

ESTUDOS BASE PARA A ESTABILIZAÇÃO DA ENCOSTA DO FORTE DE SÃO FILIPE EM SETÚBAL

BASE STUDIES FOR THE STABILIZATION OF THE SLOPE OF SÃO FILIPE FORTRESS IN SETÚBAL

Pistone, Raul; *COBA - Consultores de Engenharia e Ambiente, Lisboa, Portugal, r.pistone@cobagroup.com*
Ferreira, Sandra; *COBA - Consultores de Engenharia e Ambiente, Lisboa, Portugal, s.ferreira@cobagroup.com*

Ribeiro, Joana; *COBA - Consultores de Engenharia e Ambiente, Lisboa, Portugal, j.ribeiro@cobagroup.com*
Filipa Cacilhas; *COBA - Consultores de Engenharia e Ambiente, Lisboa, Portugal, f.cacilhas@cobagroup.com*
Salgado, Francisco; *LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal, fsalgado@lnec.pt*
Sousa, Arlindo; *LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Portugal, asousa@lnec.pt*
Mouro, Lénia; *Câmara Municipal de Setúbal, Setúbal, Portugal, lenia.mouro@mun-setubal.pt*
Amaro, José; *Câmara Municipal de Setúbal, Setúbal, Portugal, jose.amaro@mun-setubal.pt*

RESUMO

O forte de São Filipe encontra-se localizado no Parque Natural da Arrábida, no concelho e distrito de Setúbal. Terá sido edificado no início do século XVII, encontrando-se desde 1933 classificado como Monumento Nacional. O trabalho apresentado aborda as condições geológicas locais no enquadramento regional, descrevem-se os trabalhos de prospeção e ensaios realizados na presente fase do estudo e em fases anteriores, incluindo respetivos resultados, bem como a sua interpretação, em termos de definição e caracterização das unidades geológicas interessadas. Estes elementos, junto com os dados de monitorização histórica das encostas e da estrutura do forte, foram essenciais na obtenção dos dados necessários para a caracterização da problemática da situação atual, que permitiu a elaboração de um diagnóstico da situação e, em consequência, a definição das soluções de estabilização da encosta.

ABSTRACT

The São Filipe fortress is located in the Arrábida Natural Park, in the municipality and district of Setúbal. It was built at the beginning of the 17th century and has been classified as a National Monument since 1933. The present work deals with the local geological conditions in the regional framework, describes the site investigations and laboratory tests carried out in the present phase of the study and in previous phases, including their results, as well as their interpretation, in terms of the definition and characterization of the geological units interested. These elements, together with the historical monitoring data of the slopes and the fortress structure, were essential in obtaining the necessary data for the characterization of the problematic of the current situation, which allowed the elaboration of a diagnosis of the situation and, consequently, the definition of solutions for the stabilization of the hill.

1 - INTRODUÇÃO

O forte de São Filipe de Setúbal localiza-se no Parque Natural da Arrábida, no concelho e distrito de Setúbal, numa zona topograficamente acidentada, posicionando-se parte da sua estrutura, muralhas Nascente e Sul, no topo de uma encosta, bordejada inferiormente pela estrada Nacional, N 10-4. A base das muralhas do forte encontra-se apoiada em maciço sedimentar heterogéneo no que respeita às suas características de resistência e deformabilidade.

A presente comunicação descreve os trabalhos realizados pela Coba para a Câmara Municipal de Setúbal (CMS), visando a elaboração de um diagnóstico e o desenvolvimento de soluções que viabilizassem a estabilização da encosta do forte.

2 - ENQUADRAMENTO HISTÓRICO

O forte de São Filipe foi mandado construir pelo rei Filipe I (Filipe II de Espanha), em 1582, com o objetivo de constituir uma fortaleza para defesa da costa que protege Setúbal e a foz do rio Sado. Por não ser consensual a sua importância como posto de defesa, ao longo dos séculos, esta fortaleza não foi objeto de melhoramentos e inovações estratégicas, por oposição ao forte do Outão, esse sim a principal fortaleza defensiva da zona.

O seu espaço interior, que originalmente incluía a Casa do Governador e demais edifícios militares, foi substancialmente transformado a partir de 1964, com o objetivo de aí se instalar uma das Pousadas de Portugal.

Segundo os registos militares, até 1755, não foram observadas anomalias no forte. Com o sismo de 1755, registaram-se inúmeras fissuras, que não impediram a continuação da sua utilização apesar de as suas abóbodas internas terem sofrido danos sem por em causa a estabilidade do forte.

O sismo de 1969 voltou a agravar a situação, tendo ocorrido nessa época um deslizamento de terras na escarpa Sudeste. Em 1970, o Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) propôs uma campanha de prospeção e um sistema de observação para o local. Finalmente, em 1979 foi implementada uma campanha de prospeção (diferente da inicial), realizada pela empresa Sondagens Rodio. Em 1986, foram executadas as obras de estabilização associadas à estabilidade ocorrida na dita escarpa Sudeste, cujo projeto, elaborado no espaço temporal 1982 e 1983, foi desenvolvido pela empresa Geoplano.

Nos anos seguintes e até à presente data, ainda que com alguns interregnos, o LNEC tem vindo a acompanhar a evolução do comportamento da zona de intervenção através do sistema de monitorização existente, procedendo sempre que possível à sua substituição / incremento do tipo e número de dispositivos. Com base nas observações realizadas no último trimestre de 2011, o LNEC identificou um cenário de elevado risco, salientando a *"necessidade de realização de obras de estabilização e a reposição e reforço do sistema de monitorização"*.

No ano de 2014, foram executadas obras de estabilização ao nível das galerias subterrâneas do forte, através da colocação de escoramentos metálicos e fecho das fendas, bem como, impermeabilização dos pátios e selagem das fendas exteriores.

No final de 2016, foi adjudicado à COBA o Projeto de Execução da estabilização da encosta.



Figura 1 – Fotografia atual do Forte de Setúbal, encosta Sudeste (estabilizada em 1983)

3 - ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

As unidades geológicas ocorrentes na zona de intervenção são:

Recente – Aterro (At)

Os aterros são caracterizados por material argiloso e silto-margoso com presença de blocos conglomeráticos e restos de cerâmica.

Jurássico – Conglomerados da Comenda (J3CO)

Esta é a unidade geológica dominante no local caracterizada por intercalações de camadas de conglomerados, grés, siltitos, margas e calcarenitos, com uma grande heterogeneidade e variabilidade lateral. Estes conglomerados contêm seixos, maioritariamente, rolados desde 0,5 cm a 10,0 cm de diâmetro, constituídos por quartzo, quartzito e calcário e uma matriz composta por argila-margosa, ou, por vezes margo-calcária. O cimento é maioritariamente ferruginoso.

As formações geológicas apresentam uma estratificação com direção variável entre N15°E a N40°E, com predominância de N25 a 30°E, e com uma orientação entre 40° a 75° para SE, com predominância para uma inclinação de 65°SE.

4 - TOPOGRAFIA E PROSPEÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA

4.1 - Condicionamentos

Devido à morfologia acidentada do local, em conjunto com uma vegetação muito densa composta por árvores de grande porte (essencialmente pinheiros) e vegetação rasteira tipo arbusto existiu uma grande dificuldade na execução do levantamento topográfico (Figura 3) da encosta e na posterior execução dos trabalhos de prospeção (Figura 2).



Figura 2 – Criação de acessos com giratória. Figura 3 – Descida em rapel junto à muralha do Caminho de Ronda (CR)

Além dessas condicionantes de acesso e pelo facto do local em estudo se encontrar inserido no Parque Natural da Arrábida foi necessária uma autorização específica por parte do ICNF (Instituto da Conservação da Natureza e das Florestas) para operar no local.

A eventual possibilidade de serem encontrados vestígios arqueológicos, traduziu-se na necessidade de se obterem autorizações específicas junta da DGPC (Direção Geral do Património Cultural), sendo obrigatório garantir o acompanhamento permanente de um arqueólogo ao longo de todos os trabalhos de campo, incluindo os acessos.

No início de Março de 2017 foram iniciados os trabalhos de prospeção, após a autorização da entrada no local ser dada pelas várias entidades envolvidas no processo. A realização dos acessos aos locais a prospectar implicou a desmatagem das áreas correspondentes, sendo possível complementar o levantamento topográfico e geológico, realizado com precisão à escala 1/200, através de descida em rapel (Figura 3), recorrendo à ajuda dos Bombeiros Sapadores de Setúbal.

4.2 - Trabalhos de prospeção realizados em fases anteriores a 2017

Foi recolhida informação de três campanhas de prospeção distintas. A primeira realizada em 1979, uma segunda executada em 1982 e a terceira efetuada em 2003.

Em 1979, com o objetivo de obter uma caracterização geotécnica que pudesse dar suporte ao projeto das obras de estabilização das fundações do forte e da encosta, foram realizadas sete sondagens verticais, quatro sondagens sub-horizontais e uma sondagem com inclinação de 30° com a horizontal.

Em 1987 foram executadas duas furações para instalação de inclinómetros S4-CR e S5-ENC das quais só foi obtida informação geológica da S5-ENC.

Em 2003, foi efetuada uma nova campanha de prospeção, composta por quatro furos de sondagem com colheita de amostras, acompanhados pela execução de ensaios SPT cujo principal objetivo prendia-se com a necessidade de instalação dos tubos inclinométricos S1B PI6 e S2B PI6 no pátio do forte e dos tubos S1A CR e S3A CR no Caminho de Ronda. Para além destas sondagens foram efetuados furos para instalação de piezómetros (PS1B PI6, PS2B PI6, PS1A CR PS3A CR) dos quais não foi possível obter claramente o método de furação utilizado e, conseqüentemente a informação da geologia atravessada.

Os resultados destas campanhas de prospeção identificaram uma sucessão de camadas de grés, margas e conglomerados (com matriz argilo-margosa ou margo-calcária) intercaladas, com percentagens de recuperação que rondam os 30 % no caso das margas e dos 60 % aos 100 %, no caso dos grés e conglomerados. Os grés e conglomerados apresentaram valores frequentes de RQD aproximadamente entre 20 % e 60 %.

Foram ainda instalados piezómetros simples nas sondagens realizadas em 1979 e executados 4 piezómetros triplos em 2003.

4.3 - Trabalhos de prospeção realizados em 2017

Foi preconizada uma campanha de prospeção de forma a complementar a informação geológica já existente na zona de intervenção.

4.3.1 - Prospeção mecânica

Na presente campanha de prospeção foram preconizados 8 poços localizados essencialmente na zona da base das muralhas (do forte e do caminho de ronda) com o objetivo de fazer um reconhecimento da base da sua fundação. Em geral, verificou-se que, tanto a base da muralha do forte, como a base da muralha do caminho de ronda, encontravam-se fundadas no maciço competente, caracterizado por conglomerados ou grés. Não foi detetada a presença de água, apesar do terreno se encontrar bastante húmido (devido à época do ano - Março). Foram colhidas amostras remexidas em quase todos os poços, para realização dos ensaios de identificação.

Foram definidos três locais para realização de sondagens, verticais e inclinadas, todas com furação à rotação. No decurso dos trabalhos houve necessidade de ajustar por diversas vezes o plano de prospeção face às condicionantes topográficas, arqueológicas, ambientais e geológicas, tendo-se optado pela execução de uma sondagem vertical próxima da muralha Nascente (S1) e duas sondagens inclinadas (S2 e S3) em direção à muralha do caminho de ronda.

Posteriormente, com base na informação já obtida através da sondagem inclinada, as sondagens anteriores foram acompanhadas pela realização de 3 furos verticais de pouca profundidade, até ao máximo de 8 metros, executados imediatamente ao lado, com o objetivo de recolher amostras indeformadas e representativas das margas.

Os grés/calcarenitos apresentaram um RQD de cerca de 40 % a 50 %, enquanto que os conglomerados apresentaram valores em torno dos 30 %, podendo considerar-se um maciço no seu todo como de fraca qualidade (RQD < 50%).

Os conglomerados apresentam valores de SPT elevados, salvo na zona mais superficial. As margas consideram-se medianamente compactas a compactas com valores entre as 30 pancadas e as 45 pancadas e os grés e calcarenitos com resultados entre as 29 pancadas e nega brusca, considerando-se compactos a muito compactos, com passagens mais alteradas. Estes valores foram considerados congruentes com os resultados obtidos nas campanhas de prospeção anteriores.

4.3.2 - Ensaio de laboratório

Foram executados diversos ensaios de laboratório, consoante as formações apresentavam características mais aproximadas de solos compactos ou rochas brandas. Foram também analisados os valores obtidos da campanha de prospeção executada em 1982, que incluía a colheita de amostras indeformadas para a realização de ensaios de identificação e para determinação dos parâmetros de resistência ao corte.

Análises granulométricas

Por ser considerado um fator importante na instabilização das encostas, a componente argilosa foi estudada com especial pormenor. As análises granulométricas foram realizadas essencialmente sobre as formações margosas e apresentam uma percentagem de elementos de dimensão inferior a 2 mm entre 66 e 99%. Das análises sedimentométricas executadas observou-se que a percentagem de argila variava entre 9 % e 21 %, com alguns valores mais elevados de 30 e 43 %. As curvas de distribuição granulométrica referentes à campanha de 1982 demonstram que a percentagem de argila se verifica maioritariamente entre 10 e 22 %, no entanto existe uma percentagem com algum significado com percentagens muito superiores entre 28 e 48%.

Na Figura 4 apresentam-se as curvas granulométricas dos vários ensaios realizados. Os resultados a azul são representativos da campanha de 2017 e os a laranja da campanha de 1982.

Atividade das argilas

O grau de atividade das argilas estimou-se preliminarmente a partir do parâmetro (A), que permite inferir a composição da fração argilosa, caracterizando a importância dessa composição no comportamento do material. Para valores de (A) variáveis entre 0,75 e 1,25 a argila é considerada com atividade normal, menores que 0,75 a argila é considerada pouco ativa e acima de 1,25 a argila é definida como muito ativa (Figura 6).

Expansibilidade

A grande maioria dos resultados obtidos no ensaio de Atterberg sobre um universo de 56 amostras, representou à partida, argilas com um baixo potencial expansivo, excetuando duas amostras, uma delas

com um Índice de Plasticidade (IP) de 28 % e uma outra com um valor de IP de 44 %, com valores de Limite de Liquidez de 45 % e 61 %, respetivamente (Figura 5).

Dada a natureza argilosa das formações margosas considerou-se importante avaliar o seu carácter expansivo, com consequências ao nível da descompressão do terreno. Assim sendo, foram realizados ensaios de laboratório, de forma a se poder avaliar o fenómeno.

No que respeita aos ensaios de expansibilidade, estes avaliam a suscetibilidade do comportamento dos materiais argilosos, como das margas, à presença de água, calculando a sua variação de volume quando este tipo de material absorve água por capilaridade, através de uma placa porosa (Especificação LNEC E200-1967).

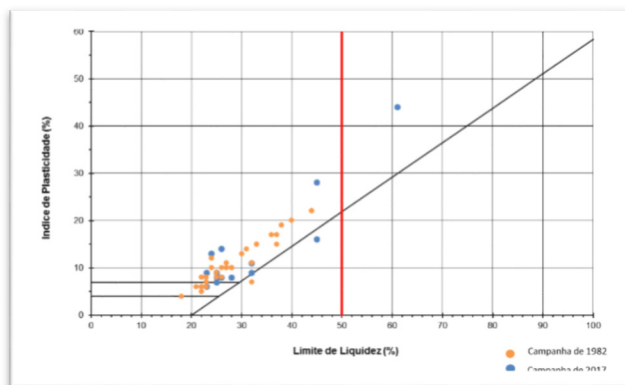
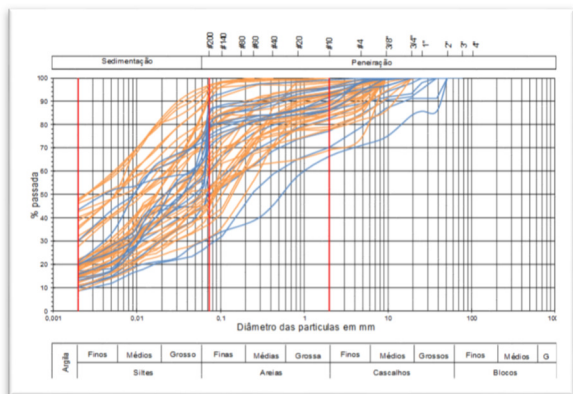
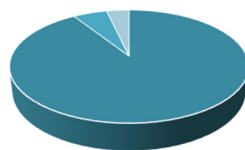


Figura 4 – Análises granulométricas dos vários ensaios realizados em 2017 (azuis) e em 1982 (laranja)

Figura 5 – Gráfico de distribuição dos resultados dos índices de plasticidade / limites de plasticidade.



■ $IA \leq 0,75$ ■ $0,75 < IA < 1,25$ ■ $1,25 \leq IA$

$A = IP / \% \text{ argila } (< 0,002 \text{ mm})$

Figura 6 – Gráfico de distribuição dos resultados da atividade das argilas.

Os resultados obtidos nos ensaios realizados evidenciam alguns valores de expansibilidade com expressão, uma vez que o resultado mais alto representa um aumento de 1/3 do volume da amostra. Os valores obtidos variaram entre 18 e 35 %, indiciando a existência de potencial de expansibilidade, em particular, na amostra recolhida na sondagem S1, a cerca dos 12 m de profundidade.

Na perspetiva de caracterizar qualitativamente a presença de diferentes tipos de argila nas margas, nas amostras que apresentavam valores mais elevados de percentagem de argila, assim como de valores de IP, para além dos ensaios de expansibilidade, foram também realizados ensaios de análise mineralógica por difratometria de raio-x. No Quadro 1 encontra-se a comparação entre os resultados obtidos nos ensaios de expansibilidade e os limites de Atterberg.

Os difratogramas evidenciam a presença vestigial de esmectites/montmorilonite (Sc - minerais de elevada variação volumétrica) na amostra com expansibilidade de 18 % (LNEC, E200-1967) e fraca presença nas restantes amostras ensaiadas (Quadro 1).

Em conclusão destaca-se que em geral, as margas possuem uma componente argilosa considerada como estável, exceto pontualmente onde os seus minerais constituintes, apesar de terem fraca presença, apresentam uma elevada variação volumétrica, sendo a mesma suficiente para originar um comportamento de expansibilidade importante.

Quadro 1 – Comparação entre os resultados obtidos nos ensaios de expansibilidade e os limites de Atterberg (2017).
Resultados obtidos na análise por difratometria de raios

Expansibilidade (ensaio LNEC E200-1967)	Prof. (m)	IP	LL	Potencial expansivo (U.S. Department of the Army)	Análise por difratometria de raios x
18,01 %	6,10 m – 6,30 m (S2)	28 %	45 %	Médio	Presença vestigial de esmectites/montmorilonite (Sc)
35,18 %	12,00 m – 12,33 m (S1)	44 %	61 %	Alto	Fraca proporção de esmectites/montmorilonite (Sc)
18,53 %	3,20 m – 3,55 m (S3)	11 %	32 %	Baixo	Fraca proporção de esmectites/montmorilonite (Sc)

Ensaio para determinação da pressão de expansão

Foram realizados ensaios de determinação da pressão de expansão, associada à expansibilidade das margas, utilizando o equipamento do ensaio edométrico.

Partindo de uma condição inicial de carga de 8,83 N e uma tensão de 3,53 kPa, a menor possível, o provete, já preparado, foi saturado e deixado em repouso cerca de 5 dias, tendo-se registando as leituras de assentamentos/empolamentos obtidas pelo defletómetro. No caso das três amostras ensaiadas estes valores não apresentaram diferenças significativas dos valores, relativos ao estado inicial, considerando-se que as amostras não apresentam expansão ou expansão sem significado, tendo-se assim dado o ensaio por terminado.

Quadro 2 – Propriedades das amostras e leituras obtidas no ensaio de determinação da pressão de expansão

Prof. (Sond.)	% de finos	% de argila	IP (%)	LL (%)	Atividade (A)	Class. Unificada	Class. AASHTO	Leitura inicial	Leitura final	Empolamento. (cm)
1,5 m – 2,0 m (S2)	84,4	14,0	8	25	0,6 (pouco ativa)	CL	A-6 (10)	407	407,2	-0,0002*
2,7 m – 3,3 m (S2)	79,7	13,0	9	23	0,7 (pouco ativa)	CL	A-4 (8)	481	466	0,015
5,5 m – 5,9 m (S2)	78,7	15,5	14	26	0,9 (atividade normal)	CL	A-6 (10)	320	320	0

Nota: * Este valor negativo corresponde ao erro do equipamento.

Estes resultados são concordantes com as propriedades das amostras, representativas da caracterização global das margas, reforçando o conceito de que as argilas mais expansivas ocorrem apenas pontualmente.

Em complemento aos ensaios de determinação da pressão de expansão foram realizados ensaios edométricos sobre as amostras recolhidas.

Ensaio triaxiais

De forma a melhor quantificar as propriedades mecânicas das margas, em particular a resistência ao corte e avaliação do comportamento ao nível da tensão-deformação, foram realizados um conjunto de ensaios triaxiais CU, com medição de tensões neutras.

Foram analisados todos os dados obtidos nas várias campanhas realizadas, tendo sido efetuados vários tipos de ensaios triaxiais: consolidados drenados, não consolidados não drenados e consolidados não drenados com medição das pressões neutras. Em termos de tensões efetivas, os resultados obtidos encontram-se resumidos no Quadro 3.

Foi também calculada a resistência não drenada (C_u), em estado de deformação plana (compressão), cujo valor obtido foi de 189 kPa, recorrendo-se à expressão de Mineiro (1978).

Para a amostra colhida na sondagem S1 aos 13,4 m -13,9 m de profundidade, o valor do módulo de deformabilidade (E) calculado foi de 17 MPa e o resultado da resistência não drenada, em estado de deformação plana (compressão) de 120 kPa.

Quadro 3 – Intervalo de valores e valores médios obtidos dos parâmetros de resistência ao corte, em termos de tensões efetivas

Parâmetros de resistência ao corte			
Intervalo de valores		Valores médios	
c' (kPa)	ϕ' (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)
0	32	37	25
60	20		

Resistência à compressão uniaxial

De forma a caracterizar a resistência dos materiais rochosos foram realizados ensaios de resistência à compressão uniaxial. Através dos resultados obtidos verificou-se que os conglomerados apresentavam os valores mais elevados de resistência entre 11,7 MPa a 16,5 MPa. Os valores obtidos para os calcarenitos variaram entre 4,8 MPa a 7,2 MPa. Conforme seria expectável, as margas apresentaram os valores mais baixos de resistência entre 0,4 MPa e 3,6 MPa. Estes últimos resultados indiciam valores de resistência não drenada, C_u , de 200 kPa e 1800 kPa.

Deslizamento de diaclases

Nos ensaios de deslizamento de diaclases, realizados durante a campanha de 1982, obtiveram-se valores de 37° e 38° para o ângulo de atrito das descontinuidades. Possivelmente, esta ordem de grandeza advém da rugosidade resultante da presença de clastos de rocha dura e às baixas tensões normais aplicadas.

Análises de água

As análises de água para determinação da agressividade ao betão foram realizadas sobre uma amostra de água colhida no interior do inclinómetro S3A CR aos 12 m de profundidade. O tipo de ensaio teve por base o prescrito na norma NP EN 206-1. Por se tratar de um ambiente próximo do mar foi também ensaiado o teor de cloretos.

Em geral, os valores obtidos indiciam um meio pouco agressivo ou de baixa agressividade.

5 - CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS DO MACIÇO DE FUNDAÇÃO DO FORTE

O forte foi edificado maioritariamente sobre as formações caracterizadas por conglomerados e grés, que, por sua vez se encontram intercalados por margas, em estrutura monoclinal, com cerca de 65-70° de inclinação para o SE.

As margas podem ser classificadas como rochas brandas evolutivas, que se alteram rapidamente na presença de água, e que apresentam na sua constituição alguns minerais argilosos com algum potencial expansivo fenómeno, que muito provavelmente, potenciou um agravamento do estado de alteração do maciço ao longo dos anos, podendo ter induzido a deformabilidade da encosta, com as consequências visíveis de abertura de fendas nas muralhas do forte.

Outro aspeto importante de mencionar diz respeito à existência de vazios. Para além dos dois vazios detetados na sondagem S2 e no poço P6 (ambos da campanha de prospeção de 2017), foi ainda detetada, durante o reconhecimento de campo, a existência de dois vazios à superfície, o maior com cerca de 1 m de diâmetro e 5 m a 6 m de comprimento (Figura 7). Em profundidade, foram encontrados, na sondagem S2, dos 14,3 m aos 16,0 m e dos 21,6 m aos 22,6 m. O vazio do poço P6 apresentava cerca de 30 cm de diâmetro, localizando-se aproximadamente a 4 m de profundidade (base do poço).

Na encosta virada para o Sul, mais íngreme que os outros flancos, verifica-se também a existência de fenómenos de reptação das camadas mais superficiais evidenciados pela inclinação geral das árvores (Figura 8). Esta deformação, dá-se essencialmente nos materiais mais brandos que apresentam um movimento diferenciado das camadas mais rijas. Este fator, conjugado com a inclinação das camadas poderá ter dado origem à abertura de fendas, que função da percolação de água podem evoluir para os vazios mais superficiais.

Em termos de níveis de água e tendo presente a cota do forte relativamente à cota da praia, constata-se que o maciço não se encontra saturado, não apresentando grandes variações nos níveis de água registados nos piezómetros.



Figura 7 – Vazio junto à sondagem S1, com cerca de 1 m de diâmetro e profundidade mínima de 5 m (à esquerda).

Figura 8 – Árvore inclinada evidenciando fenômeno de reptação (à direita).

5.1 - Métodos construtivos associados à fundação das muralhas

Após a conclusão dos trabalhos de prospeção foi possível inferir quais os métodos construtivos que muito provavelmente se aplicavam na altura da construção do forte.

Devido à heterogeneidade do maciço, era escavada uma vala até se encontrar um terreno relativamente rijo, neste caso, maioritariamente, conglomerados, que poderiam estar à superfície sendo a muralha construída através da utilização de argamassa e blocos de pedra, ligados diretamente ao maciço e, por vezes, incorporando-os na própria muralha (Figura 9 e Figura 10).



Figura 9 – Ligação direta (através da argamassa) entre o maciço conglomerático e a fundação da muralha (à esquerda).

Figura 10 - Muralha na zona interior do forte construída à volta do maciço conglomerático (à direita)

Quando não era possível detetar um maciço mais compacto, enchia-se a vala com blocos de pedra com dimensões variáveis entre 0,1 m e 0,5 m de lado, de forma a criar uma base de fundação mais consistente à posterior construção do forte (Figura 11). No caminho de ronda foi possível observar que a muralha foi construída, recorrendo a uma escavação prévia, tendo-se preenchido à *posteriori* o local, com material de aterro até à cota desejada.

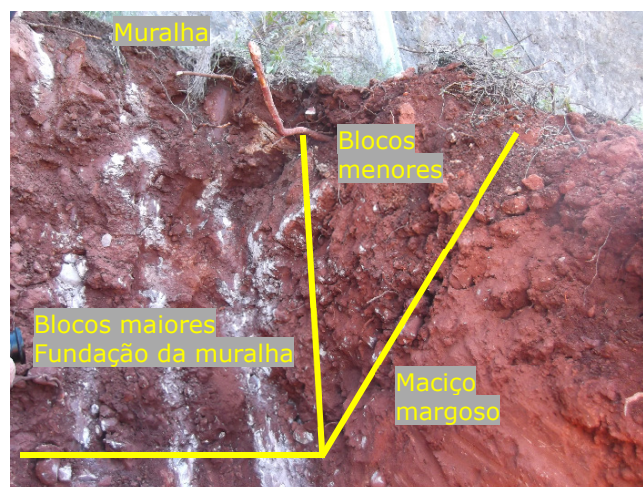


Figura 11– Poço P5, onde se observa a vala de enchimento quando na presença de margas.

6 - MONITORIZAÇÃO E INSTABILIDADE DA ENCOSTA

Conforme mencionado tem sido possível acompanhar a evolução do comportamento da encosta do forte de São Filipe desde há muitos anos atrás. O sistema de observação instalado permitiu ao LNEC efetuar esse acompanhamento, apesar que uma grande parte desses dispositivos foram ficando desativados ao longo do tempo. Até à presente data, aproximadamente, 65% de todos os dispositivos instalados encontram-se inoperacionais.

6.1 - Deslocamentos horizontais: Inclinómetros

Os deslocamentos horizontais máximos acumulados dos inclinómetros encontram-se descritos no Quadro 4.

Quadro 4 – Deslocamentos horizontais acumulados em distintas fases. Medições nos inclinómetros.

Inclinómetro	Deslocamento total acumulado em distintas fases (mm)			Deslocamento total acumulado (mm)
	1979 a 1984	1987 a 2003	2004 a 2016	
S1B PI6	-	-	23,10	23,10
S2B PI6	-	-	20,20	20,20
S1A CR	16,60	64,65	31,50	112,75
S2 CR	13,63	27,44	19,10	60,17
S3A CR	18,04	17,04	11,20	46,28
S4 CR	-	17,50	8,90	26,40
S5 EC	-	19,10	5,90	25,00

De notar que o valor do deslocamento total acumulado entre 1979 e 2016, muito provavelmente é superior aos valores indicados no quadro anterior, dado que as leituras foram descontinuadas em várias oportunidades.

Os resultados obtidos e as evidências observadas, indiciam um movimento de destacamento do baluarte Sul do forte, no sentido Sudeste. Através dos perfis transversais de alguns dos inclinómetros, constata-se que devido ao tipo de distorção registada, em profundidades distintas, muito provavelmente a zona de intervenção pode ser atravessada por várias superfícies potenciais de deslizamento. Na Figura 12 pode visualizar-se um esquema, em planta, com a orientação do movimento associado à instabilidade.

6.2 - Tração nas ancoragens

Duas das ancoragens definitivas da solução de contenção da escarpa Sudeste executadas em 1986 (ancoragens A7 e A15) foram sujeitas a ensaios de verificação da tração instalada no ano de 2003, pois as medições realizadas nas células de carga indicavam perdas de tração elevadas (mais de 78 % na A7 e superiores a 60 % na A15). As causas dessa perda de carga poderiam estar associadas aos seguintes fatores:

- Deslocamentos ao longo da ancoragem devidos às redistribuições de tensões e às diferentes condições de drenagem nas duas épocas do ensaio
- Deslocamentos por compressão, em particular na zona ativa, consequência da fracturação normal ao plano de estratificação das camadas

Na sequência destes resultados foram realizados ensaios de receção, detalhado na A7 e simplificado na A15, onde se pode concluir que as ancoragens mantinham características mecânicas satisfatórias. Face aos resultados obtidos estas ancoragens foram colocadas em serviço, com uma tração idêntica à instalada em 1986.

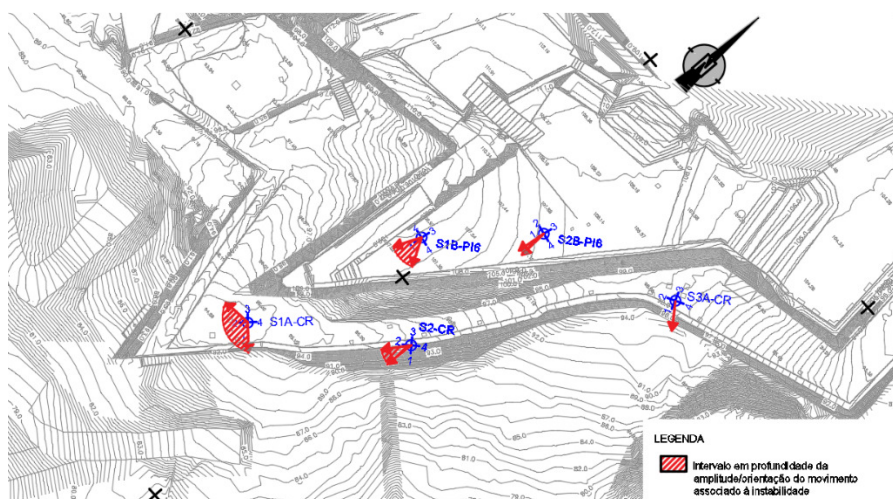


Figura 12 – Esquema (em planta) da amplitude/orientação do movimento, em profundidade, associado à instabilidade

7 - ESTADO ACTUAL DO FORTE - FENDILHAÇÃO

Atualmente, o forte apresenta um vasto conjunto de fendas dispersas ao longo das suas muralhas, incluindo fundações e pátios.

Em 1979, as fendas cingiam-se apenas à sua zona Sul. No entanto, em 2004, observou-se a existência de fendilhação dispersa por toda a estrutura, mas com particular incidência na zona Sul e com maior severidade a Sudeste. Na data anterior foi ainda possível observar a existência de fendas recentes tendencialmente verticais, com maior gravidade nos muros e muralhas correspondentes ao baluarte Sul. Em 2017, o cenário é semelhante, ou seja detetou-se o aparecimento de fissuras adicionais, em particular, na muralha do forte localizada a Sudeste.

Desde 1979, muitas das fendas inicialmente fechadas entretanto reabriram, observando-se em 2004, aberturas superiores a 10 mm nas muralhas do forte, registando-se pontualmente valores máximos de 500 mm na muralha Poente. As fendas dos pátios apresentavam aberturas de cerca de 20 mm / 30 mm. Atualmente os fissurómetros e testemunhos encontram-se, em geral, muito deteriorados ou destruídos, permitiram ao longo do tempo constatar que em cerca de 4/5 anos, abriram-se fendas nas muralhas do caminho de ronda com movimentos próximos dos 4 mm, sendo que na zona dos pátios os valores máximos são de cerca de 8 mm. As fendas dos pátios do forte correspondem, em geral, às fendas das muralhas, constituindo muitas vezes um prolongamento das mesmas. Todo o movimento da encosta e consequente instabilidade, induziu a formação de fendas ao nível das galerias subterrâneas do forte.

8 - MODELO DE INSTABILIDADE

Face ao conhecimento disponível relativo aos movimentos da encosta ocorridos desde 1979, às soluções de estabilização entretanto executadas e ao estado de degradação das muralhas do forte, com o intuito de avaliar os parâmetros de resistência ao corte, de forma conservativa, considerou-se a rotura ao nível da estabilidade global da encosta como eminente ou seja com fator de segurança unitário. Assim sendo, nas secções de cálculo consideradas como representativas da globalidade da encosta – P2A, P4 e P5 – definiram-se potenciais superfícies de deslizamento da encosta, tendo por base os seguintes fatores:

- Distorções mais significativas obtidas a várias profundidades nas leituras efetuadas aos inclinómetros
- Fendas existentes ao nível dos pátios do forte e das muralhas
- Direção da estratificação
- Localização dos vazios detetados

Face ao exposto, na Figura 13, Figura 14 e Figura 15 encontram-se representadas as hipotéticas superfícies de deslizamento consideradas nos modelos de cálculo.

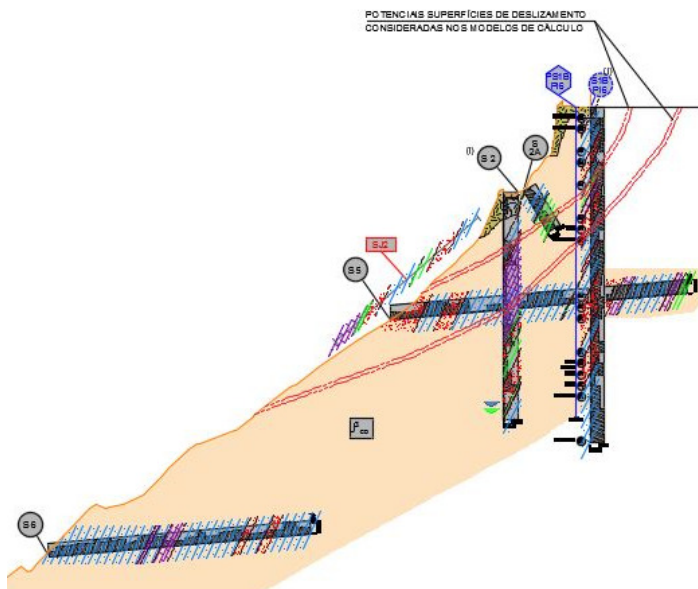


Figura 13 – Perfil de cálculo representativo - P2A.

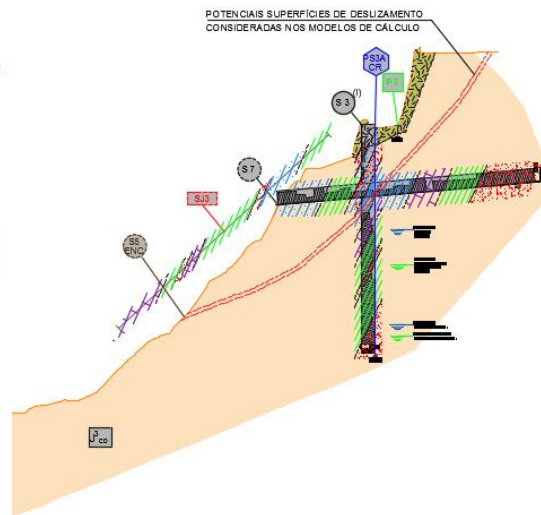


Figura 14 – Perfil de cálculo representativo - P4.

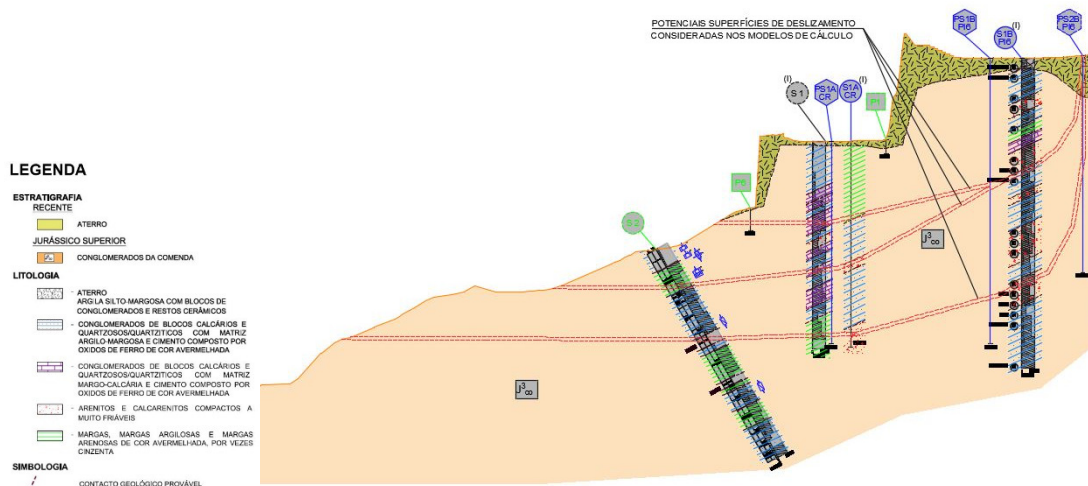


Figura 15 – Perfil de cálculo representativo - P5 (a Sul)

Tendo presente a estratificação do meio e a dificuldade em materializar a sua representação, simplificada, nos modelos de cálculo o maciço considerou-se homogêneo. As potenciais superfícies de deslizamento foram modeladas recorrendo a uma camada de 0,5 m de espessura. Os cálculos de estabilidade global associados foram efetuados recorrendo ao método de equilíbrio limite, induzindo a rotura pelas superfícies de instabilidade identificadas através do método de elementos finitos por redução progressiva dos parâmetros de resistência.

Os pressupostos anteriores permitiram, através da realização de retroanálises, a atribuição de valores aos parâmetros de resistência ao corte dos materiais associados aos modelos (para um fator de segurança unitário). No Quadro 5 apresentam-se os valores obtidos.

Quadro 5 – Parâmetros de resistência ao corte obtidos para os materiais através das retroanálises

Material	Parâmetros de resistência ao corte	P2A		P5	
		Estabilidade global	Elementos finitos	Estabilidade global	Elementos finitos
Meio homogêneo	c' (kPa)	50	50	30	30
	ϕ' (°)	38	38	32	32
Camada de deslizamento	c' (kPa)	10	25	10	10
	ϕ' (°)	20	32	20	20

Verificou-se que os parâmetros de resistência apresentavam valores mais elevados na seção P2A, muito provavelmente devido à maior ocorrência de formações conglomeráticas, em coincidência com a inclinação mais acentuada da encosta.

A análise dos ensaios laboratoriais realizados, e no que respeita às formações margosas de baixas características de resistência, a coesão efetiva e o ângulo de atrito efetivo apresentam uma variação de, respetivamente, 14 kPa (marga de maior componente siltosa) e 58 kPa (marga argilosa) e de 32° e 19°. Confrontando os valores anteriores com os obtidos para a virtual camada de deslizamento, de 10 kPa e 20°, considerou-se que o modelo de retroanálise em grande escala, se aproximou razoavelmente aos mínimos obtidos através dos ensaios. No que respeita ao módulo de deformabilidade, o mesmo foi determinado recorrendo aos valores das tensões-deformações obtidos nos ensaios triaxiais de 2017, sendo a ordem de grandeza nas duas amostras ensaiadas relativamente próxima.

Assim sendo, face ao exposto, de forma conservativa considerou-se nos modelos de cálculo associados à verificação de segurança os parâmetros mencionados no Quadro 6.

Quadro 6 – Parâmetros considerados para os materiais (valor característico), associados aos modelos de cálculo

Material	Parâmetros		
	Perfis	P2A	P4 e P5
Meio homogéneo	c' (kPa)	50	30
	ϕ' (°)	38	32
	E' (MPa)	150	60
	γ (kN/m ³)		22
Camada de deslizamento	c' (kPa)		10
	ϕ' (°)		20
	Cu (kPa)		120
	E' (MPa)		15
	γ (kN/m ³)		21

9 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

Dada a importância do património histórico construído e a constante atenção das entidades responsáveis, a CMS, como representante desse grupo, promoveu o procedimento necessário para a realização da estabilização da encosta do Forte de Setúbal.

A constante e perseverante observação do comportamento da encosta e da estrutura do forte, assegurada pelo LNEC durante os últimos 40 anos permitiu contar com um registo de monitorização a grande escala temporal. Os estudos geológico-geotécnicos realizados na presente fase do projeto integraram o conjunto de investigações realizadas também nesse período.

Toda essa informação possibilitou a elaboração de um modelo de comportamento geológico-estrutural do conjunto, que permitiu a elaboração de um projeto de execução de estabilização da encosta e das fundações do forte que permitiu à CMS lançar o concurso da empreitada de construção que se iniciou muito recentemente.

10 - AGRADECIMENTOS

À Câmara Municipal de Setúbal pela autorização concedida na publicação deste artigo, assim como em todo o apoio prestado à realização dos trabalhos de prospeção e topografia.

Ao Laboratório Nacional de Engenharia Civil, por todo o apoio prestado durante a elaboração dos estudos, pela disponibilidade de diálogo e de informação e ainda pela revisão cuidada do projeto.

REFERÊNCIAS

COBA, (2017) - INTERVENÇÃO DE NATUREZA ESTRUTURAL PARA EVITAR DERROCADAS NA ENCOSTA DO FORTE DE SÃO FILIPE EM SETÚBAL -Projeto de Execução”, Realizado para a Câmara Municipal de Setúbal (não publicado).

LNEC (2016) - Forte de S. Filipe, em Setúbal. Procedimento PCO/202/AD/S/16 – Monitorização no sistema instalado. Atualização do relatório de 2012 (não publicado).

LNEC, Forte de S. Filipe, em Setúbal. Procedimento PCO/202/AD/S/16 – Serviços de monitorização no sistema de observação instalado no Forte de S. Filipe. Atualização do relatório de 2012. Nota Técnica (não publicado).

Mineiro, A.J.C. (1978) - Mecânica dos Solos e Fundações. Universidade Nova de Lisboa.