



Mónica Alexandra Peralta Cabral
(Licenciada em Geologia Aplicada e do Ambiente)

Método Observacional numa contenção de taludes na Praia dos Pescadores, Ericeira

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Geológica
(Geotecnia)

Orientador: Ana Paula Fernandes da Silva, Prof.^a Auxiliar, FCT/UNL
Co-orientador: Mestre Engenheiro Alexandre Manuel Gameira dos Santos Ferreira
IPTM, I.P.

Júri:

Presidente: Doutor Pedro Calé da Cunha Lamas, Prof. Auxiliar
Arguente: Doutor João Manuel Marcelino Mateus da Silva,
Vogais: Doutora Ana Paula Fernandes da Silva
Mestre Alexandre Manuel Gameiro dos Santos Ferreira



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Setembro 2013

Método Observacional numa contenção de taludes na Praia dos Pescadores, Ericeira

Copyright c Mónica Alexandra Peralta Cabral, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa

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 objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

Esta dissertação representa o fim de um ciclo e o início de uma nova fase na minha vida profissional. Deste modo quero agradecer a todos aqueles que, desde o início desta ideia, me deram coragem e animo para seguir em frente, é impossível reproduzir aqui os nomes de todos, mas não posso deixar de começar por eles

À coordenadora do Mestrado em Engenharia Geológica, ramo de Geotecnia, e orientadora, Ana Paula Fernandes da Silva, agradeço a oportunidade e privilégio que tive em frequentar o Mestrado, que muito contribuiu para viver estes dois anos com animo e fé de melhores dias.

Ao Instituto Portuário e dos Transportes Marítimos, I.P., e em especial ao Engenheiro Alexandre Santos Ferreira, pela oportunidade de ter realizado o estágio neste instituto, que muito contribuiu para aumentar os meus conhecimentos práticos em obras geotécnicas. Ao Engenheiro Alexandre Santos Ferreira, quero ainda agradecer todo o acompanhamento prestado neste ano de estágio, que permitiu aumentar o meu conhecimento não só em geotécnica, como também em engenharia civil.

À Ancorpor e aos Engenheiros Rui Silva e Filipe Morais Ferreira, pela possibilidade de ter acompanhado o desenvolvimento do caso de estudo, e pelos esclarecimentos das várias fases da obra.

Aos professores do DCT, que desde o início têm acreditado no meu projecto.

Aos meus colegas, pela amizade e companheirismo, por me terem recebido sempre bem, desde o início, e se mostraram sempre disponíveis. À Liliana e ao João, pela amizade, e pela força que me têm transmitido.

Aos meus pais, pelo que me ensinaram toda a vida, e pelo apoio incondicional que me deram nesta fase.

À minha filha, Bianca, devo à sua existência a vontade de querer fazer mais e melhor, por me fazer ser ainda mais persistente e lutadora por um futuro melhor para ela.

Ao Ricardo, pelo apoio incondicional, pela disponibilidade, por acreditar em mim, pela paciência, desde o início deste projecto, e por ser quem é.

Aos meus amigos, que não consigo nomear exaustivamente, agradeço o carinho, a força que me têm dado, e a paciência.

Aos meus pais, Ricardo e Bianca

Sumário

O Método Observacional (MO) em obras geotécnicas é aplicável nas situações em que existem incertezas significativas relativamente às condições geológico-geotécnicas do local na fase de projecto, e em que se sabe de antemão que durante a sua execução o conhecimento sobre estas condições aumentará, possibilitando a adequação do projecto às condições reais.

Na presente dissertação apresenta-se a evolução da filosofia inerente ao MO, assim como as diversas fases do projecto em que pode ser aplicado, com a finalidade de garantir a segurança da obra sem por em causa a sua economia. A monitorização do projecto tem um papel fundamental na aplicação do MO ao permitir reconhecer os limites dentro dos quais o comportamento da obra cumpre com os critérios de segurança e qualidade para o seu desenvolvimento. A propósito, analisam-se alguns exemplos de casos de estudo onde o MO foi aplicado.

Refere-se, em seguida, o acompanhamento da aplicação do MO à requalificação da rampa Sul da praia dos Pescadores na Ericeira. O projecto inicial, elaborado pelo Instituto Portuário de Transportes Marítimos – IPTM, IP previamente ao rompimento de um trecho daquela rampa, deixou de ter aplicação válida, o que veio justificar a necessidade de aplicação do MO nos trabalhos de construção a implementar, com a finalidade de adequar o projecto à nova realidade. Descreve-se o projecto inicialmente elaborado, assim como as diversas alterações que foram determinadas durante o desenrolar da reabilitação da área. Finalmente, tecem-se considerações finais, onde se expõem os benefícios e vantagens obtidas do MO no trabalho referido.

Palavras-chave:

Método Observacional; Obras geotécnicas; Monitorização; Projecto

Abstract

The Observational Method (OM) in geotechnical works is relevant in situations where there are significant reservations regarding the geological and geotechnical conditions of the site in the study stage of the project, and it is known previously that during its execution the knowledge about these conditions may increase enabling the adequacy of the actual conditions.

In this dissertation it is presented the evolution of the essential concept in which the OM is based, as well as the various stages of the project to which it can be applied, in order to ensure the safety of the work without jeopardizing its economy. The project monitoring plays a key role in the application of OM as it allows the recognition of the limits within which the behaviour of the work fulfils the criteria of safety and quality for its development. Incidentally, some examples of case studies where the OM was applied are analysed.

It is presented then, the implementation of the OM to the recovering works of the south ramp at Praia dos Pescadores, in Ericeira. The initial project prepared by the Instituto Portuário e de Transportes Marítimos – IPTM, IP prior to the collapse of a section of that ramp, no longer was adequate, which justifies the need for the application of the OM of the construction work, with the purpose to fit the project to the new reality. It is described the project initially developed as well as the changes that were determined by the application of the OM during the course of the rehabilitation works. Finally, some concluding remarks are stated, exposing the benefits obtained with the use of the Observational Method in these reconstruction works.

Key words: Observational Method; geotechnical works; Monitoring; Project.

1. INTRODUÇÃO	1
1.1 ENQUADRAMENTO DO TEMA.....	1
1.2 OBJECTIVOS E METODOLOGIA	4
1.3 ORGANIZAÇÃO	5
2. MÉTODO OBSERVACIONAL.....	7
2.1 EVOLUÇÃO	7
2.2 “INGREDIENTES” DE PECK	10
2.3 <i>AB INITIO</i>	11
2.4 <i>BEST WAY OUT</i>	11
2.5 MODIFICAÇÕES PROGRESSIVAS	12
2.6 GESTÃO DO RISCO	13
2.6.1 <i>Critérios de alerta</i>	13
2.6.2 <i>Aspectos económicos</i>	16
2.6.3 <i>Segurança</i>	17
2.7 OBSERVAÇÃO.....	19
2.7.1 <i>Plano de observação</i>	21
2.7.2 <i>Plano de instrumentação</i>	21
2.8 CONDIÇÕES DE APLICABILIDADE DO MÉTODO OBSERVACIONAL	22
2.9 VANTAGENS.....	24
2.10 LIMITAÇÕES.....	25
2.11 PROBLEMAS COM A APLICAÇÃO DO MÉTODO.....	25
2.12 CRITICAS ÀS DIVERSAS FORMULAÇÕES.....	26
2.13 APLICAÇÃO DO MÉTODO OBSERVACIONAL A OBRAS GEOTÉCNICAS.....	26
2.13.1 <i>Construção de um túnel em Holywell e Castle Hill</i>	26
2.13.2 <i>Construção de um aterro para o novo aeroporto de Kitakyushu</i>	27
2.13.3 <i>Subsistência de fábrica de indústria química</i>	27
2.13.4 <i>Cape Kennedy causeway</i>	28
2.13.5 <i>Projecto de construção de uma ponte com encontros em aterro sem aplicação do Método Observacional</i>	29
3. RAMPA SUL DA ERICEIRA.....	30
3.1 ENQUADRAMENTO.....	30
3.2 BREVE ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO.....	31
3.3 ESTABILIZAÇÃO NA ZONA PORTUÁRIA DA ERICEIRA	32
3.4 CARACTERIZAÇÃO DA ZONA SUL DA PRAIA DOS PESCADORES	39
3.5 CONDICIONANTES AO PROJECTO.....	44
3.6 EVOLUÇÃO DA ÁREA PORTUÁRIA DA ERICEIRA.....	45
3.7 JUSTIFICAÇÃO PARA A APLICAÇÃO DO MÉTODO OBSERVACIONAL.....	47
3.8 O PROJECTO DE EXECUÇÃO.....	49
3.8.1 <i>O Projecto inicial e a aplicação do Método Observacional</i>	49
4. EXECUÇÃO DA EMPREITADA COM APLICAÇÃO DO MÉTODO OBSERVACIONAL	55

4.1	TRABALHOS PRELIMINARES	55
4.1.1	<i>Execução da fundação da grua</i>	55
4.1.2	<i>Arriba sobre a rampa</i>	57
4.2	MURO DE CONTENÇÃO	60
4.2.1	<i>Saneamento da zona de rotura e da rampa</i>	60
4.2.2	<i>Determinação da causa de rotura</i>	63
4.2.3	<i>Caso particular da zona de rotura</i>	71
4.2.4	<i>Ancoragens</i>	75
4.3	RAMPA E ATERRO	81
4.3.1	<i>A erosão e as grandes locas</i>	81
4.3.2	<i>Sistema de drenagem</i>	83
4.4	MONITORIZAÇÃO.....	84
4.4.1	<i>Plano de observação</i>	84
4.4.2	<i>Plano de instrumentação</i>	85
4.5	SÍNTESE DA APLICAÇÃO DO MÉTODO OBSERVACIONAL.....	90
5.	CONCLUSÕES	101
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	105

Índice de Figuras

FIGURA 2.1: ESQUEMA SEQUENCIAL DAS ETAPAS DO MÉTODO OBSERVACIONAL.....	11
FIGURA 2.2: EVOLUÇÃO DO MÉTODO OBSERVACIONAL DE ACORDO COM A SINALÉTICA VERDE, AMARELO, VERMELHO	15
FIGURA 2.3:EVOLUÇÃO DO RISCO NA APLICAÇÃO DO MÉTODO OBSERVACIONAL.....	15
FIGURA 2.4: RELAÇÃO ENTRE O COMPORTAMENTO PREVISTO E MEDIDO, DE ACORDO COM O EC7	18
FIGURA 4.1: ENQUADRAMENTO GEOGRÁFICO DA RAMPASUL	30
FIGURA 4.2: MAPA GEOLÓGICO	31
FIGURA 4.3: ARRIBAS DA RAMPASUL DA PRAIA DOS PESCADORES, COM OS CALCÁRIOS DA CRISMINA ASSINALADOS A VERMELHO	32
FIGURA 4.4: PORMENOR DO MURO E RAMPASUL	33
FIGURA 4.5: EMBARQUE DA FAMÍLIA REAL PORTUGUESA PARA O EXÍLIO EM 1910, NA PRAIA DOS PESCADORES	33
FIGURA 4.6: MURO EXECUTADO ENTRE 1924 E 1929, COM 15M DE ALTURA NA ÁREA DO AREAL DA PRAIA DOS PESCADORES ..	34
FIGURA 4.7: GIGANTES NA ZONA CENTRAL DA PRAIA DOS PESCADORES LOCALIZADOS SOBRE O MURO DE 15M	34
FIGURA 4.8: INTERVENÇÃO DE 1940-41	35
FIGURA 4.9: PROLONGAMENTO DO MURO PARA NORTE.....	35
FIGURA 4.10: MURO QUE SUPORTA O TOPO DA ARRIBA SOBRE A PRAIA DOS PESCADORES, E PORMENORES DE FISSURAÇÃO NO MURO	36
FIGURA 4.11: MURO EM BETÃO ARMADO ANCORADO	36
FIGURA 4.12: ZONAMENTO DAS ARRIBAS NA ÁREA DE JURISDIÇÃO PORTUÁRIA, REALIZADA PELO IPTM, I.P.....	37
FIGURA 4.13: BLOCOS INSTÁVEIS	38
FIGURA 4.14: ASPECTO DA RAMPASUL NO DIA 3 DE MAIO DE 2012	39
FIGURA 4.15: ASPECTO DA RAMPASUL 20 DIAS APÓS A ROTURA.....	39
FIGURA 4.16: PANORAMA DA PRAIA DOS PESCADORES APÓS ROTURA DA RAMPASUL	39
FIGURA 4.17: CONFIGURAÇÃO DO MURO À DATA DA SUA POSSÍVEL CONSTRUÇÃO	40
FIGURA 4.18: IMAGEM DO MURO APÓS O SEU ROMPIMENTO.....	40
FIGURA 4.19: MURO DE ALVENARIA ORIGINAL ALTERADO, A DISTINÇÃO ENTRE MURO E ATERRO NÃO É CLARA DEVIDO À PERDA DA ARGAMASSA CONSTITUINTE DO MURO	41
FIGURA 4.20: MURO DE CONTENÇÃO ORIGINAL REVESTIDO POR CIMENTO MUITO ALTERADO, EVIDENCIANDO OS BLOCOS CONSTITUINTES DO MURO E O SEU DESMORONAMENTO EM TROÇOS DE DIMENSÕES CONSIDERÁVEIS	41
FIGURA 4.21: REVESTIMENTO DA ARRIBA SOBRE A RAMPASUL ANTES DA INTERVENÇÃO.....	42
FIGURA 4.22: PORMENOR DOS FUROS DE DRENAGEM ORIGINAL DA ARRIBA.....	43
FIGURA 4.23: ASPECTO DO MURO ORIGINAL SOBRE A RAMPASUL	43
FIGURA 4.24: PORMENOR DE EROSIÃO DIFERENCIAL.....	43
FIGURA 4.25: SUPERFÍCIES DE DESCONTINUIDADES.....	44
FIGURA 4.26: ESCORRÊNCIA DE ÁGUA NA ARRIBA E VEGETAÇÃO RESULTANTE	45
FIGURA 4.27: RAMPASUL NORTE DO PORTO DA ERICEIRA.....	46
FIGURA 4.28: PORTO DA ERICEIRA, COM VISTA PARA A RAMPASUL ENTRE 1896-1900	46
FIGURA 4.29: FOTO DE 5 DE OUTUBRO DE 1910, MOSTRANDO O MURO DE SUPORTE SUPERIOR NA ZONA NORTE E CENTRAL DA PRAIA DOS PESCADORES, MOSTRA O ASPECTO GERAL DA FALÉSIA DA PRAIA DOS PESCADORES	47
FIGURA 4.30: MURO DE CONTENÇÃO ORIGINAL EM ESTADO MUITO ALTERADO OU MESMO AUSENTE EM ALGUMAS PORÇÕES, APÓS A ROTURA	51
FIGURA 5.1: FURAÇÃO DESTRUTIVA COM ROTO-PERCURSSÃO PARA AS MICROESTACAS	56
FIGURA 5.2: PORMENOR DE UMA MICROSTACA PARA A FUNDAÇÃO DA GRUA	56
FIGURA 5.3: CAMADAS CALCÁRIAS COM ESPESURA DEMASIADO REDUZIDA PARA SEREM PREGADAS	58
FIGURA 5.4: VISTA DA MALHA METÁLICA PREGADA.....	58
FIGURA 5.5: PORMENOR DA PREGAGEM DA MALHA.....	59

FIGURA 5.6: FIBRAS DE POLIPROPILENO COPOLÍMERO DE ALTA QUALIDADE UTILIZADAS NO BETÃO PROJECTADO	60
FIGURA 5.7: BLOCOS ROCHOSOS SOB O MURO, QUE FUNCIONAVAM COMO QUEBRA-MAR NATURAL.....	61
FIGURA 5.8: ZONA ROMPIDA APÓS SANEAMENTO.....	61
FIGURA 5.9: ASPECTO DOS TERRENOS NO TARDOZ DO MURO DE ALVENARIA APÓS O SEU SANEAMENTO.....	62
FIGURA 5.10: ZONA ROMPIDA COM MURO A NORTE E A SUL	62
FIGURA 5.11: ZONA DE ROTURA DEPOIS DE SANEADA	63
FIGURA 5.12: ASPECTO DO MURO EM ALVENARIA ORIGINAL, EM 2012	64
FIGURA 5.13: PERFIL DO MURO ORIGINAL COM AS FUNDAÇÕES BASTANTE DEGRADADAS, POSSUINDO LOCAS	64
FIGURA 5.14: CONDIÇÕES DAS CAMADAS SUBJACENTES AO MURO DE SUPORTE ORIGINAL, AS CAMADAS SUPERIORES AINDA SE ENCONTRAM <i>IN SITU</i> , ENQUANTO QUE AS INFERIORES SE ENCONTRAM ABATIDAS NO SENTIDO DO MAR, INDICIANDO A PERDA DAS MARGAS QUE AS SUSTENTAVAM	65
FIGURA 5.15: INDICAÇÃO DA EROSIÃO DAS INTERCALAÇÕES MARGOSAS PELAS SETAS VERMELHAS EM VÁRIOS PONTOS DA ZONA DE MURO ROMPIDA.....	65
FIGURA 5.16: BLOCO CENTRAL BASCULADO NO SENTIDO DO MAR, DEVIDO À FALTA DE SUSTENTAÇÃO POR PERDA DAS INTERCALAÇÕES MARGOSAS, ERODIDAS PELA ACÇÃO DO MAR NA ZONA ROMPIDA DO MURO	66
FIGURA 5.17: PORMENOR DA COMPARTIMENTAÇÃO DO MACIÇO CALCÁRIO	66
FIGURA 5.18: LOCA NA ZONA NORTE DA ROTURA DO MURO DE CONTENÇÃO	67
FIGURA 5.19: BLOCOS INFERIORES ABATIDOS NO SENTIDO DO MAR	68
FIGURA 5.20: CALCÁRIOS POUCO ALTERADOS SOB O MURO NO LADO SUL DA ROTURA	68
FIGURA 5.21: LADO SUL DA ZONA DE ROTURA, OBSERVA-SE MUITO BEM A COMPARTIMENTAÇÃO DO MACIÇO CALCÁRIO.....	69
FIGURA 5.22: BLOCOS ABATIDOS NO LADO SUL.....	69
FIGURA 5.23: ASPECTO DOS BLOCOS ABATIDOS SOB BLOCOS SÃOS.....	70
FIGURA 5.24: PAINÉIS CONSTITUINTES DO NOVO MURO DE SUPORTE ANCORADO	71
FIGURA 5.25: ALINHAMENTO DO NOVO MURO NO TROÇO ROMPIDO.....	71
FIGURA 5.26: LIMPEZA DA ZONA ROMPIDA, COM RETIRADA DE BLOCOS CALCÁRIOS INSTÁVEIS.	72
FIGURA 5.27: BARREIRA DE SEGURANÇA EXECUTADA COM OS BLOCOS DISPONÍVEIS NO LOCAL	73
FIGURA 5.28: MARÉS VIVAS A ATINGIR A FUNDAÇÃO DO MURO DE CONTENÇÃO, IMPEDINDO O ACESSO AO LOCAL POR PARTE DOS TRABALHADORES E DAS MÁQUINAS	73
FIGURA 5.29: IMPERMEABILIZAÇÃO PROVISÓRIA DO ATERRO ROMPIDO COM COBERTURA PLÁSTICA	74
FIGURA 5.30: COLOCAÇÃO DE BETÃO POR BOMBAGEM A PARTIR DA RAMPA NO ATERRO NO TRECHO QUE ROMPEU	74
FIGURA 5.31: COLOCAÇÃO DE BETÃO POR BOMBAGEM E VIBRAÇÃO A PARTIR DE UMA PLATAFORMA MÓVEL	75
FIGURA 5.32: PORMENOR DE CORDÃO DE UMA ANCORAGEM.....	76
FIGURA 5.33: CUNHAS DA ANCORAGEM	77
FIGURA 5.34: CHAPA DE DISTRIBUIÇÃO.....	77
FIGURA 5.35: PROTECÇÃO EXTERIOR DE UMA ANCORAGEM EM BETÃO	78
FIGURA 5.36: CAIXA DE PROTECÇÃO DE UMA ANCORAGEM INSTRUMENTADA	78
FIGURA 5.37: ENSAIO DE CARGA.....	80
FIGURA 5.38: ESQUEMA DE CÁLCULO DO MURO EM BETÃO ARMADO	80
FIGURA 5.39: PILARETE INSTALADO NO TOPO DA RAMPA SUL	81
FIGURA 5.40: PORMENOR DE CAVIDADES DE GRANDES DIMENSÕES NO SOPÉ DO MURO ORIGINAL	81
FIGURA 5.41: LOCAS NA BASE DO MURO DA RAMPA	82
FIGURA 5.42: SISTEMA DE DRENAGEM EM MEIA CANA PARALELO A TODA A LAJE DA RAMPA	84
FIGURA 5.43: PAR DE MARCAS TOPOGRÁFICAS	85
FIGURA 5.44: PORMENOR DE MARCA TOPOGRÁFICA	86
FIGURA 5.45: ESQUEMA DO ALÇADO PRINCIPAL.....	89

Índice de tabelas

TABELA 4.1: QUANTIDADES DE TRABALHOS CONSIDERADOS ANTES DO INÍCIO DA OBRA	54
TABELA 5.1: LEITURAS DAS MARCAS TOPOGRÁFICAS	87
TABELA 5.2: QUANTIDADES DE TRABALHOS REALIZADOS NA OBRA	91
TABELA 5.3: APLICAÇÃO DO MÉTODO OBSERVACIONAL NA ARRIBA SOBRE A RAMPA	93
TABELA 5.4: APLICAÇÃO DO MÉTODO OBSERVACIONAL NO MURO DE CONTENÇÃO	95
TABELA 5.5: APLICAÇÃO DO MÉTODO OBSERVACIONAL NA RAMPA DE ACESSO À PRAIA E RESPECTIVO ATERRO	98

Simbologia

Alfabeto latino

E_d	Efeito das acções
C_d	Valores limites

Unidades

t	Tonelada
cm	Centímetro
km	Quilómetro
m	Metro
m^2	Metro quadrado
m^3	Metro cúbico
vg	Valor total
kg	Quilograma
mm	milímetro

Abreviaturas e siglas

EC7	Eurocódigo 7
ELS	Estado limite de serviço
ELU	Estado limite de utilização
IPTM,I.P	Instituto Portuário e dos Transportes Marítimos, I.P
MO	Método Observacional

1. Introdução

1.1 Enquadramento do tema

A realização de qualquer obra geotécnica é precedida da elaboração de um projecto adequado às características naturais do terreno e à finalidade da obra. Este projecto contém o dimensionamento das estruturas que interagem com o solo, responsável pela segurança da mesma. A caracterização geotécnica do terreno de fundação deverá ser conhecida com o detalhe suficiente para o sucesso da obra e da sua vida útil. Para tal, é fundamental proceder a uma investigação das características do terreno *in situ* e em laboratório. O desenvolvimento da investigação é efectuado de acordo com a natureza dos materiais, da informação disponível ou do resultado pretendido, podendo o seu custo ser de cerca de 15 a 25% do custo total do projecto (Vallejo, *et al*, 2005). A primeira fase da investigação compreende o estudo de toda a informação existente publicada anteriormente sobre a área em questão, o estudo de fotografia aérea e de mapas geológicos.

Em áreas urbanas, o estudo de projectos já realizados na área adjacente à obra permite caracterizar o local nos casos em que as condições geotécnicas locais são homogéneas, dispensando um novo estudo pormenorizado destas. Esta investigação, para além de ser suficiente, revela-se económica nas condições consideradas, sem comprometer a segurança e desenvolvimento da nova estrutura. Numa última fase de investigação é importante analisar a probabilidade de ocorrência de eventos inesperados que possam extinguir a viabilidade da obra. Esta metodologia não é viável em terrenos heterogéneos e, também não se aplica nos caso em que não existam projectos anteriores no local da obra ou na sua vizinhança.

Nas situações em que este método de investigação não é aplicável elabora-se um plano de investigação geotécnica padrão. De acordo com esta metodologia, a investigação segue uma sequência lógica que permite incrementar o conhecimento da geotecnia local, pormenorizando a informação obtida. Realiza-se antes do início da execução do projecto de tal modo que, quando este começa, as características do terreno são conhecidas com detalhe.

De um modo geral, esta investigação adopta uma linha de acções que segue a seguinte sequência:

- i. Pesquisa bibliográfica e estudo de gabinete de todos os dados relevantes para o conhecimento da geotecnia local, seguindo-se os trabalhos de campo para averiguar as

- condições locais;
- ii. Confirmação dos detalhes do projecto de execução, devendo ser dada uma atenção especial à probabilidade de assentamentos e à sensibilidade das estruturas existentes ou a executar na área envolvente, na sequência da construção;
 - iii. Avaliação da necessidade em adoptar fundações específicas para adaptar as estruturas às condições do subsolo, tais como procedimentos executivos, entivações e a eventuais melhoramentos de terrenos. Para tal é também necessário estabelecer previamente os estados limites, de acordo com o EC7;
 - iv. Estimativa dos parâmetros geotécnicos prováveis para a análise dos estados limites, para os vários tipos de terrenos expectáveis no local. Deverá ainda ser realizado um projecto preliminar, por forma a confirmar quais os estados limites que podem efectivamente ocorrer no local. O dimensionamento geotécnico provisório, nesta fase, permite estabelecer os estados-limites que devem de ser evitados e os que não constituem qualquer problema para o dimensionamento da estrutura. Assim, apenas os primeiros precisam de uma investigação detalhada.
 - v. Identificação de todos os métodos que, com base no comportamento provável do terreno e nos parâmetros geotécnicos, permitem determinar os parâmetros requeridos. Estes podem ser obtidos através de dados publicados para outros locais, ou para o mesmo local numa fase precoce da investigação, com base numa análise retrospectiva de construções próximas ou de observações realizadas durante a construção da obra, e através de análises laboratoriais realizadas com amostras do local a intervir e ensaios *in situ* realizados no local.

De modo a optimizar a investigação devem ser estimados: o grau de significância dos resultados obtidos pelos diferentes métodos, os custos relativos, a disponibilidade e a relevância para a resolução dos problemas. Para os estados limites, os custos associados ao seu não cumprimento devem ser revistos em termos legais, políticos e das consequências financeiras, deve ainda ser feita uma análise em termos de custo/benefício relativamente à poupança conseguida com o acréscimo de investigação relativamente aos parâmetros geotécnicos, e à inerente redução de risco associada;

O estudo geotécnico pode agora ser detalhado. As sondagens a realizar devem ter uma profundidade suficiente e distribuição tal que permitam determinar o limite entre os diferentes tipos de terrenos. A planificação da amostragem e os ensaios *in situ* deverão permitir a obtenção de amostras representativas da área, assim como a realização de todos os ensaios necessários à determinação dos parâmetros necessários à realização dos cálculos para a concretização do projecto.

A monitorização e observações realizadas durante a execução da obra geotécnica têm como fundamento confirmar as características dos materiais e se o comportamento estrutural é adequado aos limites considerados no projecto.

Nas situações em que o comportamento estrutural não seja o esperado, pode ocorrer uma situação de emergência que exija a adoção de medidas que não tenham sido estabelecidas no projecto. Esta situação pode inviabilizar o prosseguimento da execução da empreitada. Demonstrando a necessidade de permitir a redimensionamento do projecto.

A segurança de uma obra geotécnica é função do domínio das características geotécnicas dos terrenos, durante a execução da obra e no seu período de vida útil. No entanto, o conhecimento adquirido durante a investigação geotécnica acarreta um aumento de custos que por vezes não é suportado por nenhuma das partes envolvidas no seu financiamento, isto é, o dono da obra, o projectista ou construtor. Por outro lado, a realização de um projecto sem o adequado conhecimento das características geotécnicas poderá resultar na ocorrência de acidentes graves durante ou após a sua execução. A ocorrência de acidentes, obriga forçosamente, a uma interrupção da obra e execução de medidas que não estavam previstas no projecto inicial, com o intuito de repor a segurança da construção num nível aceitável. Estas medidas fazem parte de um plano de emergência que pode encarecer muito o projecto inicial e, em situações para as quais não exista uma alternativa possível, o projecto pode mesmo ser abandonado devido à sua inviabilidade. Este abandono pode dever-se a motivos económicos, de segurança ou de ambos.

As questões mencionadas no parágrafo anterior revelam a necessidade de garantir a segurança do projecto nas situações em que o conhecimento antecipado das características geotécnicas não é possível. Este facto leva a que o projectista, na ausência de certezas relativamente às condições geotécnicas do terreno, considere que este tem as piores condições possíveis, maximizando a segurança da construção, com um dimensionamento bastante conservador. No entanto, pode ocorrer que as piores condições possíveis consideradas não sejam suficientes para reconhecer o estado real das condições geotécnicas, tornando-se ainda assim o projecto adoptado impraticável, exigindo a introdução de medidas de emergência, com as eventuais consequências acima descritas.

Esta abordagem ao dimensionamento de um projecto geotécnico pode torná-lo caro e supérfluo, devido à sua filosofia conservativa. Caso as condições reais do terreno sejam significativamente melhores do que as piores condições consideradas, um dimensionamento mais leve pode ser suficiente para garantir a segurança da estrutura. Durante a construção é muitas vezes possível aumentar o conhecimento acerca das características geotécnicas dos terrenos de fundação. Este conhecimento, se aplicado de forma adequada, pode permitir o redimensionamento do projecto durante a sua execução, possibilitando uma grande redução de custos, caso a qualidade das características dos materiais seja superior às inicialmente previstas. Clayton (1982) propõe uma investigação geotécnica limitada, complementada com monitorização, permitindo esta metodologia o redimensionamento referido anteriormente, sem prejuízo do nível de segurança. Esta abordagem admite que, embora não tenha sido realizado um estudo geotécnico detalhado, tal é obviado com o desenvolvimento da observação

do projecto em construção. Assim, não existe um dimensionamento inicial que contabilize a ocorrência de diferentes condições, mas antes uma estratégia baseada na medição dos parâmetros críticos do projecto, que permita o respectivo ajustamento.

O método experimental proposto por Karl Terzaghi em 1948, como “learn-as-you-go” (Peck, 1969), pretendia seleccionar os critérios geotécnicos adequados para o desenvolvimento de projectos económicos, baseando-se no acréscimo do conhecimento das propriedades e do comportamento inerente ao terreno durante a respectiva execução. Este método tinha por princípio dimensionar de acordo com todos os dados conhecidos à partida (Peck, 1969), fazendo-se um inventário de todas as variedades de ocorrências possíveis entre a realidade e as diversas hipóteses de resistência consideradas para o material em questão. Computacionalmente proceder-se-ia a todos os dimensionamentos possíveis de obter. Com base nos resultados obtidos, o projecto seria elaborado e, progressivamente, durante a sua execução, eliminar-se-iam as lacunas de conhecimento acerca do terreno, adaptando-se o dimensionamento do projecto ao conhecimento recém adquirido. Esta metodologia permitia economizar no dimensionamento conservativo, resultando numa economia de recursos, e constituía a base do método observacional.

Este método (Peck, 1969), teve por base inúmeros trabalhos realizados por Terzaghi e Peck, onde as restrições orçamentais, de tempo e a complexidade das condições do terreno conduziram à adopção de uma solução que, partindo de um dimensionamento inicial baseado nas condições mais optimistas para o terreno, possibilitasse a sua adequação ao conhecimento dos parâmetros adquirido durante a sua execução.

A investigação geotécnica realizada paralelamente à execução do projecto permite uma substancial economia de tempo e dinheiro, garantindo a segurança contínua da estrutura.

Assim, o Método Observacional (MO) em engenharia geotécnica é um processo contínuo, integrado, de concepção, controle de construção, monitorização e revisão, permitindo que modificações previamente definidas sejam incorporadas durante ou após a construção, conforme apropriado, com o objectivo de atingir a maior economia global, sem comprometer a segurança (CIRIA, 1999).

1.2 Objectivos e metodologia

Esta dissertação, para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Geológica (geotecnia), pela Faculdade de Ciência e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa tem como principal objectivo exemplificar de que modo se pode aplicar o Método Observacional a uma obra realizada com carácter de urgência, na sequência de um evento de que se desconhece a real causa.

A obra em causa corresponde à reabilitação da rampa Sul de acesso à Praia dos Pescadores, na Ericeira, no âmbito de uma empreitada. Para o acompanhamento correcto da obra procedeu-se a uma revisão bibliográfica relativa ao Método Observacional, tendo em conta as considerações para a sua aplicação, caracterização dos fundamentos do método, suas limitações e vantagens. Analisaram-se ainda alguns casos de aplicação do método com o intuito de ilustrar a sua correcta aplicação.

A pesquisa das intervenções realizadas na empreitada na área de influência em questão permitiu entender a necessidade histórica e actual da obra. O levantamento de fotografias históricas foi relevante para a compreensão da causa do acidente, permitindo adequar o projecto às condições reais encontradas, e à segurança futura da obra e dos seus utilizadores.

A intervenção foi acompanhada pela autora desde o seu início até depois da sua conclusão. O acompanhamento contínuo permitiu identificar diversos pormenores importantes para a concepção da melhor solução final e a formulação das alterações, bem como as alterações necessárias ao projecto inicial.

No final elaborou-se uma tabela para cada secção da empreitada, onde se discriminam os passos do Método Observacional de acordo com Peck (1969) e a sua relação com o caso prático estudado.

O acompanhamento do caso de estudo considerado possibilitou a elaboração de três artigos científicos, um nacional, apresentado pela própria no 8º Congresso da PIANC, em Lisboa (Santos Ferreira, *et al.*, 2013), e dois internacionais, um submetido ao XII Congresso IAEG, Torino (Santos Ferreira, *et al.*, 2014), e um outro, aceite para publicação, ao XV Congresso de Geotecnia do Danúbio, em Viena (Cabral, *et al.*, 2014), ambos no próximo ano.

1.3 Organização

A dissertação foi organizada por capítulos, nos quais se expõe os temas que se descrevem abaixo:

- Capítulo 1, na introdução, definem-se os objectivos e metodologia da dissertação, assim como os diversos modelos de investigação geotécnica que se podem seguir na elaboração de um projecto;
- Capítulo 2, sobre o Método Observacional, apresenta a evolução da filosofia inerente ao Método Observacional em Geotecnia, definindo-se o seu âmbito, assim como as condições em que a sua aplicação se justifica. Define-se os limites de aplicação do método e a monitorização responsável pelo reconhecimento desses limites. É ainda feita uma crítica às formulações do método assim como às suas limitações; Descrevem-se ainda algumas obras analisadas, que tiveram importância na análise do caso de estudo desta dissertação;
- Capítulo 3, sobre o caso de estudo considerado para a reabilitação da rampa Sul da

Ericeira, descreve-se o enquadramento da rampa, com recurso ao desenvolvimento histórico da vila e à geologia local. Enquadra-se a obra na aplicação do Método Observacional. Descrevem-se o projecto inicial, bem como o projecto implementado através da retro-análise dos elementos constituintes da obra.

- Capítulo 4, onde finalmente se sintetizam as principais conclusões obtidas.

As imagens ou fotografias não referenciadas são da responsabilidade da autora.

2. Método Observacional

Neste capítulo apresenta-se o método observacional desde os primeiros conceitos publicados, descrevendo-se as suas variantes, as vantagens da sua aplicação e as suas limitações e críticas, de acordo com alguns especialistas de renome.

Destaca-se o papel da implementação do Método Observacional em obras geotécnicas, e a importância da monitorização durante o desenvolvimento do projecto, face ao risco inerente à sua aplicação

As condições de obra, necessárias para a implementação do método são abordadas, destacando-se, também as situações em que a sua aplicação não é viável.

2.1 Evolução

Em 1969, na sua lição de Rankine, Ralph Peck (1969) apresentou o Método Observacional, tendo demonstrado através de exemplos a sua utilidade e versatilidade. O método permite uma grande economia garantindo a manutenção da segurança, através de adaptações do projecto e o seu redimensionamento durante a execução. Paralelamente ao respectivo desenvolvimento, são realizadas observações que aumentam o conhecimento sobre as condições do terreno e a partir delas é possível proceder a um ajustamento no dimensionamento do projecto, aumentando a sua fiabilidade.

O projecto inicia-se com a definição, para o local a intervir, das características geotécnicas mais prováveis devendo, posteriormente o estudo geotécnico estabelecer o comportamento previsto para o terreno. Inclui ainda as acções alternativas a adoptar para todas as variáveis possíveis às características geotécnicas consideradas no início dos trabalhos, desde as mais favoráveis às mais desfavoráveis à sua implementação. Caso a probabilidade de ocorrência das condições mais desfavoráveis seja muito grande, a aplicação do Método Observacional pode não se justificar. O custo associado ao desenvolvimento do projecto com as piores condições geotécnicas possíveis pode ser muito elevado comparativamente ao benefício atingido com a aplicação do Método Observacional. A aplicação de medidas de contingência para manter a segurança da obra encarece muito o seu custo para além de aumentar o tempo de execução da obra. São pois de extrema importância os seguintes pontos (Peck, 1969):

- i. Selecção das opções a adoptar para as diferentes hipóteses geotécnicas consideradas. A

escolha das opções erradas pode obrigar a tomar decisões sobre pressão, ou até conduzir a um rumo para o qual não há possibilidade de viabilizar o projecto. Esta situação verifica-se na elaboração do projecto não terem sido consideradas todas as alternativas possíveis ao projecto inicial;

- ii. Escolha das observações significativas: é fundamental distinguir os fenómenos físicos que dominam o comportamento da construção, durante e após o desenvolvimento do projecto;
- iii. Quando o comportamento dos materiais é governado por fenómenos complexos ou que não sejam bem compreendidos, uma instrumentação inadequada pode conduzir à ocorrência de acidentes. A experiência do projectista é fundamental na inventariação de todas as hipóteses de trabalho passíveis de ocorrer. Mesmo assim, a atenção por parte do projectista a detalhes insignificantes para o comportamento, pode desviar a atenção de fenómenos realmente importantes;
- iv. “Influência da rotura progressiva”: A presença de componentes frágeis numa matriz de maior resistência pode conduzir ao fracasso total do projecto, pois o comportamento da camada não é homogéneo, os elementos frágeis de pequena dimensão podem aparentar uma resistência elevada mas quebrarem num impulso, transferindo toda a sollicitação para a matriz, menos resistente;
- v. Validação dos resultados facultados pela observação;
- vi. Intervalo de tempo entre o registo pelos equipamentos de instrumentação, a recolha dos dados e o seu processamento: uma rápida disponibilização de dados permite a aplicação de medidas de contingência atempadamente, reduzindo os prejuízos inerentes associados a uma tomada de decisões tardia.

A intensidade com que cada uma das etapas dos “ingredientes” (ver secção 2.2) é seguida está directamente relacionada com a natureza e complexidade do projecto (Peck, 1969). Assim, pode-se distinguir à partida, situações em que a decisão de aplicar o Método Observacional é tomada desde o início da sua concepção (ver secção 2.3) e situações em que é aplicado como única opção para o sucesso do projecto (ver secção 2.4). Outras situações permitem ainda a aplicabilidade do método após a finalização da obra, quando a sua aplicação potencia uma grande economia de tempo e dinheiro através da monitorização, nomeadamente, em barragens, edifícios e movimentos de terras (Powderham, 1994). A implementação de alterações, ao projecto inicial, no final de cada fase construtiva (ver secção 2.5) tem-se revelado uma solução bastante vantajosa, permitindo adaptações mais direccionadas para os problemas em questão.

Em 2004, a publicação da versão do Eurocódigo 7 (NP EN 1997-1:2004) veio imprimir uma nova dinâmica na aplicação do método. Esta norma europeia veio reforçar a ideia de que apenas se deve aplicar o método nas situações em que a previsão do comportamento geotécnico seja difícil, devendo-

se nestas situações rever o dimensionamento do projecto durante a sua construção. Os seguintes requisitos devem ser verificados antes do início da construção, para a sua implementação:

- a) Estabelecimento de limites de comportamento aceitáveis;
- b) A variedade de comportamentos possíveis para o local deve ser estimada, assim como deve ser demonstrado que existe uma probabilidade aceitável de o comportamento actual dos materiais se encontrar dentro dos limites de comportamento aceitáveis;
- c) O plano de monitorização concebido deve demonstrar que o comportamento real está dentro dos limites aceitáveis. Este facto deve ser demonstrado numa fase inicial e a intervalos suficientemente curtos, que permitam a tomada de acções de contingência atempadamente;
- d) O tempo de resposta dos instrumentos e os procedimentos para a análise dos respectivos resultados relativamente à possível evolução do sistema, devem ser suficientemente rápidos;
- e) Deverá ser concebido um plano de contingência a adoptar caso a monitorização demonstre que o comportamento real se encontre fora dos limites aceitáveis;

Durante a construção a monitorização deve ser efectuada tal como preconizado;

Os resultados da monitorização devem ser analisados a intervalos regulares e o plano de contingência deve ser colocado em prática caso os limites de comportamentos sejam superados;

Os equipamentos de monitorização devem ser substituídos ou prorrogados caso revelem falhas na detecção de dados reais ou com qualidade insuficiente.

De acordo com Kovari e Lunardi (2000) a definição proposta para o EC7, para o Método Observacional, complementa a definição dada por Peck (1969).

Ao longo de toda a norma do EC7 não há qualquer definição para os limites de comportamento aceitáveis, assim como não são definidos os cálculos que estabelecem a segurança (Szavits-Nossan, 2006), ou quais os parâmetros relevantes na implementação do plano de contingência. O termo “observação” é substituído pelo termo “monitorização” (Kovári & Lunardi, 2000); assim, ao invés de se efectuar um plano de observação das condições mais prováveis, elabora-se um plano de monitorização do comportamento das estruturas obtidas a partir do dimensionamento.

Uma das limitações do Método Observacional é a sua aplicação em solos deteriorados ou frágeis (ver secção 2.10), como é o caso referido e classificado por Peck (1969) como a “influência da rotura progressiva”; no entanto, a sua aplicação nestes casos é possível desde que seja seguido um dos

seguintes planos de execução (Patel, *et al.*, 2007):

- Procedimento faseado: o processo de construção é revisto a cada fase, implementando-se em cada uma os critérios para a fase seguinte;
- Procedimento construtivo gradual.

Outra limitação para a aplicação do Método Observacional é a interação entre o solo e estruturas de retenção associadas à obra, esta é de difícil previsão a longo prazo, devido à complexidade existente entre ambos. O dimensionamento precoce detalhado destas estruturas é difícil, sendo muitas vezes necessária a sua revisão durante a execução dos trabalhos. Esta resolução entra no domínio do Método Observacional *ab initio* (ver secção 2.3). Relativamente à aplicação do método na variante *best way out* (ver secção 2.4) o EC7 não faz qualquer referência, a favor ou contra a sua aplicação.

2.2 “Ingredientes” de Peck

Para Peck (1969), o projecto inicial baseia-se na previsão de comportamento para as condições geotécnicas com maior probabilidade de ocorrência, de acordo com o conhecimento geológico e geotécnico obtido para o local. A aplicação do Método Observacional segue as seguintes etapas (Peck, 1969) (ver figura 2.1):

- a) Pesquisa das propriedades gerais dos terrenos subjacentes e adjacentes à zona de influência da obra que permitam estabelecer, de um modo geral, a natureza, o modelo e as propriedades desses materiais;
- b) Avaliação das condições mais prováveis e das variáveis mais desfavoráveis às mesmas. Nesta fase a geologia do local tem um peso primordial;
- c) Concepção de um projecto baseado na hipótese de comportamento expectável para as condições mais prováveis;
- d) Elaboração de um plano de observação a realizar durante a execução do projecto, e cálculo da estimativa dos valores a observar para a hipótese de trabalho considerada;
- e) Cálculo da estimativa de valores a observar sob as condições mais desfavoráveis, compatíveis com os dados disponíveis para as condições do terreno;
- f) Especificação das alterações ao projecto inicial, relativamente ao dimensionamento ou à sequência de trabalhos a realizar, para qualquer desvio comportamental possível para a hipótese de trabalho considerada;
- g) Monitorização da obra e avaliação das condições actuais;
- h) Modificação do projecto para a manutenção das condições actuais.

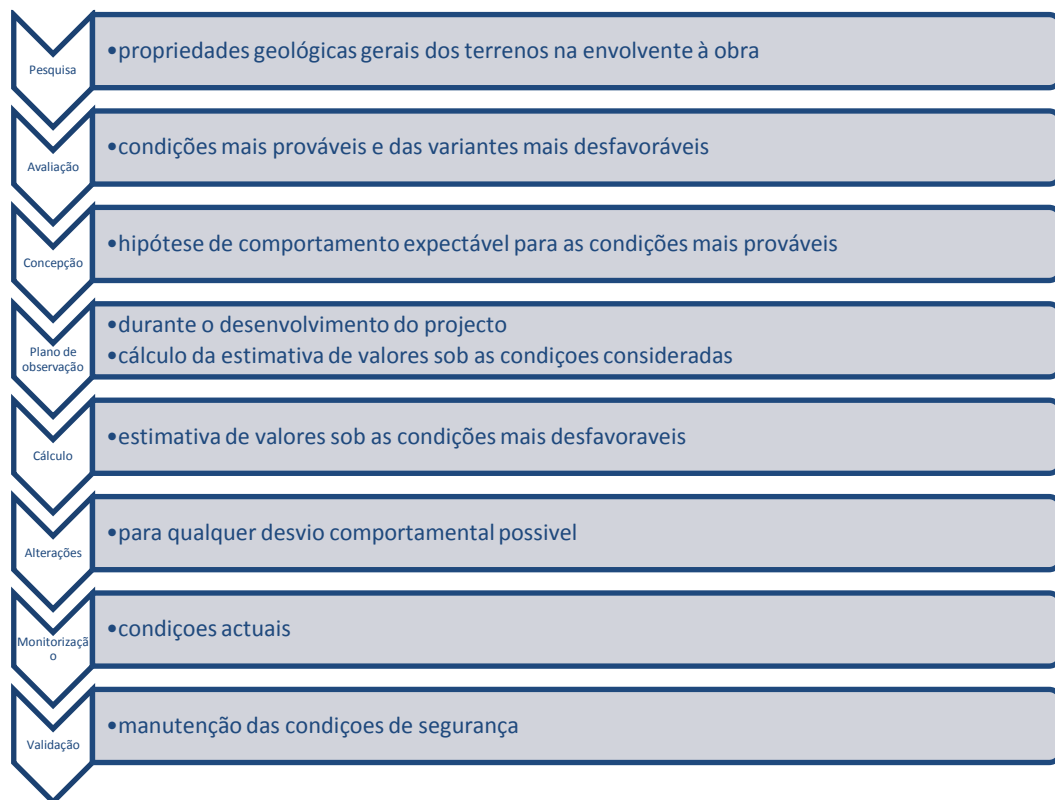


Figura 2.1: Esquema sequencial das etapas do Método Observacional

2.3 *Ab initio*

Nas situações em que o dimensionamento do projecto se baseia nos “ingredientes” de Peck (1969), referidos na secção anterior, estes definem a solução adoptada. A decisão de aplicar o Método Observacional é tomada antes do início do dimensionamento inicial do projecto. Parte-se do pressuposto que o conhecimento sobre as condições geotécnicas aumentará durante a execução do projecto, o que irá permitir certamente melhorar o seu dimensionamento.

Esta solução permite um melhor dimensionamento, com o máximo de segurança, economia e rapidez (Peck, 1969).

2.4 *Best way out*

Atribui-se esta designação quando a decisão de aplicação do Método Observacional é adoptada durante a execução de um projecto, quando a sua concretização não tem uma solução económica, ou caso ocorra um acidente ou qualquer acontecimento inesperado que inviabilize a continuação do projecto com o preceito estabelecido previamente. A continuação da execução do projecto pode ser possível através de uma monitorização minuciosa, a partir da qual se adapta o projecto por forma a torná-lo viável (Peck, 1969) em termos de segurança.

2.5 Modificações progressivas

A evolução de um trabalho pode aumentar a probabilidade de ocorrência de uma situação considerada desfavorável tornando-a, a partir de certa fase, a situação mais provável. Pode ainda ocorrer que condições desconhecidas, à partida, venham a revelar-se prejudiciais à evolução do projecto. Estas situações aumentam significativamente o risco associado à aplicação do Método Observacional. Neste caso, as medidas de contingência deverão ser aplicadas de modo a garantir a manutenção da segurança da construção. No entanto, estas medidas encarecerão o preço final do projecto, para além de aumentarem o prazo para a sua conclusão. A hipótese de esta situação se verificar é suficiente para que as entidades envolvidas na execução de projectos geotécnicos evitem a implementação do método. Assim, à mínima desconfiança relativa aos dados existentes para o projecto, a aplicação do Método Observacional não é aprovada.

Com o propósito de diminuir a desconfiança por parte da comunidade geotécnica em geral sobre a aplicação do Método Observacional, Powderham (1994) apresentou uma proposta alternativa à definição de Peck (1969). Nesta metodologia, o dimensionamento não é executado com base na condição mais provável de ocorrer, mas antes, de acordo com a situação mais conservadora dentro das condições mais prováveis. Basear o projecto numa hipótese de dimensionamento moderadamente conservativo permite garantir uma maior segurança no dimensionamento inicial, diminuindo, desta forma, a probabilidade de implementação de medidas de mitigação face a situações inesperadas. Por outro lado, o dimensionamento continua a ser menos dispendioso do que o dimensionamento baseado na hipótese mais conservadora adoptada pelo método tradicional. Esta hipótese torna a aplicação do Método Observacional menos arriscada, através do seu faseamento, com introdução de modificações progressivas.

Esta abordagem alternativa às etapas de Peck (1969) permite realizar o dimensionamento faseado do projecto durante a sua execução, sendo as alterações introduzidas sequencialmente, com o objectivo de, em cada fase, se dimensionar de acordo com as características mais prováveis de virem a ocorrer na fase subsequente. O dimensionamento em cada fase é assim realizado com base nos parâmetros obtidos na fase imediatamente precedente. Este faseamento aumenta a confiança dos projectistas na aplicação do Método Observacional. A possibilidade de economizar em trabalhos temporários, métodos construtivos e na sequência construtiva, permite reduzir o prazo e o custo do projecto, assim como evitar a implementação de medidas de mitigação desnecessárias.

Em cada fase de projecto é realizada uma monitorização que permite verificar se o comportamento do terreno está dentro do intervalo de valores aceitáveis.

O resultado final é um dimensionamento revisto e implementado sequencialmente. A grande

vantagem deste faseamento é que cada fase inicia-se com um dimensionamento seguro que, através da monitorização, permite a diminuição de custos, mantendo a segurança num nível aceitável em condições favoráveis ou desfavoráveis. O balanço entre o custo e a segurança é revisto em cada fase o que diminui o risco associado à implementação do Método Observacional (CIRIA, 1999).

As bases desta abordagem são as seguintes (Powderham, 2002):

- a) Iniciar a execução do projecto com base num nível de risco aceitável para todas as partes;
- b) Manter ou diminuir o nível de risco;
- c) Prosseguir a execução do projecto por fases bem definidas;
- d) Implementar as alterações necessárias progressivamente e, através de uma análise retroactiva às observações realizadas, confirmar a aceitabilidade destas.

Esta metodologia permite a implementação de alterações a um projecto durante a sua construção e estabelece um enquadramento para a gestão de risco (Powderham, 2002).

2.6 Gestão do risco

O Método Observacional permite gerir o risco associado a projectos geotécnicos durante e após a sua execução. A sua aplicação é importante principalmente nos casos em que a segurança da obra diminui durante a execução do dimensionamento inicial do projecto. A sua implementação permite reduzir os atrasos inerentes à aplicação de eventuais medidas mitigadoras necessárias à finalização da construção. O método observacional permite manter o risco a um nível reduzido inicial tolerável, aumentando a segurança através de algumas medidas tais como (Powderham, 1994, 2002):

- Converter o pior cenário considerado num cenário com risco menor;
- Evitar a implementação de medidas de contingência inadequadas;
- Eliminar construções pesadas e temporárias, criando espaço livre de trabalho;
- Focar a atenção no trabalho de equipa, na boa comunicação, nos procedimentos planeados, no controlo durante a construção e na necessidade de aplicar um plano de contingência.

Para Szavits-Nossan (2006) o ponto fulcral do MO é o reconhecimento, avaliação e gestão do risco.

2.6.1 Critérios de alerta

O plano de monitorização estabelecido contém informação acerca dos valores medidos pela instrumentação a partir dos quais se considera que a segurança da obra deixa de estar garantida, servindo para alertar sobre a necessidade de tomar medidas que permitam reduzir o risco para um nível

aceitável.

De acordo com Maxwell (2006), os critérios de alerta correspondem aos valores fronteira medidos nos instrumentos que desencadeiam a tomada de acções. Podem ser resumidos como:

- i. Alerta: ocorre quando o dimensionamento tem características que não correspondem à situação real. É de suma importância na tomada de decisões durante a aplicação do Método Observacional. É um nível de controlo e de protecção do trabalho assim como um alerta para possíveis danos a terceiros;
- ii. Acção: controlo da instrumentação, obriga a uma paragem ou mudança no projecto antes que a construção ceda ou cause danos. Tal como o nível de alerta, controla e protege os trabalhos da possibilidade de danos a terceiros;
- iii. Alarme: controlo da instrumentação para estruturas adjacentes, obriga a uma paragem ou mudança no projecto antes que a construção ou estruturas adjacentes cedam ou causem danos.

Powderham (2002) estabeleceu uma analogia entre os níveis de risco no Método Observacional e a sinalética rodoviária, verde, amarelo e vermelho. Este sistema tem a vantagem de corresponder a um sistema de sinalização universal, sendo o nível de risco reconhecido por todos os intervenientes na obra.

O nível verde corresponde a um comportamento adequado da construção, de acordo com o previsto (Caldeira e Muralha, 2004). Quando o comportamento da estrutura e do solo se encontra dentro deste intervalo, a construção deve continuar de acordo com o projecto inicial, não sendo necessária qualquer intervenção que vise introduzir alterações ao dimensionamento.

Quando o nível de alerta amarelo é atingido por alguma das condições em observação, a frequência de observações deve ser intensificada. A construção continua com algumas precauções, recomenda-se uma observação cuidadosa à qualidade da execução, assim como uma análise à respectiva evolução, com o objectivo de implementar medidas de contingência adequadas para a mitigação do risco associado à continuação da construção nos moldes do dimensionamento inicial. A alteração ao projecto permite reduzir o risco associado à sua evolução para níveis toleráveis, impedindo a sua evolução até ao ELS (Figura 2.2).

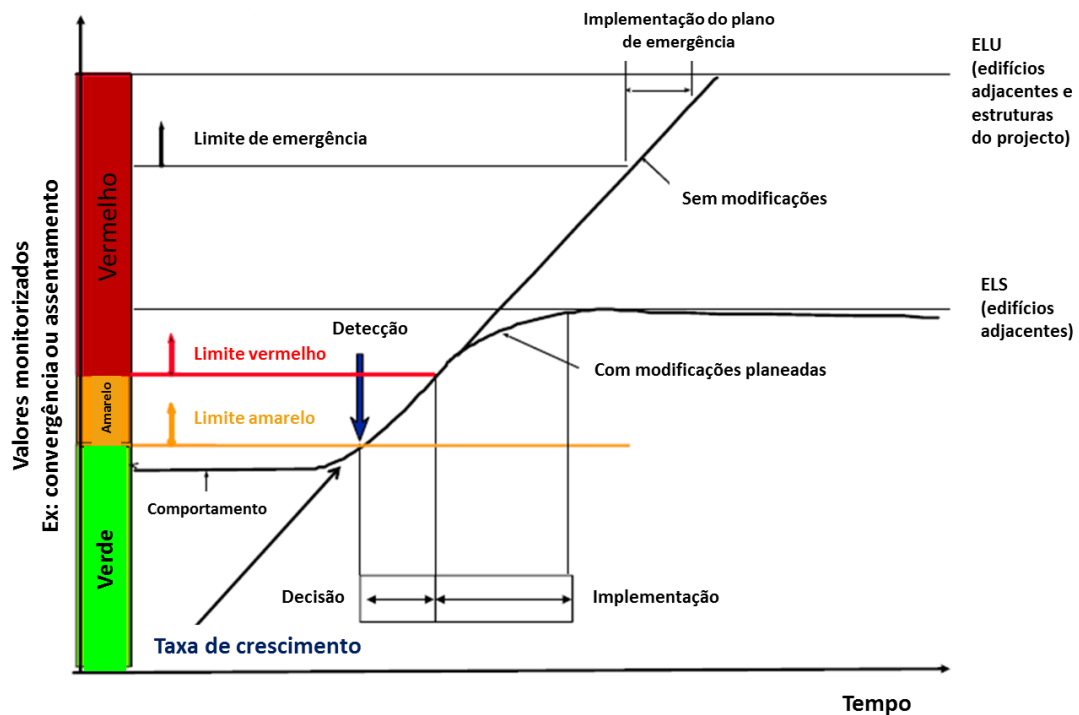


Figura 2.2: Evolução do Método Observacional de acordo com a sinalética verde, amarelo, vermelho (adaptado de CIRIA, 1999)

Assim, os valores para o limite amarelo (Figura 2.2) devem ser definidos após uma análise ponderada da evolução das condições do terreno e da estrutura, de modo a que o ciclo de recuperação que lhe sucede permita retornar rapidamente a condição estável. Quanto mais tarde forem consideradas as medidas de mitigação, maior é o nível de risco para o projecto, maior será o custo e o inerente tempo de execução (Figura 2.3). A detecção precoce do evento adverso à manutenção da segurança permite atingir novamente o nível de risco reduzido num menor espaço de tempo, diminuindo o risco associado.

O estado de alerta vermelho ocorre quando algumas condições geotécnicas atingem valores que tornam o projecto inviável em termo de segurança para a estrutura ou estruturas adjacentes. Desta forma, a construção deve ser interrompida, devendo serem tomadas medidas de emergência que visem a mitigação do risco para níveis razoáveis. O dimensionamento anterior deve ser rectificado, devendo o novo dimensionamento assegurar que os limites de utilização não sejam ultrapassados, e que o risco diminua para um nível aceitável.

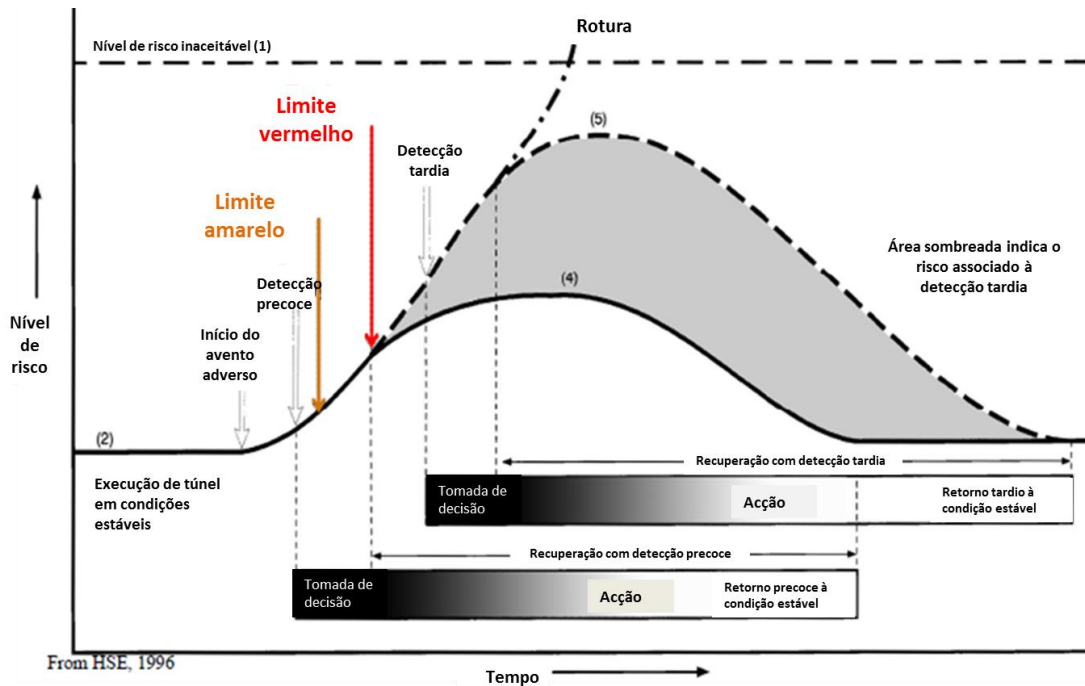


Figura 2.3: Evolução do risco na aplicação do Método Observacional (adaptado de CIRIA, 1999)

2.6.2 Aspectos económicos

Nas situações em que a probabilidade de ocorrência de condições mais desfavoráveis seja muito elevada a aplicação do Método Observacional pode não se justificar. O custo associado ao desenvolvimento do projecto com as piores condições geotécnicas possíveis pode ser muito elevado comparativamente ao benefício atingido com a aplicação do Método Observacional. A aplicação de medidas de contingência para manter a segurança da obra encarece muito o seu custo para além de aumentar o tempo de execução da obra.

A aplicação do Método Observacional permite economizar em trabalhos temporários, métodos construtivos e na sequência construtiva, reduzindo o prazo e o custo do projecto, para além de evitar a implementação de medidas de mitigação desnecessárias.

Em cada fase de aplicação do método deverá ser efectuada uma análise de custo *versus* segurança, de modo a diminuir o risco associado à sua implementação.

O tempo decorrido entre a detecção do aumento do risco até à implementação de alterações deverá ser inferior ao período de tempo previsto para que a situação evolua até ao nível de alerta vermelho (Figura 2.2).

A detecção precoce de valores observáveis fora do comportamento adequado permite tomar mais precocemente medidas para a redução do risco, a baixo custo. A detecção tardia destes valores, apesar

de muitas vezes permitir a mitigação do risco, aumenta consideravelmente o custo final da obra. Esta diferença de custos relaciona-se com:

- custo da mão de obra em trabalhos relacionados com um dimensionamento errado;
- custo da mesma mão de obra para rectificar o dimensionamento;
- custo dos materiais desadequados ao dimensionamento;
- custo das sanções causadas pelo atraso no prazo de entrega da obra.

2.6.3 Segurança

Os dimensionamentos considerados num projecto de acordo com o Método Observacional baseiam-se num intervalo de limites de comportamento dentro do qual o projecto é seguro e económico. Estes limites de comportamento aceitável podem ser definidos como barreiras comportamentais das características geotécnicas permitidas para a manutenção das condições de segurança de uma obra geotécnica. Permitem determinar a partir de que condições se impõe a aplicação de medidas de contingência. Tal como referido anteriormente, o EC7 (NP EN 1997-1:2004) não apresenta os cálculos para a definição destes parâmetros. Para Shubert (2008) o termo comportamento aceitável é interpretado como a combinação do comportamento do solo e da estrutura de suporte.

2.6.3.1 Limites de comportamento

Os valores considerados para limites de comportamento são observados directamente ou obtidos por instrumentação. São delimitados por critérios de alerta, que são definidos em termos de valores absolutos, de taxas de variação ou de tendências de variação das grandezas observadas na obra geotécnica (Caldeira & Muralha, 2004). A determinação destes valores é estabelecida com base no tempo que demora a implementar um ciclo de recuperação (CIRIA, 1999). Este compreende o tempo de detecção, de interpretação e análise dos dados de observação, o tempo da tomada de decisão e de implementação da alteração, da acção de contingência ou da acção de emergência (CIRIA, 1999) na obra geotécnica.

O termo valor característico, definido no EC7 (NP EN 1997-1:2004), compreende o limite inferior aceitável para os parâmetros geotécnicos, correspondendo a um valor com elevado grau de segurança, não coincidindo com o conceito de limites de comportamento aceitáveis do Método Observacional. De acordo com Patel *et al.* (2007), valor característico é antes a estimativa do valor dos parâmetros geotécnicos que afectam o estado limite, idealmente o seu valor numérico corresponde a 5% do quartil dos desvios medidos (Figura 2.4).

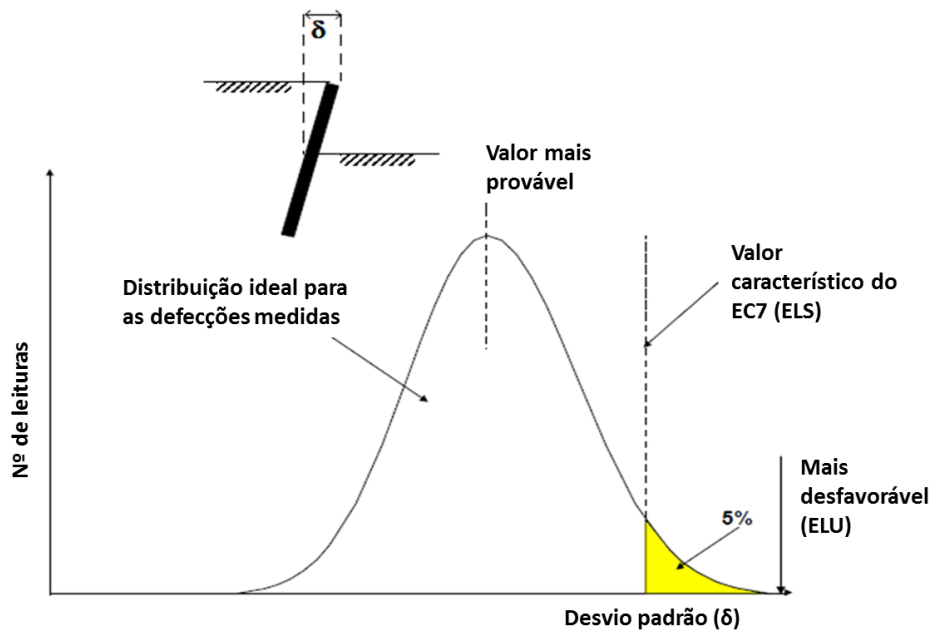


Figura 2.4: Relação entre o comportamento previsto e medido, de acordo com o EC7 (adaptado de CIRIA, 1999)

O estado limite de utilização, ou seja, ELS – estado limite de serviço, corresponde ao limite dos valores dos parâmetros geotécnicos a partir dos quais podem ocorrer danos reparáveis na estrutura. De acordo com Patel, *et al.* (2007) corresponde ao limite de comportamento aceitável. Para o estado limite de utilização devem ser verificados os assentamentos excessivos (imediato e por consolidação), o empoamento e o dimensionamento para solicitações sísmicas (Barends, 2011).

O estado limite de utilização para cada característica pode ser determinado de dois modos (Bauduin, 2007):

- Através do cálculo dos valores de projecto do efeito das acções, E_d , comparados com os valores limites, C_d , através da fórmula $E_d \leq C_d$
- Por um método alternativo baseado na experiência, por comparação com casos anteriores.

O primeiro utiliza métodos analíticos, semi-empíricos e numéricos para confirmar a validade da fórmula. O segundo método é restrito para situações em que (Bauduin, 2007):

- Por comparação e experiência anterior suportem o método;
- As estruturas sejam convencionais;
- Não haja necessidade de conhecer os valores de deformação para confirmar o estado limite de utilização.

O estado limite último (ELU – estado limite último) corresponde ao valor limite a partir do qual se considera que poderá ocorrer colapso ou falha estrutural. Este limite corresponde à situação mais

desfavorável de Peck (1969). De acordo com o EC7 (NP EN 1997-1:2004), devem ser verificados para o ELU a estabilidade, a capacidade portante, a resistência ao deslizamento, a capacidade estrutural e o colapso do terreno devido a cargas de dinâmicas (Barends, 2011).

2.7 Observação

A observação é uma parte fundamental do Método Observacional, com maior ou menor intensidade, e está presente durante todas as fases de execução da obra. A observação permite reconhecer atempadamente a validade do dimensionamento inicial, a necessidade de implementar modificações planeadas ou mesmo de executar um plano de emergência, garantindo a continuação do projecto. Os níveis de alerta medidos deverão ter tolerância relativamente aos níveis críticos, de modo a que as medidas de contingência sejam tomadas atempadamente.

Um plano de observação deverá ser bem executado, começando pela identificação das grandezas imprescindíveis à validação do dimensionamento realizado. De seguida é fundamental estabelecer o sistema de monitorização, tendo em consideração a extensão do projecto, a confiança dos resultados obtidos, e os pontos de interesse. É importante que a instrumentação seja adequada ao projecto e conhecida pelos utilizadores, para que os resultados possam ser bem interpretados por todos os observadores. Relativamente aos pontos mais críticos das observações é importante estabelecer sistemas alternativos, independentes.

O plano de observação tem de conter os procedimentos a realizar para a obtenção dos dados medidos, intervalo e frequência de medições, assim como as linhas de acção para as situações de aproximação aos valores de alerta ou de medições inesperadas. O plano deverá estar organizado de acordo com a sequência de trabalhos a realizar. Estas informações deverão ser de fácil compreensão para que todos os envolvidos no projecto possam executar os procedimentos.

Durante a execução de um projecto geotécnico, a observação frequente dos dados relevantes para a sua continuação permite a monitorização constante da evolução do projecto. Esta monitorização pode ser realizada apenas com base em observações visuais e tomada de nota de todos os aspectos fundamentais, como a manutenção de algumas características e a evolução ou variação de outras, ou pode ser realizada de modo mais objectivo, através da medição de dados por aparelhos concebidos com este propósito. A interpretação atempada e correcta dos dados é possível através da gestão da informação (Maxwell, 2006), que compreende os seguintes passos:

- a) Recolha dos dados medidos;
- b) Processamento do dados recolhidos;
- c) Auditoria e revisão;

- d) Geração do alarme;
- e) Distribuição da informação (sistemas, servidores e logs);
- f) Leitura, análise e elaboração de um relatório.

a) Recolha dos dados

Os dados recolhidos permitem manter a segurança, o baixo risco e uma maior eficiência da construção. A medição da informação pode ser contínua e automática, os dados podem ser obtidos em tempo real, apenas com alguns segundos de atraso ou a intervalos regulares, de horas ou dias, de acordo com a urgência da informação e com o tipo de grandeza.

b) Processamento dos dados

O processamento dos dados recolhidos é um processo meticuloso, devendo serem tomadas algumas precauções que garantam uma interpretação simples e directa, que possibilitem tomar as decisões necessárias em tempo útil de resposta.

c) Auditoria e revisão

É fundamental rever os dados introduzidos, de modo a detectar o mais cedo possível dados de natureza incorrecta, resultantes de uma inadequada introdução ou de um mau funcionamento dos instrumentos, por gravação na frequência incorrecta ou que não estejam a funcionar de todo. Permite detectar ainda instrumentos que estejam a trabalhar fora do intervalo de valores limite ou dos limites de credibilidade em termos de alterações e taxas de alterações (Maxwell 2006). Deverão ainda ser instalados instrumentos fora da área em estudo, para garantir o registo de valores de referência.

d) Geração do alarme

O estabelecimento dos critérios de alerta, responsáveis pela tomada de acções relativas ao projecto, é um ponto bastante importante para a observação durante o desenvolvimento da obra.

e) Distribuição da informação

A informação medida pelos instrumentos instalados na obra, deverá ser imediatamente disponibilizada aos intervenientes, para que possam ser tomadas as medidas necessárias quando estas se justificarem.

f) Leitura, análise e elaboração de um relatório

Deverá ser elaborado o mais rapidamente possível, um relatório simplificado das leituras efectuadas nos equipamentos. A análise destes relatórios permite detectar precocemente a necessidade de

proceder a ajustamentos no dimensionamento da obra.

2.7.1 Plano de observação

As observações realizadas durante o desenvolvimento do projecto devem reflectir os fenómenos que condicionam o comportamento das estruturas. A realização de observações erradas ou uma interpretação errada das observações pode impedir a concretização da melhor solução.

Os dados obtidos das observações deverão ser processados para a realização de relatórios que possibilitem uma retroanálise do projecto. O processamento deverá ser o mais simplificado possível, de modo a que qualquer geotécnico consiga compreender a evolução do projecto, e a que qualquer erro efectuado nas medições seja facilmente reconhecido e rectificado.

Após a finalização da obra, a manutenção das observações às estruturas deve continuar. No entanto, determinados deslocamentos da estrutura ou do solo são considerados normais, pois resultam da adequação das fundações às novas condições impostas.

2.7.2 Plano de instrumentação

A instrumentação é uma garantia de protecção, quer do projecto quer das construções existentes na sua envolvente (Maxwell, 2006). A utilização da instrumentação no decorrer da fase activa permite aperfeiçoar o dimensionamento, e concomitantemente, uma poupança no tempo e nos custos relacionados com o projecto, nomeadamente, nas seguintes fases:

- a) Retroanálise de dados históricos, por forma a formular mais correctamente modelos do terreno e os parâmetros a adoptar para os materiais;
- b) Medição dos valores de referência para as características do solo, água e movimentos estruturais, permitindo compreender melhor as variações naturais e o comportamento do material em stress, assim como identificar condições pré-existentes que condicionem a solução a adoptar;
- c) A monitorização cuidadosa e análise dos resultados da instrumentação durante a execução do projecto permitem refinar os métodos de construção a adoptar assim como definir os trabalhos temporários necessários, resultando na redução de custos directos;
- d) A análise dos valores registados pela instrumentação permite prever o comportamento do terreno e das estruturas com um aumento na confiança da solução adoptada. O planeamento baseado nestas projecções permite o desenvolvimento do projecto com um acréscimo na compreensão dos riscos associados ao mesmo;

- e) O acesso aos resultados da instrumentação durante a construção permite salvaguardar o projectista de eventuais acusações fraudulentas de acidentes;
- f) A instalação correcta e a gestão da instrumentação fornecem as bases para a gestão do risco.

A abordagem observacional deve basear-se no plano de instrumentação, na medida em que o projecto não pode ser inteiramente definido à partida, mas antes gerido de acordo com a filosofia de que, durante a sua execução, surgem situações inesperadas.

Os parâmetros obtidos da instrumentação podem ser distinguidos como parâmetros de primeira ordem e de segunda ordem. Os de primeira ordem são medidos directamente no campo, nos instrumentos, enquanto que os parâmetros de segunda ordem são calculados a partir de dois ou mais parâmetros de primeira ordem (Maxwell, 2006).

Os parâmetros de primeira ordem são facilmente obtidos e compreendidos pelos operários, o que facilita a detecção precoce do estado de alerta.

Geralmente, os parâmetros de segunda ordem têm maior importância em engenharia, sendo utilizados para interpretar eventos, caso se atinja o alerta amarelo, são ainda úteis para confirmar a validade dos parâmetros de primeira ordem, e funcionam como sistema de segurança.

De forma a que sejam evitados falsos alarmes a definição dos limites de alerta baseados no ciclo de recuperação deverá ter em consideração a sensibilidade, exactidão e repetibilidade dos instrumentos.

2.8 Condições de aplicabilidade do Método Observacional

A implementação do Método Observacional é recomendada nas situações em que os benefícios da sua aplicação possam ser antecipados. O nível de conhecimento sobre as incertezas existentes no local aumenta consideravelmente com a evolução do projecto, desde que estas incertezas derivem da geologia local ou dos parâmetros geotécnicos dos materiais afectados.

As incertezas relativas à geologia correspondem às características geológicas, tais como a estrutura e a litologia, e à variabilidade geológica do local.

As incertezas relativas aos parâmetros correspondem ao comportamento geotécnico, caracterizado pelas propriedades do terreno, pelo uso de modelos matemáticos inadequados, ou na exactidão dos modelos utilizados.

Nas situações em que não é possível ou fiável proceder a modificações no projecto durante a sua

execução, ou quando as incertezas são negligenciáveis, o Método Observacional não é aplicável, pois não é economicamente vantajoso. Assim, importa referir, que a sua aplicação apenas se justifica nas situações em que os benefícios podem ser antecipados, e em que os limites das condições do solo são bem compreendidos, podendo serem controlados economicamente durante a execução do projecto (Szavits-Nossan, 2007).

A aplicabilidade do método depende do tipo de informação que pode ser observada e medida *in situ* (Szavits-Nossan, 2006). Poderá ser difícil ou mesmo impossível modificar o limite inferior de comportamento (limite amarelo).

O Método Observacional é mais adequado para projectos em que o dimensionamento é governado pelo ELS. Para as situações em que o projecto é governado pelo ELU, o método pode ser aplicado em terrenos com comportamento dúctil, não devendo nunca ser aplicado em terrenos com comportamento frágil, situação em que é mais correcto aplicar o método convencional (Szavits-Nossan, 2006).

A aplicação do Método Observacional é possível quando as seguintes condições estão reunidas (Van Baars & Vrijling, 2005):

- a) A sua aplicação não deverá ser condicionada legal ou contratualmente;
- b) Deverão existir algumas incertezas acerca das condições do terreno;
- c) As incertezas deverão, de alguma forma, ser observadas durante a execução do projecto;
- d) Se a resistência do terreno corresponde a uma das incertezas, então a mesma não deverá ser frágil, verificando-se esta condição após se submeter o terreno a uma força máxima, após a qual a sua resistência não diminuirá subitamente;
- e) As condições reais do terreno deverão conduzir a uma apreciável diferença de custos ou risco para a estrutura ou para a construção;
- f) O projecto pode ser adaptado, simplificado ou reforçado após a realização das observações;
- g) A construção consiste em pelo menos duas fases (1ª: antes das observações; 2ª: após as mesmas);
- h) O tempo de resposta entre a monitorização e a implementação de medidas deverá ser adequado ao controlo das condições;
- i) Caso a construção se inicie com uma estrutura ligeira, durante a 1ª fase de execução do projecto deve ser garantido que não se atinge a resistência máxima da estrutura, o que pode conduzir a um acidente antes que a estrutura possa ser reforçada;
- j) Os custos associados a alterações na estrutura deverão ser inferiores aos benefícios

previstos com as mesmas.

Torna-se fundamental reflectir um pouco sobre a alínea d), pois, caso o terreno seja frágil, e ocorra uma rotura repentina, dificilmente haverá tempo suficiente para reforçar a estrutura entre os primeiros indícios de rotura e o seu colapso. Relativamente à alínea j), há que assumir que a relação custo benefício pode não ser vantajosa, caso, a título de exemplo, as incertezas relativas ao comportamento esperado para o terreno sejam eliminadas com investigação geotécnica adicional, e que esta seja mais barata do que a monitorização realizada durante a execução da obra. Assim, torna-se perceptível que a análise de risco financeiro é importante para a decisão sobre a implementação do método observacional (Van Baars & Vrijling, 2005).

2.9 Vantagens

De acordo com o relatório da POSIVA (Backblom & Ohberg, 2002), a aplicação do Método Observacional contribui para:

- Selecção de metodologias de trabalho adequadas e determinação do tipo de trabalho a realizar e das adaptações necessárias para as condições de um dado local;
- Aumento da segurança ocupacional;
- Optimização de custos;
- Adaptação do projecto às condições geotécnicas reais;
- Ajustamento da metodologia de trabalho às condições encontradas;
- Documentação apropriada da evolução, rastreio das decisões e preparação de documentos;
- Possibilidade de sistematizar a gestão da documentação.

A aplicação do Método Observacional em obras geotécnicas é uma abordagem inovadora aos projectos geotécnicos (Powderham, 1994), que possibilita:

- a) Forte ligação entre o dimensionamento e a construção;
- b) Aumento da segurança durante a construção;
- c) Uma melhor compreensão da interacção terreno/estrutura;
- d) Melhorias no uso e desempenho da instrumentação;
- e) Melhoria na qualidade da construção pelo conhecimento de casos anteriores;
- f) Melhor motivação e trabalho de equipa.

2.10 Limitações

Apesar de todas as vantagens associadas a este método, podem-se referir algumas limitações mencionadas por Powderham (1994, 2002):

- a) As condições contractuais tradicionais podem impor restrições que impeçam a relação entre a equipa de projecto e a equipa de construção, impedindo a gestão adequada do risco;
- b) Falta de dados de casos anteriores, pode limitar as escolhas;
- c) As condições para aplicação do método (“ingredientes” de Peck) devem de ser verificadas;
- d) As condições de aplicação do método devem de ser bem compreendidas e aplicadas cuidadosamente;
- e) É importante identificar as tendências, e separar as características essenciais do meio envolvente ou de efeitos secundários;
- f) O rigor exigido para a implementação destas medidas torna-as mais onerosas;

De um modo geral, todas as abordagens ao Método Observacional não contemplam questões fundamentais para a sua aplicabilidade e operacionalidade tais como: questões contractuais, aplicabilidade (em solos frágeis, em condições sem tempo adequado entre a detecção e a aplicação de medidas de mitigação), dimensionamento dos parâmetros (valor característico para os parâmetros geotécnicos para além dos quais a estrutura já não cumpre os critérios relevantes de projecto), factores de segurança, sistema de semáforos na definição do comportamento e planificação de modificações (Patel, *et al.*, 2007).

2.11 Problemas com a aplicação do método

Um dos problemas que a sua aplicação não consegue solucionar é a antecipação de todos os desvios possíveis às condições reais observadas e assumidas no dimensionamento (Peck, 1969).

Szavits-Nossan, (2006) estabeleceu algumas questões que continuam por solucionar relativamente à aplicação do método listados em seguida:

- a) Iniciar a execução de um projecto baseado nas condições geotécnicas mais prováveis pode, durante a respectiva execução comprometer a sua segurança;
- b) Como definir os limites do Método Observacional para o estado limite de utilização e o estado limite último;
- c) A aplicação do método a materiais britados ou com um comportamento estrutural;
- d) Aplicação do Método Observacional como forma de substituir trabalhos de

- investigação das propriedades dos materiais;
- e) Questões legais, contractuais e de restrições à segurança.

A definição para o Método Observacional proposta pelo EC7 (NP EN 1997-1:2004) é bastante restritiva relativamente às definições anteriores; segundo Peck (1969) e Nicholson (2006) estas restrições são bastante limitativas, podendo levar a aplicação do Método ao fracasso.

2.12 Críticas às diversas formulações

A definição do Método Observacional é muito rígida (Kovári & Lunardi, 2000), levando a que muitos profissionais ao tentarem manter a rigidez proposta, se esqueçam de verificar todas as variáveis possíveis das características geotécnicas, falhando nas observações realizadas.

O termo “condições” proposto por Peck (*op. cit.*) nos “ingredientes” do Método tem um sentido muito vasto, podendo referir-se a condições geológicas, hidrogeológicas, propriedades mecânicas dos materiais, ou ainda à eficácia das medidas construtivas. Esta abrangência de termos não é apropriada para um procedimento ou método de trabalho (Kovári & Lunardi, 2000).

2.13 Aplicação do Método Observacional a obras geotécnicas

Para a realização desta dissertação foi efectuado um levantamento de alguns casos de obras onde a aplicação do Método Observacional se revelou uma mais valia para a solução final implementada no caso de estudo considerado. Nesta secção tenta-se referenciar alguns destes casos, com particular interesse para a solução encontrada no caso de estudo descrito no capítulo 3, sem no entanto entrar numa descrição exaustiva dos exemplos em causa.

2.13.1 Construção de um túnel em Holywell e Castle Hill

A construção de um túnel rodoviário em Folkestone, Reino Unido, compreendeu a execução de uma série de trechos pelo método “cut and cover”, esta obra é descrita por Powderham (1994). A geologia regional caracteriza-se por sucessões margosas, sobreconsolidadas e muito plásticas, apresentando evidências de antigos escorregamentos. Devido a estas características, foi necessário proceder ao escoramento das paredes do túnel. A decisão sobre a aplicação do Método Observacional teve como objectivo diminuir a quantidade de aço a utilizar na estrutura para as escorar. Desta forma, o projecto e a construção seriam significativamente alterados para uma melhor adequação do dimensionamento das contenções temporárias durante a fase executiva.

Inicialmente a aplicação do método restringia-se a uma primeira fase da obra, tendo sido decidida *ab initio*; no entanto durante a evolução do projecto decidiu-se aplicar em todas as fases na modalidade

best way out. As alterações ao projecto inicial foram introduzidas faseadamente, com base em modificações progressivas.

As incertezas neste projecto correspondiam ao seguinte:

- A profundidade e grau de alteração das margas a interessar, assim como à sua susceptibilidade durante a construção;
- Magnitude das cargas laterais a curto prazo e capacidade de suporte das paredes temporárias do túnel;
- Falta de exemplos de casos anteriores e dados de construções para condições do terreno similares;
- Estabilidade da escarpa existente em Castle Hill West, limitando algumas escavações.

O projecto inicial previa a utilização de 2250t de aço para a execução dos sustimentos temporários, tendo sido necessários apenas 280t. A aplicação do método trouxe uma economia directa de 1970t de aço.

2.13.2 Construção de um aterro para o novo aeroporto de Kitakyushu

Na ilha de Kyushu, no Japão, o projecto de execução do novo aeroporto previa a rápida consolidação dos terrenos necessária para a fundação das suas estruturas, numa área conquistada ao mar, constituída por materiais provenientes de dragagens em Seto Inland Sea, constituiu o mote para a aplicação do Método Observacional (Egashira, et al., 2003).

A necessidade de efectuar continuamente a dragagem do canal de navegação para o porto foi aproveitada para obter os materiais necessários para a constituição de uma ilha artificial que suportasse o novo aeroporto. Os materiais dragados eram essencialmente constituídos por argilas.

A importância deste exemplo para o caso de estudo da Ericeira, a apresentar no capítulo seguinte, relaciona-se com a necessidade de coordenar dois trabalhos distintos que estão interligados, sendo a coordenação entre as equipas responsáveis pelos dois trabalhos uma mais valia para a solução final.

As incertezas relativas a esta obra geotécnica relacionavam-se com o projecto de execução do aterro e a garantia de consolidação adequada para o suporte do novo aeroporto, que deveria ser feito sem o conhecimento adequado das condições do solo.

2.13.3 Subsistência de fábrica de indústria química

Este caso demonstrou que a falta de experiência, na análise de observações, por parte do projectista (Peck, 1969), pode desencadear a tomada de decisões com resultados perigosos para o projecto final.

A fábrica em questão localiza-se numa área caracterizada por um estreito depósito de areias com algumas inclusões orgânicas, abaixo da qual se encontra uma espessura de cerca de 15m de argilas normalmente consolidadas e uma camada de calcário. Para este caso, Peck (1969) considerou que o abaixamento do nível freático nas camadas de calcário era a causa para a subsidência, tendo efectuado cálculos sobre o assentamento previsto, que coincidiam com os assentamentos observados.

No entanto, uma observação mais atenta efectuada por Terzaghi evidenciou que a subsidência ocorria nas próprias camadas calcárias, tendo concluído que os cálculos efectuados por Peck não tinham em conta nenhuma referência em relação ao topo da camada calcária. O desenvolvimento do projecto, com base no modelo proposto por Peck poderia ter desencadeado a ocorrência de um acidente, com perigo de perda de bens e de vidas.

Ralph Peck (1969) assumiu posteriormente que, para além da sua falta de experiência também não considerou à partida todas as possíveis incertezas geotécnicas.

2.13.4 Cape Kennedy causeway

Este exemplo, também observado por Peck (1969) refere-se à criação de condições para transportar foguetões entre a fábrica e o seu ponto de lançamento, na Flórida, EUA. Os foguetões Saturno com uma altura correspondente a um edifício de 35 andares teriam de ser transportados na vertical e, percorrer cerca de 6km, desde a fábrica até à plataforma de lançamento. Para tal foi necessário realizar uma consolidação nos terrenos para evitar a possível liquefacção dos mesmos. O veículo de transporte dos foguetões seguia um caminho caracterizado por uma camada com cerca de 1m de cal, sobre uma camada de areia, distribuída uniformemente, sobre uma segunda camada de areia, semelhante.

As soluções inicialmente apresentadas revelaram-se dispendiosas e com resultados demorados; como tal, optou-se pela aplicação do Método Observacional *best way out*, aplicando-se as medidas necessárias enquanto os foguetões avançavam pelo percurso. Para avaliar a capacidade portante do terreno, recorreu-se a instrumentação constituída por placas de assentamento no topo e na base de areias soltas, inclinómetros e piezómetros (de medição rápida e automática).

As observações realizadas durante o transporte dos foguetões permitiram concluir que:

- O aumento de pressão de água intersticial correspondente a 1/3 do acréscimo da tensão calculada, rapidamente diminuía assim que o veículo de transporte se immobilizava;
- A espessura de areia diminuiu após a passagem do veículo de transporte. Estas observações demonstraram que a estrutura da areia podia ser alterada com aplicação de repetitivos ciclos de baixas cargas e que o aumento da pressão intersticial podia ser reduzido se o transporte dos foguetões se processasse a velocidades muito reduzidas.

Esta solução foi tida em conta apesar de o transporte dos foguetões não ter ficado concluído no prazo inicial considerado; no entanto, esta correspondia à solução mais rápida e económica.

O transporte foi efectuado à velocidade normal, medindo-se continuamente a evolução da pressão intersticial, sempre que esta aumentava a velocidade de transporte era reduzida.

Observou-se que a compactação das areias aumentava progressivamente a cada passagem.

2.13.5 Projecto de construção de uma ponte com encontros em aterro sem aplicação do Método Observacional

Este exemplo refere-se a um projecto de execução de uma ponte sobre o rio Sarawak, na Malásia, fundada em depósitos aluvionares e lacustres (Gue & Tan, 2004), relativamente ao qual se efectuou um dimensionamento convencional, sem aplicação do Método Observacional. Os aterros dos encontros da ponte teriam 5m de altura; no entanto, ao atingir os 3m o aterro escorregou 25m atrás do 2º pilar. Os pilares tinham cerca de 1m de diâmetro, com uma malha de 2,5m. A causa do acidente foi atribuída à falta de capacidade de suporte dos terrenos e à falta de estabilidade do aterro.

A retroanálise das observações realizadas durante o desenvolvimento do projecto revelou a fraca capacidade de suporte do material *in situ*, pois durante a execução dos trabalhos iniciais, os trabalhadores facilmente se enterravam no solo, revelando a fraca resistência não drenada do material. Os cálculos realizados, *à posteriori*, confirmaram que a altura máxima do aterro suportada pelas fundações era de cerca de 3m, o que coincidia com a sua altura quando ocorreu o deslizamento.

Assim, pode-se confirmar que o projecto realizado não era adequado para o local. A aplicação do Método Observacional na modalidade *best way out* poderia ter sido a solução mais indicada para a execução da empreitada, uma vez que este possuía incertezas relevantes que podiam ser esclarecidas durante o desenvolvimento do projecto, nomeadamente:

- A falta de conhecimento das condições do subsolo;
- A falta de consciência dos possíveis problemas que poderiam ocorrer durante a construção.

Estes factores poderiam ainda ter sido detectados atempadamente se o controlo da construção e a monitorização por parte dos consultores tivesse sido implementada.

3. Rampa Sul da Ericeira

O desenvolvimento da vila da Ericeira terá ocorrido devido à sua proximidade à costa oceânica. A poucos metros do topo das suas escarpas e na zona portuária existem diversas construções, assim como junto ao seu sopé, onde se destacam o Clube Naval e outras ocupações sazonais para apoio de praia, para além da utilização da própria praia. As arribas chegam a atingir em algumas zonas a altura de 25m. A rampa Sul do porto da Ericeira constitui, desde a sua construção, o segundo acesso ao porto e à Praia dos Pescadores. Seguidamente descreve-se a rampa, assim como as intervenções realizadas e, o projecto previsto para a sua recuperação.

3.1 Enquadramento

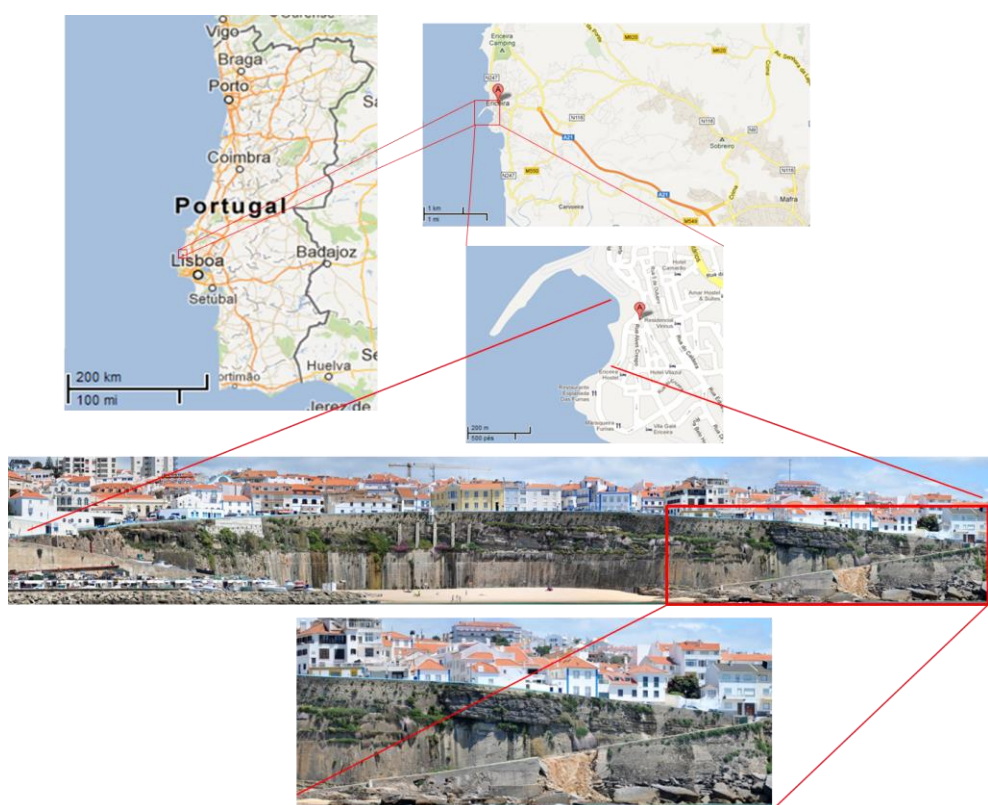


Figura 3.1: Enquadramento geográfico da rampa Sul (adaptado de <https://maps.google.pt/>)

Este capítulo refere-se a um caso de estudo acompanhado no âmbito desta dissertação. A área em estudo localiza-se (Figura 3.1) a cerca de 35 km a noroeste de Lisboa, no concelho de Mafra na vila da Ericeira, centro de Portugal; a rampa (Figura 3.1) situa-se no porto da Ericeira, a Sul da praia dos Pescadores, estando sobre jurisdição do Instituto Portuário e dos Transportes Marítimos, IP (IPTM, IP). Esta área está identificada na Carta Geológica de Portugal à escala 1:50.000 como Praia do Peixe e na Carta Militar de Portugal, à escala 1:25.000 como Praia da Ribeira.

3.2 Breve enquadramento geológico

A região de Torres Vedras enquadra-se no Cretácico Inferior da Bacia Lusitânica que, na zona Oeste de Portugal se caracteriza por uma abertura de rifte fracassada, que terá iniciado a sua abertura a Sul, em plena margem atlântica. Possui uma orientação Norte-Sul, com uma largura de 30 a 50 km, limitada a Este pelos relevos hercínicos do maciço Hespérico, e a Oeste pelas rochas graníticas e metamórficas da ilha das Berlengas e Farilhões.

As formações do Cretácico inferior distribuem-se por duas configurações paleogenéticas: um domínio de sedimentação carbonatada em ambiente marinho a Sudoeste (região da Ericeira, Sintra, Cascais e Cabo Espichel) e um domínio continental, predominantemente fluvial a Norte e a Este (Choffat. P., 1891).

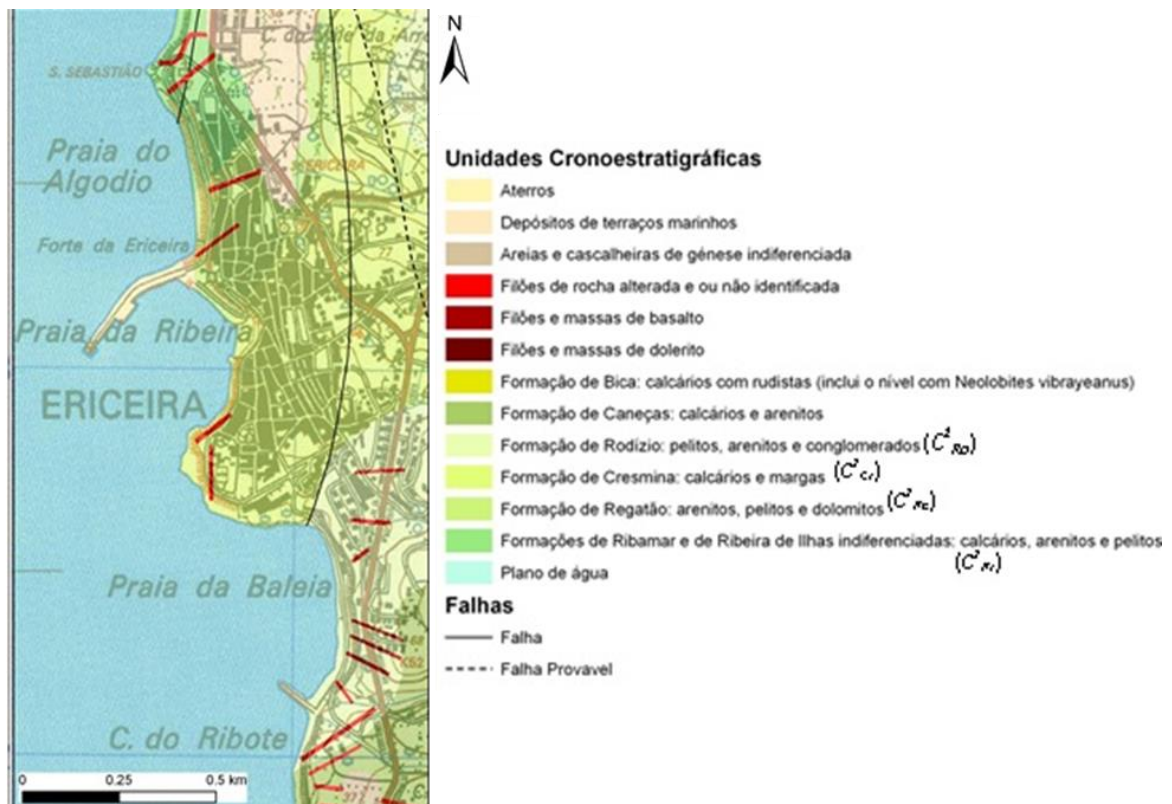


Figura 3.2: Mapa geológico (Manuppella, Machado, & Dias, 2005)

As arribas da Praia dos Pescadores, que se inserem no domínio Sudoeste, são constituídas por rochas do Albiano (Figura 3.2), altura em que esta região se apresentava continuamente em ambiente marinho, de baixa energia, com uma extensa coluna de água, com deposição de sedimentos maioritariamente de origem biocarbonatada. A deposição dos sedimentos terá ocorrido sobre uma topografia sub-horizontal.

Afloram na região em estudo os Calcários da Cresmina C^1_{CR} (Figura 3.3), caracterizados por calcários e margas, com uma espessura de cerca de 25m. A sucessão de cima para baixo é constituída pelas seguintes camadas (Jaques Rey, 1993):

- b- Arenito carbonatado grosseiro alternado com margas arroxeadas.
- a- Banco de arenitos finos muito argilosos cinzento-rosados (1m de espessura).

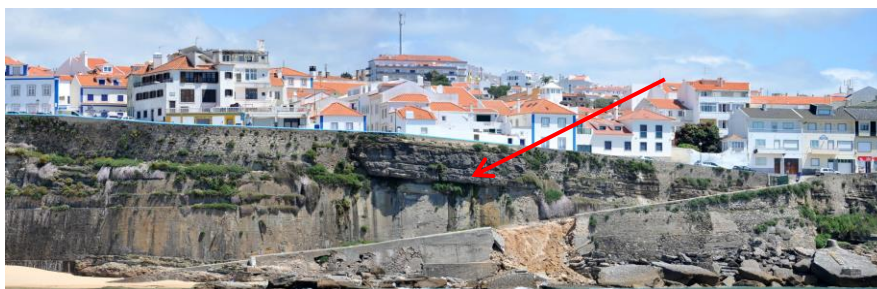


Figura 3.3: Arribas da rampa Sul da Praia dos Pescadores, com os calcários da Crismina assinalados a vermelho

A Sul da Praia do Peixe, aqueles calcários formam o promontório do Semáforo. As “camadas com *Orbitulina*” têm uma possança de cerca de 10m e apresentam uma alternância em bancos de 20 a 30cm de espessura (Jaques Rey, 1993).

Na Praia dos Pescadores, a parte superior da arriba é constituída por uma alternância de camadas de arenitos em consola, assentes sobre camadas de margas e argilas. A arriba localiza-se numa plataforma de abrasão marinha estando continuamente sujeita a fenómenos de erosão diferencial, acontecimento que se verifica devido à heterogeneidade vertical da arriba, constituída por camadas de margas e argilas, mais friáveis que sofreram um recuo, ficando as camadas calcárias, mais resistentes, em consola. Por outro lado, e devido ao desgaste promovido pelo vento e infiltração de águas da chuva, as camadas margosas foram sofrendo erosão interna. A percolação de água terá por sua vez, promovido a instalação e desenvolvimento de coberto vegetal, potenciando a abertura de fendas e diáclases existentes nas rochas e a formação de blocos isolados sem sustentação e instáveis.

3.3 Estabilização na zona portuária da Ericeira

Os primeiros trabalhos realizados na arriba junto à praia tiveram como fundamento o acesso ao porto. A construção da rampa Sul (Figura 3.4) foi conseguida a partir da execução de um muro de contenção implantado a 5m da arriba, tendo o seu tardo sido preenchido com material de aterro, de modo a constituir a rampa.



Figura 3.4: Pormenor do muro e rampa Sul (adaptado de Esteves, 2011)

Devido à sua importância, os primeiros projectos para a execução de trabalhos de consolidação das arribas na Ericeira datam de há mais de um século. Em 1896 foi elaborado um projecto tendo em vista a protecção das arribas que circundam a calheta do porto, incluía o suporte e revestimento das arribas em toda a periferia, drenagem, reparação das muralhas já existentes e desobstrução do porto dos detritos de antigos desmoronamentos. Este projecto foi iniciado, mas nunca foi terminado.

Como se pode observar nas infografias do embarque da família real portuguesa para o exílio em 1910 (Figura 3.5), a arriba apresentava, já na época, blocos calcários compartimentados devido ao seu diaclasamento e algumas camadas calcárias superiores em consola, para além de algumas cavernas no lado Norte, junto ao areal.



Figura 3.5: Embarque da Família Real portuguesa para o exílio em 1910, na praia dos Pescadores

Até 1911 os vários desmoronamentos ocorridos foram reparados, sempre que se justificou, com trabalhos pontuais de consolidação da arriba. Em 1922 foi por fim elaborado, pela antiga 4ª Secção da Divisão de Hidráulica do Tejo e aprovado por despacho ministerial, um “Projecto de Revestimento das

ribas sobranceiras à Praia do Peixe, Ericeira”, que compreendia a parte central do contorno do porto, numa extensão de 85m. Neste projecto pretendia-se executar um muro de betão (Figura 3.6), para revestimento das arribas desde a base até uma altura de 15m. A execução do projecto compreendeu o período entre 1924 e 1929, não tendo sido no entanto concluído.



Figura 3.6: Muro executado entre 1924 e 1929, com 15m de altura na área do areal da praia dos Pescadores

Em 1936 foi apresentado um novo projecto com estimativa orçamental, pela Divisão de Hidráulica do Tejo, que incluía a execução do saneamento da escarpa, o desmonte e remoção de detritos de antigos desabamentos e de alguns blocos de rocha em perigo de desmoronamento, e continuação da execução do muro iniciado em 1924 (Figura 3.6). Este projecto foi concluído, tendo sido complementado com a execução de cinco gigantes (Figura 3.7), funcionando como contrafortes, na região central da arriba, distanciados de 5m, e apoiados na muralha de revestimento (Figura 3.6) e na rocha saliente na base da arriba, ao longo de 30m.



Figura 3.7: Gigantes na zona central da Praia dos Pescadores localizados sobre o muro de 15m

Entre 1940 e 1941, foi executado um novo projecto pela Divisão de Hidráulica do Tejo, o revestimento da escarpa com um muro de betão revestido a pedra numa altura de 25m em 50m de extensão (Figura 3.8), com o propósito e proteger o “Forte e Casa do Governador”. Há cerca de 20 anos, este muro foi prolongado para Norte (Figura 3.9) nos metros superiores da escarpa, até à primeira camada calcária que ali ocorre.



Figura 3.8: Intervenção de 1940-41

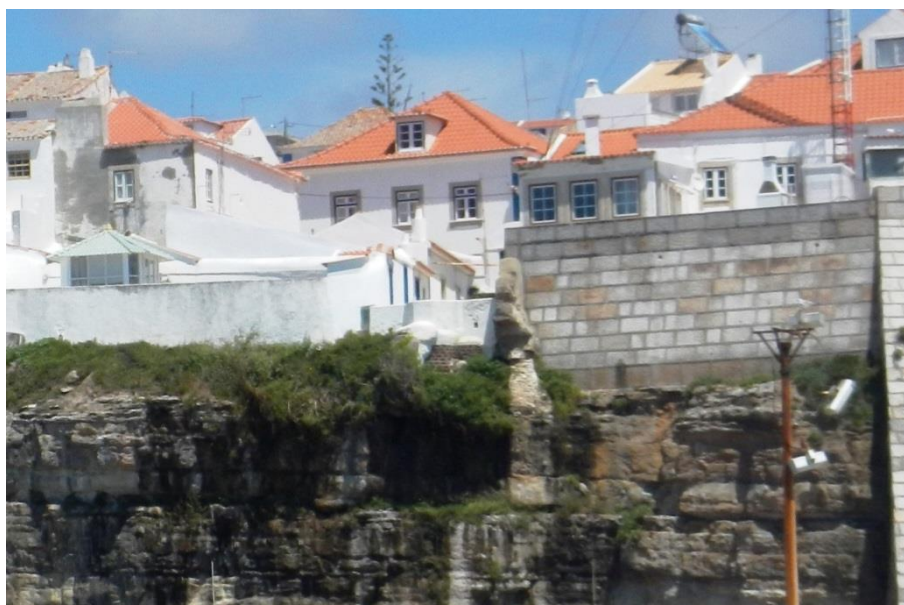


Figura 3.9: Prolongamento do muro para Norte

Em 2005 foi solicitado ao IPTM um parecer sobre o estado das arribas que se encontravam então sob a sua jurisdição, devido a dois casos isolados que indicavam a instabilização da arriba. Um dos incidentes terá sido o despreendimento de um bloco na camada calcária não intervencionada anteriormente e num troço do muro de suporte edificado no século XIX, que suportava o topo da arriba (Figura 3.10) na zona superior à Praia dos Pescadores. Na visita então efectuada, verificou-se que o muro em questão apresentava alguma fissuração e deslocamentos indiciadores de uma previsível rotura na zona da Capela de Santo António, tendo sido realizado um projecto de execução sobre essa mesma zona. Da mesma vistoria concluiu-se existir um elevado nível de risco para pessoas e bens que se encontrassem, quer no topo quer na base da falésia. A solução adoptada consistiu na execução de

uma viga de betão armado na face exterior, ancorada, que suporta toda a extensão instável do muro (Figura 3.11). Para o dimensionamento das ancoragens foi necessário conhecer as cotas a que se encontravam todas as infra-estruturas enterradas (águas, esgotos, electricidade, rede de telefones, etc.).



Figura 3.10: Muro que suporta o topo da arriba sobre a praia dos Pescadores, e pormenores de fissuração no muro



Figura 3.11: Muro em betão armado ancorado

Naquela vistoria, a arriba foi dividida em oito zonas distintas (Figura 3.12), tendo sido caracterizados pormenorizadamente os problemas encontrados em cada uma. Dentro dessas oito zonas, a zona 3, corresponde à rampa Sul da Praia dos Pescadores.

Em Novembro de 2010, a realização de uma nova vistoria à zona da rampa Sul da arriba da praia dos Pescadores permitiu apurar o agravamento da situação anterior, tendo o risco aumentado, a situação passou a impor uma intervenção imediata de modo a serem implementadas medidas mitigadoras que possibilitassem a redução do risco considerado. Foi elaborado um projecto onde se propunha para a zona da rampa Sul da Praia dos Pescadores (Santos Ferreira, *et al.*, 2011):

- desmonte dos blocos com elevada probabilidade de queda e de difícil estabilização (Figura 3.13);
- pregagem de blocos individuais;
- revestimento com betão projectado com fibras metálicas para estabilização de zonas muito fracturadas, com o intuito de impedir a progressão da erosão das camadas margosas e repor o revestimento na parte inferior da arriba;
- execução de uma malha de furos de drenagem em toda a arriba.



Figura 3.12: Zonamento das arribas na área de jurisdição portuária, realizada pelo IPTM, I.P

Como o estado real da arriba e das fundações do muro de alvenaria original apenas poderiam ser conhecidos após a limpeza do produto de desmoronamentos anteriores do sopé e após o desmonte dos blocos instáveis, o projecto seria acompanhado pelo seu projectista, sendo adaptado de acordo com a análise a desenvolver com base nas observações feitas durante a fase executiva.



Figura 3.13: Blocos instáveis

O pavimento da rampa apresentava um elevado risco quanto à probabilidade de ocorrência do seu abatimento, tendo sido considerado o preenchimento de todas as cavidades existentes abaixo do mesmo pavimento com betão envolvido por manta de geotêxtil, tratamento de toda a face da estrutura de suporte com betão projectado com fibras metálicas e execução de uma malha de furos de drenagem, tal como na arriba. Também nesta área, o projecto seria adequado após a limpeza do produto de antigos desmoronamentos e durante a execução do preenchimento com betão projectado pois, apenas após a limpeza da área, seria possível avaliar o grau de risco inerente, assim como o volume de betão a injectar. Por motivos orçamentais este projecto não foi executado.

A 2 de Maio de 2012 ocorreu rotura do troço central da rampa Sul da Praia dos Pescadores (Figura 3.14). Esta não era previsível face à análise de risco elaborada anteriormente. A rotura levou à realização de uma nova vistoria, na qual se verificou que, acima da rampa, a arriba apresentava uma deterioração nítida relativamente à vistoria de 2010. O projecto de execução elaborado em 2010 apenas se manteve válido no trecho superior à rampa, com reforço das medidas a aplicar. A sua implementação passou a ter carácter de urgência, devido à previsível evolução da situação, podendo colocar em risco o arruamento existente no topo da arriba.

Em Junho de 2012 ocorreu uma nova rotura no seguimento da anterior (Figura 3.15), esta era prevista de acordo com a vistoria realizada em Maio de 2012. O projecto de execução inicial, não permitiu uma caracterização pormenorizada das incertezas relativas às condições do terreno de fundação do muro e de execução do projecto, devido ao seu carácter de urgência.



Figura 3.14: Aspecto da rampa no dia 3 de Maio de 2012

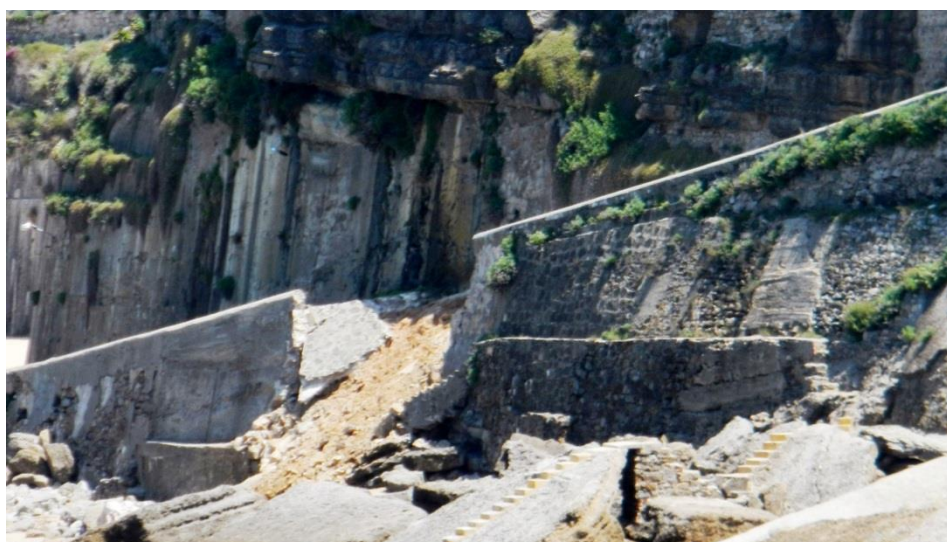


Figura 3.15: Aspecto da rampa 20 dias após a rotura



Figura 3.16: Panorama da Praia dos Pescadores após rotura da rampa

3.4 Caracterização da zona Sul da Praia dos Pescadores

Após a pesquisa bibliográfica e de campo da área em questão, foi possível realizar um modelo conceptual da sucessão litológica da região da rampa Sul da praia dos Pescadores, na Ericeira, assim como das condicionantes à execução da melhor solução a adoptar para a sua requalificação.

Caracterizando-se esta região por intercalações calcárias e margosas, importa conhecer a espessura e extensão lateral das camadas calcárias, assim como a localização e dimensão de possíveis cavidades resultantes da erosão diferencial no interior do maciço rochoso. A erosão diferencial associada à dissolução dos calcários é responsável pela existência de possíveis cavernas no interior do maciço rochoso. A localização, caracterização e profundidade de rocha sã, assim como o grau de estabilidade do maciço são fundamentais para determinar as zonas onde deverão ser desmontados ou estabilizados blocos.

A recolha de imagens antigas, de 1896 (Figura 3.17), permitiu confirmar que, na época da sua construção, a rampa evidenciava problemas na zona agora rompida. É possível verificar, pela posição do grande bloco abatido, em frente à zona que rompeu (Figura 3.18) e pela localização dos blocos calcários em consola que, à data da fFigura 3.17, a zona em questão na época terá sido intervencionada ou terá constituído o fecho do muro, como ligação entre a porção Norte e Sul do muro edificado.



Figura 3.17: Configuração do muro à data da sua possível construção (adaptado de Esteves, 2011)



Figura 3.18: imagem do muro após o seu rompimento

A zona que rompeu do muro original permite verificar o seu estado de degradação. Este muro terá sido elaborado com a tecnologia vigente na época; como tal a argamassa originalmente colocada, de origem carbonatada, terá sido dissolvida pela água infiltrada, encontrando-se o muro actualmente arenizado. Desta forma, o muro consistia apenas num amontoado de blocos potencialmente instáveis (Figura 3.19) em parte misturados com o aterro revestido por um cimento na sua face exterior (Figura 3.20).

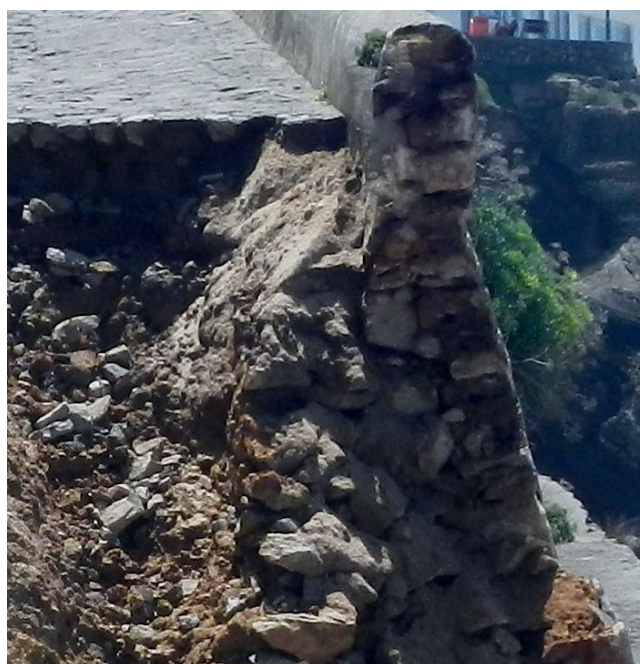


Figura 3.19: muro de alvenaria original alterado, a distinção entre muro e aterro não é clara devido à perda da argamassa constituinte do muro



Figura 3.20: Muro de contenção original revestido por cimento muito alterado, evidenciando os blocos constituintes do muro e o seu desmoronamento em troços de dimensões consideráveis

O aterro existente no tardo do muro original será da mesma época da estrutura, tendo estado desde então sujeito aos agentes atmosféricos e oceânicos, nos quais se incluem a água do mar proveniente de forte ondulação e de marés, água infiltrada e águas pluviais provenientes de roturas da rede de fornecimento da vila.

A arriba localizada sobre o aterro tem um revestimento em estado muito degradado (Figura 3.21 e Figura 3.23), e possui um sistema de drenagem antigo (Figura 3.22). A maior parte do muro encontra-se bastante degradado ou destruído. Sobre este, destacam-se estratos calcários intercalados com sequências margosas, onde é evidente o fenómeno de erosão diferencial (Figura 3.24) com zonas mais erodidas pela acção marinha, e águas pluviais provenientes da vila e ainda pelo coberto vegetal instalado nas fissuras existentes ao longo da arriba.



Figura 3.21: Revestimento da arriba sobre a rampa antes da intervenção

A erosão diferencial aliada à compartimentação do maciço resulta na existência de grandes blocos calcários em consola que, por perda de resistência, quebram ao longo das suas superfícies de descontinuidades (Figura 3.25).



Figura 3.22: Pormenor dos furos de drenagem original da arriba



Figura 3.23: Aspecto do muro original sobre a rampa



Figura 3.24: Pormenor de erosão diferencial



Figura 3.25: superfícies de descontinuidades

3.5 Condicionantes ao projecto

O enquadramento geológico da arriba permite concluir que toda a sua face exposta está em franca evolução. Para além deste facto, é observável a existência de blocos calcários em consola na parte superior da arriba, assentes sobre níveis argilosos e margosos, sobre os quais a erosão actuou preferencialmente. A percolação de água observável no local (Figura 3.26) permite concluir que toda a arriba está sujeita a fenómenos de dissolução da matriz calcária, a erosão interna e ao desenvolvimento de vegetação (Figura 3.26). Estes três fenómenos promovem a instalação de uma rede de fracturação no maciço rochoso, que devido ao fenómeno de erosão diferencial potencia a existência de blocos em consola. Estes, por perda de resistência, cedem levando à evolução do perfil da arriba. Os relatórios elaborados anteriormente pelo IPTM,I.P. (Santos Ferreira, *et al.*, 2012) permitem listar as condicionantes geotécnicas ao local em estudo:

- Espessura e extensão lateral das camadas calcárias e margosas;
- Caminhos de percolação de água;
- Profundidade de influência da erosão diferencial nas margas;
- Localização e dimensão de cavernas resultantes da dissolução dos calcários sob a rampa e do abatimento dos calcários por falta de sustentação por parte das margas;
- Profundidade e espessura de rocha calcária sã no interior do maciço;
- Estabilidade dos blocos calcários à superfície da arriba.



Figura 3.26: Escorrência de água na arriba e vegetação resultante

Perigos associados à área do projecto:

- Queda de blocos isolados;
- Queda do muro de suporte;
- Abatimento do pavimento da rampa;
- Desprendimento dos elementos de estabilização e revestimento.

3.6 Evolução da área portuária da Ericeira

O desenvolvimento da Ericeira deve-se ao movimento comercial do seu porto, as embarcações traziam produtos para a vila que por sua vez eram transportados para o interior do país, e exportavam produtos da região para outros locais do litoral português, como Algarve, ilhas e outros. No século XIX o porto da Ericeira era considerado o quarto mais importante do país, sendo superado apenas pelos portos de Lisboa, Porto e Setúbal. A alfândega do porto da Ericeira estendia-se desde Cascais à Figueira da Foz. Em 1855, o porto era servido apenas pela rampa Norte (Figura 3.27), esta rapidamente se tornou obsoleta, tendo levado à necessidade de construir uma nova rampa, a Sul (Figura 3.28), em meados de 1877. A construção da linha do caminho-de-ferro do Oeste e o desenvolvimento dos transportes terrestres terão contribuído para a diminuição da importância comercial desta vila.

No final do século XIX instalaram-se na vila embarcações para a pesca de sardinha, com um importante papel socio-económico na região.

Desde o início dos anos 50 do século passado, e pela sua proximidade a Lisboa, a vila é todos os anos visitada por inúmeros veraneantes na época balnear.



Figura 3.27: Rampa Norte do porto da Ericeira (Esteves 2011)



Figura 3.28: Porto da Ericeira, com vista para a rampa Sul entre 1896-1900 (Esteves 2011)

Para além da sua importância comercial a Ericeira é, desde o início do século XIX, frequentada por veraneantes pelas suas características climatéricas e pelo alto teor em iodo das suas praias, o mais alto do país de acordo com o engenheiro químico Charles Lepierre. Entre os finais do século XIX e início do século XX começaram-se a instalar na região famílias aristocráticas e, mais tarde, durante a 2ª Guerra Mundial, refugiaram-se na Ericeira comunidades estrangeiras fugidas da invasão alemã.



Figura 3.29: Foto de 5 de Outubro de 1910, mostrando o muro de suporte superior na zona Norte e central da praia dos Pescadores, mostra o aspecto geral da falésia da praia dos Pescadores (Camara Municipal de Mafra, 2001)

3.7 Justificação para a aplicação do Método Observacional

A aplicação do método observacional na obra de reabilitação em referencia é potenciada por estarem reunidas as seguintes condições:

- A sua aplicação não está legalmente condicionada e é facultada pelo EC7 (NP EN 1997-1:2004);
- Existem incertezas importantes na tomada de decisão do dimensionamento;
- Estas incertezas serão esclarecidas durante a execução do projecto;
- O esclarecimento das incertezas conduzem a uma redução de custos considerável;
- O projecto pode ser consideravelmente simplificado ou reforçado após a realização dessas observações;
- A construção consiste em duas fases:
 - 1ª fase: limpeza dos produtos de desmoronamentos;
 - 2ª fase: execução do muro de contenção e da rampa de acesso à praia, e estabilização da arriba;
- O tempo esperado entre as observações e a implementação das medidas considera-se adequado ao controlo das condições.

As arribas da Ericeira têm demonstrado a sua predisposição para a instabilidade desde o início da povoação, sendo conhecidos diversos casos de desmoronamentos na história da vila, alguns referidos anteriormente, na secção 4.4. A evolução natural destas arribas continuará a provocar desmoronamentos sucessivos, como resultado da natureza e evolução geológica das rochas que a conformam. Por forma a preservar a vila e a tirar proveito da sua geografia é importante encontrar um

equilíbrio entre a geologia da arriba e a respectiva ocupação.

O acidente pode ter ocorrido por simples rompimento do muro causado pela sua perda de capacidade resistente, e, ou por aumento de peso no seu tardo, devido à acumulação das águas da chuva durante o mês de Abril. A causa de rotura apenas pôde ser conhecida após a limpeza da área afectada e uma observação cuidada do talude exposto.

As incertezas relativas às características do maciço no seu interior não podem ser esclarecidas com base nos resultados dos ensaios que se poderiam realizar no local. A investigação necessária para o conhecimento antecipado do número e localização destas cavidades requeria a execução de prospecção por resistividade eléctrica. Contudo, a ocupação humana e a presença de infraestruturas condutoras enterradas não o permitiu.

O muro de alvenaria original cobre a arriba desde 1854, não se conhecendo o projecto que esteve na sua base. Este facto permitiu antever que, durante a execução desta obra, fossem adquiridos novos dados essenciais para a concepção da melhor solução a adoptar na realização deste projecto que, inevitavelmente, permitiriam adequar a reconstrução do pavimento da rampa e do seu muro. A solução adoptada ao contemplar o Método Observacional permite aumentar a segurança da obra, com garantia de manutenção da utilização da rampa e do seu pavimento assim como reduzir os custos associados à sua execução.

A decisão de aplicar o método observacional durante a elaboração do projecto de intervenção na rampa Sul foi tomada com base no conhecimento preliminar da área em questão. O último projecto elaborado (Santos Ferreira, *et al.*, 2011), antes da queda do muro, à luz dos conhecimentos das características e condições geotécnicas para a área em questão, considerou-a estável, não tendo considerado a existência de risco elevado para esta porção de muro. Este facto aliado à queda ocorrida em Junho de 2012, demonstra que não é possível adquirir, antes do início da obra o conhecimento necessário para a concepção da melhor solução. A área em causa está em permanente evolução, o que torna necessária a adequação constante do método de trabalho em cada fase.

Para além destes factores, a obra teria de ser realizada no menor período de tempo possível devido ao seu carácter de urgência pela eminente queda do restante muro, pelo que a realização de sondagens seguida da sua análise e subsequente elaboração de um parecer requeria uma extensão temporal demasiado longa para a situação em causa, para além de a rotura do muro continuar em permanente evolução.

3.8 O projecto de execução

3.8.1 O Projecto inicial e a aplicação do Método Observacional

O projecto do muro de contenção relativo à recuperação da rampa de acesso à praia foi elaborado, *ab initio*, tendo sido esboçado previamente à aplicação do Método Observacional. O dimensionamento do projecto apenas faz referência às condições mais prováveis, não tendo sido elaborado um dimensionamento alternativo para condições menos prováveis. Esta situação provém do facto de o dimensionamento avançado ser a única solução possível face ao conhecimento obtido para a concepção da solução para a execução do muro de contenção, o que faz com que o projecto seja igualmente considerado na opção de *best way out*. Foram também aplicadas modificações progressivas, tendo alguns elementos sido decididos nas fases correspondentes à sua execução, com base na retroanálise do dimensionamento obtido na fase imediatamente anterior.

Aquando do início da execução do projecto, as suas bases de elaboração estabeleciam a apresentação de medidas mitigadoras dos riscos avaliados com maior gravidade.

3.8.1.1 Arriba sobre a rampa

A limpeza e desmatção da arriba, remoção de toda a vegetação e raízes era essencial para possibilitar a observação da dimensão real das locas existentes e dos blocos instáveis permitindo, posteriormente, a determinação dos blocos individuais que deveriam ser estabilizados ou removidos.

O projecto inicial estabelecia a execução de pregagens (Tabela 3.1), com cerca de 5m de comprimento, dos blocos potencialmente instáveis. Após a limpeza e desmatção da arriba, seria efectuada uma observação detalhada das condições de estabilidade em que se encontravam os blocos potencialmente instáveis, com elevada probabilidade de queda e de difícil estabilização. Sendo posteriormente decidido quais os blocos individuais que, efectivamente, deveriam ser pregados ou desmontados por apresentarem uma elevada probabilidade de queda. Esta fase do projecto enquadrar-se nas modificações progressivas, uma vez que a solução para os blocos potencialmente instáveis é determinada de acordo com as condições estabelecidas no final da fase anterior, de limpeza e desmatção.

A monitorização desta fase previa-se que ocorresse em simultâneo com os trabalhos de limpeza da arriba, o que possibilitaria um contacto visual directo com os blocos, permitindo identificar pormenorizadamente o seu grau de instabilidade, assim como as suas dimensões e melhor localização para a implementação das pregagens em cada um.

Projectou-se uma malha de furos de drenagem (Santos Ferreira, *et al.*, 2012) com cerca de 4m de

profundidade (Tabela 3.1), que complementasse a existente, com a finalidade de escoar o mais rapidamente possível toda a água pluvial que percolasse no interior do maciço, de modo a não ocorrer saturação dos materiais constituintes do maciço, e posterior aumento dos impulsos. Estes trabalhos foram projectados antes do início da sua execução, na modalidade *ab initio*, permitindo no entanto alguns ajustes no seu dimensionamento, a decidir durante a sua execução. Relativamente a estes ajustes, não foi efectuado qualquer dimensionamento alternativo para diferentes soluções por se considerar que correspondia à única solução possível (*best way out*).

A arriba seria revestida, *ab initio*, com betão projectado com fibras metálicas (Tabela 3.1), tingido de tons ocre (Santos Ferreira, *et al.*, 2012) para estabilização de zonas muito fracturadas, eventualmente associada a pregagens, para impedir a erosão das camadas margosas. A quantidade de corante a adicionar ao betão seria decidida na altura da sua projecção, seguindo o modelo de modificações progressivas. Desta forma, após uma primeira projecção de betão, o seu tom seria observado e ajustado com a finalidade de se assemelhar com o tom da arriba natural e dos muros existentes na mesma. A decisão sobre a cor do betão projectado não tem qualquer finalidade em termos de segurança, mas sendo a vila frequentada por turistas e veraneantes o IPTM decidiu manter a harmonia paisagística.

3.8.1.2 Muro de contenção sob a rampa

O muro de alvenaria original remanescente encontra-se em estado muito degradado (Figura 3.30), para além de não ser conhecido o estado da sua fundação. As principais incertezas nesta fase do projecto prendiam-se com a natureza da fundação e o seu estado de degradação, factores com elevada influência no conhecimento do mecanismo que teria levado à queda do troço central do muro. O caso exemplificado por Powderham (1994) na construção de um túnel em Holywell e Castle Hill é, tal como é referido na secção 2.13.1 um exemplo histórico da aplicação do Método Observacional para incertezas relativas à alteração sofrida por camadas margosas. Como solução optou-se por considerar a pior condição possível: a incapacidade de suporte total do muro original. No entanto, o seu desmonte e posterior execução de um novo muro de raiz, requeria o desmonte do aterro no seu tardoz. Esta solução seria demasiado dispendiosa, para além de o espaço disponível no sopé do muro não permitir a execução de uma sapata para um novo muro. O risco associado à execução desta solução apresentava-se ainda muito elevado face ao benefício que se poderia obter, visto que não se conhece a influência que o aterro e o muro têm sobre a arriba superior ao muro, estrada adjacente à arriba, e consequentemente, sobre as infraestruturas existentes sobre a arriba. Face a este risco, esta solução foi colocada de parte.

Optou-se por limpar o sopé do muro, com o intuito de observar pormenorizadamente a respectiva fundação, e determinar a causa de rotura. A limpeza permitiria, com o material dela resultante, a

construção de uma barreira de protecção à acção do mar, para além de libertar uma área para o plano de trabalho no sopé. A interacção entre estes três objectivos é uma das vantagens da aplicação do Método Observacional, tal como já foi demonstrado no caso de obra exemplificado na construção de um aterro para o novo aeroporto de Kitakyushu (Egashira, et al., 2003) referido na secção 2.13.2..



Figura 3.30: Muro de contenção original em estado muito alterado ou mesmo ausente em algumas porções, após a rotura

Projectou-se um novo muro de contenção lateral, como uma laje encastrada na rocha, solidário com o muro original, com uma altura mínima de 2m junto à praia e 18m de altura junto ao arruamento, ancorado ao maciço calcário existente no tardoz do aterro por ancoragens, sem solo estabilizador no lado exterior. O muro projectado tem uma armadura dupla, reforçada nos pontos de ancoragens. O muro original funcionará como cofragem interior, excepto no troço rompido, onde o muro estará em contacto directo com o aterro. Como a causa de rotura do trecho do muro não é conhecida, o projecto prevê a sua execução neste trecho no final, por forma a que a maior parte do aterro e muro estejam em segurança.

As ancoragens teriam um comprimento unitário de 22m, os pré-esforços a que seriam submetidas seriam função da cota em que se encontrassem, e variariam entre 500kN e 850kN (Tabela 3.1), dispostas numa malha quadrada, com 3m de espaçamento. O bolbo de selagem teria 6m de comprimento. As ancoragens com cabeça localizada abaixo da cota +7,0 ZH teriam as suas cabeças seladas após a realização do ensaio de carga. As ancoragens acima dessa cota deveriam permitir a rectificação do pré-esforço, ficando protegidas por uma caixa com esse propósito.

Uma vez que as ancoragens seriam instaladas num maciço constituído pela alternância de duas litologias, com diferentes capacidades de resistência, preconizou-se a probabilidade de ser necessário efectuar a abertura dos respectivos furos com revestimento, de modo a evitar a colmatação de finos no

furo antes da introdução da ancoragem.

O novo muro teria uma espessura mínima entre 0,5 e 0,8m de espessura na base, sendo posteriormente revestido com blocos de pedra com cerca de 20cm de espessura. Este revestimento tem uma finalidade paisagística, de modo que será executado, preferencialmente, com blocos recuperados do muro danificado, ou da mesma natureza litológica.

3.8.1.3 Rampa e aterro

As incertezas relativas a esta parte do projecto referiam-se às fundações do muro original, a quantidade, localização e volume das potenciais locas. A existência destas cavidades era o principal motivo para uma fraca compactação do aterro e progressiva instabilização da rampa. O projecto inicial previa a recuperação da laje no troço rompido. Esta laje teria de ficar assente sobre um aterro devidamente compactado, de forma que permitisse a utilização da rampa pelos transeuntes, sem qualquer risco associado. A correcta compactação do aterro requeria que as locas existentes sob a rampa fossem todas preenchidas, e que fosse reparado ou executado um novo muro de contenção, que suportasse a rampa e o aterro. As locas seriam preenchidas com betão vibrado, desconhecendo-se o volume exacto necessário para as preencher; como tal, este seria estimado.

De modo a evitar que as condições que levaram à queda da rampa se voltassem a repetir, foi projectada a execução de uma malha de drenos subhorizontais (Santos Ferreira, *et al.*, 2012) para garantir a drenagem dos aterros no tardo do muro, impedindo a saturação dos terrenos e o aumento dos impulsos sobre a estrutura. O sobredimensionamento destes drenos foi projectado considerando o desconhecimento sobre a natureza e comportamento hidráulico do aterro. Assim, assumiu-se que se estava na presença das piores condições possíveis. Com base neste cenário não foi projectada uma solução alternativa.

O acesso de veículos à rampa seria vedado, excepto a viaturas de emergência, de modo a evitar a sobrecarga da laje, do aterro e do muro ancorado, com a aplicação de pilaretes (Tabela 3.1) junto ao arruamento no topo da arriba.

3.8.1.4 Instrumentação

Após a conclusão da obra, esta continuaria a ser monitorizada por forma a garantir a contínua segurança dos seus utilizadores. Pretendia-se averiguar o deslocamento do muro e da rampa através do controle de deslocamentos verticais e horizontais, assim como a manutenção do pré-tensionamento a que as ancoragens foram submetidas. Tendo uma possível componente causadora de rotura sido a presença de água no aterro no tardo do muro de contenção, importaria também monitorizar a sua presença através de piezómetros ali colocados.

Os deslocamentos horizontais seriam medidos por três inclinómetros instalados na rampa. Enquanto cinco perfis de marcas topográficas mediriam os deslocamentos relativos à vertical e à horizontal, colocados na arriba acima da rampa e no novo muro de contenção, um par no topo do muro de contenção, um na laje da rampa junto à arriba, e três ao longo da extensão da rampa.

Os piezómetros a instalar, no tardo do muro junto aos inclinómetros, seriam hidráulicos, tipo LNEC de pedra porosa e tubo aberto, para averiguar as variações do nível freático no aterro.

O pré-esforço das ancoragens seria medido através de instrumentação, colocada em cada cinco das ancoragens localizadas a cota superior a 7,0 ZH.

Apresentam-se na tabela 3.1 as quantidades de trabalhos considerados no projecto inicial.

Tabela 3.1: Quantidades de trabalhos considerados antes do início da obra (Santos Ferreira, *et al.*, 2012)

Trabalho	Unidade	Quantidade
Montagem e construção de Estaleiro	vg	1
Desmontagem e demolição do estaleiro	vg	1
Montagem da plataforma de apoio à execução de todos os trabalhos da empreitada, e ou sistema equivalente de acesso e permanência na zona dos trabalhos. Neste ponto inclui-se microestacas e sapatas das gruas, aluguer das mesmas, adaptação de máquina de furação para trabalhos suspensos que permita "entubar" zona do muro de pedra existente e aterro.	vg	1
Limpeza da arriba	m ²	2000
Escavação em material de qualquer natureza, incluindo rocha para a fundação do muro (100m ³)	m ³	420
Aterro compactado a 98% do Proctor, incluindo ensaios de controle	m ³	1000
Ancoragens 500kN a 850kN, com 22m de comprimento, 120 unidades	m	2640
Pregagens c/5m de comprimento, 72 unidades	m	360
Betão Projectado com fibras metálicas, com pigmentação ocre	m ²	250
Monitorização	vg	1
Betão Armado	m ³	805
Furos de drenagem c/4,0m de comprimento	un	100
Desmontagem de blocos da falésia já instabilizados 0,5m ³	un	65
2 Pilaretes	vg	1
Picagem de reboco	m ²	200
Calda de cimento para as ancoragens	kg	10000

Vg= valor global

4. Execução da empreitada com aplicação do Método Observacional

Qualquer projecto elaborado com base no Método Observacional, considera as vantagens inerentes à sua aplicação, nomeadamente, relativas ao aumento de conhecimento progressivo das características gerais dos materiais. Desta forma, desde o início da sua execução, que são expectáveis a realização de alterações ao projecto inicial. Neste capítulo descrevem-se todas as alterações efectuadas no projecto do caso de estudo considerado. No final, sintetiza-se o método observacional de acordo com as etapas preconizadas por Peck (1969).

4.1 Trabalhos preliminares

4.1.1 Execução da fundação da grua

O projecto inicial previa a fundação de uma grua na rampa (Tabela 3.1), acima da zona rompida, a 8m de profundidade, em níveis calcários com recurso a microestacas. A furação para a introdução das microestacas foi executada com recurso a roto-percussão, este equipamento seria mobilizado para a obra para a execução da furação das ancoragens, assim, foi destacado precocemente, para que permitisse a sua utilização também nesta fase, o que permitiu economizar recursos.

O projecto inicial previa que à profundidade de 8m a camada calcária possuísse a resistência suficiente para a fundação da grua, durante a furação detectou-se que a esta profundidade a camada não possuía resistência e espessura suficientes para suportar a grua. Tal como Peck (1969) refere sobre a subsidência de uma fábrica de indústria química, a falta de visão sobre todas as possíveis incertezas na execução de um projecto podem limitar o seu desenvolvimento. Como alternativa, optou-se por ajustar a profundidade de fundação da grua (Figura 4.1) aplicando o *best way out*, até se encontrar um nível calcário com espessura suficiente para suportar a grua. A capacidade de suporte e de resistência dos calcários são as incertezas que se pretendia esclarecer, o que apenas seria possível com recurso à furação do terreno.

O nível calcário resistente para a fundação da grua foi detectado aos 18m de profundidade, tendo as microestacas ficado fundadas a esta profundidade (Figura 4.2). A retroanálise da espessura dos níveis calcários permitiu ajustar o projecto relativamente à profundidade de fundação da grua.



Figura 4.1: Furação destrutiva com roto-percussão para as microestacas



Figura 4.2: Pormenor de uma microstaca para a fundação da grua

A continuação da furação para além dos 8m de profundidade permitiu aumentar o conhecimento acerca da geologia no local de implementação da grua. Este conhecimento permitiu reduzir o risco associado à fundação da grua em rochas de baixa resistência, assim como antever a falta de resistência para a fundação das ancoragens no local onde a grua foi fundada. A observação do comportamento do equipamento durante a furação foi a metodologia adequada para monitorizar a espessura de maciço competente para a fundação. O tempo de resposta entre a verificação da fraca resistência dos níveis calcários e a decisão de continuar a furar até à profundidade adequada foi muito curto, não tendo

encarecido a solução em termos de mão de obra e de recurso a equipamentos.

4.1.1.1 Execução da barreira de segurança

A execução de uma barreira de quebra-mar no sopé da arriba permite minimizar o risco associado aos trabalhadores e à obra contra a acção mecânica do mar. A limpeza do sopé do muro fazia parte do projecto inicial, sendo essencial para permitir o acesso directo à zona rompida do muro original. Este acesso permitiu que trabalhadores e equipamentos acessem ao sopé do muro em toda a sua extensão, permitindo também, a obtenção de um plano de trabalho na base do muro para o manobramento de equipamentos e circulação dos trabalhadores a partir daqui.

A observação cuidadosa da área envolvente à empreitada, antes do início da execução do projecto, permitiu reconhecer que a ondulação marítima atingia o sopé do muro o que impossibilitaria o acesso permanente ao mesmo, em alternativa os trabalhos a partir do sopé seriam realizados apenas em períodos de maré baixa e sempre que a ondulação não atingisse o sopé do muro. Esta observação foi essencial na determinação da realização de uma barreira de segurança para melhorar as condições de acesso e de segurança da obra junto ao sopé, permitindo aumentar o período diário de execução de trabalhos a partir do sopé do muro. A decisão de recorrer aos blocos existentes no sopé do muro resultantes de antigos desmoronamentos locais foi decidida durante a execução do projecto, e permitiu realizar esta barreira sem encarecer o custo da obra, pois, para além de não ter havido necessidade de adquirir e transportar material específico para o efeito de barreira, também não houve necessidade de recorrer a vazadouro.

A utilização destes blocos como barreira de segurança contra a acção do mar foi decidida *best way out*, tendo sido executada de acordo com a evolução dos trabalhos. A sua execução contou com a interacção de diferentes equipas de trabalho, pois a barreira foi erguida de acordo com a evolução da execução da limpeza do sopé do muro e da execução dos diferentes troços do novo muro. Esta colaboração, entre diferentes partes do projecto, tal como Peck (1969) defendeu, proporcionou conjugar a solução para dois problemas, tendo facilitado o trabalho da equipa responsável pelo saneamento da zona de rotura do muro e da equipa responsável pela construção do novo muro de contenção. O deslocamento dos materiais utilizados na barreira do sopé do muro em direcção ao mar constituiu igualmente o início dos trabalhos de limpeza da zona rompida e da rampa.

4.1.2 Arriba sobre a rampa

4.1.2.1 Pregagens

O projecto previa a execução de pregagens dos blocos individuais que se encontravam instáveis, mas após a limpeza da arriba, e a remoção de toda a vegetação existente, verificou-se que o número de blocos a estabilizar seria muito superior relativamente ao preconizado, para além de que a sua

geometria não era a mais indicada para a realização de pregagens, dado a espessura das camadas calcárias a estabilizar ser muito reduzida (Figura 4.3). A solução encontrada passou pela aplicação de uma malha metálica (Figura 4.4) que abraçasse todos os blocos instáveis. Esta malha permitiria sustentar os blocos em caso de desprendimento. A malha está segura por pregagens realizadas em níveis calcários de espessura adequada (Figura 4.5), que foram em menor número do que o previsto no projecto inicial.



Figura 4.3: Camadas calcárias com espessura demasiado reduzida para serem pregadas



Figura 4.4: Vista da malha metálica pregada



Figura 4.5: Pormenor da pregagem da malha

Esta solução enquadra-se no método *best way out*, pois o projecto inicial não continha nenhuma alternativa às condições previstas para a arriba. A adequação do projecto durante a sua execução permitiu reduzir os custos inerentes à execução de pregagens para cada bloco individual, mantendo a segurança dos utilizadores da rampa.

4.1.2.2 Betão projectado

O projecto inicial previa a execução de betão projectado com fibras metálicas de modo a permitir a estabilização e protecção de toda a arriba, assim como impedir a erosão, principalmente, das zonas margosas e mais fracturadas. Durante a execução da obra, constatou-se que o ambiente marinho corrosivo e a frequência de veraneantes na rampa durante a época balnear, que ao encostarem-se poderiam arranhar-se na fibras, não era adequado para a colocação de fibras metálicas, pelo que estas foram substituídas por fibras de polipropileno copolímero de alta qualidade, com função de reforço, resistentes à oxidação (Figura 4.6). O betão foi tingido de tons de ocre por forma a que se integrasse na paisagem circundante.



Figura 4.6: Fibras de polipropileno copolímero de alta qualidade utilizadas no betão projectado

4.2 Muro de contenção

4.2.1 Saneamento da zona de rotura e da rampa

O conhecimento da causa de rotura era fundamental para confirmar a validade do projecto em curso, assim como a correcta caracterização da fundação do muro, da sua natureza, das condições em que se encontrava o aterro da rampa e do muro de suporte originais.

Tal como referido anteriormente, a rotura da rampa na zona em causa não era expectável. As fundações do muro estavam aparentemente protegidas da acção mecânica da água do mar por blocos rochosos (Figura 4.7), que permitiriam diminuir ou mesmo impedir a acção mecânica das ondas sobre o muro, assim, era fundamental conhecer as condições em que se encontrava o maciço de fundação. O saneamento (Figura 4.8, Figura 4.9) da zona que rompeu permitiu comprovar efectivamente, a profundidade do maciço atingida pela acção mecânica e química da água do mar. Aquela acção sobre o maciço condiciona os parâmetros dos materiais constituintes da fundação do muro e as propriedades do aterro no seu tardo, nomeadamente o teor em água e o impulso do aterro sobre o muro.



Figura 4.7: Blocos rochosos sob o muro, que funcionavam como quebra-mar natural



Figura 4.8: Zona rompida após saneamento

Após o saneamento, foi possível caracterizar o comportamento geotécnico e a variabilidade geológica do local onde ocorreu a rotura, dados essenciais para a modelar, assim como para o sucesso deste projecto, e para a correcta caracterização do muro original e da causa de rotura. O saneamento da zona que rompeu e da rampa foi realizada em condições de segurança, para tal a Sul e a Norte desta zona, o novo muro de contenção foi edificado (Figura 4.10) e ancorado anteriormente à realização destes trabalhos. Assim, foi possível aumentar a segurança dos trabalhadores e equipamentos na zona que rompeu, minimizando a probabilidade de novos acidentes no muro original e aterro.



Figura 4.9: Aspecto dos terrenos no tardo do muro de alvenaria após o seu saneamento

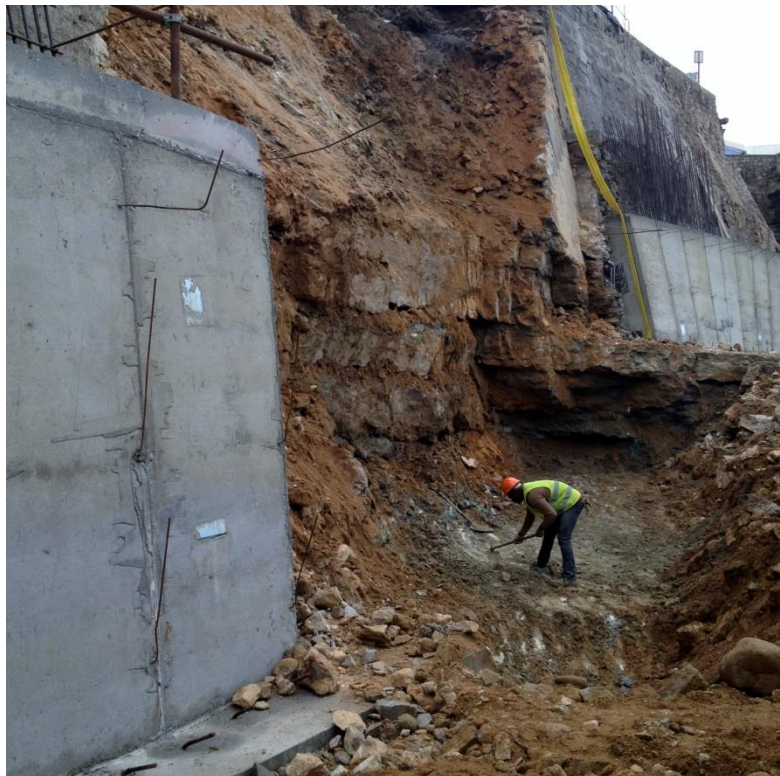


Figura 4.10: Zona rompida com muro a Norte e a Sul

4.2.2 Determinação da causa de rotura

Como referido, a execução das fundações para a implementação da grua possibilitou o aumento de conhecimento das condições das rochas constituintes da fundação do muro original. Assim, antes da limpeza da zona que rompeu, já eram conhecidas as fracas condições das fundações do muro de suporte original. Este conhecimento permitiu confirmar a elevada probabilidade de se verificarem condições piores relativamente ao maciço calcário existente nas imediações da arriba do que inicialmente previsto com base na inspeção visual dos pequenos trechos expostos da arriba. Após o saneamento do muro, foi possível confirmar a causa de rotura da rampa (Figura 4.11). A fotografia da Figura 4.11 mostra a zona rompida do muro após a sua limpeza, no lado esquerdo (mais a Norte) o muro original assentava numa camada calcária que se encontrava abaixo de outra camada calcária onde assentava o muro no lado direito (a Sul) da fotografia. O rompimento do muro terá ocorrido muito próximo do local onde se dá a mudança da camada de fundação do muro.

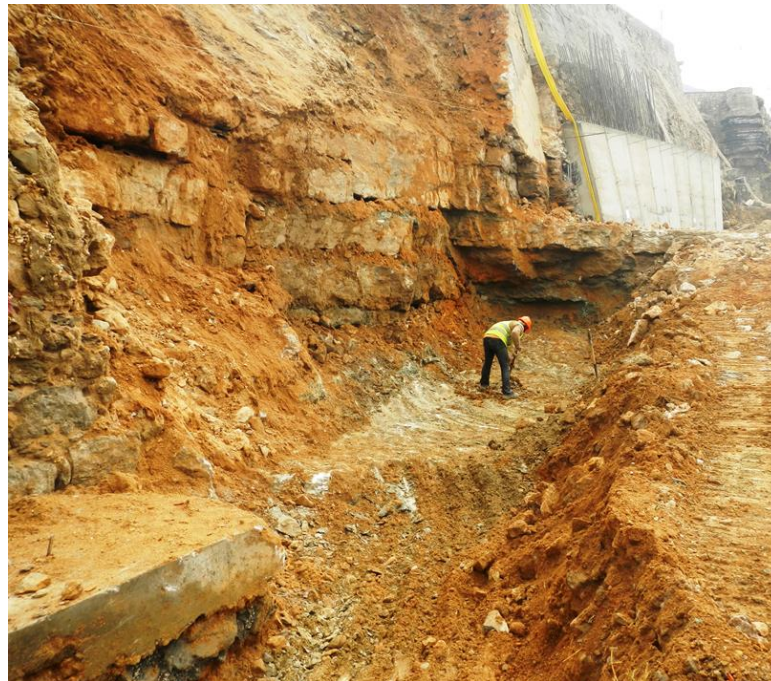


Figura 4.11: Zona de rotura depois de saneada

O muro original (Figura 4.12) corresponde a um muro de gravidade em alvenaria. Esta estrutura suportava o aterro pelo seu peso próprio transmitindo as cargas à fundação, constituída por camadas calcárias. O muro original apenas apresentava uns resquícios da argamassa utilizada na sua execução (Figura 4.12, Figura 4.13), correspondendo actualmente a um amontoado de blocos calcários sustentados pelo seu peso próprio.



Figura 4.12: Aspecto do muro em alvenaria original, em 2012

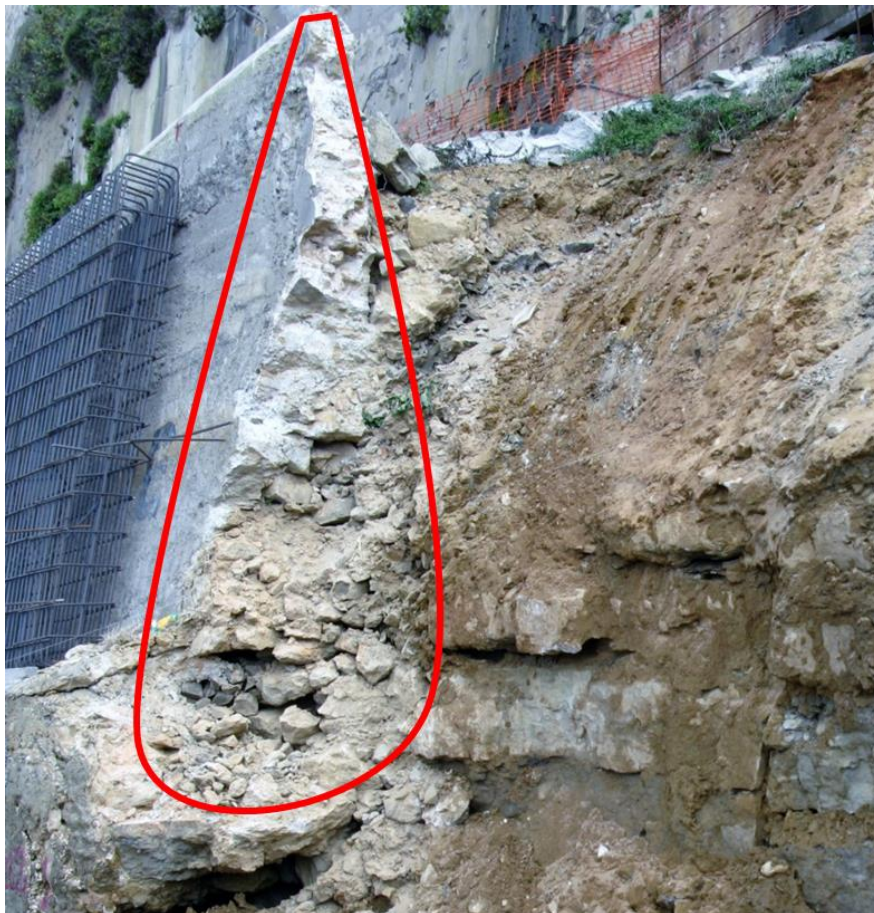


Figura 4.13: Perfil do muro original com as fundações bastante degradadas, possuindo locais

As condições em que se encontram as camadas subjacentes ao muro e ao aterro (Figura 4.14) permitem confirmar a sua fraca capacidade de suporte, quer do aterro quer da rampa. Importa destacar a erosão dos níveis margosos (Figuras 4.13 a Figura 4.15), perda de sustentação dos níveis calcários

devido à erosão das margas, que resulta no basculamento dos níveis calcários no sentido do mar (Figura 4.16), e a compartimentação dos calcários (Figura 4.17). A região do maciço onde o muro rompeu encontra-se visivelmente alterada e com fraca capacidade de suporte, este facto vem confirmar a opção escolhida para o projecto, de executar um muro ancorado capaz de, efectivamente, suportar o aterro e a rampa.



Figura 4.14: Condições das camadas subjacentes ao muro de suporte original, as camadas superiores ainda se encontram *in situ*, enquanto que as inferiores se encontram abatidas no sentido do mar, indiciando a perda das margas que as intercalavam

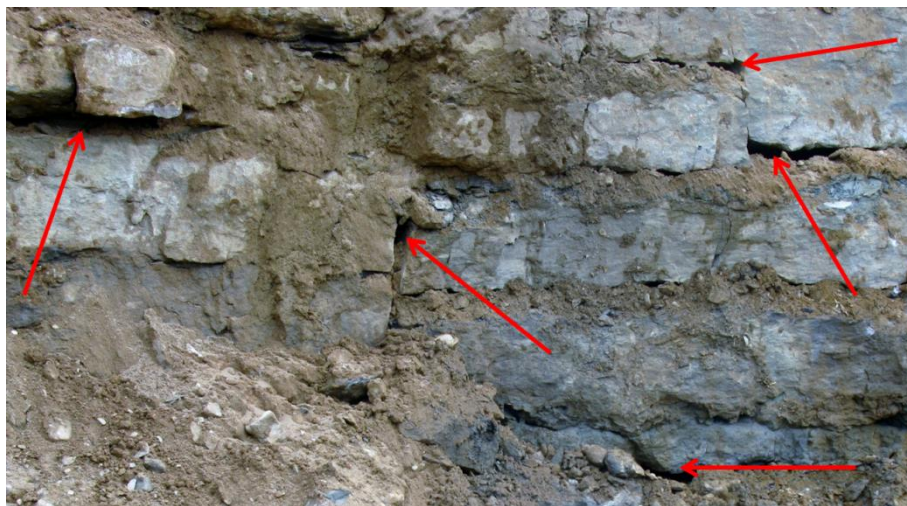


Figura 4.15: Indicação da erosão das intercalações margosas pelas setas vermelhas em vários pontos da zona de muro rompida



Figura 4.16: Bloco central basculado no sentido do mar, devido à falta de sustentação por perda das intercalações margosas, erodidas pela ação do mar na zona rompida do muro



Figura 4.17: Aspecto geral da geometria dos blocos individualizados compartimentação do maciço calcário

Analisando a rotura do muro no lado Norte, verifica-se que as rochas constituintes da camada calcária onde assentavam as fundações do muro original têm uma aparência muito alterada e compartimentada de acordo com as atitudes das famílias de diaclases, para além da existência de uma loca com dimensão relevante no seu tardo (Figura 4.18). Estas observações indicam que o aterro original da rampa sofreu erosão, tendo a sua compactação diminuído ao longo dos tempos. A alteração nas condições do aterro terá provocado um progressivo abatimento da rampa, o que terá, por sua vez, promovido o desenvolvimento de fissuras, e estas terão conduzido ao aumento do volume de água que conseguia atingir o aterro e, conseqüentemente, potenciado o fenómeno de erosão interna no seu interior.

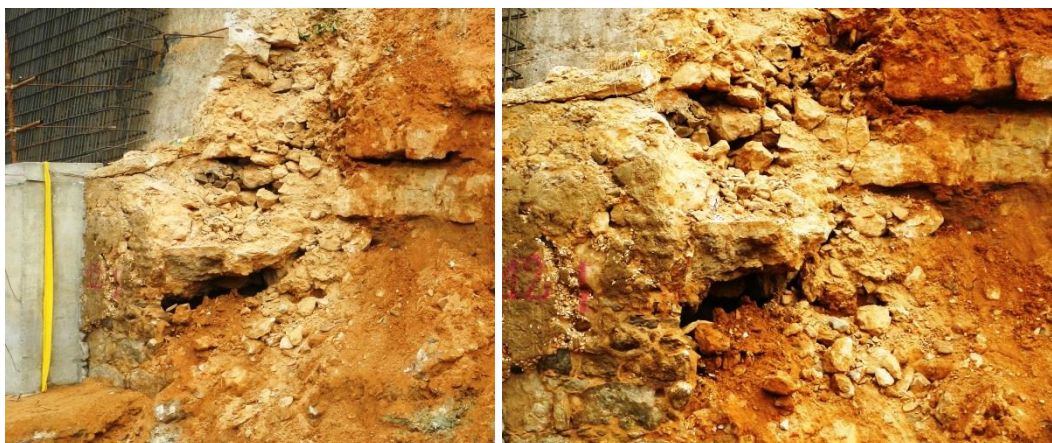


Figura 4.18: Loca na zona Norte da rotura do muro de contenção

Na zona central da área rompida é visível o estado de alteração das camadas calcárias superiores, onde assenta o lado Norte da rampa, confirmando-se a ocorrência de erosão diferencial a que todo o maciço esteve sujeito. As intercalações margosas terão sido erodidas pela acção da água do mar. Tal constatação é possível por se verificar que as camadas calcárias inferiores, mais próximas do nível do mar, se encontravam mais erodidas e com maior tombamento do que as camadas calcárias superiores (Figura 4.19). A acção da água do mar, ao infiltrar-se e ao percolar terá sido responsável pelo transporte dos materiais finos existentes na formação rochosa. As camadas calcárias, mais resistentes, foram perdendo a sua base margosa, ficando progressivamente em consola. Quando a erosão das margas atingiu uma profundidade tal correspondente a uma diaclase nas rochas calcárias, facilmente, devido ao peso dos materiais superiores, a rocha perdeu a resistência, tendo cedido. Esta evolução dos materiais, somado à forte pluviosidade ocorrida no mês anterior à queda do muro, terá levado ao aumento do peso dos materiais sobre o muro e respectivas fundações; como resultado, as fundações terão cedido e ao fazê-lo trouxeram consigo o muro, a rampa e parte do aterro.

Relativamente às fundações do muro, a camada calcária encontra-se basculada para o sentido do mar (Figura 4.20); tal deve-se à perda de sustentação das camadas calcárias pelos níveis margosos subjacentes, que terão sofrido erosão diferencial devido à sua natureza mais friável.



Figura 4.19: Blocos inferiores abatidos no sentido do mar



Figura 4.20: Calcários pouco alterados sob o muro no lado Sul da rotura

Próximo do lado Sul da rotura do muro, foi possível observar que a camada onde assenta o muro apresentava-se com uma aparência sã apesar das diaclases identificadas (Figura 4.21). Abaixo desta camada, as intercalações margosas não sofreram erosão, o que permite concluir que este lado da rampa rompeu por perda da resistência das rochas calcárias face ao peso da porção de muro já colapsada a Norte.



Figura 4.21: Lado Sul da zona de rotura, observa-se muito bem a compartimentação do maciço calcário



Figura 4.22: Blocos abatidos no lado Sul



Figura 4.23: Aspecto dos blocos abatidos sob blocos sãos

4.2.2.1 Novo muro de contenção

Após a observação cuidadosa das fundações do muro de contenção original, ficou confirmado que a melhor solução para a fundação do novo muro de suporte era o seu ancoramento ao maciço, pois o maciço calcário inferior não teria resistência necessária para suportar um novo muro de contenção e o aterro no seu tardo.

Após a limpeza do muro original, observou-se que o antigo muro não tem uma única superfície externa plana, possuindo antes vários planos com diferentes orientações. Esta observação permitiu constatar que a execução de um muro ancorado plano aumentaria consideravelmente o consumo de betão previsto, aumentando o custo da obra sem qualquer vantagem para a manutenção da sua segurança. Com base nesta observação, optou-se por construir o novo muro com várias superfícies externas planas (Figura 4.24), de modo a limitar o consumo de betão. Esta alteração permitiu cobrir blocos rochosos mais salientes que não foram identificados inicialmente por estarem cobertos por outros resultantes de antigos desmoronamentos na arriba.



Figura 4.24: Painéis constituintes do novo muro de suporte ancorado

4.2.3 Caso particular da zona de rotura

Na região rompida, o muro foi executado, após a execução do muro nos troços adjacentes ao rompimento com o intuito de preservar a segurança dos equipamentos e trabalhadores. Assim, o muro neste troço seguiu o alinhamento entre os troços edificados a Sul e a Norte (Figura 4.25).



Figura 4.25: Alinhamento do novo muro no troço rompido

Na zona rompida o maciço encontrava-se bastante degradado, devido à erosão das camadas margosas entre os estratos calcários. Desta forma grande parte dos blocos calcários encontravam-se abatidos e fora da sua posição *in situ*, tendo sido retirados durante os trabalhos de limpeza (Figura 4.26) Como resultado, o espaço livre entre a face do novo muro de contenção e o maciço é bastante superior ao mesmo espaço para as restantes zonas do novo muro (Figura 4.25) Este facto obrigou ao preenchimento deste espaço com betão bombeado e vibrado com a finalidade de preencher todos os espaços existentes entre os estratos calcários, de modo a não permitir uma posterior infiltração de água

e consequente aumento de impulsos no tardo do muro, ao invés do preenchimento com material de aterro. A aplicação de material de aterro neste local não era susceptível de uma compactação adequada ao local, o que mais uma vez poria em risco o sucesso da obra.



Figura 4.26: Limpeza da zona rompida, com retirada de blocos calcários instáveis.

Esta solução levou ao acréscimo de consumo de betão previsto para a obra (Tabela 4.2) no entanto este foi fundamental para a segurança da obra.

4.2.3.1 Episódio das marés vivas

A execução do muro foi faseada, tendo-se começado por executar as cofragens e consequente betonagem do lado Norte do trecho que rompeu, tendo-se seguido o lado Sul, desta forma a execução do novo muro na zona rompida foi realizada por último. Entretanto, no dia 17 de Outubro de 2012 fortes chuvadas e marés vivas ocorreram sobre o local, não tendo a barreira de segurança (Figura 4.27) conseguido travar a acção mecânica do mar sobre o maciço (Figura 4.28). O projecto de execução da rampa foi elaborado com carácter de urgência, não tendo sido consideradas todas as condições possíveis de ocorrerem no local relativamente a algumas incertezas, como esta, da altura máxima da onda. A barreira de segurança não terá sido dimensionada de acordo com as piores características hidráulicas possíveis para o local, isto é, não foram efectuados cálculos para o dimensionamento da maior onda possível de atingir a arriba de acordo com a extensão e profundidade da coluna de água e dos ventos no local. Assim, a barreira foi efectuada com base nos blocos disponíveis no local para o efeito, com o intuito de economizar recursos, desta forma não se recorreu à compra de material

específico para este efeito, e não se transportou os blocos resultantes da limpeza para vazadouro.

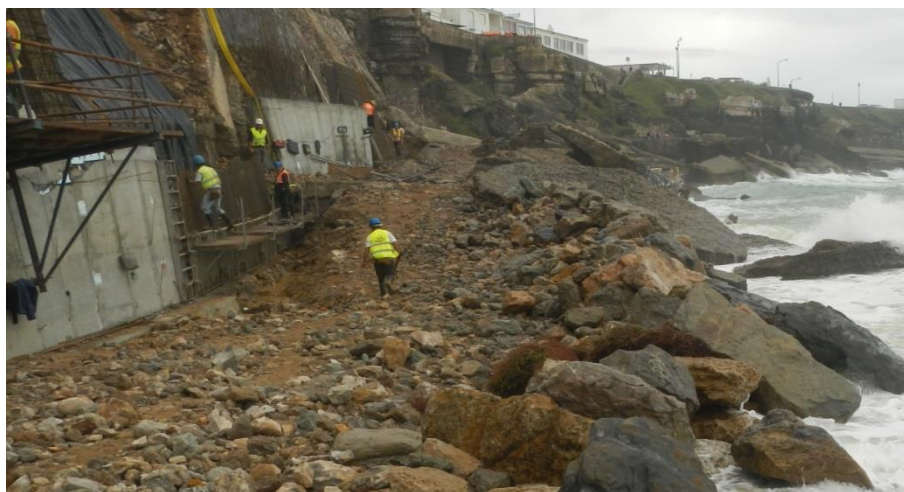


Figura 4.27: Barreira de segurança executada com os blocos disponíveis no local



Figura 4.28: Marés vivas a atingir a fundação do muro de contenção, impedindo o acesso ao local por parte dos trabalhadores e das máquinas

Devido à intensidade e frequência das chuvas o aterro ficou parcialmente saturado, e foi necessário recorrer a medidas de emergência que visassem a sua protecção relativamente à acção contínua da água do mar, que o poderia erodir completamente, colocando em causa o trabalho realizado até à data e o futuro do projecto. O aterro foi imediatamente coberto por um material impermeável para evitar a sua erosão por transporte de sedimentos (Figura 4.29). A solução encontrada consistiu na cobertura do aterro através da aplicação de betão (Figura 4.30), antes da execução das cofragens. As cofragens foram executadas com carácter de urgência, tendo-se de seguida procedido à vibração do betão desde o topo da rampa (Figura 4.31), devido às dificuldades de acesso pela base do muro.



Figura 4.29: Impermeabilização provisória do aterro rompido com cobertura plástica

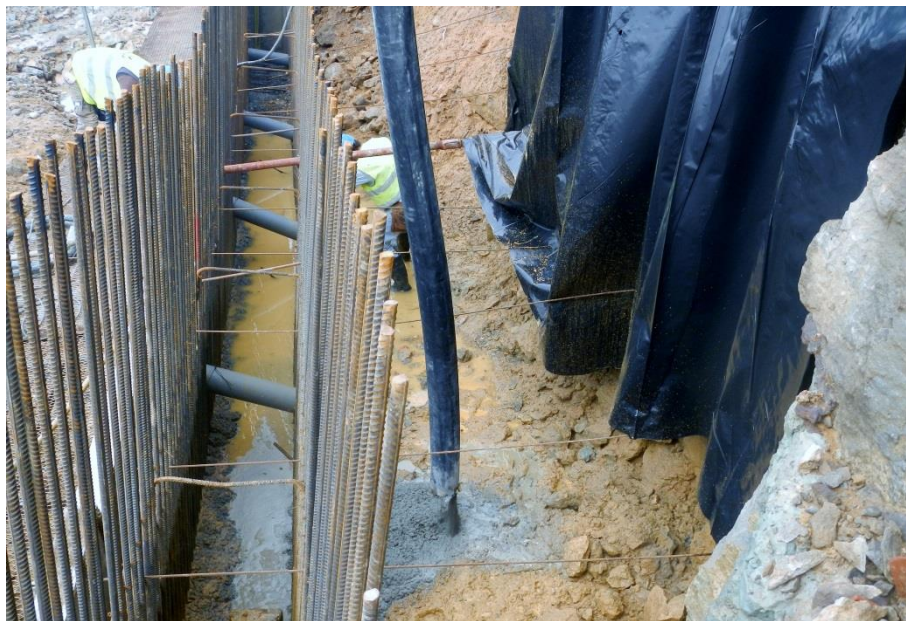


Figura 4.30: Colocação de betão por bombagem a partir da rampa no aterro no trecho que rompeu

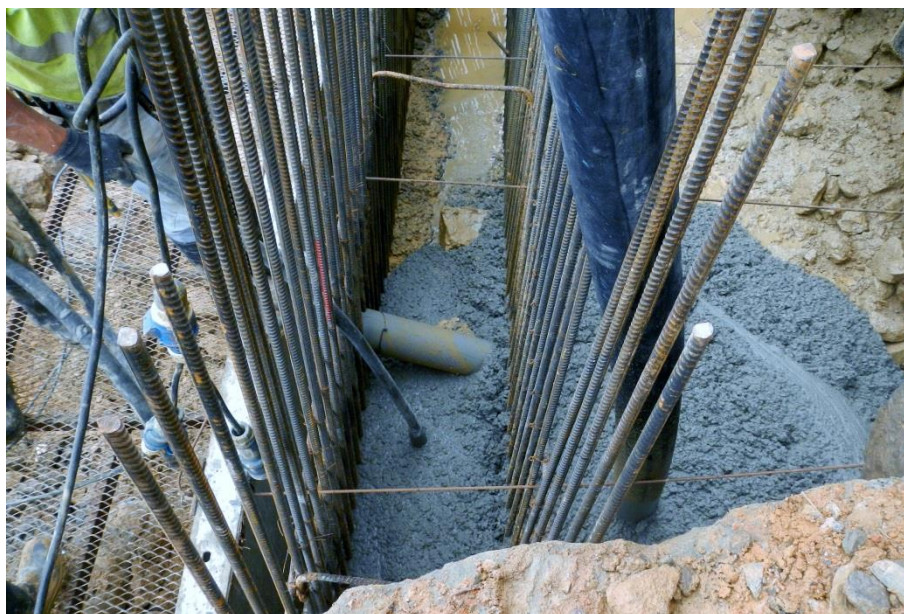


Figura 4.31: Colocação de betão por bombagem e vibração a partir de uma plataforma móvel

4.2.4 Ancoragens

Como referido, a solução encontrada para a sustentação do aterro da rampa foi a realização de um muro de contenção ancorado. O muro original passou a funcionar como “cofragem interna” do novo muro, excepto na zona rompida. Tal como foi descrito no enquadramento geológico as camadas próximas da arriba apresentam-se bastante alteradas, não possibilitando a sustentação de um muro de gravidade.

Após o saneamento da zona rompida, foi possível observar que as camadas calcárias se encontravam mais meteorizadas próximo da superfície do muro, percebendo-se que para o interior do maciço o seu estado apresenta melhor resistência, facto evidenciado pela profundidade de fundação dos furos para introdução das microestacas (ver secção 4.1.1). Esta observação permitiu a escolha da solução para a sustentação do muro como uma ancoragem selada aos calcários sãos, numa zona mais resistente do maciço, fora de qualquer superfície de rotura possível.

As ancoragens são constituídas por três partes: a cabeça, o comprimento livre e o bolbo de selagem, ligadas pela armadura.

O bolbo de selagem permite a transmissão do pré-esforço ao terreno. Localiza-se no interior do terreno envolto em calda de cimento, e garante a mobilização das tensões na interface com o terreno, para além de proteger a armadura contra a corrosão.

A capacidade resistente da ancoragem é mobilizada pelo traccionamento da armadura, aplicando uma força na cabeça da ancoragem, o que provoca uma reacção oposta do terreno transmitida ao

bolbo de selagem, sendo este mantido na posição ideal (Ribeiro, 2012).

Os impulsos actuantes sobre o muro foram determinados de tal modo que foi possível estabelecer diferentes pré-esforços para os diferentes níveis de ancoragens, de acordo com a modelação tridimensional do muro e das ancoragens (Santos Ferreira, *et al.*, 2012). De acordo com esta percepção, o cálculo para o dimensionamento das ancoragens foi elaborado, por forma a terem um comprimento tal que garanta que a força seja “realizada” sem risco de “escorregamento” de toda a estrutura (muro, aterro e rampa) (Santos Ferreira, *et al.*, 2012).

Definiu-se que as ancoragens teriam um comprimento total de 22,0m, com 6,0m de comprimento do bolbo de selagem (Tabela 4.2), com estas dimensões garante-se que as ancoragens funcionarão nas várias situações (selagem em margas ou em rocha calcária). As ancoragens com a cabeça abaixo dos 7,0m ZH são seladas no maciço do muro, após a realização do ensaio de recepção (Santos Ferreira, *et al.*, 2012).

As ancoragens escolhidas são activas, e constituídas por armaduras de cordões (Figura 4.32). Nestas estruturas, as armaduras são o principal elemento responsável pela segurança dos elementos suportados, sendo responsáveis por transmitirem o pré-esforço aplicado ao bolbo de selagem. As armaduras devem estar devidamente protegidas contra a corrosão. Esta protecção é garantida pelos seguintes factores (Carvalho & Salgado, 2010):

- a) Qualidade das caldas de injeção;
- b) Grau de preenchimento das baínhas;
- c) Recobrimento dos elementos da armadura de pré-esforço;
- d) Recobrimento das cabeças das ancoragens: betão ou protecção com caixa estanque.



Figura 4.32: Pormenor de cordão de uma ancoragem

A assemblagem da cabeça da ancoragem contém a aplicação de pré-esforço, com a colocação de cunhas (Figura 4.33) e da chapa de distribuição (Figura 4.34), que permitem transferir a carga para a estrutura de suporte. A carga deve ser distribuída equitativamente à estrutura.



Figura 4.33: Cunhas da ancoragem



Figura 4.34: Chapa de distribuição

As cabeças das ancoragens contêm ainda uma protecção exterior:

- constituída por um revestimento de betão (Figura 4.35) nas ancoragens que se encontram sob o muro de betão, acima da cota + 7,0m ZH;
- caixa de protecção (Figura 4.36) nas ancoragens instrumentadas;
- as que se encontram sob o revestimento de pedra foram seladas, assim como as que se encontram abaixo dos +7,0m ZH.

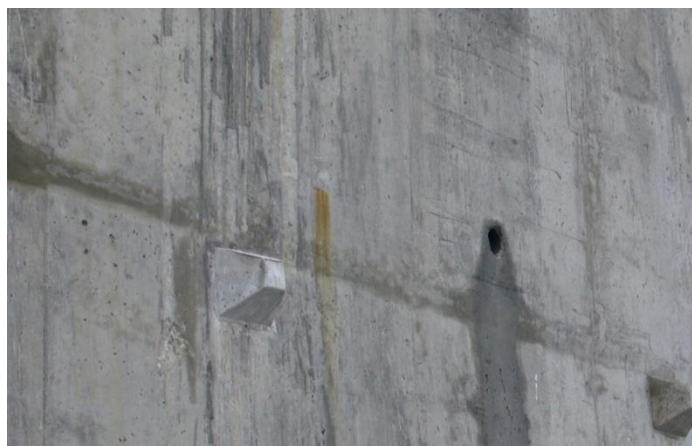


Figura 4.35: Protecção exterior de uma ancoragem em betão

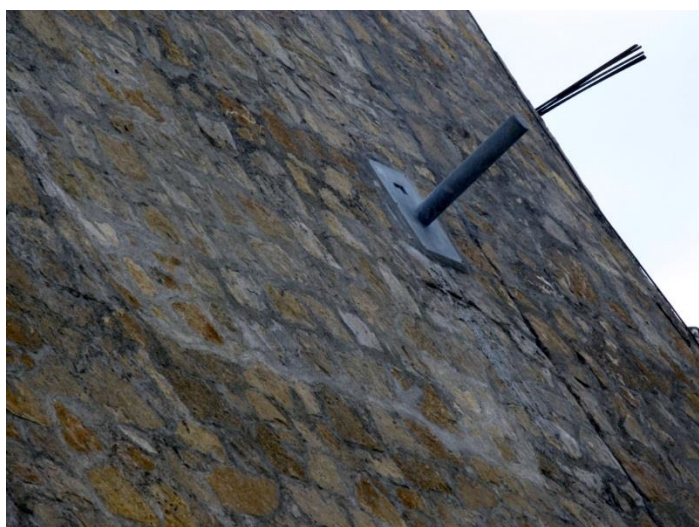


Figura 4.36: Caixa de protecção de uma ancoragem instrumentada

De qualquer modo, a posição de todas as ancoragens está catalogada, permitindo-lhes o acesso directo para eventuais rectificações.

O dimensionamento das ancoragens foi realizado *ab initio*, no entanto não foram efectuados cálculos para o dimensionamento alternativo, visto que se consideraram, à partida, a ocorrência das condições mais desfavoráveis possíveis. O projecto inicial previa a possibilidade de serem acrescentadas ancoragens e redimensioná-las caso se justificasse, no entanto, o número final de ancoragens foi reduzido em cerca de 9 (Tabela 4.2).

As ancoragens foram dimensionadas para se conservarem permanentemente no local, como tal encontram-se protegidas contra a corrosão na zona do comprimento livre com calda de cimento. A armadura está também protegida contra a corrosão com um tubo corrugado. O ambiente marinho onde se localiza a obra caracteriza-se pela sua agressividade proveniente dos cloretos suspensos no ar, como tal é importante que as ancoragens possuam uma protecção adequada contra a corrosão marinha.

Inicialmente previa-se a instalação de instrumentação em locais que foram considerados seguros durante o desenvolvimento da obra e, onde, uma possível mobilização do muro não constituísse perigo para os trausentes ou para a manutenção de utilização da obra. Desta forma, a instrumentação ficou reduzida a 7 ancoragens.

A realização dos furos para a introdução das ancoragens, na zona mais alta do muro, provocou o levantamento da rampa, devido ao elevado índice de vazios existentes nesta zona do aterro original. O índice de vazios elevado terá resultado da intensa percolação e erosão interna que o aterro sofreu desde a sua construção.

A alternância de camadas na zona a ancorar levou à colmatação dos furos, relativamente às ancoragens superiores, imediatamente após a realização da furação. Esta colmatação ocorreu devido à elevada componente margosa do aterro nesta área. A cada tentativa de furação para introdução das ancoragens verificou-se nova colmatação, tendo-se repetido a operação, para alguns casos, cerca de cinco vezes. Tal como previsto nas normas (EN1537, 1999) para realização da furação para instalação das ancoragens em terrenos moles, optou-se pela realização dos furos com revestimento, o que não foi suficiente para mante-los abertos até à instalação da ancoragem. Por fim, optou-se por injectar o aterro com calda (Tabela 4.2), a partir dos furos colmatados, a baixa pressão; esta solução permitiu preencher eficazmente todos os vazios e descontinuidades existentes nas zonas a ancorar. Posteriormente, a nova furação executada após presa da calda foi realizada com sucesso.

A injeção da calda atrasou a conclusão do projecto. No entanto, foi a única solução viável para a posterior colocação das ancoragens.

Após a conclusão da implementação das ancoragens foi efectuado um ensaio de carga em cada uma delas, por forma a confirmar as exigências de projecto. Os ensaios foram simplificados, à excepção das ancoragens instrumentadas, nas quais os ensaios foram detalhados. O ensaio das ancoragens é realizado com recurso à aplicação da força por um macaco hidráulico que, ligado por manguueiras a uma electrobomba de pressão e a um manómetro (Figura 4.37) permite confirmar a carga de serviço de cada ancoragem (Figura 4.38).



Figura 4.37: Ensaio de carga

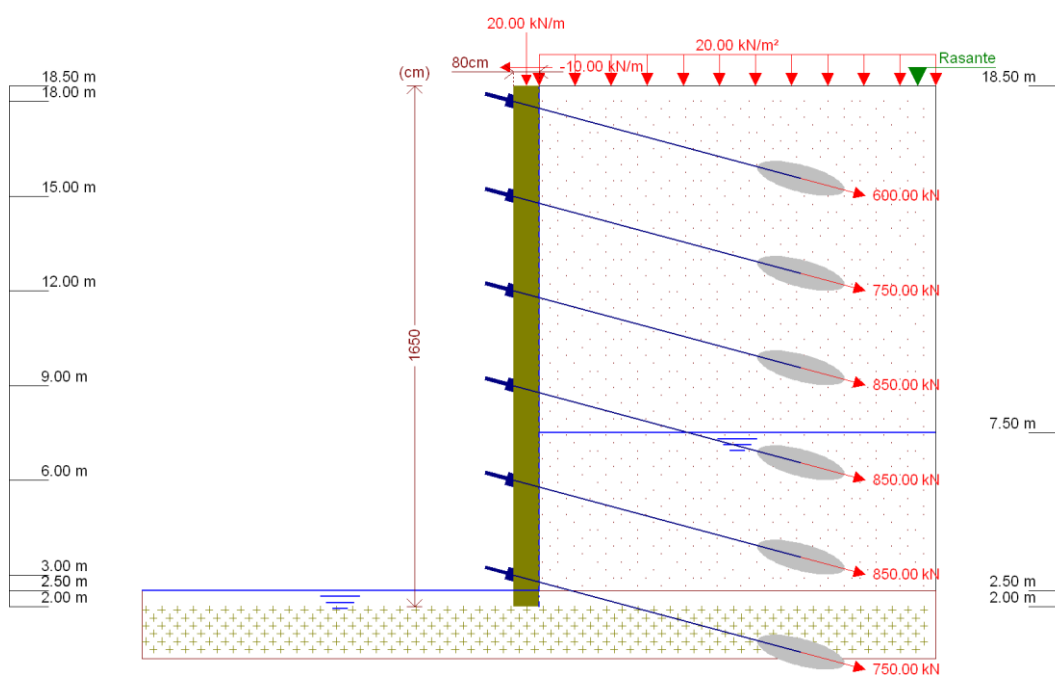


Figura 4.38: Esquema de cálculo do muro em betão armado (Santos Ferreira, Dias, *et al.*, 2012)

A metodologia aplicada nesta fase da execução do projecto insere-se no *best way out*, não tendo sido elaborada uma alternativa ao projecto inicial para a execução dos furos das ancoragens, no entanto, tornou-se necessário tomar medidas de emergência que possibilitassem a continuação dos trabalhos. A furação era essencial para a finalização da obra e posterior utilização da rampa em segurança, pelo que a utilização de todos os recursos necessários para este fim foram justificáveis.

4.3 Rampa e aterro

O projecto inicial previa a instalação de 2 pilaretes no topo da rampa, para limitar o acesso a veículos motorizados, contudo, após a execução do novo pavimento da rampa observou-se que para este fim apenas se justificava a instalação de 1 pilarete (Tabela 4.2)



Figura 4.39: Pilarete instalado no topo da rampa Sul

4.3.1 A erosão e as grandes locas

Ao longo de toda a arriba de um modo geral e junto à zona abatida da rampa em particular, observaram-se cavidades de grandes dimensões (Figura 4.40) como resultado da erosão causada pela água da chuva e dos antigos esgotos da vila que vinham desembocar à arriba, infiltrando-se na rampa e no seu aterro, que terão actuado de modo diferenciado sobre as camadas margosas, assim como devido à dissolução dos calcários. Como resultado, as camadas mais friáveis, margosas, terão sido erodidas, deixando as camadas calcárias, mais resistentes, em consola (Figura 4.41).



Figura 4.40: Pormenor de cavidades de grandes dimensões no sopé do muro original

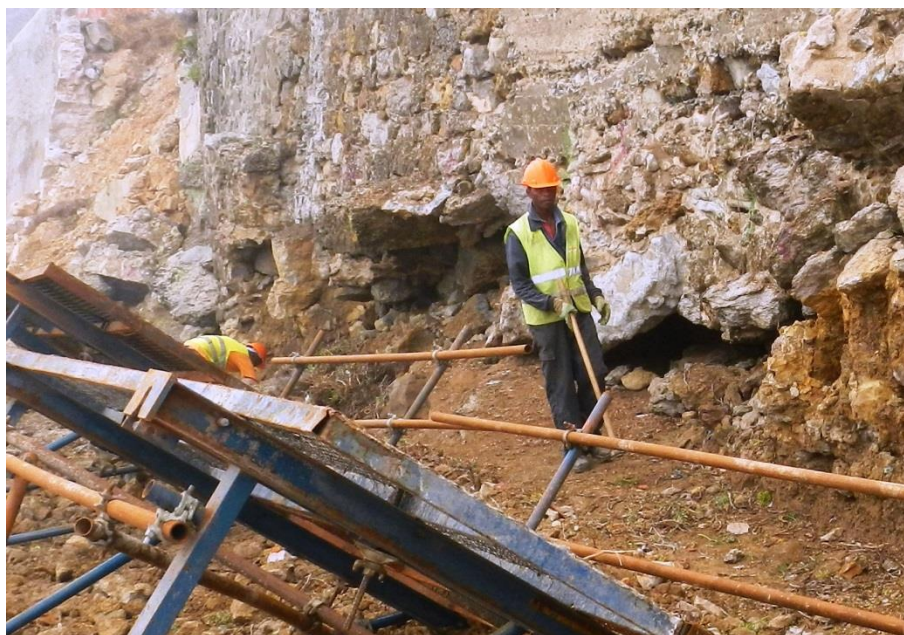


Figura 4.41: Locas na base do muro da rampa

A quantidade e volume de vazios, devidos às cavidades existentes, foram uma incerteza a ter em conta na solução a adoptar. Uma boa compactação do aterro da rampa deve garantir a ausência de vazios que possam, tal como anteriormente aconteceu, causar a sua descompactação. Uma compactação deficiente poderia, ao longo do tempo, diminuir a funcionalidade do aterro, pondo em causa a segurança do muro de suporte e da rampa de acesso à praia.

A solução encontrada consistiu no preenchimento destas cavernas com betão vibrado, de modo a eliminar os vazios existentes no interior do maciço e a aumentar a resistência dos materiais subjacentes ao aterro e à rampa.

Na fase de inventariação das locas, durante a vistoria realizada ao local em 2010 (Santos Ferreira, *et al.*, 2012), não foi possível observar todas as cavidades existentes nem os volumes correspondentes devido ao amontoado de blocos existentes no sopé do muro, de modo que o seu inventário não foi exaustivo. Desta forma, o dimensionamento do volume de betão inicial não era fiel ao volume total necessário. O projecto previa betonagem de todas as locas identificadas durante a elaboração do projecto, até que se verificassem ressurgências. Esta decisão pretendia garantir o total preenchimento destas com betão, de modo a que não houvesse espaços vazios dentro da fundação da obra, que pudessem permitir a passagem de água, e consequente erosão interna diferencial dos níveis margosos e o posterior abatimento de blocos calcários.

A quantidade de betão armado considerada para a execução do muro, foi inicialmente de 805 m³, no entanto este volume foi substancialmente ultrapassado, totalizando um volume de cerca de 1030m³ (Tabela 4.2).

A observação da vibração de betão permitiu confirmar o total preenchimento das locas com o ressurgimento de betão à superfície. O tempo de resposta entre a observação do subdimensionamento inicial das locas e o seu preenchimento foi imediato e adequado, visto que a implementação da medida mitigadora não causou gastos excedentários em estudos e mobilização de equipas e equipamentos. Esta opção permitiu manter a segurança de toda a estrutura num nível de risco aceitável para a sua utilização.

Como referido, a impossibilidade de conhecer o número e volume total de locas na fase de projecto levou a um subdimensionamento do volume de betão a utilizar. Relativamente ao dimensionamento de betão, este está de acordo com o método *best way out*, pois o conhecimento do volume de betão a colocar apenas foi possível durante a própria betonagem, quando este ressurgia à superfície, como forma de garantia de que a loca tinha ficado totalmente preenchida com betão.

Esta variação, mais uma vez, justifica a necessidade de, durante a execução da obra, se ter aplicado o método observacional.

4.3.2 Sistema de drenagem

A execução da rampa de acesso à praia, previa inicialmente apenas a recuperação da laje existente. Durante a obra, em particular numa semana de forte pluviosidade, verificou-se que uma parte substancial das águas pluviais provenientes da vila eram encaminhadas no sentido da rampa, ficando esta lotada de água; constatou-se também que o sistema de drenagem pluvial da via adjacente à arriba era encaminhado directamente para a rampa Sul, o que associado ao facto de não estar projectado um sistema de drenagem de águas pluviais ao longo da rampa, provocava a acumulação de uma grande massa de água na rampa, o que poderia gerar infiltrações e erosões e, num futuro, poderia desencadear novos problemas de estabilidade da obra. Após estas observações, o projecto de execução da plataforma da rampa foi adaptado, por forma a comportar, junto à arriba um sistema de drenagem superficial, constituído por meias canas com 200mm de diâmetro (Figura 4.42) (Tabela 4.3).

Esta situação não estava descrita no projecto inicial, e deste modo, enquadra-se no método *best way out*, tendo sido a opção decidida no momento de encontrar uma solução para o problema do escoamento das águas pluviais, que não colocasse em causa a solução dimensionada.



Figura 4.42: Sistema de drenagem em meia cana paralelo a toda a laje da rampa

4.4 Monitorização

Durante o desenvolvimento do projecto a observação de todos os pormenores da obra permitiram adaptá-la melhor ao seu objectivo. Após a conclusão da empreitada continua a ser relevante a observação cuidada do comportamento da estrutura e averiguar se este está de acordo com o previsto para a estrutura. Pelo que seguidamente se descreve o plano adoptado.

4.4.1 Plano de observação

A área em questão estava anteriormente coberta de vegetação, como tal é expectável que de futuro se venha a instalar um novo coberto vegetal. É importante observar as características desta vegetação, uma vez que a instalação das suas raízes abre lacunas na cobertura de betão, e contribui para a desagregação da arriba natural, podendo colocar em causa a segurança da obra e dos seus utilizadores.

De igual modo, a observação de um trecho húmido na arriba ou no muro de contenção não deverá passar despercebido, pode ser a evidência de que o projecto não está a funcionar como inicialmente previsto. Esta situação merece uma observação pormenorizada das suas causas e possíveis consequências para o futuro da construção e para a segurança dos seus utilizadores.

Como referido, as cabeças das ancoragens encontram-se todas protegidas contra a corrosão com caixas de protecção ou seladas, para garantir o seu correcto funcionamento. Como tal, as caixas deverão ser observadas cuidadosamente a fim de se detectar, precocemente, o mau estado de

conservação, o que possibilita a substituição atempada da caixa e manutenção da protecção contra a corrosão da ancoragem em si.

Importa igualmente verificar possíveis deslocamentos da arriba; rotação do muro de contenção; variação das cargas do pré-esforço das ancoragens.

4.4.2 Plano de instrumentação

A observação dos deslocamentos na arriba são efectuados a partir das marcas topográficas. Decidiu-se durante a obra, a instalação de mais perfis topográficos do que os inicialmente previstos (ver secção 3.8.1.4), estes foram instalados na vertical ao longo do maciço sobre a rampa e no muro de contenção (Tabela 4.1), possibilitando a avaliação dos eventuais deslocamentos de toda a obra, na vertical e horizontal (Figura 4.43; Figura 4.44).



Figura 4.43: Par de marcas topográficas

A rotação do muro de contenção será analisada através da observação de deslocamentos horizontais e verticais nos inclinómetros e marcas topográficas instalados na rampa e no muro de contenção. Durante a realização da obra reconheceu-se que a instalação de um inclinómetro no terço inferior da rampa, tal como referido na secção 3.8.1.4, não tem qualquer vantagem, visto que este não detectaria movimentos justificáveis devido à pouca altura da rampa. Assim a instalação de um inclinómetro foi suprimida, tendo-se instalado apenas dois, um a meia altura e outro próximo do topo da rampa. Os inclinómetros instalados no aterro tiveram a sua primeira leitura no dia da sua instalação. Prevê-se que sejam efectuadas leituras com uma periodicidade regular, sendo normal que nas primeiras se reconheça a ocorrência de deslocamentos de ordem milimétrica. Estes devem-se à acomodação dos inclinómetros ao aterro, assim como à consolidação do aterro em si. As leituras deverão ser efectuadas sempre à mesma hora do dia, preferencialmente ao início do dia, pois o aterro e o betão sofrem

amplitude térmica durante o dia, de tal forma que leituras realizadas em diferentes horas do mesmo dia podem revelar falsos deslocamentos elevados.



Figura 4.44: Pormenor de marca topográfica

Relativamente à carga de pré-esforço das ancoragens, apenas 7 ancoragens foram dotadas de instrumentação, localizando-se nas regiões onde a movimentação do muro é mais crítica. Após a realização dos ensaios foram anotadas as resistências a que estão sujeitas. Deverão ser efectuadas leituras periodicamente, de modo a confirmar a manutenção da resistência da ancoragem ao maciço. Estas leituras deverão ser realizadas sempre ao início do dia, devido ao betão possuir uma amplitude térmica elevada que, pode influenciar sobremaneira a interpretação das leituras realizadas.

A observação de que existem vários níveis de água suspensos, caracterizados pela alternância de camadas calcárias e margosas com, respectivamente, 0.20 a 0.5m e 0.10 a 0.50m, de espessura, levou à supressão da instalação dos piezómetros preconizados, no tardo do muro, pois estes não permitem a medição do nível de água.

Tabela 4.1: Leituras das marcas topográficas (adaptado de Ancorpor, 2013)

Alvos		21-01-2013	11-05-2013	mm
1	N=	1028,051	1028,051	0
	E=	506,372	506,379	7
	Z=	20,103	20,104	1
2	N=	1026,011	1026,196	185
	E=	506,011	506,015	4
	Z=	13,45	13,451	1
3	N=	1018,775	1018,773	-2
	E=	504,629	504,633	4
	Z=	5,89	5,891	1
4	N=	1025,719	1025,715	-4
	E=	523,905	523,914	9
	Z=	20,062	20,068	6
5	N=	1026,262	1026,254	-8
	E=	523,227	523,234	7
	Z=	15,11	15,115	5
6	N=	1019,599	destruido	
	E=	524,163		
	Z=	7,93		
7	N=	1018,143	destruido	
	E=	524,139		
	Z=	4,916		
8	N=	1021,819	1021,809	-10
	E=	564,944	564,95	6
	Z=	15,492	15,487	-5
9	N=	1019,818	1019,806	-12
	E=	565,508	565,511	3
	Z=	11,009	11,011	2
10	N=	1018,001	destruido	
	E=	565,746		
	Z=	8,2		

Na Figura 4.45 estão representadas as localizações dos perfis topográficos e dos inclinómetros, assim, como a localização das ancoragens realizadas.

Relativamente à medição do nível de água no tardo do muro de contenção, durante a observação do aterro rompido, observou-se que a sua natureza era maioritariamente arenosa; abaixo do aterro o maciço é constituído por uma alternância de calcários e margas, de modo que a água existente se localiza nos contactos das margas com os calcários, prevendo-se a existência de um aquífero multicamada, que não permitem uma medição adequada com piezómetros. Desta forma, optou-se por não instalar piezómetros na rampa.

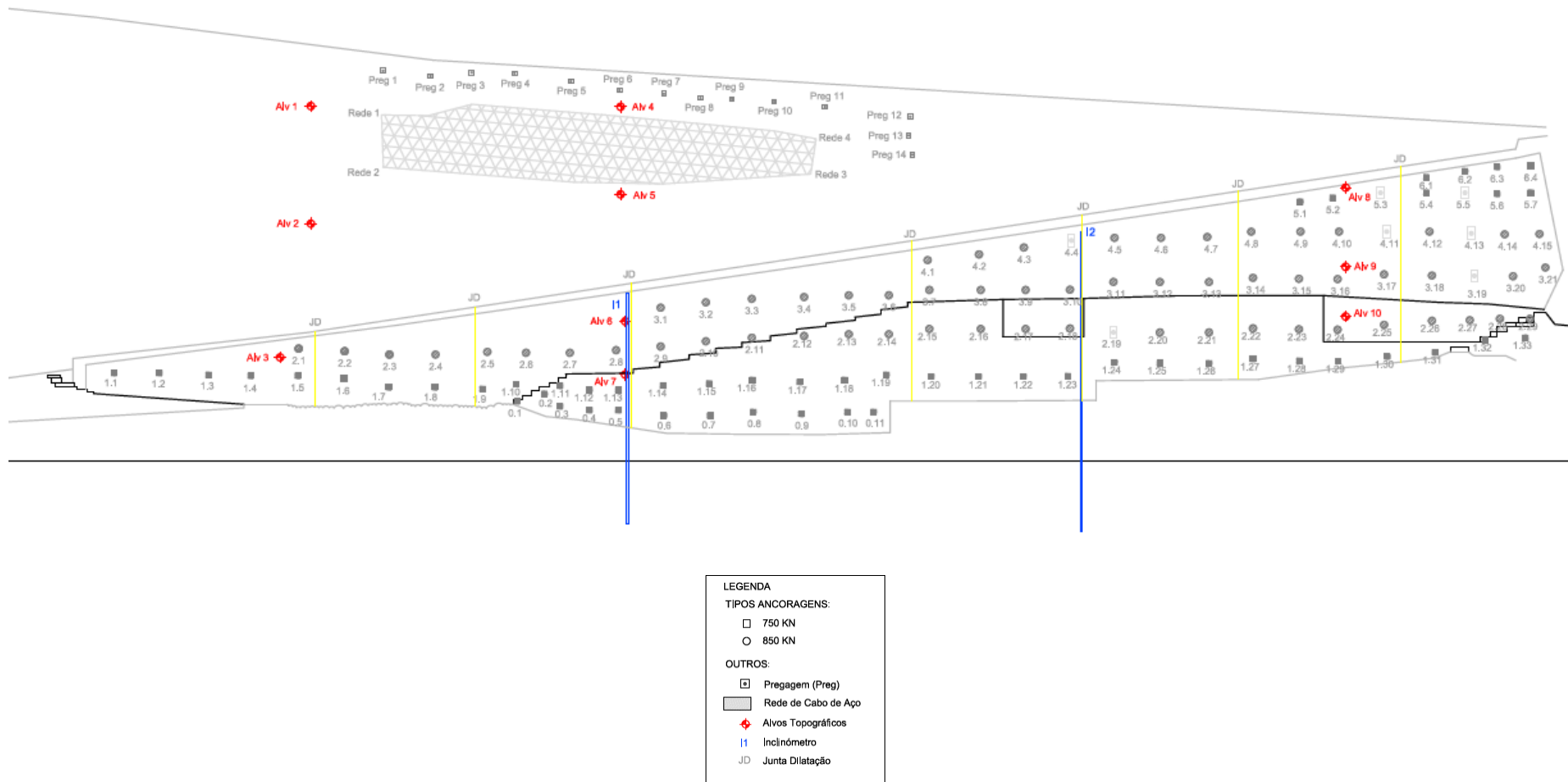


Figura 4.45: Esquema do alçado principal

4.5 Síntese da aplicação do Método Observacional

Apresenta-se de seguida uma tabela (Tabela 4.2) com referências às quantidades de trabalhos realizados em obra, onde se pode verificar as adaptações do projecto final, relativamente ao projecto inicial (Tabela 3.1.).

Após a revisão detalhada do projecto inicial e final, a autora fez uma análise ao projecto e às alterações implementadas de acordo com o método observacional. Na sequência, sintetiza-se nas tabelas 4.3 a 4.5 as etapas preconizadas por Peck (1969) e a sua relação com o caso de obra considerado. As etapas de Peck (1969) foram detalhadas para a empreitada segundo três zonas, a saber:

- Arriba sobre a rampa;
- Muro de contenção;
- Rampa de acesso à praia,

A análise do conteúdo destas tabelas, 4.3 a 4.5, permite inferir que a opção tomada pelo Método Observacional, face aos resultados obtidos, foi concluída com sucesso.

Tabela 4.2: Quantidades de trabalhos realizados na obra (Santos Ferreira, 2012)

Trabalho	Unidade	Quantidade
Montagem e construção de Estaleiro	vg	1
Desmontagem e demolição do estaleiro	vg	1
Montagem da plataforma de apoio à execução de todos os trabalhos da empreitada, e ou sistema equivalente de acesso e permanência na zona dos trabalhos. Neste ponto inclui-se microestacas e sapatas das gruas, aluguer das mesmas, adaptação de máquina de furação para trabalhos suspensos que permita "entubar" zona do muro de pedra existente e aterro.	vg	1
Limpeza da falésia	m ²	2000
Escavação em material de qualquer natureza, incluindo rocha para a fundação do muro (100m ³)	m ³	420
Aterro compactado a 98% do Proctor, incluindo ensaios de controle	m ³	1000
Ancoragens 500kN a 850kN, com 22m de comprimento, 109 unidades (2398m de furação + 722m reperfuração)	m	2398
Pregagens c/5m de comprimento, 36 unidades	m	180
Malha metálica de protecção	vg	1
Betão Projectado com fibras metálicas, com pigmentação ocre	m ²	250
Monitorização	vg	1
Betão Armado	m ³	1030,8
Furos de drenagem c/4,0m de comprimento	un	100
Desmontagem de blocos da falésia já estabilizados 0,5m ³	un	65
1Pilarete	vg	1
Picagem de reboco	m ²	200
Calda de cimento para as ancoragens	kg	10000
Calda de estabilização dos furos	kg	168690
Sistema de drenagem superficial (valetas com 200mm de diâmetro)		

Vg= valor global

Tabela 4.3: Aplicação do Método Observacional na arriba sobre a rampa

Etapas de acordo com Peck (1969)	Descrição da etapa
<p>a) Pesquisa das propriedades gerais dos materiais subjacentes e adjacentes à zona de influência da obra, que permitem estabelecer a natureza, modelo e propriedades dos materiais</p>	<p>Natureza geológica: alternância de camadas calcárias e margosas, com diferentes resistências</p> <p>Descontinuidades: compartimentação dos blocos calcários</p> <p>Meteorização: erosão diferencial do material de natureza mais friável e evidência das camadas calcárias, mais resistentes</p> <p>Intervenções anteriores: muro de revestimento da arriba, sistema de furos de drenagem</p> <p>Estado actual: revestimento da arriba bastante degradado ou mesmo destruído em algumas zonas; Evidências de percolação de água e coberto vegetal de dimensões consideráveis</p>
<p>b) Avaliação das condições mais prováveis e das variáveis mais desfavoráveis</p>	<p>Mais provável:</p> <p>Arriba constituída por alguns blocos instáveis</p> <p>Descontinuidades dos blocos calcários pouco acentuadas</p> <p>Erosão mais acentuada dos níveis margosos</p> <p>Mais desfavorável:</p> <p>Arriba constituída por um elevado número de blocos com elevado risco de queda</p> <p>Elevado número de descontinuidades com grandes espaçamentos</p> <p>Blocos calcários com espessura reduzida</p> <p>Forte afluência de água proveniente da vila no tardo da arriba</p> <p>Níveis argilosos saturados</p> <p>Erosão extrema dos níveis margosos ou calcários</p>
<p>c) Concepção do projecto baseado na hipótese de comportamento expectável para as</p>	<p>Limpeza e desmatação da arriba</p> <p>Desmonte ou pregagem dos blocos individuais de acordo com o seu grau de instabilidade, confirmado após a limpeza da arriba</p> <p>Projecção de betão, com fibras metálicas, tingido de tons ocre para sustentação da arriba e protecção contra a erosão das</p>

Etapas de acordo com Peck (1969)	Descrição da etapa
condições mais prováveis	camadas margosas Execução de uma malha de furos de drenagem complementar da existente com 4 metros de profundidade para escoar mais rapidamente a água pluvial que atinja o maciço
d) Elaboração do plano de observação e cálculo da estimativa de valores a observar para a hipótese de trabalho considerada	Confirmação da litologia Observação dos blocos calcários para determinação dos locais a pregar Análise da fracturação e do grau de alteração das margas Estimativa da instabilidade e determinação dos trabalhos de desmonte e pregagem a realizar Instalação de marcas topográficas para averiguar deslocamentos na arriba
e) Cálculo da estimativa de valores a observar sob as condições mais desfavoráveis, compatíveis com os dados disponíveis para as condições do subsolo	Condições desfavoráveis possíveis: Impossibilidade de realizar as pregagens devido à dimensão dos blocos calcários a pregar ser muito reduzida, ou aos calcários estarem muito meteorizados Surgências de água proveniente da vila (antigos esgotos, águas pluviais) Grandes planos de descontinuidades, com espaçamentos elevados
f) Especificação das alterações ao projecto inicial relativamente ao dimensionamento ou à sequência de trabalhos a realizar, para qualquer desvio comportamental possível para a hipótese de trabalho considerada	Desvios favoráveis: Enraizamento reduzido da vegetação no maciço Blocos calcários mais estáveis do que inicialmente previsto Antigo muro de protecção em melhores condições do que as consideradas Desvios desfavoráveis: Maior enraizamento da vegetação no maciço Blocos calcários muito instáveis, meteorizados e de dimensões muito reduzidas Antigo muro de protecção em piores condições do que as consideradas Caudal de água que atinge os furos de drenagem muito elevado e acompanhada de finos transportados do interior da arriba evidenciando fenómenos de percolação interna

Etapas de acordo com Peck (1969)	Descrição da etapa
g) Monitorização de acordo com os pontos d) e e) e avaliação das condições actuais	<p>Antes: observação do estado do antigo muro de revestimento da arriba</p> <p>Durante: observação e avaliação da estabilidade dos blocos calcários; Determinação da quantidade de corante a adicionar ao betão para a obtenção do tom mais natural possível</p> <p>Após: observação das condições da arriba e do seu novo revestimento, tais como vegetação, estado do betão projectado monitorização da água que atinge a arriba; monitorização das marcas topográficas</p>
h) Modificação do projecto para a manutenção das condições actuais	<p>Comparação das condições atingidas com as previstas:</p> <p>Substituição das pregagens individuais dos blocos calcários por instalação de uma rede de protecção pregada a blocos com dimensões e características apropriadas</p> <p>Substituição das fibras metálicas, facilmente corrosíveis em ambiente marinho, no betão projectado por fibras de polipropileno copolímero para segurança dos transeuntes</p>

Tabela 4.4: Aplicação do Método Observacional no muro de contenção

Etapas de acordo com Peck (1969)	Descrição da etapa
a) Pesquisa das propriedades gerais dos materiais subjacentes e adjacentes à zona de influência da obra, que permitem estabelecer a natureza, modelo e propriedades dos materiais	<p>Natureza da fundação do muro original:</p> <p>Muro com fundações no maciço calcário subjacente</p> <p>Profundidade de nível calcário com espessura suficiente para suportar a grua necessária para a execução do novo muro de contenção</p> <p>Estado de alteração do muro: muro com ligante arenizado caracterizado por um amontoado de blocos potencialmente instáveis, com bastantes vazios</p> <p>Caracterização do maciço alterado: existência de cavidades, quantidade e volume; dissolução dos calcários no sopé do muro; abatimento de calcários por falta de sustentação por parte das margas erodidas</p> <p>Intervenções anteriores: em 1896 a zona rompida terá sofrido uma intervenção</p>
b) Avaliação das condições mais prováveis e das	<p>Mais provável: fraca competência do maciço subjacente para fundações directas de um novo muro de contenção</p> <p>Rochas com capacidade de fundação de uma grua a 8m de profundidade de camadas calcárias competentes para a</p>

Etapas de acordo com Peck (1969)	Descrição da etapa
<p>variáveis mais desfavoráveis</p>	<p>execução dos trabalhos</p> <p>Muro original totalmente degradado, sem condições para a sua recuperação</p> <p>Rochas sãs em profundidade, permitindo a instalação de ancoragens</p> <p>Mais desfavorável:</p> <p>Espessura reduzida dos blocos calcários</p> <p>Maciço inferior à rampa atingido pela acção física e química da água do mar, muito alterado e saturado</p> <p>Meteorização intensa do maciço calcário, não possibilitando a instalação de ancoragens</p> <p>Erosão extrema das margas</p> <p>Maior alternância de calcários e margas devido a espessura reduzida de cada nível</p> <p>Intensa fracturação dos calcários</p> <p>Locas bem desenvolvidas</p> <p>Água proveniente do interior do maciço e do aterro acompanhada de finos, com evidencia de percolação interna do maciço</p>
<p>c) Concepção do projecto baseado na hipótese de comportamento expectável para as condições mais prováveis</p>	<p>Instalação de uma grua para auxílio na execução dos trabalhos de construção, fundada a 8m de profundidade no maciço por microestacas, em camada calcária de espessura suficiente para a sua fundação</p> <p>Limpeza e saneamento do sopé do muro e da zona rompida para uma correcta observação</p> <p>Execução de uma barreira de protecção à acção do mar com recurso aos blocos existentes no local</p> <p>Libertação de um plano de trabalho no sopé do muro</p> <p>Elaboração de um novo muro de contenção lateral, encastrado na rocha solidário com o muro original, com 18m de altura, ancorado ao maciço rochoso, sem solo estabilizador do lado exterior, com 0,5m de espessura na base</p> <p>Execução de uma malha de drenos subhorizontais, que garanta a drenagem do aterro no tardo do muro</p> <p>Dimensionamento das ancoragens de acordo com a carga e as condições atmosféricas a que estão sujeitas, tendo 22m de comprimento total de onde 6m correspondem ao bolbo de selagem. Submetidas a pré-esforços entre os 500 e os 850kN</p> <p>Ancoragens com cabeça acima dos +7,0ZH protegidas por uma caixa que permite a rectificação dos pré-esforços a que estão sujeitas</p>

Etapas de acordo com Peck (1969)	Descrição da etapa
	Revestimento de parte do muro com blocos de pedra, com 20cm de espessura
d) Elaboração do plano de observação e cálculo da estimativa de valores a observar para a hipótese de trabalho considerada	Instrumentação de 20 ancoragens para determinar deslocamentos do muro ancorado Instalação de inclinómetros para avaliação de deslocamentos horizontais no muro Instalação de marcas topográficas para averiguar deslocamentos no muro de contenção
e) Cálculo da estimativa de valores a observar sob as condições mais desfavoráveis, compatíveis com os dados disponíveis para as condições do subsolo	<p>Condições desfavoráveis possíveis:</p> <p>Profundidade de maciço alterado muito superior ao expectável, com subsequente aumento da profundidade para a fundação das microestacas da grua e das ancoragens, dificuldades na execução dos furos para a sua instalação, ou colmatação dos furos</p>
f) Especificação das alterações ao projecto inicial relativamente ao dimensionamento ou à sequência de trabalhos a realizar, para qualquer desvio comportamental possível para a hipótese de trabalho considerada	<p>Desvios favoráveis:</p> <p>Maciço de fundação do muro com menor grau de alteração, menor fracturação, com maior resistência Menor volume de locas</p> <p>Desvios desfavoráveis:</p> <p>Acção mecânica da água do mar atingir o plano de obra Maciço muito meteorizado, dificultando a furação para instalação das ancoragens, nestas situações preconiza-se a execução dos furos com revestimento Descalçamento dos calcários no sopé do muro</p>

Etapas de acordo com Peck (1969)	Descrição da etapa
g) Monitorização de acordo com os pontos d) e e) e avaliação das condições actuais	<p>Antes: observação e avaliação das condições do maciço e do muro original</p> <p>Durante: confirmação das características geológicas; observação do muro original e avaliação da capacidade resistente das camadas calcárias inferiores ao muro; avaliação da capacidade de introduzir as ancoragens nos furos abertos para o efeito</p> <p>Após: instrumentação de 7 ancoragens localizadas acima dos +7,0 ZH; pares de marcas topográficas; verificação de ressurgências de água do interior do maciço e ou do aterro; 2 inclinómetros; monitorização das marcas topográficas</p>
h) Modificação do projecto para a manutenção das condições actuais	<p>Maior perfuração do maciço para a fundação da grua, até 18m de profundidade desde o topo da rampa</p> <p>Colocação de betão antes das cofragens numa porção de muro atingida por ondulação, vibração do betão feita a partir de cima para garantir a segurança dos operadores e dos equipamentos</p> <p>Execução de várias injeções no aterro com calda de cimento desde a boca da ancoragem até ao extremo de selagem, de modo a preencher na totalidade os vazios existentes no aterro, até permitir a execução da ancoragem</p>

Tabela 4.5: Aplicação do Método Observacional na rampa de acesso à praia e respectivo aterro

Etapas de acordo com Peck (1969)	Descrição da etapa
a) Pesquisa das propriedades gerais dos materiais subjacentes e adjacentes à zona de influencia da obra, que permitem estabelecer a natureza, modelo e propriedades dos materiais	<p>Natureza do aterro: constituído por materiais heterogéneos</p> <p>Caracterização do maciço alterado: o maciço inferior ao aterro caracteriza-se por intercalações calcárias e margosas; possui muitas cavernas resultantes da erosão diferencial das margas, com posterior abatimento dos blocos calcários que entretanto perdem a sustentação margosa</p> <p>Dissolução dos calcários que sustentam o aterro</p> <p>Locas</p> <p>Aterro pouco descompactado, erodido</p>
b) Avaliação das condições mais prováveis e das variáveis mais	<p>Mais prováveis:</p> <p>Aterro com muitas cavernas e com vazios</p> <p>Pontualmente, a geometria impede a correcta compactação do aterro</p>

Etapas de acordo com Peck (1969)	Descrição da etapa
desfavoráveis	<p>Mais desfavorável: Total incapacidade de suporte do aterro Infiltração da água fluvial que escoar pela rampa</p>
c) Concepção do projecto baseado na hipótese de comportamento expectável para as condições mais prováveis	<p>Colocação de betão nas cavernas existentes abaixo da rampa e do muro de suporte, com vibração, até se verificar o ressurgimento de betão à superfície, de modo a permitir a correcta compactação do aterro Compactação do aterro no tardo do muro de contenção Recuperação da rampa no troço rompido Colocação de 2 pilaretes no topo da rampa para evitar o acesso a veículos pesados</p>
d) Elaboração do plano de observação e cálculo da estimativa de valores a observar para a hipótese de trabalho considerada	<p>Monitorização dos deslocamentos horizontais através da instalação de 3 inclinómetros na rampa Monitorização dos deslocamentos horizontais e verticais através da instalação de pares de marcas topográficas na rampa Instalação de 3 piezómetros junto aos inclinómetros para averiguar as variações do nível de água no tardo do muro</p>
e) Cálculo da estimativa de valores a observar sob as condições mais desfavoráveis, compatíveis com os dados disponíveis para as condições do subsolo	<p>Condições desfavoráveis possíveis: Impossibilidade de compactar convenientemente o aterro para a instalação da laje da rampa</p>
f) Especificação das alterações ao projecto inicial relativamente ao dimensionamento ou à sequência de trabalhos a realizar, para qualquer	<p>Desvios favoráveis: índice de vazios do aterro reduzido Desvios desfavoráveis: índice de vazios no aterro da rampa superior ao considerado inicialmente</p>

Etapas de acordo com Peck (1969)	Descrição da etapa
desvio comportamental possível para a hipótese de trabalho considerada	
g) Monitorização de acordo com os pontos d) e e) e avaliação das condições actuais	<p>Antes: observação do volume de água pluvial que circula na rampa</p> <p>Durante: observação e controle da compactação do aterro</p> <p>Após: monitorização dos inclinómetros, no topo e a meio da rampa; monitorização dos perfis de marcas topográficas</p>
h) Modificação do projecto para a manutenção das condições actuais	Instalação de apenas 2 inclinómetros; execução de um sistema de drenagem junto à arriba, paralelo à rampa, constituído por valetas, de modo a escoar o maior volume possível de água proveniente da vila e da parte de cima da arriba

5. Conclusões

O Método Observacional é aplicável nas situações para as quais se reconhece que há a possibilidade de ter um acréscimo, significativo e de outra forma impossível de obter, em condições económicas e de tempo, no conhecimento das características relevantes dos terrenos para o projecto de uma dada obra no desenrolar da respectiva fase executiva, o que permite mitigar os riscos envolvidos, com um impacto económico final significativo.

Os projectos geotécnicos elaborados com base no Método Observacional permitem uma grande autonomia ao seu projectista, proporcionando-lhe a hipótese de proceder a alterações antes do início da execução do projecto, pela modalidade *ab initio*, durante, através das modalidades *best way out* ou modificações progressivas, e ainda após a sua conclusão. O dimensionamento é efectuado com base em limites de comportamento para os quais se considera que a estrutura dimensionada não sofrerá danos.

A monitorização do projecto durante a sua execução é essencial à garantia de sucesso da aplicação do método em obras geotécnicas, permitindo detectar, atempadamente, a necessidade de proceder a alterações ao projecto inicial. O sistema de semáforos, definindo diferentes níveis de atenção e alerta face ao estado limite de serviço de projecto, permite a qualquer interveniente, reconhecer a possibilidade de serem necessárias realizar alterações, dentro dos intervalos de segurança.

No âmbito da dissertação, a análise de alguns casos de obra, com ou sem aplicação do Método Observacional, foram essenciais para compreender a sua aplicabilidade e as vantagens inerentes, assim como as suas limitações.

No caso de obra acompanhada, onde se aplicou o método ao projecto de reabilitação do acesso Sul do porto da Ericeira, as condições conhecidas das causas do acidente que levou à rotura do acesso, e a necessidade urgente de intervenção na área, foram ideais para a aplicação do Método Observacional. O registo fotográfico existente e a evolução histórica das condições de estabilidade das arribas do porto permitiram o conhecimento adequado das condicionantes iniciais de projecto, indiciando o possível complemento do conhecimento das condições dos terrenos, a concretizar durante a execução do projecto e, portanto, a potencialidade da aplicação do Método Observacional. Acresce ainda que, o facto de ter ocorrido um acidente que exigia uma intervenção e reparação rápida, não permitia também dispor do tempo necessário à realização de trabalhos aprofundados de estudos geotécnicos.

O projecto inicial e à luz da informação inicial disponível, foi elaborado com base nas condições geológicas e geotécnicas mais prováveis, não existindo qualquer dimensionamento alternativo. Contudo, estabelecia medidas mitigadoras dos riscos avaliados com maior gravidade, nomeadamente, os relativos à garantia de estabilidade das estruturas e infraestruturas instaladas no topo da arriba sobranceiro à rampa, por um lado, e à protecção do sopé do muro estabilizado, junto ao mar, a fim de garantir a adequada protecção ao desenrolar dos trabalhos, por outro. Preconizava a limpeza e desmatação na arriba e a ulterior remoção de blocos instáveis; os que não pudessem ser removidos seriam pregados. Esta solução, preconizava pregagens com cerca de 5m de comprimento, seria posteriormente inferida após a avaliação das condições *in situ*. Projectou-se ainda uma malha de furos de drenagem com 4m de profundidade que complementasse a existente. A arriba seria revestida com betão projectado tingido de tons ocres, com fibras metálicas, eventualmente associado a pregagens nas zonas muito fracturadas. Uma vez que não existia espaço disponível no sopé do muro para a execução de uma sapata para o novo, optou-se por limpar o sopé do muro, colocando o material resultante numa barreira de protecção à acção mecânica do mar, e garantindo ainda a libertação de uma área para a realização dos trabalhos no sopé. O muro, com armadura dupla, reforçada nos pontos de ancoragem, seria constituído por uma laje encastrada na rocha e solidarizado ao muro original. Preconizava-se a recuperação da rampa no troço acidentado, assente sobre um aterro devidamente compactado, e posterior preenchimento de eventuais locais, junto ao sopé do muro original, com betão injectado. Prevvia-se também para esta zona a execução de uma malha de drenos subhorizontal

O desenvolvimento da construção possibilitou, desde o início, esclarecer as reais condições geológicas e geotécnicas no trecho estabilizado; neste contexto, destaca-se o estudo efectuado para a fundação de uma grua instalada no trecho remanescente da rampa, para a execução dos trabalhos de limpeza e de estabilização da arriba. O método foi amplamente aplicado, reconhecendo-se situações implementadas *ab initio*, *best way out* e modificações progressivas.

Antes do início dos trabalhos, já se reconhecia a eventualidade de ocorrer erosão diferencial na zona que rompeu bem como a existência de algumas cavidades. Após o saneamento desse trecho, tornou-se evidente que, o muro original assentava, a Norte numa camada calcária subjacente àquela em que estava fundado a Sul. Contudo, a erosão diferencial, mais pronunciada nas camadas margosas intercaladas nas outras calcárias, descalçando estas camadas mais resistentes, já tinha deixado sem qualquer sustentação a camada calcária inferior, a Norte da zona acidentada. O muro de alvenaria original estava, neste trecho, assente numa camada que ficou em consola e que, possivelmente, pelo aumento dos impulsos no seu tardo e tendo perdido capacidade resistente, colapsou. A porção de muro a Sul, assente na camada calcária sobrejacente à anterior, apesar de se apresentar em boas condições, aparentando possuir resistência suficiente para suportar o muro, também rompeu quando a erosão diferencial das margas atingiu a profundidade correspondente a uma descontinuidade nos

calcários, descalçando-os.

Acima da rampa, a solução final consistiu na aplicação de uma rede metálica para protecção dos blocos calcários em consola e ainda estáveis, assim como a projecção de betão, tingido de tons ocres, com fibras plásticas, para garantir a estabilização e protecção de toda a arriba.

O aterro da rampa foi completado com material existente na zona. As cavidades expostas após o saneamento foram preenchidas com betão vibrado, tendo a estimativa inicial sido ultrapassada em cerca de 226m³.

Foi edificado um novo muro de contenção solidário com o anterior, ancorado em profundidade ao maciço calcário, que ocorre no tardo do aterro da rampa. Das 120 ancoragens previstas inicialmente, apenas foram executadas 109, tendo todas ficado adequadamente protegidas devido à agressividade do meio natural em que estão inseridas.

Ao longo da arriba e do novo muro de contenção foi instalada uma rede de furos de drenagem, com o intuito de impedir a retenção de água e o conseqüente aumento de impulsos no tardo da arriba e do muro.

A instrumentação inicialmente prevista, de 3 inclinómetros e 5 pares de perfis topográficos, foi adaptada durante a construção, tendo-se instalado apenas 2 inclinómetros e 3 perfis topográficos. As ancoragens localizadas em pontos críticos foram instrumentadas, totalizando um total de sete.

As maiores variações nas quantidades de trabalhos desenvolvidos, por comparação com as tabelas 3.1 (ver secção 3.8.1.4) e 4.2 (ver secção 4.4) referem-se ao volume de betão armado, quantidade de calda de estabilização dos furos para as ancoragens e quantidade de pregagens.

Em síntese e como previsto, o projecto foi modificado e redimensionado durante a sua execução, o que permitiu reagir adequadamente face às situações reais à medida que elas foram surgindo, tais como: a duplicação da profundidade do substrato resistente para a fundação da grua, a reduzida espessura dos níveis calcários a pregar na arriba, ou ainda a inundação da plataforma de trabalhos no sopé do muro.

Os principais benefícios da aplicação do Método Observacional nesta obra foram os seguintes:

- Possibilidade de complementar e adaptar o projecto inicial às condições reais detectadas durante a construção. Salienta-se, em particular, a substituição de fibras metálicas por plásticas e de pregagens por uma malha metálica e a execução do muro em diferentes painéis;
- Rápida protecção da base da arriba face a um temporal inesperado;

- Adaptação do projecto às condições geotécnicas reais, nomeadamente à existência de cavidades com maior volume e em número superior ao inicialmente previsto e às condições inesperadas de origem da rotura do muro antigo em alvenaria - a erosão diferencial profunda a nível das camadas margosas com a formação de consolas de lajes de calcário, que não conseguiram suportar aquela obra de arte;
- Ajustamento da metodologia de trabalho às condições do terreno, nomeadamente na execução da fundação da grua, que atingiu mais 10m do que o previsto, bem como no que refere à necessidade de proceder a alguns trabalhos a partir da rampa de acesso ao invés do sopé do muro, como estava preconizado.
- Optimização dos custos, nomeadamente através da diminuição do número de pregagens e de ancoragens previstas de executar inicialmente e no menor número de equipamentos de instrumentação final instalados, sem perda de segurança.

Obteve-se assim uma forte ligação entre o dimensionamento e a construção, com o inerente aumento de segurança e uma adequada compreensão da interacção entre o terreno e a estrutura, no que se refere à garantia de estabilidade futura do novo muro.

Considera-se assim que o Método Observacional foi aplicado com sucesso neste caso, permitindo a manutenção da segurança do muro e da rampa de acesso à Praia dos Pescadores com optimização dos custos.

Referências bibliográficas

Amaral, M. (n.d.). *Imagem da semana*. Retrieved Maio 14, 2013, from O Portal da História: <http://www.arqnet.pt/portal/imagensemamnal/outubro1001.html>

Ancorpor. (2013). *Estabilização da rampa Sul - porto da Ericeira*. E-mail de 4 de Setembro.

Angus Maxwell, T. M. (2006). Urban Protection and Observational Tunnel Construction using Effective Construction Information Management. *International Symposium on Underground Excavation and Tunnelling*, (pp. 271-280). Bangkok, Thailand.

Backblom, G., & Ohberg, A. (2002). *The Observational Method applied to engineering and construction of the access to the ONKALO facility*. Olkiluoto, Finlândia: POSIVA.

Barends, F. (2011). *Introduction to soft soil geotechnique - content, context and application*. Amsterdam, Netherlands: IOS Press.

Bauduin, C. (2007). Possibilities yield by Eurocode 7 for design of geotechnical structures in urban areas. *XIV European conference on Soil Mechanics and Geotechnical engineering*. Madrid.

C. R. I. Clayton, M. C. (1982). *Site investigation*. California: Halsted Press.

Cabral, M., Santos Ferreira, A., Silva, A. P., Ferreira, F. M., & Silva, R. (2014). The Observational Method in the rehabilitation of south road. *50th Anniversary of Danube-European Conferences on Geotechnical Engineering*.

Caldeira, L., & Muralha, J. (Março de 2004). O Método Observacional e a sua aplicação ao Túnel de Penalva. *GEOTECNIA - Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia*, 100, pp. 31-46.

Camara Municipal de Mafra. (2001). *Guia Concelho Mafra*. Retrieved Maio 2013, from Guia Concelho Mafra: <http://www.mafra.net/ericeira/fotos/foto3-3.htm>

Carta geológica Portugal 1:50000. (1958). *folha 30-C*.

Carvalho, M. R., & Salgado, F. M. (2010). Ancoragens em Terreno Pré-esforçadas: Tecnologias, componentes e construção. *Congresso Nacional de Geotecnia 12*. Guimarães.

Choffat, P. (1891). Note sur le Crétacique des environs de Torres Vedras, de Peniche et de Cercal. *Comunicações da Comissão dos Trabalhos Geológicos de Portugal*, 2, pp. 171-215.

CIRIA. (1999). *The Observational Method in ground engineering*. (D. Nicholson, C.-M. Tse, & E. I. Penny, Eds.) London.

Egashira, K., Yamagata, N., Takada, T., Katagiri, M., Terashi, M., Yoshifuku, T., et al. (2003). Settlement analysis and observational method for the reclamation with dredged clay - a case record at New-Kitakyushu Airport. In T. e. al. (Ed.), *Soft Ground Engineering in Coastal Areas*, (pp. 119-125).

EN 1537-1:2004 - Execution of special geotechnical works - ground anchors. (1999). *standardization, European Committee for*. Brussels.

EN 1997-1:2004 - Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1:. (2004). General rules [004/18/EC]: European Committee for Standardization.

Esteves, F. (2011, Junho 17, 18 e 19). A dimensão Marítima e Piscatória do Porto da Ericeira no Século XIX. *XII Cusro de Verão da Ericeira, ICEA, 17, 18 e 19 de Junho de 2011*. Ericeira.

Gue, S. S., & Tan, Y. C. (2004). Prevention of Failures Related to Geotechnical Works o Soft Ground. *Special Lecture, Malaysian Geotechnical Conference*. Malaysia.

Jaques Rey. (1993). Stratigraphie séquentielle sur une plate-forme à sédimentation mixte: exemple du Crétace inférieur du Bassin Lusitanien. *Comunicações - Instituto Geológico e Mineiro*, pp. 87-97.

Kovári, K., & Lunardi, P. (2000). On the Observational Method in Tunnelling. *GeoEng 2000, An International conference on Geotechnical and Geological Engineering*, (pp. 19-24). Melbourne, Australia.

Manuppella, G., Machado, S., & Dias, R. (2005). Carta Geológica de Portugal na escala 1:50.000, folha 30-C Torres Vedras. (*Protocolo Colab. Desenvolvimento da Cartografia Geológica da Área Metropolitana Lisboa*). (C. Costa, E. Clavijo, R. Dias, & J. Kulberg, Eds.) Portugal: INETI/IGM.

Marítimos, I. -I. (2005). *Parecer Técnico sobre a estabilidade das Arribas da Ericeira*. IPTM - Instituto Português e dos Transportes Marítimos, Departamento de Infra-estruturas, Lisboa.

Patel, D., Nicholson, D., Huybrechts, N., & Maertens, J. (2007). The Observational Method in Geotechnics. *Proceedings of XIV European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering: Geotechnical engineering in urban environments*, 2. Madrid.

Peck, R. B. (1969). Advantages and Limitations of the Observational Method in Applied Soil Mechanics. *Géotechnique*, 2(Ninth Rankine Lecture).

Powderham, A. (1994). An overview of the observational method: development in cut and cover

and bored tunnelling projects. *Géotechnique*, 4, pp. 619-636.

Powderham, A. (Janeiro de 2002). The Observational Method - Learning from Projects. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering*, 115, p. Issue 1.

Rey, J. (1993). Les Unités lithostratigraphiques du groupe de Torres Vedras (Estremadura, Portugal). *Comunicações - Instituto Geológico e Mineiro*, pp. 75-85.

Ribeiro, L. (2012). *Ancoragens em estruturas portuárias. Análise de um caso de obra*. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Geológica, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, Lisboa.

Santos Ferreira, A. (2012). *Empreitada de "Recuperação e Estabilização da Rampa Sul do Porto da Ericeira" - Trabalhos a mais - 1º contrato adicional*. Informação nº 108/DIE, Instituto Portuário e dos Transportes - marítimos, I.P., Departamento de Infra-Estruturas.

Santos Ferreira, A., & Dias, E. (2010). *Nota Técnica - Arribas da Ericeira, troço Norte*. IPTM - Instituto de Portuário e dos Transportes Marítimos, Departamento de Infra-estruturas, Lisboa.

Santos Ferreira, A., Dias, A. A., Oliveira, N., & Dias, E. (2011). Análise do Risco num trecho das Arribas da Ericeira - medidas de mitigação. *7ªs Jornadas portuguesas de Engenharia costeira e portuária*. Porto.

Santos Ferreira, A., Dias, E., & Ribeiro, L. (2012). *Porto da Ericeira - Recuperação e Estabilização da Rampa Sul*. IPTM - Instituto Portuário e dos Transportes Marítimos, Departamento de Infra-estruturas, Lisboa.

Santos Ferreira, A., Dias, E., & Ribeiro, L. (2012). *Volume 3 - Projecto de Execução*. IPTM - Instituto Portuário e dos Transportes Marítimos, Departamento de Infra-estruturas, Lisboa.

Santos Ferreira, A., Dias, E., Oliveira, N., Santos, C., Ribeiro, L., & Cabral, M. (2013). Arribas na jurisdição do Instituto Portuário e dos Transportes Marítimos, I.P. - Estudo da Zona Centro. *PLANC - 8ª Jornadas Portuguesas de Engenharia Costeira e Portuária*. Lisboa.

Santos Ferreira, A., Silva, A. P., Santos, C., Dias, E., Cabral, M., Ribeiro, L., et al. (2014). A cliff failure in Ericeira (centre Portugal). *XII International LAEG Congress, Torino, Impress*.

Schubert, W. (2008). The Development of the Observational Method. *Geomechanik und Tunnelbau*.

Szavits-Nossan, A. (2006). Observations on the Observational Method. In J. Logar, A. Garberc, B. Majes, J. Logar, A. Gaberc, & B. Majes (Eds.), *Active Geotechnical Design in Infrastructure* (pp. 171-178).

Ljubljana, Zabreg, Croatia: Slovenian Geotechnical Society.

Szavits-Nossan, A. (2007). Review of submitted contributions to Discussion Session 1.2. *Geotechnical Engineering in Urban Environments, Proceeding XIV European Conference of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. Madrid.

Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley & Sons, inc.

Vallejo, L. I., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C. (2005). *Ingeniería Geológica*. Madrid, Espanha: Pearson Prentice Hall.

Van Baars, S., & Vrijling, J. K. (2005). Geotechnical Applications and Conditions of the Observational Method. *Heron*, 50, p. 3.