 – Diagrama q-p' do provetes P5 e P9 para determinação do ângulo de resistência ao corte crítico.....	180
Figura 7.26 - Diagrama q-p' do provetes 10, 11, 12, 13 e 14 para determinação do ângulo de resistência ao corte crítico	181
Figura 7.27 – Modelo geomecânico simplificado para a área de estudo.....	184
Figura 8.1 – Padrão de fundeamento das âncoras (A) para um dispositivo WEC na área estudada.....	187
Figura 8.2 - Âncora Stevpris MK5 e a sua geometria simplificada adotada no método de cálculo (vermelho)	188
Figura 8.3 – Posicionamento de âncoras de arraste Stevpris MK5 no fundeamento do projeto <i>WindFloat</i>	189
Figura 8.4 - Esquema representativo do posicionamento provável das âncoras Stevpris MK5 após instalação em solos marinhos arenosos e a respetiva geometria simplificada, a vermelho.....	189
Figura 8.5 - Vista geral do modelo utilizado no MEF, com simplificação do perfil da coluna sedimentar no local da amostra vertical E06VC	191
Figura 8.6 - Vista geral do modelo adotado no MEF, com simplificação do perfil da coluna sedimentar no local da amostra vertical E08VC	191
Figura 8.7 - Curvas da tração mobilizada na manilha da âncora vs deslocamentos para o perfil E06VC.....	193
Figura 8.8 – Deslocamentos horizontais máximos verificados pelas solicitações de tração (Ta) aplicadas na manilha da âncora de 5 t para o perfil E06VC, vetores à escala da figura (ampliação 1x).....	194
Figura 8.9 – Deslocamentos horizontais máximos verificados pelas solicitações de tração (Ta) aplicadas na manilha da âncora de 10 t para o perfil E06VC, vetores à escala da figura (ampliação 1x).....	194

Figura 8.10 - Curvas de tração mobilizada na manilha da âncora vs deslocamento para o perfil E08VC	195
Figura 8.11 – Deslocamentos horizontais máximos verificados pelas solicitações de tração (Ta) aplicadas na manilha da âncora de 5 t para o perfil E08VC, vetores à escala da figura (ampliação 1x).....	196
Figura 8.12 – Deslocamentos horizontais máximos verificados pelas solicitações de tração (Ta) aplicadas na manilha da âncora de 10 t para o perfil E08VC, vetores à escala da figura (ampliação 1x).....	197
Figura 8.13 – Deslocamentos horizontais máximos verificados pelas solicitações de tração (Ta) aplicadas na manilha da âncora de 15 t para o perfil E08VC, vetores à escala da figura (ampliação 1x).....	197

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Principais vantagens e limitações dos diversos tipos de sistemas de fixação ao subsolo marinho.....	24
Tabela 3.1 – Dados mensais de alturas significativa, máxima e mínima das ondas, direção média e período de pico de onda	38
Tabela 4.1 – Listagem dos ensaios laboratoriais realizados e respectivos procedimentos normativos.....	64
Tabela 4.2 - Sistema unificado de classificação de solos.....	79
Tabela 4.3– Parâmetros e número de ensaios realizados na presente investigação	84
Tabela 6.1 – Dados obtidos, <i>in situ</i> , durante a execução da amostragem vertical	107
Tabela 6.2 - Percentagens dos minerais mais abundantes na fração < 63 µm da amostra E06VC.....	118
Tabela 6.3 - Percentagens dos minerais mais abundantes na fração < 63 µm da amostra E07VC.....	123
Tabela 6.4 - Percentagens dos minerais mais abundantes na fração < 63 µm da amostra E08VC.....	129
Tabela 6.5 - Percentagens dos minerais mais abundantes na fração < 63 µm da amostra E12VC.....	135
Tabela 6.6 - Percentagens dos minerais mais abundantes na fração < 63 µm da amostra E15VC.....	139
Tabela 6.7 - Percentagens dos minerais mais abundantes na fração < 63 µm da amostra E16VC.....	145
Tabela 6.8 – Caraterísticas das unidades geotécnicas cartografadas; valor médio (mín. - máx.)	154
Tabela 6.9 – Percentagens dos minerais mais abundantes na fração < 63 µm para a área em estudo e outras áreas da plataforma continental.....	155
Tabela 7.1 – Tensão de consolidação efetiva.....	158
Tabela 7.2 - Caraterísticas físicas dos provetes em cada uma das fases dos ensaios de compressão triaxial	159
Tabela 7.3 – Valores indicativos dos parâmetros de resistência.....	176
Tabela 7.4 - Registo das ondas sísmicas no fim dos ciclos de descarga-recarga	176
Tabela 7.5 – Parâmetros de rotura dos provetes analisados e de solos arenosos publicados em estudos de referência.....	181

Tabela 7.6 – Módulos de deformação e coeficiente de Poisson dos provetes ensaiados e publicados em estudos de referência.	183
Tabela 8.1 - Parâmetros do subsolo marinho utilizados na modelação	190
Tabela 8.2 - Parâmetros da âncora Stevpris MK5 utilizados no modelo	190
Tabela 8.3 – Dimensões das âncoras Stevpris MK5 utilizadas no modelo	190
Tabela 8.4 – Comparação dos valores de UHC para âncoras Stevpris MK5 determinados para a área em estudo com os publicados pelo fabricante	198

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ADCP	<i>Acoustic doppler current profiler</i>
AHV	<i>Anchor-handling vessel</i>
a.p.	Antes do presente
CaCO ₃	Carbonato de cálcio
CIT	Carbono inorgânico total
CK ₀ D	Ensaio de compressão triaxial drenado com consolidação anisotrópica
CD	Ensaio de compressão triaxial drenado com consolidação isotrópica
CU	Ensaio de compressão triaxial não drenado com consolidação isotrópica
DGPS-VHF	<i>Differential Global Positioning System using VHF radio frequency</i>
DRX	Difratometria de raios X
EC7	Eurocódigo 7
ELU	Estado limite último
FEUP	Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
GEO	Estado limite de rotura por deformação excessiva do terreno
GPS	<i>Global Positioning System</i>
IH	Instituto Hidrográfico
IPAC	Instituto Português de Acreditação
ISO	<i>International Organization for Standardization</i>
ISQ	Instituto de Soldadura e Qualidade
LVDT's	Transdutores lineares de medida da deformação
LABEND	Laboratório de ensaios não destrutivos
LabGeo	Laboratório de geotecnia da FEUP
MDB	Modelo digital batimétrico
MEF	Método de elementos finitos
msec. T.d.	Milisegundos em tempo duplo
NP	<i>Norma Portuguesa</i>
NT.LB	Norma técnica de laboratório
ODP	<i>Ocean Drilling Program</i>

<i>Op. cit.</i>	<i>Opus citatum</i>
ROV	<i>Remotely operated vehicle</i>
SEAPATH	<i>Inertial navigation system</i>
SBP	<i>Sub-bottom profiler</i>
SL	Nível de tensão
SMF	Sistema multifeixe
SMT	Colhedor <i>Smith-McIntyre</i>
STR	Estado limite de rotura por deformação excessiva de elemento estrutural
RS	Reflexão sísmica
TVG	<i>Time variable gain</i> , Software IXSEA
UHC	Capacidade de sustentação última
USCS	<i>Unified soil classification system</i>
UU	Ensaio de compressão triaxial não consolidado e não drenado
VC	<i>Vibrocorer</i>
WEC	Dispositivos de conversão de energia cinética

SÍMBOLOS

Alfabeto latino

Ac	Atividade das argilas	<i>eq. 10, pág. 118</i>
B	Parâmetro de <i>Skempton</i> sob carregamento isotrópico	
c	Coesão	
c'	Coesão em tensões efetivas	
c _c	Coeficiente de curvatura	
c _u	Coeficiente de uniformidade	
c' _p	Coesão em tensões efetivas no pico	
D	Diâmetro dos provetes triaxiais	
E	Módulo de Young ou de deformabilidade	
E ₅₀	Módulo de deformabilidade para nível de tensão de SL=50%	
E _{dr}	Módulo de deformabilidade num ciclo de descarga-recarga	

H	Comprimento dos provetes triaxiais	
H _{mo}	Altura significativa da onda	
H _{máx}	Altura máxima da onda	
IP	Índice de plasticidade	
K ₀	Coeficiente de impulso em repouso	
LL	Limite de liquidez	
mdir	Média da direção da onda	
m	Massa da amostra	eq. 3, pág. 71
m ₁	Massa do recipiente e do solo húmido	eq. 2, pág. 71
m ₂	Massa do recipiente e do solo seco	eq. 2, pág. 71
m _c	Massa do recipiente	eq. 2, pág. 71
m _w	Massa da água	eq. 2, pág. 71
m _d	Massa do solo seco	eq. 2, pág. 71
m _o	Massa do picnómetro	eq. 4, pág. 74
m ₁	Massa do picnómetro com água até ao menisco	eq. 4, pág. 74
m ₂	Massa do picnómetro e do solo seco	eq. 4, pág. 74
m ₃	Massa do picnómetro e do solo com água até ao menisco	eq. 4, pág. 74
m ₄	Massa do solo seco	eq. 4, pág. 74
q-p'	Diagrama do caminho de tensões	
q	Tensão de desvio	
p'	Tensão efetiva média	
T _a	Tensão de tração	
T _h	Tensão horizontal aplicada na extremidade livre da âncora	
T _p	Período de pico da onda	
T _v	Tensão vertical aplicada na extremidade livre da âncora	
W	Teor em água	eq. 2, pág. 71
v	Volume da amostra	eq. 3, pág. 71
V _P	Velocidade de propagação das ondas de compressão	
V _S	Velocidade de propagação das ondas de corte	

Alfabeto grego

ϵ_p	Extensão axial para a tensão de desvio de pico	
ϵ_{cv}	Extensão axial para a tensão de desvio a volume constante	
ϕ'_p	Ângulo de resistência ao corte de pico em tensões efetivas	
ϕ'_{cv}	Ângulo de resistência ao corte a volume constante / crítico em tensões efetivas	
γ	Peso volúmico	
γ'	Peso volúmico submerso	
γ_w	Peso volúmico da água	
γ_G	Coeficiente parcial para uma ação permanente	
γ_Q	Coeficiente parcial para uma ação variável	
$\gamma_{\phi'}$	Coeficiente parcial para o ângulo de resistência ao corte em tensões efetivas	
γ_c'	Coeficiente parcial para a coesão em tensões efetivas	
γ_{γ}'	Coeficiente de segurança parcial para o peso volúmico	
ν	Coeficiente de <i>Poisson</i>	
ρ	Peso volúmico aparente	eq. 3, pág. 71
ρ_s	Densidade das partículas sólidas	eq. 4, pág. 74
ρ_{w1}	Densidade da água à temperatura t_1	eq. 4, pág. 74
ρ_{w2}	Densidade da água à temperatura t_2	eq. 4, pág. 74
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Tensões principais, máxima, intermédia e mínima	
σ'_{co}	Tensão de consolidação efetiva	
σ'_{vo}	Tensão efetiva de consolidação vertical inicial	
σ'_{ho}	Tensão efetiva de consolidação horizontal inicial	
σ_1	Tensão efetiva principal máxima	
σ_3	Tensão efetiva principal mínima	
σ'_h	Tensão efetiva horizontal	
σ'_v	Tensão efetiva vertical	
$(\sigma_1 - \sigma_3)_p$	Tensão de desvio de pico	
$(\sigma_1 - \sigma_3)_{cv}$	Tensão de desvio a volume constante	
Ψ	Dilatância	

1. INTRODUÇÃO

A implementação, a nível nacional e internacional, de políticas para um desenvolvimento sustentável levou alguns países, incluindo Portugal, a procurar novas fontes de energia alternativas às energias convencionais e não renováveis (petróleo, carvão, nuclear, gás natural). As energias renováveis, tais como a solar, a eólica, a hídrica, a geotérmica ou as marinhas, procuram ganhar importância crescente relativamente às energias fósseis, não obstante a variação regional do seu potencial energético.

Face aos compromissos assumidos através das diretivas comunitárias (Diretiva n.º 2001/77/CE) e do Protocolo de Quioto (Decreto n.º 20/93 e Decreto n.º 7/2002), o governo português tem investido no desenvolvimento da indústria associada à exploração das diversas fontes de energias renováveis disponíveis no país: a eólica, a solar, a hídrica e, mais recentemente, a energia das ondas.

Portugal, devido à sua posição geográfica privilegiada junto ao Oceano Atlântico, e à concentração, ao longo do litoral, dos principais aglomerados populacionais e infraestruturas industriais e marítimas, nomeadamente portos e estaleiros navais com tradição em metalomecânica, apresenta todos os fatores potenciadores para o desenvolvimento tecnológico e industrial de suporte ao aproveitamento de energias renováveis em ambiente marinho, nomeadamente, a energia das ondas e a energia eólica em *offshore*.

De acordo com Aqua-RET - Tecnologias de Energias Aquáticas Renováveis (Aqua-RET, 2014), e com OTEO (2012) que disponibilizam informações sobre os recursos energéticos à escala da União Europeia (Figura 1.1), os recursos dos oceanos com maior potencial para aproveitamento energético em Portugal são principalmente o eólico e as ondas, apesar dos restantes, marés, correntes oceânicas, gradiente salino e térmico, solar *offshore* e micro/macroalgas, não serem desprezáveis.

Assim sendo, tendo presente os recursos disponíveis, o governo português criou a “Zona Piloto” - ZP (Decreto Lei n.º 5/2008) com cerca de 320 km² e situada a norte de S. Pedro de Muel, entre 30 e 100 m de profundidade. Com um potencial energético estimado de 250 MW, a ZP permitirá a instalação, numa fase de teste e demonstração, de protótipos diversos para a conversão da energia das ondas em energia elétrica, estando facilitado todo o processo de licenciamento, o acesso à infraestrutura elétrica da Rede Elétrica Nacional e a caracterização ambiental básica para seleção do melhor local para instalação dos diversos dispositivos.

No que respeita ao potencial energético das eólicas *offshore* em Portugal foi estimado um valor da ordem de 1,3 GW para aerogeradores fixos até à batimétrica de 40 m (Estanqueiro, 2010). No entanto e com o desenvolvimento de plataformas flutuantes para suporte de aerogeradores,

permitindo a implantação em águas mais profundas, esse potencial energético facilmente duplicará.

Este potencial energético em Portugal está classificado como sendo de densidade média-alta, isto é, 30 a 40 kW/m. O Plano Nacional de Ação para as Energias Renováveis contempla a instalação de 250 MW até 2020 para uma produção de 478 GW.h (OTEO, 2012).

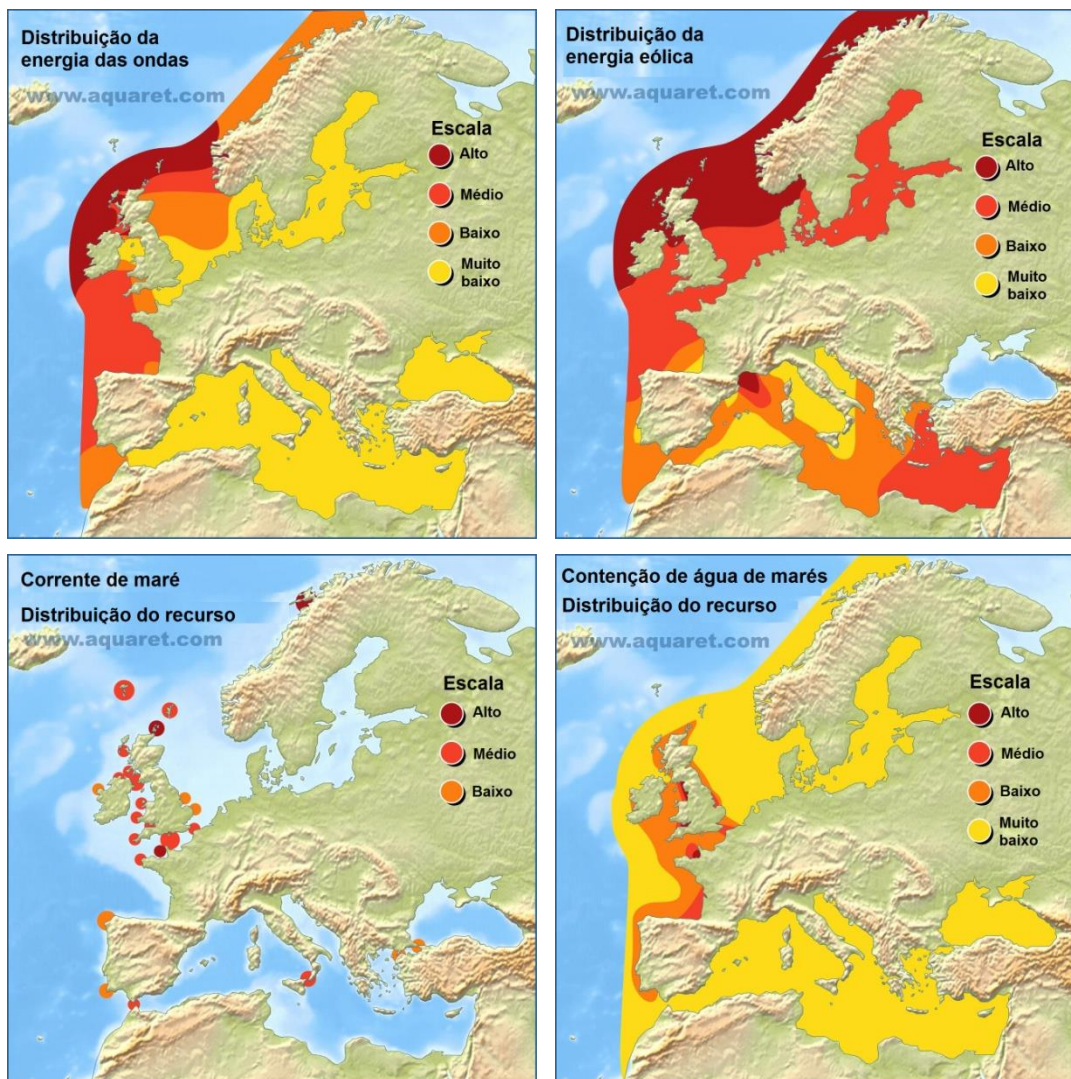


Figura 1.1 - Potencial de aproveitamento dos diferentes recursos energéticos à escala da União Europeia (OTEO, 2012)

Embora os primeiros sistemas para aproveitamento da energia das ondas tenham surgido no final do século XVIII, apenas em meados do século XX surgiu a primeira aplicação para a utilização da energia das ondas em boias de sinalização marítima, no Japão (WavEC, 2004).

Este tipo de tecnologia teve um novo impulso, embora ténue, anos mais tarde, já em plena década de 70, na sequência da crise económica instalada a partir do primeiro choque petrolífero (*op. cit.*). Desde então e principalmente impulsionado pelas preocupações ambientais registadas a partir da década de 90 do século passado, tem existido um investimento crescente no

desenvolvimento industrial desta tecnologia a nível internacional, a qual se apresenta como uma alternativa energética viável.

Em Portugal, a problemática associada à energia das ondas é particularmente atual, existindo uma contribuição ativa no panorama internacional, facto que está diretamente relacionado com o enquadramento geográfico da costa portuguesa. Com a construção e manutenção de uma central piloto na Ilha do Pico (Açores) entretanto desativada, o país foi pioneiro na demonstração da viabilidade deste recurso energético (Cruz & Sarmento, 2004).

No entanto, quando se aborda o aproveitamento da energia das ondas e do vento em *offshore*, devem ser consideradas atividades paralelas, nomeadamente da investigação das características do subsolo marinho uma vez que, face às difíceis condições meteo-oceanográficas e à respetiva variabilidade espacial, os sistemas de fundeamento e de ancoragem de estruturas *offshore* devem estar dimensionados adequadamente para garantir a segurança e viabilidade dos projetos de exploração de energias renováveis.

Nas últimas décadas, tem-se verificado um interesse crescente na construção e desenvolvimento de estruturas em *offshore*, não só para a exploração das importantes reservas de energia fóssil que se têm descoberto a maiores profundidades, como para o aproveitamento de energias renováveis em zonas costeiras. Estas últimas estruturas, por se encontrarem sujeitas a riscos geológicos e climáticos significativos, requerem projetos individuais com particular incidência em:

- i. fundações e/ou sistemas de fundeamento que assegurem a capacidade resistente necessária às estruturas que suportam;
- ii. trajeto e fixação de cabos submarinos que transportam, junto ao fundo, a energia produzida no mar para uma estação instalada em terra.

Neste contexto, a execução destes projetos requer a aquisição e exploração de dados especialmente vocacionados para o eficaz dimensionamento de fundeamento de estruturas *offshore* e a instalação de cabos submarinos, garantindo que a solução adotada, ao nível dos sistemas de fundeamento, seja adequada às condições físicas e mecânicas locais do subsolo marinho, sob pena de comprometer a segurança de toda a estrutura, ou incrementar os custos de instalação ou manutenção (Bogossian, 2004; Randolph *et al.*, 2005).

A nível internacional, a caracterização geotécnica *offshore* encontra-se bastante desenvolvida e está diretamente associada à exploração de gás e petróleo (Mello, 1985; ISSMGE – TC1, 2005); mais recentemente, estes conhecimentos têm vindo a ser aplicados, com as necessárias adaptações, aos projetos de energias renováveis em *offshore* (Dean, 2010).

Em Portugal, no entanto, por não existirem explorações de hidrocarbonetos em ambiente marinho, a caracterização geotécnica *offshore* não acompanhou o desenvolvimento verificado noutros países, nomeadamente europeus, que praticam tal atividade. De facto, reconhece-se que, atualmente, não existe a nível nacional capacidade para responder, de uma forma célere, a solicitações na área da geotecnia em ambiente marinho.

Face a um aumento da procura, nos últimos anos, por parte de consórcios estrangeiros, de locais para instalação e investigação de estruturas *offshore* para aproveitamento da energia das ondas e do vento devido, quer às boas condições meteo-oceanográficas da plataforma setentrional portuguesa, quer à implementação de uma ZP (Decreto Lei n.º 5/2008) e, face às perspectivas de crescimento deste *cluster* torna-se urgente o desenvolvimento das competências adequadas na área da geotecnia marinha e da avaliação dos riscos geológicos e climáticos, para apoiar os projetos de energias renováveis em *offshore*.

Neste sentido e face à perspectiva de, num futuro muito próximo, ocorrer o desenvolvimento deste *cluster*, foi lançado no final de 2010 esta investigação que pretende contribuir para a colmatação dessa lacuna e desenvolver competências na área da geotecnia marinha, aliando assim esta componente de engenharia, às capacidades já existentes em Portugal, nomeadamente no âmbito da caracterização geofísica e geológica dos fundos marinhos e, principalmente, à capacidade, única no país, de realizar este tipo de estudos no *offshore* português.

Com a efetivação desta investigação, considera-se ainda de interesse estratégico a implementação de ensaios laboratoriais de caracterização dos solos marinhos para fins de engenharia, nomeadamente, de determinação do teor em água, da densidade de partículas, dos limites de Atterberg, da velocidade de propagação da ondas P e dos parâmetros de resistência através de ensaios triaxiais (CD, CU e UU), tendo o autor estado envolvido em todos eles no âmbito da dissertação.

1.1. Objetivos

A criação de uma ZP e a sua ocupação nos próximos anos por estruturas de aproveitamento de energia, aumenta a necessidade de ampliar o conhecimento que existe do fundo do mar, nomeadamente no que se refere às características físicas e mecânicas do respetivo subsolo.

Considerando as lacunas existentes, estabelece-se como objetivo principal desta investigação, a caracterização geotécnica de uma área da plataforma continental portuguesa junto à ZP, tendo em vista os requisitos de fundeamento geralmente exigidos, quer pelos diversos dispositivos de conversão de energia das ondas (WEC), quer pelos dispositivos flutuantes para aproveitamento da energia eólica em ambiente marinho.

A prossecução do objetivo principal pode decompor-se nos seguintes objetivos específicos aplicados àquelas novas tecnologias:

- Caracterização e amostragem de solos marinhos com técnicas que permitam a obtenção de amostras não perturbadas e de boa qualidade que viabilizem a sua caracterização física, dinâmica e mecânica em laboratório;
- Seleção e implementação de ensaios laboratoriais adequados à caracterização mencionada e aplicáveis a diferentes tipos de solos;

- Identificação e caracterização de zonas geotécnicas distintas nos depósitos superficiais do fundo marinho, definidas com base em propriedades físicas, dinâmicas e mecânicas;
- Seleção de tipos de âncoras de arraste para utilizar no fundeamento de estruturas WEC na área alvo, bem como dos parâmetros geotécnicos necessários para modelar o seu dimensionamento em solos arenosos, de acordo com os requisitos do Eurocódigo 7 (NP EN 1997-1:2010) e por aplicação de métodos de elementos finitos.

Com a dissertação pretende-se contribuir para o desenvolvimento de competências nacionais nesta área, nomeadamente no que se refere à exploração sustentada dos recursos naturais associados ao mar, em especial dos recursos energéticos renováveis, bem como para o conhecimento das propriedades mecânicas dos solos grosseiros siliciclásticos do *offshore* Português e da sua interação com as âncoras de arraste

1.2. Localização da área de estudo

A área de estudo, com cerca de 13 km², encontra-se compreendida entre os paralelos 39° 47' 17" N e 39° 45' 18" N e os meridianos 9° 07' 41" W e 9° 04' 10" W, localizando-se na plataforma continental portuguesa setentrional, entre 30 e 60 m de profundidade, imediatamente a sul da ZP, a 4 km da costa ao largo da povoação de S. Pedro de Muel (Figura 1.2).

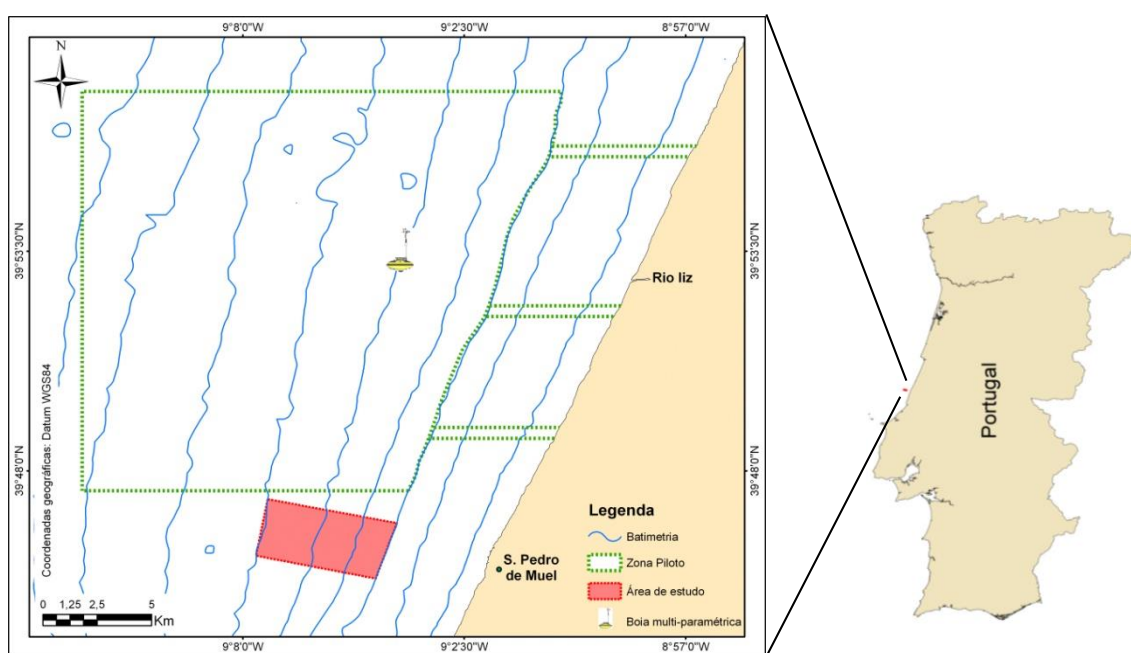


Figura 1.2 - Localização da área de estudo, espaçamento das linhas batimétricas de 10 m

1.3. Metodologia geral adotada

Para alcançar os objetivos propostos, recorrem-se a dados e informações provenientes de trabalhos técnicos e científicos já publicados e disponíveis, bem como a dados originais, obtidos

e interpretados especialmente no âmbito deste estudo. Na Figura 1.3 encontra-se representado o fluxograma da abordagem metodológica adotada, pormenorizada no Capítulo 4, e que assenta numa lógica de aplicação faseada de métodos, progressivamente, de custo económico mais elevado, mas que também proporcionam maiores benefícios – o fim último é o de obter informação mais fiável e detalhada da área em estudo.

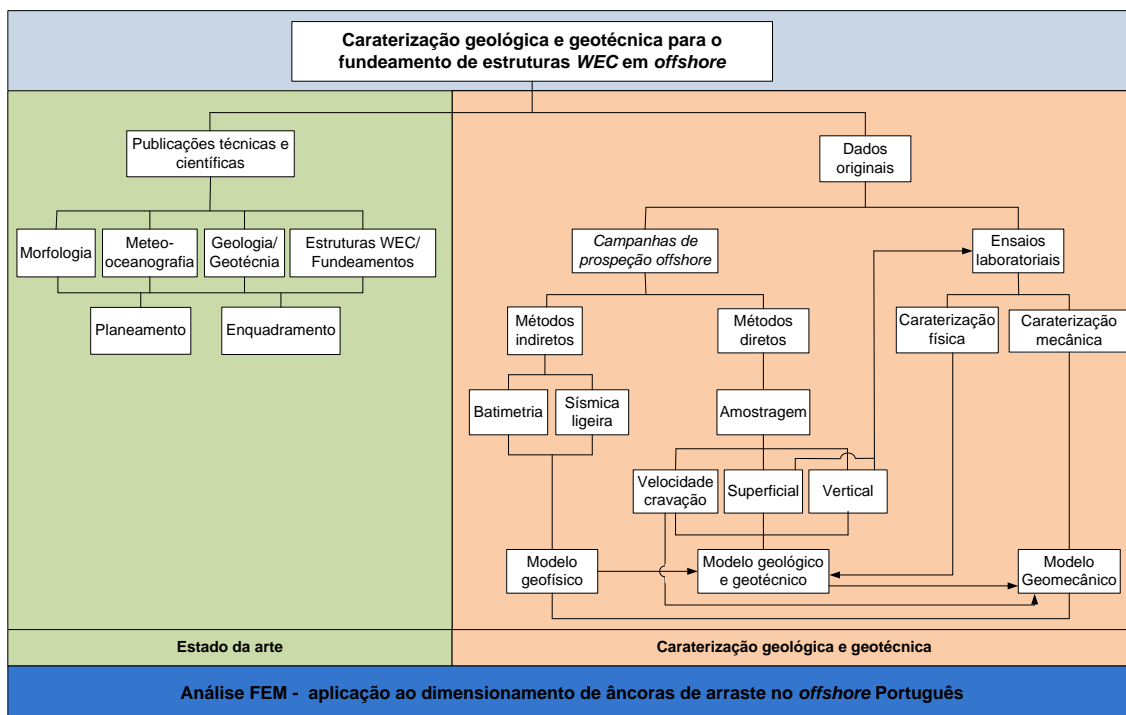


Figura 1.3 – Fluxograma dos dados e informações utilizada na presente dissertação

Assim, numa primeira fase carateriza-se a área em estudo com base nas informações recolhidas e define-se o tipo de dados em falta e a adquirir para as complementar, atualizar e detalhar. Ulteriormente e na posse do conhecimento geral da área, planeiam-se as campanhas de prospeção, iniciando-se pelas técnicas geofísicas, de caraterização geral, mais expeditas e de menor custo económico, evoluindo para as técnicas de amostragem e de ensaios laboratoriais que proporcionam cada vez um conhecimento mais pormenorizado dos solos, embora sejam mais dispendiosas. Na última fase, após a exploração dos dados e da caraterização geológica, geotécnica e geomecânica da área, e para um dado projeto de exploração WEC, seleciona-se e dimensiona-se o respetivo fundeamento.

1.3.1. Publicações técnicas e científicas

A informação de base disponível e relevante para o presente estudo, nomeadamente informações meteo-oceanoográfica, batimétrica, geológica, geotécnica e sobre potenciais restrições à utilização do espaço marítimo (área de pescas, de atividade militar, de rota de cabos submarinos ou de corredores de navegação), provem, essencialmente de relatórios técnicos produzidos pelo IH ou de artigos científicos publicados.

Consideram-se ainda os estudos geológicos realizados na envolvente do setor da plataforma em apreço, descritos na secção 2.5, nomeadamente o trabalho de caracterização geofísica da ZP descrito por Bizarro *et al.* (2012), que inclui alguns ensaios de laboratório em solos marinhos para fins de engenharia.

1.3.2. Dados originais

Os dados inéditos analisados nesta dissertação foram adquiridos no decurso de campanhas de prospeção *offshore*, dados geofísicos através de métodos indiretos e amostragem sedimentar através de métodos diretos; e provenientes de um conjunto diversificado de ensaios laboratoriais realizados nas amostras colhidas, descritos nos Capítulos 5 a 7.

1.4. Organização da dissertação

Para a prossecução dos objetivos propostos, o presente trabalho encontra-se organizado em capítulos, de acordo com as atividades realizadas: i) definição do problema; ii) síntese bibliográfica e compilação dos dados existentes; iii) definição e caracterização da área de estudo; iv) planeamento, realização e descrição das metodologias utilizadas; v) apresentação, análise, interpretação, modelação e discussão dos resultados obtidos; e por último, vi) considerações finais.

Assim, o primeiro capítulo, inclui uma breve introdução ao tema a estudar, os objetivos propostos, a localização da área em estudo e a proveniência dos dados, bem como a síntese da proposta de metodologia seguida na investigação.

No segundo capítulo sumarizam-se os principais dispositivos de conversão da energia das ondas, os respetivos sistemas de fundeamento e fixação ao subsolo marinho e os estudos geológicos e geotécnicos de base que geralmente lhes estão associados.

No terceiro capítulo apresenta-se a área de estudo, nomeadamente no que se refere ao enquadramento geográfico, oceanográfico e geológico.

No capítulo seguinte descreve-se a metodologia adotada para alcançar os objetivos descritos e a exposição dos dados e amostras de solos marinhos utilizados na investigação.

No quinto, sexto e sétimo capítulo resumem-se os resultados alcançados com o processamento e interpretação de toda a informação obtida. Os resultados foram explorados e interpretados de forma complementar, apesar de estarem organizados em capítulos distintos, de acordo com a modelação geofísica, geológica e geotécnica (G&G) e geomecânica desenvolvida para a área estudada.

No capítulo oitavo é estudada a fixação de âncoras de arraste nos solos arenosos da área investigada, modelando-se a respetiva capacidade de sustentação última (UHC), considerando um estado plano de deformação e as características das unidades geotécnicas identificadas

previamente, recorrendo a um modelo de elementos finitos implementado num software comercializado.

No capítulo final apresentam-se as principais conclusões e definem-se linhas de investigação futuras no âmbito da temática abordada.

A dissertação inclui ainda um conjunto de referências bibliográficas, em formato analógico ou digital, mencionadas ao longo do documento, bem como diversas imagens e tabelas que, a menos que seja identificada a respetiva fonte, são da responsabilidade do autor.

2. ESTRUTURAS DE CONVERSÃO DE ENERGIA DAS ONDAS E FIXAÇÃO AO SUBSOLO MARINHO

A constante busca de novas fontes de energia vem desde os primórdios da humanidade e está diretamente relacionada com o seu desenvolvimento enquanto sociedade. As principais fontes de energias exploráveis e utilizáveis foram as energias não renováveis, nomeadamente o carvão e o petróleo que, devido ao seu elevado potencial energético e reservas significativas, se apresentaram como recursos facilmente exploráveis e suscetíveis de manter uma sociedade industrializada. No entanto, pelo facto de serem recursos finitos, terem preços cada vez mais elevados e às questões ambientais inerentes à sua extração e utilização, que se têm agudizado nas últimas décadas, a sua exploração tem levantado outras questões polémicas, tendo-se assistido a uma procura de recursos energéticos alternativos, e desejavelmente renováveis, tais como, a energia hídrica, eólica, solar, geotérmica, da biomassa, das marés e das ondas.

O financiamento de projetos de grande escala para aproveitamento destes tipos de energia vem iniciar, assim, uma nova fase na indústria energética. A viabilidade e o sucesso destes projetos encontra-se dependente da produtividade, eficácia e robustez dos dispositivos de conversão energética a implantar. No mar e como referido, é particularmente importante selecionar e fixar os dispositivos ao subsolo marinho, por forma a minimizar os custos de operação e manutenção, bem como rentabilizar o desempenho necessário e adequado.

Esta investigação incide sobre a caracterização de uma área para o fundeamento de dispositivos de terceira geração, isto é, dispositivos flutuantes instalados em *offshore* e que sejam fixos ao subsolo marinho através de sistemas de fundeamento em catenária utilizando âncoras de arraste.

Face aos objetivos propostos nesta investigação (secção 1.1) descrevem-se, de seguida e de forma sucinta, alguns dos conversores das energias renováveis provenientes dos oceanos, nomeadamente, a energia das ondas em *offshore*, bem como os projetos já implementados e existentes em Portugal. É também abordada, na segunda parte do capítulo, as formas de fixação ao subsolo marinho

2.1. Dispositivos de aproveitamento da energia das ondas

Nas últimas décadas tem-se verificado o aparecimento de inúmeros dispositivos para aproveitamento da energia das ondas. Este tipo de dispositivos, baseados em diversos princípios e tecnologias, são classificados de diferentes formas, de acordo com o local de instalação (Lewis, 1985; Thorpe, 1992; CRES, 2002; Clément *et al.*, 2002; WavEC, 2004) e com os princípios de conversão da energia das ondas.

Dos diferentes dispositivos existentes para aproveitamento deste tipo de energia constata-se que os conceitos para a extrair baseiam-se fundamentalmente no movimento relativo, linear ou de rotação, entre as partes do dispositivo, entre o dispositivo e o subsolo marinho, ou entre a estrutura oca do dispositivo e a coluna de água. A única exceção é relativa aos sistemas por galgamento, que se baseiam na queda de água por gravidade (OTEO, 2012).

Verifica-se, igualmente, uma diversidade significativa nos sistemas eletromecânicos para transformação dos movimentos dos dispositivos (energia cinética) em energia elétrica, isto é, os geradores elétricos são normalmente acionados por turbinas de ar ou hidráulicas, por sistemas hidráulicos a óleo e por sistemas de cremalheira e pinhão de ataque (OTEO, 2012).

Os dispositivos para aproveitamento da energia das ondas agrupam-se com base no respetivo local de instalação (Wavenet, 2003):

- Dispositivos costeiros (*shoreline*) ou de primeira geração;
- Dispositivos próximos da costa (*near-shore*) ou de segunda geração;
- Dispositivos ao largo da costa (*offshore*) ou de terceira geração.

A presente dissertação incidirá sobre o fundeamento de dispositivos flutuantes, isto é, sobre os dispositivos instalados ao largo da costa em *offshore*, pelo que serão apenas descritos, de seguida, e de forma resumida alguns destes sistemas para aproveitamento da energia.

2.1.1. Dispositivos ao largo da costa (*offshore*) ou de terceira geração

Estes dispositivos são flutuantes e encontram-se instalados a uma profundidade média que ronda 50 m. Têm como principais vantagens a exploração do recurso energético em águas mais profundas, com menores limitações ao nível da localização e do impacto visual. Como principais limitações identificam-se a maior dificuldade de instalação e fixação ao fundo marinho, os custos mais elevados na instalação, na manutenção e no transporte de energia para terra. São exemplo deles os cinco sistemas a seguir descritos.

a) *Archimedes Wave Swing (AWS-III)*

Dispositivo flutuante, ancorado ao fundo do mar, formado por cerca de 12 cilindros ocos interligados e que contêm ar pressurizado no seu interior (Figura 2.1). Sob o efeito da ondulação ocorre intercâmbio de ar comprimido entre os vários cilindros, como resultado da variação de pressões geradas pela passagem das ondas. Este movimento de ar ao passar pelas turbinas/gerador elétrico, converte a energia pneumática em energia elétrica (AWS Ocean, 2014).



Figura 2.1 - Dispositivo AWS III e visualização de um parque de AWS III, (AWS Ocean, 2014, *online*)

b) OE Buoy – Central de coluna de água oscilante de 3ª geração

É um sistema que tem como princípio de funcionamento o de uma central de coluna de água oscilante (Figura 2.2). Devido à superfície livre da água no interior da câmara, o ar é alternadamente bombeado para fora e puxado para dentro da câmara através de uma turbina. Este fluxo de ar força a turbina que aciona um gerador através do seu movimento rotacional, transformando este movimento em energia elétrica.



Figura 2.2 – OE buoy instalados para testes em Cork e Nantes (Ocean Energy, 2014, *online*)

c) Pelamis

Este dispositivo é constituído por quatro a cinco cilindros horizontais (Figura 2.3), semi-submersos, ligados entre si por articulações; o movimento ondulatório induzido pela ondulação aciona os motores hidráulicos instalados em cada uma das articulações que, por sua vez, acionam os geradores elétricos (CRES, 2002; Cruz & Sarmiento, 2004; WavEC, 2004; Pelamis Wave Power Ltd, 2008).

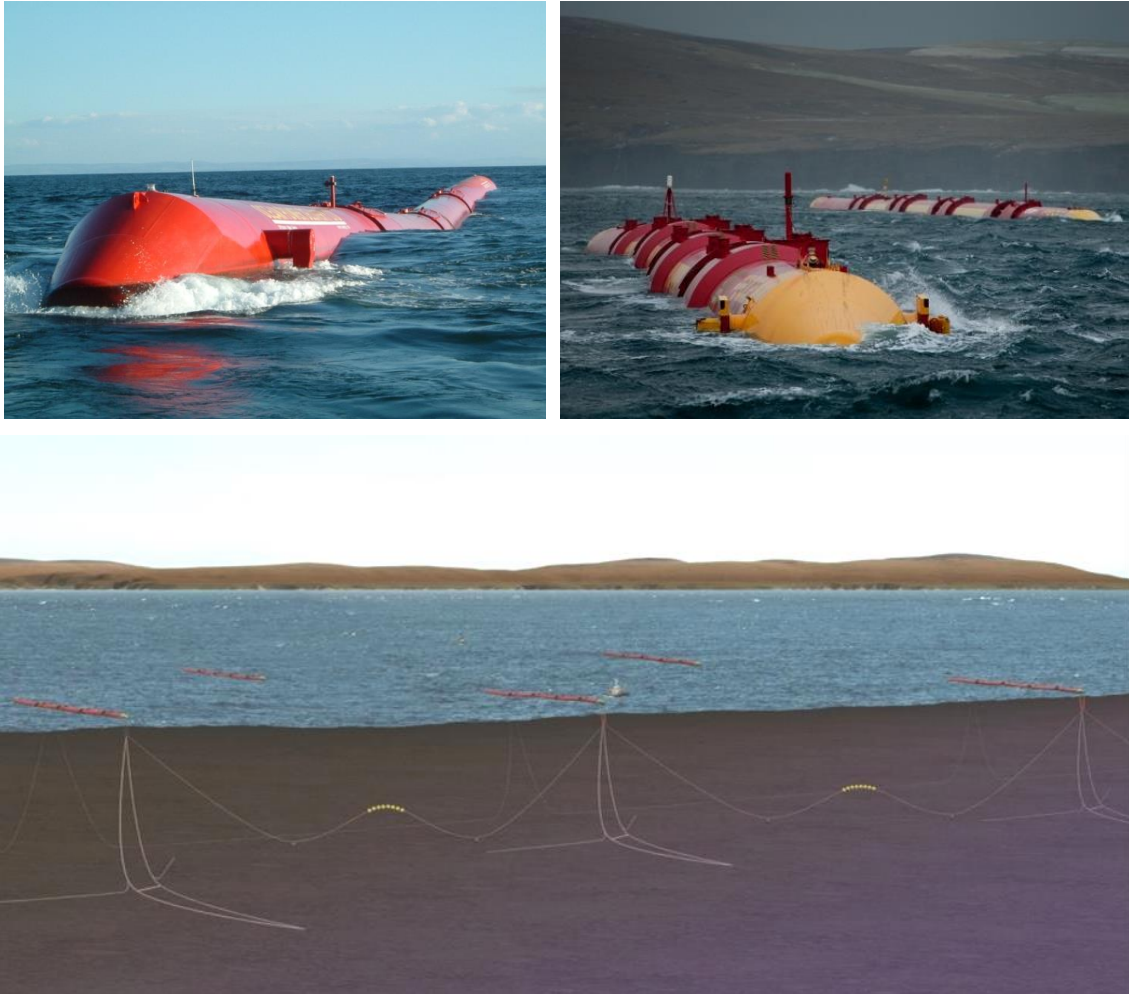


Figura 2.3 – Aspectos do dispositivo Pelamis e da infraestrutura do parque para a respetiva instalação (Pelamis Wave Power, 2014, *online*)

d) AquaBuoy

Este sistema é constituído por uma bóia circular instalada sobre um tubo vertical com cerca de 15 m de comprimento e que é designado por tubo de aceleração. Na base deste tubo são fixos cabos de amarração que prendem o sistema ao fundo marinho (Figura 2.4).

O princípio de funcionamento consiste no movimento relativo entre a bóia, provocado pela ondulação, e o tubo de aceleração. Este movimento aciona um pistão que faz passar a água que se encontra no tubo de aceleração por uma turbina hidráulica Pelton, transformando desta forma a energia cinética em energia elétrica.



Figura 2.4 – Sistema Aquabuoy (neomansland.info) e respetivo esquema de funcionamento (altenerg, 2014, *online*)

e) OPT Power Buoy

Este sistema é constituído por uma bóia com cerca de 11 m de diâmetro e por um tubo cilíndrico lastrado e fixo ao subsolo marinho (Figura 2.5). A ondulação induz um movimento relativo entre a bóia e o cilindro lastrado acionando o gerador elétrico que se encontra dentro do cilindro, produzindo desta forma energia elétrica (Ocean Power Technologies, 2003; WavEC, 2004).

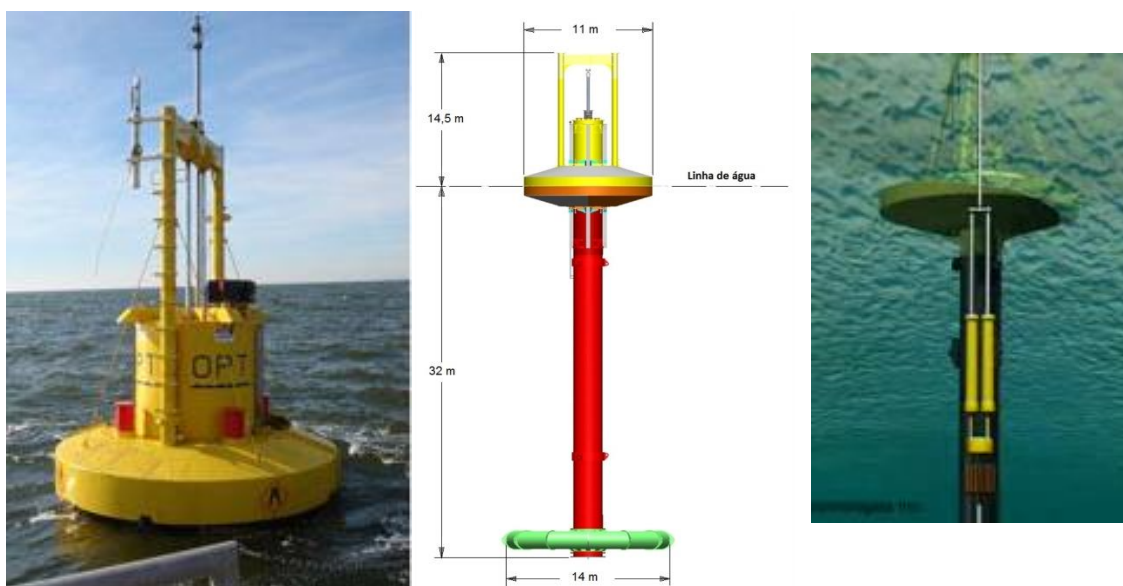


Figura 2.5 – Dispositivo OPT power Buoy (esquerda), esquema do dispositivo (centro) e pormenor do gerador elétrico e pistões (direita) (oceanpowertechologies, 2014, *online*)

2.2. Dispositivos testados e/ou instalados em Portugal

O primeiro dispositivo a ser construído e testado em território nacional foi a central de ondas do Pico (CAO) com uma potência de 400 kW (Figura 2.6). A sua construção foi iniciada em 1992 e concluída em 1999. Depois de vários problemas financeiros e técnicos a central encontra-se atualmente desativada.

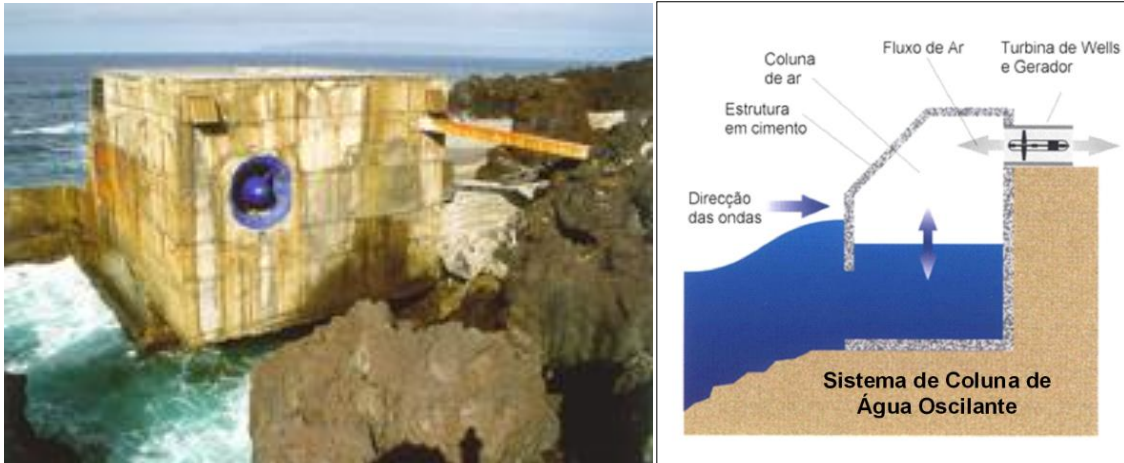


Figura 2.6 - Central CAO da ilha do Pico nos Açores e esquema de central CAO. (Effacec, 2014, online)

Em 2004 foi instalado, ao largo da Póvoa de Varzim, o conversor linear de absorção pontual AWS (*Archimedes Wave Swing*) com uma capacidade de 2MW (Figura 2.7). Problemas técnicos, relacionados com a estabilidade do dispositivo, estiveram na origem do abandono do projeto, nesse mesmo ano.

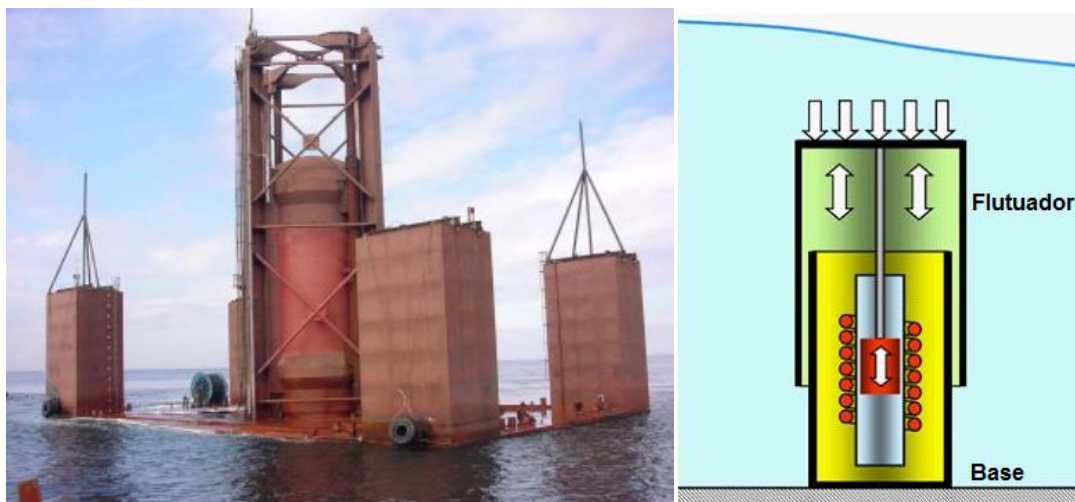


Figura 2.7 - Conversor *Archimedes Wave Swing* e respetivo esquema (Intechopen, 2014, online)

Em 2008 e no mesmo local de instalação da AWS na Póvoa de Varzim, foi criado o primeiro parque de ondas, que contemplava a instalação de três dispositivos *Pelamis* com uma potência total de 750 kW (figura 2.3). Após várias tentativas de fundeamento e o surgimento de problemas

técnicos nas articulações de ligação entre os cilindros, o projeto foi suspenso e ulteriormente abandonado.

Em 2009 iniciou-se ainda o projeto para instalação do conversor articulado de translação, *waveroller* (Figura 2.8), em Peniche, tendo sido realizada a caracterização ambiental do local de fundeamento para garantir a adequada fixação da estrutura ao fundo e o funcionamento livre das pás do dispositivo. Em 2012 foi instalada uma unidade de demonstração comercial. Atualmente está a ser avaliada a expansão do projeto, de forma a aumentar o aproveitamento do recurso.



Figura 2.8 – Aspetos de uma das pás do dispositivo Waveroller e esquema destes dispositivos instalados sobre o fundo marinho (aw-energy, 2014, *online*)

Em 2011 foi instalado, ao largo da Póvoa de Varzim, o sistema *Windfloat* para aproveitamento da energia eólica (Figura 2.9). Este dispositivo suporta um aerogerador com uma capacidade de 2 MW.

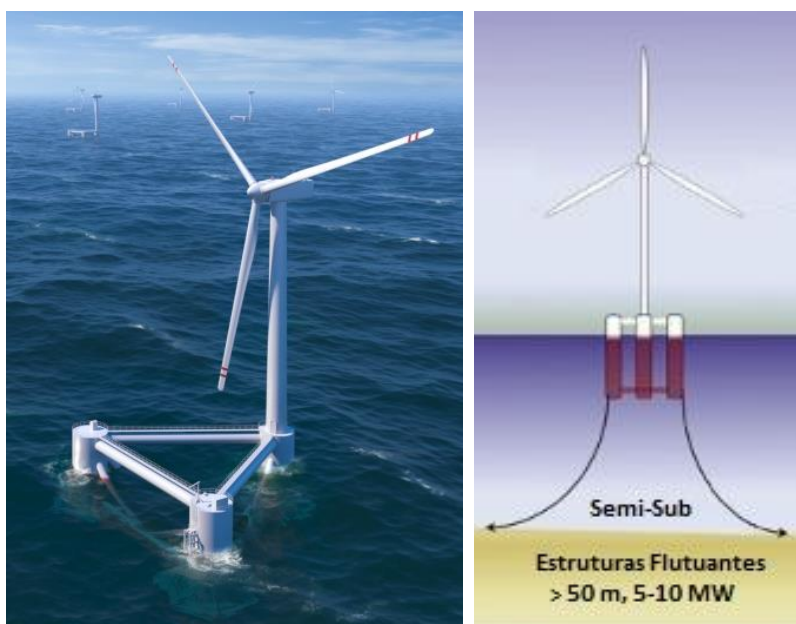


Figura 2.9 - Sistema Windfloat (principlepowerinc, 2013, *online*) e respetivo esquema de fundeamento das estruturas flutuantes (RYA, 2013, *online*)

Não sendo um dispositivo de aproveitamento de energia das ondas, mas sim um dispositivo para aproveitamento da energia eólica em *offshore*, o *winflloat* é aqui mencionado devido ao seu sistema de fixação ao subsolo marinho ser em tudo idêntico ao dos dispositivos WEC instalados em *offshore*. Mais concretamente, os sistemas de fundeamento são do tipo catenária utilizando âncoras de arraste.

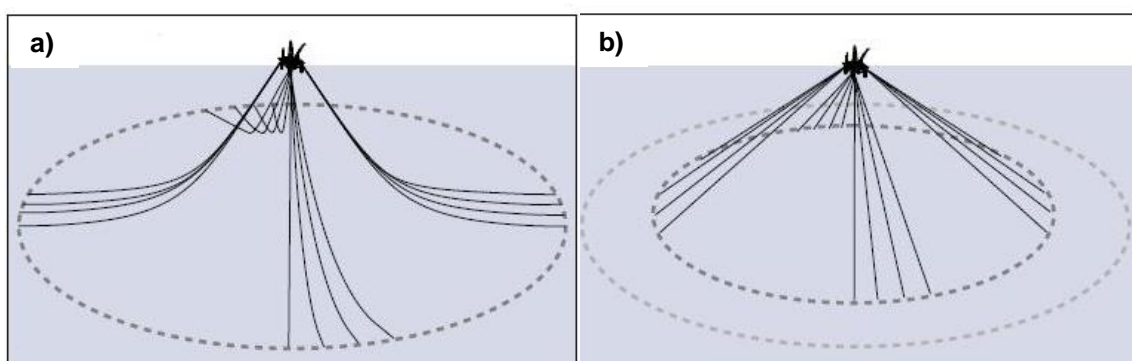
Os dispositivos anteriormente referidos são apenas alguns dos diversos tipos de equipamentos registados para conversão da energia das ondas e do vento em energia elétrica. Contudo, existem outros dispositivos não tão conhecidos, por se encontrarem ainda em desenvolvimento, ou porque ainda não saíram da fase de protótipo. Desconhece-se quantos mais sistemas estão em fase de conceção, uma vez que, nesta fase, a sua divulgação é estrita ou mesmo confidencial.

De qualquer forma, independentemente do tipo de energia a aproveitar, ou do mecanismo de produção de energia elétrica, qualquer dispositivo a instalar na orla costeira requer um projeto de fundeamento que o fixe ao fundo marinho, que terá tanto mais sucesso quanto mais adequado forem às características geotécnicas do substrato.

2.3. Sistemas de fundeamento de estruturas flutuantes em *offshore*

Nas últimas décadas os sistemas de fundeamento de estruturas tem vindo a evoluir, de forma a reduzir os custos e as incertezas do sistema e, ainda, permitir a instalação dos dispositivos em águas mais profundas e afastadas da costa (McCarron, 2011).

O fundeamento de estruturas flutuantes em *offshore* é realizado, usualmente, através de dois sistemas (Figura 2.10): o tradicional, em catenária, e o *taut-leg*, que veio revolucionar os sistemas de fundeamento.



a) em catenária; b) em *taut-leg*

Figura 2.10 - Sistemas de fundeamento de estruturas flutuantes (Vryhof, 2010)

O sistema em catenária (Figura 2.10a) necessita que grande parte do comprimento das suas linhas de amarração estejam em contacto com o subsolo marinho, por forma a transferir apenas, para o sistema de fixação, forças com direção horizontal. Por este motivo, este sistema de

fundeamento ocupa maior área do leito marinho, com raios de ancoragem 2,5 vezes superiores aos *taut-leg*, e necessita de um comprimento maior das linhas de amarração. Devido ao possível congestionamento de amarrações no fundo marinho e ao elevado custo de aquisição das mesmas, este tipo de sistema é geralmente usado até à batimétrica dos 1 000 m. No caso de fundos marinhos predominantemente arenosos, os sistemas de fixação ao subsolo mais utilizados pelo sistema de fundeamento em catenária são as âncoras de arraste e as poitas, descritas na secção seguinte.

O aparecimento em 1996 do inovador sistema *taut-leg* (Figura 2.10b) trouxe várias vantagens, tais como uma potencial redução das cargas de tração na plataforma e a redução do comprimento e diâmetro das linhas de amarração, as quais ficam esticadas com um ângulo de 45°. O sistema *taut-leg* necessita ter sistemas de fixação ao subsolo marinho que suportem não só as forças de tração horizontal, mas também as forças de tração vertical. Nesse sentido, são utilizadas estacas, âncoras de sucção, âncoras torpedo e âncoras de carga vertical (VLA).

Normalmente, este sistema de fundeamento é utilizado para profundidades superiores a 1 000 m, devido à sua viabilidade económica, relacionada com o maior custo de aquisição das âncoras/estacas para fixação e dos meios navais necessários para a respetiva instalação, valores compensados com os menores custos das linhas de amarração que são, regra geral, em fibras sintéticas de polyester.

2.4. Sistemas de fixação ao subsolo marinho

Os dispositivos de fixação ao subsolo marinho são os componentes de maior importância para o fundeamento de estruturas flutuantes, pois fornecem a força e a rigidez necessárias para conter as linhas de ancoragem, cujas características são definidas a partir das características ambientais locais e do tipo de sistema de fundeamento.

Com o surgimento do sistema de fundeamento *taut-leg*, que requerem sistemas de fixação capazes de suportar forças de tração vertical, desenvolveram-se novos sistemas de fixação ao subsolo, que vieram juntar-se às tradicionais âncoras de arraste, e que mais não são do que placas de ancoragem fixadas por sucção (SEPLA) ou âncoras de penetração dinâmica (DPA), torpedo ou ainda de carga vertical (VLA).

Existe uma grande variedade de sistemas de fixação gravítica ou de fixação direta ao subsolo marinho que convêm agrupar segundo as suas características. De seguida passa-se a caracterizar os sistemas de fixação ao subsolo que são utilizados para fundear os dispositivos de aproveitamento da energia renováveis instalados em *offshore* (secção 2.1.1 e 2.2)

2.4.1. Superficiais ou gravíticos

A capacidade de sustentação dos sistemas de fixação superficiais/gravíticos é gerada através do seu próprio peso e da fricção entre a sua base e o subsolo marinho.

Este tipo de sistemas de fixação é usado em fundamentos provisórios e/ou para fornecer uma estabilidade adicional aos sistemas que se encontram fixos ao subsolo marinho.

Os sistemas mais frequentes são as poitas, caixas de aço e as grelhas, que se descrevem sucintamente em seguida.

a) Poitas

Consistem em pesos, feitos de aço ou betão, utilizados para o fundeamento provisório de estruturas (Figura 2.11). Têm dimensões muito variadas, podendo atingir várias dezenas de toneladas de peso, conforme o local e as características do fundeamento.



Figura 2.11 – Aspectos de poitas de betão (em cima) e de aço (em baixo)

b) Caixas de aço

Consistem em caixas em aço que são afundadas, de forma controlada, no local desejado. Posteriormente, e por forma a conferir maior eficácia, são normalmente lastradas com fragmentos metálicos ou rochosos. Na Figura 2.12 ilustram-se estes tipos de sistemas de fixação gravíticos.



Figura 2.12 – Aspectos das caixas de aço (Jeffweber, 2014; Kenstell, 2014, *online*)

c) Grelhas

Este tipo de sistema de fixação é constituído, basicamente, por uma grelha construída em aço (Figura 2.13). A sua colocação consiste, em primeiro lugar, no afundamento da grelha no local definido e, posteriormente, lastrá-la com rochas ou fragmentos metálicos para lhe dar a capacidade de sustentação necessária.

Relativamente às caixas de aço, as grelhas requerem menos aço para a sua construção, não obstante necessitarem de mais material para as lastrar, o que poderá levar a maiores custos na operação de instalação em *offshore*.

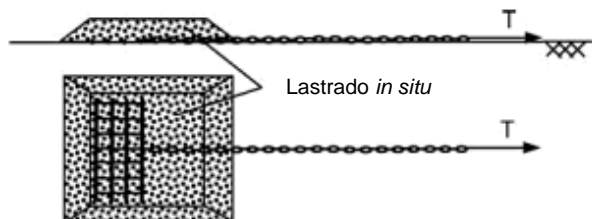


Figura 2.13 – Aspectos da construção de grelhas (Kenstell, 2014, *online*) e respetivo esquema de instalação (Randolph & Gourvenec, 2011)

2.4.2. Fixos no subsolo

A capacidade de sustentação dos sistemas de fixação ao subsolo é superior à dos sistemas superficiais / gravíticos anteriormente mencionados. Essa capacidade é gerada pelo peso próprio dos sistemas, pelo atrito do seu corpo no subsolo e, também, com o peso inerente do subsolo marinho no qual se encontram inseridos.

Nesta categoria caracterizam-se, a seguir, sete dispositivos de fixação.

a) Âncoras de arraste

As âncoras de arraste são os sistemas de fixação ao subsolo marinho mais utilizados em todo o mundo (Figura 2.14). Este modelo de âncoras é utilizado nos sistemas de fundeamento em catenária, por suportarem apenas cargas de tração horizontal. De dimensão e formato variável, variando de fabricante para fabricante, são construídas em aço e o seu peso pode atingir algumas dezenas de toneladas. No caso das âncoras *Stevpris MK5* da *Vryhof* chegam a ter 50 t de peso. Podem ser aplicadas através de navios convencionais; as suas características e desempenho permitem uma adequada capacidade de sustentação em solos argilosos e arenosos.

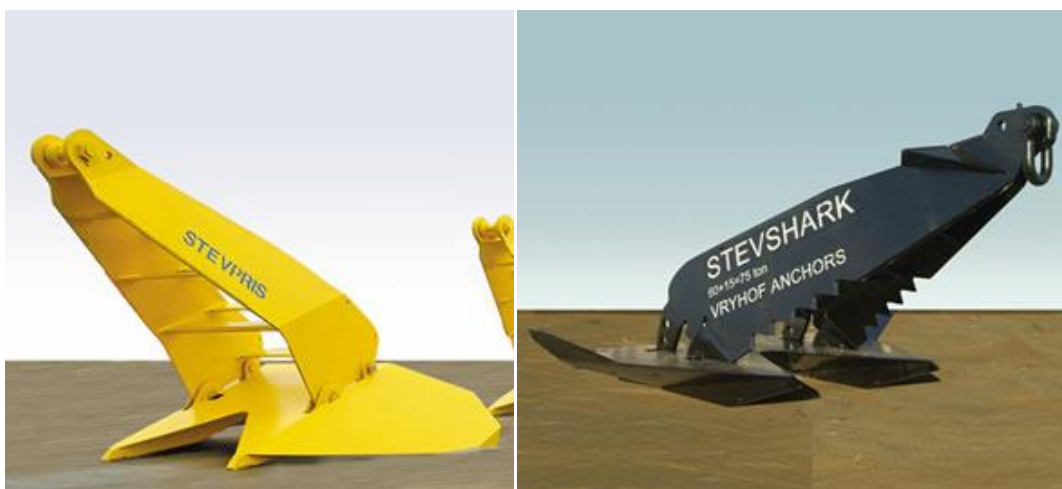


Figura 2.14 – Aspectos das âncoras de arraste *Vryhof Stevpris MK6* e da *Stevpris MK5 Stevshark* (Vryhof, 2010)

A âncora *Stevpris MK6*, da empresa *Vryhof*, cuja capacidade de sustentação é cerca de 30% superior à de qualquer outra âncora de arraste (Vryhof, 2010), pode ser usada em todo o tipo de solos marinhos.

b) Âncoras de carga vertical (VLA)

Estas âncoras (Figura 2.15), tal como o próprio nome indica, suportam também, para além das cargas horizontais, cargas verticais. Permitem este tipo de cargas devido ao ângulo e à profundidade elevada a que se encontram instaladas no subsolo marinho, tendo sido especialmente desenhadas para a utilização no sistema de fundeamento *taut-leg*.

À semelhança das âncoras de arraste, estas são, também, recuperáveis, podendo a mesma âncora ser utilizada em futuros fundeamentos. No entanto, o seu fundeamento é mais dispendioso do que o das âncoras de arraste por requerer a utilização de navios especializados. A limitação deste tipo de âncoras deriva, essencialmente, da sua utilização estar condicionada a depósitos lodosos de grande espessura, já que devem ficar instaladas no subsolo marinho a profundidade superior a 15 m.



Figura 2.15 – Âncora Vryhof Stevmanta à esquerda (Vryhof, 2014, *online*) e âncora Bruce Dennla Mk4 à direita (Bruce, 2014, *online*)

c) Âncoras de penetração dinâmica (DPA)

As estacas de penetração dinâmica permitem também resistir a solicitações de tração horizontal e vertical e têm o formato de um torpedo, isto é, de um cilindro com diâmetro de 1 a 1,2 m e um comprimento que pode variar entre 10 a 15 m (Figura 2.16). O seu peso pode variar entre 500 a 1000 kN (Randolph & Gourvenec, 2011).



Figura 2.16 – Âncora DPA à esquerda (deepseaanchors, 2014, *online*) e âncora torpedo à direita (delp, 2014, *online*)

O modo de fixação ao subsolo é por gravidade, devendo ser assegurado uma queda livre de uma altura entre 20 a 50 m acima do subsolo marinho, suficiente para atingir velocidades entre 25-35 m/s. Dependendo do seu peso e do tipo do solo marinho, a penetração adequada, deve ser da ordem dos 30 m abaixo da superfície do leito marinho.

As estacas de penetração dinâmica têm algumas vantagens relativamente a outras soluções convencionais, nomeadamente o baixo custo de aquisição e a facilidade de instalação, bem

como o desempenho adequado em sedimentos argilosos compactos. Como limitação, aponta-se a dificuldade de penetração em solos arenosos ou carbonatados.

A âncora OMNI-Max™, U.S. Patente #7,059,263 (Figura 2.17) é instalada por forma gravítica à semelhança das âncoras torpedo. Apesar do seu modo de funcionamento se assemelhar a uma âncora VLA, com grande capacidade para resistir a solicitações de tração vertical, a sua vantagem principal, relativamente àquelas, é que pode ser tracionada a 360º e ter menor custo de instalação. Relativamente às âncoras torpedo, este tipo de âncoras têm uma menor dimensão.

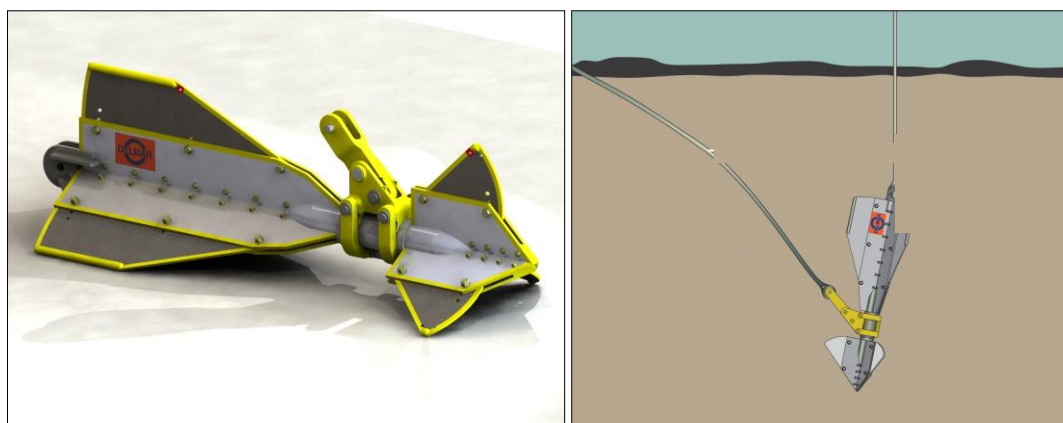


Figura 2.17 – Âncora OMNI-Max™ e respetivo esquema de instalação (delmarus, 2014, *online*)

d) Estacas de sucção

Estas estacas são usadas nos sistemas de fundeamento *taut-leg* e necessitam de navios especializados para a sua instalação.

Semelhantes a um copo invertido, as estacas de sucção têm a forma de um cilindro oco, aberto na base e fechado no topo (Figura 2.18). As suas dimensões típicas são de 3-8 m de diâmetro e um comprimento, com uma proporção, de 3 a 6 vezes a razão entre o comprimento e o diâmetro (Randolph & Gourvenec, 2011).

As estacas são cravadas no subsolo marinho através do seu próprio peso, na fase inicial, e por sucção nas fases seguintes de penetração, utilizando-se uma bomba de sucção que gera um diferencial de pressão entre a parte interna da estaca e o meio externo, submetido a pressão hidrostática, o que empurra a estaca para baixo, cravando-a no leito marinho.

As vantagens principais deste tipo de fundações são a sua utilização em diversos tipos de solos, desde argilas moles a compactas, a areias soltas a compactas, bem como em solos marinhos estratificados, e ainda a sua colocação no local pretendido, mesmo em sítios bastantes congestionados por outras linhas de amarração ou *pipelines*. Como limitações, estes sistemas têm a necessidade de utilização de navios especializados e muito dispendiosos e do apoio de *remotely operated underwater vehicle* (ROV) na instalação e na posterior inspeção.



Figura 2.18 – Imagens de estacas de sucção (ngi, 2014, *online*)

e) Âncoras do tipo placas SEPLA

As âncoras do tipo SEPLA (Figura 2.19) são instaladas através de estacas de sucção que as colocam à profundidade pretendida. Após se atingir a profundidade de projeto, a estaca de sucção instaladora é retirada e pode ser reutilizada em futuras manobras de fundeamento de outras âncoras SEPLA.

A vantagem deste tipo de âncora é que pode ser utilizada, de forma segura, em zonas onde se registem congestionamentos significativos e onde não seja possível o recurso a âncoras de arraste, já que este tipo de estacas é cravado diretamente no solo marinho através das estacas de sucção. Do ponto de vista da eficiência, a sua capacidade de sustentação pode ser equiparada à das âncoras de arraste.

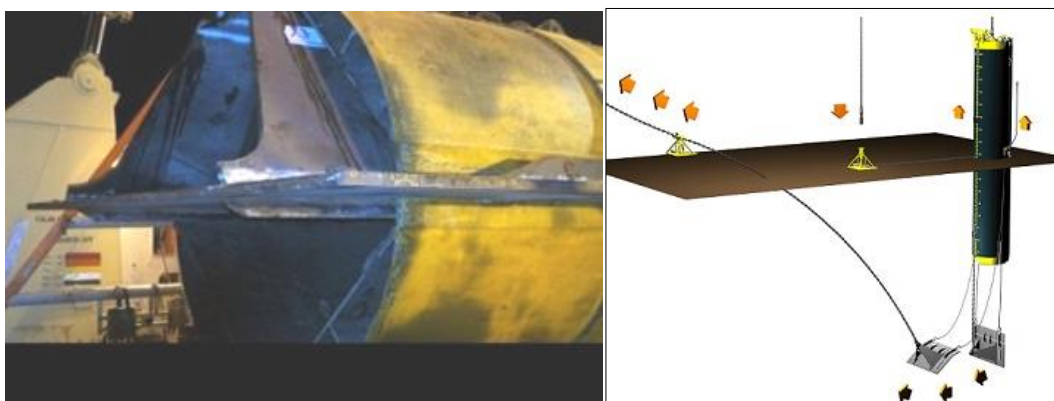


Figura 2.19 – Aspectos da âncora do tipo SEPLA e respetivo sistema de instalação (intermoor, 2014, *online*)

Descritos, sumariamente, os vários sistemas de fixação ao subsolo marinho, conclui-se que, no presente, a oferta existente permite selecionar, não só o sistema que oferece maior fiabilidade de sustentação em função do subsolo marinho no local de instalação, mas também o que terá menores custos de aquisição e instalação. A Tabela 2.1 sintetiza as vantagens e limitações de cada um.

Tabela 2.1 – Principais vantagens e limitações dos diversos tipos de sistemas de fixação ao subsolo marinho (Ehlers *et al.*, 2004; McCarron, 2011)

Tipo de fixação	Vantagens	Limitações / restrições
Poitas, caixas, grelhas	Instalação simples Baixo custo de instalação	Apenas para instalações temporárias
Âncoras de arraste	Construção relativamente barata Fácil instalação Recuperável	Fundeamentos temporários Sem capacidade para resistir a forças de componente vertical Incerteza quanto à posição de instalação Utilizável apenas em sistemas de fundeamento em catenária
Âncoras VLA	Resiste a ações de componente vertical e horizontal Construção relativamente barata Fácil instalação Peso baixo, dimensões pequenas e eficácia elevada	Incerteza relativamente à posição de instalação e penetração até à posição de projeto Necessita 2 a 3 navios para a instalação e inspeção por ROV
Âncoras de penetração dinâmica	Posicionamento da instalação precisa Teste de carga após a instalação Custo de construção baixo Instalação simples e económica Não necessita de verificação com ROV Desenho simples (API RP 2 ^a)	Âncoras patenteadas Utilizadas essencialmente no Brasil Baixa eficácia
Estacas de sucção	Extensa experiência na sua instalação Desenho robusto Instalação em zonas muito congestionadas Instalação simples no que respeita à sua localização, orientação e penetração	Requer apoio de ROV para instalação e navio com gruas potentes Requer ensaios laboratoriais avançados para caracterização dos parâmetros característicos do subsolo Sem normas para construção Preocupação relativamente à sua capacidade em solos estratificados
Âncora SEPLA	Posição de instalação conhecida Custo de construção baixo Desenho robusto	Instalação através de uma estaca de sucção Instalação patenteada Em solos estratificados tem dificuldade em penetrar os estratos mais competentes Requer inspeção por ROV Tempo de instalação superior em 30% relativamente às estacas de sucção

2.5. Estudos geológicos e geotécnicos realizados na plataforma continental portuguesa

O conhecimento geológico da plataforma continental portuguesa despertou desde cedo o interesse de investigadores, quer nacionais quer estrangeiros. Este interesse científico repercutiu-se na publicação de numerosos trabalhos de investigação versando sobre alguns dos aspetos particulares da plataforma continental portuguesa, e que fazem com que, a nível regional, esta se possa considerar minimamente caracterizada e cartografada.

Segundo Dias (1987) e Dias & Pereira (1993), o estudo da plataforma continental portuguesa divide-se em quatro fases principais, a saber:

- i. A primeira iniciou-se na primeira década do século XX, através de missões hidrográficas do Ministério da Marinha, tendo como objetivos primordiais a caracterização sedimentológica e morfológica.
- ii. A segunda decorreu nas décadas de 50 e 60 do mesmo século. Com o surgimento de novas tecnologias, diversos estudos foram desenvolvidos quase exclusivamente por investigadores estrangeiros.
- iii. A terceira desenvolveu-se durante as décadas seguintes, de 70 e 80, caracterizando-se pelos estudos da cartografia, da estrutura geológica e da geomorfologia da plataforma realizados por investigadores estrangeiros, nomeadamente franceses, em parceria com geólogos portugueses. Destacam-se, pela informação que veiculam, os desenvolvidos por Boillot & Musellec (1972), Musellec (1974), Baldy (1977), Mougénot (1976; 1989), Boillot *et al.* (1979), Vanney & Mougénot (1981).
- iv. A última iniciou-se no ano de 1987, com o despoletar de diversos projetos de investigação na área da Geologia Marinha, financiados pelo Estado português, realizados pelo grupo informal “Dinâmica Sedimentar da Plataforma” (DISEPLA) cujas equipas, oriundas de diferentes instituições e abarcando diferentes áreas de investigação, eram integralmente portuguesas.

Este período foi profícuo em produção científica sendo de salientar as muitas dissertações de mestrado e de doutoramento, realizadas por jovens investigadores, totalmente financiados por entidades nacionais ligadas à investigação científica. São de assinalar os seguintes trabalhos:

- Dias (1987), sobre o reconhecimento da cobertura sedimentar da plataforma continental setentrional portuguesa;
- Ferreira (1998), referente à morfodinâmica de praias expostas no sector costeiro Aveiro-Cabo Mondego;
- Taborda (1999), sobre a modelação da dinâmica sedimentar na plataforma continental portuguesa;
- Cascalho (2000), relativo à mineralogia dos sedimentos arenosos da margem continental setentrional portuguesa;

- Oliveira (2001), referente à dinâmica da matéria particulada em suspensão na plataforma continental minhota e sua relação com a cobertura sedimentar;
- Rodrigues (2002), sobre a tectono-estratigrafia da plataforma continental setentrional portuguesa e Badagola (2008) sobre a evolução morfo-tectónica do Esporão da Estremadura;
- Abrantes (1994), Magalhães (1993, 2001), Pombo (2004) e Balsinha (2008) relativos à cobertura sedimentar da plataforma e vertente em vários sectores da plataforma continental portuguesa.

A generalidade dos trabalhos que, hoje em dia, se publicam sobre o ambiente marinho de Portugal assentam sobre o conjunto de estudos pioneiros acima citados. No entanto, e apesar do nível de conhecimento alcançado sobre os ambientes sedimentares marinhos ao largo de Portugal, conhece-se ainda pouco sobre as características mecânicas destes sedimentos.

Os trabalhos de cariz geotécnico do ambiente marinho português encontram-se geralmente associados a obras costeiras de proteção ou a obras portuárias, nomeadamente os trabalhos de Oliveira *et al.* (1978) relativos aos estudos geológicos e geotécnico para o porto de Sines, não obstante os diversos projetos desenvolvidos desde 2005, para instalação de dispositivos para aproveitamento da energia renovável ao largo da costa portuguesa.

São de destacar os estudos de caracterização geológica realizados pelo Instituto Hidrográfico, que a seguir se descrevem:

- do local para fundeamento do dispositivo *Pelamis*, na Aguçadoura, Póvoa de Varzim, promovido pela empresa ENERSIS e que decorreu em duas fases (Bizarro *et al.* 2005/2007), tendo posteriormente sido instalada nesse local o dispositivo *Windfloat*, desmobilizado no verão de 2016;
- do local, ao largo da Figueira da Foz, para fundeamento de um dispositivo para aproveitamento das ondas, promovido pela empresa MARTIFER, tendo o projeto sido abandonado pelo promotor (Bizarro *et al.* 2008);
- do local, junto à Praia do Almagreiro em Peniche, para instalação do dispositivo *Waveroller*, no âmbito de um projeto europeu coordenado pela empresa finlandesa AWEnergy;
- da Zona Piloto para a empresa ENONDAS onde, e sob coordenação e responsabilidade do autor, que aplicou parte da metodologia proposta e lançada em 2010 (Pombo, 2010), na proposta desta investigação, se efetuou a caracterização geotécnica dos solos marinhos em dois pontos de amostragem (Bizarro *et al.* 2012).

Pese embora os trabalhos mencionados e desenvolvidos pelo IH, única entidade portuguesa, com capacidade no reconhecimento geológico e morfológico do fundo marinho, na caracterização das correntes, ondas e marés, importantes nos projetos geotécnicos em *offshore*, não existem no país estudos relacionados com a caracterização geotécnica sistemática dos solos marinhos, nem existe uma metodologia definida para o efeito.

Este facto prende-se muito com a inexistência de uma indústria nacional relacionada com as explorações, em ambiente marinho, de petróleo e gás natural. De facto, reconhece-se que, e até ao presente, não existe em Portugal capacidade para responder, de uma forma célere, a solicitações na área da geotecnia marinha.

2.6. Estudos geológicos e geotécnicos a nível internacional

Na Europa do norte, nomeadamente, na Dinamarca, Alemanha, Noruega, e Reino Unido (UK), este tipo de estudos são já uma realidade, existindo diversos trabalhos sobre a caracterização dos solos do Mar do Norte para instalação de fundações para plataformas petrolíferas (Bjerrum, 1973; Andersen *et al.*, 1979; Jardine *et al.*, 1998; Long & Donohue, 2010; Randolph *et al.* 2010).

Existem também outros projetos, em águas menos profundas, associados às energias renováveis, nomeadamente à energia eólica *offshore* (Houlsby *et al.*, 2001; Byrne & Houlsby, 2006; Hamre *et al.*, 2010; Firouziandbandpey *et al.*, 2012) que, no entanto, apresentam a caracterização geotécnica dos solos marinhos, como informações meramente auxiliares. O trabalho apresentado por Hue Le *et al.* (2014) tem como principal foco as características geológicas e geotécnicas do subsolo marinho para instalação de explorações eólicas ao largo do UK, enquanto que o trabalho de Young *et al.* (2009) realça a importância da integração dos dados das diferentes disciplinas das ciências da terra para mitigação dos riscos associados ao fundeamento de dispositivos em águas profundas.

Enquanto que os estudos de Le Bot *et al.* (2005) apresentam uma síntese dos vários trabalhos realizados na plataforma continental belga, nomeadamente com a descrição geológica e geotécnica dos depósitos Eocénicos e Quaternários, tendo a finalidade de recomendar os melhores locais para implantação de turbinas eólicas fixas através de estacas.

No entanto, todos estes trabalhos foram realizados em solos marinhos com características sedimentológicas e geotécnicas diferentes das existentes nas plataformas continentais dos países da Europa do Sul, nomeadamente em Portugal, onde a plataforma continental é maioritariamente arenosa e siliciclástica e está sujeita a condições meteorológicas de diferente magnitude e variabilidade temporal significativa.

Existe ainda um manual normativo publicado pela *Det Norske Veritas* (DNV) que regulamenta a caracterização geotécnica, o dimensionamento dos sistemas de fixação ao subsolo marinho, a certificação e a segurança da implantação destes projetos; no entanto, e tal como nas publicações científicas, estes documentos estão direcionados para solos marinhos argilosos (DNVRP 98-3034:1998; DNVRP-E303:2005; DNVRP-E301:2000; NSG-CR001:1996).

2.7. Estudos geotécnicos para fixação de âncoras de arraste no subsolo marinho

Encontram-se publicados inúmeros estudos sobre a utilização e instalação de âncoras de arraste em projetos ligados à indústria em *offshore*, nomeadamente extração de hidrocarbonetos. Ao

longo das últimas quatro décadas, esta indústria tem vindo a evoluir, no que se refere aos diferentes tipos de sistemas de fixação ao subsolo marinho (secção 2.3 e 2.4), mas também ao nível das linhas de amarração.

No entanto e devido à localização geográfica destes projetos e à implantação em águas profundas do Mar do Norte, do golfo do México ou do *offshore* brasileiro, onde os solos são tipicamente lodosos, e ainda no *offshore* australiano, onde são, também, tipicamente lodosos, mas carbonatados, os trabalhos e estudos publicados referem-se sobretudo a solos finos com características de resistência baixa (O'Neill *et al.* 1999, 2003, 2011; Aubeny *et al.* 2005, 2008; DNV RP E301:2000).

A crescente utilização destes sistemas de fixação em projetos ligados ao aproveitamento de energias renováveis no *offshore*, tem trazido estas infraestruturas para mais perto das costas, onde a cobertura sedimentar tende a ser constituída por solos marinhos arenosos, como é o caso do litoral português.

Os estudos publicados referentes à capacidade de sustentação de âncoras de arraste em solos arenosos baseiam-se, quer nos métodos de equilíbrio limite, como são exemplo os trabalhos pioneiros de Le Lievre & Tabatabaee (1979; 1981), Neubecker & Randolph (1996a; 1996b), quer nos métodos empíricos que abarcam a experiência das empresas que fabricam e instalam os sistemas de fixação ao subsolo marinho (Vryhof, 2010).

Mais recentemente, os estudos publicados (O'Neill, 2003; Dickin, 2007; Yamamoto, 2009; Qiao, 2012) recorrem, principalmente, ao método dos elementos finitos para determinar a capacidade de sustentação dos sistemas de fixação ao subsolo marinho. Seguidamente, referem-se as abordagens publicadas.

2.7.1. Métodos empíricos

Os métodos empíricos, apresentados primeiramente pelo Laboratório de Engenharia Civil Naval (NCEL) em 1987, permitem avaliar a capacidade de sustentação de âncoras de arraste baseando-se nos resultados de ensaios realizados com âncoras à escala e sob várias condições do subsolo.

Na realização dos testes, o NCEL utilizou protótipos à escala reduzida das diversas âncoras de arraste comercializadas à data pretendendo, assim, avaliar o desempenho de cada uma.

De acordo com os resultados obtidos, o NCEL concluiu que a capacidade de sustentação varia diretamente com o peso das respetivas âncoras. Assim sendo, foi estabelecida a equação [1] para estimar a capacidade de sustentação de cada âncora, sendo a sua capacidade calculada em Kips (NAVFAC, 2012).

$$F = a \times \left(\frac{W_a}{c}\right)^b \quad [1]$$

onde: F - capacidade de sustentação da âncora (em Kips);

a, b são parâmetros dependentes do tipo de âncora e do tipo de solo;

Wa corresponde peso da âncora em (Kips);

C é 10 Kips (1Kips = 0,45 t)

Com base nesta equação foram publicados ábacos que relacionam a capacidade de sustentação com as profundidades de enterramento de cada tipo de âncora (Figura 2.20) tendo em consideração os diferentes tipos de solos marinhos (NAVFAC, 2012).

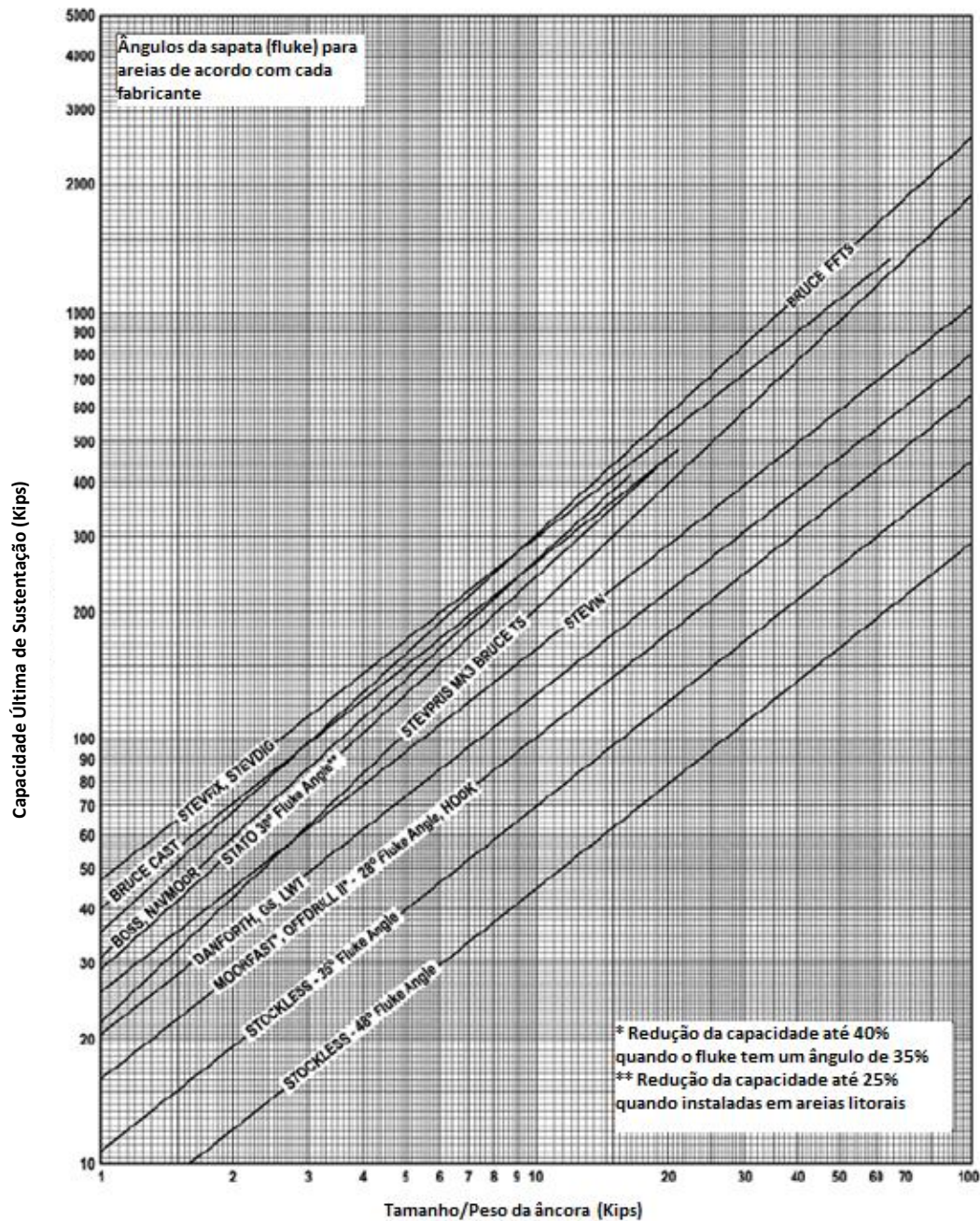


Figura 2.20 – Diagrama da capacidade de sustentação última para os diversos tipos de âncoras de arraste (NAVFAC, 2012)

Atualmente, os principais fabricantes de âncoras de arraste, Vryhof Anchors® e Bruce Anchor®,

têm publicado os gráficos-diagrama para os diferentes tipos de âncoras que comercializam e nos quais é possível estimar a capacidade de sustentação das âncoras em solos marinhos, quer arenosos quer lodosos, bem como a previsão da profundidade de enterramento para cada âncora.

No caso do fabricante Vryhof, e para a âncora Stevpris MK5, apresenta-se na Figura 2.21 o gráfico referente à capacidade de sustentação última (UHC) *versus* tamanho da âncora e na Figura 2.22 a penetração e o arraste da âncora dessa âncora para os diferentes tipos de solo em função do tamanho da âncora.

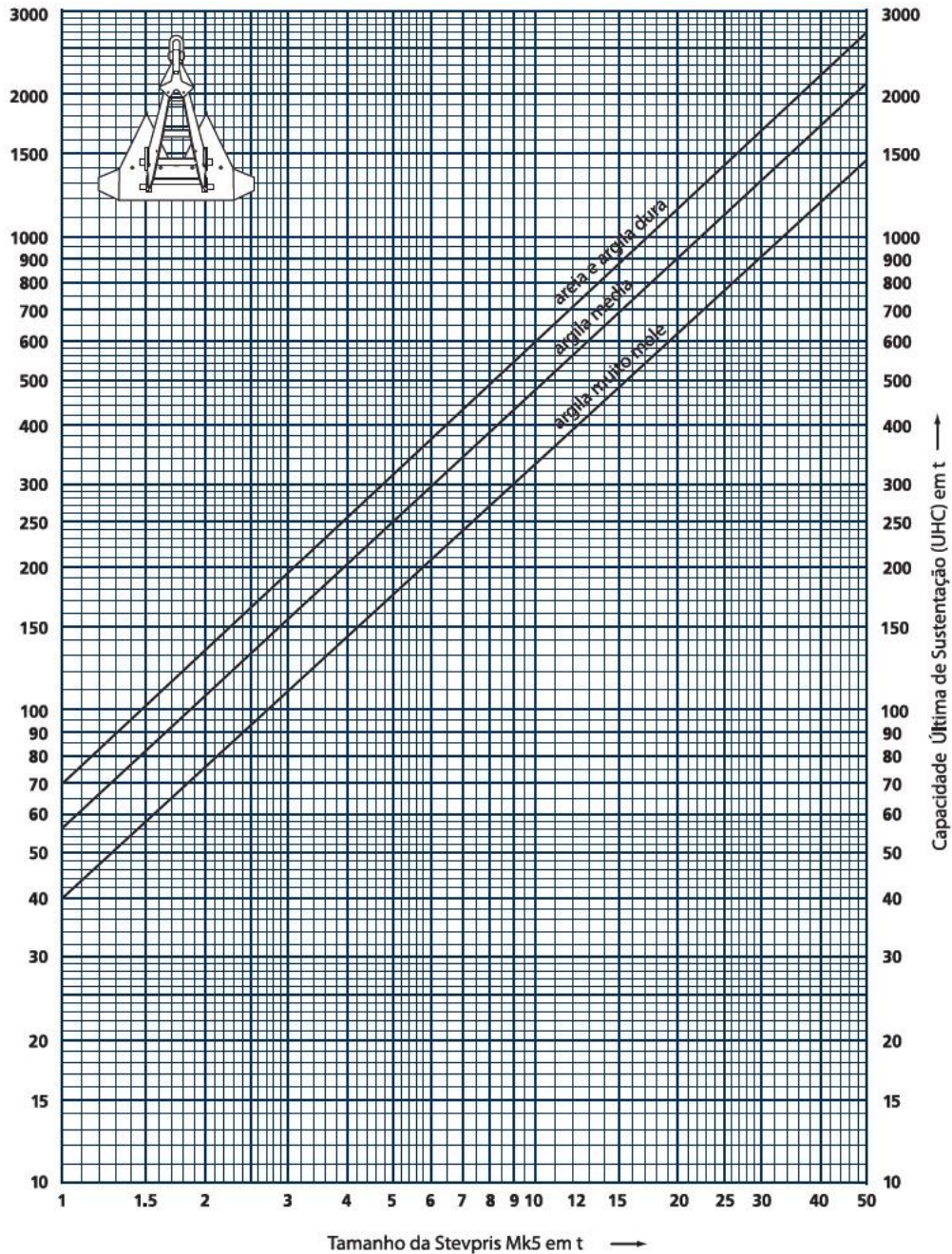
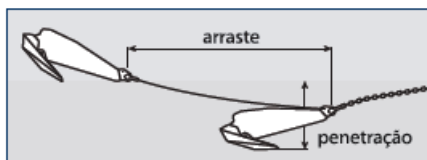
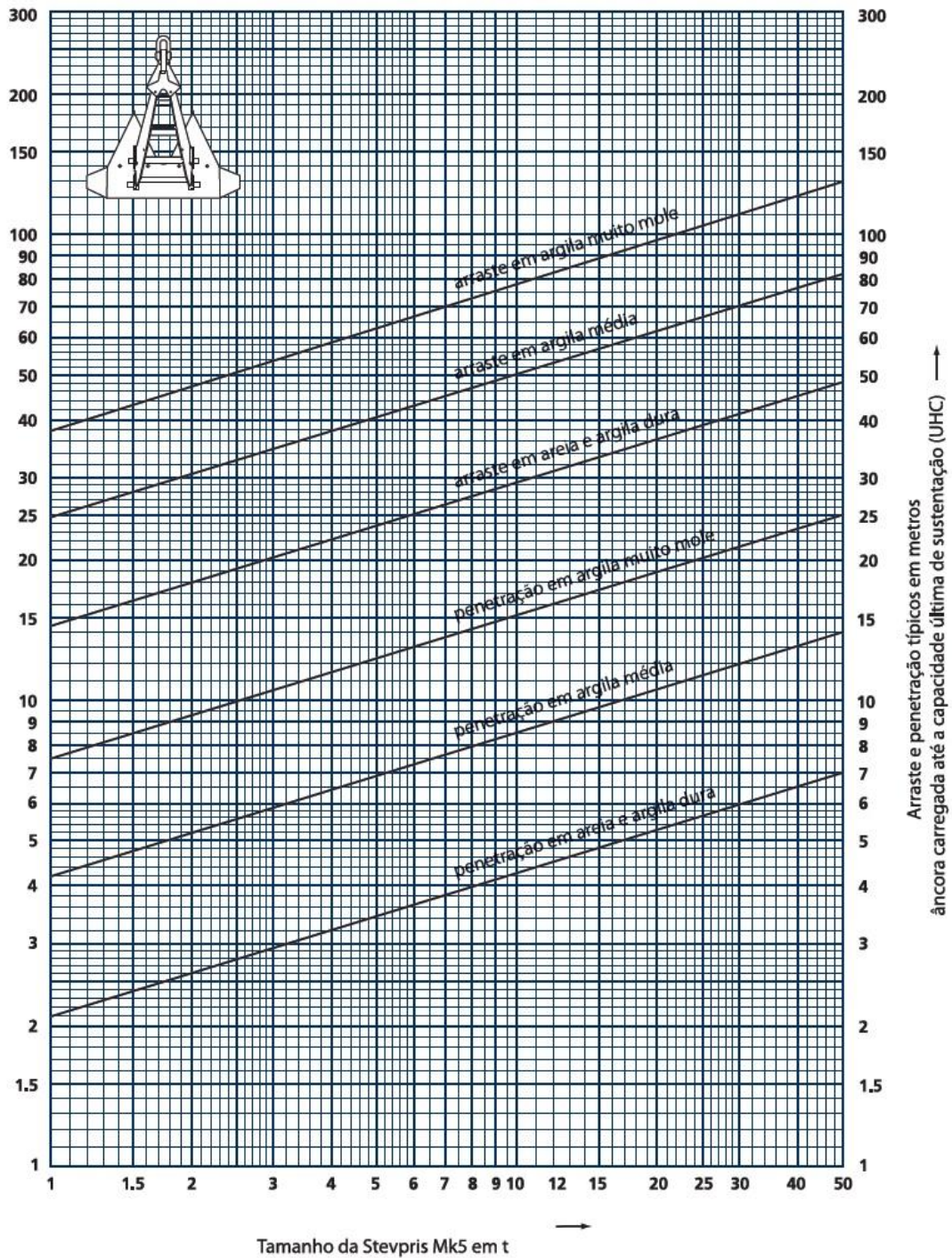


Figura 2.21 – Diagrama da capacidade de sustentação última (UHC) para os diversos tamanhos de âncoras de arraste Stevpris MK5 (Vryhof, 2010)



Carga da âncora como % de UHC	Arraste como % de arraste máximo	Penetração % de penetração máxima
70	48	80
60	37	68
50	27	55
40	18	42
30	9	23

Exemplo: carregamento de 70% da capacidade última de sustentação corresponde a 48% de arraste máximo e 80% de penetração máxima na capacidade última de sustentação.

Figura 2.22 – Diagramas de penetração e arraste para os diversos tamanhos de âncoras Stevpris MK5 (Vryhof, 2010)

2.7.2. Métodos numéricos

2.7.2.1. Método do equilíbrio limite

Os primeiros estudos realizados e publicados sobre a utilização de âncoras de arraste em solos arenosos datam da década de 80 do século passado. Le Lievre e Tabatabaee (1979; 1981) apresentaram, com base na teoria do equilíbrio limite da mecânica clássica, resultados razoáveis sobre a capacidade de sustentação limite de âncoras de arraste em solos marinhos. No entanto, esta teoria assume muitas considerações analíticas que tornam este modelo impraticável durante as fases de instalação das âncoras, principalmente, quando não é possível prever a profundidade a que as âncoras ficam instaladas.

Esta teoria foi mais tarde retomada por Grote (1993) que, após redefinição dos cálculos para quantificar a resistência em solos lodosos e arenosos, propôs um modelo idêntico para ambos, modificando apenas as fórmulas relativas à resistência de cada um dos dois tipos de solos.

Nas situações em que as âncoras de arraste penetram pouco no subsolo, como é o caso dos solos arenosos (Vryhof, 2010; Neubecker & Randolph, 1996a), o modelo proposto por Le Lievre e Tabatabaee (1981) foi revisto por Neubecker & Randolph (1996a, 1996b) passando a incorporar, por um lado, as forças atuantes na área sob a sapata e, por outro, uma superfície de ruptura do solo mais realista.

Os vários trabalhos realizados para caracterização dos fundos marinhos mostram que, na presença de depósitos estratificados e em solos marinhos mais resistentes, areno-cascalhentos ou arenosos com maior compactação, as âncoras de arraste não penetram muito no subsolo marinho ficando, normalmente, à superfície (Bizarro *et al.* 2005; 2007 e 2010). O posicionamento das âncoras é importante e encontra-se diretamente relacionado com a sua capacidade de sustentação, sendo este fundamental na simulação por métodos analíticos e numéricos na determinação daquela capacidade.

Recentemente têm sido publicados diversos estudos sobre a fixação deste tipo de âncoras em solos arenosos. De forma a determinar a posição de fixação destas âncoras Liu *et al.* (2010) apresentam um estudo sobre a profundidade máxima de enterramento (UED) de âncoras de arraste em solos lodosos e arenosos, mostrando que o modelo teórico proposto permite prever, com alguma razoabilidade, a UED, visto que os resultados teóricos, quando comparados com os resultados experimentais, dão valores semelhantes e concordantes.

2.7.2.2. Método dos elementos finitos (MEF)

O método dos elementos finitos (MEF) tem sido cada vez mais utilizado na investigação das interações entre o subsolo e as âncoras de arraste (O'Neill, 2003; Dickin, 2007; Yamamoto, 2009; Qiao, 2012), uma vez que possibilitam efetuar, de forma rápida e com aproximação elevada, uma análise numérica da capacidade limite de sustentação das âncoras de arraste nos diferentes tipos de subsolo marinhos.

No entanto, é necessário adotar precauções na utilização deste tipo de modelos uma vez que a análise numérica final depende, quer da exatidão dos dados introduzidos, quer das condicionantes selecionadas (Azevedo, 2003), pelo que devem ser devidamente validados. Neste sentido, é adequado comparar os resultados provenientes dos MEF com outros, nomeadamente, com os métodos empíricos baseados na experiência dos fabricantes de âncoras, que constituem o método mais utilizado atualmente para determinação da capacidade limite de sustentação.

Pombo *et al.* (2012a) recorreram aos MEF para investigar a interação e a capacidade limite de sustentação de uma âncora Stevpris MK6 de 5 t nos solos da plataforma continental para o sector em estudo, tendo utilizado perfis da coluna sedimentar simplificados e parâmetros mecânicos de referência para os diferentes tipos de solos. Esse estudo permitiu, sobretudo, avaliar e conhecer, de forma genérica, as tensões instaladas no subsolo marinho impostas pela fixação desse tipo de âncoras. Foi com base nesta investigação preliminar que definiram as tensões para execução dos ensaios triaxiais realizados no âmbito do presente trabalho, encontrando-se a metodologia descrita na secção 4.1.3.2. e os resultados apresentados e discutidos no Capítulo 7.

Mais tarde Dias (2013) elaborou uma tese de mestrado onde utiliza também o MEF para avaliar a capacidade de sustentação da âncora Stevpris MK6 em solos arenosos que supostamente se encontram na Zona Piloto. No entanto o trabalho realizado baseia-se em pressupostos teóricos, nomeadamente no que se refere às características dos solos marinhos. As informações necessárias foram retiradas de Pombo (2004) sobre a caracterização dos depósitos superficiais da plataforma continental entre o Cabo Mondego e S. Martinho do Porto, e do projeto de tese apresentado na FCT-UNL por Pombo (2010), no que refere aos tipos de WEC e aos sistemas de fundeamento.

3. ENQUADRAMENTO DA ÁREA DE ESTUDO

No presente capítulo apresenta-se a caracterização meteo-oceanográfica, morfológica, geológica e sedimentar da área investigada, localizada ao largo de S. Pedro de Muel (Figura 1.2).

3.1. Oceanografia

Os dados meteo-oceanográficos, apesar de não fazerem parte da caracterização geotécnica do subsolo marinho, permitem justificar e compreender a grande variabilidade espacial que se observa nos solos marinhos, principalmente algumas das variações laterais das suas propriedades. Assume particular importância a possibilidade de ocorrência de movimentos de massa, induzidos por eventos extremos, conforme referido por Randolph & Gourvenec (2011).

Considerando que se pretende explorar a energia das ondas, as informações relativas à ondulação e às correntes que, na plataforma interna e média, se propagam a toda a coluna de água são importantes porque, para além de permitirem estimar o potencial energético em cada local, possibilitam, numa fase preliminar dos projetos geotécnicos, determinar as solicitações a que as estruturas vão estar sujeitas (Randolph & Gourvenec, 2011). Nesse sentido, apresenta-se uma breve caracterização oceanográfica da zona em estudo baseada em trabalhos publicados, nomeadamente, os apresentados por Bizarro *et al.* (2012).

3.1.1. Agitação marítima

Devido à sua localização geográfica, margem este do Oceano Atlântico, a costa ocidental portuguesa encontra-se exposta à ondulação gerada no Atlântico Norte e ao regime de ventos com prevalência de oeste (Iglésias, 2009). O regime de agitação marítima é caracterizado pelas componentes de geração distante tendo, em geral, alturas e períodos superiores aos que ocorreriam por simples ação do vento local (Hidrográfico, 2005).

A área em estudo situa-se num meio energético que, segundo Esteves *et al.* (2010), é dominado por ondulação proveniente de NW, W e SW. Analisando a Figura 3.1, onde se encontra representada a frequência da ondulação por quadrante de origem, observada na boia de Leixões entre 1999-2010, constata-se que a ondulação predominante é proveniente de NW, no período 1999-2009 com uma prevalência de 71%. Relativamente à análise dos dados referentes aos quatro invernos entre 2006 e 2010, verifica-se que a distribuição das direções de ondulação é idêntica à do período 1999-2009, exceto no inverno de 2009-2010 onde se registou um aumento da frequência de estados de mar provenientes de W e SW (Figura 3.1).

A predominância de estados de mar proveniente de NW deve-se à localização do anticiclone próximo dos Açores, enquanto que a ondulação de W e SW, menos frequente, está associada a focos depressionários e à passagem das respetivas superfícies frontais (Cunha & Dinis, 1998).

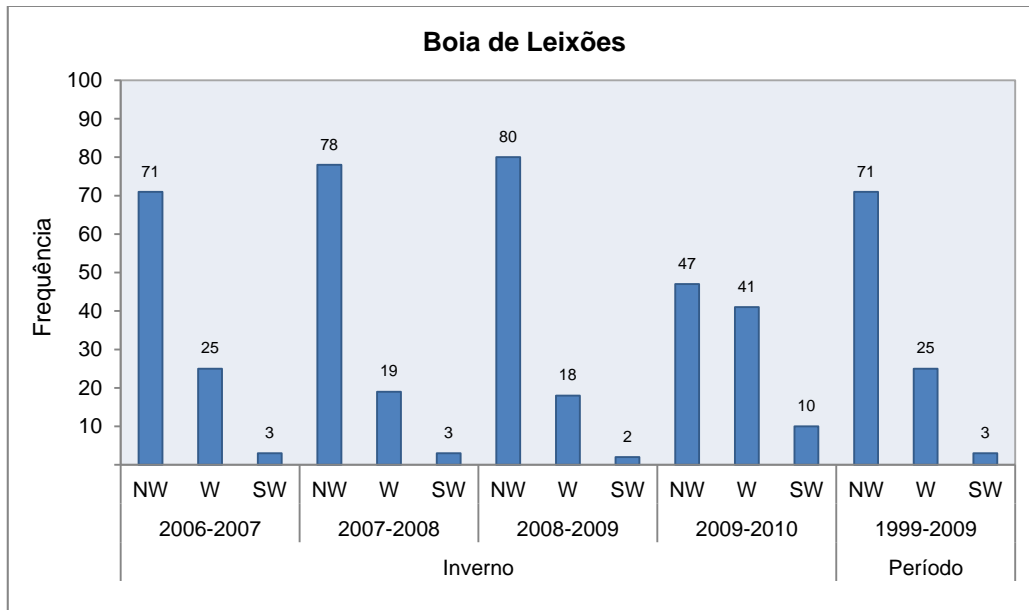


Figura 3.1– Percentagem de ocorrências de estados do mar provenientes de NW, W e SW para a boia de Leixões (adaptado de Esteves, 2010)

No que se refere aos eventos mais energéticos, estes são provenientes de NW e de WNW e apresentam ondas com alturas significativas superiores a 4 m (Costa 1992/3/4); em temporais extremos podem ocorrer ondas com alturas significativas superiores a 8 m (Figura 3.2). Segundo Esteves *et al.* (2010), no período de 1999-2009 registaram-se 144 temporais com ondas superiores a 4 m, tendo-se registado cinco temporais de NW com ondas superiores a 8 m.

Os temporais de oeste, associados à descida em latitude de frentes polares, são menos frequentes; no período de Inverno originam ondulação de W e SW que geralmente atinge 8 m e períodos de cerca de 16 s (Hidrográfico, 2005).

Para a boia de Leixões, e de acordo com Pinto *et al.* (2014), em 2012 e 2013 ocorreram, respetivamente, 8 e 9 temporais com altura significativa extrema de cerca de 6,4 m. Em 2014 e segundo aqueles autores, ocorreram 21 tempestades com altura significativa extrema de cerca de 6,7 m.

Através de uma boia multi-paramétrica fundeada aos 60 m de profundidade, localizada a cerca de 11 km para norte da área de estudo, adquiriu-se, entre dezembro de 2011 e junho de 2012, dados reais da ondulação (altura significativa, altura máxima, pico e período médio) e de parâmetros meteorológicos (temperatura, humidade e pressão do ar, direção, velocidade e rajada do vento), que após processamento estão descritos na Tabela 3.1.

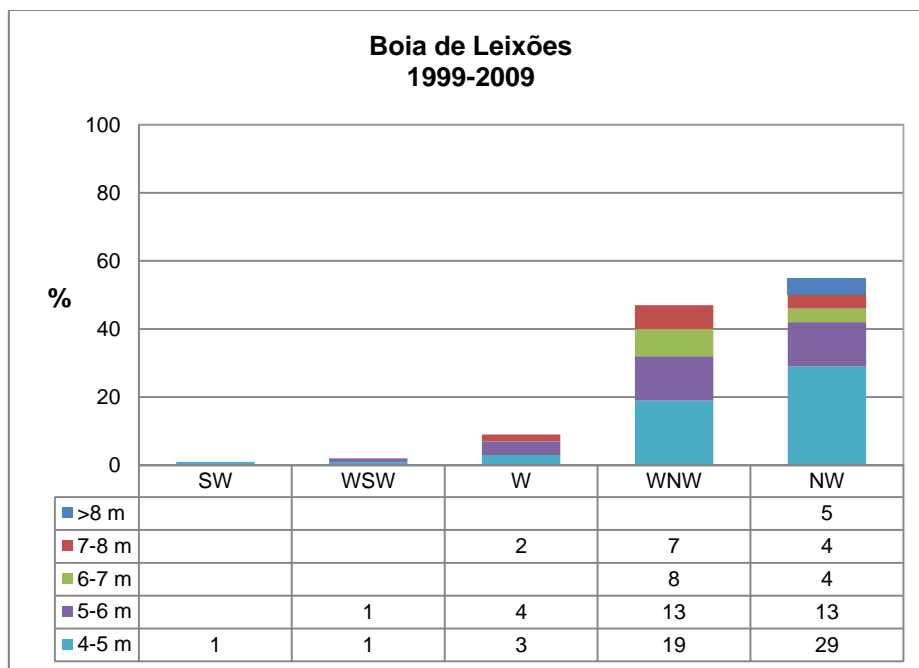


Figura 3.2 - Ocorrência de temporais por classes de direção e de altura significativa (m) para a boia de Leixões (adaptado de Esteves *et al.*, 2010)

Os dados reais registados entre dezembro de 2011 e junho de 2012 (Tabela 3.1) permitiram corroborar as observações realizadas com a boia de Leixões e apresentados por Costa (1992/3/4) e Esteves *et al.* (2010). De salientar que, em dezembro de 2011, foram registadas na boia multi-paramétrica ondas com altura significativas superiores a 12 m (Bizarro *et al.*, 2012).

No sentido de caracterizar o clima de agitação marítima deste setor da plataforma média, Bizarro *et al.* (2012) apresentaram os resultados do programa de modelação *WaveWatch3* utilizado para simular as condições de agitação no período de 1995 a 2010 e obtiveram, para a ondulação, dados de altura significativa, período de pico da onda, energia do período e direção da onda. Os dados simulados obtidos foram validados através de informações reais obtidas através de uma boia fundeada na Zona Piloto entre março de 2008 e junho de 2009, cuja localização encontra-se representada na Figura 1.2.

Assim, no que respeita à altura significativa, e de acordo com a modelação realizada, a altura máxima neste período foi de 10,21 m e um período de pico máximo de 20,20 s, sendo janeiro o mês em que se registou a ocorrência de tempestades (Bizarro *et al.*, 2012). Na Figura 3.3 encontra-se representada a distribuição sazonal da altura significativa.

O período de verão, entre abril e setembro, é caracterizado por uma altura significativa média de $1,54 \pm 0,75$ m com cerca de 35% de eventos, registando-se um menor número de ocorrências para alturas significativas superiores a 2,5 m. O período de inverno, entre outubro e março, é caracterizado por uma altura significativa média de $2,45 \pm 1,28$ m com cerca de 20% de eventos, registando-se uma maior dispersão de ocorrências por alturas significativas mais elevadas.

Tabela 3.1 – Dados mensais de alturas significativa, máxima e mínima das ondas, direção média e período de pico de onda (Bizarro *et al.*, 2012)

	Média	Desvio padrão	Máximo	Mínimo	Nº de Valores
Dezembro 2011					
Hm0 (m)	2,54	1,27	7,40	0,84	458
Hmáx (m)	3,71	1,89	12,37	1,19	
Mdir (º)	314	21	335	80	
Tp (s)	12,8	2,5	25,0	7	
Janeiro 2012					
Hm0 (m)	2,12	1,02	5,26	0,63	687
Hmáx (m)	3,10	1,50	8,45	0,88	
Mdir (º)	314	12	338	269	
Tp (s)	13,8	1,9	18,6	7,1	
Fevereiro 2012					
Hm0 (m)	1,72	0,56	3,47	0,80	430
Hmáx (m)	2,51	0,85	5,05	1,08	
Mdir (º)	316	15	347	283	
Tp (s)	11,7	2,7	25,0	4,0	
Março 2012					
Hm0 (m)	1,85	0,80	4,96	0,44	744
Hmáx (m)	2,72	1,20	8,66	0,63	
Mdir (º)	304	16	351	217	
Tp (s)	12,4	2,2	25,0	4,7	
Abril 2012					
Hm0 (m)	2,34	0,95	5,29	0,75	720
Hmáx (m)	3,45	1,49	9,56	0,95	
Mdir (º)	319	11	348	279	
Tp (s)	10,5	2,2	17,3	4,5	
Maio 2012					
Hm0 (m)	1,50	0,43	3,27	0,74	740
Hmáx (m)	2,21	0,67	5,05	0,95	
Mdir (º)	295	30	352	219	
Tp (s)	9,1	1,8	13,8	4,3	
Junho 2012					
Hm0 (m)	1,56	0,46	2,63	0,67	720
Hmáx (m)	2,30	0,72	4,56	0,84	
Mdir (º)	302	22	352	231	
Tp (s)	9,0	1,8	22,7	4,5	

Hm0 – altura significativa; Hmáx – altura máxima; mdir – média da direção da onda; Tp - período de pico

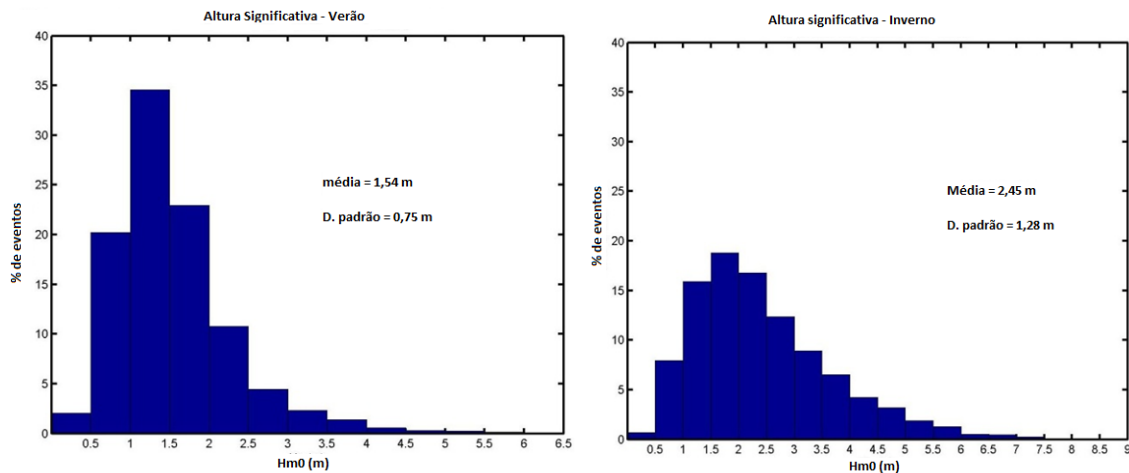


Figura 3.3 – Distribuição sazonal da altura significativa da onda (Bizarro *et al.*, 2012)

3.1.2. Correntes

Na área em estudo encontram-se presentes as correntes superficiais costeiras que afetam toda a coluna de água e podem ser geradas por marés, ventos e vagas.

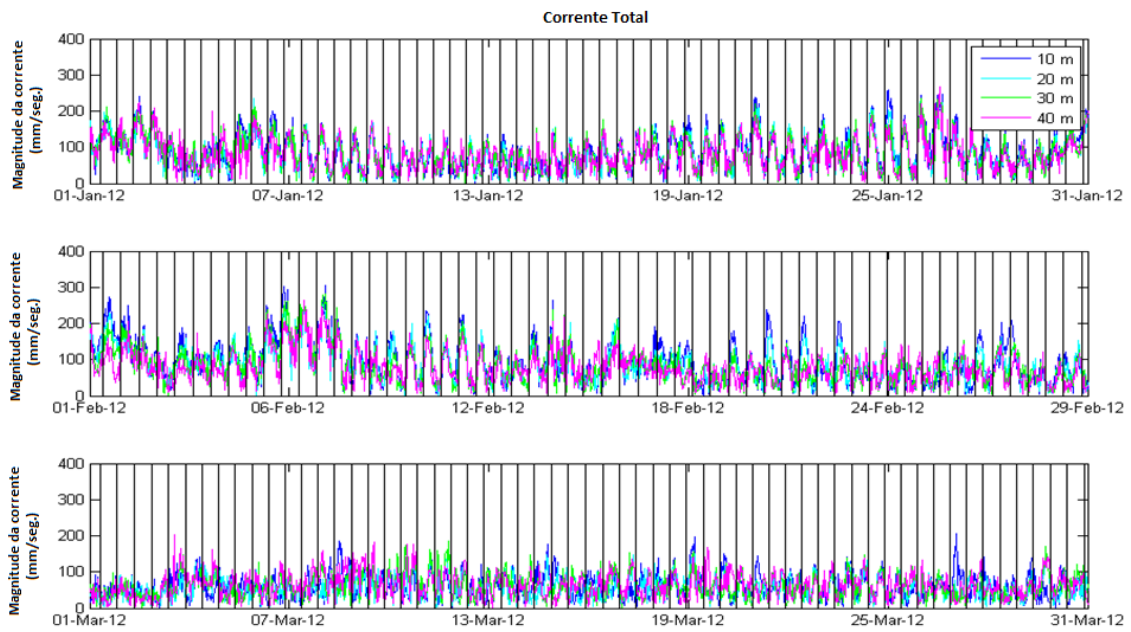
No sentido de caracterizar o regime de correntes na zona de estudo recorreu-se aos dados obtidos através de um *Acoustic Doppler Current Profiler* (ADCP) de 300 kHz, fundeado, juntamente com a boia multi-paramétrica, na área central da Zona Piloto e que se encontra a norte da área estudada.

Os dados apresentados por Bizarro *et al.* (2012) referem-se ao período entre janeiro a março de 2012 e caracterizam a magnitude da corrente a 10, 20, 30 e 40 m de profundidade (Figura 3.4). Segundo aqueles autores, os dados das correntes revelam uma clara componente semidiurna associada ao forçamento das marés, sendo relativamente uniforme ao longo das profundidades consideradas. Nas Figuras 3.5 e 3.6 encontram-se representadas as correntes residuais *longshore* e *cross-shore*.

A corrente residual *longshore* nos meses de janeiro e fevereiro foi, na maior parte do período considerado, dirigida para sul, enquanto que nos mês de março, esta não apresentava uma tendência clara.

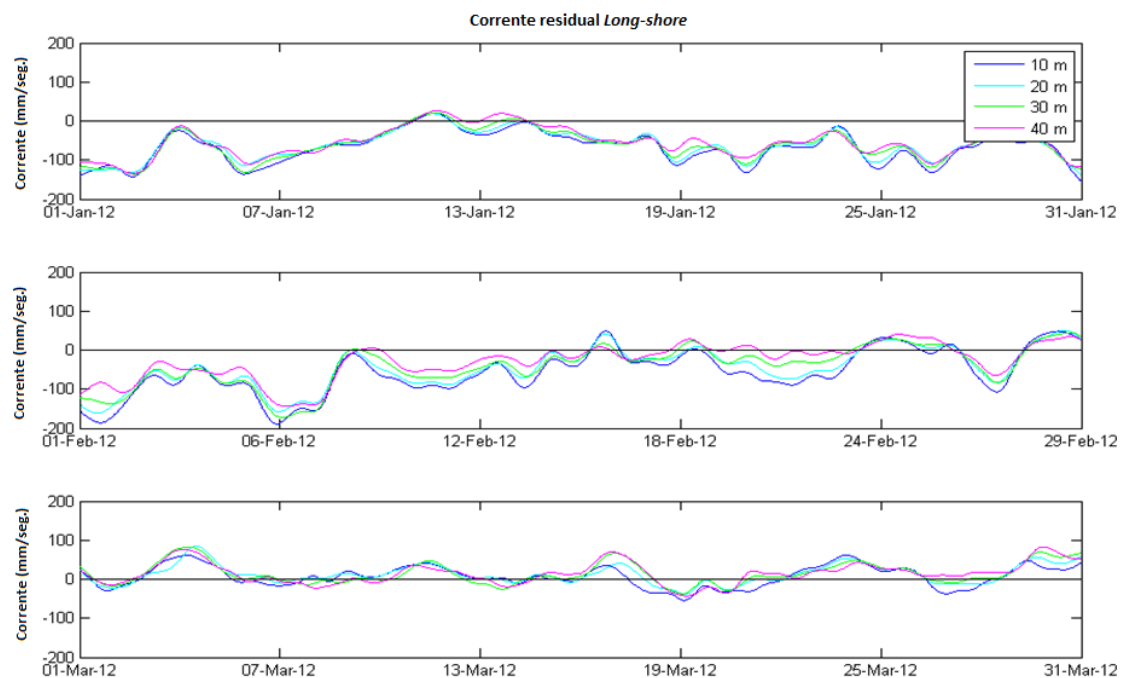
A corrente residual *cross-shore*, entre janeiro e março, não revela qualquer tendência e a sua magnitude é claramente inferior à corrente *longshore*.

A ação conjugada das ondas e das correntes é o principal agente forçador da remobilização e transporte sedimentar em ambiente de plataforma continental, podendo estender-se até aos 200 m de profundidade, nomeadamente em ocasiões de tempestades (Randolph & Gourvenec, 2011).



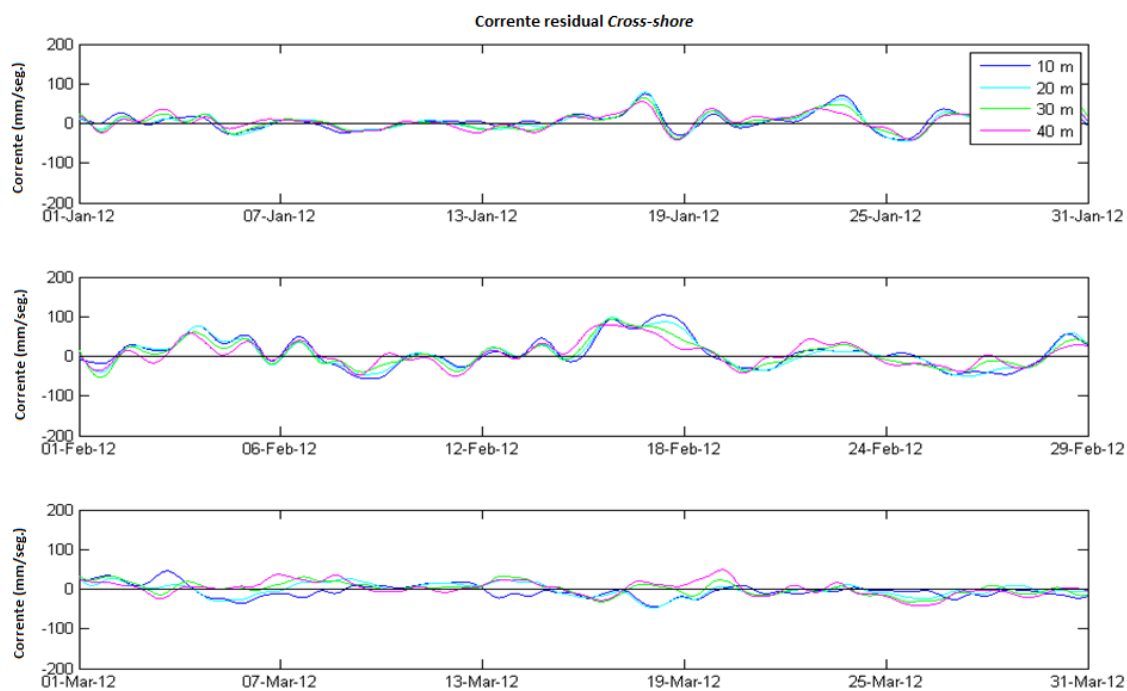
Linhas verticais pretas marcam o período de maré mais elevado

Figura 3.4 – Corrente total a 10, 20, 30 e 40 m de profundidade para o período entre Janeiro e março de 2012, (Bizarro *et al.*, 2012)



Valores positivos correspondem à corrente de sul; Valores negativos são relativos à corrente de norte

Figura 3.5 – Corrente *longshore* a 10, 20, 30 e 40 m de profundidade; (Bizarro *et al.*, 2012)



Valores positivos correspondem à corrente de oeste; Valores negativos são relativos à corrente de este

Figura 3.6 - Corrente *cross-shore* a 10, 20, 30 e 40 m de profundidade (Bizarro *et al.*, 2012)

Segundo Dias (1987) e Taborda (1993/1999) no transporte dos sedimentos, permanente na zona de rebentação, as condições de agitação moderada são as que mais contribuem para o transporte total. Entre a zona litoral e os cerca de 30 m de profundidade, sob condições de energia moderada a elevada, ocorre a remobilização dos depósitos durante uma parte significativa do ano. Entre 30 e 80 m de profundidade apenas se verifica remobilização em ocasião de tempestades.

Claro que as profundidades indicadas e as características da onda que promovem a remobilização das partículas dependem da própria onda, mas também, da dimensão e natureza dos grãos sedimentares, muito variáveis na plataforma portuguesa.

De salientar também que as ondas provocam, no fundo sedimentar, outro tipo de efeitos, nomeadamente no que respeita ao potencial de liquefação e à possibilidade de induzir processos de erosão e de exposição dos cabos submarinos ou de outras infraestruturas (Randolph & Gourvenec, 2011).

3.1.3. Marés

As marés, na costa ocidental portuguesa, são marcadamente do tipo semi-diurno regular e propagam-se de sul para norte.

A estação maregráfica mais próxima da área de estudo situa-se na Figueira da Foz, sendo as marés medidas no Cais Comercial e no Cais dos Serviços. De acordo com Bizarro *et al.* (2012),

a altura de maré máxima no Cais Comercial, entre 1977-1984, foi de 4,36 m e a altura mínima de 0,28 m (Figura 3.7).

Para o período de 1984 a 1985 a altura de maré máxima no Cais dos Serviços foi de 4,17 m e a altura mínima registada de 0,18m, valor mais baixo registado nesta estação em todo o período de observações (Figura 3.8).

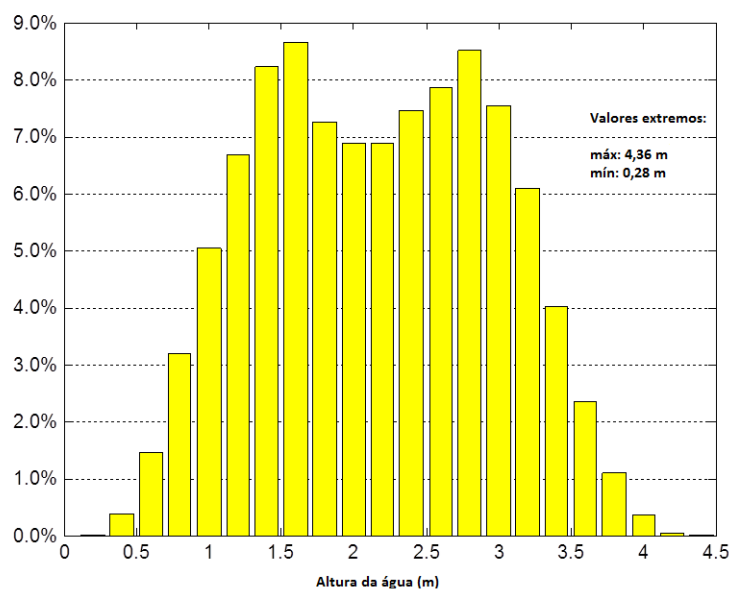


Figura 3.7 – Histograma de alturas de maré na estação da Figueira da Foz, Cais Comercial, no período de 1977 a 1984 (Bizarro *et al.*, 2012)

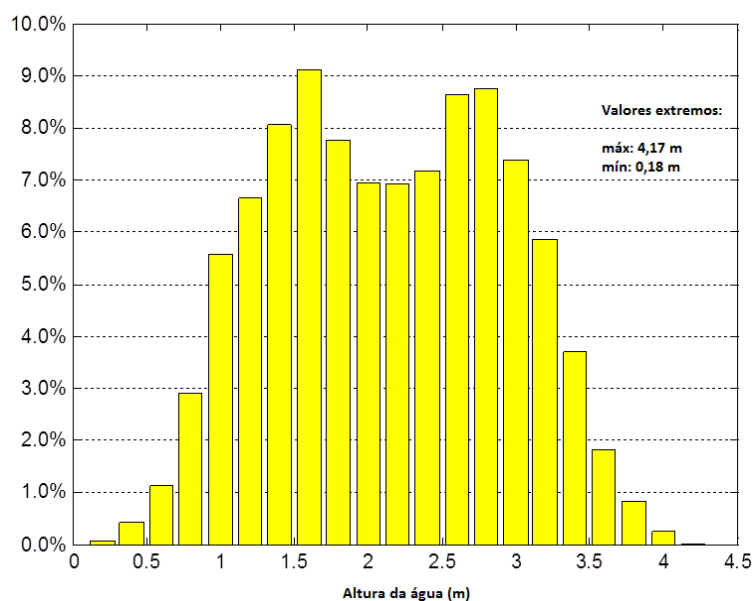


Figura 3.8 – Histograma de alturas de maré na estação da Figueira da Foz, Cais dos Serviços, no período de 1984 a 1985 (Bizarro *et al.*, 2012)

No mesmo local mas para o período de 2008 a 2011 registou-se em março de 2010 a maior altura de maré nesta estação e que foi de 4,40 m, tendo-se registado uma altura mínima de 0,30 m (Figura 3.9).

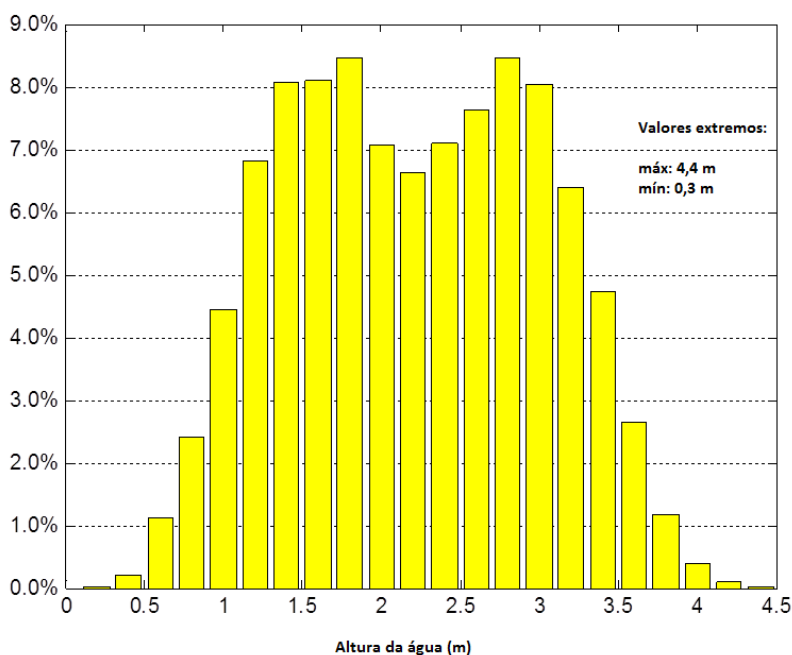


Figura 3.9 - Histograma de alturas de maré na estação da Figueira da Foz, Cais dos Serviços, no período de 2008 a 2011 (Bizarro *et al.*, 2012)

Ao largo da costa continental portuguesa, as correntes de maré apresentam valores pouco significativos face à influência dos ventos predominantes. Os valores mais significativos registam-se apenas nas embocaduras dos rios e estuários (Hidrográfico, 2005).

3.2. Morfologia e geologia

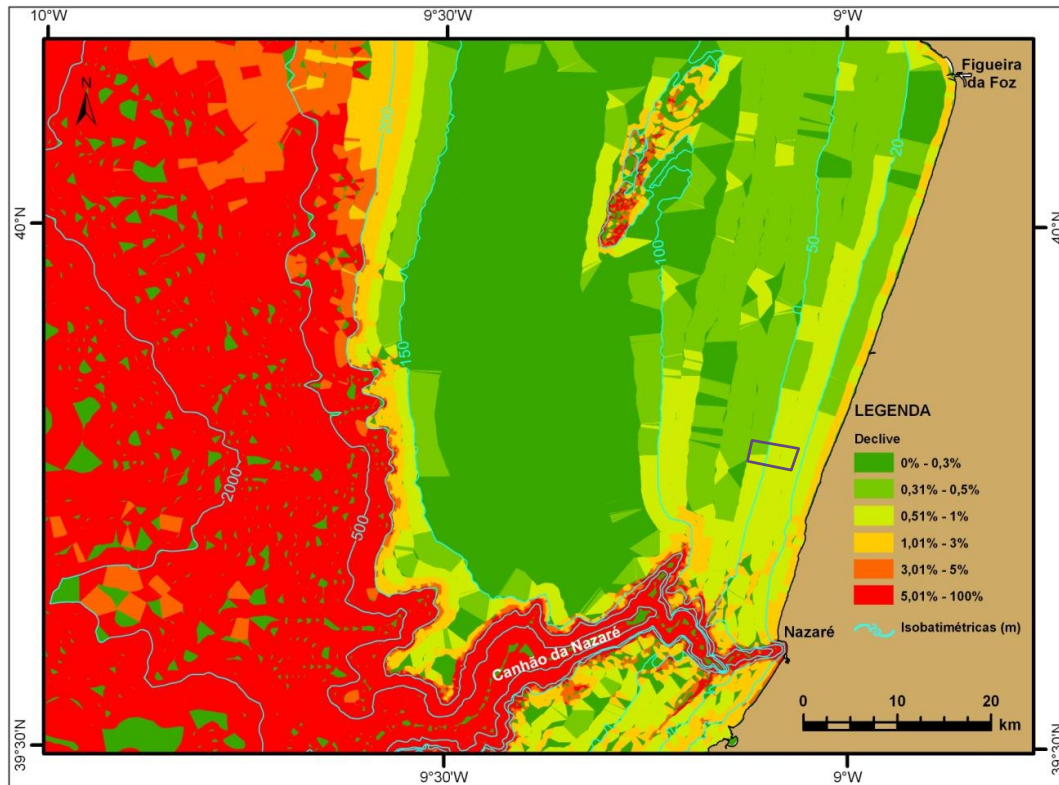
A plataforma continental portuguesa entre a Nazaré e a Figueira da Foz apresenta uma largura média de 46 km, estendendo-se desde a linha de costa até cerca de 160 m de profundidade. Em termos morfológicos, a plataforma continental pode ser descrita como uma superfície aplanada que, não obstante a sua monotonia se encontra afetada localmente por alguns relevos (Figura 3.10). É de destacar o relevo de Pinhal, com cerca de 20 m de desnível, e que se localiza a 100 m de profundidade (Vanney & Mougout, 1981).

Com um perfil bem desenvolvido, a plataforma continental neste sector pode ser subdividida em três zonas distintas de acordo com os declives (Figura 3.10):

- zona interna, definida entre a linha de costa e os 20 m de profundidade, caracterizada por declives variáveis e inferiores a 3%;
- zona intermédia que se define entre os 20 m e 100 m de profundidade, em que os declives são inferiores a 1%;

- zona externa que se define entre os 100 m de profundidade e o bordo da plataforma. Esta zona é muito aplanada, caracterizando-se por declives inferiores a 0,3%.

Os declives mais fortes (> 5%) localizam-se, como seria de esperar, no domínio da vertente continental e no relevo do Pinhal.



A localização da área em estudo encontra-se representada pelo retângulo a roxo

Figura 3.10 – Carta de declives (Pombo, 2004)

Neste sector, a plataforma continental apresenta, nos níveis estruturais superiores, uma estrutura geológica simples, constituída por um monoclinal suavemente inclinado para oeste (Mougenot, 1976 e 1989; Rodrigues, 2004), afetada pontualmente por acidentes estruturais.

Esta estrutura reflete a evolução meso-cenozóica deste sector da Península Ibérica, associada à abertura do Atlântico Norte e, em cujo período mais marcante, foi criada a Bacia Lusitaniana. Esta, após a rotação da Península Ibérica foi abandonada e, durante o Cenozóico, colmatada com sedimentos de origem marinha e terrestres provenientes do continente adjacente (Mougenot, 1989; Rodrigues, 2004).

As formações meso-cenozóicas estão afetadas por falhas geológicas de movimento vertical, mais ou menos importante que, entre a Nazaré e a Figueira da Foz, têm direções predominantes NNE-SSW a NE-SW (Rodrigues, 2004), e por dobramentos de ordem diversa (Figura 3.11). Estas estruturas transportam para a superfície as formações geológicas mais antigas (do Mesozóico), de origem essencialmente carbonatada, e é nestes locais que se encontram as zonas de morfologia mais irregular ou de relevo mais acidentado (Rodrigues, 2004).

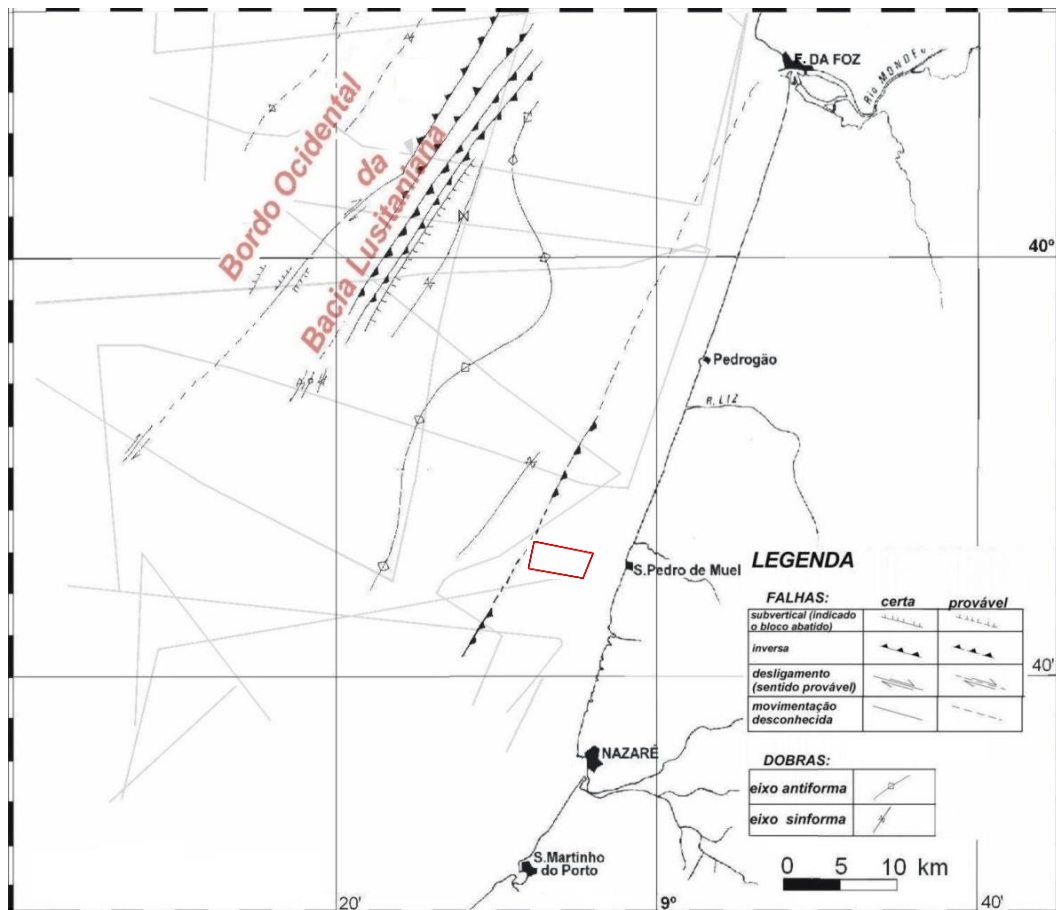


Figura 3.11 – Extrato do mapa estrutural da plataforma continental entre a Figueira da Foz e a Nazaré. Indicadas as estruturas geológicas mais importantes (Rodrigues, op. cit.). Área de estudo assinalada com polígono vermelho

Com base em perfis de reflexão sísmica do tipo *sparker*, Rodrigues (2004) procedeu ao estudo da estrutura geológica neste sector da plataforma tendo identificado cinco unidades distintas, numeradas de B (mais antiga, do Mesozóico) a F (mais recente, do Quaternário) (Figura 3.12).

A área de estudo abrange duas unidades distintas (B e F). A unidade sísmica B (Mesozóico), que constitui o soco acústico e, nos locais onde aflora, apresenta uma assinatura típica de uma natureza estratificada. A morfologia mais ou menos suave indica, provavelmente, uma natureza carbonatada (Musellec, 1974). Segundo Rodrigues (2004), os afloramentos rochosos desta unidade sísmica, mostram tratar-se de uma formação compacta, apresentando figuras de dissolução química e alinhamentos interpretados como diaclases, fendas de dissolução e falhas.

Segundo Rodrigues (2001), a unidade sísmica F (Quaternário provável, idade inferior a 20.000 anos) ocupa a posição superior da coluna estratigráfica, cobrindo discordantemente todas as outras unidades descritas anteriormente, exceto nos locais mais elevados, onde afloram. Esta unidade encontra-se representada no mapa da Figura 3.12 por linhas de igual espessura (isopacas).

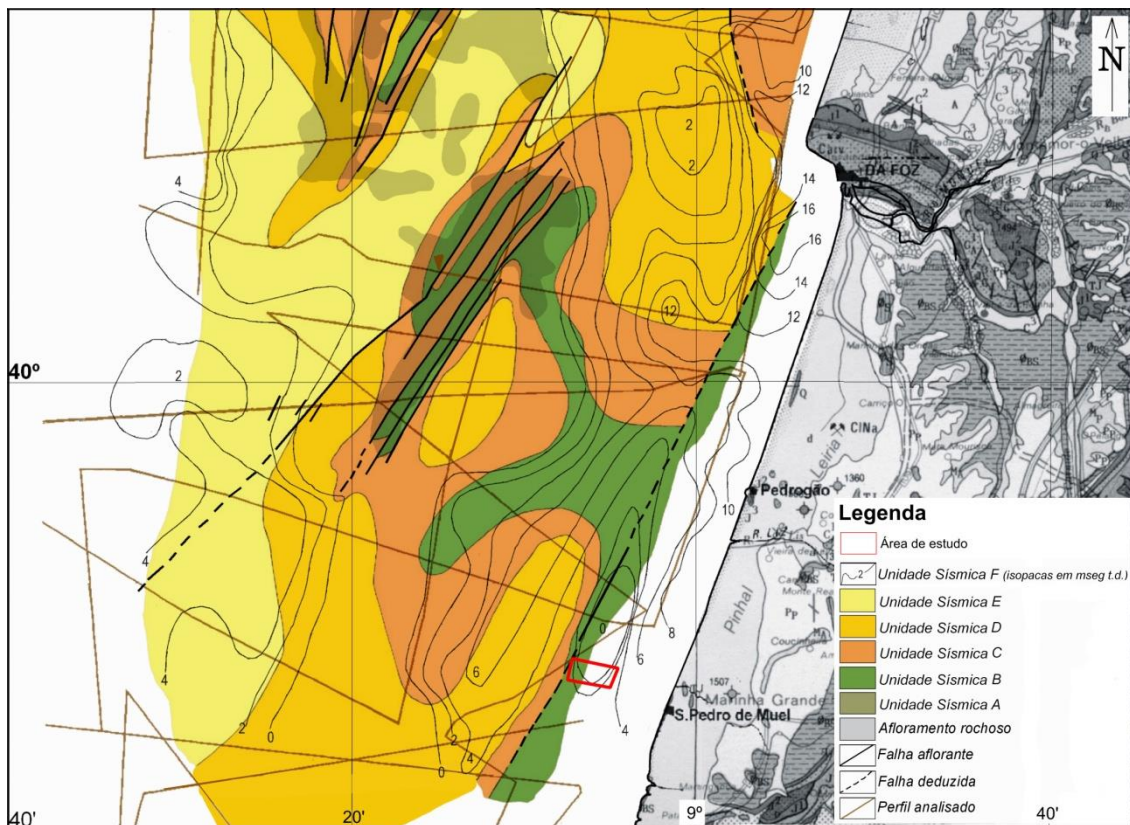


Figura 3.12 – Extrato da cartografia das formações sísmicas subaflorantes na plataforma continental entre a Nazaré e a Figueira da Foz (Rodrigues, 2001)

A superfície de erosão que limita esta unidade sísmica terá sido originada durante o último máximo glaciário (há 20.000 / 18.000 anos), altura em que o nível médio do mar estava cerca de 135 m abaixo da cota atual e a plataforma continental se encontrava totalmente exposta aos agentes de erosão subaéreos.

Este evento importante ficou nitidamente marcado em todos os ambientes sedimentares terrestres e permite atribuir aos sedimentos, que atualmente cobrem as plataformas continentais, uma idade mais recente que os 18.000 anos, altura em que a introdução de água proveniente do degelo das calotes glaciares se fez sentir e o nível do mar começou a subir em cota, até à posição que atualmente ocupa (Rodrigues, 2004).

A caracterização da camada superficial (textural e mineralógica) da unidade sísmica F (Figura 3.13) foi realizada com base em amostras superficiais de sedimentos colhidas no âmbito do Programa de Cartografia de Depósitos Sedimentares (SEPLAT), em curso no Instituto Hidrográfico desde 1974 (Pombo, 2004).

Na Figura 3.13 encontram-se representados os depósitos superficiais entre a Figueira da Foz e S. Martinho do Porto apresentado em Pombo (2004).

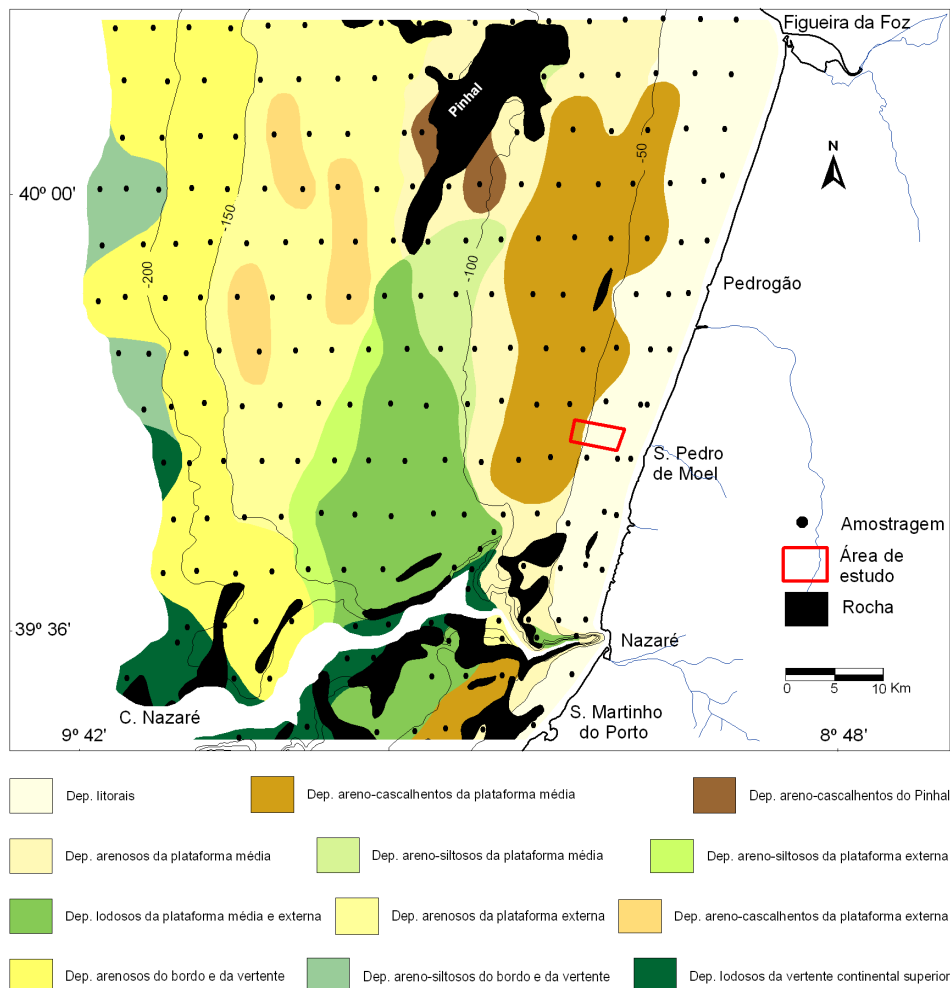


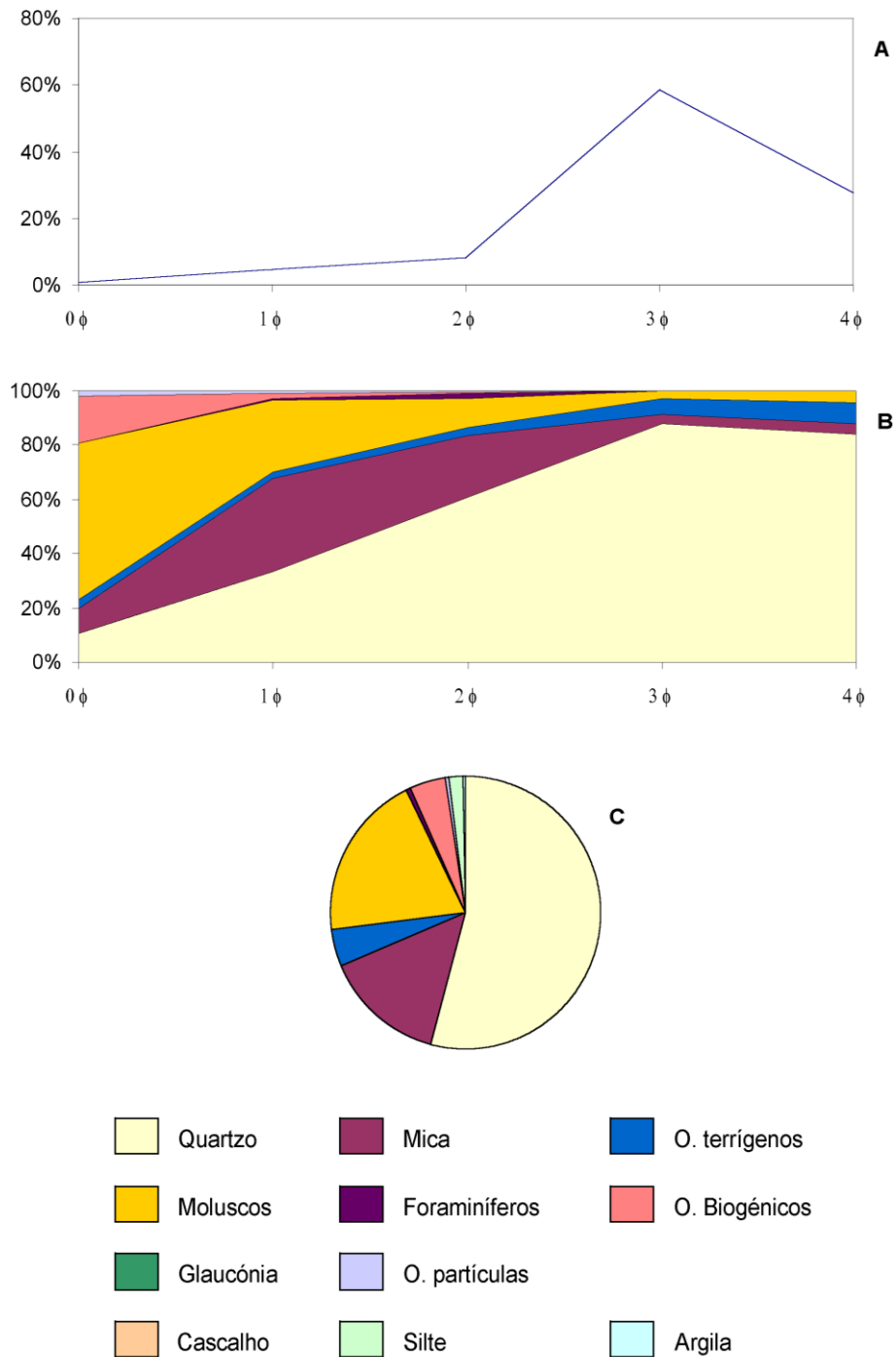
Figura 3.13 – Cartografia dos depósitos sedimentares superficiais (Pombo, 2004)

Na área investigada verifica-se a ocorrência de depósitos litorais e areno-cascalhentos de plataforma distribuídos segundo a batimetria. Entre a batimétrica de 30 e 50 m os sedimentos são constituídos por areias finas, e entre a batimétrica de 50 e 90 m por areias grosseiras a muito grosseiras, às vezes cascalhentas, com um carácter maioritariamente relíquia (formado por partículas terrígenas de quartzo, quartzito e granito com pátine ferruginosa e rolados). Este depósito foi interpretado como sendo o vestígio/testemunho de um paleo-litoral, formado há cerca de 10.000 anos (Dias, 1987), quando o nível do mar se encontrava cerca de 60 m abaixo da cota atual (Dias, 1987) e que não foi coberto pela sedimentação mais recente (Pombo, 2004). Faz-se, de seguida, uma descrição mais detalhada das características sedimentológicas da cobertura sedimentar, do depósito mais moderno para o mais antigo.

Depósito litoral (DL)

Estes depósitos localizam-se junto ao litoral e prolongam-se até cerca da batimétrica dos 50 m;

são constituídos essencialmente por areia e as outras classes texturais (cascalho, silte e argila), quando presentes, encontram-se em quantidades vestigiais (Figura 3.14).



A – curva granulométrica da fração areia; B – gráfico com a distribuição composicional em cada uma das quatro subfrações da fração areia; C – distribuição das classes texturais do sedimento, sendo a fração areia representada pelas classes composicionais

Figura 3.14 – Características médias dos depósitos litorais (Pombo, 2004)

As areias dos depósitos litorais são geralmente finas a muito finas, bem a medianamente calibradas, apresentando assimetria negativa.

A composição destas areias é essencialmente terrígena (geralmente mais de 90%), sendo o quartzo a classe composicional mais abundante, cerca de 54% do total do sedimento. De acordo com Pombo (2004) as micas, também presentes em quantidades significativas nestes depósitos, com uma percentagem média de 14% do total do sedimento, ocorrem especialmente na proximidade das bacias hidrográficas, refletindo o fornecimento fluvial e a natureza das formações geológicas drenadas pela rede hidrográfica.

Nestes depósitos encontram-se também grãos poliminerálicos e, mais esporadicamente, feldspatos. A componente biogénica é muito reduzida, sendo predominantemente constituída por clastos de moluscos, que representam cerca de 20% do total do sedimento.

Os depósitos litorais são, essencialmente, constituídos por partículas da classe “M”, isto é, encontram-se atualmente a ser fornecidas por contribuição fluvial, por correntes de deriva litoral e erosão das arribas, praias e dunas.

Assim, segundo McMannus (1975) podem-se classificar estes sedimentos como neotéricos com ligeira tendência anfotérica, isto é, um depósito moderno constituído principalmente por partículas que estão a ser presentemente fornecidas, e por outras que o foram antes.

Depósito areno-cascalhento da plataforma média (DACPM)

Localizados entre as batimétricas de 45 e 90 m, encontram-se, grosso modo, paralelos à linha de costa atual.

Estes depósitos são constituídos, essencialmente, por cascalho que às vezes, corresponde a mais de 50% do total do sedimento, enquanto que a fração fina se encontra, praticamente, ausente (Figura 3.15).

O cascalho é essencialmente de origem terrígena, encontrando-se, na sua composição, fragmentos de quartzo, quartzito e granito.

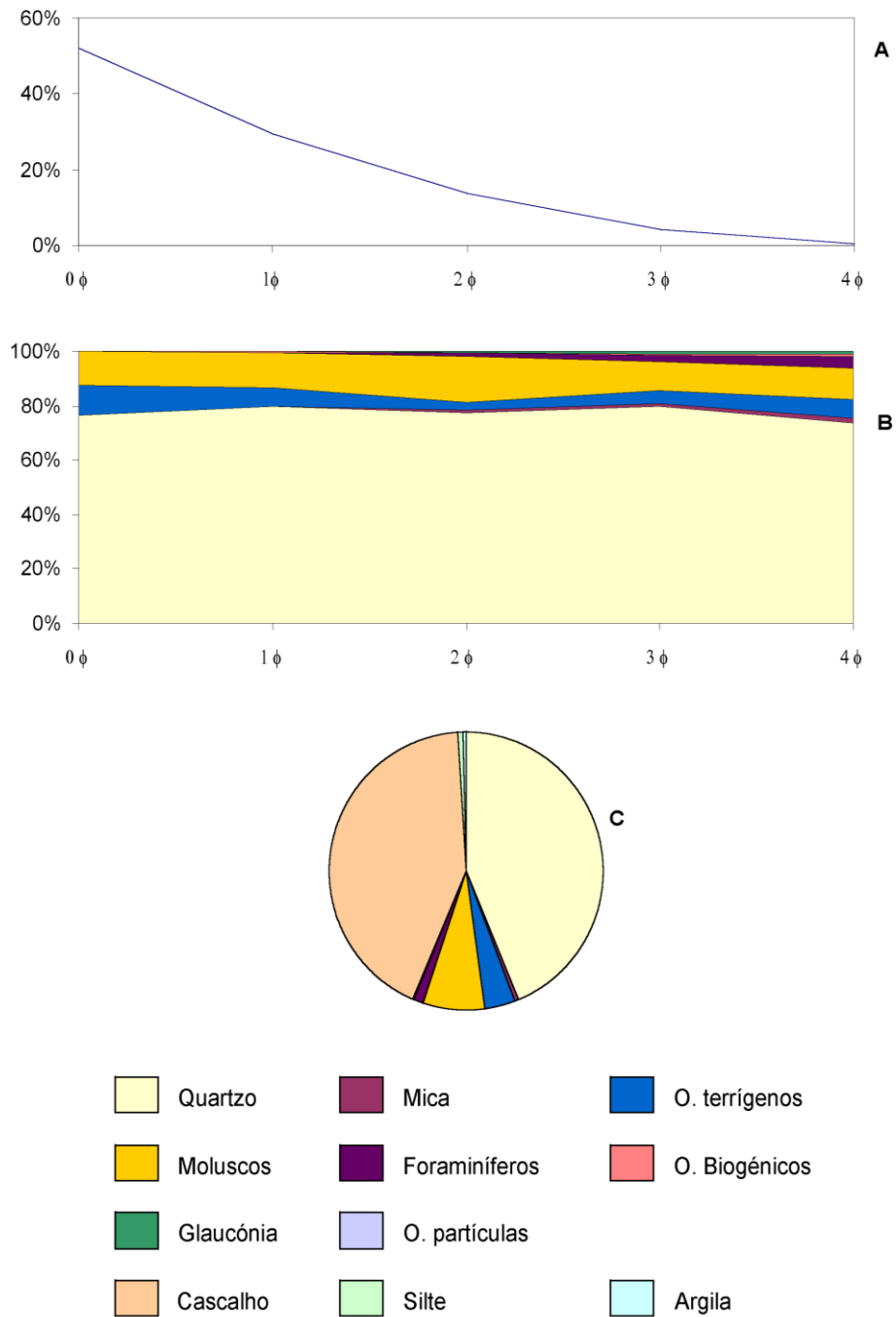
A fração areia destes depósitos é muito grosseira, moderadamente a bem calibrada e com assimetria positiva, sendo o quartzo a classe composicional dominante.

Segundo Pombo (2004), as partículas mais grosseiras destes depósitos (> 0,5 mm), são fundamentalmente da classe relíquia, enquanto que as partículas mais finas (< 0,5 mm) pertencem essencialmente à classe “M”, modernos.

Segundo McMannus (1975), os sedimentos dos DACPM são relíquia. Este termo é utilizado para caraterizar sedimentos que não se encontram em equilíbrio com as condições ambientais atuais.

As caraterísticas desses sedimentos estão mais de acordo com cordões litorais formados no passado e que, segundo a curva de variação do nível médio do mar apresentada por Dias (1987),

terão ocorrido há cerca de 10.000 a 11.000 anos a.p., altura em que se desenvolveram cordões litorais significativos.



A – curva granulométrica da fração areia; B – gráfico com a distribuição composicional em cada uma das quatro subfrações da fração areia; C – distribuição das classes texturais do sedimento, sendo a fração areia representada pelas classes composicionais

Figura 3.15 – Características médias dos depósitos areno-cascalhentos da plataforma média (Pombo, 2004)

3.3. Súmula

O enquadramento regional da área investigada, no que se refere à caracterização meteo-oceanográfica, morfológica, geológica e sedimentar e exposto anteriormente, serve, numa primeira fase, para o planeamento das campanhas de prospeção *offshore*, nomeadamente no que se refere à escolha dos diferentes equipamentos a utilizar consoante os diferentes tipos de solos marinhos presentes na área de estudo. Numa segunda fase, permite compreender e correlacionar os dados obtidos nos diferentes modelos - geofísico, geológico e geotécnico. No computo final servem, basicamente, para definir a orientação mais adequada a adotar para as principais linhas de amarração dos sistemas de fundeamento, visto que elas devem estar direcionadas segundo as condições mete-oceanográficas predominantes (vento e ondas).

Relativamente as condições oceanográficas, na área em estudo, o regime de ondulação predominante é proveniente de NW, W e SW.

As correntes revelam uma componente semidiurna associada ao forçamento das marés, sendo relativamente uniforme ao longo das profundidades. Nos meses de Inverno (janeiro e fevereiro) a corrente residual *longshore* foi, na maior parte do período analisado, dirigida para sul, enquanto que, no mês de março, esta não apresentava uma tendência clara.

A corrente residual *cross-shore*, entre janeiro e março, não revela qualquer tendência e a sua magnitude é claramente inferior à corrente *longshore*.

Ao largo da costa, as correntes de maré apresentam valores pouco significativos face à influência dos ventos predominantes. Os valores mais significativos registam-se apenas nas embocaduras dos rios e estuários (Hidrográfico, 2005).

No que se refere aos depósitos sedimentares superficiais e de acordo com Pombo (2004), na área em estudo estão presentes dois tipos: um arenoso e outro areno-cascalhento.

4. METODOLOGIA ADOTADA E DADOS UTILIZADOS

No presente capítulo é descrita, de forma resumida, as metodologias adotadas na aquisição e no tratamento dos dados obtidos e na segunda parte do capítulo apresentam-se os dados das campanhas de prospeção *offshore* e dos ensaios laboratoriais obtidos e explorados exclusivamente no âmbito deste trabalho e que são a base da presente investigação.

4.1. Metodologias de estudo

4.1.1. Campanhas de prospeção hidrográfica e geofísica em *offshore*

As técnicas de sondagem hidrográfica e de prospeção geofísica são ferramentas imprescindíveis nos estudos geológicos e geotécnicos marinhos, pois permitem obter, para áreas extensas, informações sobre a morfologia, a estrutura do subsolo, a arquitetura deposicional e a estrutura interna das camadas sedimentares (Silva *et al.*, 2015).

Estas técnicas utilizam a propagação de um sinal acústico, caracterizado por determinada frequência, e os fenômenos de reflexão, que afetam o sinal sempre que este atravessa diferentes interfaces físicas. No subsolo marinho, este processo permite deduzir as relações estratigráficas das unidades geológicas, bem como a sua geometria.

No que diz respeito aos objetivos deste trabalho, foi possível obter um modelo acústico das condições do subsolo da zona de estudo, isto é, informações sobre as características do fundo, sobre potenciais obstruções e sobre a estratificação da coluna sedimentar, tendo sido determinada, com alguma certeza, a espessura das diferentes camadas sedimentares.

4.1.1.1. Sondagem batimétrica

Os levantamentos hidrográficos são usados para conhecer de forma adequada o relevo submarino através da medição da variação da coluna de água, as quais são reduzidas a um nível de referência que é, normalmente, o zero hidrográfico ou o nível médio do mar e associadas a uma posição horizontal (georreferenciação).

A medição das profundidades é efetuada, na generalidade dos casos, com recurso a uma sonda acústica de feixe simples (Figura 4.1) ou de multifeixes (Figura 4.2), montada a bordo de uma embarcação ou navio, o qual executa um conjunto de perfis ou fiadas, com um determinado espaçamento por forma a cobrir a área a prospectar.

O princípio de funcionamento de um sondador acústico de feixe simples inicia-se com a conversão de energia elétrica em acústica. Através desta conversão é gerado e emitido um impulso acústico que se propaga através da coluna de água até embater no subsolo marinho, onde é refletido e, posteriormente, detetado pelos transdutores (Lurton, 2002). Assim,

conhecendo a velocidade de propagação do som na água do mar, a profundidade de um determinado local é proporcional a metade do tempo que decorre entre a emissão do impulso acústico e sua recepção.

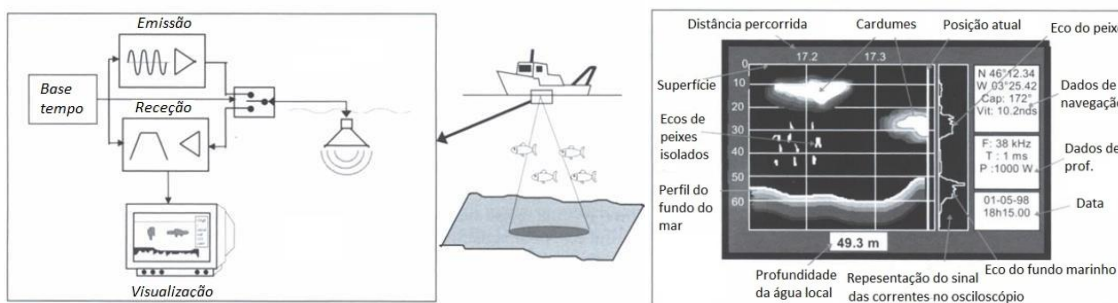


Figura 4.1 – Esquema simplificado de um sondador acústico de feixe simples, esquerda, e visualização típica dos dados, direita (adaptado de Lurton, 2002)

Os sondadores multifeixe têm um princípio de funcionamento semelhante ao dos sondadores de feixe simples, contudo a forma da área insonificada é relativamente diferente. Em vez de emitirem os impulsos acústicos apenas num único feixe, emitem um conjunto de feixes, normalmente entre 100 a 200, em forma de leque e que irão insonificar o fundo irradiando a partir de um ponto central situado na vertical da posição do navio; o sinal (eco) é refletido de várias formas pelo fundo subaquático, sendo posteriormente detetado pelos transdutores que se encontram no casco do navio (Figura 4.2).

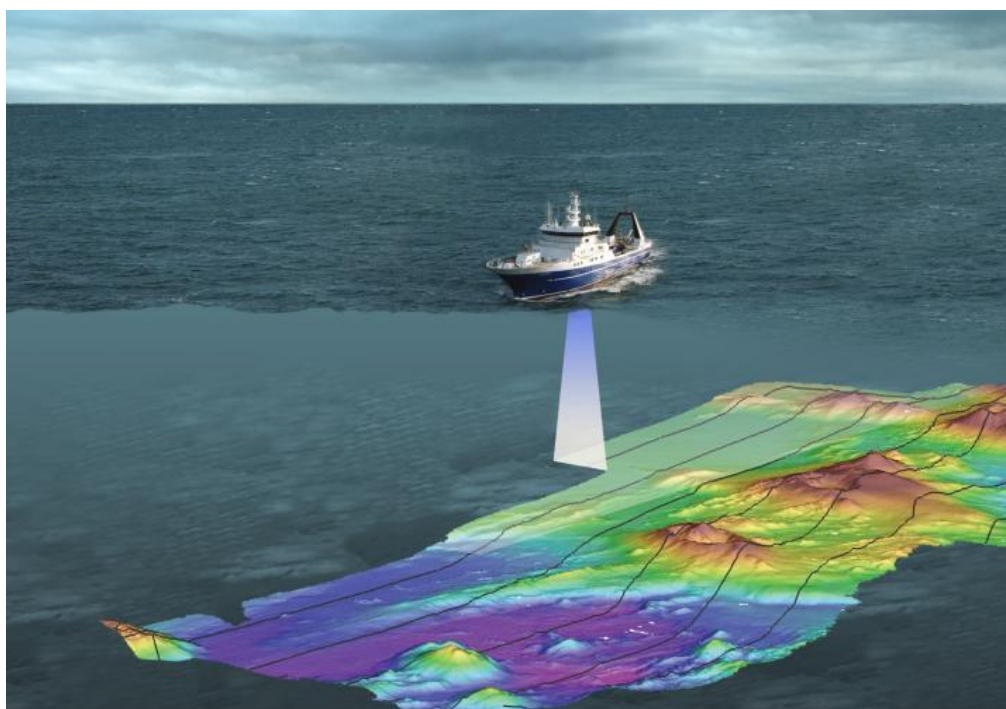


Figura 4.2 – Esquema de propagação dos feixes acústicos num levantamento hidrográfico com recurso ao sistema sondador multifeixe (subseaworldnews, 2014, *online*)

A vantagem dos sistemas sondadores multifeixe relativamente aos sondadores de feixe simples é que permitem cobrir uma extensa área do fundo marinho, obtendo elevada densidade de sondas. Desta forma são criados, com maior resolução, os modelos digitais de terreno que reproduzem a três dimensões o relevo do fundo subaquático.

Com base nestes modelos é possível descrever a morfologia da superfície do fundo marinho e inferir sobre os processos que ocorram à superfície e afetem a estabilidade do solo, tais como deslizamentos, ou processos de dinâmica do fundo, através do reconhecimento de lineamentos na superfície. Podem ainda ser reconhecidos processos muito localizados, tais como os vulcões de lama ou outras estruturas ou obstruções associadas a processos naturais ou induzidos pelo Homem.

Outra vantagem dos sondadores multifeixe é, e sem necessidade de esforço de sondagem adicional, ter a capacidade de quantificar a intensidade do sinal que é refletido no fundo marinho (*backscatter*), e que depende das suas características morfológicas e composicionais.

Com esta informação é possível, por exemplo, classificar remotamente o tipo de fundo (rochoso ou sedimentar) e, na maior parte das vezes, distinguir diferentes substratos sedimentares, baseado na textura (tamanho e forma dos grãos dos sedimentos) e composição (Silva *et al.* 2015). No entanto, esta informação requer sempre confirmação do *ground truth*, isto é, calibração do mosaico de *backscatter* com dados reais de ensaios laboratoriais realizados em amostras dos solos marinhos especialmente colhidas para o efeito.

4.1.1.2. Reflexão sísmica

Os dados geofísicos utilizados em projetos geotécnicos, para além de essenciais para construir um modelo geológico e geotécnico do subsolo marinho, são também confirmados com medições realizadas no solo e/ou através de ensaios laboratoriais realizados à amostragem colhida.

Apesar da reflexão sísmica não dar indicações precisas sobre as características composicionais e mecânicas do subsolo marinho de uma determinada área permite, contudo, avaliar a estrutura dos terrenos, a arquitetura deposicional das camadas e a sua estrutura interna e, conseqüentemente, estimar a espessura das mesmas (Randolph & Gourvenec, 2011).

Estes sistemas utilizam a propagação de ondas compressivas P e as sucessivas reflexões nas interfaces acústicas, para obterem informação sobre a arquitetura das discordâncias acústicas, e espessura dos estratos atravessados por estas ondas. São, por este facto, os sistemas mais utilizados na prospeção sísmica marinha (Figura 4.3).

Basicamente, estes sistemas são constituídos por uma fonte de energia elétrica e outra acústica, para gerar e emitir sinais acústicos, por uma cadeia de hidrofones que recebe os sinais acústicos de retorno (ecos) e por um sistema de controlo, aquisição e processamento que, para além de controlar as descargas de energia, permite a gravação do sinal refletido (Figura 4.3).

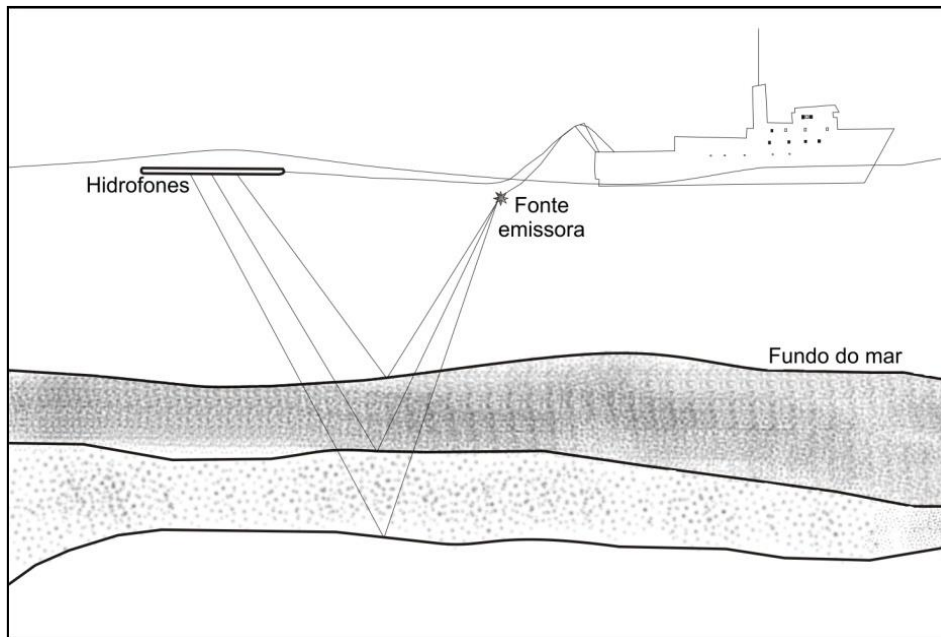
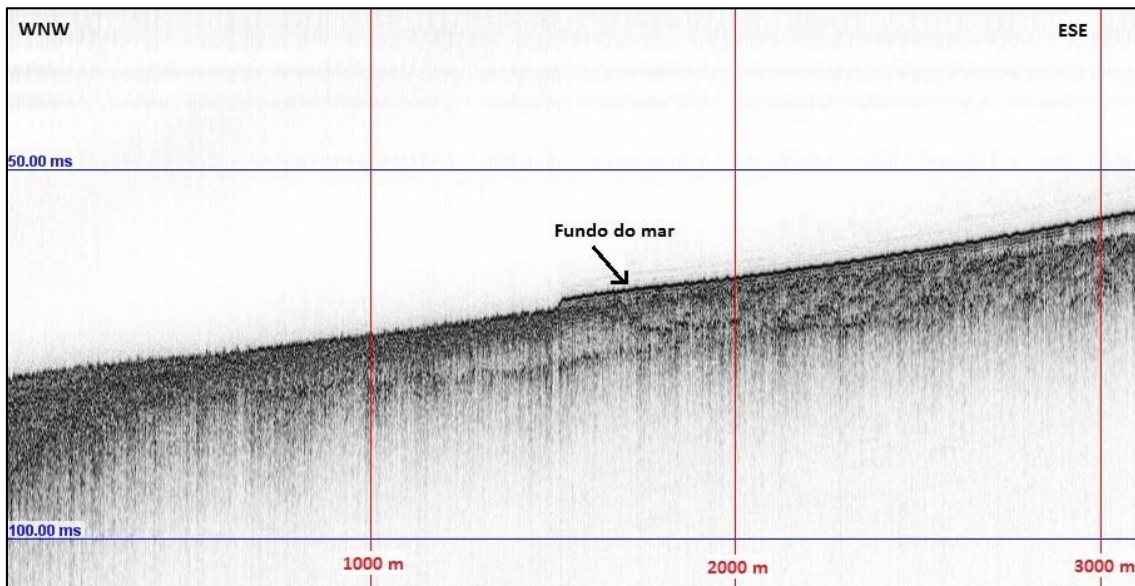


Figura 4.3 – Esquema simplificado dos sistemas de reflexão sísmica (Silva *et al.*, 2015)

As informações obtidas com estes sistemas permitem a criação de sismogramas que são, genericamente, equivalentes a um gráfico em que no eixo dos X é apresentado o espaço, isto é, a distância percorrida entre a emissão de sucessivas ondas acústicas, e no eixo dos Y o tempo (em milissegundos), ou seja, o tempo que decorre entre a emissão da onda acústica e a chegada dos sinais acústicos aos hidrofones, após a sua reflexão nas diferentes anisotropias físicas (Figura 4.4).



Excerto do perfil SBP_Linha 1 cuja localização encontra-se representada na Figura 4.21. No eixo dos Y a escala está em ms t.d. e no eixo dos X a escala está em m

Figura 4.4 – Aspeto de um sismograma obtido com o sistema *chirp*

O tempo duplo pode ser convertido em metros, utilizando-se para isso no processamento a velocidade de propagação das ondas de compressão P no meio atravessado.

Dependendo dos objetivos da campanha de prospeção podem ser utilizados diferentes tipos de sistemas, uma vez que existem sistemas com diferentes penetrações e diferentes resoluções. De forma simplificada, salienta-se que quanto mais elevada for a frequência da fonte acústica, menor será a capacidade de penetração do impulso acústico no subsolo, embora haja um aumento substancial na resolução vertical.

Tendo em consideração o anteriormente referido e pretendendo não só identificar, na área em estudo, o firme “*bedrock*” (maior penetração) mas também detalhar pormenorizadamente a camada sedimentar não consolidada (maior resolução) utilizaram-se dois sistemas para aquisição de dados geofísicos; o sistema *boomer* e o sistema *sub-bottom profiler*, a seguir descritos.

a) Sistema *boomer*

O sistema *boomer*, da *Applied Acoustics Engineering*, que foi utilizado na campanha de prospeção geofísica, opera num espectro de frequências que variam entre 300 e 6500 Hz, podendo o seu sinal penetrar aproximadamente até 100 m abaixo do subsolo marinho, dependendo da constituição geológica, da coluna de água e da energia aplicada (Figura 4.5).



Figura 4.5 - Catamaran com a placa de *boomer* instalada (IH) e sistema em detalhe (Applied Acoustics Engineering, 2014, *online*)

Este sistema, apesar de ser adequado à utilização em diferentes tipos de sedimentos, é particularmente eficiente em sedimentos grosseiros, onde normalmente ocorre forte atenuação das frequências. Permite ter um bom compromisso entre a penetração e a resolução que, em média, é de cerca de 0,5 m.

b) Sistema chirp

O sistema *sub-bottom profiler* do tipo *chirp* utilizado nesta investigação foi o sistema de casco IXSEA Echoes 3500 que se encontra montado no navio oceanográfico NRP “Almirante Gago Coutinho” (Figura 4.6).

Este sistema encontra-se configurado para operar nas frequências entre 1700 e 5300 Hz, centrando-se normalmente nos 3500 Hz, permitindo a aquisição de perfis verticais com resoluções médias entre 0,05 a 0,29 m.

O princípio de funcionamento deste sistema baseia-se na emissão de um sinal *chirp* modulado em amplitude e frequência, produzido através dos transdutores piezoelétricos, em direção ao fundo do mar. O sinal de retorno resulta da correlação entre o sinal transmitido e recebido das múltiplas reflexões que o sinal primário sofre devido às diferentes anisotropias acústicas. Este sinal transporta as informações necessárias quanto à estrutura e espessura do subsolo marinho (Figura 4.6).

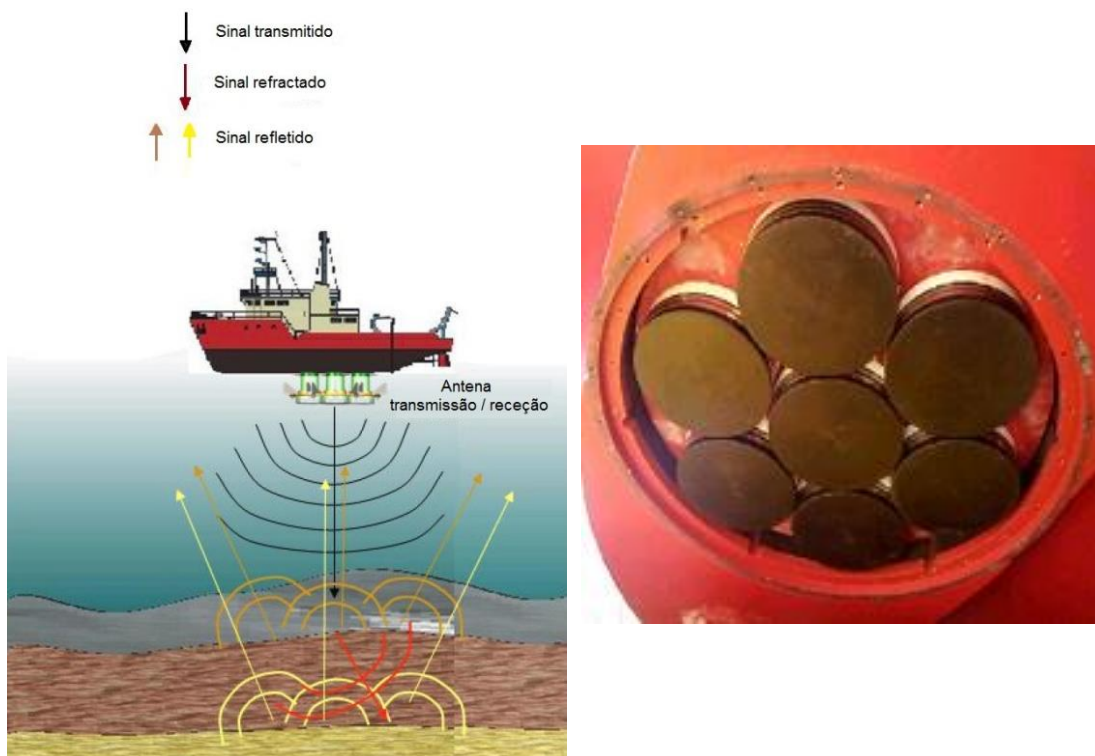


Figura 4.6 – Esquema de aquisição de sinal do sistema ECHOES 3500 (IXSEA, 2005) e antena com os transdutores e recetores instalados no casco do navio NRP “Almirante Gago Coutinho” (Hidrográfico, 2010)

A utilização do sistema *sub-bottom profiler* (SBP) do tipo *chirp*, complementando os registos obtidos com o sistema *boomer*, permitiu conhecer, com uma resolução superior, a estrutura interna, as suas variações e determinar a espessura dos níveis mais superficiais do subsolo marinho.

4.1.2. Campanhas de prospeção geotécnica em *offshore*

A prospeção geotécnica *offshore* permite obter dados geotécnicos *in situ* e amostras superficiais e verticais de solos marinhos para análises laboratoriais e, assim, obter informações quantitativas sobre a natureza e as propriedades físicas e mecânicas dos solos. Estas informações pontuais auxiliam e complementam a interpretação dos dados obtidos pelas técnicas geofísicas previamente utilizadas.

As campanhas de prospeção geotécnica realizadas no âmbito do presente trabalho foram efetuadas após o processamento e interpretação preliminar dos dados obtidos nas campanhas de prospeção geofísica, pelo que foram diferidas no tempo.

Os dados geotécnicos obtidos nesta fase permitiram conhecer, com maior detalhe, ainda que localmente, as características físicas e mecânicas de cada uma das camadas sedimentares.

O processamento e a interpretação preliminar dos dados obtidos pelas técnicas geofísicas foram, à luz destas novas informações, novamente analisados e interpretados, esclarecendo-se as anomalias detetadas e confirmando-se o modelo e interpretações realizadas com os dados geofísicos.

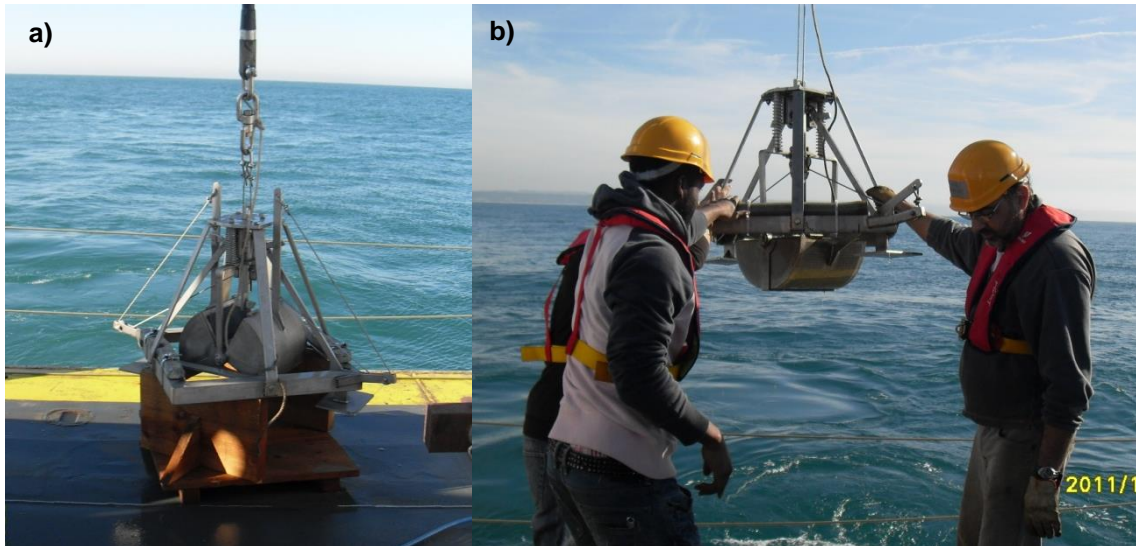
Como resultado final, confirma-se o modelo geofísico e pode-se elaborar, com maior segurança, os modelos geológico e geotécnico da área.

A prospeção geotécnica *offshore* é feita sobre qualquer tipo de fundo marinho, mas o tipo de equipamento a utilizar dependerá das características dos solos marinhos.

Com base nas cartas sedimentológicas produzidas pelo IH, nos trabalhos desenvolvidos por Pombo (2004) e nos dados e processamento da informação recolhida nas campanhas de prospeção geofísica descritas, optou-se por utilizar um colhedor *Smith-McIntyre*, na colheita de amostras superficiais de sedimento, e por um *vibrocorer*, para a colheita das amostras verticais de sedimento. Cada amostra vertical de solos, considerada individualmente é, representativa dos materiais existentes abaixo da transição água-sedimento.

O colhedor *Smith-McIntyre* é um dispositivo mecânico construído em aço, constituído por duas conchas rotativas que, auxiliado por um guincho elétrico com cabo mecânico, desce com as conchas abertas e viradas para baixo. Após o contacto com o fundo, as conchas fecham-se ficando retido no seu interior uma amostra de sedimento com $\pm 0,18$ m de espessura e um volume de $0,019 \text{ m}^3$ (Figura 4.7).

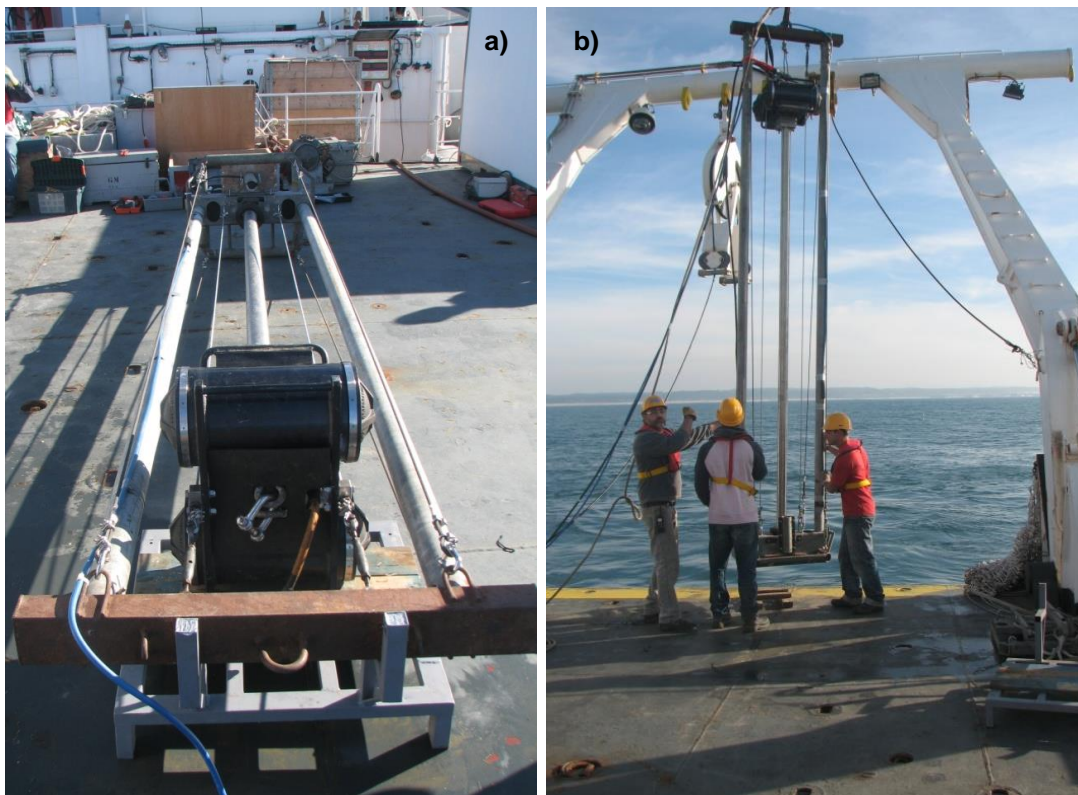
O amostrador utilizado na amostragem vertical foi um *vibrocorer* elétrico, Rossfelder, modelo P-5 com estrutura de verticalização (Figura 4.8). Este sistema é constituído por uma unidade vibropercursora eléctrica com maxila de carga regulável, por um tubo de amostragem em aço e *liner* para acondicionamento da amostra, por um nariz com retentor de palhetas, por uma estrutura de verticalização, que inclui cabos guia, tubos e flutuadores, por um sistema elétrico e por um guincho mecânico que auxilia na descida e recolha do equipamento.



a) colhedor preparado para a manobra de colheita; b) colhedor a ser recolhido, após a colheita de solos

Figura 4.7– Colhedor *Smith-McIntyre* e aspeto da respetiva operação de colheita de amostra superficial

O princípio de funcionamento deste sistema (*vibrocorer*) consiste na aplicação de uma carga vibratória, de componente exclusivamente percussiva, no topo do tubo de amostragem em aço que se encontra fixo por uma maxila de aperto regulável e que, em caso de encravamento, o liberta após uma determinada carga.



a) colhedor preparado para a manobra de colheita; b) colhedor a ser lançado para a colheita de solos

Figura 4.8 - *Vibrocorer* elétrico Rossfelder P-5C com estrutura de verticalização

Durante a penetração, o solo marinho é forçado a entrar no interior do tubo plástico (*liner*) colocado no interior do tubo de amostragem, ficando aí retido pela ação do nariz com palhetas retentoras.

A força máxima de penetração estimada para este *vibrocorer* é de, aproximadamente, 4 t, estando o comprimento máximo da amostra colhida condicionada pela resistência à penetração por parte do sedimento, tempo de vibração e efeito associado ao atrito cumulativo originado pelo sedimento nas paredes do *liner* e do tubo de penetração. A amostra de solos que é obtida depende do coeficiente de recuperação, isto é, da razão entre o comprimento efetivo da amostra e a penetração total do tubo de amostragem.

Com o objetivo de medir especificamente a penetração real e em contínuo do tubo de amostragem durante a execução das amostras verticais, foi desenvolvido nesta investigação um equipamento para obtenção desses dados (Figura 4.9). Este equipamento permite identificar e determinar a espessura dos diferentes estratos do subsolo marinho, bem como avaliar o grau de compactação de cada um. Esta informação é especialmente relevante, pois permite comparar os dados reais, obtidos *in situ* durante a amostragem, com a informação obtida pelos sistemas geofísicos (*boomer* e SBP) e, desta forma, confirmar o modelo geofísico.

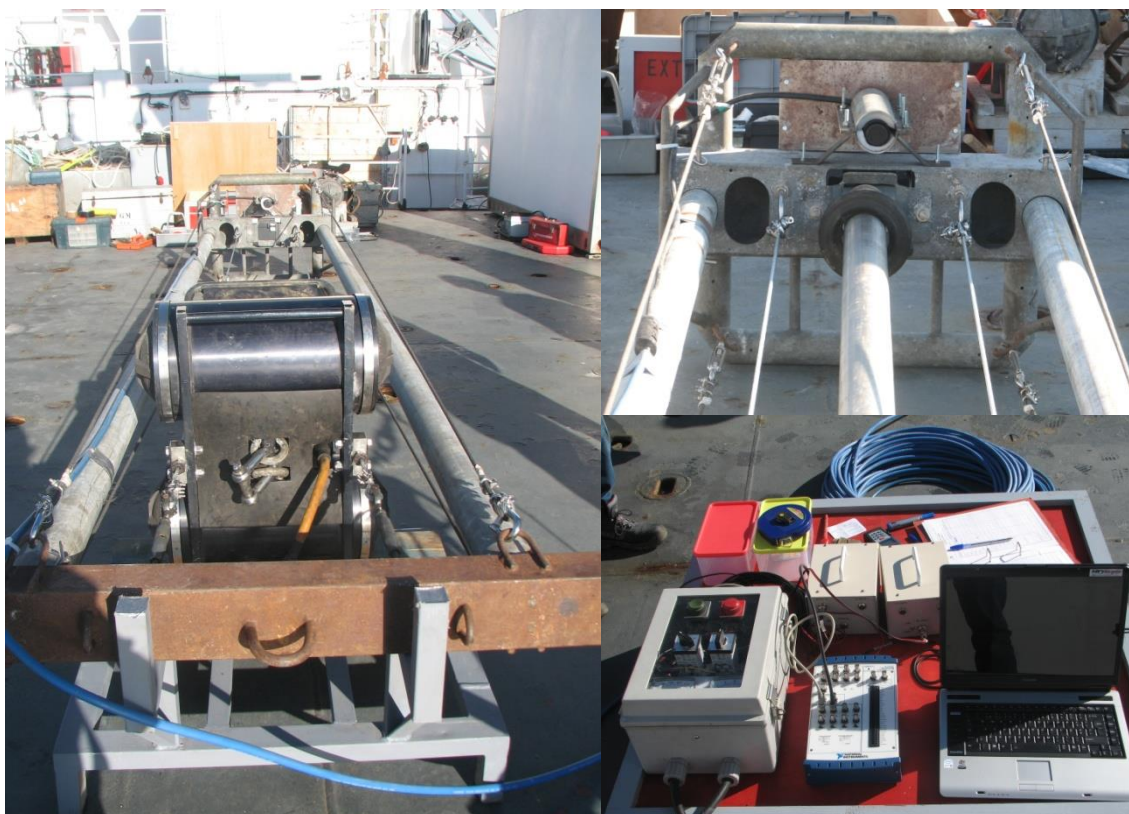


Figura 4.9 – Aspectos do equipamento desenvolvido para medir a penetração e a força exercida pelo *vibrocorer*

Por forma a validar a informação relativa à penetração obtida por esse equipamento foi também desenvolvido, nesta investigação, um dispositivo mecânico que, trabalhando sobre os dois cabos guias do sistema, regista a penetração máxima obtida durante a execução de uma amostra. A

Figura 4.10 ilustra o processo de medição dessa penetração após a colheita de uma amostra vertical de solos marinhos.



Figura 4.10 – Medição da penetração máxima do tubo do amostrador após a colheita de uma amostra

Durante a primeira campanha de prospeção geotécnica foi igualmente medida a força de arranque exercida na recuperação do tubo de penetração do *vibrocorer* após a penetração no sedimento (Figura 4.11).

Esta informação permite determinar o atrito lateral de arranque entre os tubos de penetração e os solos arenosos da área em estudo.

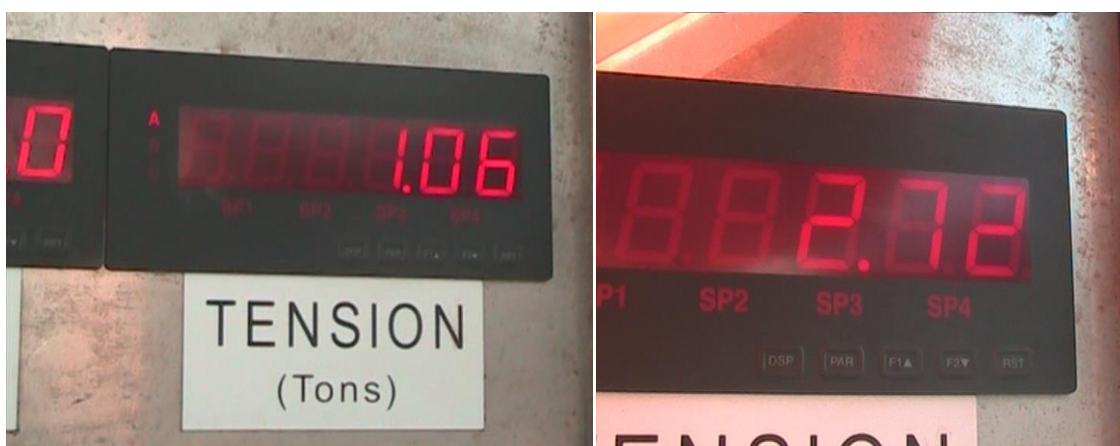


Figura 4.11 – Força de tração máxima registada no arranque do tubo de penetração, à esquerda para a amostra vertical E07VC e à direita corresponde à amostra E012VC

O posicionamento das estações de amostragem superficial e vertical foi assegurado pelo sistema SEAPATH 200 e DGPS-VHF.

4.1.3. Tratamento da amostragem e procedimentos laboratoriais

Uma vez chegadas a bordo do navio e extraídas do tubo do amostrador, as amostras verticais (testemunhos ou *corers*) obtidas nas estações realizadas, foram identificadas e cortadas em segmentos de aproximadamente 1 m, selando-se o seu topo e base, e conservadas, numa câmara frigorífica, a uma temperatura de 4° C. Estas amostras foram imediatamente encaminhadas para o laboratório de sedimentologia, para realização de ensaios laboratoriais de caracterização física e mecânica dos solos, conforme a necessidade identificada para a caracterização geotécnica.

Os ensaios a realizar foram selecionados em função do tipo de solos marinhos amostrados, e tendo em consideração a presença da fração fina que os permite diferenciar em solos coesivos ou não coesivos.

Os ensaios realizados foram efetuados segundo as normas e recomendações internacionais adotadas em estudos geotécnicos, nomeadamente as normas portuguesas, as normas ISO e as normas britânicas (BS), e cumprem os requisitos definidos na parte 2 do Eurocódigo 7 (NP ENV 1997-2:2006), nomeadamente no que se refere à qualidade das amostras de sedimento a ensaiar, à calibração de todos os equipamentos utilizados e, finalmente, ao controlo de qualidade (participação em ensaios de aptidão laboratorial, execução de ensaios em duplicado, análise de materiais de referência certificados) que garantem a qualidade dos ensaios realizados e permitem o cálculo da incerteza associado ao respetivo resultado.

De salientar que o laboratório onde foram realizados os ensaios laboratoriais tem diversos métodos acreditados pelo Instituto Português da Acreditação (IPAC), nomeadamente, os ensaios para determinação da granulometria por peneiração e difração laser, determinação do teor em água e da densidade de partículas, dos quais o autor é responsável técnico e, determinação do teor em carbono inorgânico. Os restantes ensaios efetuados e apresentados na presente investigação são submetidos a um rigoroso controlo de qualidade.

Na Tabela 4.1 encontram-se discriminados os ensaios realizados e os procedimentos normalizados adotados.

Todos os ensaios, à exceção das radiografias e de alguns ensaios triaxiais, foram realizados no laboratório de sedimentologia da Divisão de Geologia Marinha do Instituto Hidrográfico. As radiografias foram executadas no laboratório de ensaios não destrutivos (LABEND) do Instituto de Soldadura e Qualidade (ISQ), enquanto que sete dos dez ensaios triaxiais foram executados no laboratório de geotecnia (LabGeo) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), os restantes três foram já realizados no laboratório do IH.

O procedimento laboratorial das amostras verticais de solos foi iniciado pelos ensaios não destrutivos (susceptibilidade magnética, velocidade de propagação das ondas *P* e radiografias) seguido pelos ensaios destrutivos (análise granulométrica, teor em carbono inorgânico, teor em água, densidade das partículas, peso volúmico, difração de raios X, ensaios triaxiais e determinação da salinidade do líquido intersticial das amostras verticais).

Tabela 4.1 – Listagem dos ensaios laboratoriais realizados e respetivos procedimentos normativos

Matriz	Parâmetro / ensaio	Método
Água	Salinidade	NT.LB.20 v.01.01
Solos	Análise granulométrica: Peneiração Difração laser	NT.LB.022 v01 (NP EN 933-1:2014) NT.LB.023 v02.01 (ISO 13320-1:2009)
	Teor em água	ISO/TS 17892-1:2004
	Peso volúmico	ISO/TS 17892-2:2004
	Densidade das partículas	ISO/TS 17892-3:2004
	Carbono inorgânico total	NT.LB.29 v00.03 (EN 13137:2001)
	Limites de Atterberg	ISO/TS 17892-12:2004
	Difração de raios X	-
	Velocidade de propagação de onda <i>P</i>	ODP <i>Technical Note</i> , 26 (Blum 1997)
	Suscetibilidade magnética	ODP <i>Technical Note</i> , 26 (Blum 1997)
	Ensaio triaxiais	ISO/TS 17892-9:2004
	Radiografias	-

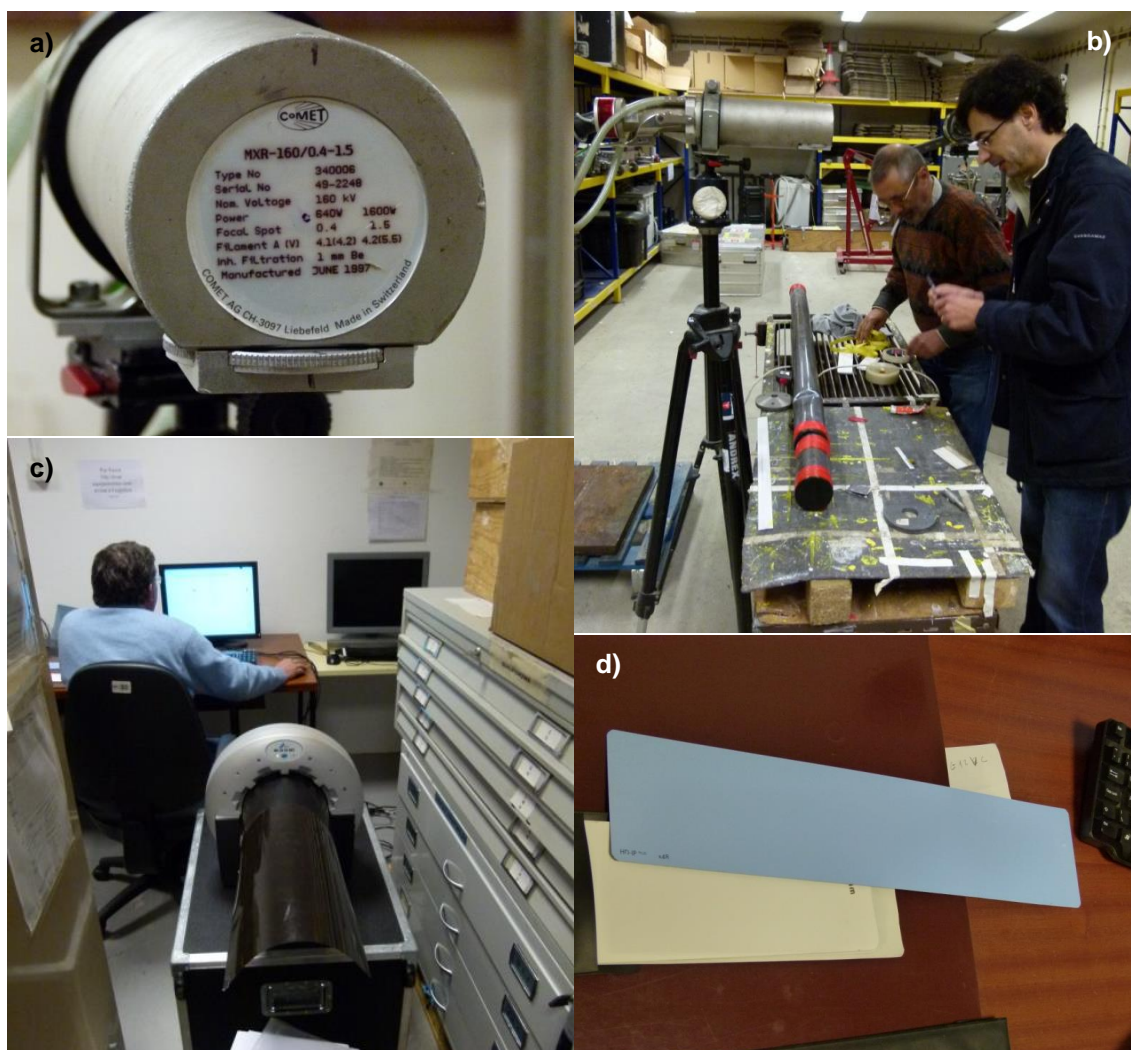
4.1.3.1. Ensaio não destrutivo

Nos parágrafos seguintes descrevem-se, de forma resumida, as técnicas dos ensaios não destrutivos para a caracterização sedimentar e geotécnica das amostras verticais colhidas na zona de estudo.

a) Radiografias

As radiografias de cores permitem observar e descrever a estrutura interna dos solos marinhos e, conseqüentemente, aferir sobre a qualidade das amostras recolhidas, isto é, o eventual grau de perturbação causado pelas técnicas de amostragem, acondicionamento e transporte. A identificação da estrutura interna baseia-se na observação expedita da variação granulométrica e da densidade dos solos marinhos, ao longo da amostra vertical, e identificação de eventuais inclusões, fragmentos de conchas ou outros pormenores que não são visíveis por mais nenhuma outra técnica. Neste sentido foram realizadas radiografias às amostras verticais (Figura 4.12) no Instituto de Soldadura e qualidade (ISQ).

As radiografias foram executadas, com os tubos de amostragem fechados, através de um sistema de radiografia industrial COMET MXR-160/0.4-1.5, configurado para uma voltagem 120 Kv e 4mA e com 30 s de tempo de exposição.



a) pormenor do equipamento de radiografias COMET; b) preparação de um testemunho para radiografar; c) scanner HD e processo de digitalização das radiografias; d) películas de elevada definição utilizadas

Figura 4.12 – Execução das radiografias das amostras verticais no ISQ

O procedimento de operação consistiu na obtenção de várias radiografias, com cerca de 30 cm, a cada um dos testemunhos até perfazer o seu comprimento total (Figura 4.12 b e c). As radiografias foram gravadas em películas HD-IPPLUS x48 e posteriormente digitalizadas através de um scanner cilíndrico, HD-CR 35 NDTP, e gravadas em formato TIFF (Figura 4.12 d).

A realização de radiografias às amostras verticais de solos marinhos (E06VC, E07VC, E08VC e E12VC) permite, juntamente com os outros ensaios não destrutivos e, tendo em conta o sistema de fixação, selecionar os provetes mais adequados para os ensaios triaxiais, ou seja, os trechos das amostras verticais de solos não perturbados que melhor representam as condições *in situ*, e que não se encontram perturbadas.

b) Suscetibilidade magnética

Nenhuma técnica não destrutiva usada isoladamente pode fornecer evidências inequívocas sobre as características dos sedimentos. Algumas respondem à litologia, à densidade, outras à porosidade ou fluido encontrado nos poros (Ayres Neto, 1998).

A suscetibilidade magnética permite medir o grau de magnetização dos materiais e, assim, fornecer informações muito importantes no reconhecimento de diferentes fácies sedimentares, bem como, na dedução de processos de dinâmica sedimentar que caracterizam os ambientes de deposição dos solos marinhos.

Como a suscetibilidade magnética varia em função do tipo, tamanho e concentração das partículas, tem-se revelado um *proxy* muito importante para a caracterização paleoambiental dos sedimentos marinhos. De acordo com Schon (1996), se a suscetibilidade magnética for positiva, o material pode ser paramagnético (magnetização no mesmo sentido/direção do campo magnético aplicado), ferromagnético ou ferrimagnético (materiais com magnetização espontânea e, quando sob influência de um campo magnético, a sua suscetibilidade é bastante mais forte que nos minerais paramagnéticos).

Por outro lado, se a suscetibilidade for negativa, o material pode ser diamagnético (magnetização no sentido/direção contrário ao do campo magnético aplicado, sendo este enfraquecido pela sua presença) ou antiferrimagnético (materiais com magnetização espontânea e, quando sobre influência de um campo magnético, a sua suscetibilidade é bastante mais forte que a dos minerais diamagnéticos).

Para medição da suscetibilidade magnética das amostras verticais de solos marinhos foi utilizado o equipamento Bartington MS2 ligado a um sensor de anel com 100 mm de diâmetro (Figura 4.13). A utilização deste sensor permitiu executar as medições nos testemunhos verticais sem a necessidade de os abrir.

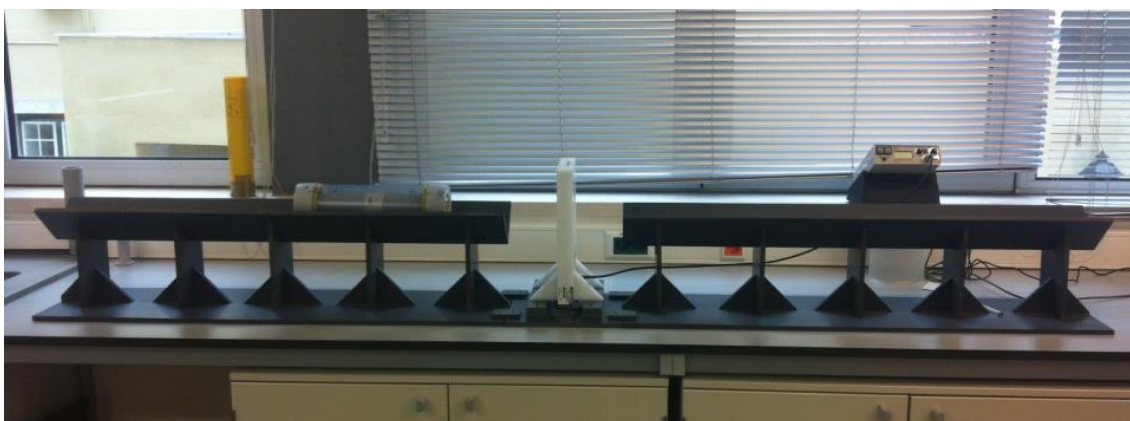


Figura 4.13 – Sistema para avaliação da suscetibilidade magnética

A medição da suscetibilidade magnética foi realizada de acordo com a nota técnica n.º 26 do *Ocean Drill Project* (Blum 1997) e Dearing (1999). De forma resumida, este procedimento de

ensaio é iniciado, em primeiro lugar, pela aclimação do equipamento às condições ambientais da sala laboratorial, pela medição da variação do *drift* e, posteriormente, pela calibração do equipamento com uma amostra padrão de referência.

Após a calibração do sensor, a técnica de medição consiste na passagem da amostra vertical através do anel, sendo as leituras da suscetibilidade magnética realizadas com um intervalo definido consoante o estudo que se esteja a fazer e que, nesta investigação, foi inicialmente de 10 cm em quatro amostras e, posteriormente, adotado um espaçamento inferior, de 5 cm para as outras quatro amostras.

c) Ondas sísmicas de compressão (ondas *P*)

A utilização de transdutores piezoelétricos para medição da velocidade das ondas sísmicas de compressão (onda *P*) ao longo das amostras verticais permite avaliar a variação das suas características dinâmicas (módulo de rigidez e de compressão) e inferir sobre o grau de saturação dos solos antes da abertura dos testemunhos.

De uma forma geral, a velocidade de propagação das ondas *P* nos solos marinhos é condicionada pela densidade, porosidade, grau de saturação, composição textural, ocorrência e/ou abundância de gás e, também, pela velocidade de propagação destas ondas em água salgada, que ronda 1500 m/s. Cada um destes fatores interfere individualmente nas propriedades elásticas do material pelo que, quando se procede à medição da velocidade de propagação em solos marinhos, o valor de propagação obtido reflete a influência dos diversos fatores listados.

Por outro lado, a velocidade de propagação das ondas *P* e a densidade dos solos podem ser usadas para determinar a impedância acústica, ou seja, construir um perfil sísmico sintético do local onde foi colhida a amostra de solos marinhos e, desta forma, determinar os refletores (interfaces entre diferentes solos marinho) que podem, por sua vez, ser comparados com os refletores dos perfis sísmicos obtidos pelos sistemas geofísicos (*boomer* e SBP).

A medição em laboratório da velocidade de propagação das ondas *P* foi realizada de acordo com a nota técnica n.º 26 do *Ocean Drill Project* (Blum 1997), tendo-se utilizado o equipamento Pundit Lab da Proceq, com transdutores de aço inox de 50 kHz (Figura 4.14).

De forma resumida, o procedimento é iniciado pela calibração dos transdutores através de uma amostra padrão. Após a calibração do equipamento iniciam-se os ensaios de medição, posicionando os transdutores, um de cada lado da amostra (Figura 4.14 a), fazendo com que a onda emitida por um dos transdutores seja rececionada pelo outro, que se encontra no diâmetro oposto da amostra.

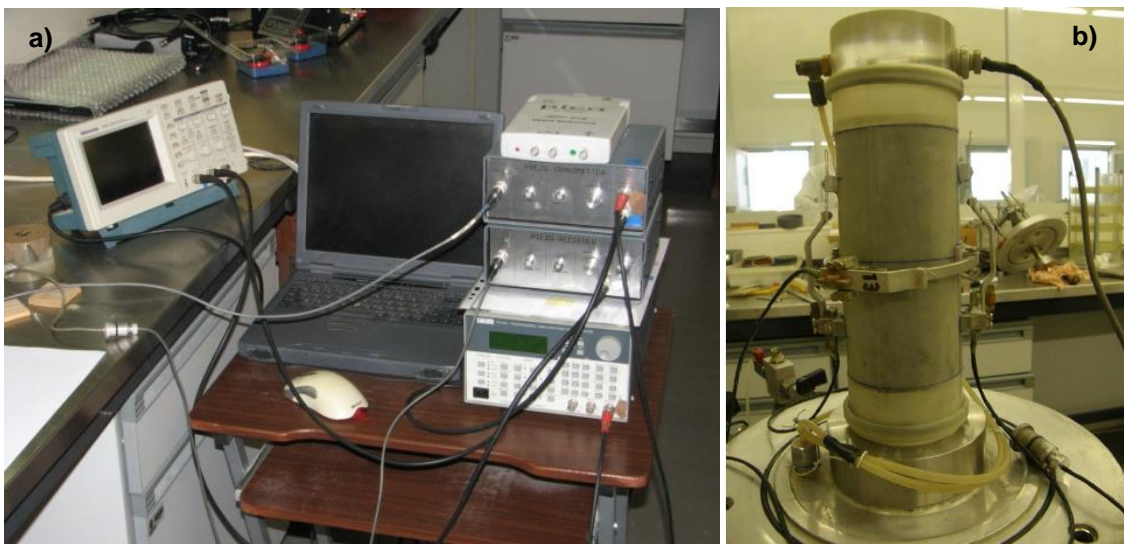
Os pontos de ensaio deverão encontrar-se espaçados em intervalos de 2 cm, 5 cm ou mais, consoante o tipo de estudo que se esteja a realizar e, por cada ponto, devem-se efetuar três leituras distintas, sendo o valor final a média delas.



a) pormenor da colocação dos transdutores; b) dados obtidos durante uma medição

Figura 4.14 – Aspectos da realização dos ensaios para medição da propagação da velocidade das ondas P nas amostras verticais colhidas

Durante a realização dos ensaios triaxiais foram também medidas as ondas sísmicas (P e S), com transdutores piezoelétricos, transmitidas ao longo dos provetes (Figura 4.15). Estes dados servem para avaliar os parâmetros elásticos dinâmicos dos solos marinhos ensaiados e foram obtidos através do procedimento seguido no laboratório de geotecnia da FEUP (2003).



a) equipamento utilizado na medição da velocidade de propagação das ondas sísmicas; b) aspetos da preparação de um provete com aplicação de instrumentação interna para medição das ondas sísmicas e da deformação local

Figura 4.15 – Aspectos do equipamento utilizado para medição da velocidade de propagação das ondas sísmicas em provetes dos ensaios triaxiais

4.1.3.2. Ensaios destrutivos

Após a realização e análise preliminar dos resultados dos ensaios não destrutivos (secção 4.1.3.1) e tendo em conta o tipo, posição e profundidade do sistema de fixação ao subsolo marinho, seleccionaram-se os provetes para os ensaios triaxiais (Figura 4.16), tendo sido seccionados 10 trechos considerados representativos dos solos marinhos a intersectar pelos sistemas de fixação ao subsolo marinho (âncoras de arraste) e conservados em câmara húmida até serem ensaiados. Após os ensaios mecânicos os solos utilizados foram caracterizados do ponto de vista físico.

Os restantes segmentos dos testemunhos foram seccionados de 2 em 2 cm, utilizando-se um anel metálico, para obtenção de um volume de amostra pré-determinado (Figura 4.17).



Escala: Caderno A4 na bancada

Figura 4.16 - Provetes seleccionados para ensaios triaxiais

Os solos contidos naquele anel (Figura 4.17) serviram, em primeiro lugar, para a determinação do teor em água, do peso volúmico e da densidade de partículas. De seguida, foram moídos e o pó assim obtido foi utilizado na determinação do carbono inorgânico total. Os solos marinhos que ficaram entre o anel e o *liner* serviram para a realização dos ensaios granulométricos e para a análise composicional da fração < 63 μm por difractometria de raios X (DRX).

Uma vez que os limites de *Atterberg* e os ensaios de caracterização mecânica devem ser realizados com água salina de teor semelhante ao encontrado no interior dos solos marinhos, recolheu-se água intersticial na fase de abertura de uma das amostras verticais para análise da salinidade.



a) início do processo de cravação do anel metálico; b) anel cravado; c) corte do testemunho com 2 cm de espessura; d) provete preparado para os diferentes ensaios

Figura 4.17 – Seccionamento, de 2 em 2 cm, dos testemunhos verticais

A determinação da salinidade da água foi executada no laboratório da divisão de Química e Poluição do Meio Marinho do IH, segundo a norma NT.LB.20:2014, método interno, acreditado pelo IPAC.

O princípio do método baseia-se na medição da razão de condutividade da amostra a analisar pela condutividade de uma amostra de água salina padrão. Este ensaio é realizado a uma temperatura controlada e recorrendo-se a um salinómetro de eléctrodos de contacto.

Desta forma, os ensaios triaxiais e os limites de consistência foram realizados com água salgada, de salinidade igual, colhida no local onde se realizou a amostragem sedimentar e armazenada em garraões adequados para o efeito, sob condições de temperatura e luminosidade controladas.

Descreve-se seguidamente, de forma sucinta, os procedimentos laboratoriais adotados nos diversos ensaios destrutivos realizados.

a) Determinação do teor em água

A determinação do teor em água nos solos marinhos foi realizada seguindo a norma ISO/TS 17892-1:2004. A realização deste ensaio no laboratório de sedimentologia do IH encontra-se acreditado pelo IPAC.

Com esta análise pretende-se determinar o teor em água dos solos marinhos, no momento da sua colheita. O ensaio utiliza o método de secagem dos provetes de solos em estufa, até obtenção de peso constante.

Após o seccionamento dos testemunhos, descrito na secção 4.1.3.2., cada uma das subamostras obtidas é colocada em estufas a $105^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$, durante um período que varia entre 16 a 24 H. Passado este tempo, as subamostras são colocadas em exsiccadores até atingirem a temperatura ambiente e são posteriormente pesadas.

Recorrendo à fórmula publicada na referida norma, equação [2], obteve-se o teor em água para cada uma das subamostras.

$$w = \frac{m_1 - m_2}{m_2 - m_c} \times 100 = \frac{m_w}{m_d} \times 100 \quad [2]$$

Sendo:

W – teor em água;

m_1 – massa do recipiente e do solo húmido;

m_2 – massa do recipiente e do solo seco;

m_c - massa do recipiente;

m_w – massa da água;

m_d – massa do solo.

b) Determinação do peso volúmico aparente

A determinação do peso volúmico aparente das subamostras realizou-se de acordo com o método linear descrito na norma ISO/TS 17892-2:2004.

O procedimento de ensaio consistiu, numa primeira fase, em cravar um anel metálico no sedimento, de acordo com o descrito na secção 4.1.3.2.

A subamostra obtida foi imediatamente pesada e, posteriormente, seca em estufa durante 16 a 24 H. A partir do volume da subamostra obtido através do seccionamento pelo anel metálico e da massa da amostra, determinou-se o respetivo peso volúmico húmido e seco, equação [3], de cada uma das subamostras.

$$\rho = \frac{m}{V} \times 9,8 \quad [3]$$

Sendo:

ρ o peso volúmico aparente;

m – massa do solo (g);

V – volume da amostra (cm^3).

c) Análises granulométricas

Os ensaios granulométricos foram efetuados em todas as subamostras obtidas. Estes ensaios foram realizados através do método de peneiração (NT.LB.22), para partículas entre 31,5 mm e 500 µm, e do método de difração laser (NT.LB.23) para partículas entre 2 mm e 0,02 µm. Ambos são métodos internos do laboratório de sedimentologia do IH e baseiam-se nas respetivas normas internacionais e encontram-se acreditados pelo IPAC.

Na determinação da granulometria, pelos métodos acima mencionados, as amostras de sedimento são pré-tratadas para destruição da matéria orgânica, tendo como objetivo a desagregação de todas as partículas do sedimento. Este ataque é realizado através de peróxido de hidrogénio (H₂O₂) a 30, 60 e 130 volumes e decorre faseadamente, durante o tempo necessário para a digestão completa da matéria orgânica.

Após essa fase, as amostras são colocadas em banho-maria para completar a destruição da matéria orgânica e evaporar os gases formados durante a reação. De seguida, as amostras são lavadas através de um sistema de vácuo e velas de porcelana para a eliminação dos sais formados durante as fases anteriores.

Terminada a fase de pré-tratamento realizada às amostras, procede-se à separação, a húmido, de cada amostra, utilizando o peneiro de 500 µm. De acordo com o procedimento normativo, referido na Tabela 4.1, a fração superior a 500 µm retida no peneiro é seca a 105°C ± 5°C e peneirada para separação em classes granulométricas diferenciadas, cujos limites correspondem às malhas dos peneiros utilizados. A fração inferior a 500 µm é igualmente seca, pesada e posteriormente analisada no sedimentógrafo laser Malvern Mastersizer 2000, seguindo a norma referida na Tabela 4.1. Este equipamento consiste num sistema ótico que utiliza o efeito da dispersão de um feixe laser para medição do tamanho e distribuição das partículas, numa gama dimensional situada entre 0,02 e 2000 µm.

A determinação das classes granulométricas e respetivas curvas de parametrização estatística de cada uma das amostras analisadas resultam da combinação entre os dois métodos acima referidos.

d) Determinação do teor em carbonato de cálcio

Para determinação dos teores de carbonatos nas amostras obtidas foi utilizado o equipamento Skalar segundo o método interno do laboratório de sedimentologia do IH e que se encontra acreditado pelo IPAC.

A norma NT.LB.29 especifica o procedimento para determinação do teor em Carbono Inorgânico Total (CIT), pelo método de espectrometria de absorção de infra-vermelhos não dispersiva, em amostras de sedimento. Este procedimento está baseado na norma EN 13137:2001.

O procedimento analítico para determinação do CIT é iniciado com a secagem de cada uma das amostras a 105°C ± 5°C, seguindo-se a moagem, num moinho de ágata, para obtenção de um

pó muito fino (tipo pó talco) para que as partículas carbonatadas sejam totalmente digeridas durante o ensaio e permitindo, ao mesmo tempo, uma boa homogeneização dos solos marinhos moídos. Após a moagem as subamostras são novamente secas na estufa a $105^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$ e estão preparadas para a realização do ensaio.

A calibração do equipamento Skalar é realizada recorrendo a padrões de CaCO_3 com várias concentrações, entre o limite de deteção do equipamento e a concentração máxima (12%) de CaCO_3 , de forma a ser possível traçar uma reta de calibração. A determinação do CIT é realizada por acidificação da amostra de sedimento num vaso de reação, e purga, com uma corrente gasosa livre de CO_2 .

O teor em carbonato de cálcio é obtido pela multiplicação do valor CIT obtido na análise por 8,333.

e) Determinação da densidade das partículas sólidas

Para a determinação da densidade de partículas recorreu-se ao método do picnómetro descrito na norma ISO/TS 17892-3:2004, ensaio acreditado pelo IPAC, no laboratório de sedimentologia do IH.

Com a realização deste ensaio pretende-se determinar a densidade das partículas do sedimento que passam por um peneiro de 4,0 mm, parâmetro que se encontra relacionado com a mineralogia de cada partícula e é necessária para vários cálculos da Mecânica dos Solos.

O procedimento de ensaios consiste, numa primeira etapa, em quarterar as amostras, selecionadas, para obtenção de uma massa que deverá estar de acordo com o estabelecido na referida norma. Posteriormente, cada amostra obtida será peneirada através de um peneiro calibrado de 4,0 mm.

De seguida, transfere-se o sedimento para um picnómetro previamente calibrado, e adiciona-se água para o cobrir, isto é, até cerca de 10 a 20 mm acima da amostra de solos e deixa-se a embeber durante 12 H. Passado este período, e por forma a retirar o ar retido no sedimento, leva-se o picnómetro, contendo a água e a amostra, a ebulição durante 10 min, agitando-se ocasionalmente para acelerar a eliminação do ar.

Após o arrefecimento acrescenta-se água desaerada até atingir o menisco do picnómetro que contém a amostra e procede-se à sua pesagem. Após este passo, retira-se a amostra para uma cápsula e leva-se a secar até atingir massa constante, registando-se também o seu peso.

Recorrendo à equação [4] presente na referida norma e aos valores intermédios obtidos determina-se a densidade das partículas sólidas para cada uma das subamostras selecionadas.

$$\rho_s = \frac{m_4}{\frac{(m_1 - m_0)}{\rho_{w1}} - \frac{(m_3 - m_2)}{\rho_{w3}}} \quad [4]$$

Sendo:

ρ_s – densidade das partículas sólidas;

m_o – massa do picnómetro seco;

m_1 – massa do picnómetro com água até ao menisco;

m_2 – massa do picnómetro e massa do solo seco;

m_3 – massa do picnómetro e do solo com água até ao menisco;

m_4 - massa do solo seco;

ρ_{w1} – densidade da água para a temperatura t_1 ;

ρ_{w3} - densidade da água para a temperatura t_2 .

f) Mineralogia dos sedimentos finos

A realização de ensaios de DRX na fração silto-argilosa dos sedimentos teve como finalidade a identificação, e quantificação, dos minerais de argila presentes nos sedimentos, que pudessem influenciar o comportamento mecânico dos mesmos.

O estudo da mineralogia das partículas silto-argilosas (partículas < 63 μm) foi efetuada pelo método de DRX, método semiquantitativo que permite identificar a estrutura cristalina dos diversos minerais presentes na amostra de sedimentos.

O princípio é o seguinte: quando bombardeados com um feixe de raios X (com radiação $\text{Cu } K\alpha$, $\lambda=1,405\text{\AA}$), os minerais presentes na amostra vão gerar modelos de difração específicos. A posição do pico gerado pela estrutura interna de cada mineral é única, permitindo assim a sua identificação.

A preparação dos solos marinhos para a DRX iniciou-se no seccionamento dos testemunhos, de acordo com o descrito na secção 4.1.3.2. Nesta fase, retirou-se uma porção pequena representativa da amostra e colocou-se num copo de vidro. Após o quarteamento, adicionou-se a cada uma das amostras 30 ml de peróxido de hidrogénio a 10 volumes para destruição da matéria orgânica; esta fase é repetida várias vezes até à destruição total desta matéria.

A destruição da matéria orgânica serve, essencialmente, para desagregar todas as partículas constituintes do sedimento e para evitar que a matéria orgânica amorfa (não cristalina) não levante a linha de base, ou seja, torne os picos, de cada mineral, não tão bem definidos.

De seguida, lava-se cada uma das amostras com água desmineralizada para remover a água oxigenada. Após a lavagem, as amostras são colocadas a secar numa estufa à temperatura de $40^{\circ}\pm 5^{\circ}\text{C}$.

Depois de secas, as amostras encontram-se prontas para análise, tendo-se colocado cerca de 1 g de material no porta amostras normalizado de aço inox do difractómetro de raios X, tendo-se o devido cuidado para não orientar os minerais presentes (Figura 4.18).



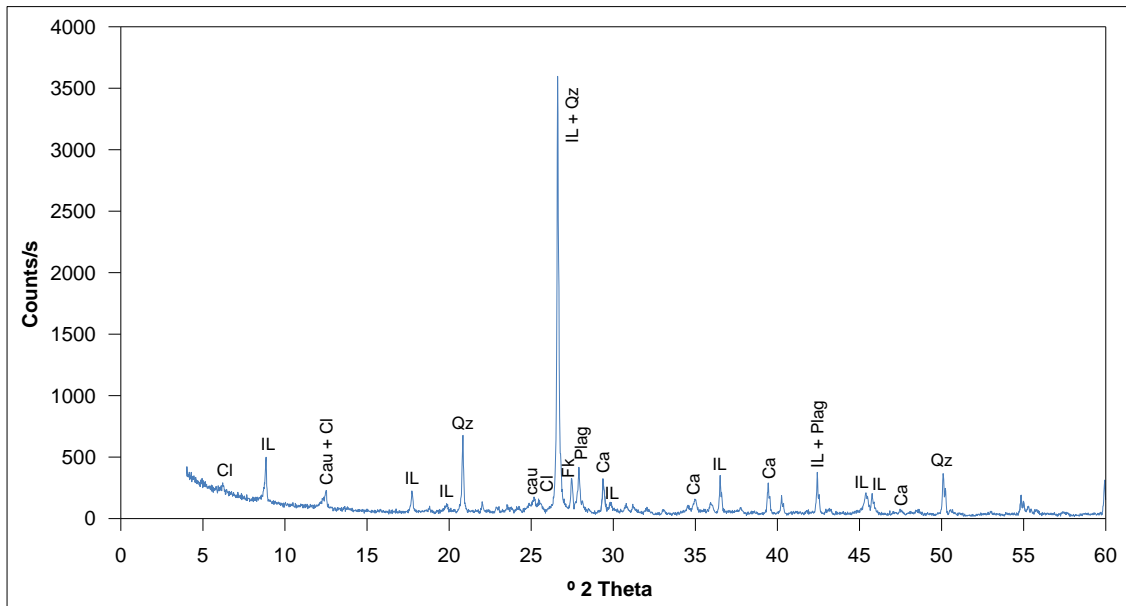
Figura 4.18 – Difrátometro de raios X: modelo X'Pert PRO da PANalytical (esquerda) e aspeto da respetiva preparação das amostras (direita)

Os ensaios de DRX foram efetuadas no equipamento X' Pert PRO da PANalytical (Figura 4.18), equipado com ampola de cristal de grafite monocromático para radiação $\text{Cu K}\alpha$, tendo-se efetuado registos difratométricos entre 2° e 60° (2θ).

Os difratogramas obtidos para cada uma das subamostras foram interpretados individualmente, tendo como referência os dados estruturais descritos nos ficheiros do *Joint Committee for Powder Diffraction Standards do International Centre for Diffraction Data®* (ICDD®).

Devido à natureza maioritaria de solos arenosos e cascalhentos na área em estudo, foram realizados ensaios de DRX nas amostras seccionadas das amostras verticais colhidas nos depósitos superficiais arenosos.

Na Figura 4.19 encontra-se um difratograma representativo das análises efetuadas a cada uma das amostras obtidas e seccionadas das amostras verticais, com indicação dos minerais identificados.



Cl – clorite; IL – ilite; Cau – caulinite; Qz – quartzo; Fk – feldspato potássico; Plag – plagioclase; Ca - calcite

Figura 4.19 - Difratoograma da fração < 63 µm da subamostra 0-5 cm da amostra vertical E08VC

Os resultados obtidos para cada uma das subamostras das amostras verticais são apresentados sob a forma de logs no Capítulo 6, e apenas para os minerais mais abundantes (calcite, caulinite, mica/ilite, quartzo, feldspato potássico e plagioclase), e para as razões entre os minerais principais presentes que são, equações [5 a 9]:

$$\text{Razão 1} = \frac{\text{Clorite} + \text{Ilite} + \text{Caulinite}}{\text{Quartzo} + \text{Feldspato}} \quad [5]$$

$$\text{Razão 2} = \frac{\text{Calcite} + \text{Magnesite} + \text{Dolomite} + \text{Siderite}}{\text{Quartzo} + \text{Feldspato} + \text{Plagioclase} + \text{Clorite} + \text{ilite} + \text{caulinite}} \quad [6]$$

$$\text{Razão 3} = \frac{\text{Quartzo}}{\text{Ilite}} \quad [7]$$

$$\text{Razão 4} = \frac{\text{Quartzo}}{\text{Feldspato} + \text{Plagioclase}} \quad [8]$$

$$\text{Razão 5} = \frac{\text{Ilite}}{\text{caulinite}} \quad [9]$$

g) Ensaio triaxiais

Os ensaios triaxiais realizados foram ensaios de compressão com consolidação anisotrópica, CK_0D , com medição de ondas acústicas (P e S), e foram realizados em 10 provetes de amostras não perturbadas. Estes ensaios foram realizados com tensão vertical monotonicamente crescente.

Para a realização dos ensaios triaxiais foi necessária uma preparação adequada dos provetes de acordo com a parte 2 do Eurocódigo 7 (NP ENV 1997-2:2006), tendo sido todos ensaiados segundo o procedimento que a seguir se descreve, que segue a norma ISO/TS 17892-9:2004 e os procedimentos em vigor nos laboratórios do Instituto Hidrográfico e da FEUP (2013):

1. Montagem na câmara triaxial com bases compatíveis com as relações mínimas de diâmetro máximo das partículas e do provete a ensaiar, isto é, $H \cong 2 \times D$;
2. Percolação de água para eliminação das bolhas de ar, com aplicação de contrapressão crescente até 500 kPa, mantendo o confinamento efetivo de 10 kPa, para garantir a saturação que é controlada a partir do parâmetro B , de Skempton;
3. Consolidação inicial isotrópica a tensões efetivas seguida de um carregamento drenado até à condição de $\frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \cong K_0$, com manutenção dessa condição anisotrópica durante 24 horas;
4. Realização de 5 ciclos de descarga-recarga, seguidos de carregamento em condições drenadas com leitura da variação do volume, com velocidade de deformação contínua e grandeza compatível com o tipo de solo. Estas trajetórias de compressão, seguiram sensivelmente a condição requerida, isto é σ_3 constante e σ_1 crescente;
5. No final de todos os ciclos de descarga-recarga realizam-se leituras das velocidades das ondas S e P através de transdutores de flexão e compressão, *bender-extender elements* (FEUP, 2003).

De salientar que a percolação de água e a água injetada (contrapressão) no interior do provete durante a fase de saturação foram realizadas com água salgada proveniente da área estudada, para garantir uma salinidade semelhante à da água intersticial presente nos solos/sedimentos marinhos das amostras verticais que foi analisada através do método da condutividade elétrica (NT.LB.20 v0.2), já descrito anteriormente.

h) Limites de Atterberg

Os limites de *Atterberg* permitem definir o comportamento da fração fina dos solos em função do teor em água. No caso particular das argilas, elas apresentam um comportamento rígido na ausência de água, podendo ir até ao comportamento plástico (limite de plasticidade) ou líquido (limite de liquidez) conforme a saturação em água.

No estudo realizado, os limites de *Atterberg* foram executados de acordo com a norma ISO/TS 17892-12:2004. Segundo esta norma, o procedimento inicia-se com a preparação do provete para o ensaio, processo que consiste, basicamente, em crivar os solos marinhos da amostra com o peneiro de 425 μm , para retirar as partículas mais grosseiras.

Para determinar o limite de liquidez é necessário cerca de 300 g de amostra peneirada, à qual se junta, posteriormente, água salgada e mistura-se durante 10 min até se obter uma pasta homogénea.

Após esta fase, inicia-se o teste com o penetrómetro (*fall cone*), sendo necessário obter o valor de, pelo menos, quatro leituras. Na primeira leitura, o cone deverá penetrar no sedimento cerca de 15 mm e nas restantes três, o cone não deverá penetrar mais que 25 mm no sedimento. Após cada uma das penetrações deve retirar-se cerca de 10 g de sedimento para determinar o respetivo teor em água.

O limite de liquidez obtém-se pela correlação linear entre os dados da penetração do cone e respetivos teores em água.

Para determinar o limite de plasticidade, retira-se cerca de 20 g de sedimento, da amostra anterior, e adiciona-se água salgada, ou deixa-se secar parcialmente, até ficar suficientemente plástico para ser moldado. Divide-se o solo em quatro partes (± 5 g) e molda-se cada uma delas com os dedos sobre uma placa de vidro, até se obter filamentos com cerca de 3 mm de diâmetro e 100 mm de comprimento.

Quando o filamento fissurar, indica que está no respetivo limite de plasticidade, devendo-se colocar os filamentos numa cápsula para determinar o teor em água.

Os passos descritos anteriormente devem ser repetidos mais duas vezes. O limite de plasticidade corresponde à média do teor em água de, pelo menos, dois provetes.

4.1.3.3. Classificação dos solos marinhos

Os sistemas de classificação de solos/sedimentos são ferramentas expeditas que permitem identificar, de forma prática e concisa, os diversos tipos de solos/sedimentos de acordo com as suas características. No presente estudo optou-se por classificar os sedimentos/solos de acordo com o sistema unificado de classificação de solos (ASTM D2487:2006).

Este sistema, apresentado sucintamente na Tabela 4.2, baseia-se nos resultados dos ensaios granulométricos e na determinação dos limites de *Atterberg* para classificar cada tipo de solo.

Tabela 4.2 - Sistema unificado de classificação de solos (ASTM D2487:2006)

Critérios para atribuição de nome e símbolo do grupo				Símbolo	Nome do grupo
Solos Grossos Mais de 50% de material retido no peneiro nº200	Cascalho	Cascalhos (< 5% de finos)	$C_u \geq 4$ e $1 \leq C_c \leq 3$	GW	Cascalho bem calibrado
			$C_u < 4$ e/ou $1 > C_c > 3$	GP	Cascalho mal calibrado
		Cascalhos com finos (> 12% de finos)	Finos ML ou MH	GM	Cascalho siltoso
			Finos CL ou CH	GC	Cascalho argiloso
	Areia	Areias limpas (< 5% de finos)	$C_u \geq 6$ e $1 \leq C_c \leq 3$	SW	Areia bem calibrada
			$C_u < 6$ e/ou $1 > C_c > 3$	SP	Areia mal calibrada
		Areias com finos (> 12% de finos)	Finos ML ou MH	SM	Areia siltosa
			Finos CL ou CH	SC	Areia argilosa
Solos Finos 50% ou mais passam pelo peneiro nº200	Silte e argila LL < 50	Inorgânico	IP > 7, pontos sobre ou acima da linha "A"	CL	Argila pouco plástica
			IP < 4, pontos abaixo da linha "A"	ML	Silte
		Orgânico	LL _{seco} < 0,75 LL _{natural}	OL	Argila orgânica
					Silte orgânico
	Silte e argila LL ≥ 50	Inorgânico	IP representado na ou acima da linha "A"	CH	Argila muito plástica
			IP representado abaixo da linha "A"	MH	Silte elástico
		Orgânico	LL _{seco} < 0,75 LL _{natural}	OH	Argila orgânica
					Silte orgânico
Solos muito orgânicos	Matéria orgânica de cor escura e cheiro intenso			PT	Turfa

De acordo com esta classificação os cascalhos com 5 a 12% de finos requerem símbolos duplos: GW-GM; GW-GC; GP-GM; GP-GC e as areias com 5 a 12% de finos requerem, também, símbolos duplos: SW-SM; SW-SC; SP-SM; SP-SC

Os resultados relativos à classificação de cada uma das amostras analisadas encontram-se no Capítulo 6.

4.2. Dados e informações originais

Para melhorar o conhecimento geológico da área em estudo, planearam-se e executaram-se cinco campanhas de prospeção *offshore* sob a coordenação do presente autor. Nas duas primeiras foram adquiridos dados morfológicos e geofísicos de elevada resolução e, nas

seguintes campanhas, amostras da cobertura sedimentar, uma vez que, de acordo com os objetivos traçados se pretende analisar a fixação de dispositivos na camada sedimentar não consolidada do subsolo marinho.

4.2.1. Campanhas de prospeção geofísica e geotécnica em *offshore*

O planeamento destas campanhas pretendeu otimizar a duração dos trabalhos, os meios envolvidos, bem como a informação técnica obtida. Assim, a primeira campanha, efetuada em Agosto de 2011, teve como objetivos principais a obtenção de dados topográficos e dados de reflexão sísmica. Nesta campanha foi coberta a totalidade da área de estudo com sistema multifeixe e foram executados 52 perfis de reflexão sísmica com o sistema *sub-bottom profiler* (SBP), encontrando-se as respetivas fiadas representadas na Figura 4.20.

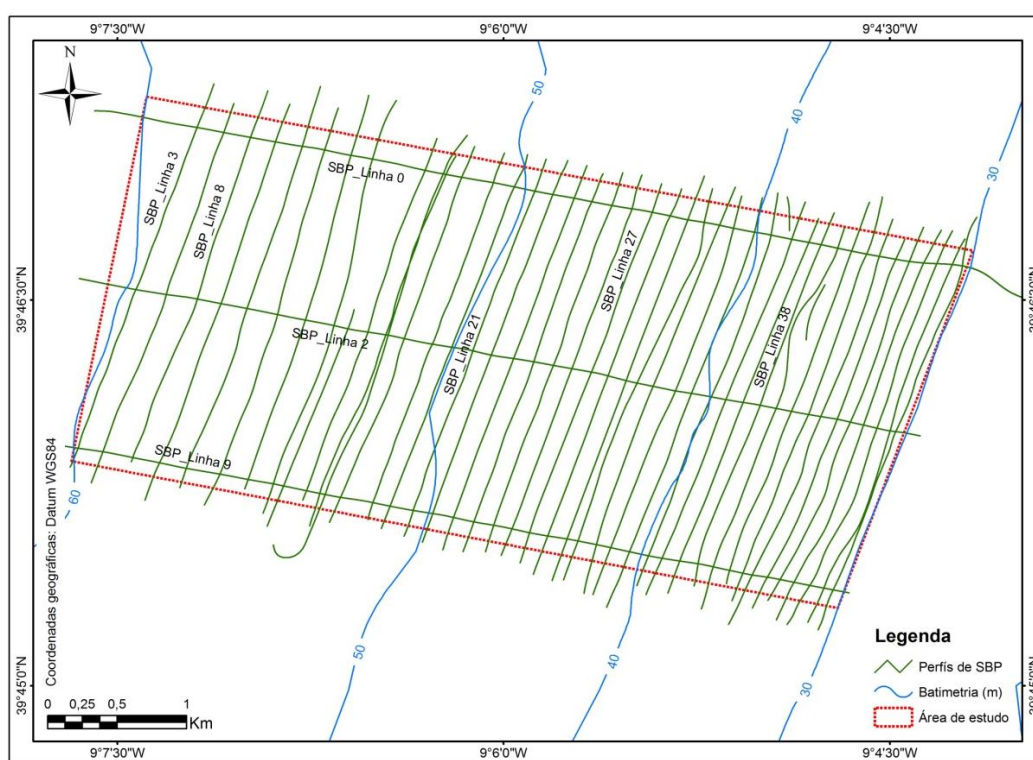


Figura 4.20 – Localização dos perfis sísmicos executados com o sistema SBP

No planeamento desta campanha pretendeu-se obter uma malha de fiadas/perfis paralelas à batimetria, com uma equidistância máxima de três vezes a profundidade, para garantir que o sistema multifeixe cobrisse, integralmente, a superfície do fundo, com uma sobreposição entre fiadas de 10% da informação obtida em cada uma.

A campanha de prospeção para a execução do levantamento hidrográfico foi realizada a bordo do navio oceanográfico NRP “Almirante Gago Coutinho”, tendo-se utilizado o sistema sondador multifeixe EM 710 da SIMRAD – KONGSBERG. Este sistema foi operado entre 70 - 100 kHz de frequência, com um ângulo de abertura de 1° para a transmissão e de 2° para a receção, gerando

mais de 200 feixes por impulso acústico com um ângulo de cobertura de 120° (Kongsberg Maritime AS, 2006).

O posicionamento da embarcação durante o levantamento foi assegurado com recurso ao sistema SEAPATH 200 e DGPS-VHF, tendo-se obtido as coordenadas na projeção UTM (Fuso 29N) / Datum WGS84.

O planeamento e execução da campanha para aquisição de dados sísmicos com este sistema teve em consideração, não só, a operação em simultâneo dos sistemas de sondagem, com o sistema sondador EM710, para rentabilizar o tempo de utilização do navio, mas também os guias normativos e bibliografia internacional que sugerem que os levantamentos sísmicos de elevada resolução devem ter um espaçamento entre fiadas de 100 a 200 m (Randolph & Gourvenec 2011; ISSMGE, 2005).

Neste sentido foram realizados 48 perfis sísmicos paralelos à batimetria com uma equidistância que variou entre 75 e 150 m, e três perfis de confirmação, perpendiculares às anteriores, com um espaçamento de 1200 m (Figura 4.1). O posicionamento deste levantamento foi também assegurado pelo sistema SEAPATH 200 e DGPS-VHF.

A segunda campanha realizou-se em Novembro de 2011 a bordo do NRP “Andrómeda” e visou a aquisição de dados sísmicos com o sistema de reflexão sísmica *boomer*. Nesta campanha foram adquiridos quatro perfis sísmicos perpendiculares à batimetria e com uma equidistância de 600 m e três perfis de confirmação, paralelos à batimetria com uma equidistância aproximada de 1400 m. Na Figura 4.21 encontra-se representada a localização das fiadas executadas.

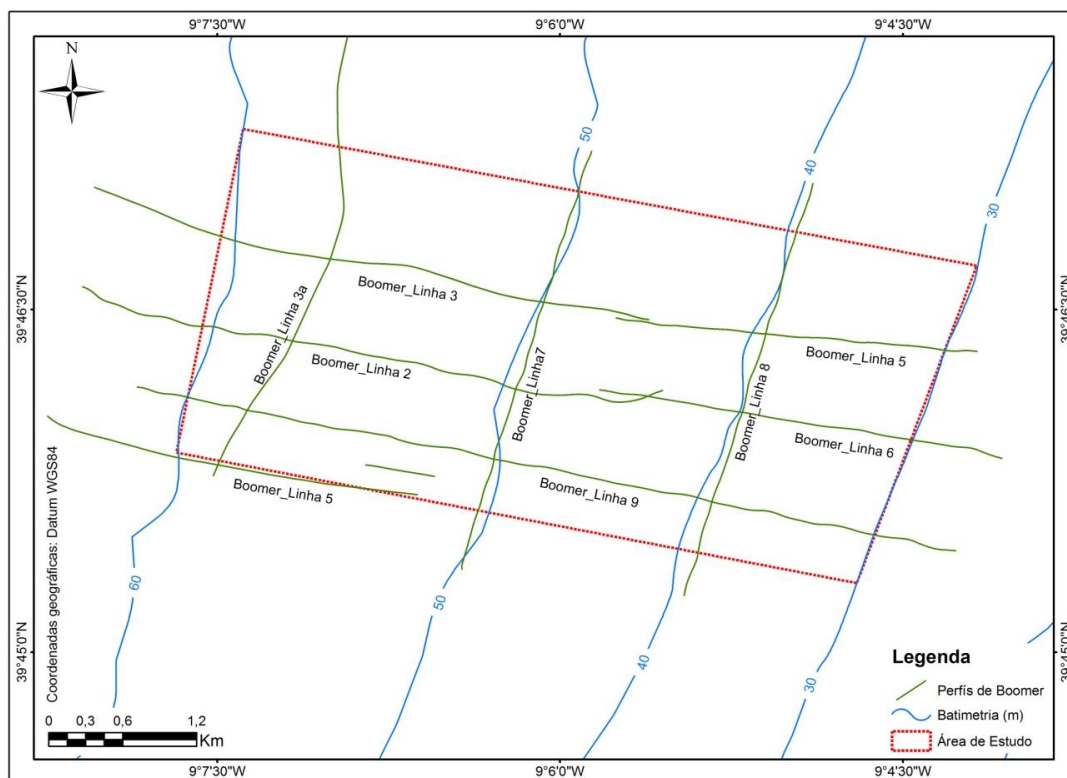


Figura 4.21 – Localização dos perfis sísmicos executados com o sistema *boomer*

O posicionamento do levantamento foi assegurado com um sistema GPS.

As campanhas de prospeção geotécnica decorreram em três fases distintas. A primeira campanha realizou-se em Novembro de 2011 a bordo do Navio Oceanográfico NRP “Gago Coutinho” e teve como objetivo a execução da amostragem superficial e vertical de solos marinhos. Durante esta campanha e devido a constrangimentos operacionais e disponibilidade de tempo de navio, não foi possível efetuar as oito amostras verticais planeadas.

Assim foram realizadas 14 amostras superficiais com um colhedor *Smith-McIntyre* e quatro amostras verticais (E06VC, E07VC, E08VC e E12VC) com um *vibrocórer Rossfelder P5* (Figura 4.22).

Por forma a completar a amostragem vertical foi realizada uma segunda campanha que decorreu em Maio de 2012, a bordo do navio NRP “Auriga”, tendo-se colhido com o mesmo colhedor três amostras verticais de solos marinhos (E15VC, E16VC e E18VC) e que se encontram representadas na Figura 4.22.

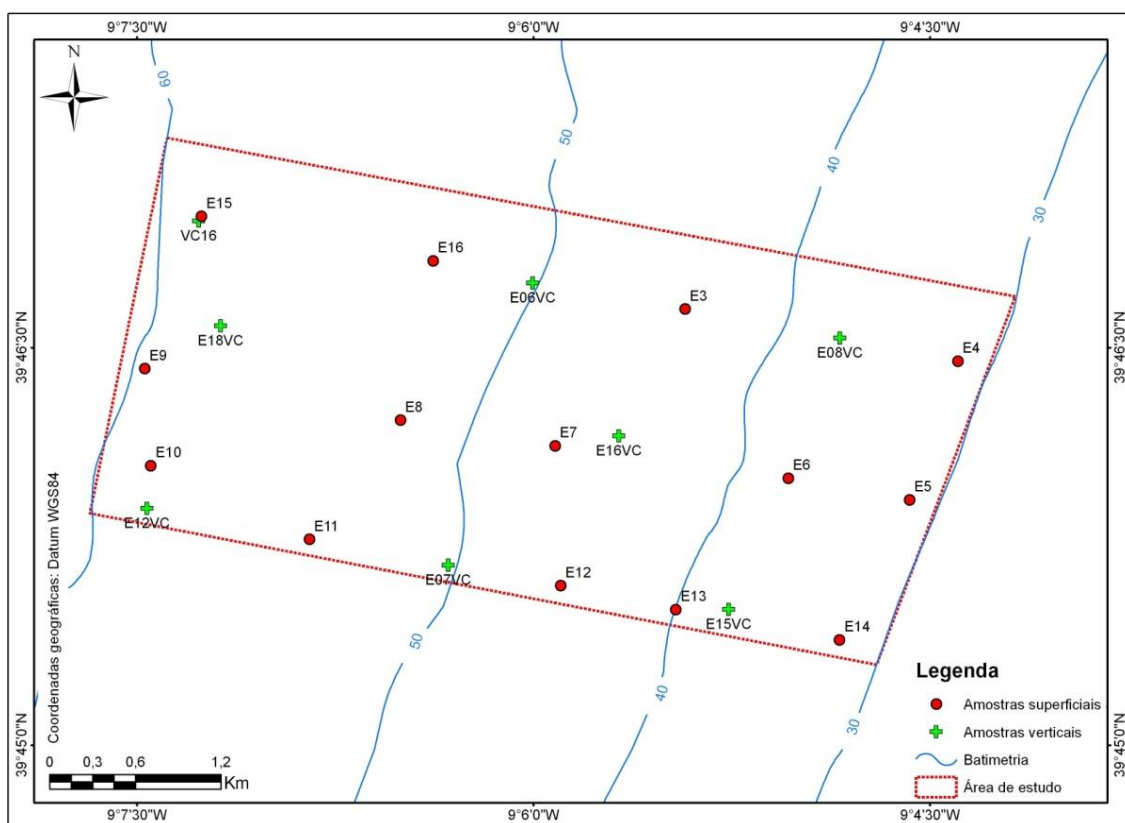


Figura 4.22 – Localização da amostragem superficial e vertical realizada

A última amostra vertical (VC16) foi obtida no decurso da campanha PROTEVSDUNES (RV “*Pourquoi Pas*”), realizada em outubro de 2012 (Figura 4.22), utilizando o mesmo colhedor.

Na Figura 4.23 encontram-se representadas as fases de processamento de uma amostra, a bordo de um dos navios hidrográficos utilizados nas campanhas de prospeção *offshore*.



a) Amostra retirada no *liner* e após extração do tubo de penetração; b) corte testemunho em segmentos menores; c) segmentos da amostra vertical E16VC acondicionados e preparados para armazenamento em arca frigorífica

Figura 4.23 – Processamento de amostras verticais a bordo dos navios hidrográficos

4.2.2. Ensaios laboratoriais realizados

Os ensaios laboratoriais apresentados nesta dissertação foram efetuados de acordo com as normas e recomendações internacionais adotadas em estudos geotécnicos, em condições de temperatura ambiente controlada e utilizando equipamentos calibrados e rastreados ao Sistema Internacional, conforme o estipulado no Eurocódigo 7 – Parte 2 (NP ENV 1997-2:2006).

Esta opção pretendeu responder aos objetivos traçados inicialmente, na qual se dá uma maior relevância aos ensaios laboratoriais em detrimento dos ensaios *in situ*. Neste sentido é

importante garantir a fiabilidade dos resultados dos ensaios realizados, pelo que se optou, sempre que possível, por ensaios acreditados. Nos ensaios que não se encontram acreditados executou-se um rigoroso controlo de qualidade.

Como referido anteriormente, os ensaios para determinação da granulometria por peneiração e difração laser, determinação do teor em água, da densidade de partículas e do teor em carbono inorgânico total (CIT) encontram-se acreditados pelo Instituto Português da Acreditação (IPAC), pelo que cumprem com os requisitos técnicos e de qualidade impostos pelas normas internacionais.

Na Tabela 4.3 encontram-se indicados o número de ensaios realizados por cada técnica laboratorial.

Tabela 4.3– Parâmetros e número de ensaios realizados na presente investigação

Matriz	Parâmetro / ensaio	N.º de ensaios
Água	Salinidade	1
Solos marinhos	Análise granulométrica: Método de peneiração Método de difração laser	493
	Teor em água	459
	Peso volúmico	424
	Densidade das partículas sólidas	111
	Carbono Inorgânico Total - CIT	493
	Difração de raios X - DRX	361
	Velocidade de ultrassons (ondas P)	167
	Suscetibilidade magnética	421
	Ensaio triaxiais	10
	Radiografias	21 em 4 amostras verticais
	Limites de Atterberg	1

Os resultados obtidos nos ensaios laboratoriais (Tabela 4.3) serão descritos e explorados nos capítulos 6 e 7 sob a forma de *logs* para cada uma das oito amostras verticais obtidas. As metodologias adotadas nos ensaios laboratoriais foram descritas na secção 4.1.3.

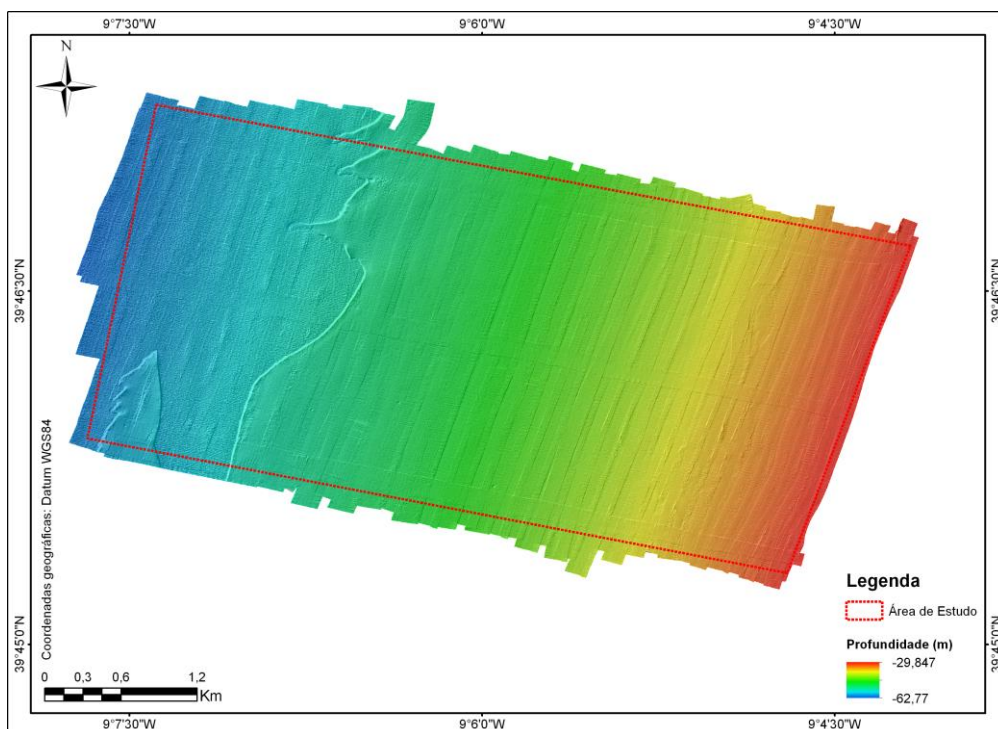
5. MODELO GEOFÍSICO

No presente capítulo reportam-se os primeiros resultados que descrevem a área em estudo, nomeadamente a morfologia do fundo marinho e a caracterização acústica das formações que constituem os níveis superiores da plataforma continental. De forma a integrar a informação é apresentado, no final, o modelo geofísico 3D para a área em referência.

5.1. Análise morfológica

Os dados adquiridos no levantamento hidrográfico com o sistema multifeixe EM710 foram processados através do algoritmo CUBE (estimador batimétrico com incerteza combinada) desenvolvido no *Center for Coastal and Ocean Mapping* da Universidade de *New Hampshire*, instalado no software HIPS CARIS®.

O processamento dos dados adquiridos deu origem a um ficheiro do tipo *txt*, com o posicionamento, a profundidade e a respetiva incerteza associada (em média, cerca de 0,5 m). A numerosa informação obtida permitiu produzir um modelo batimétrico, com resolução de 2 m, para toda a área de estudo. Este ficheiro foi implantado num projeto ArcGIS® e, através do seu processamento, foi possível obter um modelo digital batimétrico (MDB) da superfície do fundo marinho (Figura 5.1).



Sobreelevação de 3x, direção de iluminação 315° e com uma altura de iluminação de 45°

Figura 5.1 - Modelo digital da superfície do fundo marinho da área em estudo

A partir do MDB, Figura 5.1, e recorrendo à ferramenta *contours*, do *software* ArcGIS® elaborou-se o mapa das batimétricas com um espaçamento de 1,0 m (Figura 5.2).

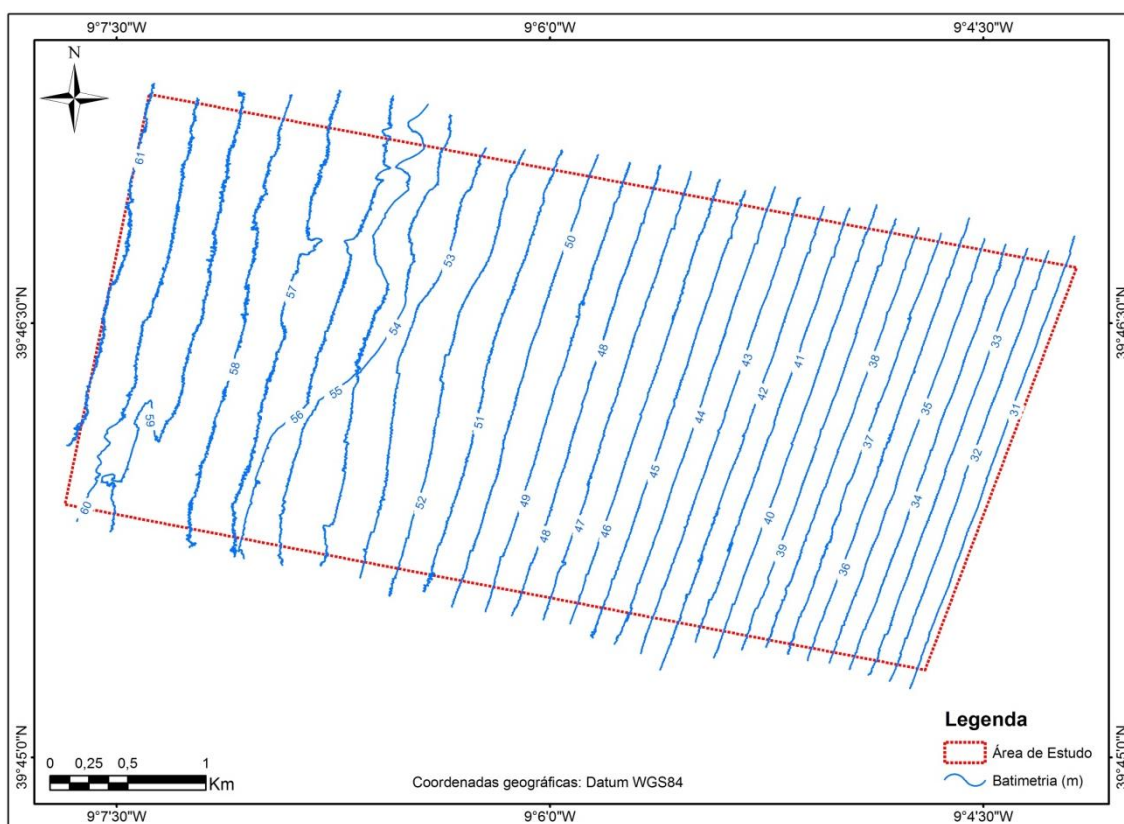


Figura 5.2 - Batimétricas com espaçamento de 1 m para a área investigada

Analisando as figuras anteriores (Figuras 5.1 e 5.2) constata-se que as linhas batimétricas encontram-se uniformemente espaçadas e paralelas entre si, desde a profundidade mínima de 31 m até cerca de 51 m, o que revela uma inclinação suave da superfície do fundo marinho. Abaixo dos 51 m, observa-se uma irregularidade das linhas batimétricas e um espaçamento variável que, a cerca de 55 m de profundidade, define um desnível de cerca de 1 m. Observa-se também, abaixo dessa profundidade, um aumento da rugosidade nas linhas batimétricas (Figura 5.2), compatível com a presença de pequenas estruturas superficiais, de altura inferior a 0,20 m (Pombo *et al.* 2015).

No canto inferior esquerdo da área (Figura 5.1), por ter resolução melhor, é possível encontrar uma estrutura morfológica elevada cerca de 1 m sobre a superfície da área que a suporta.

O mapa de declives apresentado na Figura 5.3 foi construído com base no MDB. Na elaboração do mapa consideraram-se zonas com declives muito fracos (até 0,5%), declives fracos (entre 0,5 a 1%), declives médios (entre 1 a 1,5% e 1,5 a 2,5%), declives fortes (entre 2,5 a 5%) e declives muito fortes (valores $\geq 5\%$).

Analisando o referido mapa (Figura 5.3) pode-se considerar que, na área em estudo, existem três zonas distintas:

- uma zona com declives fracos entre as batimétricas de 30 e 45 m;
- uma zona com declives extremamente fracos, entre as batimétricas de 45 e a de 55 m;
- uma zona de declives médios, entre as batimétricas de 55 a 61 m, declives que estão diretamente relacionados com as formas de fundo presentes a estas profundidades e,
- uma zona de declives fortes, entre 5,0 e 11,7 %, caracterizada pela rotura de pendores que se verifica a cerca de 55 m de profundidade e na intercalação morfológica entre as batimétricas dos 58 a 60 m.

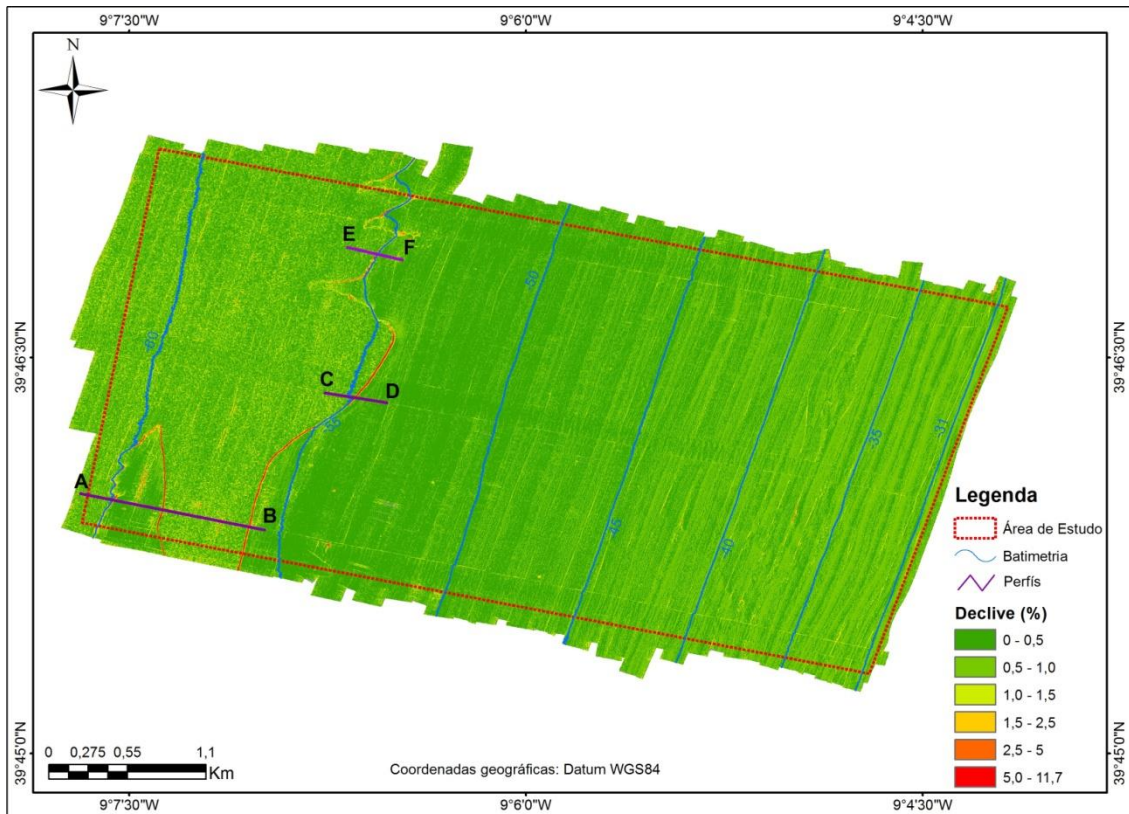


Figura 5.3 - Mapa de declives da área investigada

Por forma a caracterizar a transição entre as diferentes unidades realizaram-se três perfis batimétricos, cuja localização se encontra representada na Figura 5.3 (letras A a E).

No perfil A-B (Figura 5.4) constata-se que, entre 182,3 e 460,0 m de distância à origem do perfil (ponto A), ocorre uma intercalação morfológica sobrelevada, cerca de 1,0 m em relação à morfologia de base e já referido anteriormente. A cerca de 939,8 m de distância da origem do perfil, encontra-se a transição da superfície caracterizada por marcas de fundo para a superfície com menor declividade e que é, também, caracterizada por um ressalto de cerca de 1,0 m (Figura 5.4).

No perfil C-D e E-F encontra-se também representada a mesma estrutura, existindo em ambos um ressalto de cerca de 1,2 m (Figura 5.4).

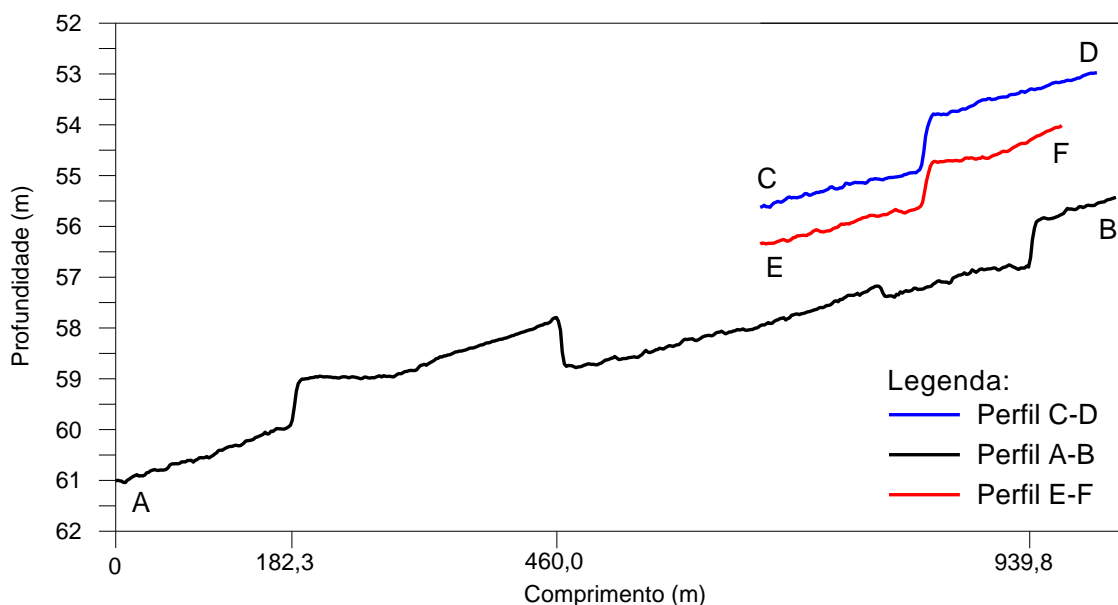


Figura 5.4 – Perfis batimétricos cuja localização integra a Figura 5.3

Este tipo de estruturas morfológicas e a sua associação à presença de depósitos sedimentares distintos, já tinha sido descrita nos trabalhos de caracterização geológica do local para fundeamento do dispositivo *Pelamis*, ao largo da Aguçadoura, na Póvoa de Varzim (Bizarro *et al.*, 2007) e, mais recentemente, na caracterização geofísica da Zona Piloto (Bizarro *et al.*, 2012), para a qual este ressalto tem continuidade.

Por outro lado, os dados de refletividade obtidos com o sistema multifeixe EM710 durante o levantamento hidrográfico foram analisados e processados através do *GEOCODER engine* (University New Hampshire) obtendo-se desta forma um mosaico de retrodispersão acústica (*backscatter*) do fundo marinho que se apresenta na Figura 5.5.

Comparando o mosaico da retrodispersão acústica (Figura 5.5) e o MDB (Figura 5.1) constata-se que existe uma correlação do nível de retrodispersão acústica com algumas unidades morfológicas identificadas e depósitos sedimentares:

- a) entre as batimétricas de 30 m e de 55 m identificam-se os valores de menor intensidade de *backscatter* (cinza escuro) que, de acordo com Fonseca (2009), Bizarro *et al.* (2012) e Pombo *et al.* 2012b, poderão corresponder a solos arenosos finos;
- b) entre a batimétrica de 55 m e a de 61 m, registam-se os valores de maior intensidade de *backscatter* (cinza claro) da Figura 5.5 e, segundo os mesmos autores (*op. cit.*), estes valores de intensidade poderão corresponder a solos grosseiros.
- c) na área de maior intensidade de *backscatter*, e através de uma análise mais detalhada e pormenorizada do mosaico de retrodispersão acústica, foi possível identificar marcas de fundo, semelhantes a “*wave ripples*”, com cristas retilíneas de direção NE-SW, com cerca de 3 m de comprimento de onda e altura média de cerca de 0,20 m (Figura 5.5), de acordo com a terminologia adotada por Collinson *et al.*(2006) *in* Nichols (2009).

d) Esta morfologia demonstra que os processos oceanográficos muito energéticos que ocorrem durante os períodos de tempestades, produzem ondas e correntes suficientemente fortes para remobilizar e transportar os sedimentos grosseiros a profundidades de 60 m, podendo estas formas migrar dezenas de metros/ano em resposta às condições de tempestades (Walker & James, 1992; Suter, 2006).

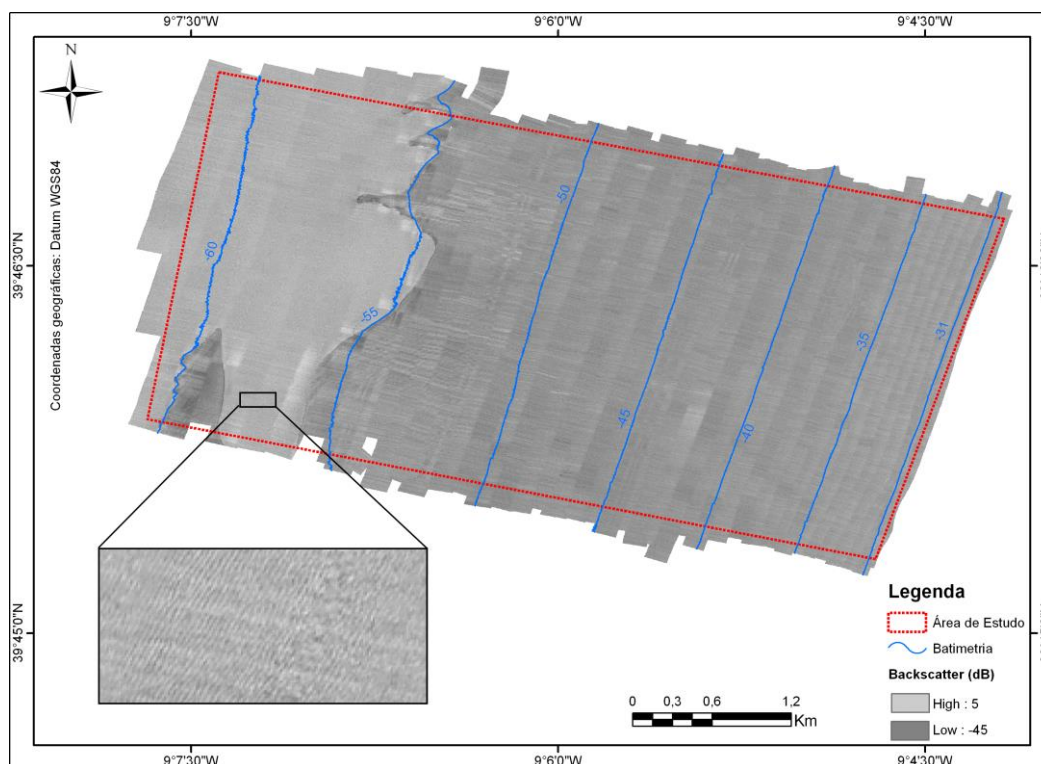


Figura 5.5 – Imagem de *backscatter* do fundo marinho e pormenor das formas de fundo

5.2. Caracterização da estrutura sedimentar

Os perfis sísmicos de *boomer* e de SBP adquiridos nas campanhas de prospeção geofísica foram processados através do *software Delph Seismic Interpretation*[®] da IXSea, e posteriormente interpretados. O processamento consistiu na aplicação de filtros passa-banda para remoção dos ruídos parasitas e na correção do efeito da ondulação.

Durante a interpretação dos perfis processados procedeu-se à identificação e à marcação dos refletores sísmicos e identificação das diferentes unidades sísmicas, tendo-se adotado como critério a identificação e caracterização das várias fácies acústicas e a marcação dos refletores principais (superfícies que delimitam unidades com fácies acústicas distintas). Estes refletores apresentam normalmente boa continuidade e amplitude. Tomou-se também em consideração os critérios definidos por Mitchum *et al.* (1977) e Damuth (1975; 1980).

Para calcular as espessuras das unidades sísmicas considerou-se uma velocidade média de propagação do som nos solos marinhos de 1785 m/s. Este valor é uma média dos valores obtidos, em laboratório, na medição da velocidade de propagação do som nas amostras verticais adquiridas para este trabalho e encontra-se de acordo com os valores de referência para solos

marinhos arenosos (Hamilton, 1970; Hamilton & Bachman, 1982; Buckingham, 2005; Rolf & Klaus, 2010). Com base nos critérios adotados no processamento e respetiva interpretação foi possível identificar, nestes perfis, três unidades sísmicas distintas, descritas adiante.

5.2.1. Unidades sísmicas

Com base nos critérios estratigráficos e no reconhecimento das diferentes fácies sísmicas foram identificados três refletores principais (R1, R2 e R3) que delimitam três unidades sísmicas distintas do ponto de vista acústico, denominadas por U1 (*bedrock*), U2 e U3 as camadas sedimentares não consolidadas, sendo a U3 a mais superficial.

5.2.1.1. Unidade U1 (*bedrock*)

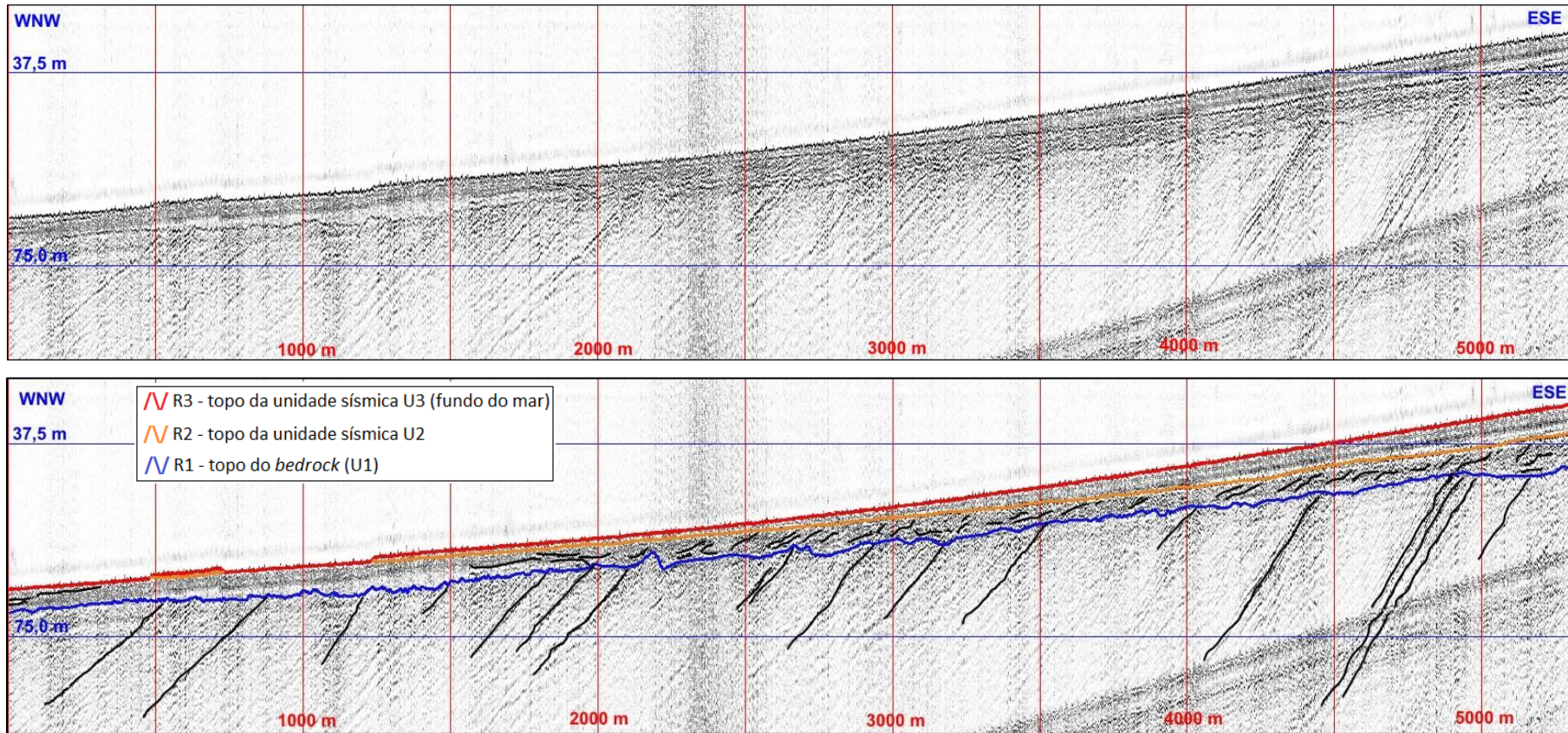
Nos perfis sísmicos adquiridos pelo sistema *boomer* dispostos perpendicularmente às linhas batimétricas, a unidade sísmica U1 (*bedrock*) está limitada superiormente pelo refletor azul (R1). Esta formação caracteriza-se por apresentar reflexões de grande amplitude, muito contínuas e paralelas, com inclinação para WNW. O refletor R1 exhibe uma grande amplitude e tem continuidade bem marcada, podendo-se observar também a sua elevada irregularidade, que marca a erosão de todas as formações mais antigas U1 (Figura 5.6).

Segundo Rodrigues (2004), esta unidade corresponde a rochas carbonatadas muito deformadas e dolomitizadas, com diferentes graus de competência, o que poderá explicar a irregularidade do refletor R1 (morfologia do tipo “costeira” fossilizada pela deposição da unidade U2 (Figura 5.6).

Nos perfis sísmicos adquiridos pelo sistema *SBP*, a unidade U1 não se encontra devidamente representada, devido às características deste sistema, cujas ondas acústicas permitem obter uma maior resolução em detrimento da penetração; no entanto e através do *software* de processamento dos perfis *Delph Seismic Interpretation*[®] da IXSea, nomeadamente através da aplicação de “ganhos” (TVG), foi possível, em alguns perfis, marcar o refletor R1 azul (Figura 5.7).

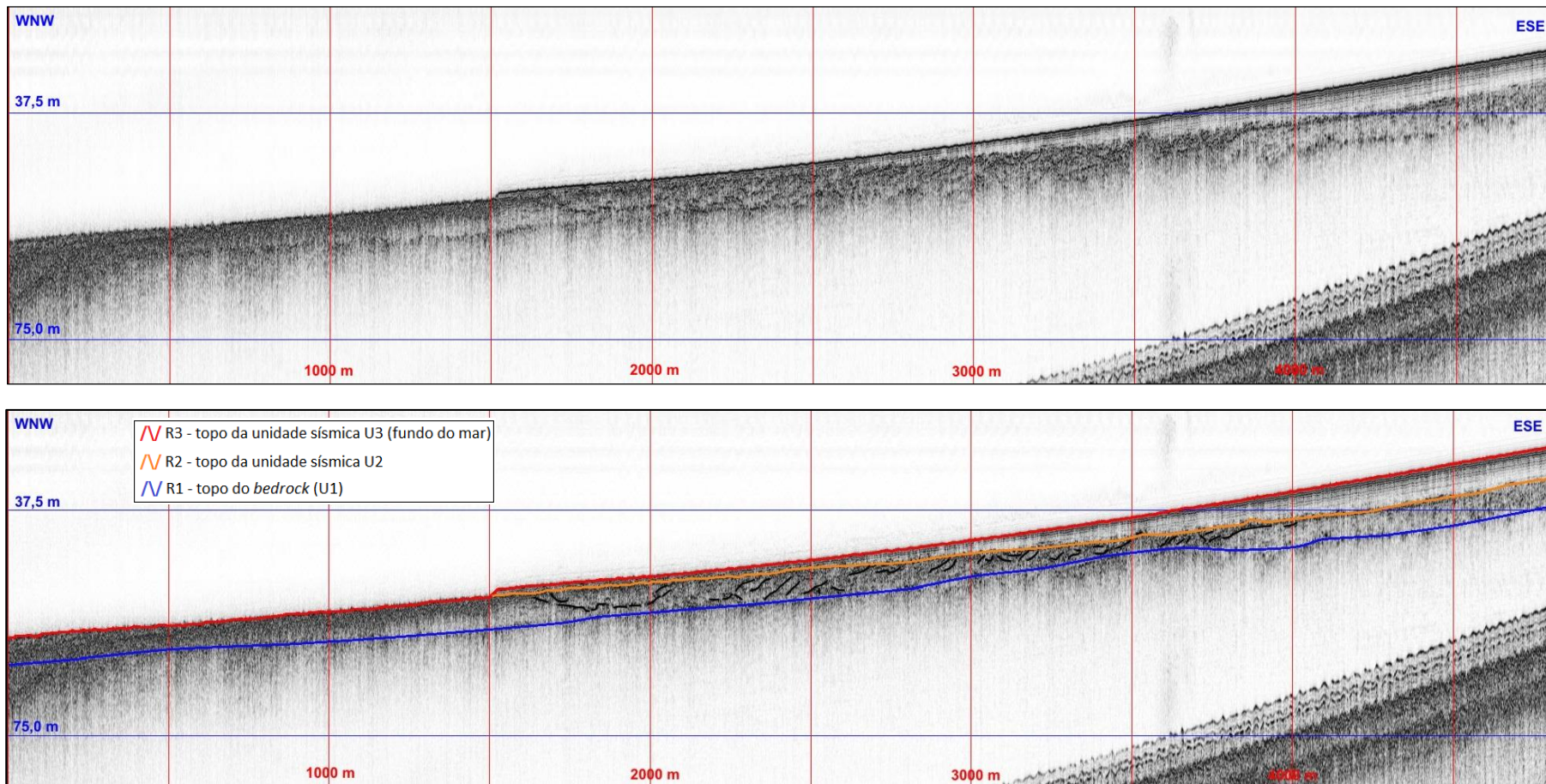
5.2.1.2. Unidade U2

A unidade sísmica U2 encontra-se presente em toda a área, sendo aflorante na zona oeste (Figura 5.6 e 5.7). Na zona leste encontra-se subjacente à unidade U3, sendo delimitada no topo pelos refletores R2 (de cor laranja) e R3 (de cor vermelha) e na base pelo R1 (*bedrock*). Esta unidade caracteriza-se por uma fácies sísmica muito refletiva e com uma grande variação lateral de fácies sísmica, sendo possível, em alguns locais, identificar refletores internos.



Perfil de *Boomer*_linha 9, localização representada na Figura 4.21: Em cima, perfil processado mas sem interpretação. Em baixo, perfil processado e interpretado

Figura 5.6 - Perfil sísmico adquirido com o sistema *boomer*, com orientação WNW-ESE, ilustrando a estrutura da área de estudo



Excerto do perfil SBP_Linha 2, localização representada na Figura 4.20. Utilizou-se o mesmo código de cores dos utilizados nos perfis de *boomer*. Em cima, perfil processado mas sem interpretação. Em baixo, perfil processado e interpretado

Figura 5.7 – Perfil sísmico de *chirp* característico da área de estudo com orientação WNW-ESE

A unidade U2, devido à sua elevada refletividade, nem sempre permitiu a penetração do sinal com o sistema *chirp* (Figura 5.7). Nos perfis onde o sinal penetrou, foi possível identificar com maior pormenor as características acústicas desta unidade (Figura 5.7). De acordo com Damuth & Hayes (1977) este tipo de fácies acústica é característica de solos marinhos grosseiros, altamente refletivos, que impedem, parcial ou totalmente, a penetração do sinal quando se utilizam sistemas do tipo *chirp* (Figura 5.7).

5.2.1.3. Unidade U3

A unidade sísmica U3 caracteriza-se por refletores de baixa amplitude e grande continuidade, tipicamente formados em ambientes de sedimentação calma e homogénea, não se assinalando, na maioria dos perfis, variação lateral e vertical de fácies.

A unidade sísmica superficial U3 localiza-se preferencialmente na área leste da zona prospectada, entre as batimétricas de 30 e 55 m, e caracteriza-se por uma fácies sísmica semitransparente sem aparente estratificação e que se encontra separada da unidade sísmica subjacente (U2) pelo refletor R2 (de cor laranja), o qual apresenta boa continuidade lateral (Figura 5.6 e 5.7). É delimitada no topo pelo refletor R3 (de cor vermelha), que representa o fundo do mar.

5.2.2. Caracterização das unidades sísmicas nos locais da amostragem vertical

A verificação da interpretação sísmo estratigráfica e da espessura das unidades sísmicas foi realizada recorrendo à amostragem vertical (Figura 5.8).

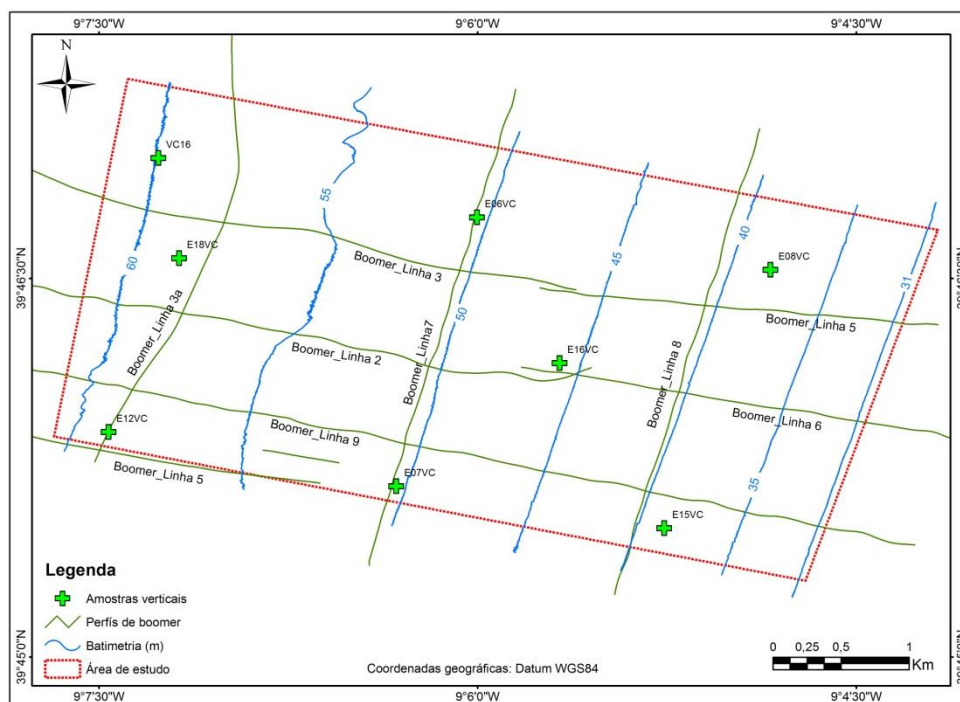


Figura 5.8 – Localização dos perfis de boomer e das amostras verticais colhidas

As amostras verticais E08VC, E15VC, E18VC e VC16 não foram realizadas sobre perfis sísmicos de *boomer* pelos motivos aduzidos em seguida. Os pontos de colheita das amostras E15VC e E08VC foram deslocados para leste devido à presença de redes de pesca nos locais inicialmente planeados. Relativamente aos pontos de colheita das amostras E18VC e VC16 foram deslocadas dos locais planeados devido à dificuldade em amostrar os solos marinhos presentes nesta zona da área de estudo. Assim e por não existirem perfis de *boomer* no local da realização daquelas amostras, não foi possível descrever as unidades sísmicas nos respetivos locais.

Passando à análise do perfil *boomer*_Linha 7 no local onde foi realizada a amostra vertical E06VC (Figura 5.9) é possível identificar a presença de dois refletores. O mais superficial (R2) encontra-se a 1,10 m e o segundo (R1), a 6,40 m abaixo da superfície do fundo marinho.

Assim, neste local, a unidade sísmica mais superficial, U3, tem uma espessura de 1,10 m e a U2, subjacente, uma espessura de 5,30 m.

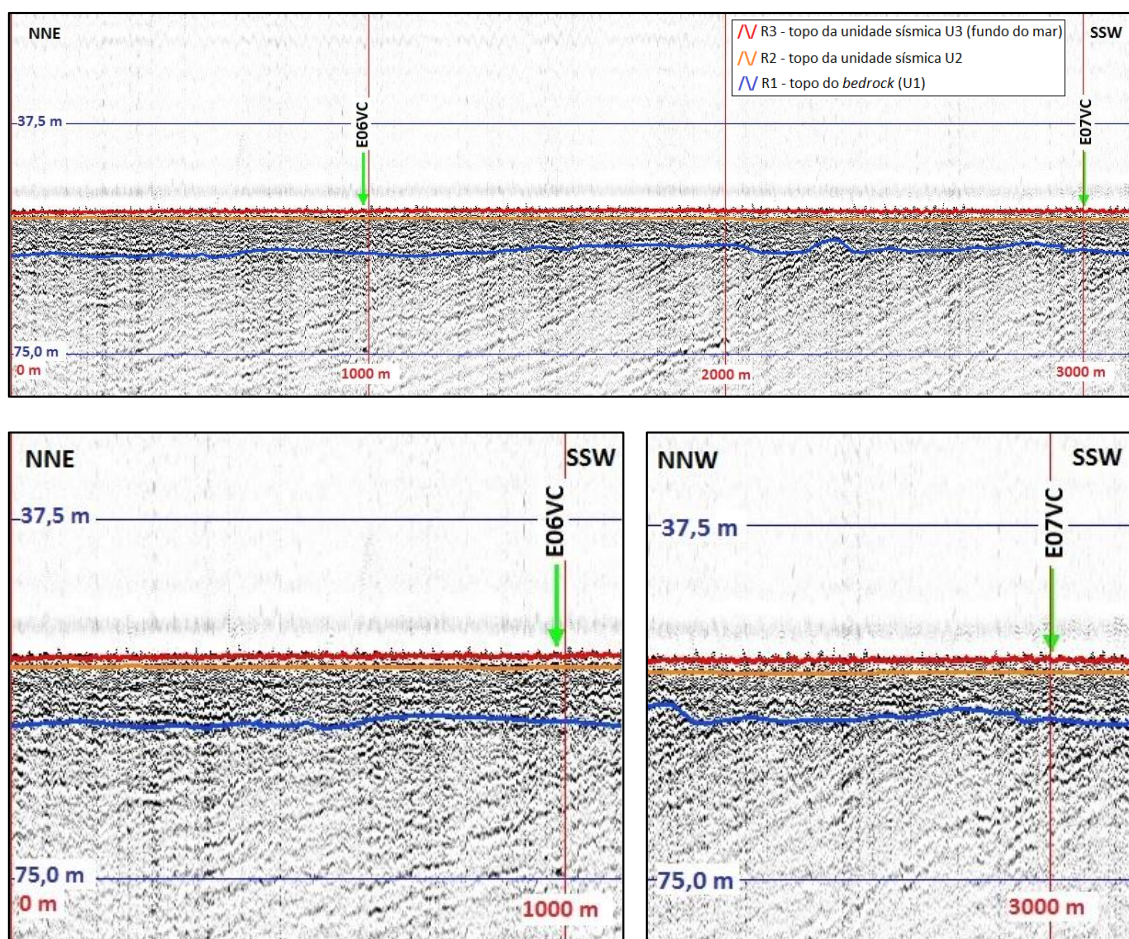


Figura 5.9 – Excerto do perfil *boomer* - Linha 7 com localização das amostras verticais E06VC e E07VC (em cima). Localização na Figura 5.8: pormenores do perfil sísmico na zona onde se efetuou a amostra E06VC (em baixo à esquerda) e a amostra E07VC (em baixo à direita)

No local onde se colheu a amostra vertical E07VC (Figura 5.9) constata-se, pela análise do perfil sísmico *boomer*_linha 7, também a existência de dois refletores, o primeiro (R2) a 1,25 m e, o

segundo (R1) a 6,30 m relativamente à superfície do fundo marinho. Isto indica que a unidade U3 nesta posição tem uma espessura de 1,25 m e a U2 uma espessura de 5,0 m.

Na Figura 5.10 encontra-se representado um excerto do perfil sísmico do local onde se realizou a amostra vertical E12VC (perfil *boomer_linha 3a*). Analisando este perfil é possível identificar claramente os refletores principais (R1 e R2). Neste local a unidade U3 tem uma espessura de 1,10 m, estando limitada na base pelo refletor laranja (R2), e a unidade U2 apresenta uma espessura de 5,86 m, sendo limitada na base, pelo refletor azul (R1).

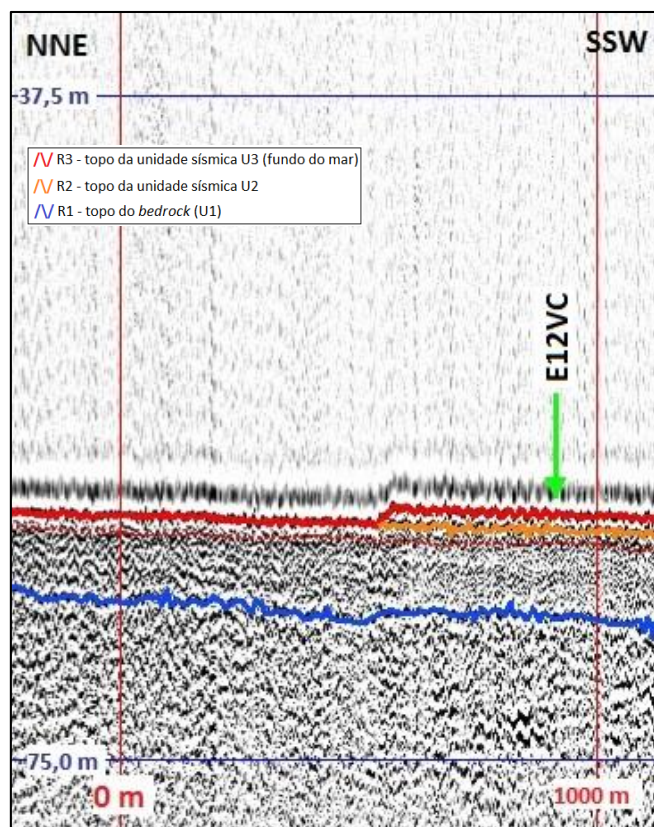


Figura 5.10 - Excerto do perfil *boomer_linha 3a* no local da amostra vertical E12VC. Localização na Figura 5.8

Na Figura 5.10 encontra-se representado um excerto do perfil sísmico de *boomer* onde se realizou a amostra vertical E16VC (perfil *boomer_linha 6*).

Neste perfil, para além dos dois refletores principais (R1 e R2), que delimitam a base da unidade U3 com uma espessura de 2,20 m e da unidade U2 com uma espessura de 5,10 m, verifica-se também a existência de refletores internos na unidade U2, inclinados para WNW e que evidenciam, provavelmente, a alternância entre diferentes camadas detríticas e uma direção ou progradação dirigida para W.

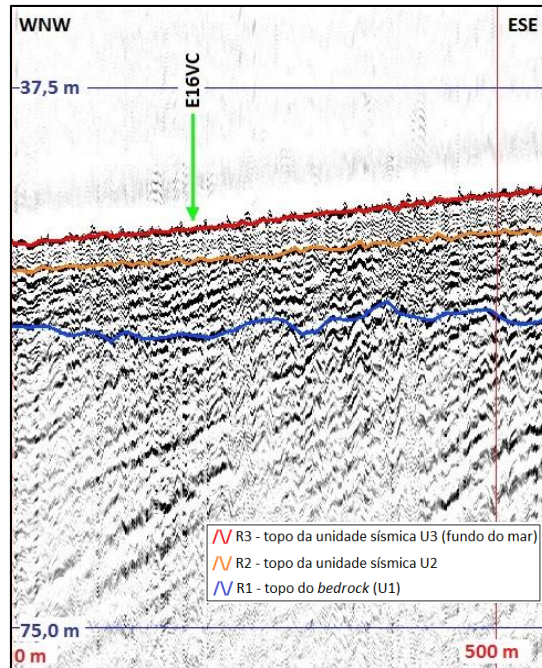


Figura 5.11 - Excerto do perfil *boomer_linha 6* no local da amostra vertical E16VC. Localização na Figura 5.8

De seguida passa-se à análise dos perfis sísmicos, obtidos com o sistema SBP, nos locais onde foram colhidas as amostras verticais (Figura 5.12).

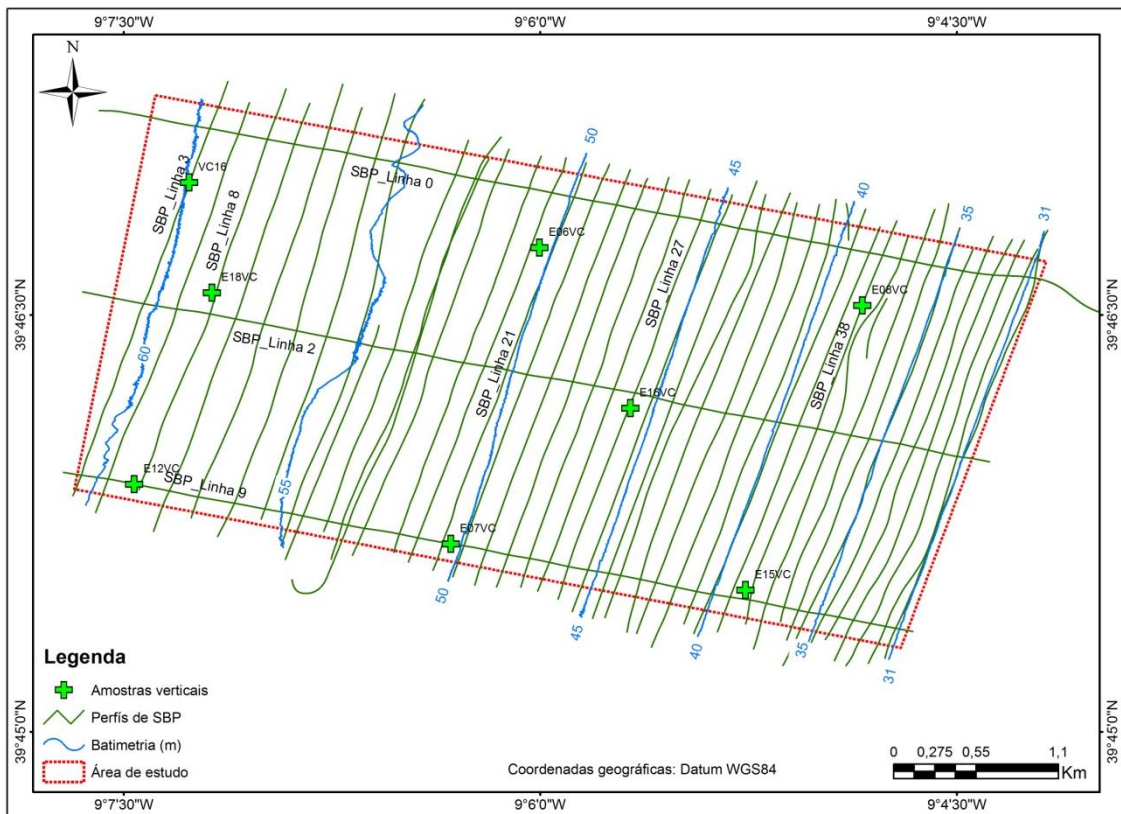


Figura 5.12 – Localização dos perfis de SBP e das amostras verticais colhidas

Na Figura 5.13 encontra-se representado um excerto do perfil sísmico de SBP onde se realizou a amostra vertical E06VC (perfil SBP_linha 21). Este perfil permite aferir, neste local, a presença dos refletores principais R1 e R2. A unidade sísmica U3, delimitada no topo pelo refletor R3 de cor vermelha (fundo do mar) e na base pelo refletor R1 (laranja), apresenta uma espessura de 0,90 m, enquanto que a unidade U2 (delimitada pelos refletores R1 e R2) tem uma espessura de 5,85 m.

Constata-se também que os perfis sísmicos adquiridos com o sistema *chirp* (SBP) permitem detalhar com maior pormenor as fácies acústicas das unidades sísmicas U1 e U2, sendo possível identificar em ambas reflexões internas.

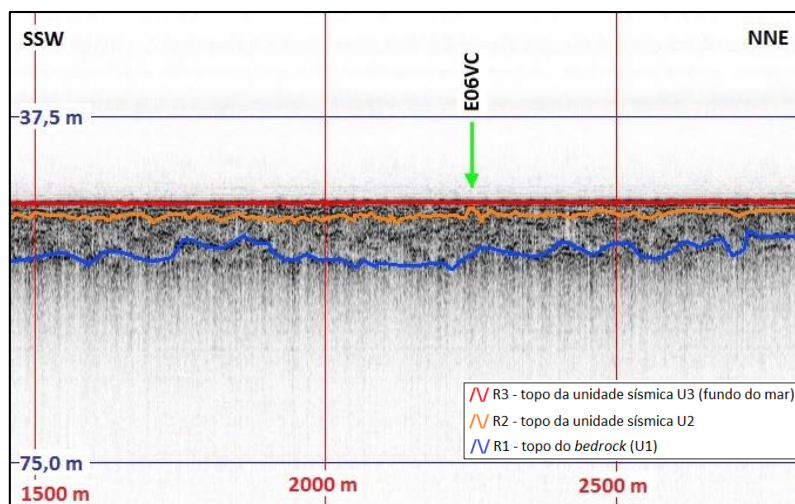


Figura 5.13 – Excerto do perfil de SBP_linha 21 adquirido no local onde se realizou a amostra vertical E06VC. Localização na Figura 5.12

A Figura 5.14 representa um excerto do perfil SBP_linha 38 realizado no local onde se efetuou a amostra vertical E08VC. Neste local constata-se que a unidade sísmica U3 tem, *grosso modo*, uma espessura de 4,0 m e, como já referido, é caracterizada por uma fácies sísmica semitransparente. A unidade sísmica U2 tem uma espessura variável devido à grande irregularidade do refletor R2 (azul).

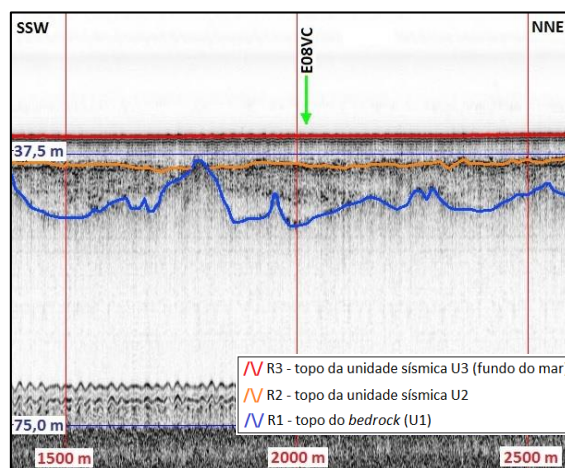


Figura 5.14 - Excerto do perfil de SBP_linha 38 adquirido no local onde se realizou a amostra vertical E08VC. Localização na Figura 5.12

A SSW do local da amostra vertical E08VC, e devido à presença de um relevo mais resistente, a unidade sísmica U2 não foi identificada. No local onde se realizou a amostra E08VC esta unidade tem uma espessura de 8,0 m.

Na Figura 5.15 encontra-se representado um perfil de *chirp* com orientação WNW – ESE (perfil SBP_linha 2) e onde é possível ver a localização das amostras verticais E12VC, E07VC e E15VC.

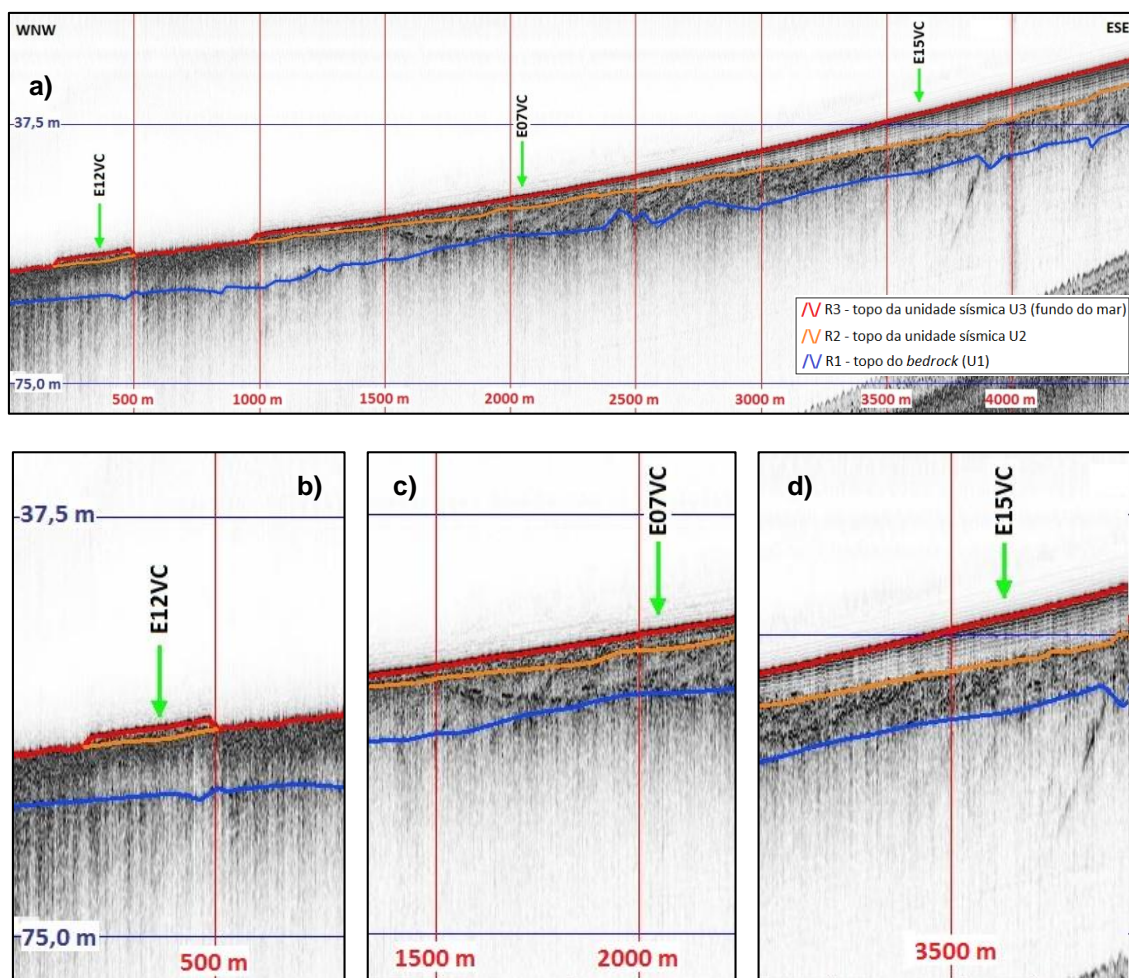


Figura 5.15 – a) Perfil SBP_linha 2 com a localização das amostras verticais E12VC, E07VC e E15VC; b) pormenor do perfil onde se realizou a amostra E12VC; c) pormenor do perfil onde se realizou a amostra E07VC; d) pormenor do perfil onde se realizou a amostra E15VC. Localização do perfil na Figura 5.12

A amostra E12VC foi realizada sobre a unidade sísmica U3, na zona oeste da área de estudo (Figura 5.15 a). Analisando o perfil sísmico nesta área (Figura 5.15 b), é possível constatar a existência de um primeiro refletor (R2) a 1,10 m da superfície do fundo marinho, que é coincidente com o topo da unidade sísmica U2.

Abaixo deste refletor (R2) e devido à presença da unidade sísmica U2, muito refletiva, apenas foi possível marcar o refletor R1 recorrendo a técnicas de processamento do sinal e que, neste local, se encontra a uma profundidade de 6,30 m relativamente ao fundo do mar (Figura 5.15 b).

A amostra vertical E07VC foi realizada, na zona central a sul da área de estudo sobre a unidade sísmica U3 (Figura 5.15a). Nesta zona e analisando a Figura 5.15c, é possível verificar a existência dos dois refletores: o primeiro (R2) a 1,50 m e o segundo (R1) a 5,50 m de profundidade relativamente à superfície do fundo marinho. Observa-se também, neste local, refletores internos nas unidades U3 e U2.

Na unidade sísmica U2 são visíveis refletores internos com inclinação para oeste e que refletem diferentes energias nos processos de transporte, bem como, alternância entre diferentes materiais sedimentares. Estes refletores tinham já sido observados nesta zona da área de estudo e descritos aquando da análise do perfil de *boomer*.

A amostra E15VC foi realizada também sobre a unidade U1 e a sua localização está representada na Figura 5.15a. Analisando o perfil sísmico neste local (Figura 5.15d) constata-se que o refletor R2, que delimita a unidade U3, encontra-se neste local a uma profundidade de 3,90 m. Neste local da área de estudo esta unidade (U3) é semitransparente, apresentando refletores internos paralelos e de baixa amplitude.

A unidade sísmica U2, com uma espessura de 4,50 m e, à semelhança do observado no local da amostra E07VC, apresenta também refletores internos inclinados para oeste.

O excerto do perfil de *chirp* (perfil SBP_linha 27) apresentado na Figura 5.16 foi realizado no local onde se efetuou a amostra vertical E16VC. Neste local e analisando o perfil, verifica-se que a unidade U3 tem uma espessura de 2,0 m, delimitada na base pelo refletor R2 (laranja). O refletor R1 que delimita a base da unidade U2 encontra-se a uma profundidade de 8,80 m relativamente à superfície do fundo marinho. Nesta unidade é também visível a presença de refletores internos sub-horizontais ou suavemente inclinados para oeste.

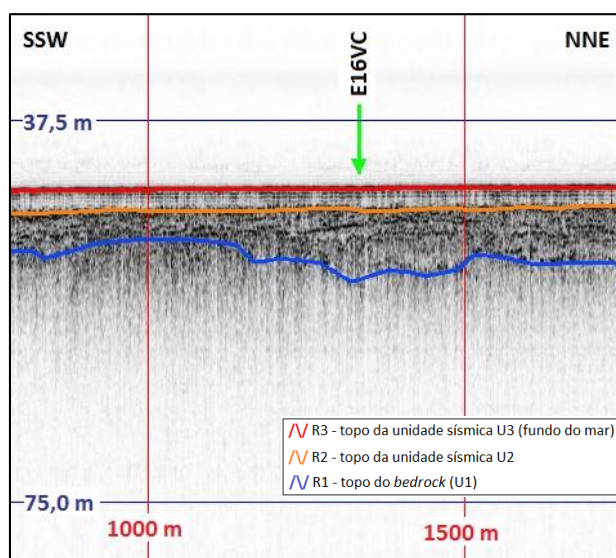


Figura 5.16 - Excerto do perfil SBP_linha 27 adquirido no local onde se realizou a amostra vertical E16VC. Localização na Figura 5.12

As amostras verticais E18VC e VC16 foram realizadas sobre a unidade sísmica U2 (perfil SBP_linha 8 e perfil SBP_linha 3), isto é, na zona oeste da área prospectada, onde esta unidade aflora. Como se pode observar na Figura 5.17 não foi possível identificar e marcar refletores nos perfis de *chirp*, devido às características acústicas desta unidade sísmica, tal como referido na secção 4.1.1.2, e que não permitem a penetração do sinal acústico e individualização de refletores.

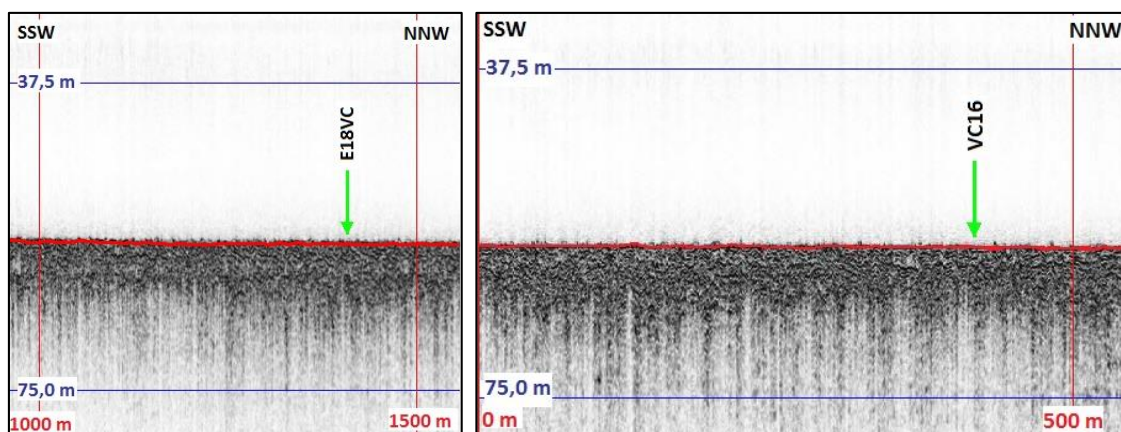


Figura 5.17 – Perfis de *chirp* característicos da unidade U2 quando aflorante; pormenor do perfil onde se realizou a amostra E18VC (esquerda); pormenor do perfil onde se realizou a amostra VC16 (direita). Localização na Figura 5.12

5.2.3. Mapa de espessuras

Com base na localização dos refletores principais (R1, R2 e R3) identificados nos perfis sísmicos de *boomer* e de *chirp* realizados foi possível determinar a espessura das unidades sísmica U2 e U3. Como referido anteriormente, as espessuras foram calculadas com base na velocidade de propagação das ondas compressoriais, 1785 m/s (valor médio obtido nas medições realizadas em laboratório à amostragem obtida para o presente trabalho). Nas Figuras 5.18 e 5.19 encontram-se representados os mapas de espessuras das U2 e U3.

O mapa correspondente à espessura das unidades sísmicas U2 + U3 (Figura 5.18), delimitadas pelo refletor R1, permite constatar que a espessura destas duas unidades aumenta de Oeste para Leste, sendo os valores mínimos de 5,0 a 7,0 m atingidos nos locais onde a unidade U2 é aflorante (unidade U3 inexistente).

Entre as batimétricas de 55 e 30 m, quando as duas unidades sísmicas estão presentes observam-se espessuras de cerca de 7,0 m (batimétrica de 55 m) aumentando para leste, até valores da ordem dos 15 m de espessura (na batimétrica de 30 m).

Analisando o mapa correspondente à espessura da unidade sísmica U3 (Figura 5.19) constata-se que esta unidade sísmica tem uma forma em cunha, isto é, a sua espessura é menor ($\cong 1,0$ m), na batimétrica de 55 m, e aumenta progressivamente para o setor menos profundo da área de estudo, onde atinge uma espessura máxima de cerca de 7,0 m. Verifica-se, também, a existência de um pequeno depósito desta unidade sobre a unidade U2 no canto inferior esquerdo da área

de estudo, com uma espessura de cerca de 1,2 m, justificando a expressão morfológica deste depósito sedimentar identificada nas Figuras 5.1 a 5.4.

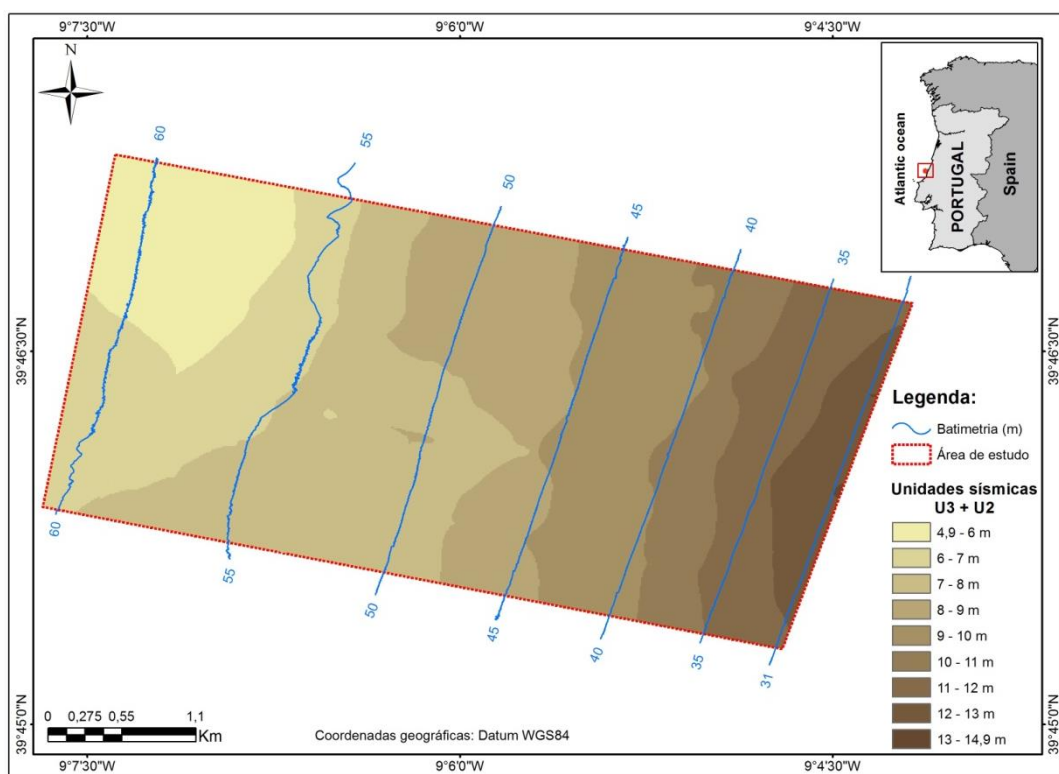


Figura 5.18 – Mapa de espessura das unidades sísmicas U2 + U3. As diferentes classes representam a espessura em metros (entre o fundo marinho e o refletor R1)

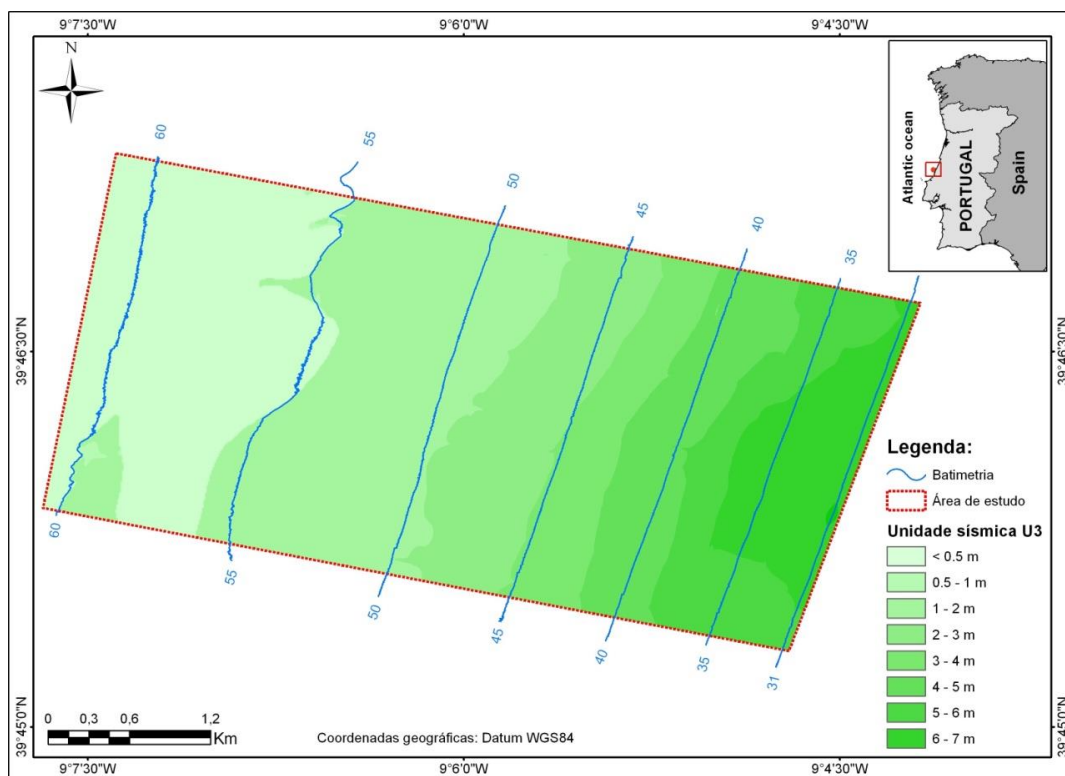


Figura 5.19 – Mapa de espessura da unidade sísmica U3. As diferentes classes representam a espessura da unidade sísmica U3 em metros (entre o fundo marinho e o refletor R2)

Comparando ambos os mapas (Figuras 5.18 e 5.19) constata-se que a unidade sísmica U2 apresenta uma espessura que varia entre 8,0 m, na zona mais próxima ao continente, até 4,9 m de espessura na zona de maior profundidade.

5.2.4. Súmula: Modelo 3D

Os modelos tridimensionais permitem obter um melhor conhecimento e compreensão das características geológicas de um determinado lugar, integrando e relacionando os diferentes tipos de dados e de informações. Para tal é necessário ter uma cobertura suficientemente extensa e densidade adequada de dados (sejam acústicos ou sedimentológicos) de forma a caracterizar as condições geológicas da área estudada.

A construção do modelo geofísico tem como objetivo descrever as características geofísicas de uma determinada área e contribuir para o conhecimento dos processos que estiveram na sua origem, nomeadamente no que diz respeito à arquitetura deposicional das unidades acústicas e à sua estrutura interna, estando incluída a estimativa da espessura.

Para a elaboração deste modelo utilizaram-se as informações e os resultados apresentados nas secções anteriores. Na sua construção partiu-se da superfície topográfica do fundo marinho, tendo o MDB constituindo a base sobre a qual se sobreuseram os perfis sísmicos adquiridos com o sistema de maior penetração (*boomer*).

A Figura 5.20 permite ter uma perspetiva tridimensional e global da estrutura e da arquitetura deposicional do setor investigado, com vista de SW para NE.

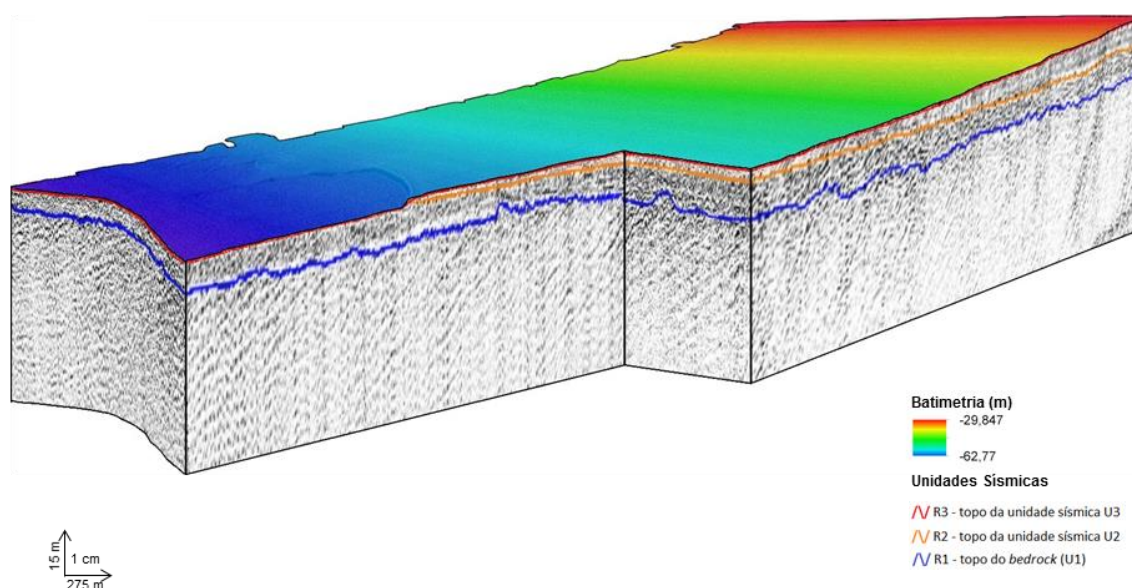


Figura 5.20 – Perspetiva tridimensional da estrutura e da arquitetura deposicional das camadas sedimentares da área investigada

Os aspetos a salientar são:

- i. A estrutura em monoclinal da formação mais antiga U1 (bedrock), inclinada para W; a presença dos refletores subparalelos com características acústicas distintas, que permite propor uma natureza carbonatada, mais ou menos detrítica, tipicamente resultante do enchimento de bacias;
- ii. O refletor de traçado irregular do topo da formação U1, indicativo da erosão diferenciada que afetou as camadas com diferentes graus de resistência à erosão, após a sua exposição;
- iii. A unidade sísmica U2 encontra-se presente em toda a área, cobrindo o refletor R1. Internamente observam-se variações laterais de fácies significativas, com reflexões internas mais inclinadas a Sul e mais próximas do continente (entre as batimétricas de 45 e 35 m), enquanto que, nas zonas mais distais, os refletores tornam-se difusos ou mesmo inexistentes. Esta formação aflora, numa janela, na zona W da área de estudo;

Os refletores internos presentes nesta unidade tipicamente refletem a alternância de partículas sedimentares grosseiras com partículas mais finas. A própria inclinação dos refletores internos (aproximadamente 25°) pode evidenciar os processos de progradação que se verificaram na formação destes depósitos e que são características de ambientes de deposição marinho-marginal, tal como o descrito por Elliot, (1978) *in* Reading (1978).

- iv. A formação sísmica mais recente (U3), que constitui uma unidade mais ou menos uniforme e pouco espessa, termina na zona mais profunda, num degrau morfológico de cerca de 1,0 m de altura (visível no MDB).

Esta formação não apresenta variações de fácies (vertical e lateral) e pode representar os fornecimentos atuais de partículas sedimentares para a plataforma continental. As características acústicas desta unidade são concordantes com ambientes de deposição marinha.

- v. A correlação entre as unidades sísmicas e os ambientes sedimentares em que se formaram é uma informação importante e útil, pois permite aferir sobre as características geotécnicas de cada tipo de solo marinho. Posteriormente, e para áreas adjacentes, é possível direcionar os trabalhos, nomeadamente para o tipo de dados e informações que é necessário obter, bem como correlacionar as informações obtidos em ambas as áreas.

6. MODELO GEOLÓGICO E GEOTÉCNICO

Em estudos integrados, a análise dos solos marinhos / sedimentos tem uma relevância acrescida pois permite confirmar ou infirmar as observações e considerações resultantes da interpretação dos dados indiretos (batimetria e reflexão sísmica) que, no presente caso, estão sistematizados no modelo geofísico apresentado no capítulo anterior (Figura 5.20). Além desta confirmação, os dados e informações obtidas através dos ensaios laboratoriais permitem identificar os processos sedimentares que estiveram na origem da formação dos diferentes depósitos de um determinado ambiente. Neste capítulo apresenta-se o modelo geológico e geotécnico (G & G) construído com base nas características físicas e mecânicas dos solos marinhos colhidos na área em estudo, que se passam a descrever.

6.1. Cartografia dos depósitos superficiais

Com base na amostragem superficial, nomeadamente, nos resultados dos ensaios laboratoriais e na respetiva classificação, de acordo com o sistema unificado de classificação de solos (ASTM D2487:2006), elaborou-se a cartografia dos depósitos superficiais, que se representa na Figura 6.1.

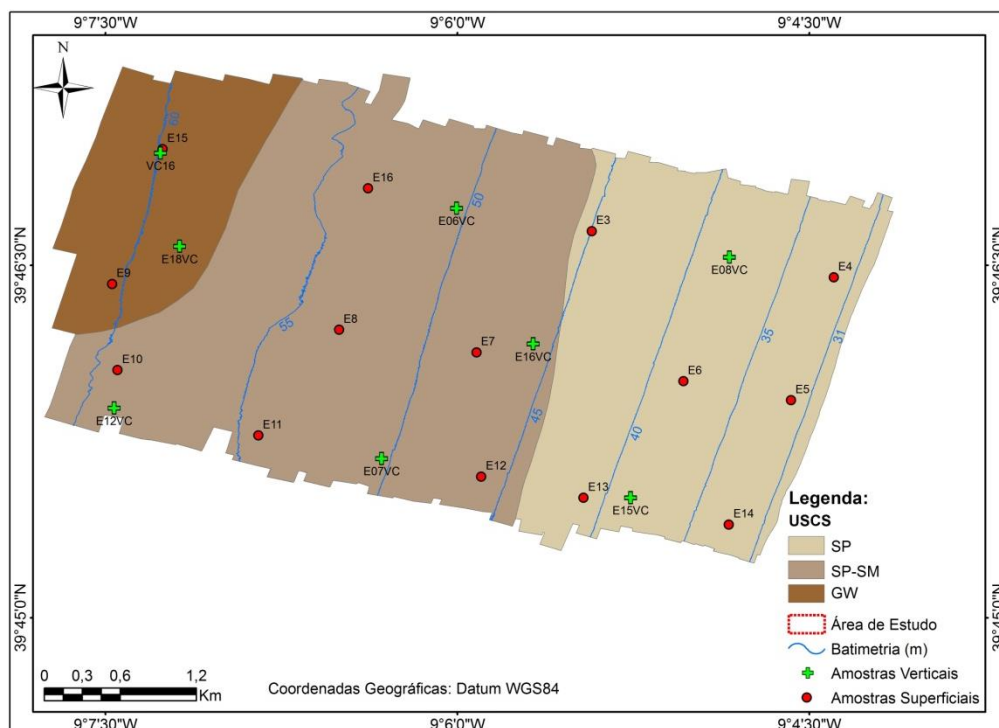


Figura 6.1 – Cartografia dos depósitos sedimentares superficiais baseada nos resultados dos ensaios laboratoriais efetuados e de acordo com a classificação unificada de solos

Analisando o respetivo mapa, identificam-se três zonas com características geotécnicas diferentes:

- Depósito cascalho arenoso (GW) – entre as batimétricas de 55 m e de 61 m, caracterizado por 78% de partículas cascalhentas bem graduadas, 19% de partículas arenosas e 3% de partículas silto-argilas; coeficientes de uniformidade (Cu) de 5,62 e de curvatura (Cc) de 2,31.
- Depósito areno-siltoso (SP-SM) – entre as batimétricas de 45 m e de 55 m, caracterizado por partículas arenosas finas mal graduadas (91%) e por partículas silto-argilas (cerca de 9,0%); coeficientes de uniformidade (Cu) de 3.89 e de curvatura (Cc) de 1.68;
- Depósito arenoso mal calibrado (SP) – entre as batimétricas de 30 e de 45 m, caracterizado por partículas arenosas finas (na ordem dos 97%) e por partículas silto-argilas (percentagens inferiores a 3%) e com coeficientes de uniformidade (Cu) de 1,95 e de curvatura (Cc) de 1,02;

Conjugando esta metodologia (Figura 6.1) com a classificação automática do fundo marinho descrita no capítulo anterior (Figura 5.5), e porque os locais de amostragem dos solos marinhos são bem representativos das classes identificadas na retrodispersão acústica (Figura 5.5), obtém-se o mapa dos depósitos sedimentares superficiais com uma maior resolução (Figura 6.2).

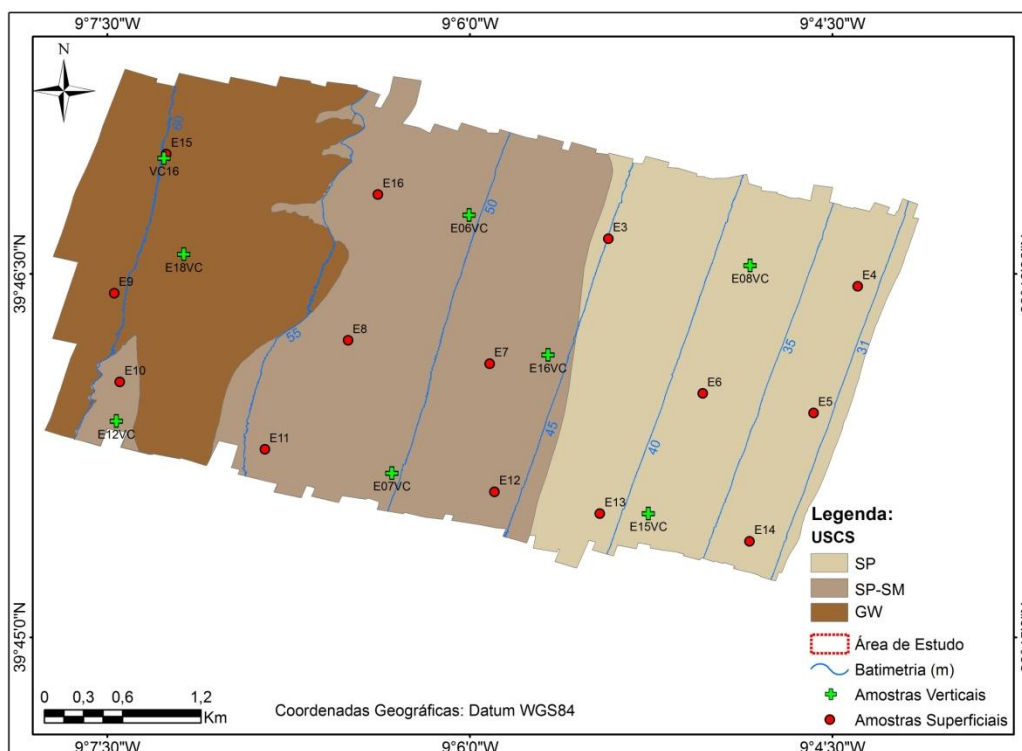


Figura 6.2 – Mapa dos depósitos sedimentares superficiais da área em estudo realizado com base em ambas as metodologias (informação da retrodispersão do *bacscatter* e dos resultados laboratoriais)

Esta conjugação de metodologias revelou-se bastante positiva porque combina um método indireto com rigor e precisão elevadas (medição da retrodispersão acústica em cada ponto sondado) com um método direto de informação real, embora pontual. Com o primeiro método é possível obter os contornos entre os depósitos com diferentes classes de intensidades de

retrodispersão; detetar a presença de formas de fundo e reduzir drasticamente o esforço associado à amostragem. A amostragem colhida em locais representativos do tipo de solo marinho permite refinar e quantificar pequenas variações texturais na cobertura sedimentar.

A utilização conjunta destas duas técnicas de cartografia na área em estudo permitiu melhorar substancialmente a resolução dos limites entre os depósitos sedimentares, aumentando a potencial área de solos cascalhentos arenosos (GW) e discriminando melhor o contorno entre ele e os solos marinhos areno-siltosos (SP-SM).

6.2. Características dos solos marinhos

6.2.1. Dados recolhidos *in situ* durante a amostragem

Durante a campanha de amostragem foram realizadas várias medições da penetração do colhedor, que se relacionam com as características mecânicas dos solos marinhos. Foram utilizados vários dispositivos já descritos na secção 4.1.2 o dispositivo mecânico colocado nos cabos guia (Figura 4.10) e o dispositivo que mede a penetração em contínuo (Figura 4.11). O primeiro mede a penetração total e o segundo permite aferir a variação da velocidade de penetração com a penetração, até se atingir a penetração máxima

Na Tabela 6.1 encontram-se resumidos os dados obtidos para a penetração do tubo do amostrador e a respetiva força de arranque, bem como o comprimento das amostras colhidas.

Tabela 6.1 – Dados obtidos, *in situ*, durante a execução da amostragem vertical

Identificação da amostra	Penetração do tubo do amostrador (m)		Comprimento amostrado (m)	Força de arranque (t)
	Dispositivo mecânico	Equipamento desenvolvido		
E06VC	2,62	2,70	2,24	0,19
E07VC	2,65	2,50	1,06	1,06
E08VC	3,43	2,80	1,28	2,84
E12VC	2,70	2,90	1,60	2,72
E15VC	3,40	*	2,59	*
E16VC	3,51	*	2,29	*
E18VC	1,34	*	0,55	*
VC16	0,83	*	0,39	*

* - valores não adquiridos porque o navio utilizado não dispunha de condições para utilização do equipamento

Analisando a Tabela 6.1, constata-se que na execução da amostra vertical E06VC obteve-se uma penetração de 2,62 m, para uma amostra com 2,24 m de comprimento, o que equivale a uma recuperação de 85%. A força de arranque necessária para extrair o tubo de amostragem do subsolo marinho foi de 0,19 t.

Para aquela amostra foi também possível obter a penetração contínua do tubo de amostragem (Figura 6.3) tendo-se constatado que este penetrou 0,4 m por gravidade; após este nível verificou-se que a penetração ocorreu de forma rápida até 1,70 m, demorando apenas cerca de 20 s, o que equivale a uma velocidade de penetração 6,5 cm/s; após aquele nível (1,70 m) e até à penetração máxima (2,70 m), o avanço ocorreu de forma mais lenta, o que reflete uma camada sedimentar mais competente, tendo-se registado uma velocidade de penetração de 0,34 cm/s.

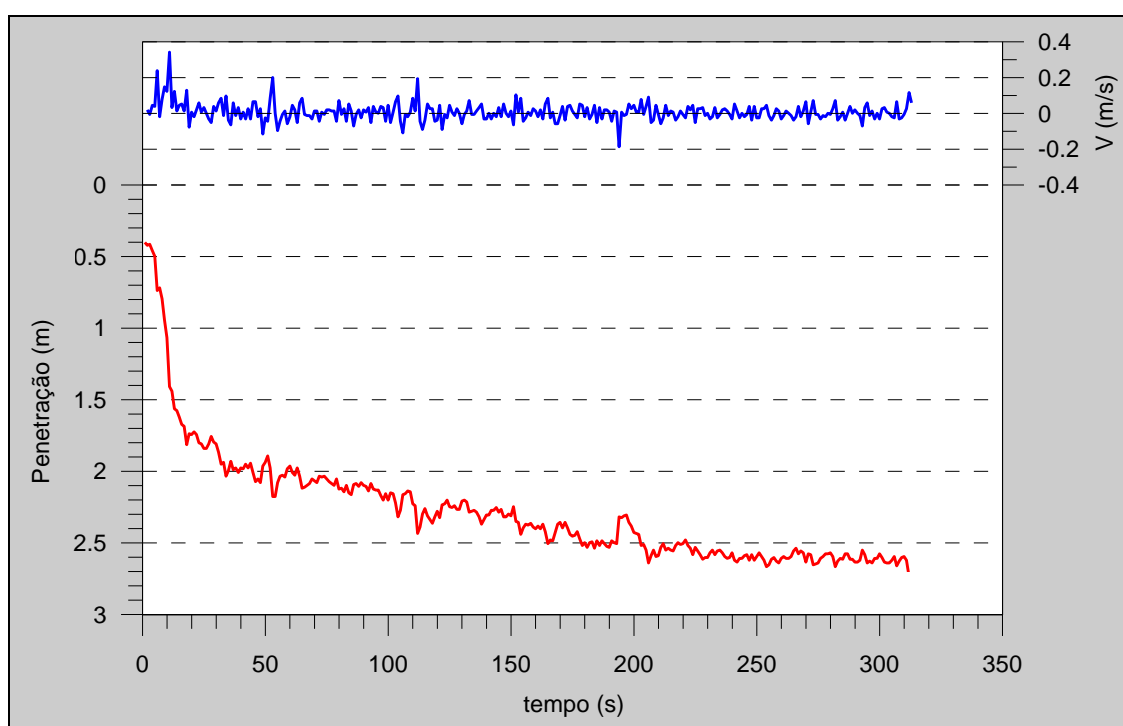


Figura 6.3 – Pormenor da penetração do tubo do amostrador (linha vermelha) e da velocidade de penetração (linha azul) obtidas durante a realização da amostra vertical E06VC

É possível também verificar, pela análise da Figura 6.3, a existência de interfaces sedimentares, isto é, locais onde ocorreram variações das resistências à penetração, como se verificou a 0,75 m, a 1,60 m e a 1,70 m; este último reflete a transição entre camadas sedimentares com diferentes resistências à penetração.

Como se pode observar no gráfico, a velocidade de penetração mais elevada foi registada entre 1,0 e 1,40 m, registando neste nível uma velocidade de penetração de 34 cm/s, o que evidencia um solo menos resistente.

Os dados obtidos durante a execução da amostra vertical E07VC (Tabela 6.1) permitiram verificar que a penetração do tubo de amostragem do colhedor foi de 2,65 m, tendo-se obtido

uma amostra com 1,06 m de comprimento, isto é, uma recuperação de 40%, e que a força de arranque medida pelo registador de força para extrair o tubo do subsolo marinho foi de 1,06 t.

Analisando a Figura 6.4, que representa a penetração em contínuo do tubo, constata-se que, à semelhança da amostra descrita anteriormente, o tubo de amostragem penetrou também 0,40 m por gravidade. A seguir ao arranque do *vibrocorer*, constatou-se que a penetração ocorreu de forma bastante rápida até 1,70 m, demorando apenas cerca de 15 s (velocidade de penetração de 8,6 cm/s).

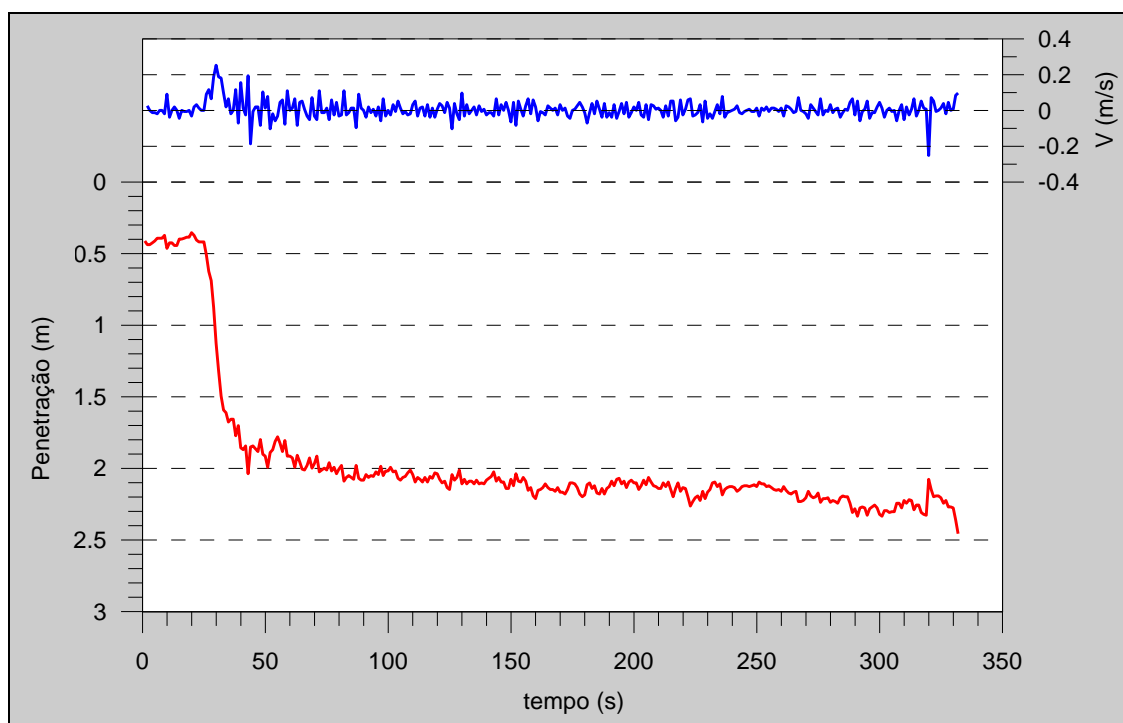


Figura 6.4 – Pormenor da penetração do tubo do amostrador (linha vermelha) e da velocidade de penetração (linha azul) obtidas durante a realização da amostra vertical E07VC

Após este nível e até à penetração máxima (2,50 m), verifica-se que a camada sedimentar ofereceu uma maior resistência à penetração, demorando cerca de 300 s para penetrar apenas cerca de 0,80 m, o que corresponde a uma velocidade de penetração de 0,27 cm/s. A velocidade de penetração/cravação mais elevada registou-se entre 0,69 e 1,12 m, atingindo uma velocidade média de 21 cm/s, o que revela a presença de um solo menos resistente à penetração.

Relativamente à amostra vertical E08VC, verificou-se que a penetração do tubo foi de 3,43 m, tendo-se recuperado uma amostra com 1,28 m de comprimento, o que corresponde a uma recuperação de 37%. A força exercida pelo guincho para extrair o tubo do subsolo foi de 2,84 t (Tabela 6.1).

Analisando a Figura 6.5, verifica-se que, neste caso, o tubo de amostragem penetrou por gravidade cerca de 0,30 m. Após o arranque do *vibrocorer* e analisando o respetivo gráfico, constata-se que a cravação do tubo de amostragem durante a colheita desta amostra foi ligeiramente mais lenta que nas amostras descritas anteriormente e que, ao longo da penetração,

ficaram registadas diversas intercalações de solos com diferentes resistências (0,7; 0,90; 1,20; 1,59; 1,95; 2,20 e 2,30 m).

A velocidade de penetração entre a superfície e 1,70 m foi de 8,5 cm/s e a maior velocidade de penetração detetada ocorreu entre 1,59 e 1,80 m e foi de 21 cm/s.

Verificou-se também que, durante a execução desta amostra, e abaixo de 2,80 m, ocorreram problemas de registo do equipamento, pelo que não foi possível obter informações relativas à penetração máxima do tubo do amostrador.

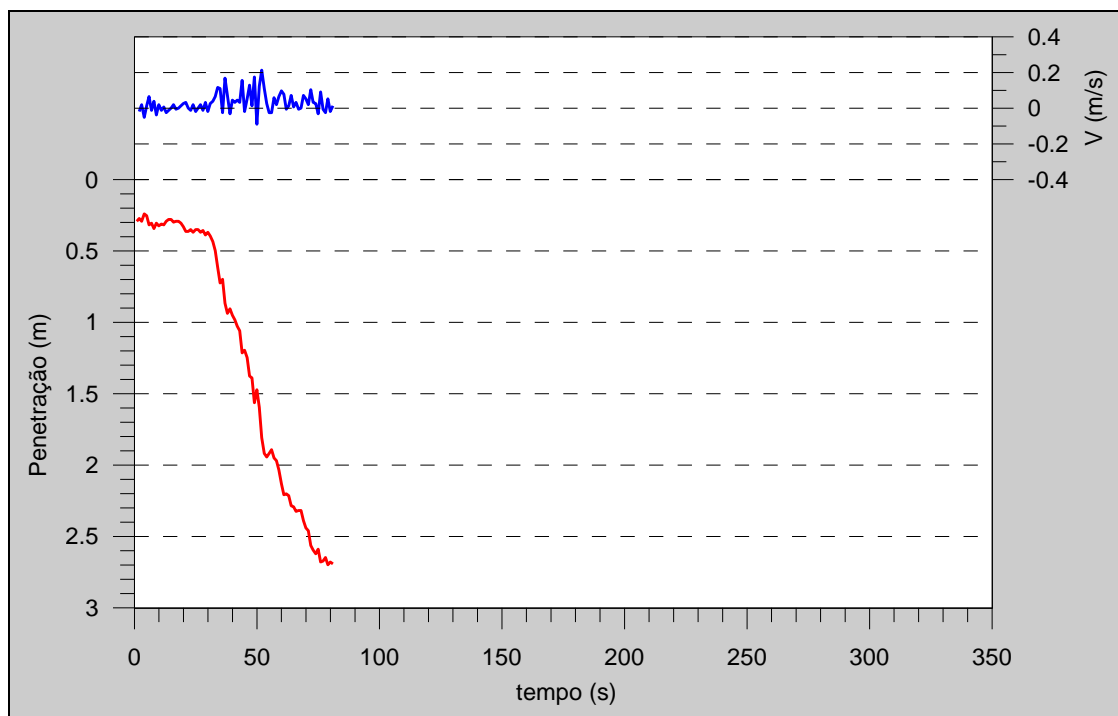


Figura 6.5 – Pormenor da penetração do tubo do amostrador (linha vermelha) e da velocidade de penetração (linha azul) obtidas durante a realização da amostra vertical E08VC

Os dados obtidos *in situ* durante a amostragem vertical E12VC permitem mostrar que a penetração do tubo do amostrador foi de 2,70 m (Tabela 6.1), tendo-se recuperado um comprimento de amostra de 1,63 m, isto é, obteve-se uma recuperação de 60%. A força de arranque exercida para extrair o tubo cravado no sedimento foi de 2,72 t.

Passando à análise detalhada da Figura 6.6, o registo da penetração contínua do amostrador, observa-se que a penetração por gravidade do tubo de amostragem foi de cerca de 0,30 m e que a penetração do tubo do amostrador foi mais rápida até aos 2,10 m, com velocidade média de 3,6 cm/s, tendo-se registado pequenas resistências à penetração a 0,50m, 0,70 m e de 1,40 m. Abaixo de 2,10 m e até à penetração máxima de 2,90 m, a cravação ocorreu de forma mais lenta, o que evidencia um nível sedimentar mais resistente (velocidade média de penetração de 0,28 m/s).

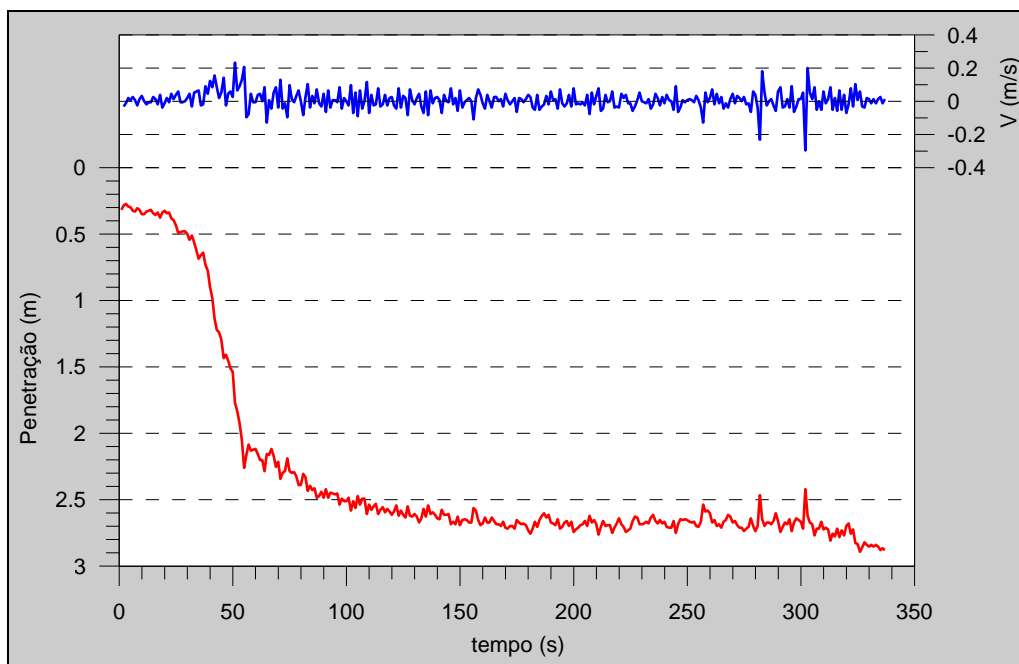


Figura 6.6 – Pormenor da penetração contínua do tubo do amostrador (linha vermelha) e da velocidade de penetração (linha azul) obtidas durante a amostragem vertical E12VC

Para analisar e comparar os dados de penetração obtidos nas amostras E06VC, E07VC, E08VC e E12VC representou-se na Figura 6.7 os dados da penetração obtidos no decorrer da amostragem de cada uma em função do tempo. Analisando o respetivo gráfico constata-se que os solos marinhos nos locais onde se realizaram as quatro amostras verticais têm diferentes graus de resistência à penetração.

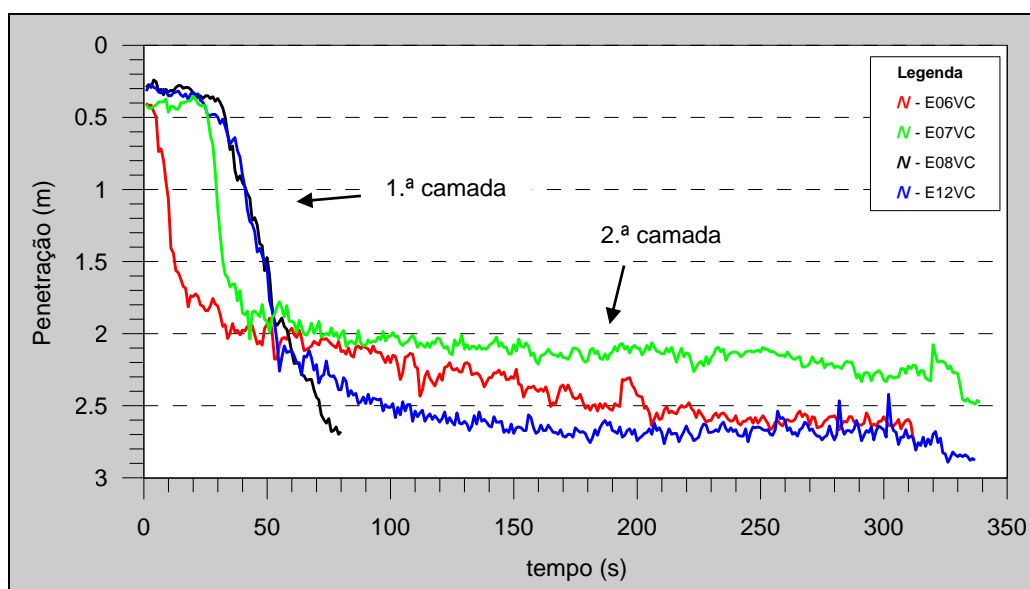


Figura 6.7 – Pormenores da penetração contínua do tubo do amostrador obtida durante as amostragens verticais E06VC, E07VC, E08VC e E12VC

Nas quatro amostras verticais deteta-se à superfície um solo que oferece menor resistência à penetração, sendo representado pelas curvas mais verticalizadas. Nas amostras E06VC e

E07VC esta camada tem uma espessura de 1,70 m, enquanto que nas amostras E12VC a espessura é de 2,10 m e na E08VC a espessura é superior a 2,70 m.

A segunda camada é caracterizada por oferecer maior resistência à penetração que a anterior, este facto é evidenciado pelas curvas sub-horizontais, que revelam uma maior resistência dos solos marinhos à penetração pelo *vibrocorer*.

Do exposto e pela observação da Figura 6.7, evidencia-se a vantagem de utilizar este tipo de equipamento de medição da penetração durante a realização da amostragem vertical, pois permite obter *in situ* uma primeira informação sobre a presença de camadas diferentes em função da variação das resistências à penetração registadas. Estes dados de campo serão posteriormente correlacionados com os dados obtidos da prospeção geofísica e com as análises laboratoriais.

Para as amostras E15VC, E16VC, E18VC e VC16 não foi possível utilizar o equipamento desenvolvido para registar, *in situ*, os dados da execução dessas amostras devido a se ter utilizado um navio hidrográfico diferente que não dispunha das condições necessárias para utilização desse equipamento. No entanto, foi possível registar a penetração por meios mecânicos, estando os valores indicados na Tabela 6.1.

6.2.2. Caracterização laboratorial da amostragem vertical

A caracterização geotécnica dos solos marinhos é descrita nos pontos seguintes, a partir dos resultados das análises e dos ensaios laboratoriais realizados nas oito amostras verticais.

Baseado nas características físicas e nas classificações geotécnicas dos solos amostrados em cada estação de amostragem vertical e apresentadas no *log* de cada amostra vertical, agruparam-se os solos tendo por base os tipos de ambientes de deposição que lhes deram origem. Assim, na área em estudo foram identificados dois ambientes de deposição sedimentar, isto é, um ambiente de deposição marinho e outro marinho-marginal.

O ambiente de deposição marinho é representado pelo depósito arenoso, constituído por areias mal graduadas e areias mal graduadas siltosas da classificação USCS, que se encontra na zona leste da área em estudo, entre a batimétrica de 30 m e a de 55 m (Figura 6.2). É um depósito recente, com idade inferior a 5000 anos (Dias *et. al*, 2000), encontrando-se atualmente em formação e em equilíbrio com as condições de dinâmica sedimentar atuais. É caracterizado por partículas arenosas, na maioria siliciclásticas, e pela presença da componente biogénica, nomeadamente fragmentos de conchas de moluscos.

O ambiente de deposição marinho-marginal é representado pelo depósito areno-cascalhento que se encontra em toda a área de estudo, a que correspondem os cascalhos bem graduados arenosos da classificação USCS, sendo aflorante na zona oeste e encontrando-se sob o depósito arenoso na zona leste da área de estudo (Figura 6.2). As características dos sedimentos presentes neste depósito não se coadunam com os fornecimentos atuais de sedimentos, para a

plataforma, e estão mais de acordo com cordões litorais formados no passado, quando o nível médio do mar ocuparia uma posição mais baixa (Dias, 1987; Dias *et al.*, 2000; Rodrigues, 2004).

Este depósito é essencialmente constituído por partículas terrígenas, encontrando-se na base partículas arenosas com baixas percentagens de finos. No topo, este depósito é caracterizado pela presença de um nível, com cerca de 0,30 m de espessura, de partículas cascalho-arenosas com uma pátine ferruginosa.

De seguida apresentam-se os resultados das análises laboratoriais que corroboram estas considerações sobre os ambientes de deposição e que caracterizam, do ponto de vista geológico e geotécnico os solos marinhos amostrados na área investigada.

6.2.2.1. Amostra vertical E06VC

A amostra vertical E06VC, com 2,24 m de comprimento, foi colhida aos 50,5 m de profundidade, sobre o depósito superficial arenoso SP-SM (Figura 6.2), e atravessando as unidades sísmicas U3 e U2.

Neste local da área estudada e de acordo com a Figura 6.8, estão presentes os dois ambientes de deposição sedimentar. Entre a superfície e os 0,90 m encontra-se o depósito arenoso formado em ambiente de plataforma, em equilíbrio com as condições dinâmica atuais; inferiormente encontra-se o depósito areno-casalento, mais antigo, formado em condições litorais mais energéticas relativamente às atuais.

Análise textural

Passando à análise detalhada do *log* desta amostra (Figura 6.8) e do gráfico textural constata-se que, entre o topo da amostra e os 0,89 m, a fração arenosa é predominante (valor médio de 95%), registando-se um nível lodoso entre 0,20 e 0,30 m (valor médio de 12%).

Entre 0,89 e 1,12 m detetou-se um nível areno-cascalento (com percentagens de cascalho entre 15 e 55%, a fração areia com percentagens entre 43 e 81% e a fração silto-argilosa com percentagens entre 1,2 e 3,5%) que passa para um nível lodoso até 1,30 m da amostra, onde a fração siltosa-argilosa é de 57%, com 45,8 % de silte e 11,2% de argila e a fração arenosa ronda 40%.

Abaixo deste nível e até 1,66 m ocorre, novamente, um nível arenoso caracterizado por percentagens de cascalho na ordem de 10% e de areia rondando 84% e, conseqüentemente, a fração silto-argilosa com cerca de 6%. Após este nível e até ao fim da amostra vertical verifica-se, novamente, o aparecimento dos solos areno-cascalentos onde a fração cascalhenta varia entre 14 e 41% e a arenosa entre 52 e 82%, enquanto que a fração silto-argilosa oscila entre 1,8 e 8,5%.

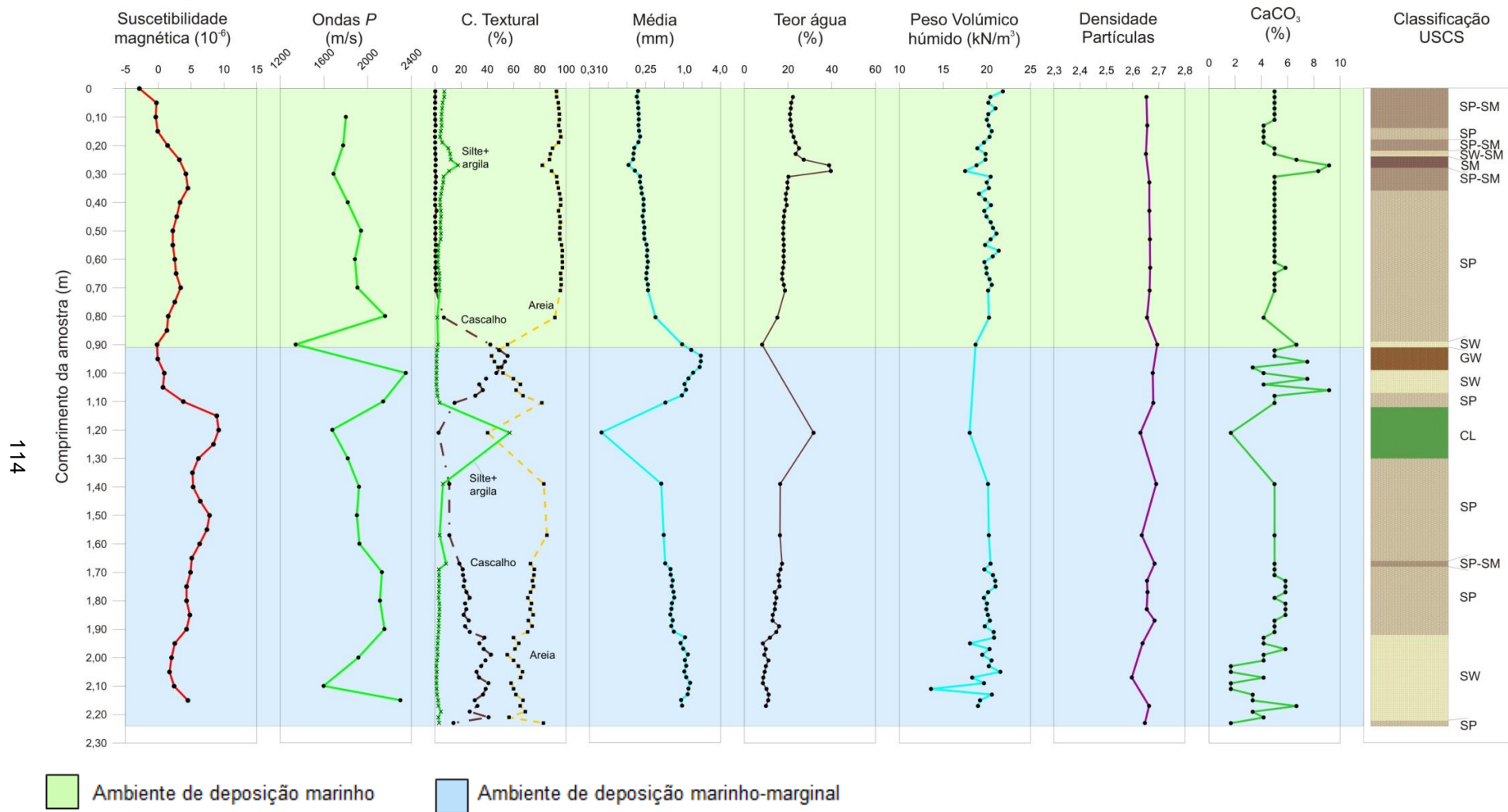


Figura 6.8 – Representação dos resultados dos ensaios laboratoriais efetuados em solos representativos dos ambientes de sedimentação amostrados verticalmente pela amostra E06VC e respetiva classificação unificada de solos

Média textural dos solos marinhos

Relativamente à média textural dos solos marinhos (Figura 6.8) constata-se que têm uma granulotriagem positiva, isto é, à superfície ocorrem partículas arenosas finas (média de 0,2 mm) e, à medida que se avança em profundidade, as partículas passam a areias médias. Em consequência da presença do nível areno-cascalhento entre 0,89 e 1,12 m, os solos apresentam uma média granulométrica de 1,25 mm. No nível lodoso (1,12 - 1,30 m), a média dos solos diminui significativamente para valores de 0,049 mm. Após este nível lodoso surge novamente o depósito arenoso, com média de 0,625 mm, e que cobre um nível areno-cascalhento com média de 1,15 mm.

Classificação unificada de solos

À semelhança da classificação efetuada para os solos marinhos superficiais (secção 6.1) optou-se também por aplicar a classificação unificada de solos (ASTM D2487:2006) e que se mostra na Figura 6.8. Analisando o respetivo gráfico constata-se que, ao longo da coluna sedimentar, é possível identificar a alternância entre níveis sedimentares distintos (arenosos, cascalhentos e silto-argilosos), tendo sido identificados e classificados como:

- SP-SM – areias finas mal graduadas (91,0%) silto-argilosas com percentagens médias na ordem de 7,0% e com valores médios de $C_u = 3,2$ e $C_c = 1,2$;
- SP - areias finas mal graduadas (86,8%), com percentagens de cascalho de 9,9% e de finos (silte + argila) inferiores a 3,3%; valores médios de $C_u = 3,3$ e $C_c = 1,0$;
- SW-SM – areia finas bem graduadas (88,0%) com partículas silto-argilosas (11,6%) e valores médios de $C_u = 7,2$ e $C_c = 2,8$;
- SM – areias finas (85,0%) silto-argilosas (14,8%);
- SW – solos areno-cascalhentos com areia - 61,4%, cascalho - 36,7% e silte + argila - 1,9% e valores médios de $C_u = 7,7$ e $C_c = 0,7$;
- Os solos cascalhentos (GW) apresentam percentagens de 52,2% de cascalhos bem graduados, 46,3% de areias e 1,5% de siltes-argilosos; os respetivos coeficientes médios são $C_u = 10,3$ e $C_c = 1,2$.
- Os solos silto-argilosos de baixa plasticidade (CL) encontram-se entre 1,12 e 1,30 m e caracterizam-se por 57,0% de silte+argila, 40,2% de areia e 2,8% de cascalho.

Suscetibilidade magnética

No que se refere à suscetibilidade magnética (Figura 6.8), constata-se que nos primeiros 0,15 m da amostra os solos são paramagnéticos, isto é, têm suscetibilidade nula ou negativa. A partir desta profundidade, a suscetibilidade magnética aumenta gradualmente para um valor de $4,5 \times 10^{-6}$ (a 0,35 m da superfície da amostra), que poderá resultar dos valores mais elevados da fração silto-argilosa (entre 0,20 e 0,30 m). Entre 0,35 e 1,05 m abaixo do fundo marinho, a suscetibilidade

magnética decresce gradualmente até atingir valores negativos e nulos, coincidentes com o aumento de partículas grosseiras areno-cascalhentas. A camada lodo-arenosa de cerca de 0,18 m de espessura, que ocorre a 1,12 m da superfície, regista os valores mais elevados de suscetibilidade magnética ($9,2 \times 10^{-6}$). Após este máximo, os valores tendem a diminuir em profundidade.

Velocidade de propagação das ondas compressoriais (ondas P)

A medição da velocidade de propagação das ondas *P* nesta amostra vertical realizou-se, como referido, de 10 em 10 cm. Analisando o respetivo gráfico (Figura 6.8) verifica-se que entre o topo da amostra e cerca de 0,70 m, a velocidade de propagação das ondas *P* ronda 1800 m/s, com uma ligeira redução da velocidade (1690 m/s) no nível que ocorre a 0,30 m e que corresponde ao aumento da fração silto-argilosa. A 0,80 m verifica-se um aumento da velocidade para 2160 m/s coincidente com o início da presença da fração cascalhenta.

Na transição das areias para o cascalho arenoso (0,89 m) verifica-se um decréscimo acentuado da velocidade para cerca de 1340 m/s e que se deve, provavelmente, ao ar aprisionado que fez com que a velocidade diminuísse. De seguida a velocidade aumenta novamente para valores acima de 2000 m/s nos solos areno-cascalhentos, com valor máximo de 2350 m/s registrado a 1,0 m do topo da amostra, valores considerados normais para este tipo de solos e grau compactidade.

No nível lodo-arenoso (57 % de partículas $< 63 \mu\text{m}$) a velocidade das ondas *P* diminui novamente para valores de 1680 m/s, que são da mesma ordem de grandeza dos publicados por Hamilton (1980), Hamilton & Bachman (1982), Macedo (2006) e Falcão & Neto (2010). Este valor é semelhante ao registado no nível de 0,30 m, onde se identificou valores da fração fina na ordem de 18% e com teor de água elevado, e que é característico deste tipo de solos. Abaixo de 1,30 m regista-se um aumento progressivo da velocidade até 1,90 m, o que se encontra de acordo com o tipo de solo mais grosseiro presente a estas profundidades.

Abaixo de 1,90 m e até ao fim da amostra vertical, ocorrem os solos areno-cascalhentos, onde a velocidade de propagação está diretamente relacionada com a presença, ou ausência, de ar aprisionado e da compactidade dos solos; daí a alternância registada entre valores mais baixos (1500 m/s a 2,10 m) e valores mais elevados (2300 m/s a 2,15 m).

Teor em água

O teor em água encontra-se relacionado com o tamanho médio das partículas, como se pode constatar pela comparação dos gráficos correspondentes, visto que ambas as curvas apresentam andamentos semelhantes, porém inversos (Figura 6.8).

Os solos arenosos apresentam, em média, um teor em água na ordem de 20%, enquanto que nos areno-cascalhentos é de cerca de 12%. Os valores de teor em água mais elevados

encontram-se relacionados com as maiores percentagens da fração lodosa, que ocorrem entre 0,26 e 0,30 m (teor de 38%), e entre 1,12 e 1,30 m (teor de 32%).

Peso volúmico aparente e densidade de partículas

O gráfico representativo do peso volúmico (Figura 6.8) indica, em primeiro lugar, que a técnica utilizada para seccionamento das amostras verticais pode ser adotada em solos lodosos e arenosos; no entanto, nos solos areno-cascalhentos e cascalhentos, esta técnica não funciona bem devido às dimensões e características das partículas.

Como seria de esperar, o peso volúmico encontra-se correlacionado com a dimensão média das partículas e com o teor em água. Nos solos arenosos, o seu valor é em média de 20 kN/m³, verificando-se nos níveis lodo-arenosos um ligeiro decréscimo para valores de 18 kN/m³ (0,26 – 0,30 m e 1,12 – 1,30 m). No nível areno-cascalhento o peso volúmico é, em média, 19 kN/m³, registando-se um mínimo 14 kN/m³, no nível 2,10 – 2,12 m, que corresponde também a um decréscimo na velocidade de propagação das ondas *P*, e que estará associado, provavelmente, à presença de material pouco compacto e saturado, já que a velocidade das ondas *P* é da ordem de 1500 m/s (velocidade de propagação na água salgada), ou associado a um deficiente seccionamento da amostra.

Da análise do gráfico da densidade das partículas (Figura 6.8) constata-se que ao longo de toda a coluna sedimentar, ocorre uma consistência dos valores obtidos e que apresentam uma média de 2,66, valor muito próximo ao da densidade do quartzo, que é de 2,65.

Teor em carbonato de cálcio

A determinação do teor em carbonato de cálcio é fundamental para avaliar a sua influência no comportamento físico e mecânico dos solos, sabendo-se que os solos marinhos de origem biogénica apresentam um comportamento mecânico menor relativamente aos solos/sedimentos de origem terrígena, devido às suas características, tais como a compressibilidade acentuada, a cimentação e a elevada heterogeneidade.

Neste sentido e analisando o gráfico relativo ao teor em carbonato de cálcio (Figura 6.8) verifica-se que, nesta amostra, o teor em CaCO₃ é inferior a 10% em toda a coluna sedimentar, e que de acordo com Larssoneur (1977) os sedimentos são classificados como litoclásticos.

Entre o topo da amostra e 0,70 m, este teor parece estar diretamente correlacionado com a fração silto-argilosa, registando-se um teor máximo de cerca de 9%, coincidente com a maior percentagem da fração silto-argilosa.

Entre 0,89 e 1,12 m, registam-se variações no teor em carbonato de cálcio e que são reflexo de um solo areno-cascalhento, com maior ou menor presença de clastos de moluscos.

O nível lodoso que ocorre entre 1,12 e 1,30 m é caracterizado por um teor em carbonato de cálcio de 1,6 %, revelando que o episódio que deu origem à deposição das respetivas partículas não

permitiu a deposição de partículas de origem biogénica. Entre este nível e o fim da amostra vertical (2,24 m), o teor em carbonato de cálcio tende a diminuir à medida que se verifica um aumento da fração cascalhenta.

Limites de Atterberg

Os limites de *Atterberg* foram determinados apenas para o nível silto-argiloso CL (1,12 e 1,30 m de profundidade), tendo-se obtido um limite de liquidez de 39% e um limite de plasticidade de 23%. Assim sendo, o índice de plasticidade é de 16%, correspondendo este nível a um solo com plasticidade média.

A plasticidade dos solos é causada pela maior ou menor absorção de água pelos minerais de argila, logo é expectável que a espécie desse mineral, e a sua percentagem no solo, irá afetar diretamente os índices de plasticidade e de liquidez (Das & Sobhan, 2010). De acordo com Skempton (1953), a atividade (*Ac*) dos solos pode ser determinada através da seguinte equação:

$$Ac = \frac{\text{Índice Plasticidade}}{\% \text{ fração argilosa}} \quad [10]$$

Aplicando-a aos dados obtidos para o nível lodoso referido, obtem-se uma atividade de 1,4, este valor aponta para a presença de minerais de ilite na fração fina dos solos presentes neste nível.

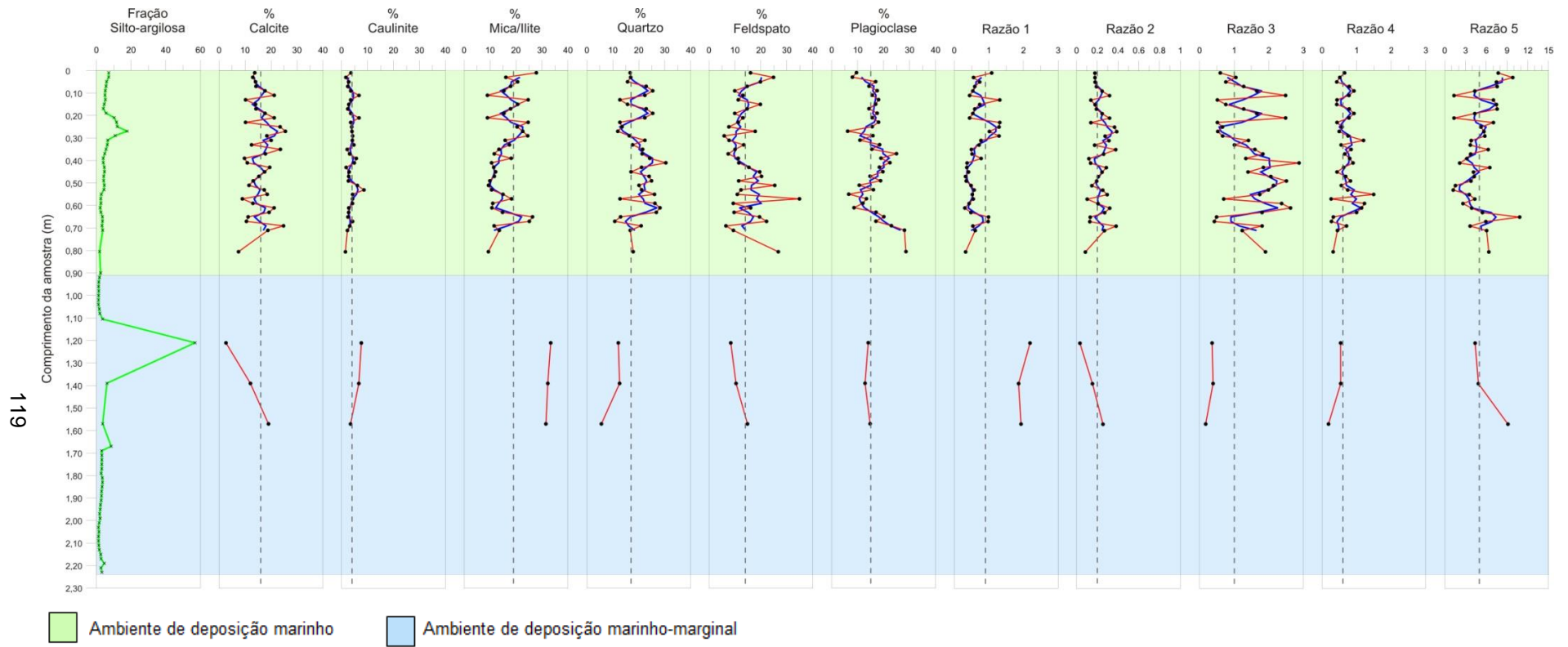
Mineralogia da fração fina (< 63 µm)

Na Figura 6.10 encontram-se representadas as curvas de distribuição de cada um dos minerais mais abundantes na fração silto-argilosa da amostra vertical E06VC.

Após a interpretação e análise detalhada dos difratogramas obtidos para cada uma das subamostras da amostra vertical E06VC e representadas na Figura 6.9 as percentagens relativas de cada mineral e por forma a sintetizar a informação obtida, representou-se na Tabela 6.2 as percentagens médias, mínimas e máximas dos minerais mais abundantes presentes nesta amostra vertical.

Tabela 6.2 - Percentagens dos minerais mais abundantes na fração < 63 µm da amostra E06VC

Minerais	Mica/Ilite	Caulinite	Clorite	Quartzo	Feldspato K	Plagioclase	Calcite
% Média	17,3	3,8	1,8	19,2	14,4	16,1	15,6
% (mín – máx)	(9,0 - 33,4)	(1,5 - 8,6)	(0 – 6,5)	(5,6 - 30,4)	(5,8 - 34,9)	(6,1 - 28,6)	(2,6 - 25,5)



Linha tracejada vertical de cor cinza - média dos valores de todos os ensaios realizados; linha azul médias móveis calculadas a partir de três dados consecutivos

Figura 6.9 – Distribuição da abundância relativa dos minerais silto-argilosos ao longo da amostra vertical E06VC (linha vermelha)

Analisando em conjunto os dados presentes nesta Tabela 6.2 e na Figura 6.9, verifica-se que o mineral dominante é o quartzo seguido da mica/ilite, da plagioclase, da calcite, do feldspato K, da caulinite e da clorite, verificando-se oscilações das percentagens de cada mineral ao longo da coluna sedimentar, no entanto sem aparente tendência. No nível lodoso entre 1,12 e 1,30 m o mineral mais abundante é a mica/ilite o que corrobora o valor de Ac obtido através dos limites de Atterberg.

6.2.2.2. Amostra vertical E07VC

A amostra vertical E07VC, com 1,06 m de comprimento, foi colhida a 50,5 m de profundidade (Figura 6.3), no depósito superficial típico de ambiente marinho (areias SP-SM) e cortando, também, as unidades sísmicas U3 e U2. À semelhança do observado na amostra vertical E06VC, também nesta amostra se encontram representados os dois ambientes de deposição sedimentar identificados. Entre a superfície e 0,90 m de profundidade, encontra-se o depósito arenoso de ambiente de plataforma e inferiormente encontra-se o depósito areno-cascalhento, formado em ambiente marinho-marginal.

Análise textural

Passando à análise dos resultados das propriedades texturais obtidas através dos ensaios laboratoriais (Figura 6.10) constata-se que os primeiros 0,60 m da amostra correspondem a uma areia fina (média dos solos marinhos de 0,185 mm). A fração arenosa é da ordem dos 91,0 %, a fração silto-argilosa na ordem de 7,5%, enquanto que a fração areno-cascalhenta é de cerca de 1,5% apenas, sendo maioritariamente constituída por partículas biogénicas. Entre 0,79 – 0,90 m e 1,0 - 1,06 m encontram-se solos areno-cascalhentos caracterizados por uma fração arenosa com percentagens médias de 61,0% e 52,0%, respetivamente, a fração cascalhenta com percentagens médias de 37,0% e 42,0%, enquanto que a fração silto-argilosa apresenta percentagens médias de 2,0 e 6,0% respetivamente.

Entre 0,92 e 1,0 m os solos marinhos são cascalhos arenosos com percentagens média da fração areia de 43,0%, da fração cascalho de 55,0% e de 2,0% da fração silto-argilosa.

Média textural dos solos marinhos

Os resultados da média textural dos solos/sedimentos (Figura 6.10) amostrados neste local da bacia oceânica permitem constatar a existência de dois tipos de solos. Entre a superfície e os 0,80 m encontram-se os solos arenosos (média textural 0,185 mm) representativos do ambiente marinho. Abaixo deste nível e até ao fim da amostra encontram-se solos grosseiros com uma média textural de 2,5 mm, que revelam a outra proveniência e que se encontram associados ao ambiente marinho-marginal.

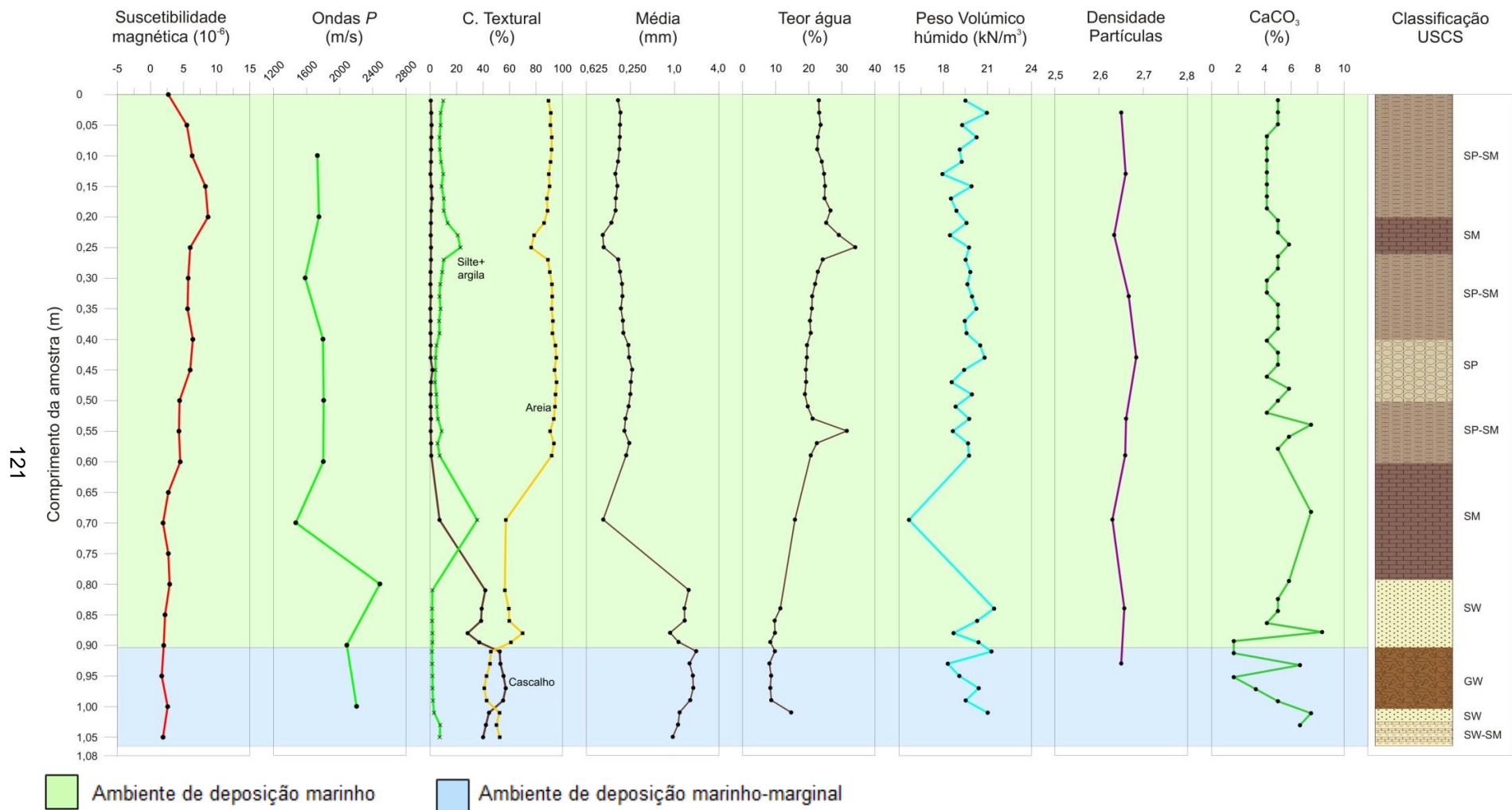


Figura 6.10 - Representação dos resultados dos ensaios laboratoriais efetuados em solos representativos dos ambientes de sedimentação amostrados verticalmente pela amostra E07VC e respetiva classificação unificada de solos

Classificação unificada de solos

A classificação geotécnica dos solos amostrados (ASTM D2487:2006), representada na Figura 6.10, indica que neste local da bacia oceânica a coluna sedimentar apresenta uma alternância entre níveis distintos de solos arenosos, cascalhentos e silto-argilosos, tendo sido identificados os que a seguir se descrevem:

- SP-SM – areias finas mal graduadas (91,0%) silto-argilosas com percentagens médias na ordem de 8,0% e com valores médios de $C_u = 3,1$ e $C_c = 1,2$;
- SM – areias finas (80,3%) silto-argilosas (19,0%);
SP - areias finas mal graduadas (94,9%), com percentagens vestigiais de cascalho e com finos (silte + argila) na ordem de 4,3%; valores médios de $C_u = 3,4$ e de $C_c = 1,0$
- SW – solos areno-cascalhentos (areia - 61,3%, cascalho - 36,9% e silte + argila - 1,8%) e valores médios de $C_u = 8,4$ e de $C_c = 0,8$;
- GW – solos cascalhentos bem graduados (54,7%), areia (43,5%) e silte+argila 1,8%; valores médios de $C_u = 9,8$ e de $C_c = 1,9$;
- SW-SM – areia finas bem graduadas (51,4%) com partículas silto-argilosas (7,5%) e cascalhentas (41,1%); os valores médios de $C_u = 7,2$ e $C_c = 2,8$.

Suscetibilidade magnética

Da análise do gráfico da suscetibilidade magnética (Figura 6.10) verifica-se que este parâmetro aumenta ligeiramente, e de forma gradual, entre o topo da amostra e os 0,20 m, onde atinge um valor de $8,7 \times 10^{-6}$. A partir deste nível e até ao fim do testemunho verifica-se um decréscimo gradual do valor da suscetibilidade magnética, atingindo ao 1,10 m um valor de $3,2 \times 10^{-6}$.

Velocidade de propagação das ondas compressivas (ondas P)

O gráfico referente à propagação das ondas *P* (Figura 6.10) mostra que entre o topo da amostra e 0,60 m, os valores de velocidade são relativamente consistentes e rondam cerca de 1750 m/s. A 0,70 m regista-se o valor de propagação da velocidade mais baixo, medido nesta amostra, e que é de 1470 m/s, coincidente com o aumento da fração silto-argilosa. Abaixo deste nível, entre 0,79 e 1,06 m, a velocidade de propagação das ondas *P* aumenta para valores acima de 2000 m/s, correspondendo a um nível areno-cascalhento.

Teor em água

Analisando o gráfico relativo ao teor em água (Figura 6.10) verifica-se que entre, o topo da amostra e 0,22 m, o teor em água apresenta uma média de 24,0%, aumentando para os 34,0% no nível areno-lodoso (0,22 a 0,26 m). Abaixo deste nível e até 0,54 m verifica-se um decréscimo do teor em água (média de 20%) que se encontra relacionado com a diminuição da fração silto-

argilosa. No nível entre 0,54 – 0,56 m e refletindo um ligeiro aumento desta fração, o teor em água aumenta também, registando um valor de 31,5%.

Entre 0,79 e 1,06 m, refletindo a presença de partículas grosseiras com uma média de 1,35 mm, o teor em água é da ordem de 10%.

Peso volúmico aparente e densidade de partículas

O peso volúmico dos solos entre o topo da amostra e 0,60 m é em média 19 kN/m³, enquanto que no nível areno-cascalhento (entre 0,79 e 1,06 m) a média é de 20 kN/m³. Entre 0,60 e 0,79 m regista-se o valor mais baixo (16 kN/m³) refletindo o aumento da fração silto-argilosa neste nível (Figura 6.10).

À semelhança do verificado na amostra vertical E06VC, também nesta amostra, E07VC, a densidade de partículas apresenta grande consistência ao longo de todos os solos marinhos caracterizando-se por uma média de 2,66.

Teor em carbonato de cálcio

O teor em CaCO₃ dos solos desta amostra é inferior a 10% em toda a coluna sedimentar (Figura 6.10) e à semelhança dos solos da amostra E06VC, teores de CaCO₃ < 30%, são classificados como litoclásticos (Larssoneur 1977). Entre a superfície e 0,69 m o teor em carbonato de cálcio varia entre 4,2% e 7,5%, valor que se encontra a 0,55 m. Entre 0,79 m e o fim da amostra vertical (1,06 m) o teor em carbonato de cálcio apresenta variações que estão relacionadas com os solos areno-cascalhentos e com a presença / ausência, em alguns níveis, de conchas de moluscos.

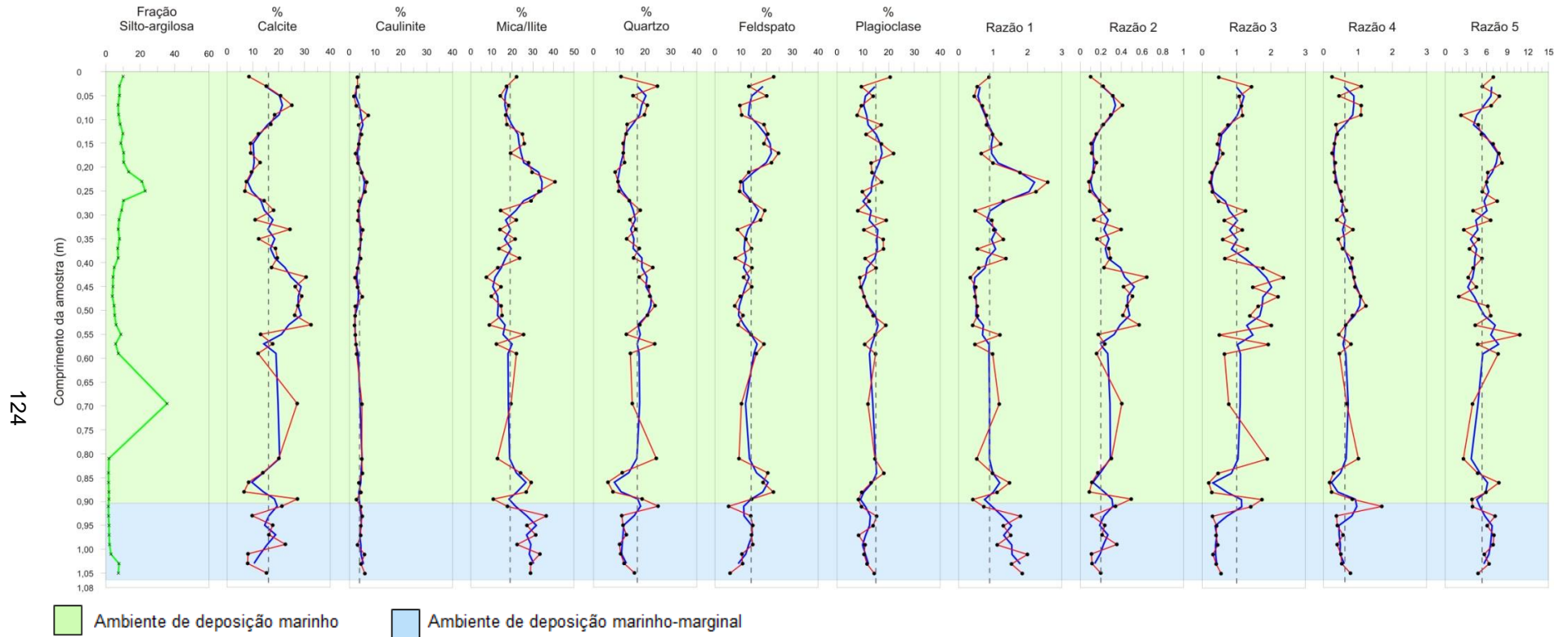
Mineralogia da fração fina (< 63 µm)

Na Figura 6.11 encontram-se representadas as curvas de distribuição dos minerais mais abundantes na fração silto-argilosa e na Tabela 6.3 as respetivas percentagens médias, mínimas e máximas presentes nesta amostra vertical.

Tabela 6.3 - Percentagens dos minerais mais abundantes na fração < 63 µm da amostra E07VC

Minerais	Mica/llite	Caulinite	Clorite	Quartzo	Feldspato K	Plagioclase	Calcite
% Média	21,4	4,0	2,6	15,4	14,1	13,2	16,7
% (mín – máx)	(7,5 – 40,7)	(1,8 – 7,4)	(0 – 7,7)	(5,6 – 25,0)	(5,3 – 24,6)	(7,8 – 21,9)	(6,6 – 32,5)

O log relativo à amostra vertical E07VC (Figura 6.12) permite verificar, e para todos os minerais, uma oscilação na abundância relativa de cada um, sendo o mineral mais abundante a mica/llite, seguido da calcite, do quartzo, do feldspato K, da plagioclase, da caulinite e da clorite (Tabela 6.3).



Linha tracejada vertical de cor cinza - média dos valores de todos os ensaios realizados; linha azul médias móveis calculadas a partir de três dados consecutivos

Figura 6.11 - Distribuição da abundância relativa dos minerais silto-argilosos ao longo da amostra vertical E07VC (linha vermelha)

6.2.2.3. Amostra vertical E08VC

A amostra vertical E08VC, com 1,28 m de comprimento, foi colhida sobre a batimétrica dos 38,0 m (Figura 6.3), no depósito superficial arenoso (SP), atravessando apenas a unidade sísmica U3. No que se refere aos ambientes de deposição sedimentar, os solos amostrados neste local da área de estudo representam apenas o depósito arenoso formado em ambiente de deposição marinho.

As propriedades sedimentológicas e geotécnicas encontram-se representadas na Figura 6.12, enquanto que, na Figura 6.13, está representada a composição mineralógica da fração fina que se encontra em pequenas percentagens.

Análise textural

A análise textural realizada aos solos desta amostra (Figura 6.12) permite verificar que se trata de uma coluna sedimentar homogénea, com percentagens médias da fração arenosa de 94,5%, de 5,0 % da fração silto-argilosa e com uma percentagem praticamente vestigial da fração cascalhenta (0,5%), que corresponde a partículas biogénicas.

Média textural dos solos marinhos

Esta homogeneidade, descrita anteriormente, é comprovada pela média granulométrica dos solos marinhos (0,15 mm), que correspondem a areias finas.

Classificação unificada de solos

Com base nos resultados laboratoriais obtidos aplicou-se a classificação USCS caracterizando-se a presente amostra sedimentar pela alternância de, apenas, dois tipos de solos arenosos:

- SP - areias finas mal graduadas (95,3%), com percentagens de cascalho de 0,2% e de finos (silte + argila) inferiores a 4,5%; valores médios de $C_u = 1,9$ e $C_c = 1,0$;
- SP-SM – areias finas mal graduadas (93,4%) silto-argilosas (5,6%) e com valores médios de $C_u = 2,1$ e $C_c = 1,1$;

Suscetibilidade magnética

Analisando o gráfico referente à suscetibilidade magnética (Figura 6.12) constata-se que no topo da amostra encontram-se solos paramagnéticos, com valores de suscetibilidade de -2×10^{-6} , aumentando para $6,7 \times 10^{-6}$ a 0,10 m.

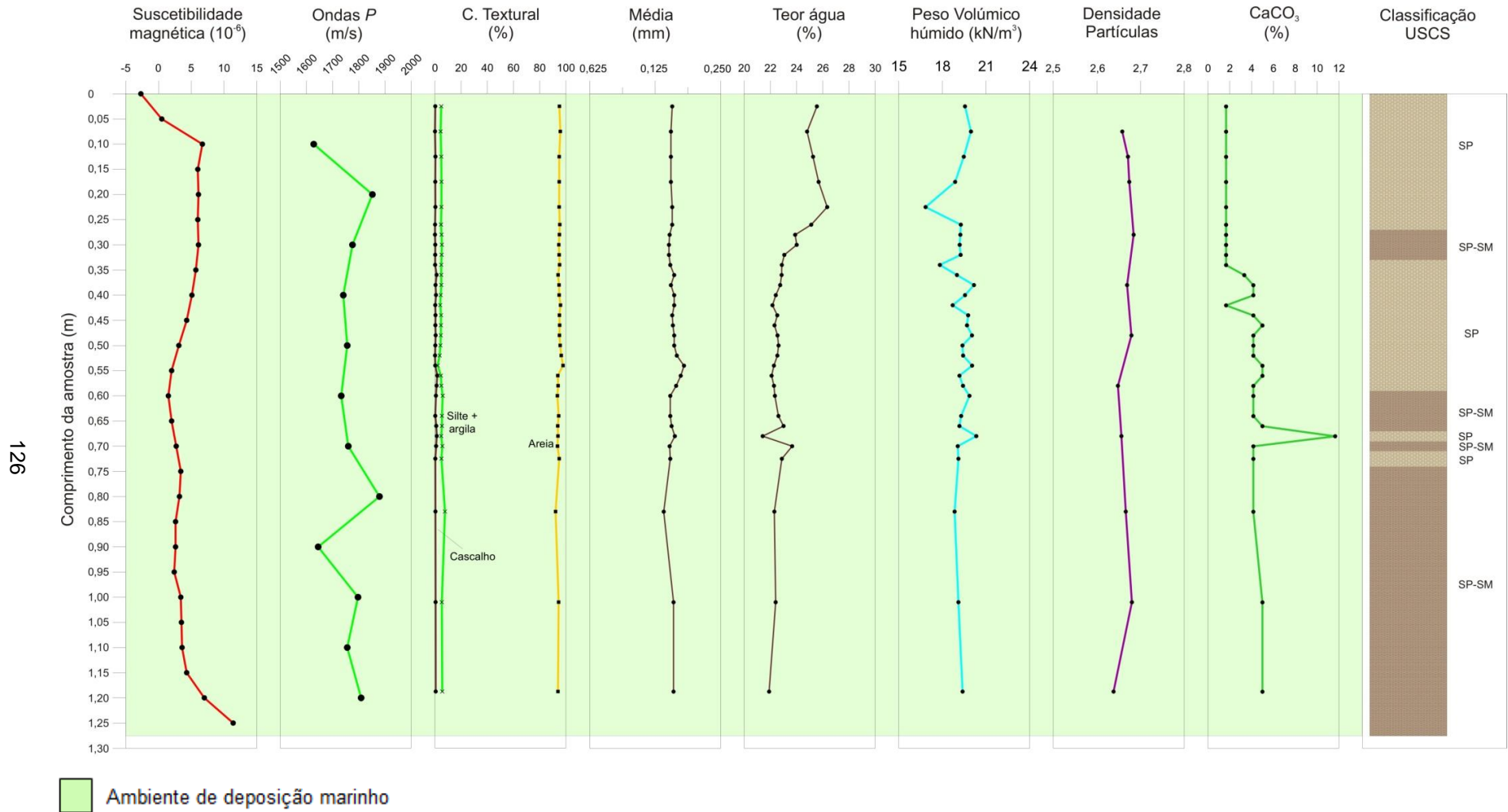
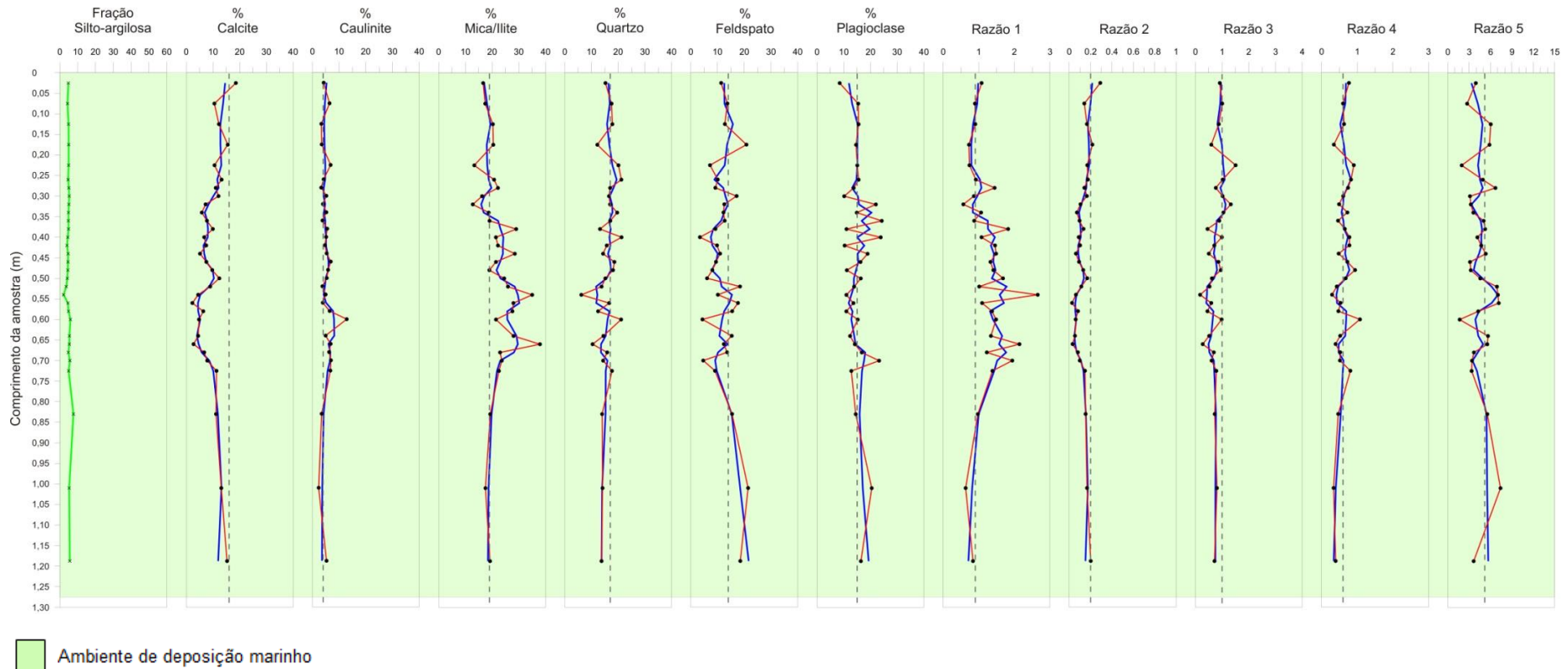


Figura 6.12 – Representação dos resultados dos ensaios laboratoriais efetuados em sedimentos representativos dos ambientes de sedimentação amostrados verticalmente pela amostra E08VC e respetiva classificação unificada de solos



Linha tracejada vertical de cor cinza - média dos valores de todos os ensaios realizados; linha azul médias móveis calculadas a partir de três dados consecutivos

Figura 6.13 - Distribuição da abundância relativa dos minerais silto-argilosos ao longo da amostra vertical E08VC (linha vermelha)

Entre este nível e os 0,60 m a suscetibilidade magnética diminui de forma ligeira e constante até um valor de $1,5 \times 10^{-6}$, voltando a aumentar de forma gradual até 1,15 m. Os valores mais elevados registam-se abaixo deste nível (1,20 a 1,25 m) com valores de 7×10^{-6} e $11,4 \times 10^{-6}$, respetivamente.

Velocidade de propagação das ondas compressãois (ondas P)

O gráfico referente à velocidade de propagação das ondas *P* (Figura 6.12) mostra que nos níveis 0,10 m e 0,90 m registam-se as menores velocidade de propagação, que são respetivamente de 1630 e 1645 m/s.

Estes valores parecem estar correlacionados com o ligeiro aumento da fração silto-argilosa. As velocidades de propagação mais elevadas registam-se a 0,20 e 0,80 m abaixo da superfície do solo marinho e são respetivamente de 1850 e 1880 m/s.

As medições realizadas nos outros pontos da amostra, nomeadamente 0,30 m, 0,40 m, 0,50m, 0,60 m, 0,70 m, 1,00 m, 1,10 m e 1,20 m, foram sensivelmente da mesma ordem de grandeza e rondaram os 1750 m/s, valores caraterísticos de solos marinhos arenosos (Hamilton,1980; Hamilton & Bachman, 1982; Macedo, 2006 e Falcão, 2010).

Teor em água

Analisando o gráfico para a distribuição do teor em água nesta amostra (Figura 6.12), verifica-se que entre a superfície e cerca dos 0,25 m os solos/sedimentos contêm um valor médio de 25,5%. Abaixo deste nível regista-se um decréscimo do teor em água, o qual mantém-se praticamente constante até ao fim da amostra, sendo em média de 22,7%.

Peso volúmico aparente e densidade de partículas

O gráfico referente ao peso volúmico dos solos marinhos (Figura 6.13) vem corroborar com as análises anteriormente realizadas no que se refere à homogeneidade da coluna sedimentar, sendo o peso volúmico médio dos solos/sedimentos de 19 kN/m³.

No entanto entre 0,20 e 0,25 m registou-se o valor mais baixo de 16,8 kN/m³, inversamente correlacionado com o maior teor em água, contudo não se verificou a este nível maiores percentagens da fração silto-argilosa, bem como a presença de partículas de origem biogénica.

O gráfico relativo à densidade de partículas (Figura 6.13) revela também uma grande homogeneidade de valores, isto é, um valor médio de 2,67.

Teor em carbonato de cálcio

Relativamente ao teor em carbonato de cálcio e analisando o respetivo gráfico (Figura 6.12) constata-se que aquele aumenta em profundidade, registando-se um teor de 1,67% entre o topo

da amostra e 0,35 m. O valor mais elevado (11,7%) encontra-se a 0,68 m e reflete a presença de conchas de moluscos presente na subamostra dos ensaios de teor em carbonato de cálcio e do teor em água. De acordo com a classificação proposta por Larssoneur (1977) os solos marinhos são litoclásticos.

Mineralogia da fração fina (< 63 µm)

No que se refere à mineralogia da fração fina dos solos amostrados neste local e por forma a facilitar a sua interpretação representou-se na Figura 6.13 o log dos minerais mais abundantes e na Tabela 6.4 as respetivas percentagens médias, mínimas e máximas.

Tabela 6.4 - Percentagens dos minerais mais abundantes na fração < 63 µm da amostra E08VC

Minerais	Mica/Ilite	Caulinite	Clorite	Quartzo	Feldspato K	Plagioclase	Calcite
% Média	22,4	5,3	5,2	15,9	12,0	15,3	9,1
% (mín – máx)	(12,8 – 37,9)	(2,4 – 12,9)	(0 – 12,3)	(6,2 – 21,3)	(3,4 – 21,5)	(8,5 – 24,2)	(2,3 – 18,6)

Da análise conjunta da Figura 6.13 e dos dados presentes na Tabela 6.4 constata-se que o mineral mais abundante na fração < 63 µm é também, e à semelhança do observado para as duas amostras descritas anteriormente, E06VC e E07VC, a mica/ilite, seguido do quartzo, da plagioclase, do feldspato K, da calcite, da caulinite e da clorite.

6.2.2.4. Amostra vertical E12VC

A amostra vertical E12VC, com 1,60 m de comprimento, foi coletada sobre a batimétrica dos 59,0 m, numa intercalação arenosa que se encontra sobre o depósito areno-cascalhento (Figura 6.3) e atravessando as unidades sísmicas U3 e U2.

A coluna sedimentar amostrada neste ponto da bacia oceânica, demonstra inequivocamente a transição entre os dois ambientes de deposição sedimentar, também verificada na análise morfológica desta área e que se encontra descrita no capítulo anterior. Entre a superfície e 1,10 m encontra-se o depósito arenoso formado em ambiente de plataforma e abaixo deste nível encontra-se o depósito cascalho-arenoso formado em ambiente marinho-marginal.

As propriedades físicas e geotécnicas desta amostra encontram-se representadas na Figura 6.14 e são resultantes dos diversos ensaios laboratoriais realizados, enquanto que na Figura 6.15 representa-se a mineralogia da fração fina.

Análise textural

Nos primeiros 0,55 m da amostra a fração dominante é a areia, com uma percentagem média de 85,0% (Figura 6.14). No entanto, nesta amostra registam-se valores mais elevados da fração silto-argilosa nos níveis mais superficiais, com valores médios de 15,0%. A fração cascalhenta, quando presente, é praticamente vestigial.

Entre 1,0 e 1,31 m regista-se um nível de cascalho arenoso, com percentagens médias da fração areia de 43,8%, de 53,8% da fração cascalhenta e valores médios bastante reduzidos da fração silto-argilosa (2,4%). Abaixo de 1,31 m e até ao fim da amostra verifica-se um novo aumento da fração arenosa, passando de um solo areno-cascalhento entre 1,31 e 1,40 m, a um solo arenoso entre 1,40 e 1,60 m, sendo este nível caracterizado por percentagens médias da fração areia de 91,9%, passando a fração cascalhenta a vestigial (média de 2,5%) e registando-se um ligeiro aumento da fração silto-argilosa para um valor médio de 5,6%.

Média textural dos solos marinhos

O gráfico referente à média granulométrica (Figura 6.14) mostra a presença de solos marinhos arenosos finos a muito finos nos primeiros 0,55 m, isto é, com a dimensão média das partículas de 0,145 mm.

A presença de cascalhos-arenosos entre os 1,10 e 1,31 m reflete-se numa média granulométrica de 1,6 mm. Abaixo deste nível, e à medida que a fração arenosa aumenta, verifica-se o decréscimo da média granulométrica dos solos, sendo a dimensão das partículas presentes neste nível equiparadas à dimensão das partículas presentes entre a superfície e os 0,55 m.

Classificação unificada de solos

A classificação unificada dos solos (ASTM D2487:2006), que está representada na Figura 6.14, aponta para, neste local da área de estudo, uma coluna sedimentar com alternância entre níveis solos arenosos, cascalhentos e silto-argilosos, tendo sido identificados os que a seguir se descrevem:

- SP-SM – areias finas mal graduadas (91,2%) silto-argilosas com percentagens médias na ordem de 7,6% e com valores médios de $C_u = 3,0$ e $C_c = 1,2$;
- SM – areias finas (82,0%) silto-argilosas (17,8%);
- SP - areias finas mal graduadas (86,2%), com percentagens médias de cascalho de 9,7% e com finos (silte + argila) na ordem de 4,1%; valores médios de $C_u = 2,8$ e de $C_c = 1,0$;
- SW – solos areno-cascalhentos (areia – 62,1%, cascalho – 35,5% e silte + argila - 2,4%); valores médios de $C_u = 9,0$ e de $C_c = 0,8$;

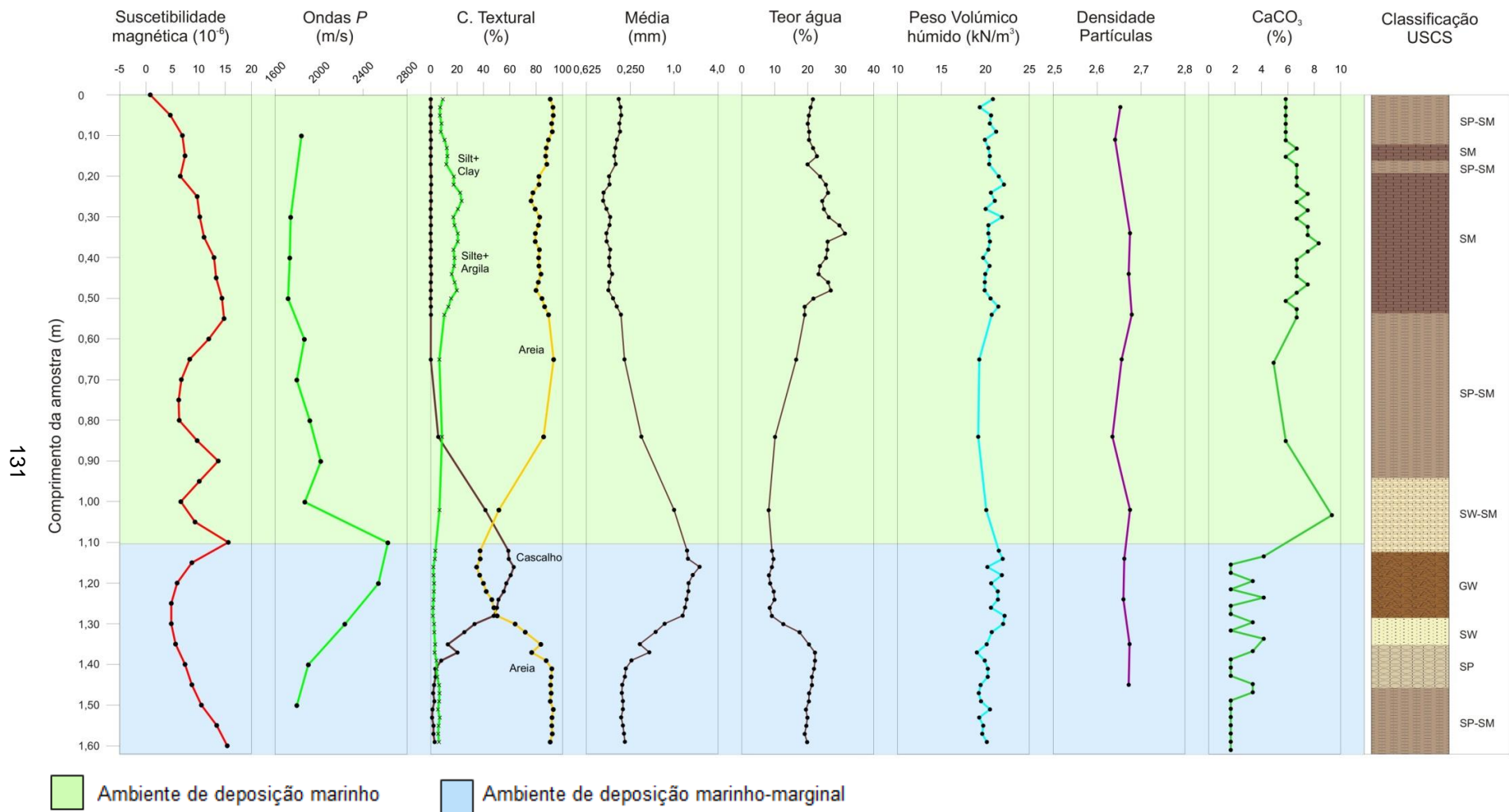
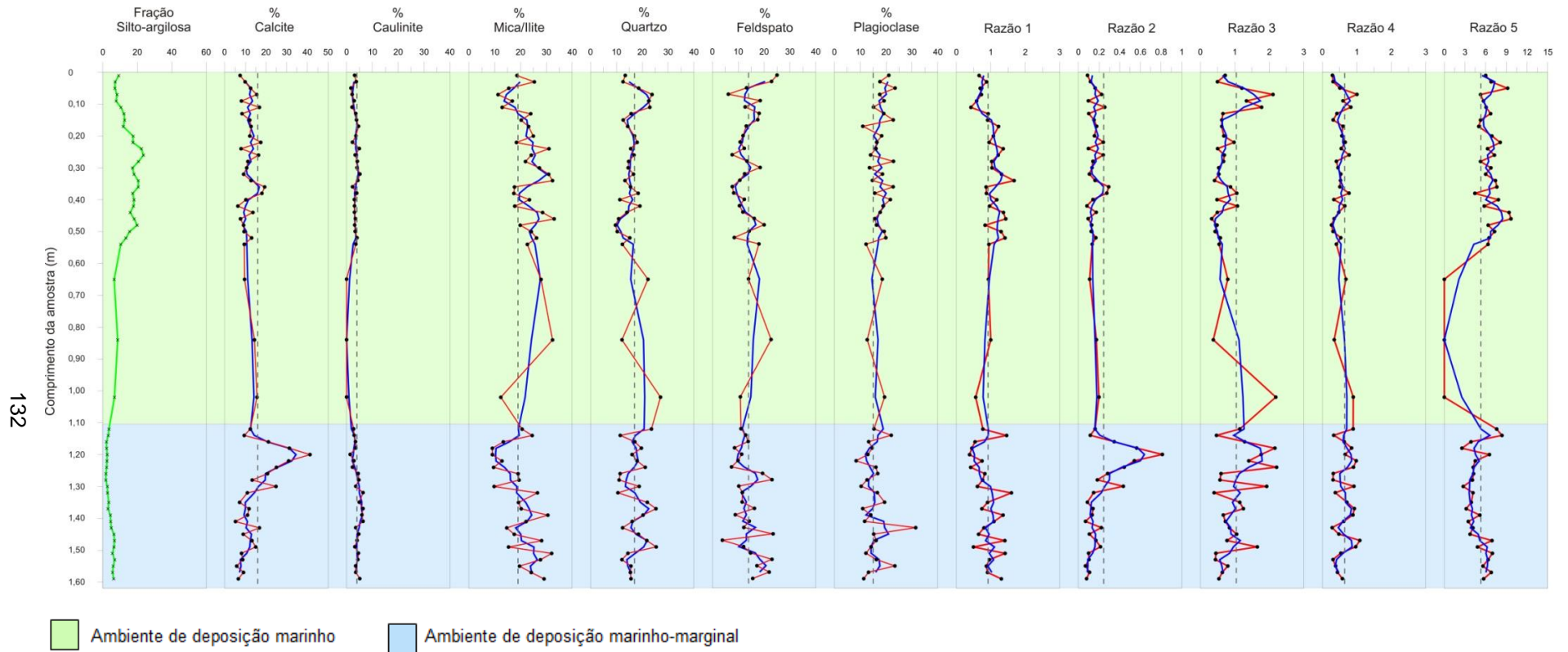


Figura 6.14 – Representação dos resultados dos ensaios laboratoriais efetuados em solos representativos dos ambientes de sedimentação amostrados verticalmente pela amostra E12VC e respetiva classificação unificada de solos



Linha tracejada vertical de cor cinza - média dos valores de todos os ensaios realizados; linha azul médias móveis calculadas a partir de três dados consecutivos

Figura 6.15 - Distribuição da abundância relativa dos minerais silto-argilosos ao longo da amostra vertical E12VC (linha vermelha)

- GW – solos cascalhentos bem graduados (57,1%), areia (40,4%) e silte+argila 2,5%. Os valores médios de $C_u = 10,5$ e de $C_c = 2,5$;
- SW-SM – areia finas bem graduadas (51,7%) com partículas silto-argilosas (6,7%) e cascalhentas (41,6%); valores médios de $C_u = 12,0$ e $C_c = 1,2$.

Suscetibilidade magnética

Numa primeira análise do gráfico referente à suscetibilidade magnética (Figura 6.14) constata-se um comportamento irregular ao longo da camada sedimentar. Entre o topo da amostra e os 0,55 m regista-se um aumento gradual da suscetibilidade, de um valor quase nulo para $14,8 \times 10^{-6}$.

Este aumento gradual poderá estar relacionado com a presença de partículas finas silto-argilosas. Entre 0,55 e 0,80 m a suscetibilidade magnética decresce atingindo um valor de $6,3 \times 10^{-6}$, verificando-se também um decréscimo da fração silto-argilosa, voltando a aumentar para $13,7 \times 10^{-6}$ a 0,90 m.

Verifica-se uma nova diminuição da suscetibilidade magnética entre os 0,90 e 1,0 m, para voltar de seguida a aumentar até ao nível de 1,10 m. Entre 1,10 e 1,30 m ocorre nova diminuição da suscetibilidade, registando-se a 1,30 m um valor de $4,8 \times 10^{-6}$. Entre este nível e o fim da amostra (1,60 m) regista-se um aumento gradual e quase linear atingindo um valor de $15,4 \times 10^{-6}$.

Velocidade de propagação das ondas compressãois (ondas P)

Analisando o gráfico relativo à propagação das ondas *P* (Figura 6.14) verifica-se que entre o topo da amostra e os 0,55 m a velocidade de propagação das ondas *P* é praticamente constante (em média 1760 m/s). Após este nível e até 1,0 m o valor aumenta ligeiramente, com a visível diminuição da fração silto-argilosa e conseqüente aumento da fração arenosa.

Os valores mais elevados registam-se entre 1,10 e 1,30 m, numa zona onde os solos/sedimentos passam de arenosos a areno-cascalhentos, com o valor máximo de 2630 m/s registado a 1,10 m, coincidindo com os valores mais elevados da suscetibilidade magnética.

A velocidade de propagação das ondas *P* decresce novamente para valores médios de 1850 m/s, entre 1,40 e 1,50 m, valores equiparáveis aos registados para os solos presentes entre os 0,55 m e 1,0 m.

Teor em água

O gráfico referente ao teor em água (Figura 6.15) revela a forte correlação entre este parâmetro e a média granulométrica.

Entre o topo da amostra e 0,18 m os solos apresentam um teor em água médio de 20%. Abaixo deste nível aumenta, encontrando-se diretamente correlacionado com o aumento da fração silto-argilosa e vice-versa.

O valor mais elevado do teor em água nos solos/sedimentos desta amostra (31,3%) foi registado entre 0,33 e 0,35 m, estando também relacionado com a maior percentagem da fração silto-argilosa.

No nível de cascalho-arenoso (1,11 - 1,27 m), e como seria de esperar, o teor em água diminui acentuadamente para valores médios de 9%. Voltando a aumentar, assim que se regista o aumento da fração arenosa e da silto-argilosa, registando-se valores médios de 19% entre 1,31 e 1,60 m.

Peso volúmico aparente e densidade de partículas

O gráfico referente ao peso volúmico dos solos marinhos (Figura 6.14) permite verificar que nos primeiros 0,55 m têm um peso volúmico de 20,5 kN/m³, no nível de cascalho arenoso aumenta ligeiramente para 21,4 kN/m³, registando-se os menores valores de 19,8 kN/m³ no nível arenoso que ocorre entre os 1,31 e 1,60 m.

À semelhança do referido para as amostras anteriormente descritas também na amostra vertical E12VC a densidade de partículas é constante ao longo de toda a coluna sedimentar amostrada, registando-se um valor médio de 2,67.

Teor em carbonato de cálcio

Passando à análise do gráfico relativo ao teor em carbonato de cálcio (Figura 6.14) verifica-se que nesta amostra o teor em CaCO₃ é inferior a 10% em toda a coluna sedimentar, e que de acordo com Larssoneur (1977), os solos marinhos são classificados como litoclásticos. Estes ensaios permitem constatar, também, a existência de dois ambientes sedimentares distintos delimitados pela transição entre teores em carbonato de cálcio que ocorre a 1,05 m.

Entre o topo da amostra e 0,95 m, o teor em carbonato de cálcio é praticamente constante e ronda os 6%. O valor mais elevado regista-se a 1,05 m de profundidade e ronda os 10%. Este nível marca a transição para teores em carbonato de cálcio vestigiais, isto é, percentagens inferiores a 2%, facto correlacionável com o aumento da fração arenosa.

Mineralogia da fração fina (< 63 μm)

A mineralogia da fração fina dos solos/sedimentos desta amostra encontra-se representada na Figura 6.15, e apresentado na Tabela 6.5 as respetivas percentagens médias, mínimas e máximas dos minerais mais abundantes.

Tabela 6.5 - Percentagens dos minerais mais abundantes na fração < 63 µm da amostra E12VC

Minerais	Mica/Ilite	Caulinite	Clorite	Quartzo	Feldspato K	Plagioclase	Calcite
% Média	21,2	3,7	3,3	16,3	13,9	16,7	13,5
% (mín – máx)	(9,1 – 33,0)	(1,4 – 6,4)	(0 – 8,8)	(9,6 – 25,4)	(3,9 – 25,0)	(8,4 – 31,5)	(5,2 – 41,3)

Analisando os dados em conjunto (Figura 6.16 e Tabela 6.5) constata-se que o mineral mais abundante é também a mica/ilite, seguido da plagioclase, do quartzo, do feldspato K, da calcite, da caulinite e da clorite.

6.2.2.5. Amostra vertical E15VC

A amostra vertical E15VC, com 2,59 m de comprimento, foi colhida no depósito arenoso (SP) sobre a batimétrica de 38,6 m (Figura 6.3) e, relativamente ao modelo geofísico, atravessou apenas a unidade sísmica U3. A coluna sedimentar amostrada neste ponto é característica do ambiente de deposição marinho.

As propriedades geotécnicas desta amostra encontram-se representadas na Figura 6.16 e são resultantes dos diversos ensaios laboratoriais realizados, enquanto que na Figura 6.17 encontra-se representada a mineralogia da fração fina.

Análise textural

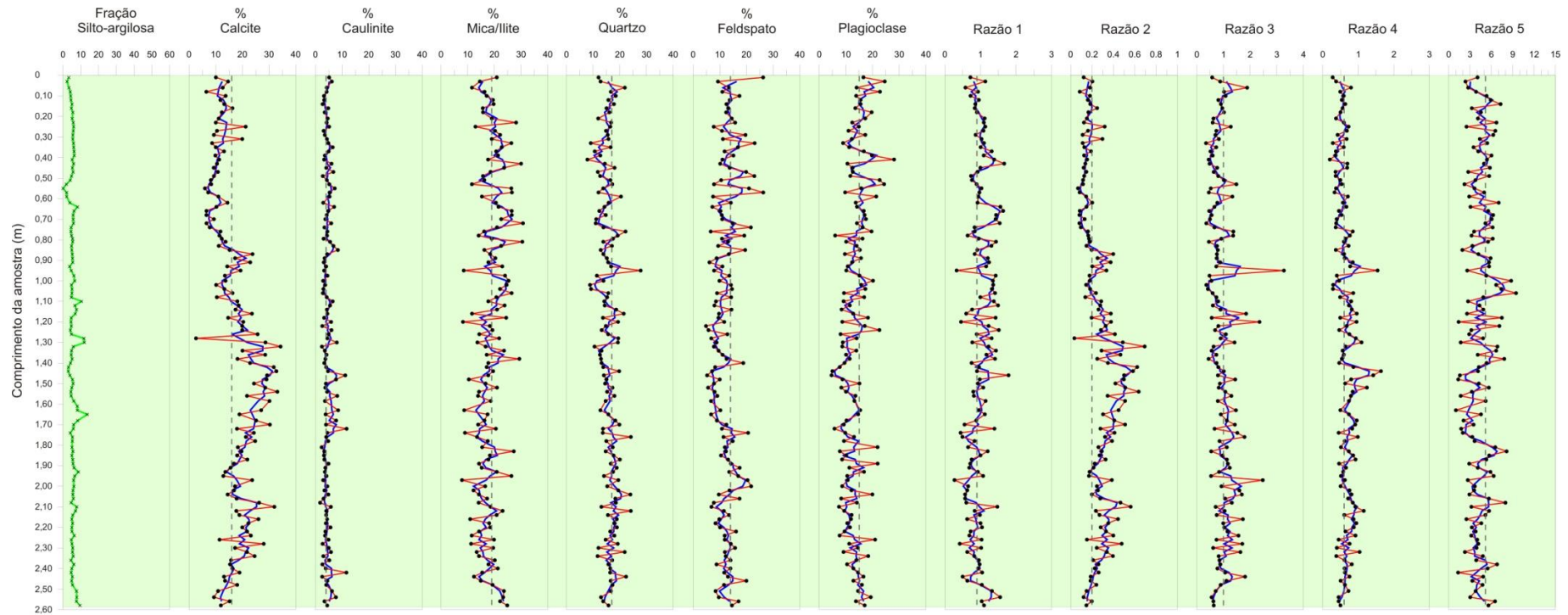
À semelhança da amostra E08VC, obtida sobre o mesmo depósito, esta amostra apresenta uma coluna sedimentar muito homogénea (Figura 6.16), como se pode verificar pela análise do gráfico da classificação textural. A fração arenosa é maioritária em toda a coluna sedimentar amostrada, com um valor médio de 93,9 %, seguida da fração silto-argilosa com uma percentagem média de 5,5 % e da fração cascalhenta com percentagem média de 0,6 %.

Média textural dos solos marinhos

O gráfico da média granulométrica dos solos/sedimentos corrobora a homogeneidade textural desta coluna sedimentar, correspondendo, no geral, a areias finas (média de 0,180 mm). Nos níveis onde se verifica um ligeiro aumento da dimensão das partículas dos solos marinhos, regista-se também um ligeiro aumento da velocidade de propagação das ondas P.

Classificação unificada de solos

A classificação USCS confirma também a homogeneidade dos solos analisados (Figura 6.16), encontrando-se em toda a coluna sedimentar amostrada apenas quatro tipos de solos, que segundo a classificação USCS são:



Ambiente de deposição marinho

Linha tracejada vertical de cor cinza - média dos valores de todos os ensaios realizados; linha azul médias móveis calculadas a partir de três dados consecutivos

Figura 6.17 - Distribuição da abundância relativa dos minerais silto-argilosos ao longo da amostra vertical E15VC (linha vermelha)

- SP - areias finas mal graduadas (95,2%), com percentagens de cascalho de 0,7% e de finos (silte + argila) inferiores a 4,1%; valores médios de $C_u = 2,03$ e de $C_c = 1,02$;
- SP-SM – areias finas mal graduadas (93,4%) silto-argilosas com percentagens médias na ordem dos 6,1%; valores médios de $C_u = 2,24$ e $C_c = 1,09$;
- SW-SM – areia finas bem graduadas (87,7%) com partículas silto-argilosas (11,8%); valores médios de $C_u = 8,0$ e $C_c = 3,71$
- SM - areia finas (84,9%) silto-argilosas (13,6%).

Suscetibilidade magnética

Analisando o gráfico da suscetibilidade magnética (Figura 6.16), verifica-se que, nos primeiros 0,55 m, esta encontra-se diretamente relacionada com a fração silto-argilosa, já que as curvas apresentam o mesmo tipo de comportamento.

À superfície regista-se uma suscetibilidade magnética de $6,2 \times 10^{-6}$, aumentando ligeiramente, como se pode observar pela inflexão da curva, diminuindo, de seguida, até se atingir um valor de $2,9 \times 10^{-6}$. Entre 0,55 e 1,60 m os valores mantêm-se praticamente constantes, independentemente do aumento ou diminuição da fração silto-argilosa, registando-se um valor médio de $2,5 \times 10^{-6}$. Abaixo deste nível regista-se um ligeiro aumento até 2,0 m, que é de $3,8 \times 10^{-6}$. De seguida, verifica-se nova descida até ao nível de 2,10 m, voltando novamente a aumentar de forma ligeira e gradual até 2,30 m ($4,6 \times 10^{-6}$), seguido de um aumento mais acentuado para o patamar de 6×10^{-6} e novamente um ligeiro aumento até à base da amostra, aos 2,60 m.

Velocidade de propagação das ondas compressionais (ondas P)

O gráfico referente à velocidade de propagação das ondas *P* (Figura 6.16) mostra que a velocidade média de propagação é de cerca de 1800 m/s. Os valores mais elevados registaram-se aos 0,70 m, 1,75 m e 2,20 m e encontram-se diretamente relacionadas com o aumento da fração cascalhenta e, conseqüentemente, com aumento da dimensão média das partículas como patenteado no gráfico da média dos solos marinhos. Por outro lado, os valores mais baixos registam-se a 1,30 e 1,70 m, encontrando-se relacionados com o aumento da fração silto-argilosa.

Teor em água

A análise do gráfico de teor em água (Figura 6.16) permite verificar que este ronda o valor médio de 25%. A 1,30 m, 1,65 m e 2,10 m registam-se valores superiores ao valor médio e que são de 31,4%, 35,1% e 29,1%, respetivamente. Este aumento do teor em água encontra-se diretamente relacionado com o aumento da fração silto-argilosa.

Peso volúmico aparente e densidade de partículas

O gráfico do peso volúmico (Figura 6.16) mostra que entre o topo da amostra e os 0,80 m os solos apresentam um peso volúmico médio de 18,6 kN/m³, aumentando ligeiramente entre este nível e os 2,60 m para um valor médio de 19,3 kN/m³.

A densidade das partículas nas subamostras analisadas, e à semelhança do registado nas amostras verticais já descritas, revelam valores médios de 2,63.

Teor em carbonato de cálcio

O gráfico do teor em carbonato de cálcio (Figura 6.16) mostra que, genericamente, há um aumento da percentagem deste composto com a profundidade, variando entre os 1,67%, registados nos níveis mais superficiais, e os 6,67%, nos níveis finais da amostra vertical. De acordo com Larssoneur (1977) os solos/sedimentos marinhos presentes nesta amostra são classificados como litoclásticos.

Mineralogia da fração fina (< 63 µm)

Na Figura 6.17 encontram-se representadas as distribuições dos principais minerais presentes na fração fina e na Tabela 6.6 está o resumo das percentagens médias, mínimas e máximas dos referidos minerais.

Tabela 6.6 - Percentagens dos minerais mais abundantes na fração < 63 µm da amostra E15VC

Minerais	Mica/Ilite	Caulinite	Clorite	Quartzo	Feldspato K	Plagioclase	Calcite
% Média	18,7	4,6	3,7	15,9	12,4	13,5	17,1
% (mín – máx)	(7,9 – 30,7)	(1,8 – 11,7)	(0 – 9,4)	(7,8 – 27,8)	(4,8 – 26,3)	(4,6 – 28,1)	(2,6 – 34,3)

Analisando conjuntamente os dados da Figura 6.17 e da Tabela 6.6, verifica-se que o mineral mais abundante é, mais uma vez, a mica/ilite, seguido da calcite, do quartzo, da plagioclase, do feldspato K, da caulinite, não sendo evidente tendências na abundância ao longo da coluna sedimentar amostrada.

6.2.2.6. Amostra vertical E16VC

A amostra vertical E16VC, com 2,29 m de comprimento, foi colhida sobre o depósito arenoso SP-SM, na batimétrica dos 46,0 m (Figura 6.3) e, de acordo com o modelo geofísico atravessa as unidades sísmicas U3 e U2.

No que se refere ao ambiente de deposição sedimentar, os sedimentos/solos marinhos amostrados, neste local da área de estudo, representam os dois ambientes identificados. Entre a superfície e 1,92 m encontra-se o depósito arenoso formado em ambiente marinho de

plataforma, subjacente a ele e até ao fim da amostra vertical encontra-se um solo areno-cascalhento, depositado em ambiente marinho-marginal.

As propriedades geotécnicas desta amostra encontram-se representadas na Figura 6.18 sendo resultantes dos diversos ensaios laboratoriais realizados, enquanto que na Figura 6.19 encontra-se representada a mineralogia da fração fina efetuada por DRX.

Análise textural

O gráfico referente à classificação textural dos solos marinhos (Figura 6.18) mostra que entre o topo da amostra e 1,82 m a fração arenosa é predominante com uma percentagem média de 90,5%, seguida da fração silto-argilosa com 8,6% e com a fração cascalho praticamente vestigial (0,9%). Abaixo deste nível encontram-se solos areno-cascalhentos com valores elevados da fração cascalhenta, chegando esta a ser predominante entre 2,12 e 2,22 m com percentagens superiores a 50% do total.

Média textural dos solos marinhos

O gráfico da média granulométrica (Figura 6.18) evidencia a existência de duas fácies sedimentares. Entre a superfície e 1,79 m verifica-se a existência de solos com média granulométrica de cerca de 0,16 mm. Abaixo deste nível a dimensão média das partículas é variável, tendo tendência crescente à medida que aumenta a profundidade.

Classificação unificada de solos

Com base nos ensaios laboratoriais realizados às subamostras desta amostra vertical, aplicou-se a classificação USCS (Figura 6.18), tendo-se constatado que na coluna sedimentar amostrada encontram-se cinco tipos de solos:

- SP - areias finas mal graduadas (76,8%), com percentagens de cascalho de 21,8% e de finos (silte + argila) inferiores a 1,4%; valores médios de $C_u = 3,3$ e $C_c = 0,9$;
- SP-SM – areias finas mal graduadas (90,8%) silto-argilosas (7,8%) e com valores médios de $C_u = 3,1$ e $C_c = 1,3$;
- SW-SM – areia finas bem graduadas (87,7%) com partículas silto-argilosas (11,2%); valores médios de $C_u = 6,4$ e $C_c = 2,86$;
- SM - areia finas (85,8%) silto-argilosas (13,9%);
- GW – solos cascalhentos bem graduados (56,1%) com matriz arenosa (43,6%) e a fração silto-argilosa em percentagens vestigiais.

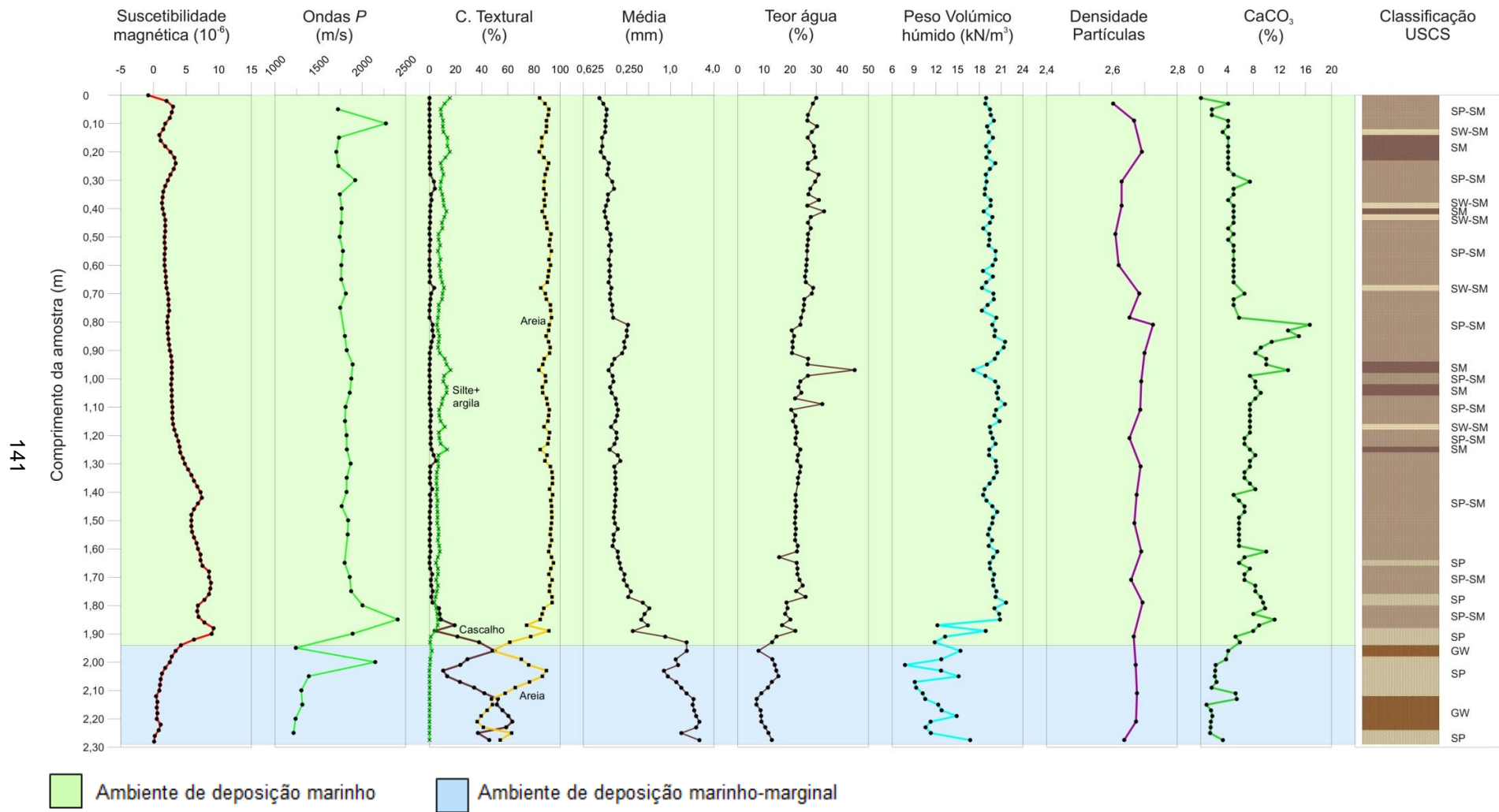
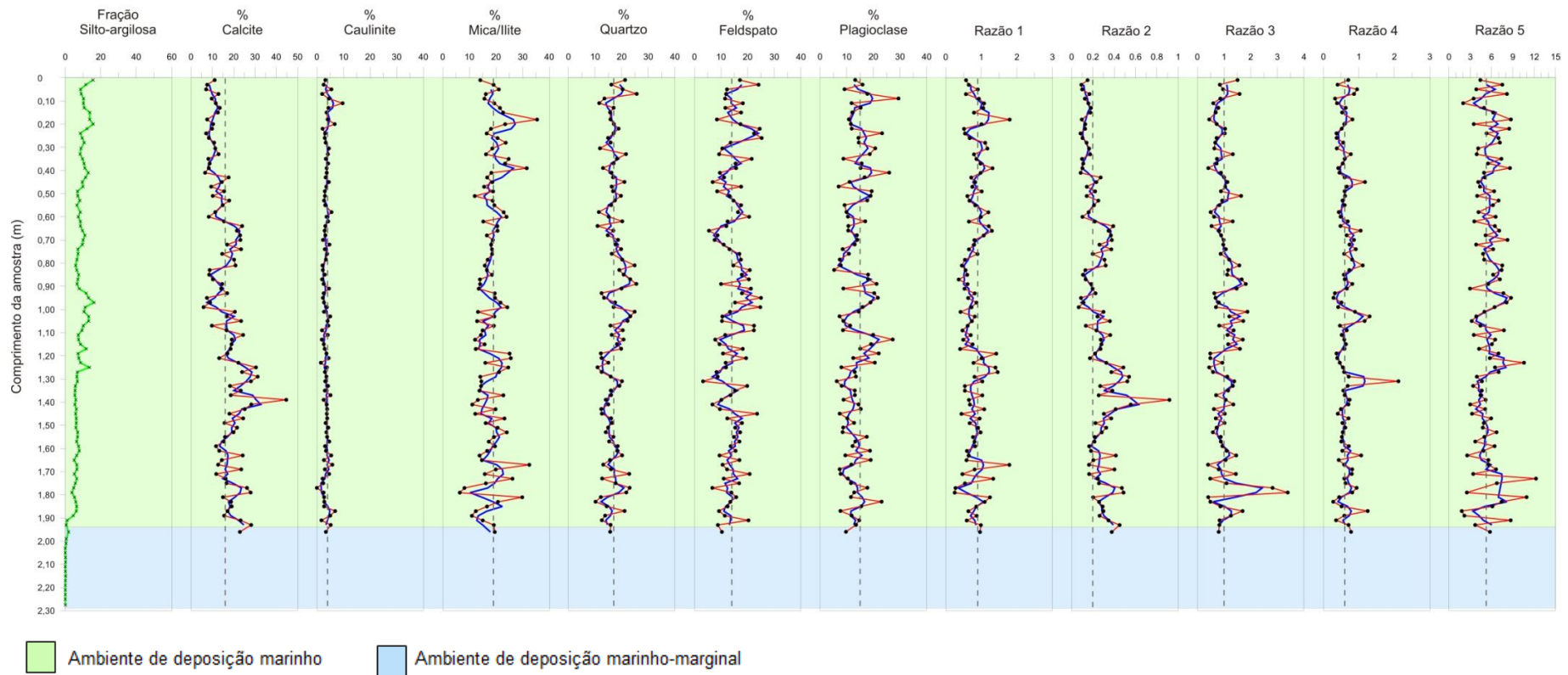


Figura 6.18 – Representação dos resultados dos ensaios laboratoriais efetuados em solos representativos dos ambientes de sedimentação amostrados verticalmente pela amostra E16VC e respetiva classificação unificada de solos



Linha tracejada vertical de cor cinza - média dos valores de todos os ensaios realizados; linha azul médias móveis calculadas a partir de três dados consecutivos

Figura 6.19 - Distribuição da abundância relativa dos minerais silto-argilosos ao longo da amostra vertical E16VC (linha vermelha)

Suscetibilidade magnética

Analisando o gráfico correspondente à suscetibilidade magnética (Figura 6.18) constata-se, nos primeiros 0,38 m da amostra, uma grande variabilidade de valores, isto é, no início da amostra registou-se uma suscetibilidade magnética de $-0,8 \times 10^{-6}$, aumentando, de seguida, ligeiramente para um valor de 2×10^{-6} registado a 0,06 m. Posteriormente regista-se a uma nova diminuição para $0,9 \times 10^{-6}$ (a 0,14 m) seguida de um novo aumento para um valor de $3,4 \times 10^{-6}$ (a 0,24 m), e diminuição para $1,3 \times 10^{-6}$, registado aos 0,38 m.

A partir desta profundidade a suscetibilidade magnética aumenta gradualmente para um valor de $3,5 \times 10^{-6}$ que ocorre a 1,20 m. Entre 1,20 e 1,42 m a suscetibilidade magnética aumenta de forma mais acentuada até atingir o valor de $7,4 \times 10^{-6}$, voltando a diminuir ligeiramente para os $5,8 \times 10^{-6}$, registado a 1,52 m. Nos 0,20 m seguintes a suscetibilidade magnética volta a aumentar ligeiramente registando-se um valor de $8,8 \times 10^{-6}$ a 1,72 m. A 1,82 m, coincidindo com a transição de partículas arenosas para areno-cascalhentas, este parâmetro apresenta um decréscimo para $6,7 \times 10^{-6}$.

Estando, provavelmente, correlacionado com o novo aumento da fração arenosa que se regista aos 1,88 m, a suscetibilidade magnética aumenta para um valor máximo de $9,2 \times 10^{-6}$. A partir deste nível, e até ao fim do testemunho, a suscetibilidade magnética tende a decrescer gradualmente, estando este facto diretamente correlacionado com a presença de materiais mais grosseiros.

Velocidade de propagação das ondas compressãois (ondas P)

Relativamente à velocidade de propagação das ondas *P* (Figura 6.18), e analisando o respetivo gráfico, constata-se que, entre o topo da amostra e 1,80 m a velocidade média de propagação é de 1800 m/s. A 0,10 m regista-se um valor de cerca de 2270 m/s e que estará relacionado com um clasto biogénico (concha de molusco) que se encontrava alojada neste nível. Por ser um elemento único, a sua presença, não foi evidenciada na análise textural.

A 0,30 m verifica-se também um valor de propagação das ondas *P* ligeiramente superior à média e que é de 1920 m/s. Este valor estará relacionado com o ligeiro aumento da fração cascalhenta que se regista a este nível. A 1,85 m regista-se um aumento brusco da velocidade de propagação das ondas *P* para um valor de 2400 m/s. Esta mudança de comportamento de propagação das ondas marca a transição dos solos arenosos para os areno-cascalhentos.

Abaixo deste nível registam-se valores irregulares de velocidade de propagação das ondas *P* com registo de velocidade inferiores a 1400 m/s. Esta variabilidade justifica-se com a presença de bolhas de ar aprisionadas e níveis de diferente compacidade dos solos e com menor saturação das partículas grosseiras.

Teor em água

O gráfico referente ao teor em água (Figura 6.18) mostra a clara influência da fração silto-argilosa na retenção de água. Entre o topo da amostra e os 0,45 m regista-se uma ligeira variação dos teores em água, que se encontram relacionados com a maior ou menor percentagem da fração silto-argilosa. Neste nível os valores médios do teor em água rodam 28,5%. Entre 0,45 e 0,92 m o teor diminui ligeiramente em profundidade, passando de um valor de 27,9 % a 0,45 m para um valor de 20% a 0,92 m.

Refletindo um aumento da fração silto-argilosa para valores de 16,2%, o teor em água atinge um valor máximo de 45 %, registado aos 0,97 m, diminuindo de seguida e para valores de 23% e aumentando novamente para um valor de 32% a 1,09 m.

Entre 1,15 e 1,78 m regista-se uma estabilização do teor em água nos solos marinhos para valores médios de 23%. Abaixo deste nível, e refletindo o aumento da percentagem de partículas grosseiras, o teor em água diminui para valores abaixo dos 15% e a sua variação encontra-se inversamente correlacionada com o aumento ou diminuição da fração cascalhenta.

Peso volúmico aparente e densidade de partículas

O gráfico do peso volúmico desta amostra (Figura 6.18) evidencia, de forma clara, a eficiência do seccionamento realizado, isto é, para a subamostragem efetuada nos solos arenosos (primeiros 1,82 m da amostra vertical) verificam-se pequenas variações do peso volúmico, e que poderão estar associados à particularidade dos solos/sedimentos e aos diferentes níveis, sendo que os valores obtidos encontram-se dentro do espectável para este tipo de solos.

Nos cascalho-arenosos o tipo de seccionamento utilizado não é adequado para a determinação do peso volúmico, devido às características texturais das partículas que não permitiram um seccionamento perfeito através do anel metálico, alterando o rearranjo das partículas. Desta forma, os resultados, neste tipo de solos, devem ser analisados com precaução.

Assim, a análise do presente gráfico é apenas realizada para os primeiros 1,82 m de amostra, verificando-se que o peso volúmico é praticamente constante ao longo de toda a coluna sedimentar (valor médio de 20 kN/m³).

O gráfico da densidade de partículas (Figura 6.18) evidencia dois tipos de comportamentos. Entre a superfície e os 0,80 m regista-se uma variação na densidade de partículas com um valor máximo de 2,69 (aos 0,20 m), e de seguida baixa para valores de 2,63. Entre este nível e o fim da amostra vertical os valores da densidade de partículas são praticamente constantes, registando-se um valor médio de 2,67.

Teor em carbonato de cálcio

Analisando o gráfico referente ao teor em carbonato de cálcio constata-se que, entre o topo da amostra e 0,80 m, o teor médio é de 5% (Figura 6.18). Abaixo deste nível e até 1,90 m, verifica-se um aumento para cerca de 8 %, registando-se o teor mais elevado (16,7%) a 0,81 m. Entre 1,90 m e o fim da amostra vertical, coincidente com a fração areno-cascalhenta o teor em carbonato de cálcio apresenta um decréscimo gradual até atingir valores inferiores a 2%. Este facto revela que a natureza das partículas areno-cascalhentas é predominantemente terrígena.

À semelhança dos solos das amostras verticais descritas anteriormente, são também classificados como litoclásticos.

Mineralogia da fração fina (< 63 μm)

Como anteriormente assinalado na Figura 6.19 encontram-se representadas as curvas de distribuição dos principais minerais presentes na fração inferior a 63 μm . Para estas análises representou-se também, na Tabela 6.7, as percentagens médias, mínimas e máximas dos minerais mais abundantes.

Tabela 6.7 - Percentagens dos minerais mais abundantes na fração < 63 μm da amostra E16VC

Minerais	Mica/Ilite	Caulinite	Clorite	Quartzo	Feldspato K	Plagioclase	Calcite
% Média	18,4	3,5	2,6	17,0	14,4	13,8	16,6
% (mín – máx)	(6,4 – 35,4)	(0 – 9,7)	(0 – 7,7)	(10,2 – 25,6)	(3,2 – 25,3)	(5,3 – 29,4)	(5,9 – 44,7)

Analisando a Figura 6.18, correspondente à mineralogia da fração fina da amostra vertical E16VC, e dos respetivos dados presentes na Tabela 6.7, constata-se que o mineral dominante é a mica/ilite, seguido do quartzo, da calcite, do feldspato K, da plagioclase, da caulinite e da clorite.

6.2.2.7. Amostra vertical VC16

A amostra vertical VC16, com 0,39 m de comprimento, foi colhida no depósito superficial cascalhento (unidade sísmica U2) sobre a batimétrica de 60,0 m (Figura 6.3).

Os solos marinhos amostrados nesta ponto da área de estudo revelam a existência de duas fácies sedimentares, mais cascalhenta à superfície e passando a arenosa à medida que se progride em profundidade, refletindo assim a constituição textural do depósito areno-cascalhento formado em ambiente marinho-marginal.

Análise textural

O gráfico textural referente a esta amostra (Figura 6.20) revela a existência de duas fácies sedimentares. Entre a superfície e 0,20 m encontram-se solos/sedimentos areno-cascalhentos, com valores médios da fração arenosa de 51,3%, de 48,0 % da fração cascalhenta e de 0,7 % da fração silto-argilosa. Abaixo deste nível encontra-se um nível arenoso caracterizado por valores médios de 90,5% da fração arenosa, de 7,6% da fração cascalho e de 1,9% da fração silto-argilosa.

Média textural dos solos marinhos

À semelhança do gráfico da análise textural (Figura 6.20) também o gráfico da média granulométrica dos solos marinhos evidencia a existência de duas fácies. À superfície têm uma média granulométrica de 1,67 mm, enquanto que abaixo de 0,20 m e até ao fim do testemunho, a média diminui para um valor de 0,41 mm.

Classificação unificada de solos

A classificação geotécnica dos solos desta amostra vertical mostra uma variabilidade sedimentar em profundidade (Figura 6.20), existindo neste local da área de estudo e de acordo com a classificação USCS os seguintes solos:

- GW – solos cascalhentos bem graduados (54,8%) com matriz arenosa (44,2%) e a fração silto-argilosa em percentagens vestigiais.
- SP - areias finas mal graduadas (77,3%), com percentagens de cascalho de 21,2% e de finos (silte + argila) inferiores a 1,6%; valores médios de $C_u = 4,5$ e $C_c = 0,8$;
- SW – solos areno-cascalhentos (areia – 59,5%, cascalho – 40,0% e silte + argila – 0,5%); valores médios de $C_u = 8,4$ e $C_c = 0,8$.

Suscetibilidade magnética

Analisando o primeiro gráfico da Figura 6.20 constata-se que a suscetibilidade magnética no topo da amostra é de $-2,2 \times 10^{-6}$, encontrando-se este valor afetado pelo início da amostra e pela granulometria dos solos. A suscetibilidade magnética vai aumentando de forma ligeira e gradual até 0,20 m, registando-se neste nível um valor de $10,1 \times 10^{-6}$.

Na transição dos solos areno-cascalhentos para arenosos verifica-se um aumento acentuado da suscetibilidade magnética para um valor máximo de $25,1 \times 10^{-6}$ registado a 0,34 m; este aumento encontra-se relacionado com o aumento da fração arenosa. Abaixo deste nível regista-se uma ligeira diminuição da suscetibilidade magnética ($21,5 \times 10^{-6}$) e, relacionado, neste caso, com a diminuição da percentagem de areias.

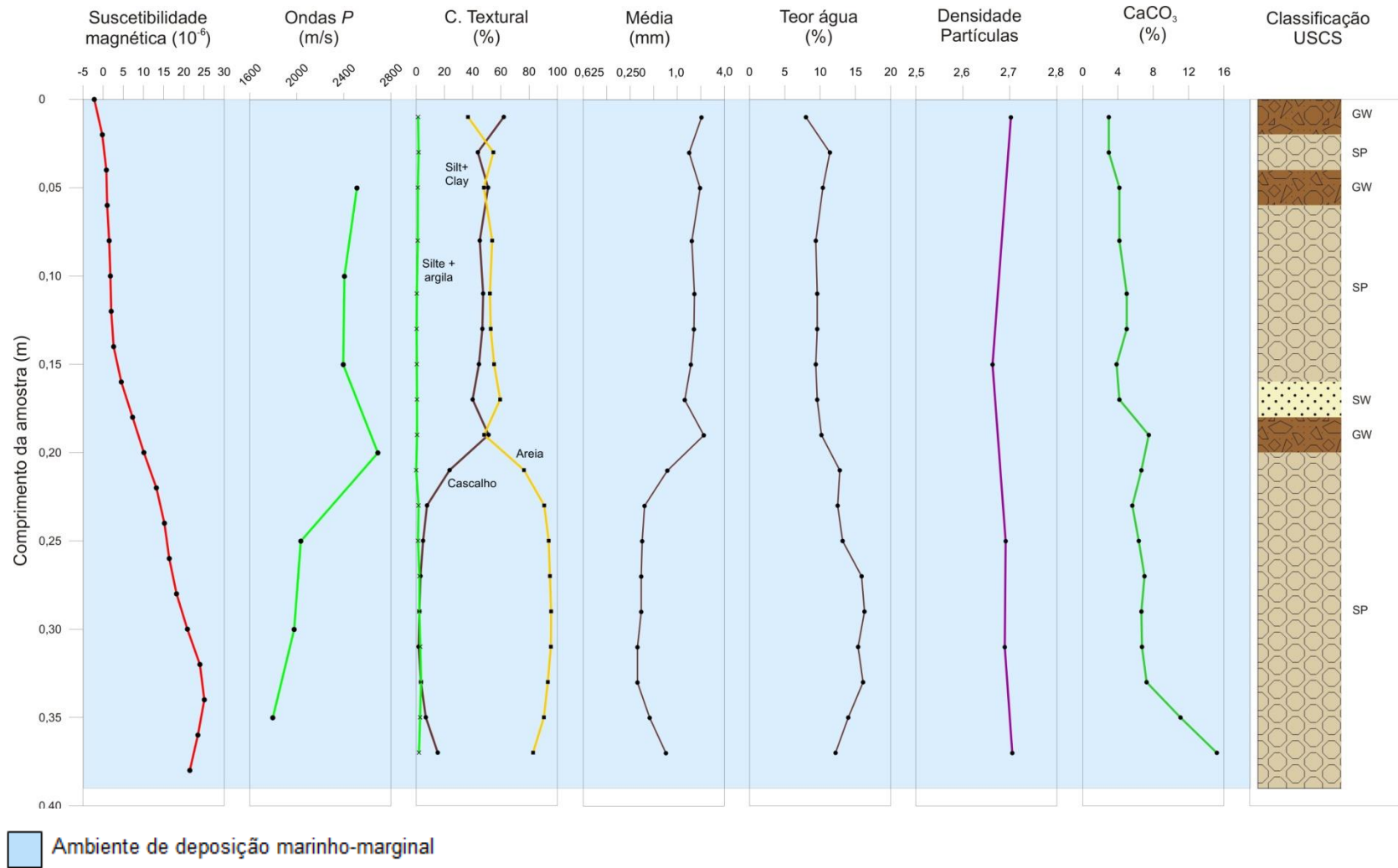


Figura 6.20 – Representação dos resultados dos ensaios laboratoriais efetuados em solos representativos dos ambientes de sedimentação amostrados verticalmente pela amostra VC16 e respetiva classificação unificada de solos

Os valores mais elevados de suscetibilidade magnética dos solos marinhos analisados ocorreram nesta amostra. Sabendo-se que a suscetibilidade magnética pode variar em função da composição e do peso volúmico, estes valores poderão estar relacionados com a litologia particular desta amostra e com a elevada compacidade verificada durante as campanhas de amostragem.

Velocidade de propagação das ondas compressionais (ondas P)

Os ensaios de determinação da velocidade de propagação das ondas *P* (Figura 6.20) mediram valores superiores a 2400 m/s (entre a superfície e os 0,20 m), valores bastante elevados e que deverão estar relacionados com a elevada compacidade dos solos marinhos, em que a propagação das ondas *P*, faz-se, provavelmente, através do esqueleto dos solos marinhos devido ao contacto entre as partículas.

Entre 0,20 e 0,35 m, nível arenoso, verifica-se uma diminuição da velocidade de propagação, refletindo a diferente e menor granulometria do solo e provavelmente a menor compacidade.

Teor em água

O gráfico referente ao teor em água (Figura 6.20) revela a presença de partículas grosseiras permeáveis e que dificilmente retém a água. Neste sentido, e como seria de esperar, os valores encontram-se abaixo dos 16%.

Densidade de partículas

Neste tipo de solos e como referido anteriormente, não foram efetuados os ensaios para determinação do peso volúmico aparente.

No que se refere à densidade das partículas (Figura 6.20) verifica-se que o valor é constante (2,69), valor ligeiramente superior ao do quartzo e que pode revelar a presença de minerais pesados nestes sedimentos.

Teor em carbonato de cálcio

Relativamente ao teor em carbonato de cálcio e analisando o gráfico da Figura 6.20 constata-se que este teor aumenta em profundidade. No topo da amostra encontram-se valores na ordem dos 4% e que aumentam ligeira e gradualmente em profundidade, onde atinge valores na ordem dos 15%. De acordo com a classificação adotada por Larssoneur (1977) os solos marinhos são classificados como litoclásticos.

6.2.2.8. Amostra vertical E18VC

A amostra vertical E18VC, com 0,55 m de comprimento, foi colhida sobre a batimétrica de 59,0 m, no depósito areno-cascalhento (Figura 6.3), ou seja na unidade sísmica U2.

À semelhança do constatado para a amostra anterior, também os solos amostrados neste ponto da área de estudo refletem a sua deposição em ambiente marinho-marginal.

Durante a realização desta amostra verificou-se também a dificuldade de penetração do *vibrocorer*, tendo-se registado uma penetração de apenas 1,34m e recuperado 0,55 m de amostra. A reduzida penetração encontra-se relacionada com o elevado grau de compacidade dos solos deste depósito.

Na Figura 6.21 encontram-se representados os resultados das análises geotécnicas desta amostra vertical.

Análise textural

A análise textural (Figura 6.21) permitiu destringir duas fácies sedimentares, isto é, nos primeiros 0,15 m encontra-se um cascalho arenoso caracterizado por 30,5% de areia, 67,1 % de cascalho e por 2,4% da fração silto-argilosa. Abaixo deste nível e até ao fim da amostra verifica-se um aumento progressivo da fração arenosa e, conseqüentemente, uma diminuição da fração cascalhenta. Esta fração é maioritária entre os 0,45 e o fim da amostra onde se encontra um solo arenoso com percentagens médias de 93,4 da fração areia, de 2,5 % da fração cascalho e verificando-se um ligeiro aumento da fração silto-argilosa com uma percentagem média de 4,1%.

Média textural dos solos marinhos

Analisando o gráfico referente à média textural (Figura 6.21) verifica-se que no nível cascalho-arenoso, a média é de 2,0 mm e, à medida que aumenta a fração arenosa, verifica-se também, e como seria de esperar, uma diminuição do tamanho médio das partículas (0,25 mm).

Classificação unificada de solos

Aplicando a classificação USCS (Figura 6.21) a estes solos verifica-se a presença de quatro tipos diferentes:

- GW-GM - solos cascalhentos bem graduados (68,5%) com matriz arenosa (25,6%) e a fração silto-argilosa em percentagens de 5,9%;
- GW – solos cascalhentos bem graduados (66,6%) com matriz arenosa (32,2%) e a fração silto-argilosa em percentagens vestigiais;
- SW – solos areno-cascalhentos (areia – 66,4%, cascalho – 31,8% e silte + argila – 1,8%); valores médios de $C_u = 8,4$ e $C_c = 0,8$;

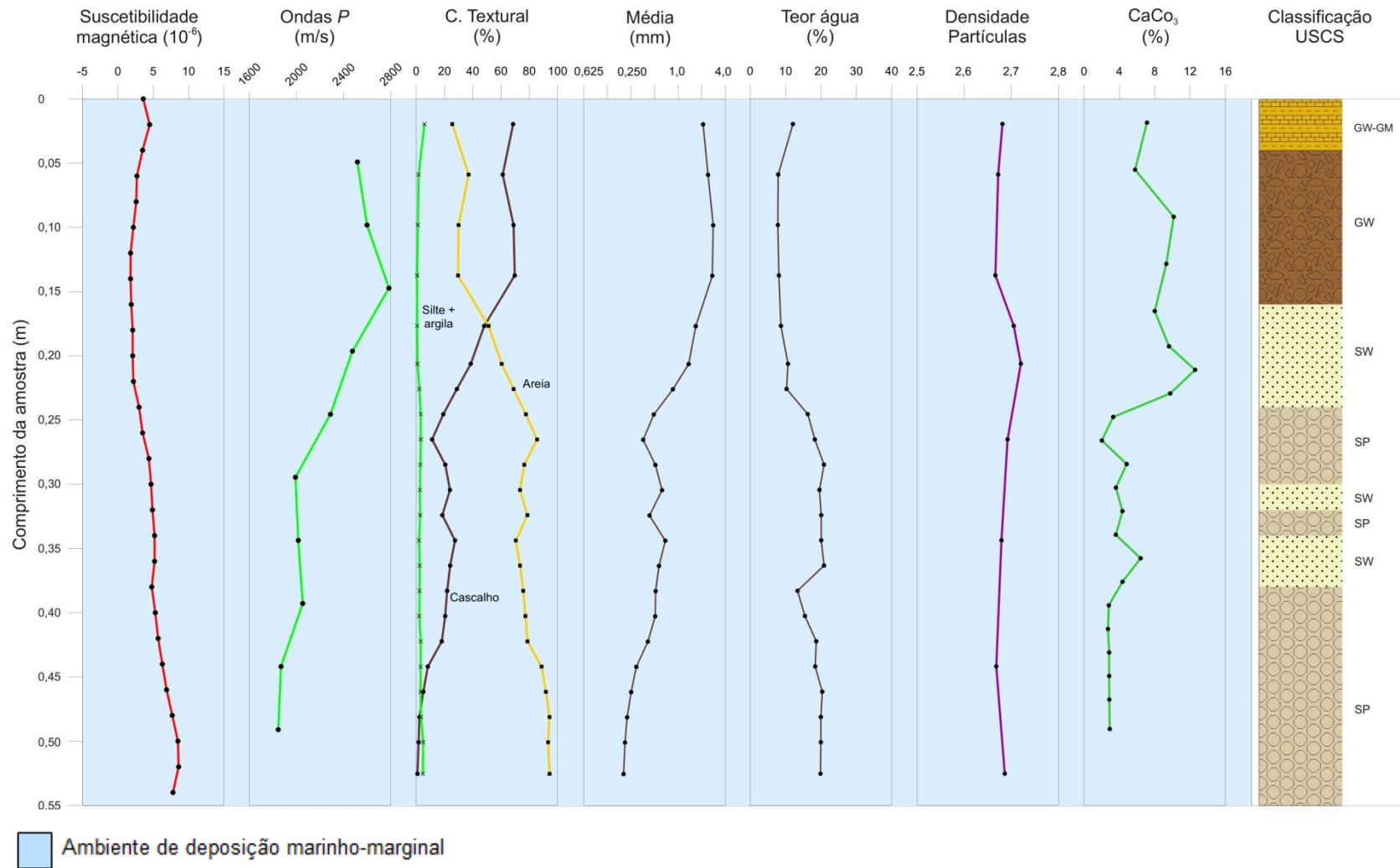


Figura 6.21 – Representação dos resultados dos ensaios laboratoriais efetuados em solos representativos dos ambientes de sedimentação amostrados verticalmente pela amostra vertical E18VC e respetiva classificação unificada de solos

- SP - areias finas mal graduadas (84,3%), com percentagens de cascalho de 12,4% e de silte + argila de 3,3%; valores médios de C_u 2,9 e $C_c = 0,9\%$.

Suscetibilidade magnética

Passando à análise da suscetibilidade magnética (Figura 6.21) constata-se que nos primeiros 0,22 m a suscetibilidade magnética é praticamente constante, registando-se um valor médio de $2,5 \times 10^{-6}$. Abaixo deste nível e até ao fim da amostra a suscetibilidade magnética vai aumentando de forma ligeira e gradual, atingindo um valor máximo de $8,6 \times 10^{-6}$ a 0,52 m.

Velocidade de propagação das ondas compressionais (ondas P)

O gráfico da velocidade de propagação das ondas *P* (Figura 6.21) indica a presença de duas fácies com composição e grau de compacidade, provavelmente, diferentes. Entre a superfície e 0,15 m, na presença de cascalhos arenosos a velocidade das ondas *P* é superior a 2400 m/s, à semelhança do verificado na amostra vertical VC16, com um máximo de 2780 m/s registado precisamente a 0,15 m. Entre este nível e o fim da amostra verifica-se uma diminuição da velocidade de propagação encontrando-se diretamente relacionada com o aumento da fração arenosa e conseqüentemente a diminuição da fração cascalhenta. Entre 0,30 e 0,50 m registam-se valores médios de velocidade de propagação das ondas *P* de 1950 m/s.

Teor em água

Da análise do gráfico do teor em água (Figura 6.21) constata-se que entre o topo da amostra e 0,22 m os solos apresentam um valor médio de 10% de teor em água. Abaixo deste nível, e até ao fim da amostra, o teor em água aumenta para um valor médio de 20%, que se encontra relacionado com a diminuição do tamanho médio das partículas e com o ligeiro aumento da fração silto-argilosa.

Densidade de partículas

À semelhança da amostra anterior, também para esta amostra não foram realizados os ensaios para determinação do peso volúmico aparente.

Analisando o gráfico referente a densidade das partículas (Figura 6.21) observa-se que, no geral, a densidade das partículas presentes nas subamostras analisadas é superior ao das subamostras dos outros testemunhos e que se encontram acima descritos. Assim, a densidade média das partículas é de 2,69, registando-se valores mais elevados de 2,71 (nível 0,18 m) e de 2,72 (nível 0,21 m) e que poderão estar associados à transição do material cascalhento, à superfície, para arenoso. Como verificado, a densidade das partículas nesta amostra encontra-se ligeiramente acima dos 2,65, valor de referência do quartzo, e que poderá indicar a presença de minerais pesados.

Teor em carbonato de cálcio

Relativamente ao teor em carbonato de cálcio (Figura 6.21) constata-se que, ao contrário do que se verifica na amostra VC16, os solos desta amostra apresentam teores em carbonato de cálcio mais elevados à superfície (cerca de 10%) coincidindo com a presença de partículas mais grosseiras. À medida que a dimensão dos grãos diminui, verifica-se também uma diminuição do teor em carbonato de cálcio. No entanto, e de acordo com Larssoneur (1977); os solos são classificados como litoclásticos.

6.3. Súmula: Modelo 3D

A construção do modelo geológico e geotécnico tem como objetivo simplificar e sintetizar as características reais do subsolo marinho e correlacioná-las com os dados do modelo geofísico, nomeadamente com a arquitetura deposicional das camadas sedimentares e a sua estrutura interna e, conseqüentemente, na correlação entre as espessuras de cada camada de solos obtida pelos dois modelos.

O modelo apresentado na Figura 6.22 foi construído com base nos refletores identificados e descritos pelas técnicas de caracterização geofísica e pelos dados obtidos nos ensaios laboratoriais que permitiram detalhar e reconhecer as características sedimentares daquela zona da plataforma continental portuguesa. O modelo apresentado permite, ainda, ter uma perspetiva tridimensional e global da arquitetura dos depósitos sedimentares presentes na área investigada, com vista de SW para NE.

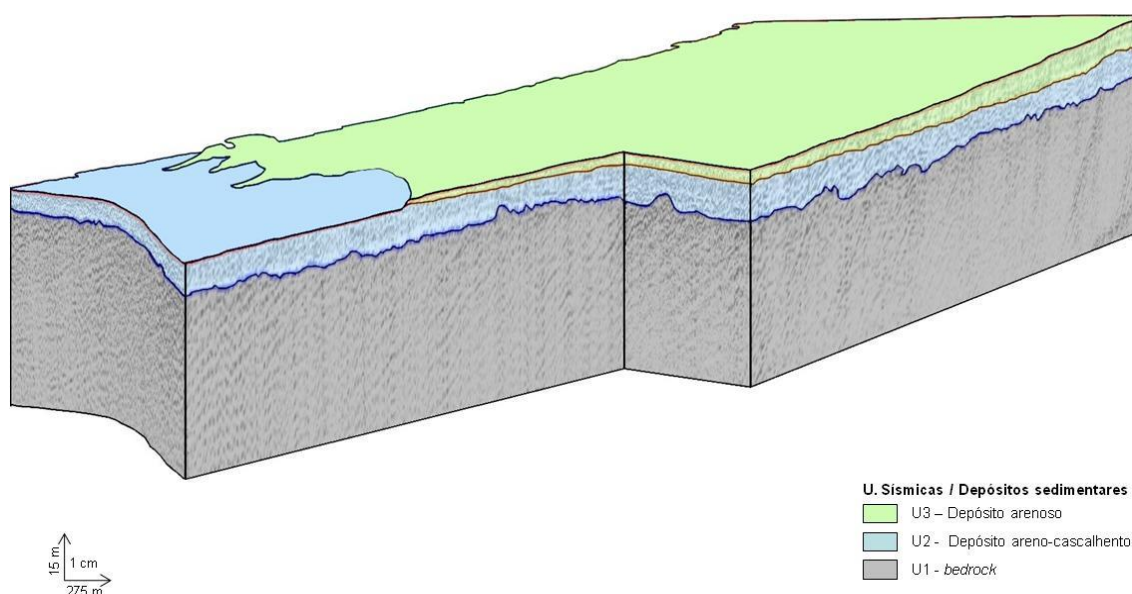


Figura 6.22 – Modelo geológico e geotécnico simplificado

Da descrição das características geológicas e geotécnicas atrás apresentadas e da respetiva construção do modelo, é de salientar os seguintes aspetos:

- i. os dados obtidos pelas análises laboratoriais dos solos amostrados vieram corroborar, detalhar e validar a informação inicialmente obtida pelas técnicas geofísicas;
- ii. a formação sísmica U2 descrita no modelo geofísico, encontra-se presente em toda a área, e corresponde aos solos cascalho-arenosos (GW; GW-GM). Este depósito, mais antigo, formou-se há cerca de 11.000 anos (Dias, 1987; Dias *et. al*, 2000; Rodrigues, 2004) em ambiente marinho-marginal. Encontra-se aflorante na zona mais profunda, enquanto que, a profundidades inferiores a 55 m, está coberto pelo depósito arenoso. Caracteriza-se por apresentar uma espessura variável, com valores entre cerca de 5 m na zona oeste e cerca de 8 metros na zona leste da área em apreço.

Na base apresenta uma maior componente arenosa, com compacidade elevada, não tendo sido possível penetrar com o *vibrocorer*, regulado para exercer uma força de cravação de 4 t. No topo, esta unidade é mais rica em partículas cascalhentas, apresentando-se os grãos mais grosseiros com uma pátine ferruginosa.

- iii. a formação sísmica mais recente (U3) descrita no modelo geofísico corresponde a solos arenosos (SP, SP-SM, SM, SW, SW-SM). Este depósito, com idade inferior a 5.000 anos (Dias *et. al*, 2000) é típico de ambiente marinho de plataforma e localiza-se na zona menos profunda da área estudada, a profundidades inferiores aos 55 m, e sobrepõe-se aos depósitos cascalho-arenosos. Aos 55 m apresenta uma espessura de cerca de 1 m, aumentando de espessura em direção à costa, apresentando cerca de 7 m, na batimétrica de 30 m.

Em termos composicionais, é caracterizado pela presença de areias finas a muito finas com percentagens médias de silte + argila na ordem dos 10%. A fração cascalhenta, quando presente, encontra-se em quantidades vestigiais, inferiores à percentagem de finos e é, maioritariamente constituída por clastos de origem biogénica, provenientes de fragmentos de conchas de moluscos.

- iv. os solos marinhos na área investigada são na maioria arenosos, verificando-se a presença de uma pequena intercalação lodosa na amostra vertical E06VC. A classe textural cascalho está presente nas amostras verticais VC16 e E18VC e sob os solos arenosos das amostras E06VC, E07VC, E12VC e E16VC.

Na Tabela 6.8 apresenta-se uma síntese das características das duas unidades geotécnicas apresentadas na Figura 6.22, refletindo também os ambientes sedimentares que estiveram na sua origem.

Tabela 6.8 – Características das unidades geotécnicas cartografadas; valor médio (mín. - máx.)

Propriedades dos solos	Unidade geotécnica	
	Depósito arenoso	Depósito de cascalho arenoso
Suscetibilidade magnética	$-2,9 \times 10^{-6}$; $14,8 \times 10^{-6}$	$- 2,2 \times 10^{-6}$; $25,1 \times 10^{-6}$
Ondas compressoriais <i>P</i> (m/s)	1785 (1625 - 1990)	2195 (1825 – 2540)
Classes texturais (%)	Cascalho: 1 (0 – 5) Areia: 91 (79 – 96) Silte + argila: 8 (3 – 19)	Cascalho: 39 (12 – 63) Areia: 53 (32 – 73) Silte + argila: 3 (1 – 6)
Teor em água (%)	23 (14 – 37)	13 (8 – 21)
Peso volúmico aparente (kN/m ³)	19 (17 – 21)	-
Teor em CaCO ₃ (%)	6 (2 – 11)	4 (2 – 10)
Tipos de solos (USCS)	SP; SP-SM; SW-SM; SM; SW;	GW; GW-GM
Espessura do depósito (m)	1 - 7	5 - 8
Ambiente sedimentar	Marinho	Marinho-marginal

- v. O cortejo mineralógico da fração sedimentar < 63 μm presente em pequenas quantidades nos solos marinhos da área prospectada, e determinado por DRX, é constituído por calcite, caulinite, mica/ilite, quartzo, feldspato K e plagioclase, sendo a mica/ilite o mineral mais abundante. Verificou-se, também, a presença de minerais acessórios, em quantidades vestigiais, tais como as anfíbolos, piroxenas, anidrite, aragonite, zircão, calcite magnesiana, dolomite, siderite, ilmenite e pirite;

A mica/ilite é o mineral argiloso predominante na fração < 63 μm, estando também presentes nos sedimentos a caulinite e a clorite; no entanto, em percentagem médias na ordem de 4 e 3%, respetivamente;

O quartzo é o mineral detrítico mais abundante, encontrando-se em proporções inferiores à mica/ilite, como se pode observar pela análise da razão 3 (equação 7);

Dos minerais carbonatados, a calcite é a mais abundante, com percentagens médias na ordem de 16%, enquanto que a magnesite, dolomite e siderite encontram-se em percentagem vestigiais;

- vi. Os resultados da DRX obtidos na presente investigação e apresentados anteriormente foram comparados com dados publicados, por outros autores, dentro da mesma área

geográfica, independentemente do tipo de sedimento analisado, encontrando-se na Tabela 6.9 a síntese dos dados.

Tabela 6.9 – Percentagens dos minerais mais abundantes na fração < 63 µm para a área em estudo e outras áreas da plataforma continental

Minerais	Área em estudo (n = 354)	Plat. adjacente C. Nazaré (n = 75)	Plat. média Aveiro (n = 47)	Zona Piloto (n = 46)
	média (min – máx)	Oliveira (2007) média (min – máx)	Abrantes (2005) média (min – máx)	Bizarro <i>et al.</i> (2012) média
Mica/Ilite	19,1 (6,4 – 40,7)	15,0 (3,0 – 34,0)	15,6 (2 – 30)	15,9
Caulinite	4,0 (0 – 11,7)	3,0 (1,0 – 6)		3,3
Clorite	3,0 (0 – 9,4)	2,0 (0 – 7,0)		3,4
Quartzo	16,6 (5,6 – 30,4)	14,0 (6,0 – 35,0)	26 (13 – 42)	11,3
Feldspato K	13,3 (3,2 – 34,9)	13,0 (2,4 – 28)	11,7 (1 – 36)	13,6
Plagioclase	14,3 (4,6 - 31,5)	13,0 (3,0 – 26,0)	7,2 (1 – 17)	12,8
Calcite	16,2 (2,6 – 44,7)	27,0 (3,0 – 74,0)	32,2 (11 – 53)	20,9

Analisando a respetiva tabela constata-se que, na área em estudo, o cortejo mineralógico e a respetiva abundância presente na fração < 63 µm é similar ao identificado em outras áreas da plataforma continental portuguesa (Abrantes,2005; Oliveira, 2007 e Bizarro *et al.*, 2012).

De salientar que os dados apresentados por Oliveira (2007) referem-se, essencialmente, à caracterização dos depósitos arenosos e lodosos adjacentes ao canhão da Nazaré, enquanto que os apresentados por Abrantes (2005) referem-se aos sedimentos arenosos da plataforma média no setor Espinho-Cabo Mondego e os publicados por Bizarro *et al.* (2012) reportam-se aos dados dos sedimentos arenosos presentes na Zona Piloto (Tabela 6.9).

vii. Os dados obtidos no presente estudo reforçam a interpretação de que os depósitos arenosos formados em ambiente de marinho são representativos das condições atuais. Neste sentido e tendo em conta as considerações atrás referidas, pode-se afirmar que:

- as fontes sedimentares da área investigada na presente dissertação são as mesmas que as das outras áreas da plataforma, correspondendo, provavelmente, à erosão litoral e às contribuições fluviais;
- durante a formação do depósito arenoso caracterizado no presente estudo, não se verificaram variações significativas nos principais minerais;

- as fontes sedimentares durante os últimos 5.000 anos não apresentam variações significativas até ao presente.
- viii. De acordo com o modelo geotécnico obtido preconiza-se a existência de condições favoráveis à instalação dos cabos elétricos, que transportam a energia produzida em *offshore* para uma subestação instalada em terra, uma vez que os solos areno cascalhentos são escaváveis até à profundidade requerida para garantir a segurança daquela infraestrutura. Contudo, a profundidade necessária para esta instalação irá variar ao longo do roteamento dos cabos até se atingir a costa.

7. MODELO GEOMECÂNICO

Os modelos geofísico e geológico e geotécnico (G&G) apresentados anteriormente, permitiram caracterizar de forma pormenorizada a coluna sedimentar da área em estudo. Desta análise conclui-se que os solos marinhos são maioritariamente arenosos.

Neste capítulo procede-se, em primeiro lugar, à descrição das características físicas dos provetes, selecionados com base na interpretação preliminar dos resultados obtidos nos ensaios não destrutivos e, subsequentemente, à análise individual dos resultados obtidos para cada um dos provetes quando submetidos aos ensaios triaxiais. Posteriormente, expõe-se o comportamento mecânico, a trajetória de tensões, bem como a determinação dos módulos de deformabilidade e realiza-se, de forma integrada, uma análise conjunta dos resultados obtidos.

O modelo geomecânico apresentado neste capítulo pretende englobar as informações obtidas nos modelos apresentados anteriormente e associar-lhe o comportamento mecânico determinado para esses solos, obtido através da realização de ensaios de compressão triaxial em amostras indeformadas e consideradas representativas. No final do capítulo é apresentado um modelo tridimensional (3D) simplificado.

7.1. Caracterização da resistência ao corte dos solos marinhos

Em solos arenosos, a resistência ao corte é condicionada pelas forças exteriores que lhe são impostas e pelo peso próprio, que determinam a resistência mobilizada em função do atrito de escorregamento entre partículas e pelas forças geradas devido ao respetivo imbricamento, as quais dependem do índice de vazios e da compacidade relativa (Varatojo, 1995). As forças de natureza elétrica nestes solos, conforme demonstrado por Bishop (1971) são desprezáveis.

Os ensaios triaxiais constituem uma ferramenta valiosa na busca de soluções para diversos problemas geotécnicos, tornando possível a simulação, em laboratório, de variadas condições que se encontram *in situ* (Lins, 1980). A flexibilidade do ensaio permite a obtenção de parâmetros de resistência e deformação adequados aos problemas em resolução.

A introdução, na década de 80, de instrumentação interna (Jardine *et al.*, 1984; Clayton & Khatrush, 1986; Jardine *et al.*, 1991; Cuccovillo & Coop, 1997; Yimsiri & Soga, 2002; Gomes Correia, 2006), instalada diretamente nos provetes e seu posterior desenvolvimento, nas décadas seguintes veio capacitar estes ensaios para a avaliação/estudo das pequenas deformações tornando-se, assim, possível comparar os dados obtidos neles com os de outras técnicas, tais como ensaios de coluna ressonante ou outros ensaios de natureza geofísica (Heymann, 1998; Clayton & Heymann, 1999).

A amostragem de boa qualidade realizada durante as campanhas de prospeção, comprovada pelas técnicas não destrutivas, permitiu realizar ensaios mecânicos em laboratório, que se consideram representativos do comportamento do solo *in situ*, pelo que não foi necessário o recurso à caracterização da área com recurso a CPT, equipamento que presentemente não existe em Portugal para utilização em campanhas *offshore*.

7.1.1. Ensaio triaxiais

Com o objetivo de avaliar e determinar os parâmetros de deformabilidade dos solos presentes na área em estudo foram ensaiados 10 provetes previamente selecionados. A tabela 7.1 identifica os provetes, os respetivos níveis a que se encontram no subsolo marinho, bem como as tensões de consolidação efetiva a que cada um dos provetes foi submetido.

Tabela 7.1 – Tensão de consolidação efetiva

Amostra vertical	Nível (m)	Provete	Classificação USCS	Tensão de consolidação efetiva (kPa)
E06vc	0,72 – 0,89	5	SP	$\sigma'_{co} = 40$
	1,12 – 1,30	7	CL	$\sigma'_{co} = 100$
	1,30 – 1,48	8	SP	$\sigma'_{co} = 410$
	1,48 – 1,66	9	SP	$\sigma'_{co} = 20$
E08VC	0,74 – 0,92	10	SP-SM	$\sigma'_{co} = 120$
	0,92 – 1,10	11	SP-SM	$\sigma'_{co} = 20$
	1,10 – 1,28	12	SP-SM	$\sigma'_{co} = 40$
E12VC	0,57 – 0,75	13	SP-SM	$\sigma'_{co} = 120$
	0,75 – 0,93	14	SP-SM	$\sigma'_{co} = 60$
	0,93 -1,11	15	SW-SM	$\sigma'_{co} = 240$

Na Tabela 7.2 apresenta-se um resumo das características físicas de cada um dos provetes ensaiados e, para cada uma das fases dos ensaios de compressão triaxial, a saber: fase prévia, de pós-consolidação e de fim do corte.

Da análise desta tabela verifica-se que o teor em água, após a preparação dos provetes 5, 8 e 9 (amostra E06VC), e 13 (amostra E12VC) é, respetivamente, de 15,1, 16,4, 16,3 e 16,5%, valores da mesma ordem de grandeza e característicos de solos arenosos com percentagens reduzidas de finos (< 63 μm). O peso volúmico seco, após a preparação, é também semelhante nos quatro provetes (16,8 a 17,9 kN/m^3) - Tabela 7.2.

O provete 7, seccionado da amostra E06VC, apresenta características próprias e diferentes dos restantes provetes. O teor em água após a preparação do provete é de 31,7% e o respetivo peso volúmico seco de 13,7 kN/m^3 , valor característico de solos finos com matéria orgânica.

Tabela 7.2 - Características físicas dos provetes em cada uma das fases dos ensaios de compressão triaxial

Amostra	Provete	Tensão consolidação efetiva 1ª fase (kPa)	Tensão consolidação efetiva 2ª fase (kPa)	Fase	Diâmetro (mm)	Altura (mm)	Peso provete húmido (g)	Peso provete seco (g)	Teor em água (%)	Peso volúmico seco (kN/m³)
E06VC	5	$\sigma'_{c0} = 40$	$\sigma'_{v0} = 80$ $\sigma'_{h0} = 40$	A	70,31	139,78	1120,49	973,65	15,1	17,6
				B	70,13	139,76	1166,32		19,8	17,7
				C	78,97	116,15	1140,62		16,3	16,8
	7	$\sigma'_{c0} = 100$	$\sigma'_{v0} = 200$ $\sigma'_{h0} = 100$	A	70,34	140,00	997,87	757,57	31,7	13,7
				B	69,10	139,92	969,27		28,0	14,2
				C	74,07	123,35	964,06		20,4	14,0
	8	$\sigma'_{c0} = 410$	$\sigma'_{v0} = 820$ $\sigma'_{h0} = 410$	A	69,76	140,74	1106,11	950,56	16,4	17,3
				B	68,82	140,35	1246,31		31,1	17,9
				C	73,60	122,49	1224,18		19,2	17,9
	9	$\sigma'_{c0} = 20$	$\sigma'_{v0} = 40$ $\sigma'_{h0} = 20$	A	69,77	139,74	1103,66	949,39	16,3	17,4
				B	69,73	139,71	1189,86		25,3	17,5
				C	76,35	124,32	1154,06		19,3	16,8
E08VC	10	$\sigma'_{c0} = 120$	$\sigma'_{v0} = 240$ $\sigma'_{h0} = 120$	A	70,60	139,78	1050,95	859,34	22,3	15,4
				B	70,35	139,65	1131,19		31,6	15,5
				C	77,90	119,72	1102,70		28,1	14,8
	11	$\sigma'_{c0} = 20$	$\sigma'_{v0} = 40$ $\sigma'_{h0} = 20$	A	69,91	140,08	1048,85	856,66	22,4	15,6
				B	69,88	140,08	1133,37		32,3	15,6
				C	80,14	111,81	1110,18		28,1	14,9
	12	$\sigma'_{c0} = 40$	$\sigma'_{v0} = 80$ $\sigma'_{h0} = 40$	A	69,62	139,77	1051,46	862,90	21,9	15,9
				B	69,45	139,65	1140,73		32,2	16,0
				C	74,43	122,20	1109,45		28,6	15,9
E12VC	13	$\sigma'_{c0} = 120$	$\sigma'_{v0} = 240$ $\sigma'_{h0} = 120$	A	70,00	140,00	1061,00	910,90	16,5	16,9
				B	69,54	139,10	-		-	-
				C	77,84	111,04	1120,3		23,0	17,3
	14	$\sigma'_{c0} = 60$	$\sigma'_{v0} = 120$ $\sigma'_{h0} = 60$	A	70,00	140,00	1054,20	957,90	10,1	17,9
				B	69,76	139,53	-		-	-
				C	81,00	103,54	1132,9		18,3	18,0
	15	$\sigma'_{c0} = 240$	$\sigma'_{v0} = 480$ $\sigma'_{h0} = 240$	A	70,00	140,20	1104,5	978,3	12,9	18,1
				B	69,82	139,85	-		-	-
				C	77,16	111,92	1119,5		14,4	18,7

A – Pós-preparação – Início da fase de saturação; B – Pós-consolidação – Início da fase de corte; C – Fim do corte

Os provetes 10, 11 e 12 (amostra vertical E08VC) apresentam, respetivamente, teores em água após a preparação de 22,3, 22,4 e 21,9%. O peso volúmico seco dos três provetes é semelhante e é respetivamente, de 15,4, 15,6 e 15,9 kN/m³. Estes valores são indicativos de solos arenosos com maiores percentagens de finos que os quatro primeiros já apresentados (provetes 5, 8, 9 e 13).

Os provetes 14 e 15 (amostra vertical E12VC) apresentam teores em água, após a preparação, ligeiramente inferiores ao dos primeiros quatro provetes. Este facto pode dever-se à perda de

água durante o seccionamento ou ainda por terem sido ensaiados em último lugar. O peso volúmico seco desses provetes é, respetivamente de 17,9 e 18,1 kN/m³.

De acordo com a descrição geotécnica realizada no capítulo anterior, os provetes 5, 8 e 9 correspondem a solos SP, isto é, são solos arenosos mal graduados (86,6% de areia), com percentagens média de 9,6% de cascalho e de 3,8% de finos. O teor médio de carbonato de cálcio é de 4,7%. O valor médio do coeficiente de uniformidade é de 3,4 e o de curvatura é de 1,0.

Os provetes 10, 11, 12, 13 e 14 correspondem a solos SP-SM, isto é, solos areno siltosos mal graduados, com percentagens médias 91,9% de areia, de 6,7% de finos e de 1,4% de cascalho. O teor médio de carbonato de cálcio é de 4,9%. O valor médio do coeficiente de uniformidade é de 2,8 e o de curvatura é de 1,1.

O provete 7 representa a um solo argilo arenoso, CL, com percentagens de 57,0% de finos, de 40,2% de areia e de 2,8% de cascalho. O teor de carbonato de cálcio nestes solos marinhos é vestigial.

O provete 15 corresponde a um solo areno cascalhento com intercalações lodosas (SW-SM), com percentagens médias de 51,7% de areia, de 41,6% de cascalho, e de 6,7% de finos. O teor em carbonato de cálcio nestes solos marinhos é de 9,3%.

Para avaliar o comportamento destes solos apresentam-se, de seguida, as curvas de tensão/deformação, de variação volumétrica/variação axial e da tensão normalizada/extensão axial para cada um dos dez provetes analisados.

Os dados representados nessas curvas foram obtidos através de instrumentação interna para medição das deformações locais (axial e radial) iniciais, visto que este tipo de instrumentação permite medir, com maior precisão, as deformações axiais e radiais do provete e, desta forma, caracterizar as pequenas deformações 10⁻⁶ a 10⁻⁵ (Clayton & Khatrush, 1986; Jardine *et al.*, 1991; Gomes Correia, 2006, e Fernandes, 2011).

Neste sentido, a análise dos resultados obtidos em cada ensaio é baseada na análise conjunta dos dados obtidos pela instrumentação local interna (LVDTs) colocada diretamente no provete no interior da câmara triaxial, e de instrumentação externa (LVDTs) à câmara.

a) Provete 5 (amostra E06VC entre 0,72 e 0,89 m)

A Figura 7.1 representa a curva de tensão/deformação obtida neste provete.

Analisando ambas as curvas, constata-se que a curva obtida pela instrumentação interna é ligeiramente mais rígida, na zona de deformação elástica dos solos; acresce que a tensão de desvio de pico é ligeiramente superior e corresponde a menor deformação axial na medição com a instrumentação interna relativamente à externa.

Neste sentido, verifica-se no início do ensaio uma rigidez inicial, com um expressivo aumento da

tensão de desvio para pequenos níveis de deformação axial. A tensão de desvio de pico considerada neste ensaio foi de 184,4 kPa para uma deformação de 1,9 %.

No presente ensaio e para a instrumentação interna, foi definido como critério de rotura a tensão de desvio máxima; por este motivo, as deformações do provete após a sua rotura não foram medidas por aquela instrumentação, efetuando-se a análise da resistência residual apenas com base na instrumentação externa.

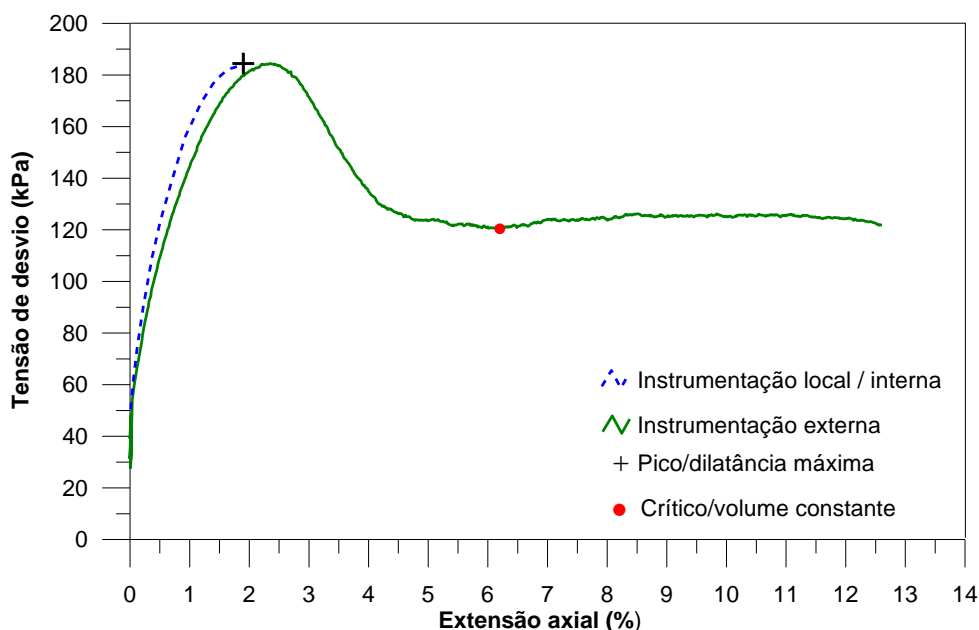


Figura 7.1 – Curva de tensão / deformação do provete 5

Assim e após se registar a resistência de pico, verifica-se uma diminuição brusca da tensão de desvio (amolecimento), na ordem de 40 %; correspondente a um aumento de apenas 2% na deformação, seguida de uma estabilização para um valor residual de cerca de 120,4 kPa, atingido à deformação axial de aproximadamente 6,2 % (Figura 7.1).

No que se refere à variação volumétrica (Figura 7.2), verifica-se um comportamento acentuadamente dilatante.

O provete apresenta uma pequena redução inicial de volume, para valores de deformação axial inferiores a 0,5%, a partir dos quais se verifica um acréscimo rápido de dilatância até à rotura do solo; seguidamente, o acréscimo continua, mas é significativamente mais lento, até que atinge um valor residual.

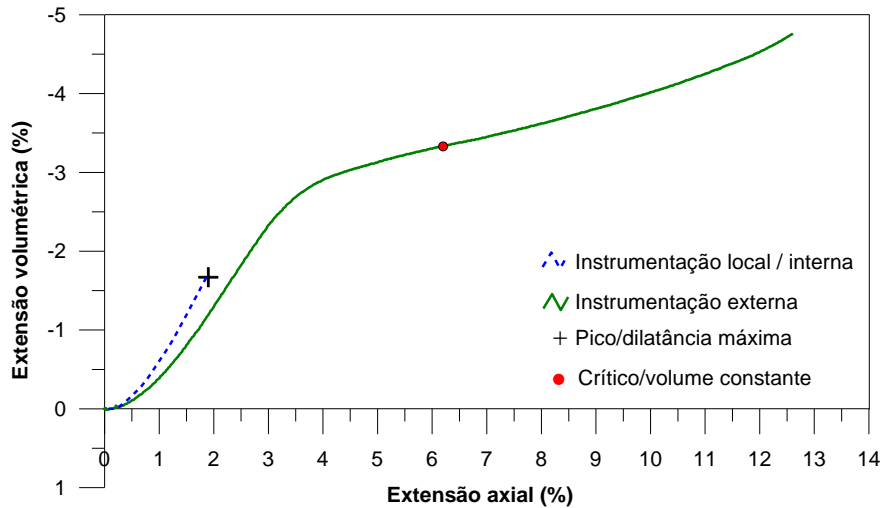


Figura 7.2 – Curva de extensão volumétrica / extensão axial do provete 5

b) Provete 7 (amostra E06VC entre 1,12 e 1,30 m)

Analisando as curvas de tensão/deformação deste provete (Figura 7.3) e à semelhança do anterior, constata-se que a curva referente à medição realizada por instrumentação interna apresenta uma tensão de desvio ligeiramente superior à obtida pela instrumentação externa. Nesse sentido considerou-se a tensão de desvio de pico registada pela instrumentação interna e que corresponde ao valor mais elevado medido por ela.

Como referido anteriormente, para a instrumentação interna, o critério de rotura definido foi a tensão de desvio máxima; neste sentido, utilizou-se a instrumentação externa para determinar a tensão de desvio residual/volume constante.

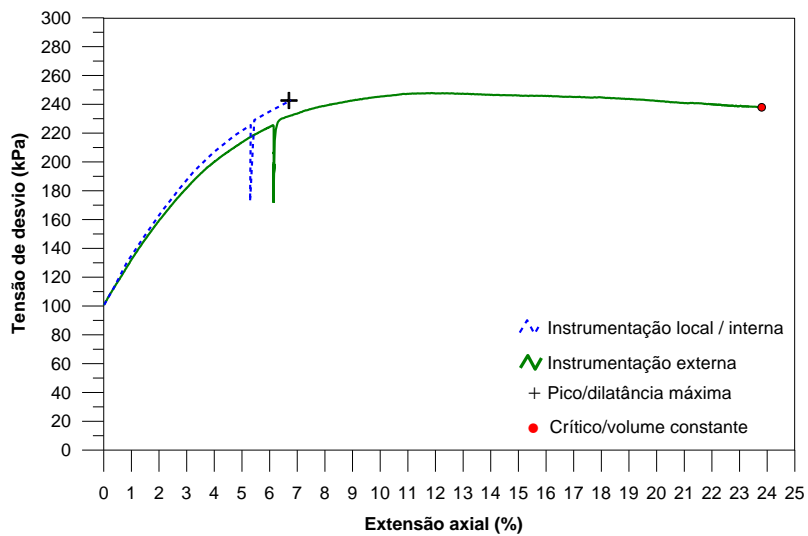


Figura 7.3 – Curva de tensão / deformação do provete 7

Assim sendo, a tensão de desvio de pico considerada para o presente ensaio é de 242,6 kPa

para uma deformação de 6,7%. Após a resistência de pico, ocorre um decréscimo suave na tensão de desvio, ocorrendo a estabilização para um valor residual de 237,9 kPa correspondendo a uma deformação axial de 23,8%.

A Figura 7.4 mostra as curvas de extensão volumétrica / extensão axial obtidas através da instrumentação interna e externa.

Analisando ambas as curvas, constata-se uma compressão do provete, não ocorrendo dilatação. O provete 7, o mais fino de todos, apresenta uma constante e acentuada redução de volume até à rotura do solo, que ocorre para uma deformação axial de 6,7%; seguidamente, verifica-se um ligeiro acréscimo volumétrico até atingir um valor residual.

Este comportamento é explicado pelas características físicas deste provete e que se encontram pormenorizadamente descritas na secção 6.2.2.1. O provete 7 foi seccionado na amostra vertical E06VC entre 1,12 e 1,30 m. Neste trecho ocorre um nível lodoso com matéria orgânica, cuja fração siltosa-argilosa é de 57% (silte 45,8% e argila 11,18%) e a fração arenosa é de cerca de 40%.

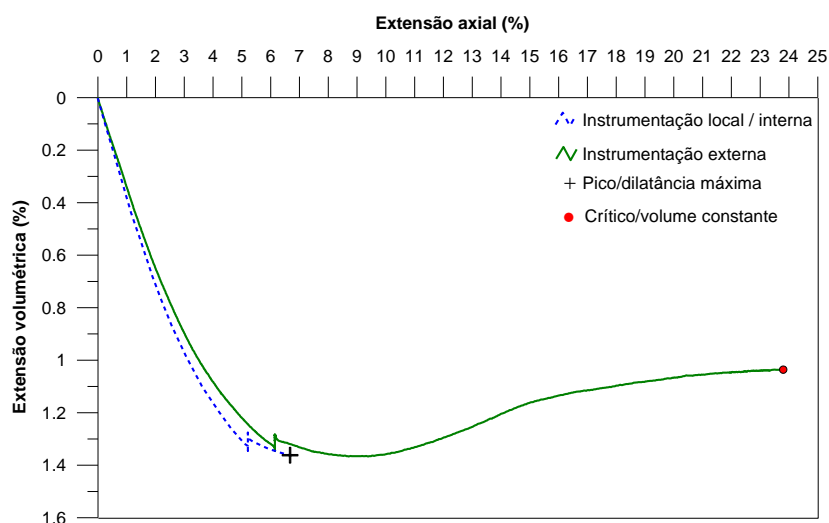


Figura 7.4 – Curva de extensão volumétrica / extensão axial do provete 7

c) Provete 8 (amostra E06VC entre 1,30 e 1,48 m)

Analisando a Figura 7.5, verifica-se que neste provete a instrumentação interna não teve capacidade para registar a tensão de desvio de pico, tendo esta sido estabelecida com base na instrumentação externa.

Identifica-se ainda que, para a grandeza das tensões registadas no ensaio, a diferença entre a instrumentação interna e externa é menor para as tensões mais baixas.

No presente ensaio foi também necessário proceder a ajustes devido à inversão do diferencial de tensões por limite da célula de carga.

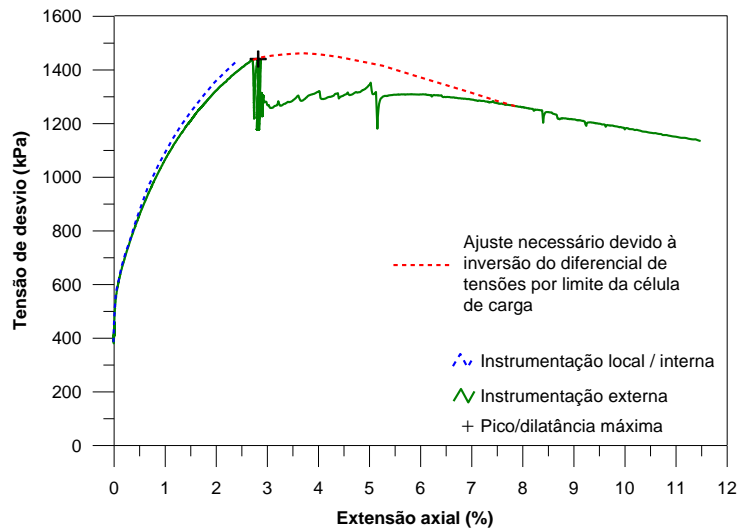


Figura 7.5 – Curva de tensão / deformação do provete 8

A tensão de desvio de pico para o presente ensaio é de 1439,2 kPa para apenas uma deformação axial de 2,7%. Devido ao provete não ter atingido o estado de volume constante, não foi determinado o valor residual da tensão de desvio.

A resposta volumétrica deste provete está expressa na Figura 7.6. Analisando o comportamento de ambas as curvas, regista-se um comportamento acentuadamente dilatante. O provete apresenta uma redução inicial de volume, para valores de deformação axial na ordem de 2%, a partir dos quais se verifica um acréscimo de dilatância; após a rotura do solo, o acréscimo volumétrico continua e acentua-se, o que indica que a resistência é do tipo estrutural e não pode ser indexada exclusivamente à resposta volumétrica, visto que a compacidade do sedimento é relativamente moderada. Constata-se também que a curva obtida pela instrumentação interna, quando comparada com a da externa, regista um maior aumento de volume para uma menor deformação axial.

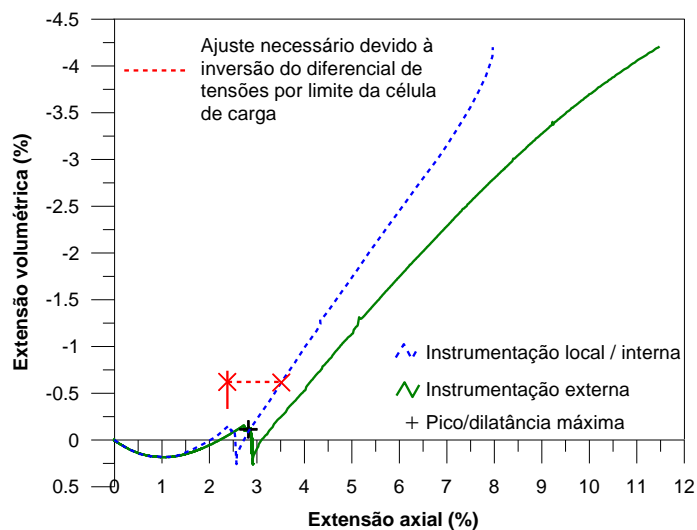


Figura 7.6– Curva de extensão volumétrica / extensão axial do provete 8

d) Provete 9 (amostra E06VC entre 1,48 e 1,66 m)

No ensaio realizado neste provete e comparando as curvas obtidas pela instrumentação interna e externa, identifica-se um comportamento semelhante ao do provete anterior; no entanto, a curva obtida pela instrumentação interna revela uma maior rigidez dos solos marinhos (Figura 7.7).

A tensão de desvio de pico é semelhante em ambas as curvas e é de cerca de 90 kPa; contudo, esta tensão é atingida para uma deformação axial de 1,4% na curva referente à instrumentação interna, enquanto que na curva relativa à instrumentação externa é obtida para uma deformação axial de cerca de 2,8%, ou seja, dupla.

Neste sentido, verifica-se no início do ensaio uma rigidez inicial, com um expressivo aumento da tensão de desvio com pequenos níveis de deformação axial. A tensão de desvio de pico considerada neste ensaio foi a registada através da instrumentação interna, e é de 92,3 kPa para uma deformação de 1,4 %.

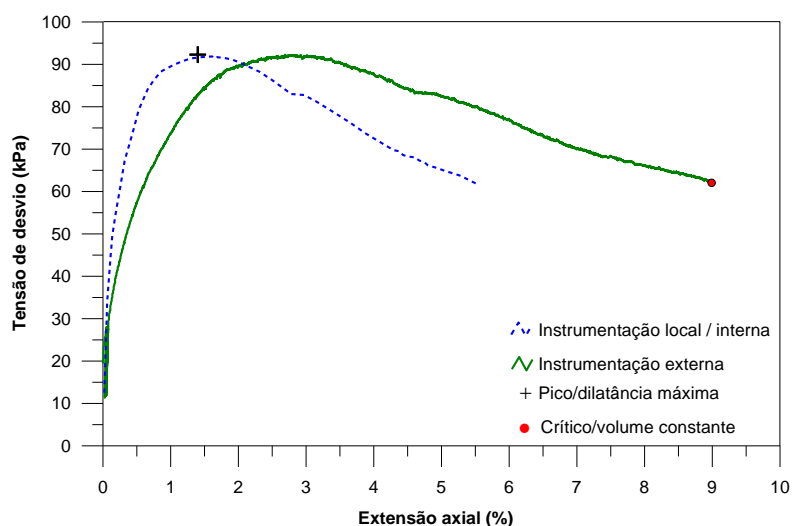


Figura 7.7 – Curva de tensão / deformação do provete 9

Na Figura 7.8 encontram-se representadas as curvas de extensão volumétrica / extensão axial obtidas através da instrumentação interna e externa.

Analisando ambas as curvas, regista-se que ambas têm o mesmo tipo de comportamento, mas a curva relativa à instrumentação interna mostra um comportamento mais dilatante que a obtida pela outra. Neste ensaio fica claramente evidente a diferença entre as técnicas de medição (interna vs externa).

O provete apresenta uma pequena redução inicial de volume, para valores de deformação axial inferiores a 0,25% e semelhante em ambas as curvas. Assim que o comportamento do solo passa de contrativo para dilatante, a diferença entre as curvas obtidas através dos dispositivos de instrumentação torna-se maior, como se pode ver na Figura 7.8.

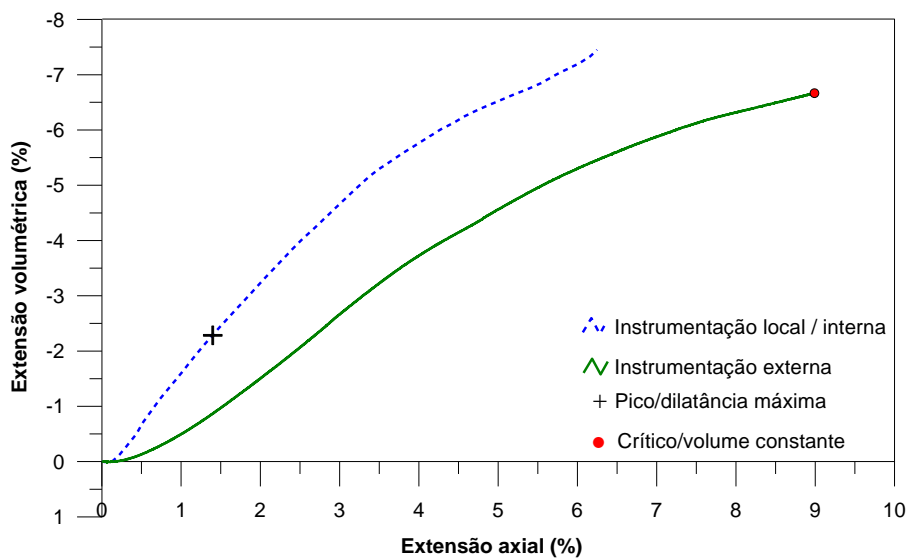


Figura 7.8 – Curva de extensão volumétrica / extensão axial do provete 9

e) Provete 10 (amostra E08VC entre 0,74 e 0,92 m)

O provete 10 foi seccionado da amostra vertical E08VC. Na Figura 7.9 apresentam-se as curvas de tensão/deformação obtidas através de instrumentação interna e de instrumentação externa, verificando-se uma ligeira diferença entre os dados de deformação obtidos por ambas. No entanto, a tensão de desvio de pico é semelhante em ambas as medições e para o mesmo nível de deformação axial.

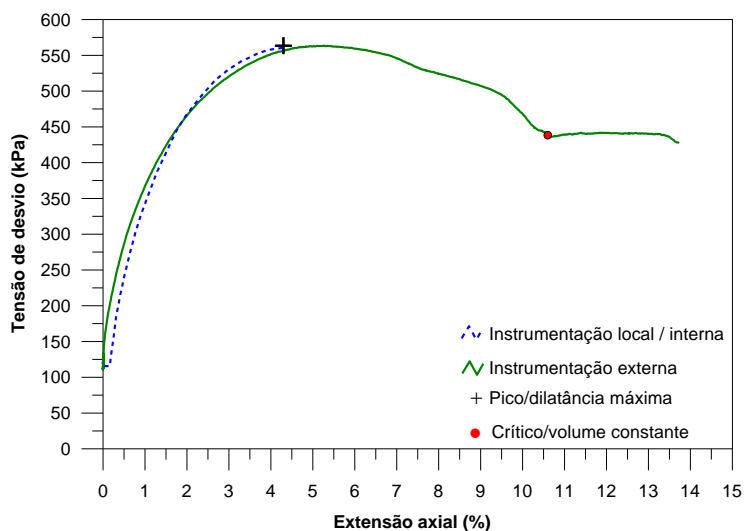


Figura 7.9 – Curva de tensão / deformação do provete 10

Assim, no provete 10, a tensão de desvio de pico considerada obtém-se da instrumentação interna e é de 563,4 kPa para uma deformação axial de 4,3%. Após o valor de pico, ocorre um decréscimo da tensão de desvio, ocorrendo a estabilização para um valor residual de 438,4 kPa correspondendo a uma deformação axial de 10,9%.

Relativamente às curvas de extensão volumétrica / extensão axial obtidas pela instrumentação interna e externa verifica-se que os solos marinhos deste provete sofrem uma redução inicial de volume para uma deformação axial de cerca de 1,2%, sendo o comportamento das curvas semelhante (Figura 7.10).

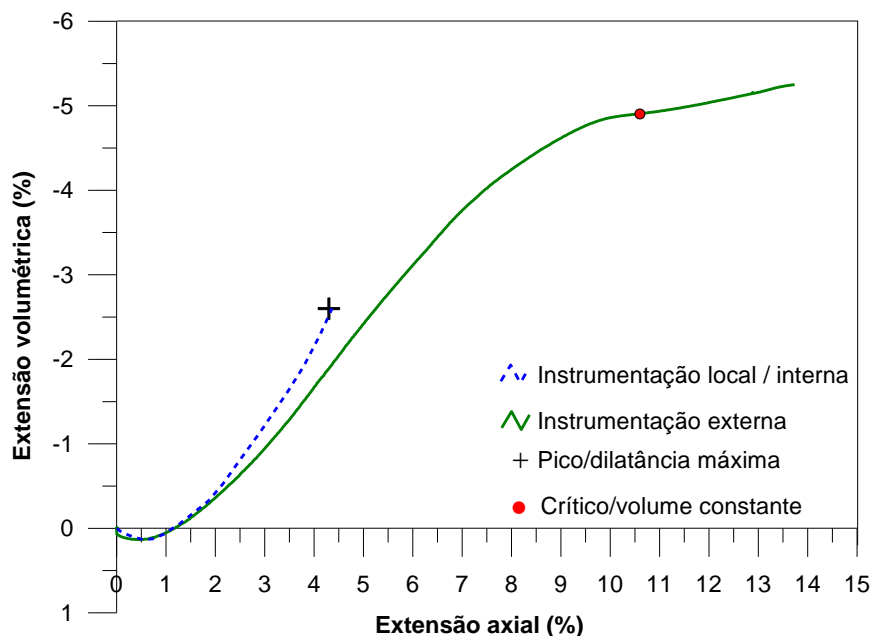


Figura 7.10 – Curva de extensão volumétrica / extensão axial do provete 10

Após esta redução inicial de volume verifica-se um comportamento acentuadamente dilatante até se atingir um valor máximo, e que é mais evidenciado no registo da instrumentação interna. Após a quebra das ligações cimentícias entre as partículas (coesão), verifica-se que a resistência provém da fricção entre partículas, que gera um aumento de volume do provete. Após a dilatância máxima, a resistência última do material é predominantemente friccional e encontra-se diretamente correlacionada com a natureza mineralógica das partículas e com o nível de tensões de contacto (Rowe, 1962).

f) Provete 11 (amostra E08VC entre 0,92 e 1,10 m)

O provete 11 foi seccionado da amostra vertical E08VC, à semelhança do provete 10. Na Figura 7.11 encontram-se as curvas de tensão/deformação obtidas pela instrumentação interna e externa.

Analisando-as, constata-se que têm praticamente o mesmo comportamento até se atingir a tensão de desvio de pico, sendo no entanto esta ligeiramente superior na curva obtida pela instrumentação interna.

Neste sentido, identifica-se no início do ensaio uma certa rigidez para um aumento expressivo da tensão de desvio e pequenos níveis de deformação axial. A tensão de desvio de pico considerada neste ensaio foi de 129,9 kPa para uma deformação de 3,9 %.

O campo de medida da instrumentação interna não tinha capacidade para abranger toda a deformação do provete durante o decorrer do ensaio, a análise tem de ser conjunta com a instrumentação externa. Neste sentido e após se registar a resistência de pico, verifica-se uma diminuição brusca da tensão de desvio (amolecimento), na ordem de 25 %, correspondente a um aumento de apenas 2% na deformação, seguida de uma estabilização para um valor residual de cerca de 90 kPa, atingido à deformação axial de, aproximadamente, 14,2 %.

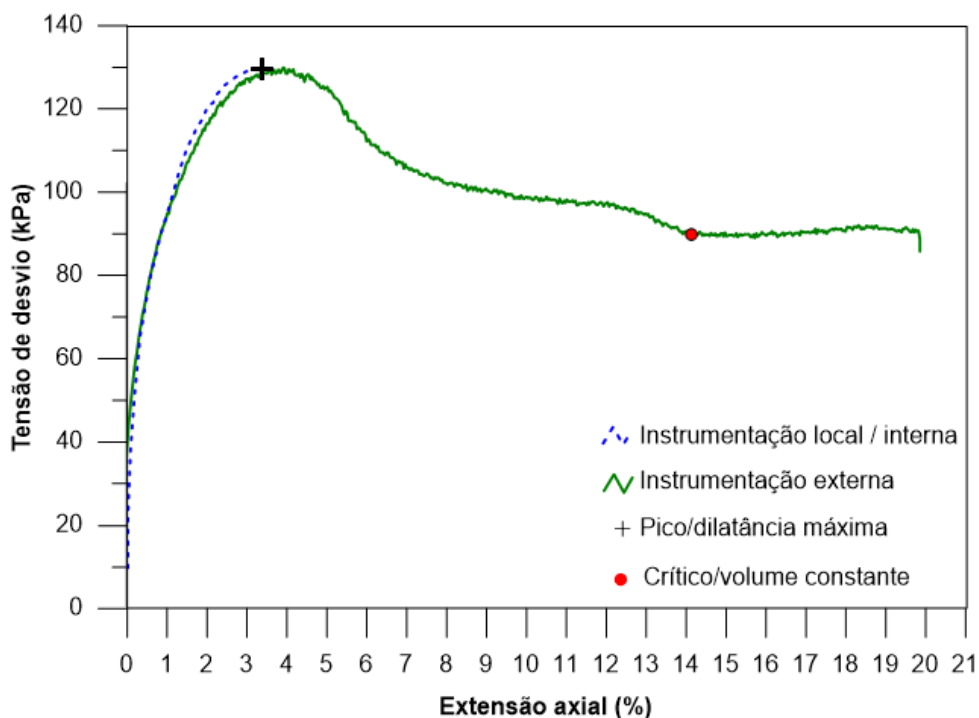


Figura 7.11 – Curva de tensão / deformação do provete 11

No que se refere à variação volumétrica (Figura 7.12) verifica-se também um comportamento acentuadamente dilatante.

O provete apresenta uma redução inicial de volume pequena, para valores de deformação axial inferiores a 0,5%, a partir dos quais se verifica um acréscimo rápido de dilatância até à rotura do solo; seguidamente, o acréscimo volumétrico continua, mas verifica-se um comportamento diferente entre as medições realizadas pela instrumentação, interna e externa.

A curva obtida pela instrumentação interna mostra que o comportamento dilatante se mantém até atingir um valor residual, enquanto que a curva correspondente à instrumentação externa revela um comportamento dilatante significativamente mais lento, até que atinge um valor residual.

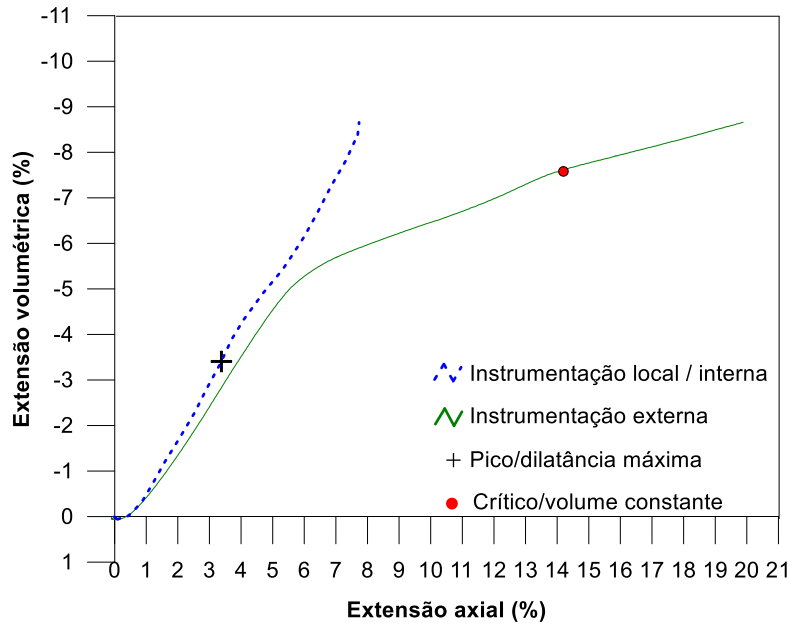


Figura 7.12 – Curva de extensão volumétrica / extensão axial do provete 11

g) Provete 12 (amostra E08VC entre 1,10 e 1,28 m)

Analisando as curvas de tensão / deformação desse provete (Figura 7.13), constata-se que têm praticamente o mesmo comportamento na domínio da deformação elástica e até atingir a tensão de desvio de pico, sendo no entanto, esta ligeiramente superior na curva traçada pela instrumentação interna.

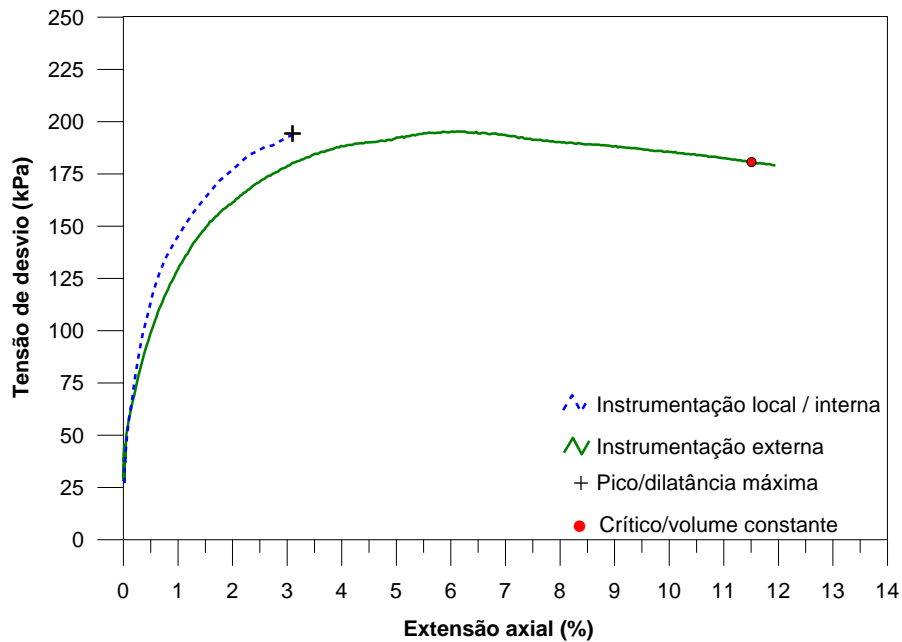


Figura 7.13 – Curva de tensão / deformação do provete 12

Assim, verifica-se no início do ensaio uma rigidez associada a um expressivo aumento da tensão

de desvio para pequenos níveis de deformação axial. A tensão de desvio de pico considerada neste ensaio é de 195,3 kPa para uma deformação de 3,1 %. Depois do valor de pico e analisando a curva de deformação referente à instrumentação externa (Figura 7.13), verifica-se uma ligeira diminuição da tensão de desvio, atingindo um valor residual de cerca de 180,7 kPa para uma deformação axial de 11,5 %.

A resposta volumétrica deste provete encontra-se expressa na Figura 7.14. Analisando ambas as curvas, identifica-se um comportamento acentuadamente dilatante. O provete apresenta uma redução inicial de volume, para valores de deformação axial na ordem de 1% segundo a instrumentação externa, enquanto que para a instrumentação interna esse valor é da ordem de 0,6%, a partir dos quais se verifica um acréscimo de dilatância. Após a rotura do solo, o acréscimo volumétrico continua, o que indica que a resistência é do tipo estrutural e não pode ser indexada exclusivamente à resposta volumétrica, visto que a compactidade do sedimento é relativamente moderada. Consta-se também que a curva obtida pela instrumentação interna, quando comparada à da outra instrumentação, apresenta um maior acréscimo de volume para uma menor deformação axial.

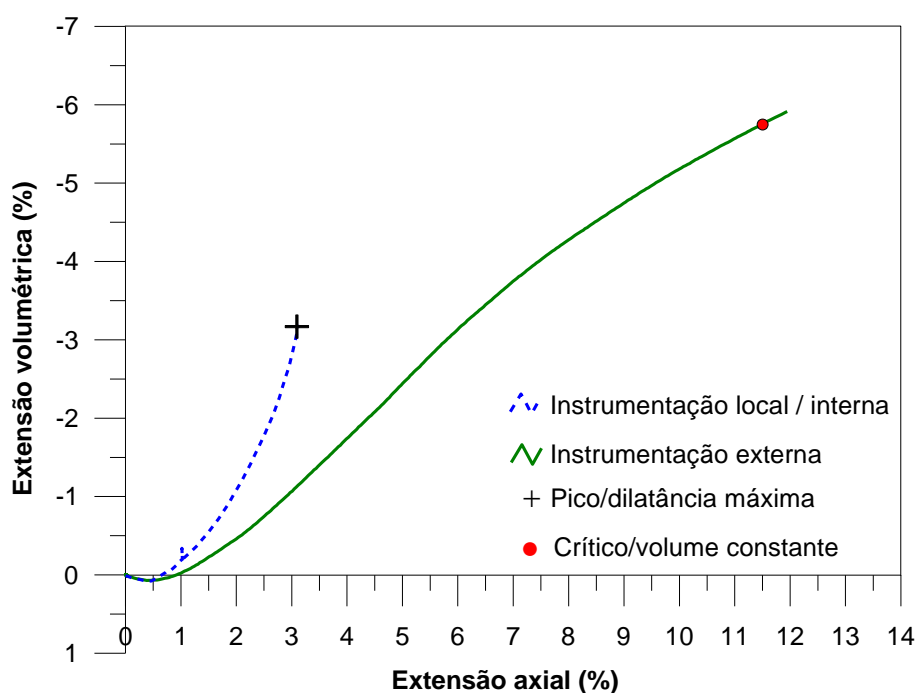


Figura 7.14 – Curva de extensão volumétrica / extensão axial do provete 12

h) Provete 13 (amostra E12VC entre 0,57 e 0,75 m)

Na Figura 7.15 encontram-se representadas as curvas de tensão/deformação obtidas no ensaio triaxial, através de instrumentação interna e externa. Da análise das curvas verifica-se que a relativa à instrumentação interna é ligeiramente mais rígida, na zona de deformação elástica dos solos marinhos. A tensão de desvio de pico é ligeiramente inferior e para uma menor deformação axial no registo da instrumentação interna relativamente à externa. Neste sentido, verifica-se, no

princípio do ensaio, uma rigidez inicial, com um expressivo aumento da tensão de desvio com níveis de deformação axial pequenos. A tensão de desvio de pico considerada neste ensaio foi de 556,2 kPa para uma deformação de 3,6%.

No presente ensaio e como referido anteriormente, as deformações do provete após a sua rotura foram analisadas através dos dados obtidos com a instrumentação externa. Nesse sentido e após se registar a resistência de pico, identifica-se uma diminuição brusca da tensão de desvio (amolecimento), na ordem de 40 %; correspondente a um aumento de apenas 3% na deformação, seguida de uma estabilização para um valor residual de cerca de 327,6 kPa atingido à deformação axial de aproximadamente 6,8 %.

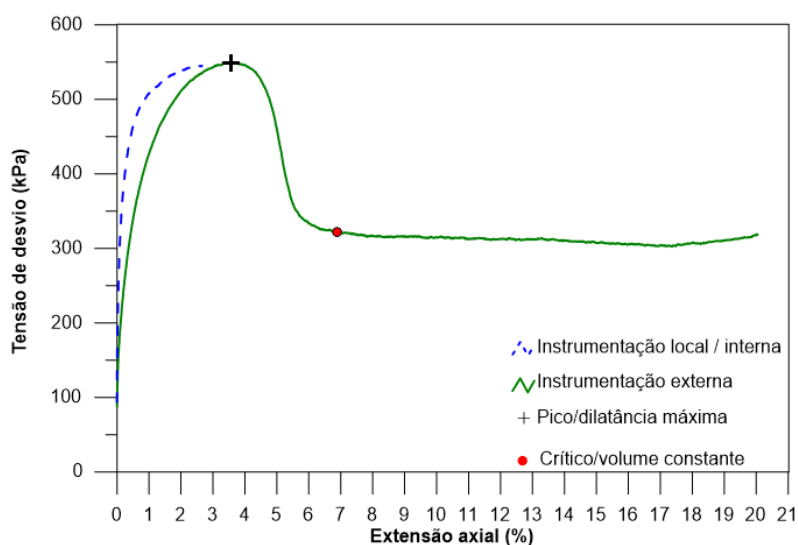


Figura 7.15 - Curva de tensão / deformação do provete 13

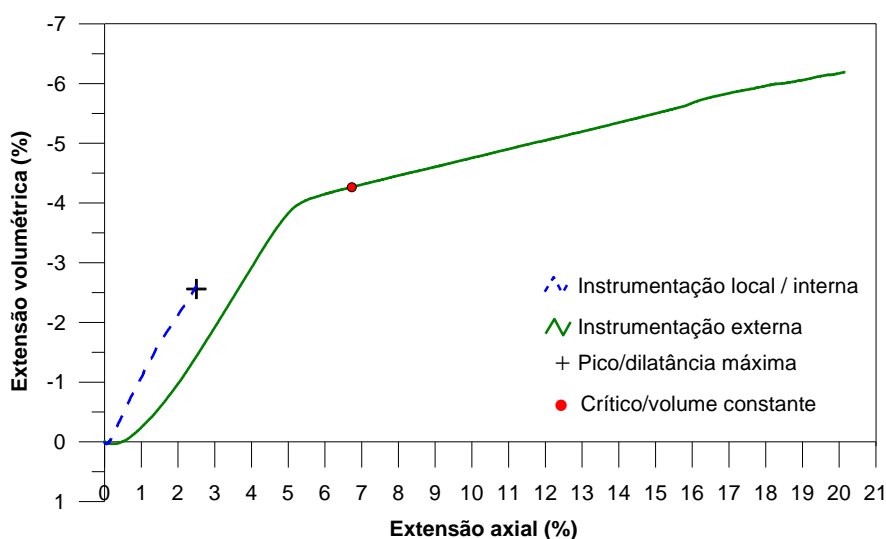


Figura 7.16 - Curva de extensão volumétrica / extensão axial do provete 13

Para a variação volumétrica (Figura 7.16) verifica-se um comportamento acentuadamente dilatante. O provete apresenta uma redução inicial de volume pequena, para valores de deformação axial inferiores a 0,5%, a partir dos quais se verifica um acréscimo rápido de dilatância até à rotura do solo; seguidamente, o acréscimo volumétrico continua, mas é significativamente mais lento, até que atinge um valor residual.

i) Provede 14 (amostra E12VC entre 0,75 e 0,93 m)

Durante a realização do presente ensaio verificou-se a avaria de um dos LVDTs axiais para medição das deformações internas do provete. Após análise dos resultados obtidos pelos restantes elementos da instrumentação interna (LVDT axial e LVDT radial) optou-se apenas por analisar os dados obtidos pela instrumentação externa.

A Figura 7.17 representa a curva de tensão/deformação registada pela de instrumentação externa e da sua análise constata-se que a tensão de desvio de pico é de 190,1 kPa para uma deformação axial de 3,1%. Após a resistência de pico, ocorre um ligeiro decréscimo da tensão de desvio, ocorrendo a estabilização para um valor residual de 167,9 kPa, que corresponde a uma deformação axial de 15,1%.

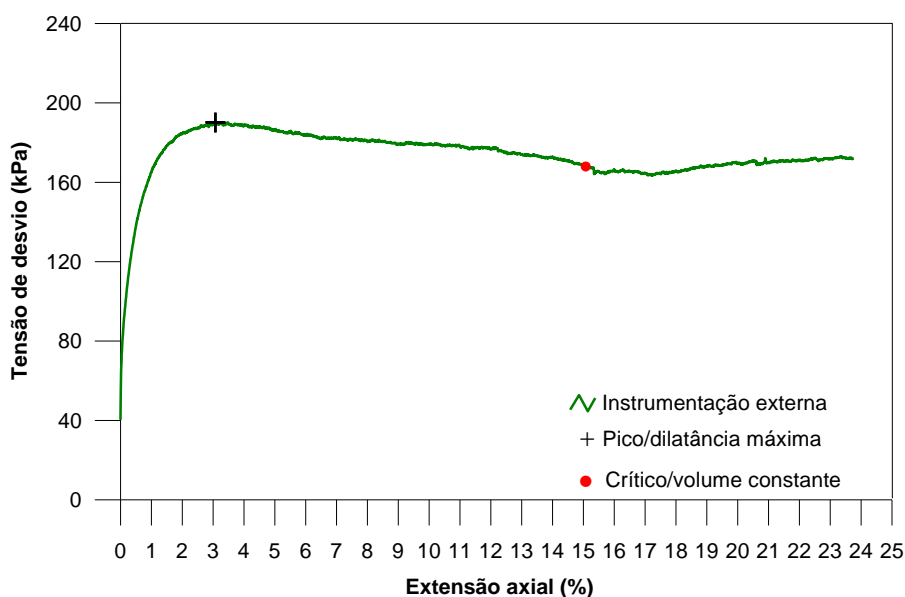


Figura 7.17 - Curva de tensão / deformação do provede 14

A análise da variação volumétrica (Figura 7.18) permite identificar um comportamento dilatante. O provete apresenta uma redução inicial de volume pequena, para valores de deformação axial inferiores a 1,0%, a partir dos quais se verifica um acréscimo de dilatância até à rotura do solo; seguidamente, o acréscimo continua, mas é significativamente mais lento, até que atinge um valor residual.

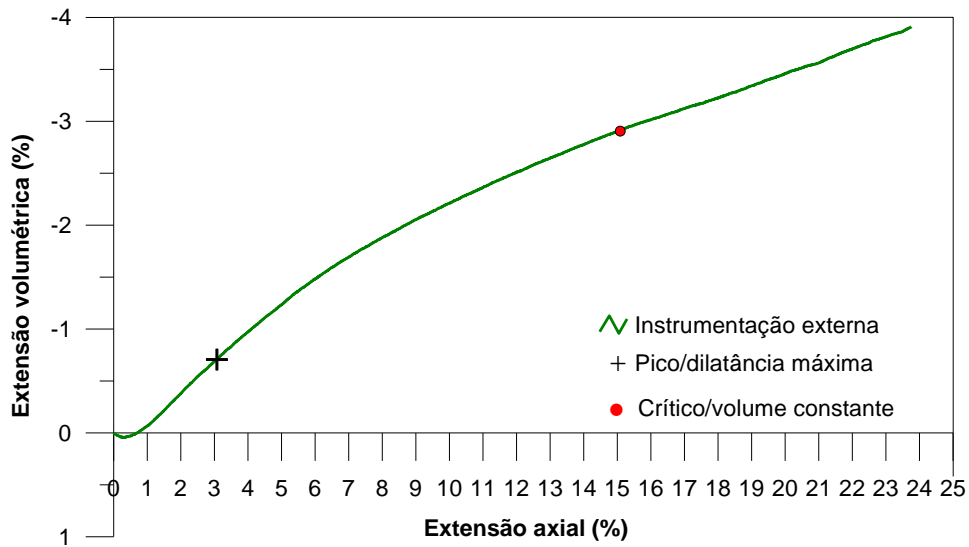


Figura 7.18 - Curva de extensão volumétrica / extensão axial do provete 14

j) Provete 15 (amostra E12VC entre 0,93 e 1,11 m)

A análise do provete 15 baseia-se exclusivamente nos dados obtidos pelo LVDT externo à câmara triaxial, devido à avaria de um dos LVDT's axiais da instrumentação interna.

A Figura 7.19 mostra a curva de tensão/deformação do ensaio triaxial através da instrumentação externa. Da análise da curva constata-se que este provete tem um comportamento menos rígido que os anteriormente analisados e descritos.

A tensão de desvio de pico, 573,4 kPa, é atingida para uma deformação de 7,4%. Após a rotura, ocorre um ligeiro decréscimo da tensão de desvio, ocorrendo a estabilização para um valor residual de 481,2 kPa correspondendo a uma deformação axial de 17,9%.

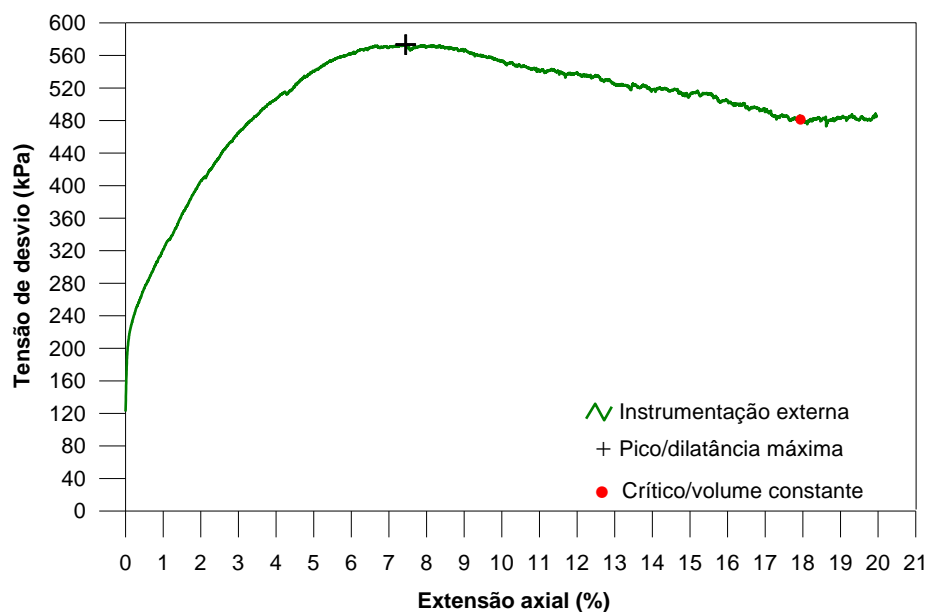


Figura 7.19 - Curva de tensão / deformação do provete 15

Analisando a curva relativa à resposta volumétrica (Figura 7.20) constata-se a existência de compressão do provete até cerca de 2,5% de deformação, seguindo-se uma estabilização até valores de 4,5%.

Após este valor verifica-se um aumento de volume, atingindo-se o ponto de rotura. Este comportamento é, provavelmente, explicado pelas características físicas deste provete, ou seja, os solos deste provete são areno cascalhentos com intercalações lodosas (SW-SM), com percentagens médias de 41,6% de cascalho, de 51,7% de areia e de 6,7% de finos.

Após a realização do ensaio triaxial, inspecionou-se o provete e constatou-se a existência de intercalações lodosas entre os solos areno-cascalhentos, que podem ser as responsáveis por aquele comportamento registado.

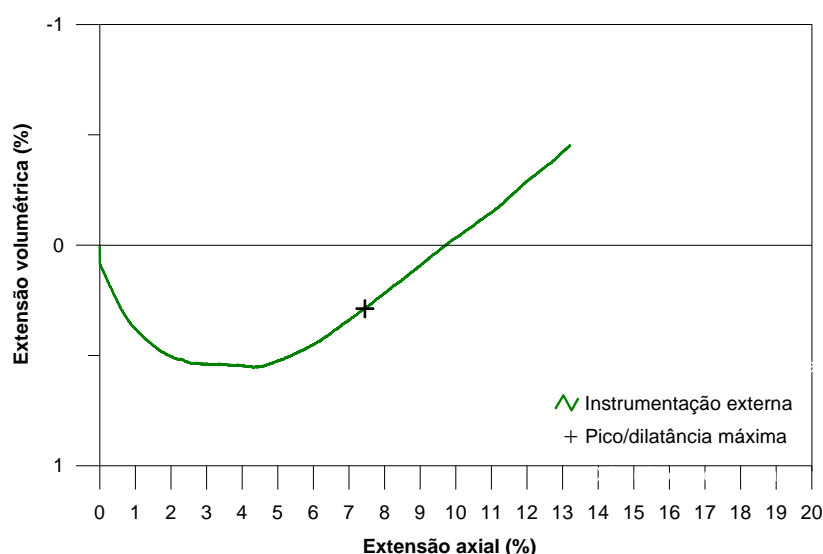


Figura 7.20 - Curva de extensão volumétrica / extensão axial do provete 15

As curvas de tensão/deformação apresentadas anteriormente permitem constatar que, no geral, se identifica uma tendência comum a todos os ensaios triaxiais analisados. Um exame detalhado destas curvas, evidencia que, de forma geral, o comportamento tensão - deformação dos solos analisados, pode ser descrito como sendo rígido inicialmente, aparentemente linear, até um ponto de plastificação bem definido, a partir do qual o solo experimenta deformações plásticas crescentes até à rotura. O comportamento após a rotura caracteriza-se por uma queda da tensão de desvio, mais intensa e rápida nos provetes P5, P11 e P13, e pela existência de um estado último, onde a tensão de desvio se aproxima de um valor residual estável, para deformações axiais crescentes.

Quanto à variação de volume/extensão axial todos os provetes, à exceção dos provetes 7 e 15, apresentam uma compressão inicial seguida de uma forte expansão até se atingir a rotura, que coincide com a dilatância máxima. Após este ponto, diminui o gradiente expansional e tende, no final, para um valor constante.

7.1.1.1. Parâmetros de resistência ao corte

A resistência ao corte de um solo é caracterizada pela resistência interna por unidade de área que essa massa de solo oferece a uma rotura por escorregamento ao longo de qualquer plano no seu interior (Das & Sobhan, 2010).

A determinação desta resistência nos solos marinhos da área em estudo é fundamental para a análise da capacidade de sustentação dos sistemas de fixação ao subsolo marinho das estruturas de produção de energia em *offshore*.

A determinação dos parâmetros de resistência ao corte dos solos saturados baseia-se nos critérios de rotura que se utilizam, sendo os mais usuais:

- a tensão de desvio de pico;
- a máxima razão das tensões efetivas principais;
- a deformação limite;
- o estado crítico e,
- o estado residual.

No presente trabalho optou-se por considerar os critérios de rotura mais convencionais, ou seja, a tensão de desvio de pico ou máxima. Quando as curvas de tensão-deformação não apresentam pico e a tensão de desvio continua a aumentar com o aumento das deformações, é adotado o critério da razão máxima entre as tensões efetivas principais. Por último, é também considerado o critério do estado residual para caracterizar as grandes deformações.

Na Tabela 7.3 apresentam-se os valores da rotura obtidos e correspondentes ao valor máximo da tensão de desvio ($\sigma_1 - \sigma_3$) de pico e residual para os 10 ensaios realizados e o módulo de descarga-recarga (pseudo-elástico) E_{dr} , calculado entre os vértices de histereses dos 5 ciclos de descarga-recarga, centrados no valor de $K_0 \cong 0,5$ para os sete provetes ensaiados na FEUP (P5, P7, P8, P9, P10, P11, P12).

Analisando a Tabela 7.3 constata-se que os módulos determinados entre os vértices dos ciclos de descarga-recarga (E_{dr}) são muito variáveis e encontram-se relacionados com as propriedades de cada provete. Relativamente às tensões de desvios conclui-se que estão diretamente relacionadas com o tipo de material de cada provete e com as tensões de consolidação efetivas aplicadas.

Na Tabela 7.4 apresentam-se os valores obtidos na medição das velocidades de ondas acústicas, para cada um dos provetes ensaiados na FEUP. Essas ondas não foram medidas nos provetes ensaiados no IH devido ao sistema triaxial não estar equipado com essa instrumentação.

Tabela 7.3 – Valores indicativos dos parâmetros de resistência

Amostras verticais	Provete	Tensão consolidação efetiva 1ª fase (kPa)	Tensão consolidação efetiva 2ª fase (kPa)	E_{dr}^* MPa	Pico		Volume constante	
					$(\sigma_1 - \sigma_3)_p$ (kPa)	ϵ_p %	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{cv}$ (kPa)	ϵ_{cv} %
E06VC	5	$\sigma'_{c0} = 40$	$\sigma'_{v0} = 80$ $\sigma'_{h0} = 40$	226,6	184,4	1,9	120,4	6,2
	7	$\sigma'_{c0} = 100$	$\sigma'_{v0} = 200$ $\sigma'_{h0} = 100$	687,4	242,6	6,7	237,9	23,8
	8	$\sigma'_{c0} = 410$	$\sigma'_{v0} = 820$ $\sigma'_{h0} = 410$	692,7	1439,2	2,7	**	**
	9	$\sigma'_{c0} = 20$	$\sigma'_{v0} = 40$ $\sigma'_{h0} = 20$	258,7	92,3	1,4	61,5	9,1
E08VC	10	$\sigma'_{c0} = 120$	$\sigma'_{v0} = 240$ $\sigma'_{h0} = 120$	253,4	563,4	4,3	438,4	10,9
	11	$\sigma'_{c0} = 20$	$\sigma'_{v0} = 40$ $\sigma'_{h0} = 20$	100,3	129,9	3,9	90,0	14,2
	12	$\sigma'_{c0} = 40$	$\sigma'_{v0} = 80$ $\sigma'_{h0} = 40$	124,7	195,3	3,1	180,7	11,5
E12VC	13	$\sigma'_{c0} = 120$	$\sigma'_{v0} = 240$ $\sigma'_{h0} = 120$	***	556,2	3,6	327,6	6,8
	14	$\sigma'_{c0} = 60$	$\sigma'_{v0} = 120$ $\sigma'_{h0} = 60$	***	190,1	3,1	167,9	15,1
	15	$\sigma'_{c0} = 240$	$\sigma'_{v0} = 480$ $\sigma'_{h0} = 240$	***	573,4	7,4	481,2	17,9

* Módulo determinado para $\sigma'_h = 0,5 \times \sigma'_{v0}$ ($k0 \approx 0,5$); ** Não atingiu o estado de volume constante (crítico); *** Módulo não determinado

Tabela 7.4 - Registo das ondas sísmicas no fim dos ciclos de descarga-recarga

Amostras verticais	Provete	Tensão consolidação efetiva 1ª fase (kPa)	Tensão consolidação efetiva 2ª fase (kPa)	Diâmetro (mm)	Altura (mm)	Volume (cm³)	Teor em água (%)	Peso volúmico seco (kN/m³)	Índice de vazios	Fim dos ciclos	
										V_p (m/s)	V_s (m/s)
E06VC	5	$\sigma'_{c0} = 40$	$\sigma'_{v0} = 80$ $\sigma'_{h0} = 40$	70,14	139,72	539,84	19,8	17,7	0,529	2029	180
	7	$\sigma'_{c0} = 100$	$\sigma'_{v0} = 200$ $\sigma'_{h0} = 100$	71,80	131,26	531,51	28,0	14,0	0,748	1777	196
	8	$\sigma'_{c0} = 410$	$\sigma'_{v0} = 820$ $\sigma'_{h0} = 410$	68,81	140,36	522,00	31,1	17,9	0,827	2239	383
	9	$\sigma'_{c0} = 20$	$\sigma'_{v0} = 40$ $\sigma'_{h0} = 20$	69,75	139,60	533,42	25,3	17,5	0,641	2032	194
E08VC	10	$\sigma'_{c0} = 120$	$\sigma'_{v0} = 240$ $\sigma'_{h0} = 120$	71,97	134,99	549,13	31,6	15,4	0,844	2027	229
	11	$\sigma'_{c0} = 20$	$\sigma'_{v0} = 40$ $\sigma'_{h0} = 20$	69,84	140,19	537,05	32,3	15,7	0,866	2117	152
	12	$\sigma'_{c0} = 40$	$\sigma'_{v0} = 80$ $\sigma'_{h0} = 40$	69,45	139,62	528,98	32,2	16,0	0,863	2096	197

Nesta última tabela apresentada incluem-se os valores das ondas acústicas medidas nos provetes após os ciclos de descarga-recarga. Estas medições servem para determinar os módulos de deformabilidade dinâmicos do solo a partir do coeficiente de *Poisson* e do módulo de distorção, podendo ser comparados com os valores das outras formas de determinar os módulos de deformabilidade. No entanto e como é do conhecimento geral, os módulos dinâmicos dão valores mais elevados, pois as deformações são muito pequenas.

7.1.1.2. Efeitos da tensão confinante

Para avaliar o comportamento tensão/deformação dos solos marinhos da área de estudo e sabendo que este é dependente da tensão de confinamento (Bishop, 1971; Baladi & Rohani, 1979), procede-se de seguida à análise da tensão efetiva normalizada, isto é, nos ensaios efetuados procedeu-se à normalização da tensão efetiva axial pela tensão efetiva de confinamento (σ'_1/σ'_3).

Com esta análise pretende-se examinar o comportamento progressivo do material sob a influência da tensão confinante (σ_3), visto que:

- para valores mais elevados de σ_3 , o pico normalizado tende a ser ligeiramente menor;
- a tensão normalizada na condição última é independente de σ_3 , e
- o aumento de volume é menor para valores mais elevados σ_3 .

Na Figura 7.21 encontram-se representadas as curvas da variação da tensão efetiva normalizada (σ'_1/σ'_3), em função da extensão axial para os provetes 5, 8 e 9, obtidas pela instrumentação externa.

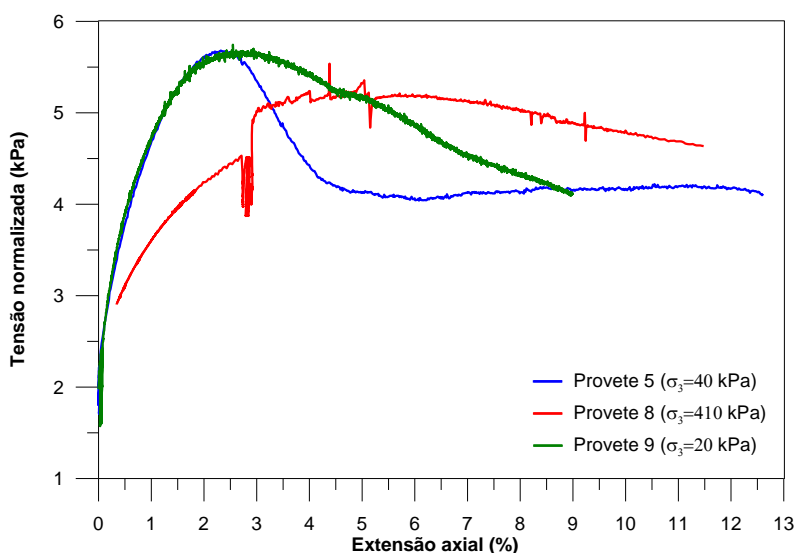


Figura 7.21 – Curvas da tensão normalizada vs extensão axial dos provetes 5, 8 e 9

De acordo com as Tabelas 7.3 e 7.4, os provetes 5, 8 e 9 foram submetidos durante os ensaios a tensões de confinamento efetivas de 40, 410 e 20 kPa, respetivamente.

De acordo com esta informação e analisando a Figura 7.21, onde se representa a razão entre as tensões efetivas principais em função da deformação axial, é possível constatar que, para as tensões efetivas de consolidação mais baixas, de 20 e 40 kPa, a razão máxima entre as tensões efetivas principais é semelhante em ambos os provetes (provetes 8 e 9) e que para a tensão efetiva de consolidação de 410 kPa (provete 8) a razão máxima entre as tensões efetivas principais é significativamente menor.

Os provetes 10 a 14 foram submetidos durante os ensaios a tensões de consolidação efetivas de 120, 20 e 40, 120 e 60 kPa, respetivamente, Tabelas 7.3 e 7.4.

De acordo com esta informação e analisando a Figura 7.22, onde se encontra representada a razão entre as tensões efetivas principais em função da deformação axial, é possível constatar que as curvas para os provetes 11 e 13 manifestam, ainda, uma evidência de rotura por pico e, conseqüentemente, um amolecimento para valores normalizados de resistências próprias do estado crítico. Para as tensões de consolidação efetivas de 40 e 120 kPa, as curvas denotam uma tensão normalizada semelhante, ligeiramente superior para a tensão de consolidação efetiva de 40 kPa. Para o provete 14, a curva da tensão normalizada apresenta um valor inferior ao esperado, que poderá estar correlacionado com a heterogeneidade das partículas constituintes deste provete, Tabela 7.2.

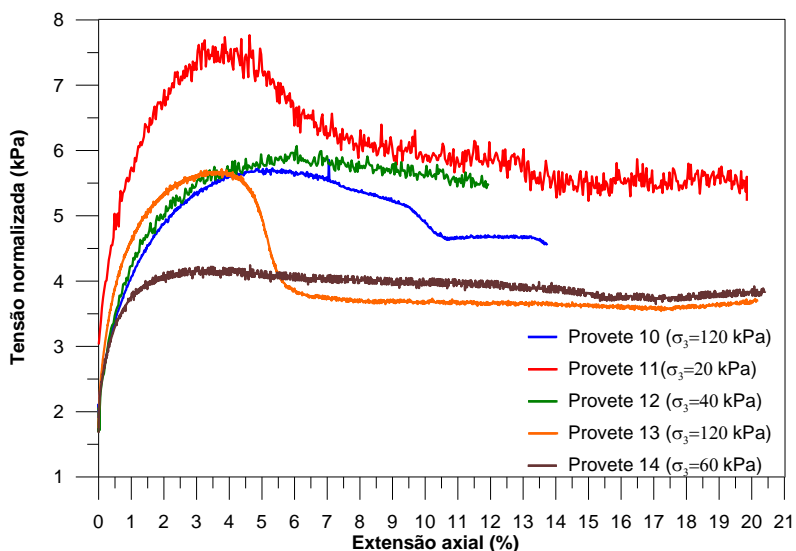


Figura 7.22 – Curvas da tensão normalizada vs extensão axial dos provetes 10 a 14

Com base na análise das Figuras 7.21 e 7.22, constata-se o seguinte:

- na condição última não se verifica o efeito da tensão efetiva de confinamento, já que a tensão normalizada é independente desta e as curvas denotam um amolecimento para valores normalizados de resistência próprias do estado crítico.
- há uma ligeira tendência para valores mais elevados da razão (σ'_1/σ'_3) para tensões de consolidação menores, representativo da maior reserva estrutural naqueles níveis.
- esta análise salienta a influência que a tensão efetiva de consolidação tem no processo

de desestruturação dos solos, visto que as maiores tensões efetivas de confinamento provocam uma compressão maior das partículas, esmagando os cantos angulosos e podendo até fragmentá-las, acarretando que o respectivo efeito de embricamento decresça com o aumento das tensões efetivas de consolidação, como descrito em Lambe & Whitman (1969).

7.1.1.3. Parâmetros de rotura

A mobilização da resistência ao corte de um solo pode ser entendida como a contribuição de três componentes: i) a coesão, que inclui a cimentação natural e/ou as ligações entre partículas; ii) e iii) a dilatância e o atrito, são difíceis de separar, mas que são ambas funções diretas da tensão efetiva normal atuante no plano de corte (Prietto, 2004). A coesão é predominante nos níveis mais baixos da deformação e à medida que esta aumenta, as ligações cimentícias/coesivas começam, de forma gradual, a quebrar e verifica-se um aumento, também progressivo, da resistência friccional, e que nas grandes deformações é inteiramente friccional (*op. cit.*).

Os parâmetros de rotura podem ser determinados através do critério de rotura de Mohr-Coulomb e/ou da trajetória de tensões. Nesta investigação optou-se por determinar estes parâmetros através da trajetória de tensões, de acordo com o estabelecido por Lambe (1967).

Os provetes 7 e 15 não foram considerados nesta análise devido às suas características físicas, que são únicas dentro dos 10 provetes escolhidos para análise. O provete 7 corresponde a um sedimento argilo arenoso (CL), enquanto que o provete 15 corresponde a um sedimento areno cascalhento com intercalações lodosas (SW-SM).

Nas Figuras 7.23 e 7.24 encontram-se representados os gráficos relativos aos pontos para representar o final da trajetória de tensões (q - p') e a envolvente de rotura de pico dos respetivos ensaios, para os provetes 5, 8 e 9 (Figura 7.23) e para os provetes 10, 11, 12, 13 e 14 (Figura 7.24).

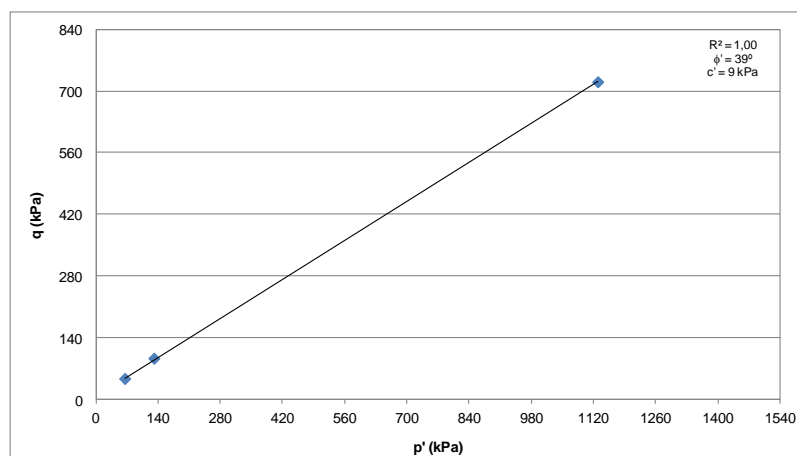


Figura 7.23 – Diagrama q - p' do provetes 5, 8 e 9

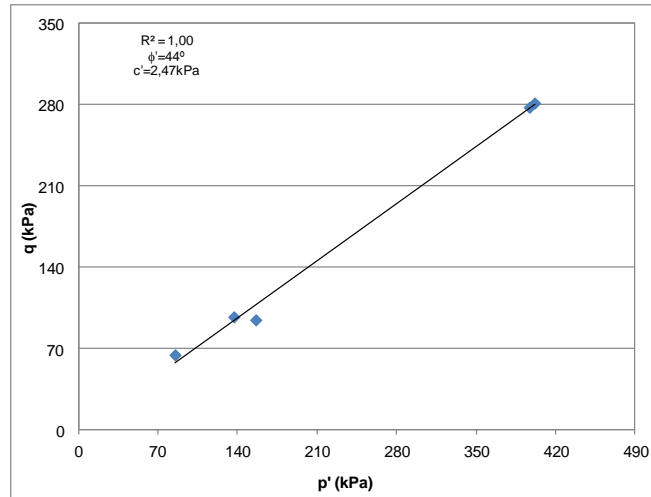


Figura 7.24 – Diagrama q-p' do provetes 10, 11, 12, 13 e 14

Na Figura 7.25 encontra-se representado o gráfico relativo aos pontos para representar o final da trajetória de tensões (q-p') para os provetes 5 e 9 e a envolvente para determinação do ângulo de resistência ao corte crítico (ϕ'_{vc}). O provete 8 não foi considerado nesta análise por não ter atingido o volume constante.

Na Figura 7.26 encontra-se representado o gráfico relativo ao trajetória de tensões (q-p') para os provetes 10, 11, 12, 13 e 14 e a envolvente para determinação do ângulo de resistência ao corte crítico (ϕ'_{vc}).

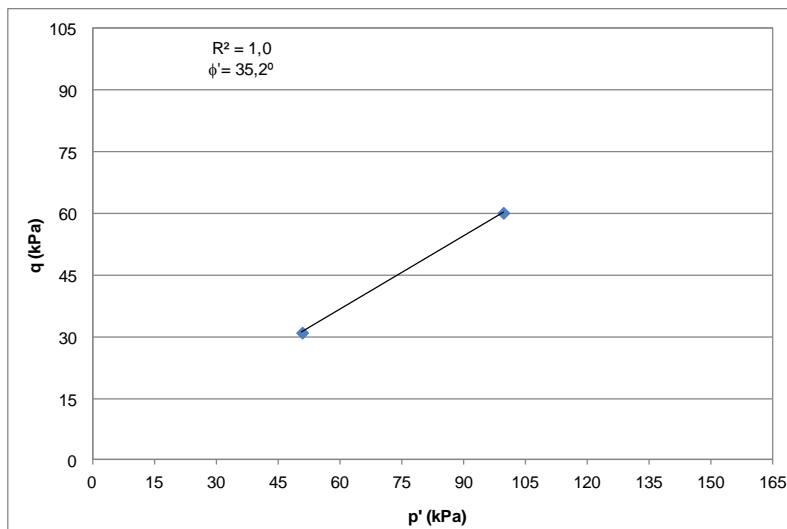


Figura 7.25 – Diagrama q-p' do provetes P5 e P9 para determinação do ângulo de resistência ao corte crítico

Com base nos resultados obtidos para o ângulo de resistência ao corte na rotura ($q_{m\acute{a}x}$) e o ângulo de resistência ao corte crítico e na expressão apresentada por Bolton (1996), determinou-se a dilatância para os provetes analisados.

A Tabela 7.5 resume os parâmetros de resistência dos provetes ensaiados nesta investigação, bem como os parâmetros resistentes dos solos arenosos publicados em estudos de referência.

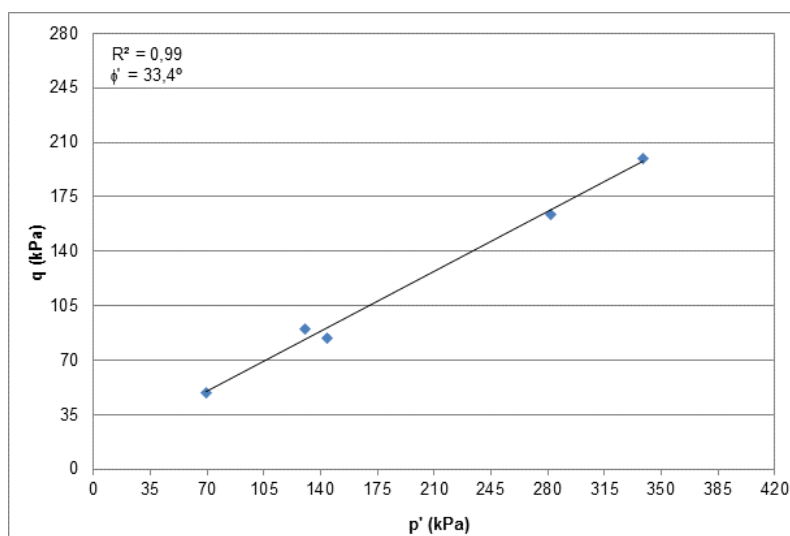


Figura 7.26 - Diagrama q-p' do provetes 10, 11, 12, 13 e 14 para determinação do ângulo de resistência ao corte crítico

Tabela 7.5 – Parâmetros de rotura dos provetes analisados e de solos arenosos publicados em estudos de referência

Ensaio / autor	ϕ'_p (°)	ϕ'_{cv} (°)	c'_p (kPa)	ψ (°)	USCS	γ (kN/m ³)
Provetes 5, 8 e 9	39	35,2	9,0	6,0	SP	17,4
Provetes 10, 11, 12, 13 e 14	44	33,4	2,3	15,6	SP-SM	16,3
Bizarro <i>et al.</i> (2012)	31,0	31,0	18,8	-	SP	15,7
	44,3	44,3	0,8		GW	19,2
TRI-AS-R-1 (Prietto, 2004)	35	34	9,9	-	-	-
Areia <i>Kinmen</i> (Lee, 2003)	38	-	-	14	SP	15,8
Areia <i>Hsinshih</i> (Lee, 2003)	41	-	-	24	SP-SM	16,1
Areia <i>Jiangjiun</i> (Lee, 2003)	42	-	-	21	SP-SM	17,4
Areia de <i>Ottwa</i> (Lee, 2000)	42	-	-	-	SP	17,0
Areia RMC (Lee, 2000)	39	-	-	21	SP	16,4
Areia de <i>Houstan</i> (Schanz & Vermeer, 1996)						
Analisada por IGS	41,9	34,8	-	13,3	-	16,3
Analisada por IMG	40,1	35,7		14,0		

Os resultados dos ângulos de resistência ao corte efetivos de pico (ϕ'_p), residual (ϕ'_{cv}) e a coesão efetiva (c') dos provetes de solos analisados nesta investigação são, globalmente, consistentes com os publicados em obras de referência, referidas na tabela 7.5. De referir também que os ângulos determinados através dos gráficos q-p' apresentam uma excelente correlação estatística ($r > 0,98$) e estão de acordo com o especificado na parte 2 da NP ENV 1997-2:2006.

De acordo com Bolton (1986), o ângulo de resistência ao corte no estado crítico reflete, principalmente, a mineralogia dos sedimentos. Nos provetes analisados na presente investigação (Tabela 7.5) verifica-se que aquele o ângulo é de $35,2^\circ$ e $33,4^\circ$, valores muito próximos do reportado por Bolton (1986) para provetes compostos por partículas de quartzo (33°).

7.1.1.4. Módulo de deformabilidade

A utilização do método dos elementos finitos para a análise e simulação do comportamento dos solos quando sujeitos a determinado tipo de obras veio requerer uma análise rigorosa das relações tensão/deformação dos solos de modo a que estas simulações se aproximem do comportamento que os solos terão na realidade.

Os módulos de deformação utilizados nestes métodos necessitam, por isso, de representar o comportamento real do solo. A determinação destes módulos através de ensaios laboratoriais, nomeadamente os ensaios de compressão triaxial, tem influência direta na determinação do módulo de deformação.

As fases de consolidações isotrópicas e anisotrópicas têm, no geral, efeitos sobre os solos analisados, isto é, o aumento da tensão efetiva de consolidação tende a diminuir os poros do solo, o que tende a aumentar a rigidez inicial da amostra. Contudo e por outro lado, este aumento da tensão de consolidação tende a quebrar as ligações cimentícias/ adesão entre as partículas, o que provoca uma diminuição da rigidez inicial (Carvalho, 2012). Para além disso, as consolidações anisotrópicas podem provocar um alinhamento das partículas. O balanço entre os efeitos das consolidações pode causar um maior ou menor módulo de deformação.

Os módulos de deformação determinados pela instrumentação externa tendem a ser inferiores aos reais devido, principalmente, ao deficiente paralelismo das faces dos provetes e à deformação dos componentes mecânicos adjacentes ao provete (Baldi *et al.*, 1988; Gordon, 2007), o que, segundo Campos & Marinho (1986) se reflete principalmente no módulo tangente inicial.

De acordo com Fernandes (2011), este módulo não tem uma definição consistente para as pequenas deformações, por se situar no início da curva de tensão-deformação e esta se encontrar ainda mal definida. De acordo com Fonseca (1996), estas diferenças mantêm-se também nos módulos secantes intermédios, sendo tanto mais significativas quanto menores forem as tensões de confinamento.

Por estes motivos, e pelos níveis de tensão a aplicar pela âncora no subsolo marinho, optou-se por determinar os módulos de deformação secante para 50% da tensão de desvio máxima (q máx), e que incidiram sobre as curvas de tensão/deformação obtidas através da instrumentação interna em cada um dos provetes analisados.

Na Tabela 7.6 encontram-se registados os módulos de deformação secantes e o coeficiente de *Poisson* para todos os provetes ensaiados. Os resultados obtidos no presente estudo (Tabela 7.6) são, globalmente, consistentes com os publicados em obras de referência (Das & Sobhan, 2010; Prietto, 2004; Obrzud & Truty 2012), enquanto que os coeficientes de *Poisson* para alguns dos provetes são inferiores ao esperado.

Neste sentido, os dados obtidos nos ensaios triaxiais efetuados para o presente estudo podem-se considerar validados, sendo as pequenas diferenças obtidas resultantes das especificidades dos solos analisados.

Tabela 7.6 – Módulos de deformação e coeficiente de Poisson dos provetes ensaiados e publicados em estudos de referência.

Amostras verticais		E_{50} (MPa)	ν
E06VC	Provete5	28,8	0,22
	Provete 7	16,9	0,34
	Provete 8	293,3	0,33
	Provete 9	15,9	0,30
E08VC	Provete 10	58,5	0,28
	Provete 11	22,8	0,31
	Provete 12	19,9	0,24
E12VC	Provete 13	97,9	0,23
	Provete 14	67,2	0,29
	Provete 15	45,6	*
Cascalhos/areia bem graduada (GW, SW) (Obrzud & Truty 2012)		80 - 160	-
Areia (SP) (Obrzud & Truty 2012)		30 - 50	-
Areia/ cascalho siltoso (GM, SM) (Obrzud & Truty 2012)		12 - 20	-
Areia solta (Das & Sobhan, 2010)		10,35 – 24,15	0,2 – 0,4
Areia siltosa (Das & Sobhan, 2010)		10,35 – 17,25	0,2 – 0,4
Areia medianamente compacta (Das & Sobhan, 2010)		17,25 – 27,60	0,25 – 0,4
Areia compacta (Das & Sobhan, 2010)		34,5 – 55,2	0,3 – 0,45
Areia e cascalho (Das & Sobhan, 2010)		69,0 – 172,5	0,15 – 0,35
TRI-AS-R-2 (Prietto, 2004)		20,3 – 84,4	-

* Não determinado

7.2. Sumula: modelo 3D

A sintetização da informação geológica e geotécnica associada aos parâmetros de engenharia (resistência e deformabilidade) resulta no modelo geomecânico que se ilustra na Figura 7.27, com vista de SW para NE.

A sua forma simplificada permite representar a fácies geológica e as características físicas e mecânicas dos depósitos sedimentares da área investigada. Este modelo simplificado serve de base para a análise, através de métodos numéricos (MEF), da interação entre uma âncora de arraste e o subsolo marinho onde se encontra fixa (ver capítulo seguinte).

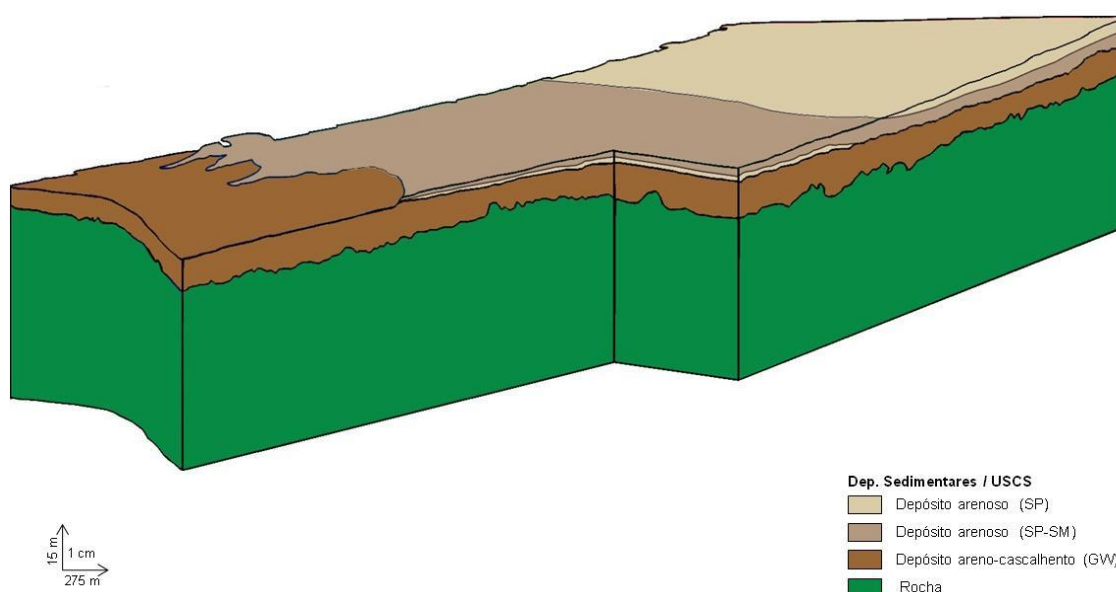


Figura 7.27 – Modelo geomecânico simplificado para a área de estudo

Da análise do modelo geomecânico apresentado, verifica-se o seguinte:

- De acordo com a terminologia do sistema unificado de classificação de solos para fins de engenharia e dos dados apresentados na caracterização geotécnica, as unidades sedimentares mais representativas são as areias mal graduadas (SP), as areias siltsas mal graduadas (SP-SM) e os cascalhos arenosos (GW);
- Os tipos de areia mais representativos da área investigada (SP e SP-SM) foram analisados através de ensaios de compressão triaxial com consolidação anisotrópica (CK_0D), tendo-se constatado que as areias SP-SM apresentam características mecânicas mais resistentes que as areias SP. Os respetivos parâmetros encontram-se descritos nas secções anteriores do presente capítulo, nas Tabelas 7.5 e 7.6.

8. CAPACIDADE DE SUSTENTAÇÃO DE ÂNCORAS DE ARRASTE NO *OFFSHORE* ARENOSO PORTUGUÊS – UM CONTRIBUTO

Tendo em conta as características fisiográficas, ambientais e geotécnicas da área em estudo (ver Capítulos 3, 5 e 6), considera-se que o sistema de fundeamento em catenária é o adequado para fixar os dispositivos flutuantes de aproveitamento da energia das ondas e/ou das plataformas flutuantes de torres eólicas, já que permite a sua operação normal e assegura as condições de segurança necessárias e obrigatórias destes projetos.

Por outro lado, apresenta também vantagens relativamente ao sistema *tau-leg* (ver secção 2.3), ao permitir utilizar sistemas de fixação ao subsolo marinho mais simples e baratos, com menor complexidade e custos de instalação, uma vez que utiliza navios pequenos, *anchor-handling vessel* (AHV), para a realização de todo o trabalho em *offshore*.

Os sistemas de fundeamento dos dispositivos flutuantes para produção de energia renovável (ondas e eólica) são compostos pelas linhas de amarração e pelos pontos de fixação ao subsolo marinho (ver secção 2.3). A sua capacidade de sustentação encontra-se diretamente dependente das características do subsolo, da geometria, do peso e profundidade de instalação dos sistemas de fixação e, ainda, das características das linhas de amarração utilizadas (cabo ou amarra de aço).

Considerando os sistemas de fixação ao subsolo marinho que se propõe estudar (âncoras de arraste), a previsão da profundidade de instalação e a respetiva capacidade de sustentação são mais imprevisíveis e apresentam maiores incertezas, relativamente a outros sistemas de fixação, tais como as estacas convencionais, as estacas de sucção e as âncoras SEPLA.

No entanto e com base na informação geológica e geotécnica real obtida para área em estudo e descrita nos Capítulos 5 a 7, analisa-se em seguida a capacidade de sustentação última (UHC) da âncora de arraste Stevpris MK5 fixa nos solos arenosos desta área da plataforma continental portuguesa, recorrendo a métodos numéricos (MEF).

De acordo com o referencial API RP 2SK:2005, os MEF são considerados, dos métodos disponíveis, os mais rigorosos na análise de problemas complexos, incluindo as interações solo-estrutura. Estes métodos permitem encontrar os estados limites últimos sem que seja necessários partir de pressupostos / hipóteses assumidas pelos utilizadores (*op. cit.*).

A validação dos resultados obtidos pelo MEF num *software* comercializado é efetuada seguidamente por comparação com os valores dos métodos empíricos utilizados e divulgados pelo fabricante deste modelo de âncora (Vryhof, 2010).

Os cálculos e o modelo proposto referem-se às cargas aplicadas tracionando a manilha da

âncora, não tendo sido consideradas as ações das linhas de amarração, nomeadamente as exercidas pelo peso de toda a linha (cabos de aço e amarra) e pelo atrito entre a amarra e o subsolo marinho.

8.1. Premissas de cálculo

8.1.1. Abordagem de cálculo

A abordagem de cálculo proposta baseia-se na análise da capacidade de sustentação de âncoras (UHC) de arraste em solos arenosos através de métodos numéricos, de acordo com o definido na NP EN 1997-1:2010 e na DNV OS-E301:2010, e assumindo um estado plano de deformação.

Conforme o estabelecido para Portugal, a verificação dos estados limites últimos (ELU) de rotura / deformação excessiva da estrutura (STR) e de rotura do terreno (GEO) em situações persistentes ou transitórias são os mais relevantes, por estarem presentes na maioria dos projetos de engenharia. A verificação destes estados limites deve ser realizada através da abordagem de cálculo 1 com a combinação 2.

O estado limite STR respeita à capacidade resistente dos elementos estruturais e que, no presente caso, são as linhas de amarração e respetivas âncoras.

O estado limite GEO refere-se à capacidade resistente do terreno e que deverá ser suficiente para suportar os carregamentos impostos pelas ações ambientais extremas (DNV OS-E301:2010).

No presente trabalho será apenas analisado o estado limite GEO, porque é o que se enquadra nos objetivos estabelecidos e parte-se do pressuposto que o estado limite STR dos elementos estruturais (linhas de amarração e âncoras de arraste) são assegurados pelos fabricantes e que são suficientemente rígidos para que se possa analisar o estado GEO sem a sua influência.

De acordo com os referenciais acima citados e para a verificação dos ELU em que sejam tidas em conta as capacidades resistentes devem-se aplicar coeficientes de segurança parciais. No modelo proposto no presente estudo foram aplicados os coeficientes parciais, combinação 2, para as ações e para as propriedades do terreno, de acordo com o estabelecido no EC7 (NP EN 1997-1:2010).

8.1.2. Características do sistema de fundeamento

O caso de estudo proposto, que analisa as interações entre a âncora de arraste e o subsolo marinho, baseia-se na simulação do fundeamento de um dispositivo flutuante de conversão da energia, em tudo semelhante ao projeto *Windfloat* (ver secção 2.2), a realizar na área em estudo. Escolheu-se este dispositivo porque existiam publicadas informações necessárias para a modelação.

A distribuição angular e o comprimento das linhas de amarração em redor do dispositivo flutuante teve em consideração as características ambientais dominantes naquela zona da plataforma continental Portuguesa, bem como o modelo G&G descrito anteriormente (ver Capítulo 6). Estas características do ambiente marinho condicionam a forma como o dispositivo vai responder ao forçamento físico nas várias direções de incidência, nomeadamente pela ondulação e vento predominantes de NW e SW, e correntes, nomeadamente as *longshore*.

Neste sentido, para os cálculos a empreender, considerou-se o padrão de fundeamento representado na Figura 8.1. Assim, a área de implantação situa-se entre as batimétricas de 35 e 50 m, localizada em solos arenosos (ambiente marinho) e com uma orientação das linhas de amarração de maior comprimento de NW e SW e as de menor comprimento com orientação de NE e SE.

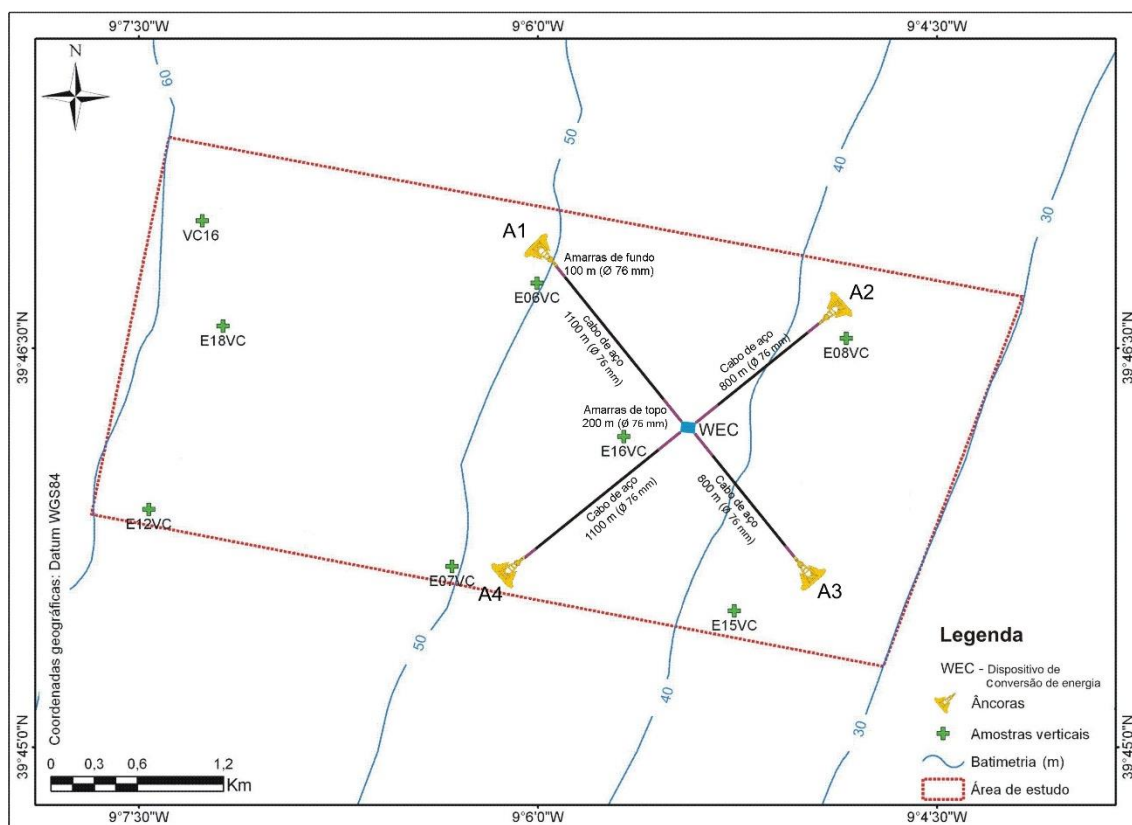


Figura 8.1 – Padrão de fundeamento das âncoras (A) para um dispositivo WEC na área estudada

Os dados referentes ao sistema de fundeamento são reais e são semelhantes aos utilizados no fundeamento do dispositivo *Windfloat* na Póvoa de Varzim (Ozmutlu, 2012). De acordo com o mesmo autor, o sistema de fundeamento do dispositivo *Windfloat* foi projetado para um período de vida semi-permanente (10 anos), tendo sido consideradas as condições ambientais (vento, ondas e marés) com um período de retorno de 100 anos, o que implica que a capacidade de sustentação necessária para cada uma das quatro âncoras seja de 350 t.

Neste caso de estudo, a fixação ao subsolo marinho seria assegurada por uma âncora de arraste Stevpris MK5 (Figura 8.2) da Vryhof (2010) pelas razões seguintes:

- São as âncoras de arraste mais utilizadas em todo o mundo;
- São âncoras da classe A, isto é, as mais eficientes;
- Têm dimensões tabeladas e disponíveis (Vryhof, 2010), indispensáveis aos cálculos a empreender;
- São muito eficientes em solos marinhos arenosos, estratificados;
- São iguais às utilizadas no fundeamento do projeto *Winfloat* ao largo da Póvoa de Varzim (Ozmutlu, 2012).

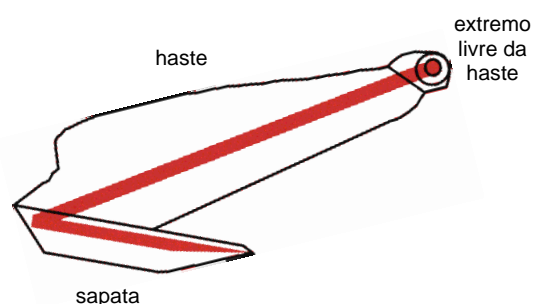


Figura 8.2 - Âncora Stevpris MK5 (Vryhof, 2010) e a sua geometria simplificada adotada no método de cálculo (vermelho)

Os métodos de cálculo propostos para determinação da capacidade de sustentação última das âncoras de arraste foram realizados com base nas suas geometrias simplificadas em 2D. A geometria simplificada da âncora Stevpris MK5 representa-se na Figura 8.2. Como referido, as dimensões de cada uma das âncoras utilizadas na modelação encontram-se descritas no manual do fabricante (Vryhof, 2010).

A posição da âncora foi determinada através da observação de imagens de sonar lateral após a instalação deste tipo de âncora em solos arenosos da plataforma continental portuguesa, Figura 8.3, e publicadas por Bizarro *et al.* (2010). Da análise das imagens dessa figura, verifica-se que as âncoras de arraste penetram parcialmente no subsolo marinho arenoso, ficando instaladas à superfície (Figura 8.3). Neste sentido, na presente investigação adotou-se essa posição para simular o dimensionamento e a determinação da capacidade de sustentação última (UHC) através dos MEF, e que é a representada na Figura 8.4.

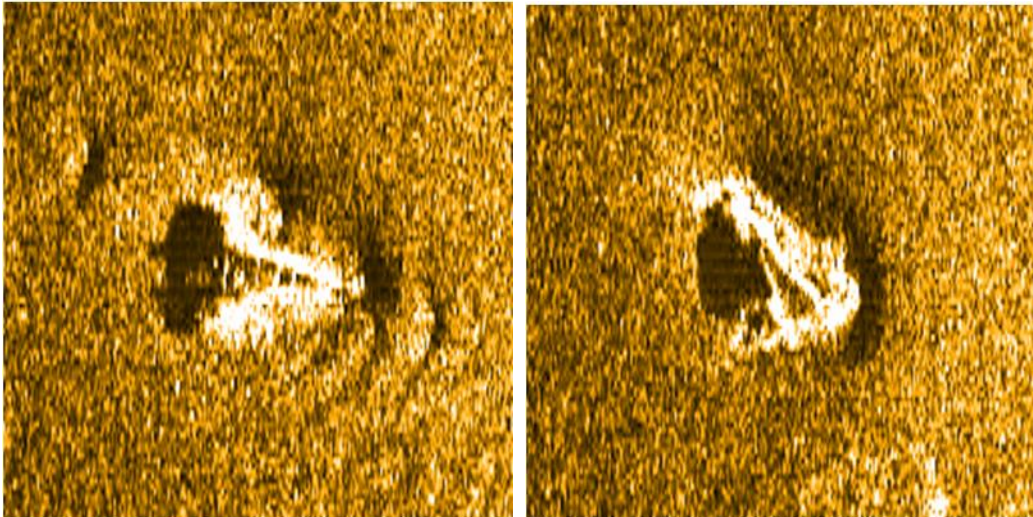


Figura 8.3 – Posicionamento de âncoras de arraste Stevpris MK5 no fundeamento do projeto *WindFloat*

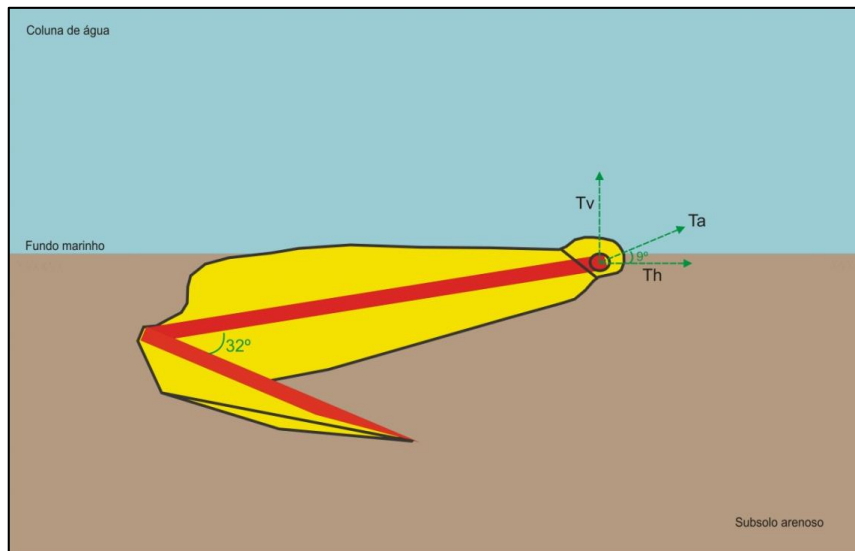


Figura 8.4 - Esquema representativo do posicionamento provável das âncoras Stevpris MK5 após instalação em solos marinhos arenosos e a respetiva geometria simplificada, a vermelho

8.2. MEF – estado plano de deformação

No presente estudo, optou-se por seleccionar o modelo elastoplástico, dos disponíveis no programa SIGMA/W GEOSTUDIO®, para representar o comportamento das areias presentes no local de estudo que, quando submetidas a uma tensão de desvio de pico, mostram uma diminuição da rigidez e deformações plásticas simultaneamente irreversíveis, tal como o observado por Dickin (2007).

Na aplicação deste modelo à área de estudo foram considerados os parâmetros do subsolo marinho, obtidos através dos ensaios triaxiais descritos no Capítulo 7, e resumidos na Tabela 8.1. De referir que foram utilizados os valores característicos dos parâmetros geotécnicos do solo conforme o estabelecido no EC7 (NP EN 1997-1:2010).

Tabela 8.1 - Parâmetros do subsolo marinho utilizados na modelação

Parâmetros do solo	Símbolo (unidades)	Solos marinhos		
		SP	SP-SM	GW
Módulo de deformabilidade	E_{50} (MPa)	22	54	80
Coefficiente de <i>Poisson</i>	ν	0,3	0,3	0,2
Coesão	c' (kPa)	9	2	0
Ângulo de resistência ao corte	ϕ (°)	39	44	44
Dilatância	ψ (°)	6	15	16
Peso volúmico	γ (kN/m ³)	17	16	20

A âncora de arraste selecionada foi simplificada de acordo com a Figura 8.4, tendo-se assumido e representado no MEF como uma viga suficientemente rígida para não influenciar o comportamento do subsolo marinho, à semelhança da viga utilizada nos estudos desenvolvidos por Dickin (2007). Os parâmetros mecânicos do material constituinte da âncora utilizada integram a Tabela 8.2 e as respetivas dimensões na Tabela 8.3.

Tabela 8.2 - Parâmetros da âncora Stevpris MK5 utilizados no modelo

Parâmetros da âncora	Símbolo	Valor
Módulo de deformabilidade	E (Pa)	$2,06 \times 10^{11}$
Coefficiente de <i>Poisson</i>	ν	0,30

Tabela 8.3 – Dimensões das âncoras Stevpris MK5 utilizadas no modelo

Dimensões	Haste (m)	Sapata (m)
Âncora de 5 t	4,9	2,7
Âncora de 10 t	6,2	3,4
Âncora de 15 t	7,1	3,9

As análises foram realizadas através de um modelo plano de deformação do programa SIGMA/W da GEOSTUDIO®. A malha utilizada no modelo é gerada automaticamente e é constituída por elementos finitos triangulares e quadriláteros, sendo os elementos triangulares definidos por 6 nós e os quadriláteros por 8 nós.

Nas Figuras 8.5 e 8.6 encontram-se representados, de forma simplificada, os perfis do subsolo marinho dos locais onde foram realizadas as amostras verticais E06VC e E08VC e que se baseiam no modelo geofísico, geológico e geotécnico descritos nos Capítulos 5 a 7.

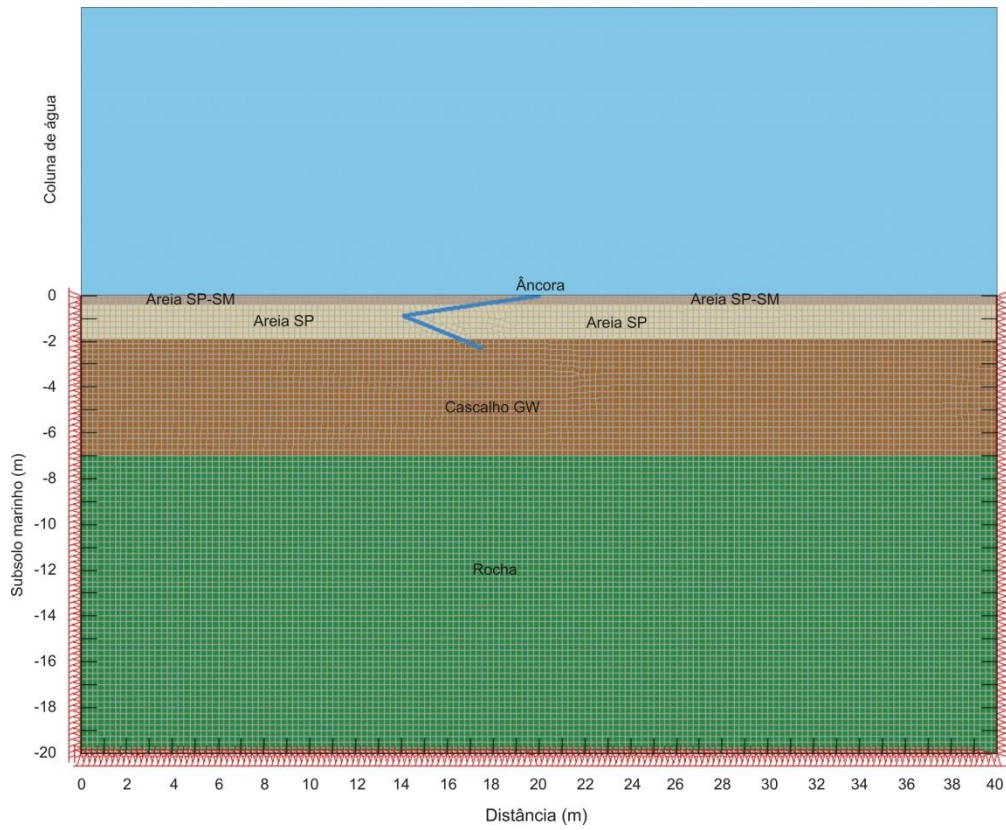


Figura 8.5 - Vista geral do modelo utilizado no MEF, com simplificação do perfil da coluna sedimentar no local da amostra vertical E06VC

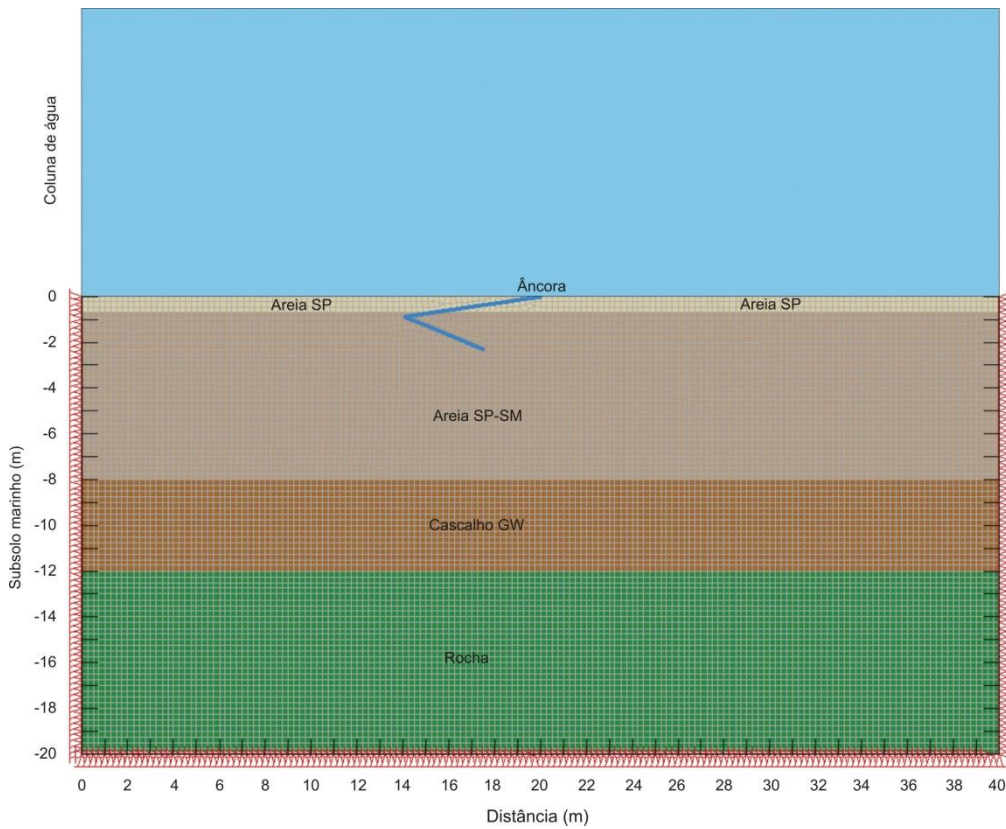


Figura 8.6 - Vista geral do modelo adotado no MEF, com simplificação do perfil da coluna sedimentar no local da amostra vertical E08VC

Considerou-se, com base na análise da informação proveniente da prospeção geofísica e geotécnica descritas anteriormente (ver Capítulos 5 e 6), que os locais de fixação das âncoras A3 e A4 (Figura 8.1) são, no geral, semelhantes aos locais de instalação das âncoras A1 e A2 (Figura 8.1), representados pelos perfis de solo amostrados pelos *vibrocorers* E06VC e E08VC.

A âncora representada e utilizada no modelo corresponde à forma geométrica simplificada da âncora de arraste Stevpris MK5 de 5, 10 e 15 t (Figuras 8.2 e 8.4), sendo as dimensões da sapata e da haste reais, publicadas no manual do fabricante (Vryhof, 2010) e descritas na Tabela 8.3. O ângulo existente entre a sapata e a haste é o definido pelo fabricante da âncora para a utilização em solos marinhos arenosos e que é de 32°.

Relativamente às condições de contorno, a região lateral do subsolo foi restringida no seu raio limite na direção horizontal e na base da região na direção vertical e horizontal, conforme as Figuras 8.5 e 8.6.

Considerou-se ainda que as solicitações, de tração (T_a), seriam aplicadas na manilha da âncora, ou seja no extremo livre da respetiva haste, e que, no modelo, corresponde ao nó da malha que é coincidente com a manilha – Figura 8.4. A aplicação dessa solicitação vai provocar uma concentração de tensões no modelo, junto ao seu ponto de aplicação, devido à transferência da carga da malha para os elementos sólidos da âncora; no entanto, as tensões e os deslocamentos globais no conjunto não são afetados.

8.2.1. Resultados das simulações efetuadas

8.2.1.1. Fixação das âncoras na coluna sedimentar caracterizada pela amostra vertical E06VC

Neste local da área de estudo foi simulada, inicialmente, a instalação/fixação de âncoras de arraste Stevpris MK5 com pelo menos 5 t para fazer face às solicitações de um dispositivo em tudo semelhante ao do projeto *Windfloat* (Ozmutlu, 2012).

Na Figura 8.7 encontram-se representadas as curvas da tensão mobilizada na manilha da âncora vs deslocamento/arraste na horizontal (máximo e na frente da âncora) para cada uma das duas âncoras, de 5 t e 10 t, consideradas preliminarmente.

Analisando a referida figura, constata-se que os incrementos dos deslocamentos da âncora na horizontal relacionam-se com os aumentos da tensão mobilizada na respetiva manilha das âncoras, tal como o observado por Qiao *et al.* (2012) in Bund (2012).

As curvas de tensão/deslocamento mostram também dois comportamentos distintos. As tensões mais pequenas estão associadas a deslocamentos/arrastes lineares, o que indica que o solo à volta da âncora tem um comportamento elástico. À medida que se aumenta a tensão exercida na manilha da âncora, assiste-se a partes do subsolo junto a ela com comportamentos plásticos. Mais em concreto, as curvas deixam de apresentar um comportamento linear, passam a ter um

comportamento sub-horizontal (plastificação) e o subsolo marinho na frente da âncora é gradualmente mobilizado.

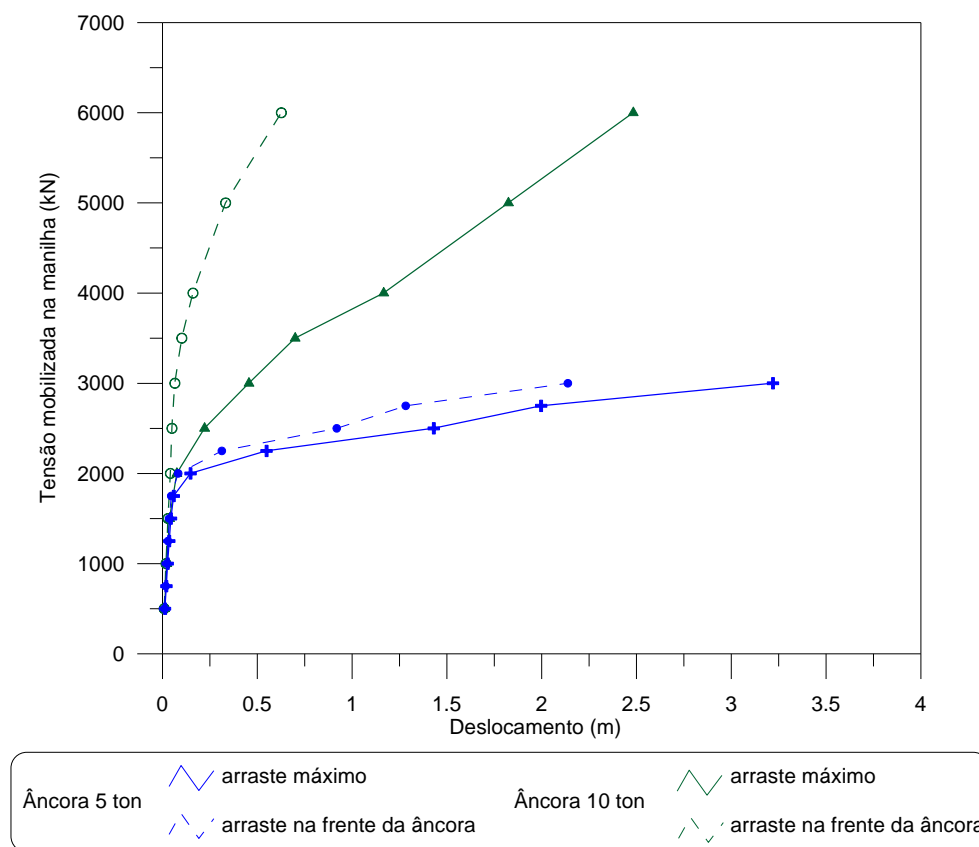
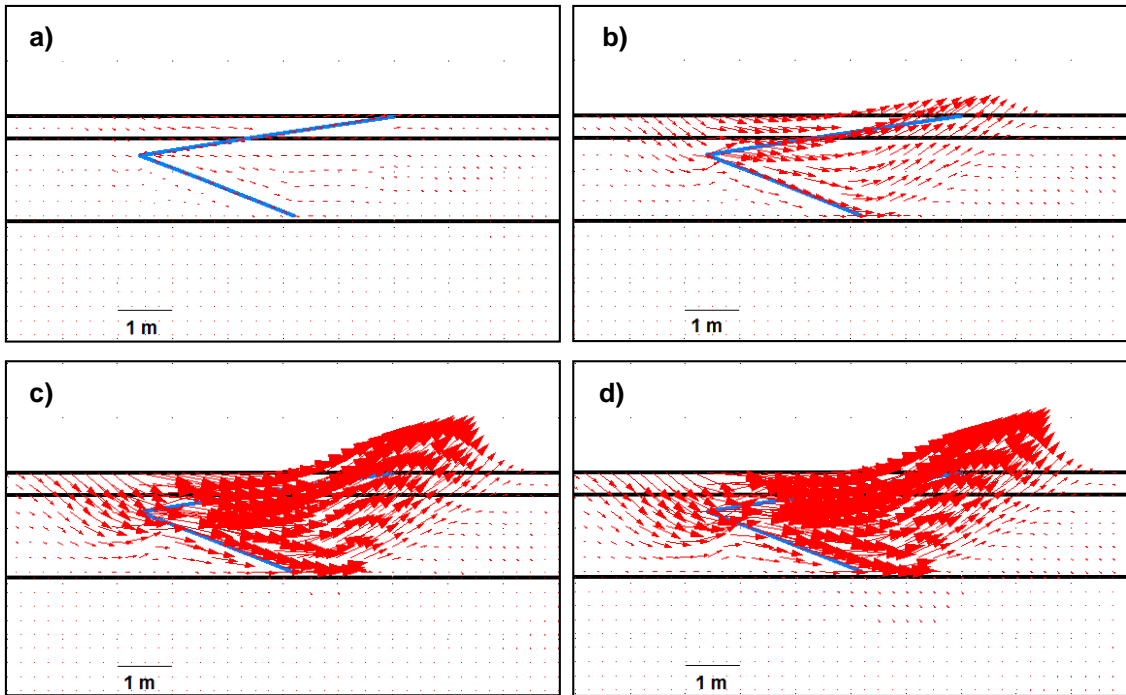


Figura 8.7 - Curvas da tração mobilizada na manilha da âncora vs deslocamentos para o perfil E06VC

Nesta análise considerou-se que a capacidade de sustentação última (UHC) é o ponto no qual se assiste à mudança do comportamento do solo de elástico para plástico, tal como identificado e proposto por Ruinen *et al.*, 2001 e Qiao *et al.* (2012) *in* Bund (2012), e no qual o estado limite último (ELU) de rotura do terreno (GEO) não é ultrapassado.

Segundo aqueles autores (*op. cit.*), e quando a penetração das âncoras no subsolo marinho é reduzida, como no caso em estudo, o aumento das solicitações de tração provocam a rotura do solo na frente do dispositivo de amarração. Por forma a auxiliar e identificar a UHC, optou-se também por representar as deformações máximas verificadas no subsolo pela ação das trações (T_a) crescentes - Figuras 8.8 e 8.9.

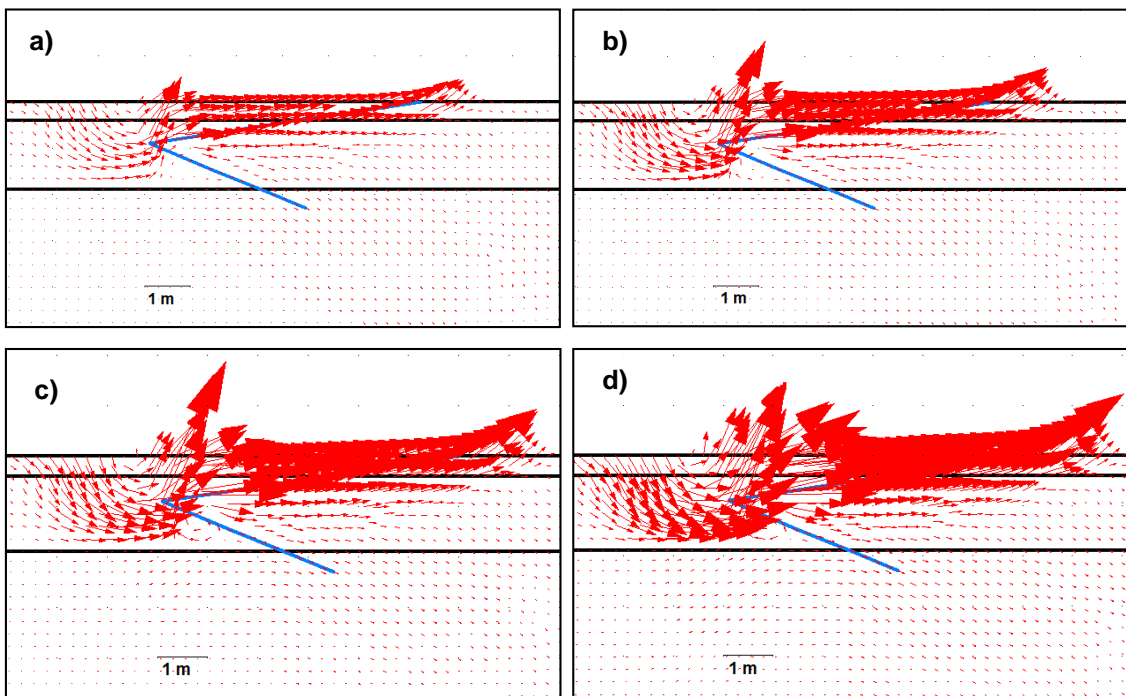
Na Figura 8.8 representam-se, para a âncora Stevpris MK5 de 5 t, os deslocamentos máximos horizontais verificados aquando da aplicação de solicitações de tração (T_a) de 2000, 2250, 2500 e 2750 kN. Analisando conjuntamente as Figuras 8.7 e 8.8, constata-se que, para a âncora de 5 t a capacidade de sustentação última na manilha da âncora é de 2000 kN, já que para as solicitações de tração superiores (2500 e 2750 kN) os respetivos resultados evidenciam o desenvolvimento geral de superfícies de rotura no subsolo marinho, isto é, deslocamentos máximos sobre a âncora e na respetiva frente.



a) T_a de 2000 kN, b) T_a de 2250 kN; c) T_a de 2500 kN e d) T_a de 2750 kN

Figura 8.8 – Deslocamentos horizontais máximos verificados pelas solicitações de tração (T_a) aplicadas na manilha da âncora de 5 t para o perfil E06VC, vetores à escala da figura (ampliação 1x)

O resultado da mesma simulação aplicada à âncora Stevpris MK5 de 10 t integra a Figura 8.9 com os respectivos deslocamentos horizontais máximos verificados para as solicitações de tração (T_a) de 4000, 4500, 5000 e 6000 kN.



a) T_a de 4000 kN, b) T_a de 4500 kN; c) T_a de 5000 kN e d) T_a de 6000 kN

Figura 8.9 – Deslocamentos horizontais máximos verificados pelas solicitações de tração (T_a) aplicadas na manilha da âncora de 10 t para o perfil E06VC, vetores à escala da figura (ampliação 1x)

Analisando as Figuras 8.7 e 8.9 constata-se que, para a âncora Stevpris MK5 de 10 t, a capacidade de sustentação última na manilha da âncora é de 5000 kN. A utilização de uma âncora de maior peso e dimensão permitiu cravar a ponta da sapata, não só nos solos marinhos arenosos (SP-SM e SP), tal como na âncora de 5 t, mas também nos solos marinhos cascalhentos (GW). Este facto justifica a maior capacidade de sustentação obtida nesta simulação.

Com base nos resultados, apresentados anteriormente pode-se concluir que, para esta área em concreto e para a estrutura sedimentar amostrada pelo *vibrocorer* E06VC, a âncora de 10 t é a adequada para responder às necessidades de fundeamento do dispositivo considerado e, por este motivo, não se fez a simulação para uma âncora de 15 t.

8.2.1.2. Fixação das âncoras na coluna sedimentar caracterizada pela amostra vertical E08VC

Neste local da área de estudo foi simulada a instalação/fixação de três âncoras Stevpris MK5 com pesos de 5, 10 e 15 t.

Na Figura 8.10 encontram-se representadas as curvas da tensão mobilizada na manilha da âncora vs deslocamento máximos na horizontal e na frente da âncora, para cada um dos dispositivos analisados.

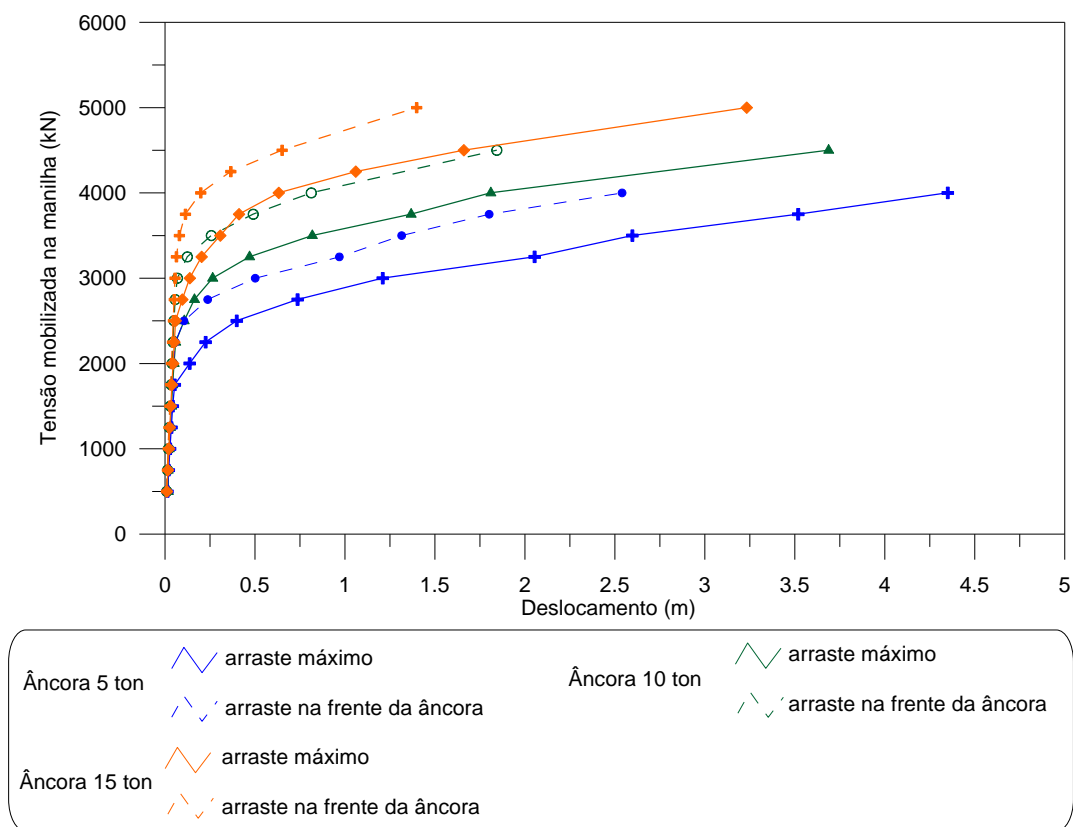
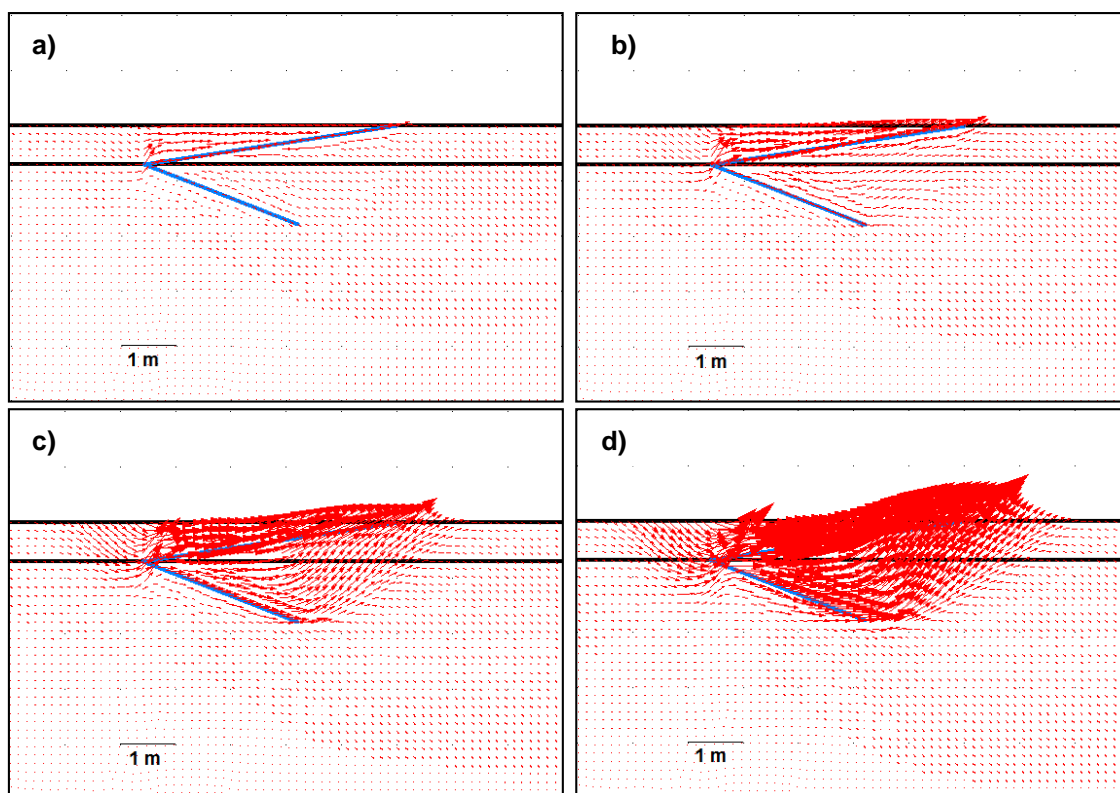


Figura 8.10 - Curvas de tração mobilizada na manilha da âncora vs deslocamento para o perfil E08VC

Analisando a referida figura, constata-se, também neste caso, o aumento do arraste das âncoras na horizontal que se encontra relacionado com os aumentos da tração mobilizada na manilha das âncoras. As curvas de tensão/deslocamento mostram igualmente dois comportamentos distintos, isto é, para tensões mais pequenas, os deslocamentos tendem a ser lineares, o que indica que, nestes trechos das curvas, o subsolo marinho tem um comportamento elástico. À medida que a linearidade é quebrada, isto é, as curvas tendem a ser sub-horizontais, o subsolo marinho experimenta deformações plásticas, atingindo-se assim as tensões de mobilização máximas.

Para caracterizar o ponto em que as tensões mobilizadas são máximas, procedeu-se à representação dos deslocamentos máximos através de vetores. Nas Figuras 8.11, 8.12 e 8.13 encontram-se representados os deslocamentos máximos verificados para as âncoras de 5, 10 e 15 t, respetivamente.

Analisando conjuntamente as Figuras 8.10 e 8.11 verifica-se que, para a âncora de 5 t, a capacidade de sustentação última (UHC) na manilha da âncora é de 2500 kN, já que para solicitações de tração superiores (2750 e 3000 kN), as respetivas simulações evidenciam superfícies de rotura total do subsolo marinho.

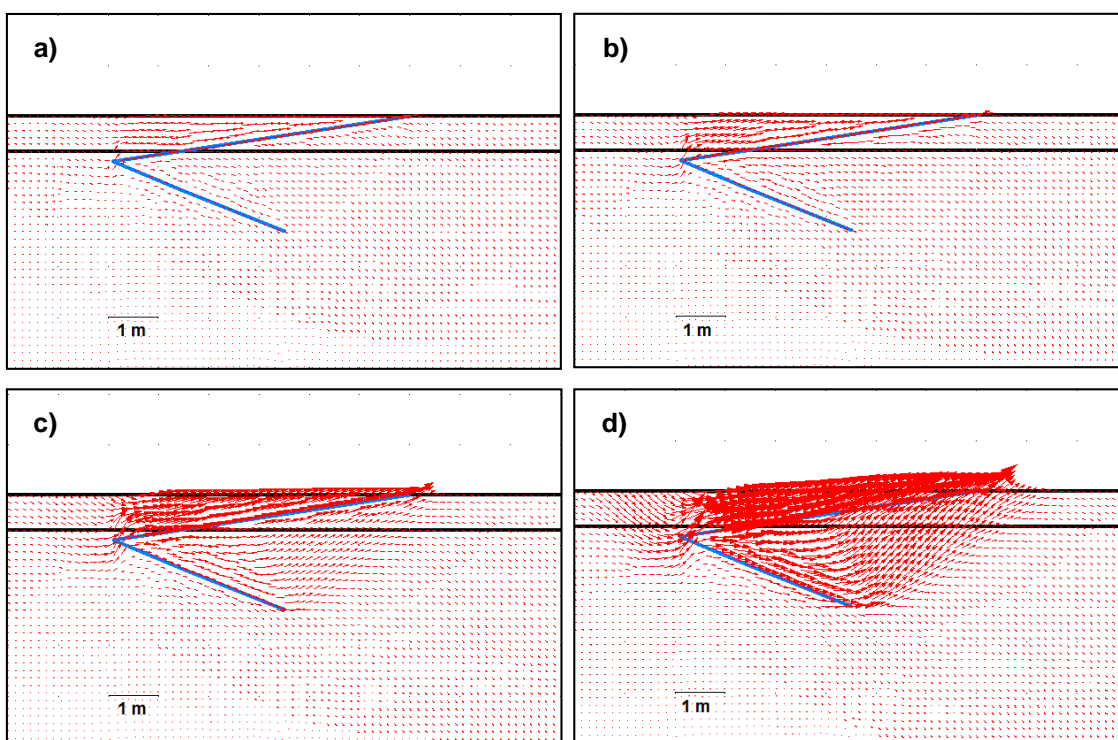


a) Ta de 2250 kN, b) Ta de 2500 kN; c) Ta de 2750 kN e d) Ta de 3000 kN

Figura 8.11 – Deslocamentos horizontais máximos verificados pelas solicitações de tração (T_a) aplicadas na manilha da âncora de 5 t para o perfil E08VC, vetores à escala da figura (ampliação 1x)

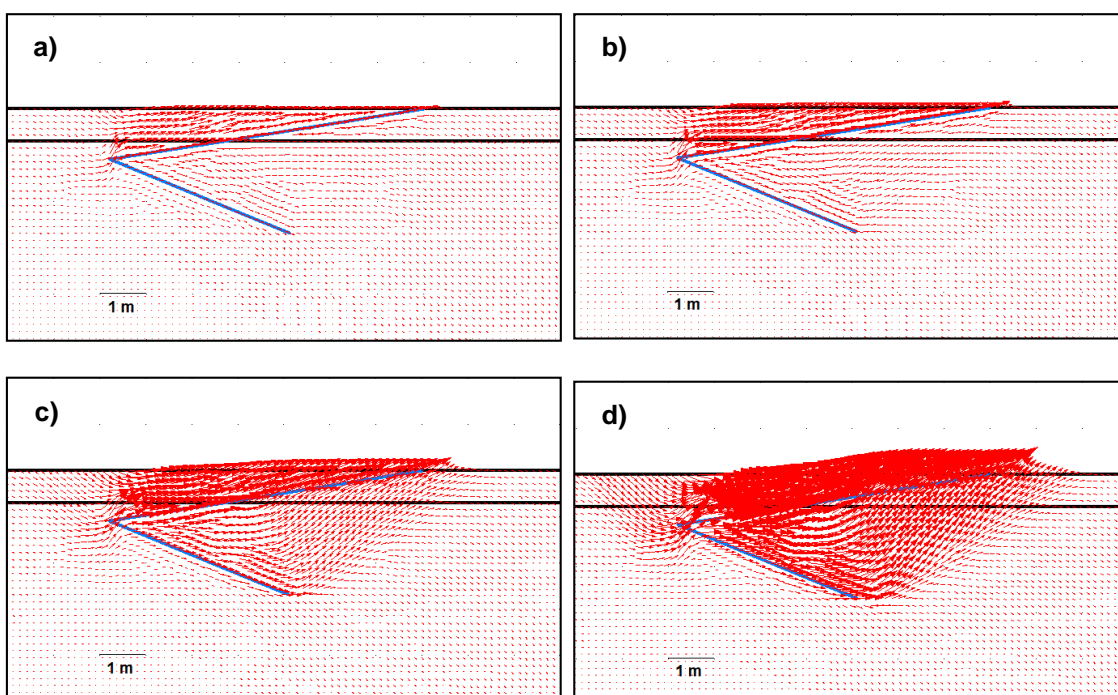
Passando à análise da simulação para a âncora Stevpris MK5 de 10 t, incluída nas Figuras 8.10

e 8.12, regista-se que a capacidade de sustentação última na manilha da âncora é de 3250 kN já que, para as trações superiores (3500 kN), o solo marinho rompe.



a) T_a de 27500 kN, b) T_a de 3000 kN; c) T_a de 3250 kN e d) T_a de 3500 kN

Figura 8.12 – Deslocamentos horizontais máximos verificados pelas solicitações de tração (T_a) aplicadas na manilha da âncora de 10 t para o perfil E08VC, vetores à escala da figura (ampliação 1x)



a) T_a de 3500 kN, b) T_a 3750 kN; c) T_a de 4000 kN e d) T_a de 4250 kN

Figura 8.13 – Deslocamentos horizontais máximos verificados pelas solicitações de tração (T_a) aplicadas na manilha da âncora de 15 t para o perfil E08VC, vetores à escala da figura (ampliação 1x)

Relativamente à modelação da âncora Stevpris MK5 de 15 t e conforme as Figuras 8.10 e 8.13, a capacidade de sustentação última (UHC) é de 4000 kN, isto porque na Figura 8.13, referente aos deslocamentos estimados para esta tração, se verifica que os deslocamentos do terreno ocorrem sobre a âncora e não na frente da âncora, indicando, assim, que a âncora, ainda, se encontra a penetrar no subsolo marinho.

Da análise conjunta das simulações efetuadas e representadas nas figuras acima referidas, verifica-se que, para atender às solicitações necessárias para fundear o dispositivo WEC considerado (tipo *WindFloat*) no local em referência, é necessário utilizar uma âncora de 15 t.

8.2.1.3. Verificação dos resultados

Todos os resultados obtidos pelo MEF foram comparados com os ábacos publicados pelo fabricante dos três tipos de âncoras Stevpris MK5 analisadas. Na Tabela 8.4 resumem-se os valores obtidos na investigação e os valores para UHC em solos marinhos arenosos propostos pelo fabricante das âncoras (Vryhof, 2010).

Os valores avançados pelo fabricante foram determinados tendo por base a profundidade a que a âncora se encontra fixa, conforme o exposto na secção 2.7.1.

Tabela 8.4 – Comparação dos valores de UHC para âncoras Stevpris MK5 determinados para a área em estudo com os publicados pelo fabricante

Âncoras Stevpris MK5	Modelação efetuada		Vryhof (2010) Areias siliciosas
	Perfil / local	UHC (kN)	UHC (kN)
5 t	E06VC	2000	1867
	E08 VC	2500	
10 t	E06VC	5000	*
	E08 VC	3250	3118
15 t	E08 VC	4000	4314

* Não foi considerado porque a âncora estudada encontra-se fixa em solos arenosos e cascalhentos e o fabricante indica apenas os valores para solos arenosos

Analisando a tabela anterior verifica-se que, para a âncora Stevpris MK5 de 5 t, os valores de UHC determinados são superiores aos publicados pelo fabricante. No entanto, quando se utilizam âncoras de maior dimensão e peso, isto é de 10 e 15 t e no caso dos solos marinhos arenosos, os valores de UHC são da mesma ordem de grandeza.

8.3. Síntese

Do exposto, constata-se que o modelo plano de deformação utilizado na simulação pelos MEF

produz valores comparáveis aos indicados pelo fabricante, verificando-se os menores desvios quando são utilizadas âncoras de maior dimensão (peso e dimensão) e, conseqüentemente, com maiores penetrações no subsolo marinho.

De referir que os valores publicados pelo fabricante são para areias siliciosas, contudo estes valores são generalizados para todos os locais onde existem âncoras deste tipo instaladas e não têm em conta a especificidade das características sedimentares de cada local. Consideram-se normais os desvios obtidos, os quais se devem, provavelmente, às diferenças observadas nas características físicas e mecânicas das areias encontradas na zona em referência.

Para além da validação do modelo efetuada anteriormente, compara-se, também, as dimensões das âncoras Stevpris MK5 escolhidas para fixar o dispositivo WEC na presente investigação, âncora de 10 t para o local amostrado pelo *vibrocorer* E06VC, e a âncora de 15 t para o local com perfil tipo da amostra vertical E08VC, com as utilizadas no projeto de fundeamento do dispositivo *WindFloat* ao largo da Póvoa de Varzim. De acordo com Ozmutlu (2012), consideram-se âncoras Stevpris MK5 de 10 t lastradas na sapata com 5 t.

Comparando ambos os dados verifica-se, também, que o modelo de MEF proposto permite determinar e escolher, com confiança, a âncora a utilizar para fundeamento de dispositivos flutuantes em solos marinhos arenosos.

Finalmente, refira-se que o estado de deformação plano adotado na modelação é responsável pelos deslocamentos horizontais elevados detetados no tardez das âncoras (Figura 8.9 e imagens c) e d) das Figuras 8.8, 8.11, 8.12 e 8.13), uma vez que acompanham plenamente os respetivos movimentos do dispositivo, quando na realidade tal não será tão significativo.

9. CONSIDERAÇÕES FINAIS E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Neste capítulo resumem-se os principais resultados obtidos nas diferentes fases da execução deste trabalho e que, integrados, permitem caracterizar, de forma global, a área em estudo tendo em conta os objetivos propostos inicialmente. Como qualquer investigação, não se encontra concluída, indicando-se assim, os caminhos a percorrer futuramente.

9.1. Considerações finais

As preocupações ambientais e a independência energética têm norteado as políticas comunitárias, nomeadamente e no que se refere às fontes de energia, tendo-se assistido, nas últimas décadas, à procura de novas fontes de energias renováveis.

O financiamento de projetos de grande escala para aproveitamento destes tipos de energia vem iniciar, assim, uma nova fase na indústria energética. No entanto, a viabilidade e o sucesso destes projetos encontra-se muito dependente da produtividade, eficácia e robustez dos dispositivos de conversão energética.

Neste sentido, na parte inicial deste estudo abordam-se os diferentes tipos de dispositivos para aproveitamento das energias renováveis em ambiente marinho (ondas e vento), bem como os sistemas que os permitem fixar ao subsolo marinho. O dimensionamento destes componentes está condicionado pelas características ambientais da área onde os dispositivos irão ser fundeados.

Neste contexto, estabelece-se como objetivo principal do plano de trabalhos da presente dissertação a descrição pormenorizada de uma área do *offshore* português, não apenas do ponto de vista geológico, mas também do geotécnico, para compreender de que forma as características obtidas podem condicionar o desempenho das estruturas de fundeamento. Trata-se de um estudo pioneiro em Portugal, na altura em que foi iniciado, para uma área da plataforma continental situada ao largo de S. Pedro de Muel.

A plataforma continental setentrional onde se insere a área investigada tem sido alvo de inúmeras investigações desde a década 70 do século passado; no entanto, incidiram sempre sobre a informação de cariz geológico e com caráter regional. Apesar dos diversos estudos desenvolvidos, poucos foram executados em escala tão detalhada e, os de escala maior, incidiram também, e apenas, sobre a informação geológica. Até ao presente não é conhecido nenhum trabalho vocacionado para a componente geotécnica em *offshore* do substrato marinho de Portugal.

Visado ainda contribuir para diminuir a lacuna existente em Portugal na caracterização geotécnica

de solos marinhos, tendo esta investigação se proposto, sobretudo, caracterizar as propriedades mecânicas dos solos marinhos arenosos com os métodos disponíveis em Portugal, baseando-se essencialmente na caracterização laboratorial de amostras indeformadas, constituindo uma mais valia ao comprovar que substituem, de forma adequada, os métodos de medição direta utilizados por empresas de prospeção mais pesada, estrangeiras, significativamente mais dispendiosas e, portanto, com pior relação custo/benefício.

A metodologia proposta assenta numa aplicação, faseada, de técnicas e ensaios. Isto é, numa primeira fase caracteriza-se a área em estudo com base nas informações técnicas e científicas publicadas e define-se o tipo de dados necessários adquirir para a complementar, atualizar e detalhar. Na fase seguinte e com o conhecimento geral da área, planeia-se a aquisição de dados originais, que assentam também numa lógica faseada, recorrendo a técnicas de caracterização geral e de menor custo e, posteriormente, a outras cada vez mais pormenorizadas e mais dispendiosas. Na última fase e com base nos resultados conseguidos, modela-se o tipo de dispositivo de fundeamento a adotar para uma estrutura WEC a implementar no local em referência e de acordo com os objetivos propostos.

Neste contexto, desenvolvem-se estudos baseados em campanhas de prospeção geofísica - sistema multifeixe e reflexão sísmica; e geotécnica - amostragem deformada e indeformada de solos marinhos através de, respetivamente, colhedor Smith-McIntyre e *vibrocorer*, complementando o último com a medição da resistência à cravação, *in situ*. Executa-se um vasto programa laboratorial para caracterização das propriedades físicas e mecânicas dos solos marinhos amostrados, segundo procedimentos normativos acreditados. Destes ensaios destacam-se os de compressão triaxial (CK₀D) que permitiram caracterizar mecanicamente, pela primeira vez, os solos marinhos arenosos da plataforma continental setentrional portuguesa.

Os levantamentos hidrográficos realizados através do sistema multifeixe permitiram, para além da definição da batimetria com cobertura total do fundo marinho, construir o modelo digital batimétrico de elevada resolução (Figura 5.1). A partir dos dados obtidos constatou-se que as linhas batimétricas encontram-se uniformemente espaçadas e sub-paralelas, entre as batimétricas de 30 m a 51 m, revelando uma inclinação suave nesta zona da área investigada (Figura 5.2).

Abaixo daquela profundidade, o fundo marinho deixa de ser monótono e regular e, na batimétrica de 55 m, observa-se um desnível de cerca de 1 m; inferiormente, há um aumento da rugosidade nas curvas batimétricas, indicativo de pequenas estruturas sedimentares com alturas de cerca de 0,20 m e comprimento de onda de 3 m (Figuras 5.2 e 5.5).

Os dados de refletividade obtidos com o sistema multifeixe EM710 durante o levantamento hidrográfico, permitem obter um mosaico da retrodispersão acústica (*backscatter*) da superfície do fundo marinho que, correlacionado com os resultados das análises laboratoriais realizadas às amostras superficiais, permitindo classificar remotamente aqueles solos.

Assim, entre as batimétricas de 30 m e de 55 m, identificam-se os valores de menor intensidade de *backscatter* e que correspondem a solos arenosos SP (entre as batimétricas de 30 e 45 m), e SP-SM (entre as batimétricas de 45 e 55m). Abaixo da batimétrica de 55 m e até ao limite oeste da área de investigada (batimétrica de 61 m) registam-se os valores de maior intensidade de *backscatter* e que correspondem a solos cascalhentos, do tipo GW. Na zona onde ocorrem estes solos mais grosseiros e através de uma análise mais detalhada do *backscatter*, reconhecem-se marcas de fundo, “*wave ripples*”, com cristas retilíneas de direção NE-SW, com cerca de 3 m de comprimento de onda e altura média de cerca de 0,20 m.

O modelo geofísico (Figura 5.20) permite integrar e sintetizar a informação obtida, processada e analisada através dos métodos de reflexão sísmica. Este modelo, com base nas características acústicas, agrupa ou individualiza as várias unidades presentes na área em estudo. Estas propriedades acústicas dos solos, obtidas pelo sistema *boomer* e *sub-bottom profiler*, definiram, vertical e horizontalmente, na área investigada, três unidades sísmicas distintas.

A unidade sísmica U1 (*bedrock* acústico) caracteriza-se por apresentar refletores de grande amplitude, e com forte inclinação para WNW e que, de acordo com Rodrigues (2004), correspondem a rochas carbonatadas muito deformadas e dolomitizadas, com diferentes graus de competência que, quando sujeitas a processos erosivos, dão origem a relevos de resistência do tipo “costeiras”.

A unidade sísmica U2 corresponde a uma fácies sísmica com variação lateral significativa e com alguma opacidade. Em certas zonas da área investigada observam-se, nesta unidade, refletores internos difusos e intermitentes/descontínuos, alternando com áreas onde os refletores internos são muito inclinados para W.

A unidade sísmica U3 caracteriza-se pela ausência de estruturas internas, revelando sedimentação homogénea, não se assinalando, na maioria dos perfis, variação lateral e vertical de fácies.

Com base na localização dos refletores principais (R1 e R2) de todos os perfis sísmicos de *boomer* e de *chirp* foi possível determinar a espessura das unidades sísmicas U2 e U3 - Figura 5.18, e que são consideradas como a cobertura sedimentar não consolidada, formada após o Último Máximo Glaciário (Dias, 1987 e Rodrigues, 2004). Estas unidades sísmicas, U2 e U3, delimitadas pelo refletor R1 (Figura 5.18), apresentam uma espessura até ao *bedrock* acústico, na zona oeste, onde aflora a unidade U2, que varia entre cerca de 5,0 m e 7,0 m, aumentando para leste da área investigada, onde atinge um valor máximo de 15,0 m.

A unidade sísmica U3 (Figura 5.19) apresenta uma forma em cunha, isto é, a sua espessura é menor, na batimétrica de 55 m (\cong 1,0 m), e aumenta progressivamente para leste da área de estudo, onde atinge uma espessura máxima de cerca de 7,0 m. Verifica-se, também, a existência de uma pequena mancha desta unidade sobre a unidade U2, no canto SW da área de estudo e que apresenta uma espessura de cerca de 1,2 m.

O modelo geofísico, apresentado na Figura 5.20, revela a estrutura dos terrenos, a arquitetura deposicional das camadas sedimentares e a sua estrutura interna, bem como permite estimar a espessura e natureza acústica das mesmas. Este modelo foi validado pelo modelo geológico e geotécnico (Figura 6.22), que teve por fundamento a análise de informações obtidas *in situ*, essencialmente por amostragem direta dos solos, e os resultados dos ensaios laboratoriais físicos e dinâmicos efetuados a essas amostras.

As informações obtidas *in situ* durante a execução da amostragem vertical, através de equipamento desenvolvido nesta investigação para avaliar a resistência à penetração contínua do tubo de amostragem, constitui uma mais valia na obtenção de informação relativa à presença de camadas decimétricas nos solos marinhos (Figura 6.7). Os elementos obtidos com esse equipamento (Figura 4.9) e quando comparados com o método mecânico para medir a penetração total do tubo de amostragem (Figura 4.10), permite demonstrar pequenas diferenças, que variaram entre 10 e 20 cm. A comparação entre estas duas técnicas de medição permitiu validar as medições da penetração do tubo de amostragem efetuadas pelo equipamento desenvolvido no presente estudo. Considera-se, desta forma, que esse equipamento é bastante útil na execução da amostragem vertical ao viabilizar a obtenção, *in situ*, das diferentes interfaces entre solos com competências diferentes, isto é, com diferentes graus de compactação e/ou atrito (Figura 6.7)

O modelo geológico e geotécnico (G&G) apresentado permite detalhar e confirmar os dados presentes no modelo geofísico. Este novo modelo foi construído também com base num vasto programa laboratorial, que visou caracterizar a variabilidade dos diferentes tipos de solos marinhos presentes na área investigada e obter os parâmetros necessários para a elaboração de um projeto geotécnico de fundeamento de um dispositivo WEC de acordo com o EC7 (NP EN 1997-1:2010).

Primeiramente, executaram-se os ensaios laboratoriais não destrutivos, seguido dos destrutivos, que permitiram classificar os solos marinhos e agrupá-los de acordo com as suas propriedades físicas. As radiografias executadas às amostras colhidas com o *vibrocorer* permitiram identificar a fraca perturbação da amostragem e validar esta técnica para obter amostras de solos arenosos e lodosos indeformados, representativos das condições *in situ*, para os ensaios triaxiais.

Correlacionando ambos os modelos (geofísico e G&G), pode-se afirmar que, na área em estudo, existem dois depósitos sedimentares (Figura 6.22), um de cascalho arenoso (GW) formado em ambiente marino-marginal e outro de natureza arenosa (SP e SP-SM), formado em ambiente de plataforma, em condições semelhantes às atuais.

O ambiente de deposição marinho-marginal é representado pelo depósito de cascalho arenoso que se encontra em toda a área investigada, sendo aflorante na zona W e encontrando-se coberto pelo depósito arenoso na zona E, entre as batimétricas de 30 e 55 m. As características dos solos presentes neste depósito, não se coadunam com os fornecimentos atuais de partículas para a plataforma, estando mais de acordo com cordões litorais formados no passado geológico.

A formação deste depósito iniciou-se há cerca de 11.000 anos a.p. (Dias, 1987), quando o nível do mar, que se encontrava a cerca de 40 m abaixo da cota atual, desceu rapidamente para a cota de -60 m. Neste período desenvolveram cordões litorais significativos às cotas entre - 60 e - 40 m relativamente às atuais.

O depósito de cascalho arenoso (GW; GW-GM) apresenta uma espessura que varia entre 5 e 8 m. Segundo os dados de reflexão sísmica e os dados obtidos *in situ* durante a amostragem, este depósito é constituído por uma camada superficial, cerca de 1,0 m, de solos de cascalho arenoso, soltos. Abaixo deste nível, os solos marinhos apresentam uma natureza areno cascalhenta a arenosa, no entanto de compacidade elevada.

O ambiente de deposição marinho é representado pelo depósito arenoso que se encontra na zona leste da área de estudo, entre as batimétricas de 30 m e de 55 m. É um depósito recente, com idade inferior a 5.000 anos, encontrando-se atualmente em formação e em equilíbrio com as condições de fornecimento e de deposição atuais.

De acordo com a classificação USCS, o depósito arenoso, no seu todo, é constituído por vários subtipos de solos, consoante as suas características geotécnicas, nomeadamente SP, SP-SM, SW-SM, SM e SW. Este depósito apresenta uma espessura que varia entre 1 e 7 m.

De uma forma geral, o modelo G&G permite uma avaliação e correlação entre os parâmetros geocústicos, obtidas no modelo geofísico, e as propriedades dos solos marinhos obtidas através dos ensaios laboratoriais. Com base nestes resultados, nas características dos sistemas de fixação ao subsolo marinho dos dispositivos flutuantes para aproveitamento da energia das ondas e/ou do vento, delineou-se a construção do modelo geomecânico (Figura 7.27), que assentou na execução de um conjunto de ensaios para caracterizar a resistência desses solos, nomeadamente dos tipos de areias mais representativos e que são as SP e SP-SM.

Para aquela caracterização, executaram-se ensaios mais específicos, de compressão triaxial com consolidação anisotrópica. As tensões de consolidação efetiva (σ'_{c0}) na primeira fase variaram entre 20 e 410 kPa, tendo-se numa fase ulterior estabelecido tensões para garantir uma consolidação anisotrópica, com σ'_{v0} a variar entre 40 e 820 kPa.

Estes ensaios, mais complexos, morosos e dispendiosos, serviram para caracterizar o comportamento mecânico dos solos marinhos nos estratos mais relevantes e nos quais os sistemas de fixação vão estar instalados, conforme estabelecido no EC7 (NP EN 1997-2:2006).

Os resultados apresentados permitem constatar que as curvas de tensão/deformação identificam, no geral, uma tendência comum a todos os ensaios triaxiais realizados. Um exame detalhado dessas curvas mostra que, de forma geral, o comportamento tensão-deformação dos solos analisados pode ser descrito como sendo rígido inicialmente, aparentemente linear (elástico), até um ponto de plastificação bem definido, a partir do qual o solo experimenta deformações plásticas crescentes até à rotura. Após a rotura, o comportamento caracteriza-se por uma queda da tensão de desvio, mais intensa e rápida em três, dos dez provetes ensaiados, e pela existência de um estado último, onde a tensão de desvio se aproxima de um valor contante

com as deformações axiais crescentes.

No que respeita à variação de volume/extensão axial, todos os provetes, com exceção de dois (P7 e P15), apresentam uma compressão inicial do provete seguida de uma forte expansão até atingir a rotura, e que coincide com a dilatância máxima; após este ponto, diminui o gradiente expansional, que tende, no final, para um valor constante.

As principais tendências reveladas pelas curvas de tensão-deformação e de extensão volumétrica-axial, bem como os parâmetros determinados (parâmetros de rotura e módulos de deformação), são globalmente consistentes com os publicados em estudos de referência, tal como verificado anteriormente (secções 7.1.1.3 e 7.1.1.4); no entanto, as ligeiras discrepâncias verificadas, advêm das características específicas dos solos marinhos da zona estudada que estão sujeitas a condições geológicas próprias das latitudes portuguesas.

Os ângulos efetivos de resistência ao corte de pico (ϕ'_p) dos solos SP é de 39° e o dos solos SP-SM é de 44°, enquanto que os ângulos efetivos de resistência ao corte crítico (ϕ'_{cv}) dos solos SP é de 35° e o dos solos SP-SM é de 33°. Relativamente aos módulos de deformabilidade (E_{50}) destes solos, verifica-se que para os solos SP variam entre 16 e 293 MPa e para os solos SP-SM variam entre 20 e 98 MPa.

A utilização da informação presente nos modelos geofísico, G&G e geomecânico, é incorporada no estudo da capacidade de sustentação última (UHC) de uma âncora de arraste considerando um estado plano de deformação e recorrendo a uma análise por MEF num software comercial. Esta baseia-se em informação real extraída do modelo G&G e permite perceber a interação âncora/solo e definir as dimensões das âncoras Stevpris MK5 (5t, 10t ou 15t) a utilizar conforme o tipo de solo marinho presente nos locais de fixação. Para o efeito consideram-se as necessidades do dispositivo WEC semelhante ao do projeto *Windfloat* instalado ao largo da Póvoa de Varzim (Ozmutlu, 2012).

Para as situações analisadas, contemplam-se dois perfis tipos do subsolo marinho: o caracterizado pela amostra E06VC e o da amostra E08VC. Em ambos os casos considera-se um posicionamento das âncoras e uma orientação das linhas de amarração idênticas (Figura 8.1 e 8.4). Os resultados obtidos pela simulação para os dois perfis tipos adotados demonstram que bastaria utilizar uma âncora Stevpris MK5 de 10t e de 15t para fazer face às necessidades do dispositivo *Windfloat*, respetivamente, para os locais com os perfis caracterizados pelas amostras E06VC e E08VC.

Estes resultados são ainda comparados, simultaneamente, com os dos ábacos publicados pela empresa fabricante das âncoras Vryhof (2010) e com os valores reais do fundeamento do sistema *Windfloat* (Ozmutlu, 2012). Esta comparação permite validar o modelo constitutivo do solo marinho utilizado na análise e baseado na informação obtida nos ensaios triaxiais realizados, já que os valores obtidos são da mesma ordem de grandeza, para ambos os tipos de âncoras considerados - 10 e 15 t. No perfil do subsolo caracterizado pela amostra E08VC, obteve-se na modelação um UHC de 3250 kN para uma âncora de 10 t e de 4000 kN para uma âncora

de 15 t, enquanto que os valores de UHC publicados pelo fabricante são respetivamente de 3118 kN e de 4314 kN.

De acordo com as necessidades de fixação ao subsolo marinho dos dispositivos WEC e das plataformas flutuantes dos dispositivos eólicos mencionados, e considerando as condições meteo-oceanográficas na costa oeste Portuguesa, bem como as características fisiográficas da respetiva plataforma continental, preconiza-se que a zona investigada reúne todas as condições necessárias para o teste, desenvolvimento e produção de energia renovável, elétrica, através daqueles dispositivos desde que adequadamente fundeados no subsolo marinho arenoso ali existente.

Com base nos modelos geofísico, geológico e geotécnico e geomecânico obtidos preconiza-se a existência de condições favoráveis à instalação dos cabos elétricos, que transportem a energia produzida em *offshore* para uma subestação instalada em terra, uma vez que os solos areno cascalhentos ali presentes são escaváveis até à profundidade requerida para garantir a segurança daquela infraestrutura. Contudo, a profundidade necessária para garantir a segurança e a economia desta instalação irá variar ao longo do roteamento dos cabos até se atingir a costa.

9.2. Desenvolvimentos futuros

A presente investigação representa apenas um primeiro contributo para o conhecimento das características geotécnicas dos solos arenosos da plataforma continental portuguesa. Considera-se que os objetivos propostos neste trabalho foram cumpridos; no entanto, face ao potencial do tema abordado e de estar ainda pouco desenvolvido no país, existem diversas linhas de investigação que importa prosseguir para se aprofundar o conhecimento das características geotécnicas dos solos marinhos do *offshore* português.

Neste contexto, recomenda-se que as linhas de investigação futuras se centrem nos seguintes itens:

- Avaliação do potencial de liquefação dos solos arenosos presentes na plataforma continental portuguesa; assim, é necessário realizar ensaios triaxiais cíclicos;
- O equipamento desenvolvido para medição da penetração em contínuo do tubo de amostragem do *vibrocorer* permite obter dados muito promissores e que nunca tinham sido obtidos para o *offshore* português. Neste sentido, os resultados alcançados na separação de camadas mais delgadas tornaram evidente a mais valia de um equipamento deste tipo, pelo que se deve continuar o seu desenvolvimento, nomeadamente, por comparação com outros resultados de ensaios *in situ*;
- O MEF aplicado nesta investigação permitiu obter resultados muito semelhantes e comparáveis aos publicados pelos fabricantes das âncoras utilizadas. No sentido de aperfeiçoar o modelo constitutivo do solo utilizado, poder-se-ia construir uma âncora em modelo reduzido para comparar o seu desempenho com os resultados provenientes dos MEF e analisar, detalhadamente, o modo de rotura do solo quando aplicadas forças de

tração superiores às obtidas;

- Considera-se também importante estudar a interação entre as âncoras de arraste e o subsolo através de análise por MEF, ora adotando um estado plano de tensão, ora uma simulação 3D;
- Analisar, através de métodos numéricos, a interação entre os solos arenosos marinhos desta área da plataforma e os cabos elétricos para transporte da energia produzida em *offshore* para subestações localizadas em terra, a fim de assegurar que o roteamento dos cabos é realizado de forma segura;
- Não existe em Portugal tradição na utilização de centrifugadoras na investigação geotécnica, mas com a crescente procura do *offshore* português para implantação de projetos associados à economia do mar, considera-se relevante programar e recorrer a este tipo de investigação para testar a fixação de modelos à escala reduzida (âncoras de arraste, torpedo, SEPLA e estacas de sucção, entre outros) nos diferentes tipos de solos marinhos presentes na plataforma continental portuguesa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abrantes, M. I. (1994) – *A cobertura sedimentar da plataforma e da vertente continental superior entre Espinho e Aveiro*. Aveiro. Tese de Mestrado, Universidade de Aveiro, 178pp (Não Publicado).
- Abrantes, M. I. (2005) - *Os Sedimentos superficiais da margem continental, Sector Espinho-Cabo Mondego: A utilização das frações finas como traçadores de dinâmica sedimentar actual*. Aveiro. Tese de Doutoramento. Universidade de Aveiro, 239pp (Não Publicado).
- Andresen, A., Berre, T., Kleven, A., Lunne, T. (1979) - Procedures used to obtain soil parameters for foundation engineering in the North Sea. *Marine Geotechnology*. 3 (3), 201–266.
- API RP 2SK (2005) - *Design and analysis of stationkeeping systems for floating structures*. Third Edition, October.
- ASTM D2487 (2006) – *Standard for classification of soils for engineering purposes (unified soil classification system)*
- Aubeny, C. P., Kim, B. M. & Murff, J. D. (2005) - Proposed upper bound analysis for drag embedment anchors in soft clay. *Frontiers in Offshore Geotechnics. Gourvenec (Eds)*. London: Taylor and Francis, 179-183.
- Aubeny, C. P., Murff, J. D. & Kim, B. M. (2008) - Prediction of anchor trajectory during drag embedment in soft clay. *International Journal of Offshore Polar Engineering*, 18 (4). 314-319.
- Azevedo, Á. (2003) - *Método dos elementos finitos*. Porto. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Ayres Neto, A. (1998) - *Relationships between physical properties and sedimentological parameters of near surface marine sediments and their applicability in the solution of engineering and environmental problems*. Kiel. Tese de Doutoramento. University of Kiel,. 126 p.
- Badagola, A. (2008) - *Evolução morfo-tectónica da plataforma continental do Esporão da Estremadura*. Lisboa. Tese de Mestrado. FCUL. 200p (não publicado)
- Baladi, G.Y. & B. Rohani (1979) - Elastic-Plastic model for saturated sand. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, Asce 105 (Gt4)*,465-480.
- Baldi, G., High, D. W., & Thomas, G. E. (1988) - A reevaluation of conventional triaxial test methods. *Symposium on Advanced Triaxial Testing of soil and rocks*. Louisville: ASTM STP 977, 219-263.
- Baldy, P. (1977) - *Géologie du plateau continentale portugais au sud du Cap de Sines*. Thèse 3ème Cycle, Univ. Pierre et Marie Curie, Paris, 120pp. (Não Publicado).

- Balsinha, M. (2008) - *Estudo da dinâmica sedimentar da plataforma continental portuguesa entre o canhão submarino da Nazaré e a Ericeira*. Lisboa. Tese de Mestrado. Universidade de Lisboa. Faculdade de Ciências. 174p. (não publicado).
- Bishop, A.W. (1971) - Shear strength parameters for undisturbed and remoulded soil specimens, In stress-strain behavior os soils. *Proc. Roscoe Memorial Symposium*. Cambridge: R.H.G. Parry, 3-58.
- Bizarro, A., Pinto, J., Lapa, N. (2012) - Environmental characterization of Almagreiro beach and adjacent inner shelf – SURGE. REL.TF.GM.05/12. Instituto Hidrográfico. 143p. Lisboa.
- Bizarro, A., Oliveira, A., Santos, A. I., Rosa, L., Pinto, J. P., Pólvora, C., Ferreira, F., Lapa, N., Cruz, I., Pombo, J., Reis, L., Silva, S., Caetano, A. e Duarte, J. (2012) – Caraterização geofísica da zona Piloto. REL. TF GM 04/12. Instituto Hidrográfico, 177p. Lisboa.
- Bizarro, A., Fradique, C. (2010) - Object detection and identification on the Windfloat 2mw site - Aguçadoura. REL.TF.GM.03/10. Instituto Hidrográfico, 20p. Lisboa.
- Bizarro, A., Duarte, J., Pombo, J., Silva, S., Fradique, C. (2008) - Caracterização ambiental de fundo do local de fundeamento de um dispositivo de aproveitamento de energia das ondas. REL.TF.GM.02/08. Instituto Hidrográfico, 180p. Lisboa.
- Bizarro, A. Duarte, J., Pombo, J., Reis, L. Badagola, A. (2007) - Caraterização geológica do local para fundeamento da estação de aproveitamento da energia das ondas ao largo da Aguçadoura - Fase II. REL.TF.GM.03/07. Instituto Hidrográfico, 83p. Lisboa.
- Bizarro, A. Duarte, J., Pombo, J., Reis, L. Badagola, A. (2005) - Caraterização geológica do local para fundeamento da estação de aproveitamento da energia das ondas ao largo da Aguçadoura. REL.TF.GM.05/05. Instituto Hidrográfico, 57p. Lisboa.
- Bjerrum, L. (1973) - Geotechnical problems involved in foundations of structures in the North Sea, *Géotechnique*. 23(3), 319-358.
- Blum, P. (1997) - *Physical Properties Handbook: A guide to the shipboard measurement of physical properties of deep-sea cores*. ODP Tech. Note, 26 [Online]. Available from World Wide Web: <http://Www-Odp.Tamu.Edu/Publications/Tnotes/Tn26/Index.Htm>>. Citado Em 02-07-2013.
- Bogossian, F. (2004) - A geotecnia offshore, no Brasil, aplicada à industria do petróleo. *Geotecnia* N.º100. pp23-29.
- Boillot, G. & Musellec, P. (1972) - Géologie du plateau continental portugais au Nord du Cap Carvoeiro, structure au Nord et au Sud du Canyon de Nazaré. C. R. Acad. Sci. Paris, 274:2852-2854.
- Boillot, G., Malod, J., Mougnot, D. (1979) - Évolution géologique de la marge Ouest-Ibérique. *Ciências da Terra*, 5:215-222.
- Bolton, M. D. (1986) – The strength and dilatancy of sands. *Geotechnique*, v.36, n.º 1, p. 65-78.

- Buckingham, M.J. (2005) - Compressional and shear wave properties of marine sediments. Comparisons between theory and data." *J. Acoust. Soc. Am.*, 117, 137–152.
- Byrne, B.W. & Houlby, G.T. (2006) - Assessing novel foundation options for offshore wind turbines. *World Maritime Technology Conference*, London, UK.
- Campos, T. & Marinho, F. (1986) - Influência do sistema de medição de deformações nas características tensão-deformação de um solo parcialmente saturado. *8º Congresso Brasileiro de mecânica dos Solos e engenharia de Fundações*, v.1, p. 173-181.
- Carvalho, T. M. (2012) - *Desenvolvimento de um sistema de medição de variação de volume total de amostras triaxiais não saturadas e avaliação do efeito de processos de saturação no comportamento de solos saprolíticos*. Rio de Janeiro: Tese de Doutorado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.
- Cascalho, J. P. (2000) – *Mineralogia dos sedimentos arenosos da margem continental setentrional portuguesa*. Lisboa. Tese de Doutorado. Fac. Ciências, Univ. Lisboa, 400pp. (Não publicado).
- Clayton, C. R. I. & Khattrush, S. A. (1986) - A new device for measuring local axial strains on triaxial specimens." *Géotechnique*, Vol. 36, 1986: P 593-597.
- Clayton, C., Heymann, G. (1999) - Stiffness of geomaterials from small strain triaxial and field geophysical tests. in *Jamiolkowski, Lancellota, Lo Presti (Eds.). Pre-failure deformation characteristics of geomaterials*. Rotterdam. A.A. Balkema, p.65-71.
- Clément A.H., McCullen,P., Falcão A., Fiorentino, A., Gardner, F., Hammarlund, K., Lemonis, G., Lewis, T., Nielsen, K., Petroncini, S., Pontes, M.-T., Schild, P., Sjöström, B.O., Sørensen H. C., Thorpe, T. (2002) - Wave Energy in Europe - Current Status and Perspectives. *Renewable and Sustainable Energy Reviews* 6, p. 405-431.
- Costa, M.D.S. (1992/3/4) – Agitação marítima na costa portuguesa. *Anais Inst. Hidrográfico*, 13, 35-40.
- CRES (2002) - Wave energy utilization in Europe, current status and perspectives. Greece. ISBN 960-86907-1-4.
- Cruz, J. & Sarmiento, A. (2004) - Energia das ondas, introdução aos aspectos tecnológicos, económicos e ambientais. Instituto do Ambiente.
- Cuccovillo, T. & Coop, M.R. (1997) - The measurement of local axial strains in triaxial tests using LVDTs. *Géotechnique* 47, N^o1, 167-171.
- Cunha, P.P., Dinis, J. (1998) – A actual erosão costeira no troço Cabo Mondego-Figueira da Foz: descrição e causas. *Actas do V Congresso Nacional de Geologia, tomo 84, fascículo 1*, Lisboa.79-82pp.
- Damuth, J. E. (1980) - Use of high-frequency (3.5 - 12khz) echograms in the study of near-bottom sedimentation processes in the deep-sea: A Review. *Marine Geology*, 38, 51-75.

- Damuth, J.E. & Hayes, D.E. (1977) - Echo character of the Brazilian Continental Margin and its relationship to sedimentary processes. *Marine Geology*, 24, 73-95.
- Damuth, J.E. (1975) - Echo character of the Western Equatorial Atlantic floor and its relationship to the dispersal and distribution of terrestrial sediments. *Marine Geology*, 18, 17-45.
- Das, B., & Sobhan, k. (2010) – Principles of Geotechnical Engineering, Eighth Edition, SI. © 2014, 2010 Cengage Learning. ISBN-13:978-1-133-10867-2.
- Dean, E. (2010) - Offshore Geotechnical Engineering - Principles and Practice. Published by Thomas Telford Limited, 40 Marsh Wall, London E14 9tp, Uk.
- Dearing, J. (1999) - *Environmental Magnetic Susceptibility: Using The Bartington Ms2 System*. British Library.
- Decreto Lei N.º 5/2008. Regime jurídico de utilização dos bens do domínio público marítimo, incluindo a utilização das águas territoriais, para a produção de energia eléctrica a partir da energia das ondas do mar na zona piloto. 1.ª série. DRn.º 5/2008 de 8 de janeiro.
- Decreto N.º 20/1993 Ratificação da Convenção Quadro das Nações Unidas sobre Alterações Climáticas. 1.ª Série-A, DR N.º 14 de 21 Junho.
- Decreto N.º 7/2002 - Protocolo de Quioto.
- Dias, H. (2013) - Uma contribuição para conhecimento do comportamento de âncoras em leitos marinhos arenosos para estruturas flutuantes. Porto. Dissertação de Mestrado. FEUP. 168p. (não publicado).
- Dias, J.M.A., Boski, T., Rodrigues, A., Magalhães, F. (2000) – Coast line evolution in Portugal since the Last Glacial Maximum until present – a synthesis. *Marine Geology* 170 177-186.
- Dias, J. & Pereira, J. (1993) - A Plataforma Continental Portuguesa. O Quaternário em Portugal, balanço e perspectivas, Lisboa, Colibri, p. 51-61.
- Dias, J. (1987) - Dinâmica sedimentar e evolução recente da Plataforma Continental Portuguesa Setentrional. Lisboa. Tese De Doutoramento. Univ. Lisboa, 384 pp (Não publicado).
- Dickin, E. A. & Laman, M. (2007) - Uplift response of strip anchors in cohesionless soil. *Advances in Engineering Software* 38, 618-625.
- Directiva N.º 2001/77/CE de 27 de Setembro - promoção da electricidade produzida a partir de fontes de energia renováveis no mercado interno da electricidade. Parlamento Europeu
- DNV OS-E301 (2010) - Position mooring. Det Norske Veritas, Oslo, Norway.
- DNV Report. 98-3034 (1998) - Deep water anchors-pilot reliability analysis of fluke anchors (*Technical Report Tr 2-5*), Report No. 98-3034, Revision No. 01.
- DNV RP-E301 (2000) - Design and installation of fluke anchors in clay. Recommended practice RP-E301. Det Norske Veritas.

- DNV RP-E303 (2005) - Geotechnical design and installation of suction anchors in clay: Appendix B. General requirements for soil investigations. October 2005. Recommended Practice. Det Norske Veritas. 23 P.
- Ehlers, C. J., Young, A.G. & Chen, J.H. (2004) - Technology assessment of deepwater anchors. *Offshore Technology Conference*. Houston, Texas, U.S.A.: Paper OTC 16840. 17.
- EN 13137 (2001) - Characterization of waste. Determination of total organic carbon (TOC) in waste, sludges and sediments. European Standard.
- Estanqueiro, A. (2010) - Energia eólica offshore em Portugal. Desafios e oportunidades. Lisboa: *Atas da Conferencia Energia e Geologia*.
- Esteves, R., Silva, F., Pinto, J.P., Costa, M. (2010) – Caracterização de eventos extremos de agitação marítima em Portugal continental. *1.ªs Jornadas de Engenharia Hidrográfica*. Instituto Hidrográfico. 205-208.
- Falcão, A.F.O. (2009) Wave energy utilization: A review of the technologies. *Elsevier*, 2009: 899-918.
- Falcão, L.C. & Neto, A.A. (2010) - Parâmetros físicos de sedimentos marinhos superficiais da região costeira de Caravelas, sul da Bahia. *Revista Brasileira de Geofísica* 28 (2), 279-289.
- Fernandes, M. M. (2011) - *Mecânica dos solos*. Volume 2. Porto: Feup Edições, 592p.
- Ferreira, Ó (1998) - *Morfodinâmica de praias expostas: Aplicação ao sector costeiro Aveiro-Cabo Mondego*. Faro. Tese de Doutoramento, Univ. Algarve, 337pp. (Não Publicado).
- FEUP (2003) - *Aplicação de transdutores piezoelétricos na determinação de velocidade de ondas sísmicas em provetes*. Porto: FEUP ([Http://www.fe.up.pt/sgwww/labgeo](http://www.fe.up.pt/sgwww/labgeo)).
- FEUP (2013) - *Relatório de ensaios laboratoriais de ondas sísmicas e triaxiais sobre amostras indeformadas de sedimentos oceânicos*. Porto: FEUP.
- Firouziandbandpey, S., Ibsen, L.B., Andersen, L.V. (2012) - CPTu-based geotechnical site assessment for offshore wind turbines — a case study from the Aarhus site in Denmark. *Proceedings of the Twenty-second International Offshore and Polar Engineering Conference*, Rhodes, Greece June 17–22, 2012. ISOPE.
- Fonseca, L., Brown, C. Calder, B., Mayer, L. & Rzhanov, Y. (2009) - Angular range analysis of acoustic themes from Stanton Banks Ireland: A link between visual interpretation and multibeam echosounder angular. *Applied Acoustics* 70(2009) 1298-1304.
- Fonseca, A. V. (1996) - *Geomecânica dos solos residuais do granito do porto. critérios para dimensionamento de fundações directas*. Porto. Tese de Doutoramento. Faculdade de Engenharia do Porto.

- Gomes Correia, A., Reis Ferreira, S.M. & Araújo, N. (2006) -Triaxiais de precisão para determinação das características de deformabilidade. *Proceedings of 10th confrência Nacional de Geotecnia*. Lisboa. Universidade Nova de Lisboa.
- Gordon T. C. (2007) - Equipment and testing procedures for small strain triaxial tests. *Journal of the Chinese Institute of Engineers* 30:4., 579-591.
- Grote, B.J.H. (1993) - *Simulation of kinematic behavior of workanchors*. Faculty of Mechanical Engineering, Offshore Engineering Major, Report 92.3gv.3034, 93.3.Gv.4074 and 93.3.Gv.4167 Delft University of Technology.
- Hamilton, E. L. & Bachman, R.T. (1982) - Sound velocity and related properties of marine sediments. *J. Acoust. Soc. Am.*, Vol 72, N° 6, 1891-1904.
- Hamilton, E. L. (1970) - Sound velocity and related properties of marine sediments, North Pacific. *J. of Geophysical Research*. Vol. 75, N° 23. 4423-4446.
- Hamilton, E.L. (1980) - Geoacoustic modeling of the sea floor. *J. Acoust. Soc. Am.*, 68, 1313-1336.
- Hamre, L., Khankandi, S.F., Strøm, P.J., Athanasiu, C. (2010) - Lateral behavior of large diameter monopiles at Sheringham Shoal Wind Farm. *Proceedings of the 2nd International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics*, Perth, Australia. Taylor & Francis Group, London, pp. 575–580
- Heyman, G. (1998) - *The stiffness of soils and weak rocks at very small strains*. Ph.D. Thesis, Unerversity of Surrey, Uk.
- Hidrografico (2005) - Roteiro da Costa de Portugal, 2005. Instituto Hidrográfico, 2ª Edição. Lisboa, 295p.
- Houlsby, G.T., Byrne, B.W., Martin, C.M. (2001) - Novel foundations for offshore wind farms. *EPSRC, Department of Engineering Science, Oxford University*, United Kingdom, p. 9.
- Hue Le, T. M., Eiksund, G. R., Strøm, P. J., & Saue, M. (2014) - Geological and geotechnical characterization for offshore wind turbine foundations: A case study of the Sheringham Shoal wind farm. *Engineering Geology* 177 (2014) 40–53.
- Holliger, K & Sidler, R (2010) - Seismic reflectivity of the sediment-covered seafloor: effects of velocity gradients and fine-scale layering. *Geophysical Journal International*. 181. 521-531.
- ISO 13320-1 (2009) – Particle size analysis – Laser diffraction methods. ISO 2009. Switzerland.
- ISO/TS 17892-1 (2004) - Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil - *Part 1: Determination of water contentet*. ISO 2004. Switzerland.
- ISO/TS 17892-2 (2004) - Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil - *Part 2: Determination of density of fine-grained soil*. ISO 2004. Switzerland.
- ISO/TS 17892-3 (2004) - Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil - *Part*

- 3: *Determination of particle density - Pycnometer method*. ISO 2004. Switzerland.
- ISO/TS 17892-12 (2004) - Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil - *Part 12: Determination of the Atterberg limits*. ISO 2004. Switzerland.
- ISO/TS 17892-9 (2004) - Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil - Part 9: Consolidated triaxial compression tests on water-saturated soil. ISO 2004. Switzerland.
- ISSMGE TC1 (2005) - *Geotechnical and geophysical investigations for offshore and nearshore developments*. Technical Committee 1 of the International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Downloadable from www.offshoregeohazards.org.
- IXSEA (2006) - Echoes 3500 - User's Manual.
- Jardine, R., Overy, R., Chow, F. (1998) - Axial capacity of offshore piles in dense North Sea sands. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.* 124 (2), 171–179.
- Jardine, R. J., Symes, M. J. & Burland, J. B. (1984) - The Measurement of soil stiffness in the triaxial apparatus. *Géotechnique*, Vol.34, 3, p.323-340.
- Jardine, R.J., John, D., Hight, D.W. e Potts, D.M. (1991) - Some practical applications of non-linear ground model, *Proceedings of 10th ECSMFE*.
- Lambe, T. W & Whitman, R.V. (1969) - *Soil Mechanics, SI Version*. New York: John Wiley & Sons.
- Lambe, T.W. (1967) - Stress-path method. *J. Soil Mechanics and Foundation Engineering*. ASCE, Vol. 93 SM6, pp. 309-331
- Larsonneur, C. (1977) - La cartographie des dépôts meubles sur le plateau continental Français: Méthode mise au point et utilisée en manche. *J. Recherche Oceanographique*, 33-39.
- Le Bot, S., Van Lancker, V., Deleu, S., De Batist, M., Henriët, J.P., & Haegeman, W. (2005) - Geological characteristics and geotechnical properties of Eocene and Quaternary deposits on the Belgian continental shelf: synthesis in the context of offshore wind farming. Netherlands *Journal of Geosciences - Geologie en Mijnbouw*, 84- 2, 147- 160p.
- Le Lievre, B. & Tabatabaee, J. (1979) - Holding capacity of marine anchors in sand. *1st Canadian Conference on Marine Geotechnical Engineering*. Calgary, p.301-311.
- Le Lievre, B. & Tabatabaee, J. (1981) - The performance of marine anchors with planar flukes in sand. *Canadian Geotechnical Journal*. p.520-534.
- Lee, Wei-Feng. (2003) - Applications of dilative behavior in marine soil. *Proceedings of the Thirteenth International Offshore and Polar Engineering Conference*. Honolulu, Hawaii, Usa: International Society of Offshore And Polar Engineers. 366-371.
- Lee, Wei-Feng. (2003) - *Internal stability analyses of geosynthetic reinforced retaining walls*, Ph. D. Dissertation. Seattle: University of Washington.
- Lewis, T. (1985) - Wave Energy - Evaluation for C.E.C., EUR9827EN.

- Lins, P. H. A. (1980) - *Ensaio triaxiais de compressão e extensão na argila cinza do Rio de Janeiro em Botafogo*. Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- Liu, H., Li, Y., Yang, H., Zhang, W., Liu, C. (2010) - Analytical study on the ultimate embedment depth of drag anchors. *Ocean Engineering*. 37. 1292-1306.
- Long, M. & Donohue, S. (2010). Characterization of Norwegian marine clays with combined shearwave velocity and piezocone cone penetration test (CPTU) data. *Canadian Geotechnical Journal*. 47 (7), 709–718.
- Lurton, X. (2002) - *An introduction to underwater acoustics – Principles and Applications*. Springer – Praxis Books.
- Macedo, H.C. (2006) - *Análise da propagação de ondas compressivas em sedimentos marinhos*. Niterói. Dissertação de Mestrado. Univ. Federal Fluminense. 124p
- Magalhães, F.M. (1993) – *A cobertura sedimentar da plataforma e vertente continental superior a norte de Espinho*. Lisboa. Tese de Mestrado, Fac. Ciências, Univ. Lisboa, 191pp. (Não Publicado).
- Magalhães, F.M. (2001) – *Os sedimentos da plataforma continental portuguesa: contrastes espaciais, perspectiva temporal, potencialidades económicas*. Tese de Doutoramento. Docs. Técnicos do Instituto Hidrográfico, N.º 34, 287pp.
- Mccarron, W. O. (2011) - *Deepwater foundations and pipeline geomechanics*. J. Ross. ISBN-13:978-1-60427-009-9.
- McMannus, D.A. (1975) - Modern versus relict sediments on continental shelf. *Geol. Soc. Am. Bull.*, 86. 1154-1160.
- Mello, V. (1985) - Site investigation and foundation decisions for offshore structures. *Eighth Southeast Asian Geotechnical Conference*. Vol.2, Pp19-40 Kuala Lumpur.
- Mitchum R. M., Vail P.R. & Sangree, J.B. (1977) - Seismic stratigraphy and global changes of sea level, Part 6: Stratigraphic interpretation of seismic reflection patterns in depositional sequences. *AAPG Memoir* 26. 117-133.
- Mougenot, D. (1976) – *Géologie du plateau continental portugais (entre le Cap Carvoeiro et le Cap de Sines)*. Thèse 3ème Cycle, Univ. Rennes, 140pp. (Não Publicado).
- Mougenot, D. (1989) - *Geologia da margem Portuguesa*. . Lisboa: Documentos Técnicos, Instituto Hidrográfico, 32, 259pp.
- Musellec, P. (1974) – *Geologie du plateau continental Portugais au Nord du Cap Carvoeiro*. Thèse 3ème Cycle, Univ. Rennes, 170pp. (Não Publicado).
- NAVFAC (2012) - *Marine Geotechnical Engineering, SP-2209-OCN*. Port Hueneme, California.
- Neubecker, S. R., & Randolph, M.F. (1996) - The kinematic behaviour of drag anchors in sand. *Canadian Geotechnical Journal*. 33. 584-594.

- Neubecker, S. R., & Randolph, M.F. (1996b) - The static equilibrium of drag anchors in sand. *Canadian Geotechnical Journal*. 33, 574-583.
- Nichols, G. (2009) - *Sedimentology and Stratigraphy. Second Edition*. Wiley-Blackwell. ISBN 978-1-4051-9379-5.
- NP ENV 1997-2 (2006) - Eurocódigo 7: Projecto Geotécnico - *Parte 2: Projecto assistido por ensaios laboratoriais*. IPQ. Lisboa, Portugal.
- NP EN 933-1 (2014) – Ensaio das propriedades geométricas dos agregados. Parte 1: Análise granulométrica – Método da peneiração. IPQ. Lisboa, Portugal.
- NP EN 1997-1 (2010) – Eurocódigo 7 – Projeto geotécnico. Parte 1: Regras gerais. IPQ. Lisboa, Portugal.
- NT.LB.20 v.01.01 (2010) – Determinação da salinidade – Água. Instituto Hidrográfico. 7p. Lisboa. Portugal.
- NT.LB.022 v01 (2009) – Análise granulométrica. Método de peneiração. Instituto Hidrográfico. 13 p. Lisboa. Portugal.
- NT.LB.023 v02.01 (2010) - Análise granulométrica. Método de difração laser. Instituto Hidrográfico. 12 p. Lisboa. Portugal.
- NT.LB.29 v00.03 (2010) - Determinação de Carbono inorgânico Total – Espectrometria de absorção de IV em sedimentos. Instituto Hidrográfico. 9 p. Lisboa. Portugal.
- NS G-CR-001 (1996) - Marine soil investigations. Common requirements. Norsok Standard.
- Obrzud, R. & Truty, A. (2012) - The hardening soil model - A practical guidebook Z soil.PC 100701 Report, Revised 31.01.2012.
- Oliveira, A. T. (2001) - *Dinâmica da matéria particulada em suspensão na plataforma continental minhota e sua relação com a cobertura sedimentar*. Faro. Tese de Doutoramento. Univ. do Algarve, 278pp. (Não Publicado).
- Oliveira, A., Santos, I. A., Rodrigues, A., Vitorino, J. (2007) - Sedimentary particle distribution and dynamics on the nazaré canyon system and adjacent shelf (Portugal). *Marine Geology*, 246, 105-122.
- Oliveira, R., J. Rodrigues, E A. Coelho. (1978) - Engineering geological studies for the Sines Harbour (Portugal). *Proceedings of The III International Congress IAEG*. 131-142.
- O'Neill, M., Neubecker, R. & Erbrich. (2011) - Installation and in-place assessment of drag anchors in carbonate soil. *Frontiers in Offshore Geotechnics II - Gourvenec & White (Eds)*. London: Taylor & Francis Group, 747-752.
- O'Neill, M.P., Bransby, M.F. & Randolph, M. F. (2003) - Drag anchor fluke-soil interaction in clays. *Canadian Geotechnical Journal*. v.40.

- O'Neill, M.P., Randolph, M. F. & House A.R. (1999) - The behavior of drag anchors in layered soils. *International Journal of Offshore and Polar Engineering (ISOPE)*. Vol. 9, nº1.
- OTEO (2012) - *As Energias Offshore - Estado da Arte*. Observatório Tecnológico para as Energias Offshore (OTEO).
- Ozmutlu, S. (2012) - *Recent experiences with anchor installation under challenging conditions*. Stavanger. 6-7 November 2012.
- Pinto, J., Mota, P. & Costa, M. (2014) - Evolução da climatologia de agitação marítima em Portugal Continental. *3.as Jornadas Hidrográficas*. Lisboa: Instituto Hidrográfico, 195-198. ISBN - 978-989-705-073-2. Lisboa.
- Pombo, J., Rodrigues, A., Silva, A.P.F. (2015) Seabed properties for anchoring floating structures in the Portuguese offshore. . Lollino, D. Giordan, K. Thuro, C. Carranza-Torres, F. Wu, P. Marinos, C. Delgado (eds.), *Engineering Geology for Society and Territory – volume 6*. © Springer International Publishing Switzerland 2015. DOI: 10.1007/978-3-319-09060-3_69, 399-403.
- Pombo, J., Silva, A.P., Rodrigues, A. (2012a) - Capacidade de sustentação de âncoras de arraste em solos arenosos: análise preliminar. *2^{as} Jornadas de Engenharia Hidrográfica*. Instituto Hidrográfico.395-398 ISBN - 978-989-705-035-0. Lisboa.
- Pombo, J., Rodrigues, A., Silva, A.P., Reis, L. (2012b) - Estudos geológicos e geotécnicos para fundeamento de estruturas flutuantes. *2^{as} Jornadas de Engenharia Hidrográfica*. Instituto Hidrográfico. 383-386. ISBN - 978-989-705-035-0. Lisboa.
- Pombo, J. (2010) - Projeto de tese. FCT-UNL. Lisboa.
- Pombo, J. (2004) - *Sedimentos superficiais da plataforma continental portuguesa entre o Cabo Mondego e S. Martinho do Porto*. Coimbra. Tese Mestrado. Universidade de Coimbra. (não publicado)
- Prietto, P.M. (2004) - *Resistência e dilatância de solos cimentados: Uma abordagem teórico-experimental*. Porto Alegre. Tese de Doutoramento. Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- Qiao, D. & Ou, J. (2012) - Numerical analysis on ultimate pullout bearing capacity of drag embedment anchor based on elastic-plastic MEF. *EJGE*. Vol. 17, Bund. A. 2012, 65-78.
- Randolph, M.F., Cassidy, M.J., Gourvenec, S. & Erbrich, C.J. (2005) Challenges of offshore geotechnical engineering. *Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Osaka.
- Randolph, M. F., Gaudin, C., Gourvenec, S. M., White, D. J., Boylan, N., Cassidy, M J. (2010) Recent advances in offshore geotechnics for deep water oil and gas developments. *Ocean Engineering*. 38, 818–834.

- Randolph, M. & Gourvenec, S. (2011) - Offshore geotechnical engineering. *Spon Press, an imprint of Taylor & Francis*. ISBN13: 978-0-415-47744-4. pp 528.
- Rodrigues, A. (2004) – *Tectono-estratigrafia da plataforma continental setentrional portuguesa*. Documentos Técnicos do Instituto Hidrográfico, n.º 35. Lisboa.
- Rowe, P. W. (1962) - The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. *Proceedings of Royal Society*. p.500-527.
- Ruinen, R. & Degenkamp, G. (2001) - Anchor selection and installation for shallow and deepwater mooring systems. *Proceedings of the 11th International Offshore and Polar Engineering Conference*. Stavanger, Norway: ISOPE. 600-606.
- Schanz, T. & Vermeer, P.A. (1996) - Angles of friction and dilatancy of sand. *Géotechnique* 46, N° 1, 145-151.
- Schön, Jh. (1996) - Physical properties of rocks: Fundamentals and principles of petrophysics. In *Handbook of Geophysical Exploration: Seismic Exploration, Vol. 18. Chapter 3.*, 600 pp. Helbig K & Treitel S (Eds.).
- Silva, A.P., Rodrigues, A., Pombo, J. (2015) - Estudo geológico e geotécnico para estruturas de produção da energia das ondas em *offshore*. Capítulo 6. Geotecnia ambiental / Lázaro Valentin Zuquette. – 1. ed. – Rio de Janeiro: Elsevier, 2015. ISBN: 978-85-352-8058-6.
- Suter, J.R. (2006) - Facies models revisited: Clastic shelves. In Posamentier, H.W. & Walker, R.G. (eds), *Facies models revisited*: 339–397. Tulsa: SEPM (Society for Sedimentary Geology). SEPM Special Publication, 84.
- Taborda, R. (1999) - *Modelação da dinâmica sedimentar na plataforma Continental Portuguesa*. Lisboa. Tese de Doutoramento, Univ. Lisboa, 366 pp. (Não Publicado).
- Thorpe, T. (1992) - A Review of Wave Energy, ETSU-R-72.
- Vaney, J. & Mougnot, D. (1981) – La plate-forme Continentale du Portugal et les provinces adjacentes: Analyse geomorphologique. *Mem. Serv. Geol. Portugal*, 28, 86pp.
- Varatojo, P. A. (1995) - *Estacas carregadas horizontalmente: Análise e dimensionamento*. Lisboa. Tese de Doutoramento. U. Nova de Lisboa. 365 pp.
- Vryhof (2010) - Anchor Manual - Vryhof Anchors, Krimpen Ad Yssel, The Netherlands.”
- Wavenet (2003) - Results from the work of the European Thematic network on wave energy. ERK-CT-1999-2001, European Community, March (2003)
- Walker, R.G. & James, N.P. (1992) - Facies models: Response to sea level change. St. John's: *Geological Association of Canada*. Geotext, 1.
- Yimsiri, S. & Soga, K. (2002) - A review of local strain measurement systems for triaxial testing of soils. *Journal of the Southeast Asian Geotechnical Society*, 41-52.

Young, A. G., Phu, D.R., Spikula, D.R., Rivette, J.A., Lanier, D.L. & Murff, J.D. (2009) An Approach for using Integrated Geoscience data to avoid deepwater anchoring problems. Offshore Technology Conference, Houston, OTC 20073.

Yamamoto. M., Randolph, M., Einav, I. (2009) – Numerical study of the effect of foundation size for a wide range of sands. *J. of Geotechnical and Engineering*. ASCE. pp37-45.

Webliografia

Altenerg (2014). http://www.altenerg.com/back_issues/index.php-content_id=48.htm (acedido em 15-04-2014)

Applied Acoustics Engineering (2014). <http://www.appliedacoustics.com/sub-bottom-profiling> (retirado em 15-02-2014).

AW-energy (2014). <http://aw-energy.com/about-waveroller/waveroller-concept> (03-06-2014)

AWS Ocean (2014). <http://www.awsocan.com/home.aspx?ln=1> (retirado em 15-04-2014)

Bruce (2014). http://www.bruceanchor.co.uk/Dennla_new_Mk4 (retirado dia 09-02-2014).

Deepseaanchors (2014). <http://www.deepseaanchors.com/public.aspx?pageid=78713> (retirado em 09-02-2014).

Delmarus (2014). <https://web-server-1.delmarus.com/Engineering/Anchor%20Technology%20and%20Mooring/omnimax.html> (retirado em 15-02-2014).

Delp (2014). <http://www.delp.com.br/> (retirado em 10-02-2014).

Efacec (2014). http://www.efacec.pt/PresentationLayer/efacec_projecto_00.aspx?idioma=1&area=2&competenciaid=56&projectoid=144 (acedido em 15-02-2014).

Intechopen (2014). <http://www.intechopen.com/books/new-developments-in-renewable-energy/ocean-s-renewable-power-and-review-of-technologies-case-study-waves> (acedido em 20-12-2016)

Intermoor (2014). <http://www.intermoor.com/services-5/mooring-services-6/sepla-offshore-anchors-166> (acedido em 09-02-2014).

Jeffweber (2014). <http://www.jeffweber.net/for-sale/for-sale-9-x-60-ton-gravity-anchor-blocks-brand-new-in-saudi-arabia/3791.aspx> (16-04-2014);

Kenstell (2014). http://www.kensteel.com/product_services.php?pid=3 (retirado em 16-04-2014)

Neomansland.info (2014). <http://www.neomansland.info/2007/09/aquabuoy-utiliser-Inergie-cintique-des-vagues/> (acedido em 15-04-2014)

Ngi (2014). <http://www.ngi.no/no/Innholdsbokser/Referansjeprojekter-LISTER-/Referanser/Skirted-Caisson-Foundations-for-Offshore-Structures> (retirado em 09-02-2014).

Ocean Energy (2014). www.oceanenergy.ie (retirado em 15-04-2014)

Ocean power technologies (2014). <http://www.oceanpowertechnologies.com/mark4.html> (acedido em 10-04-2014).

Pelamis Wave Power (2014). <http://www.pelamiswave.com/infrastructure> (foi retirado 15-04-2014)

Principlepowerinc (2013). <http://www.principlepowerinc.com/products/windfloat.html> (acedido em 05-12-2013).

Rya (2013). <http://www.rya.org.uk/newsevents/news/Pages/Offshorewindenergymovingtofloatingwindturbines.aspx> (acedido em 05-12-2013)

Subseaworldnews (2014). <http://subseaworldnews.com/2014/10/03/eolien-plans-owfs-seabed-clearance-off-france/> (retirado em 15-02-2014).

Vryhof (2014). http://www.vryhof.com/products/anchors/stevpris_mk6 (retirado dia 09-02-2014)

Vryhof (2014). http://www.vryhof.com/products/anchors/Stevmanta_vla (retirado em 09-02-2014);