

Escola Superior de Tecnologia de Tomar

A GEOTECNIA NO PLANEAMENTO URBANO

CASO DE ESTUDO - PROJETO DE ESTABILIZAÇÃO DAS ENCOSTAS DE SANTARÉM

Relatório de Projeto

Ana Margarida Marques Honório Dias

Mestrado em Reabilitação Urbana

Tomar

Janeiro de 2021



Escola Superior de Tecnologia de Tomar

Ana Margarida Marques Honório Dias

A GEOTECNIA NO PLANEAMENTO URBANO

CASO DE ESTUDO - PROJETO DE ESTABILIZAÇÃO DAS ENCOSTAS DE SANTARÉM

Relatório de Projeto

Orientado por

Professora Doutora Ana Paula Gerardo Machado – Instituto Politécnico de Tomar

Relatório de Projeto apresentado ao Instituto Politécnico de Tomar para
cumprimento dos requisitos necessários para obtenção do grau de Mestre em
Reabilitação Urbana

[Página em branco]

“A pedra é suporte, material, paisagem. Ela condiciona o nosso meio. De todos os objetos, ela é o mais belo [...]. E todavia, a pedra encerra nela a marca da história da matéria terrestre e, por vezes, a da vida...”

J. Larueyre

[Página em branco]

*Á minha mãe Anabela, á minha filha Violeta,
ao Davy e em memória á minha avó Céu e ao meu tio João.*

RESUMO

Este trabalho tem como principal objetivo compreender os critérios de conceção e de execução que determinam as soluções de estabilização e reforço de taludes que apresentam instabilidade. É evidenciada a importância da Geotecnia no planeamento urbano e são apresentados exemplos de escorregamentos que ocorreram em Portugal. Pretende-se com esta abordagem evidenciar um conjunto de atividades de prevenção relacionadas com estudos de natureza técnico-científica que possibilitam o estabelecimento de medidas preventivas e visam o impedimento da ocorrência dos processos ou a redução das magnitudes, minimizando os riscos e os impactos relacionados com a instabilidade dos taludes. O caso de estudo é o Projeto Global de Estabilização das Encostas de Santarém, realizado pelo Município de Santarém. São apresentadas as soluções que foram concebidas e executadas pela Empresa RIOBOCO - Serviços Gerais, Engenharia e Manutenção, S.A, por forma a permitir a reposição da segurança e das acessibilidades nas encostas, mais especificamente, na Encosta de Santa Margarida e na Encosta da Ribeira de Santarém que foram afetadas pelo acidente ocorrido a 16 de Agosto de 2014. Em anexo são incluídos documentos com alguns dos trabalhos realizados, bem como peças desenhadas do projeto de execução que foram disponibilizados pelo Dono da Obra, a Câmara Municipal de Santarém.

Palavras-Chave – Planeamento; Geotecnia; Talude; Estabilidade; Deslizamento

ABSTRACT

The main objective of this academic project is to understand the main design and execution criteria that determine the definition of stabilization and reinforcement solutions for instability. The importance of geotechnics in urban planning will be highlighted, in which several cases of slip that occurred in Portugal will be identified and, it is intended with this approach to highlight a set of prevention activities related to studies of a technical-scientific nature that enable the establishment of preventive measures and aim to prevent the occurrence of processes or reduce the magnitudes, minimize risks and impacts related to the instability of the areas. The case study that will be presented consists of the Global Project for Stabilization of the Slopes of Santarém, carried out by the Municipality of Santarém. Will be presented the solutions that were conceived and executed by the Company RIOBOCO - Serviços Gerais, Engenharia e Manutenção, S.A, in order to allow the replacement of safety and accessibility on the slopes, more specifically the Slope of Sta. Margarida and the Slope of Ribeira de Santarém, which were affected by the accident on 16 August 2014. Attached will be included documents with some of the work carried out, as well as drawn pieces of the execution project that were made available by the respective Owner of the Work, the Municipality of Santarém.

Keywords - *Planning; Geotechnics; Slope; Stability; Landslide*

AGRADECIMENTOS

Não poderia deixar de evidenciar o meu profundo agradecimento a todos os que me apoiaram no decorrer do meu percurso académico, no qual o incentivo e motivação foram tão importantes para a concretização deste objetivo determinante da minha vida.

Uma especial palavra de apreço primeiramente à professora orientadora Doutora Ana Paula Gerardo Machado, pelo apoio, disponibilidade, amabilidade, capacidade de motivação e todo o conhecimento técnico e científico.

Quero agradecer também ao Instituto Politécnico de Tomar e ao corpo docente pelo ambiente familiar que senti ao longo do percurso académico e pela aquisição de conhecimento técnico e profissional nas diversas áreas de conhecimento.

Deixo aqui uma palavra de agradecimento ao Município de Santarém, ao Sr. Presidente Ricardo Gonçalves, à técnica gestora de projeto Sra. Maria Antonieta Mendonça, ao responsável técnico Eng.º Jorge Frazão e ao Eng.º Fernando Trindade pela disponibilidade e pela autorização para consulta dos processos de intervenção e monitorização que têm vindo a ser realizados ao longo de vários anos, informação técnica tão imprescindível para a realização deste trabalho.

O meu obrigado à empresa RIOBOCO - Serviços Gerais, Engenharia e Manutenção, S.A e à Eng^a. Isaura Regadas, da Fiscalização, da Empresa. pela total disponibilidade e apoio que me foi dando no decorrer das visitas ao local da obra, pela descrição dos trabalhos que estavam a decorrer e pelo auxílio técnico e experiente.

Expresso um sincero agradecimento pela compreensão, disponibilidade e tolerância, à Empresa Globaldis S.A. – Vicaima – Industria de Madeiras S.A., empresa onde exerço funções e que sempre me apoiou neste trabalho académico.

Um profundo agradecimento à minha família, amigos, colegas e todos os que de alguma forma me apoiaram, me incentivaram, me transmitiram força para não desistir e para conseguir concluir este trabalho com sucesso.

[Página em branco]

ÍNDICE

Resumo.....	7
Abstract.....	8
Agradecimentos.....	9
Índice.....	11
Índice de Figuras.....	14
Índice de Quadros.....	20
Lista de siglas e abreviaturas.....	20
Introdução.....	23
Objetivos.....	25
Estrutura.....	26
Capítulo I - Enquadramento.....	28
1.1 Estado da Arte.....	28
1.2 Exemplos de intervenções realizadas em Portugal.....	30
1.2.1 Nó da Malveira da A21.....	30
1.2.1.1 Caraterização da situação existente.....	30
1.2.1.2 Soluções adotadas.....	32
1.2.1.3 Condicionalismos ao projeto e ao programa de execução.....	37
1.2.2 Tratamento e estabilização das Encostas da Arrábida	38
1.2.2.1 Caraterização da situação existente	38
1.2.2.2 Soluções adotadas	41
1.2.2.3 Condicionalismos ao projeto e ao programa de execução	44
1.2.3 Tratamento e estabilização do talude de escavação da A1 – Sta. Iria da Azóia/Alverca ao Km 12+250 S/N.....	45
1.2.3.1 Caraterização da situação existente.....	45
1.2.3.2 Soluções adotadas.....	47
1.2.4 Estabilização da escarpa das Fontainhas entre as pontes Luiz I e Maria Pia, Porto	48
1.2.4.1 Caraterização da situação existente	48
1.2.4.2 Estado da escarpa.....	52
1.2.4.3 Soluções adotadas.....	53

1.3 Conclusão.....	57
Capítulo II - Abordagem aos Riscos Naturais.....	58
2.1 Identificação dos Riscos.....	58
2.1.1 Riscos Tectónicos e Magmáticos.....	59
2.2 Quantificação dos Riscos.....	60
2.2.1 Cartas Geotécnicas.....	60
2.2.2 Cartas de Zonamento Sísmico.....	61
2.2.3 Cartas de Risco de Instabilidade de Vertentes.....	62
2.2.4 Análise de Risco.....	62
Capítulo III - Movimentos de Massa.....	67
3.1 Tipos de Movimentos de Massa.....	67
3.2 Efeitos e Consequências dos Movimentos de Massa.....	74
3.3 Métodos de Mitigação.....	76
Capítulo IV - Caraterização do Concelho de Santarém.....	104
4.1 Localização do Concelho.....	104
4.2 Acessibilidades.....	106
4.3 Caraterização do Território.....	107
4.3.1 Enquadramento geomorfológico de rede hidrográfica.....	107
4.3.1.1 Enquadramento.....	107
4.3.1.2 Geomorfologia e Rede Hidrográfica.....	107
4.4 Caraterização Sócio-Económica.....	112
4.4.1 Concelho.....	112
4.4.2 População.....	113
4.5 Enquadramento histórico da instabilidade de vertentes.....	114
Capítulo V- Caso de Estudo – Estabilização das Encostas de Santarém.....	127
5.1 Enquadramento.....	127
5.2 Condicionamentos.....	128
5.2.1 Condicionamentos relativos à ocupação de zonas envolventes e serviços enterrados.....	128
5.2.2 Condicionamentos de natureza Geológica e Geotécnica.....	129
5.2.3 Prospeção e Ensaios.....	130
5.2.3.1 Trabalhos de Prospeção Mecânica.....	130

5.2.3.2 Ensaio de Campo.....	132
5.2.3.3 Ensaio Laboratorial.....	138
5.3 Inventário dos escorregamentos nas Encostas de Santarém.....	141
5.4 Critérios de conceção/execução.....	143
5.4.1 Especificações técnicas.....	143
5.4.1.1 Proteção anticorrosiva.....	143
5.4.1.2 Equipamento.....	143
5.4.1.3 Características da calda de cimento.....	143
5.4.1.4 Tela geossintética e geotêxteis.....	144
5.4.1.5 Revestimento com betão projetado.....	145
5.4.1.6 Pregagens.....	146
5.4.1.7 Furos de drenagem subhorizontais e caleiras de drenagem.....	146
5.4.1.8 Jet-grouting.....	146
5.5 Caracterização geral das intervenções nas Encostas de Santarém.....	149
5.5.1 Encosta de Santa Margarida.....	149
5.5.2 Encosta da Ribeira de Santarém.....	150
5.6 Processo construtivo.....	152
5.6.1 Cortina de colunas de Jet-grouting parcialmente armadas.....	152
5.6.2 Muro com contrafortes fundado em microestacas e/ou colunas de Jet-grouting armadas.....	153
5.6.3 Cortina de colunas de Jet-grouting armadas ancorada.....	158
5.7 Plano de instrumentação e observação.....	162
5.7.1 Alvos topográficos.....	162
5.7.2 Inclínómetros.....	163
5.7.3 Critérios de alerta e alarme.....	164
Capítulo VI - Considerações Finais.....	165
6.1 Conclusão.....	165
6.2 Trabalhos Futuros.....	167
Referências Bibliográficas.....	168
Anexos.....	173

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Perspetiva geral do talude de escavação no nó da Malveira (sentido A8-Malveira) (Bifulco et al., 2016).....	31
Figura 2 - Perfil existente na secção de maior altura, a preto; e perfil do projeto a azul (Bifulco et al., 2016).....	33
Figura 3 - Identificação do zonamento por tipo de intervenção de engenharia natural (Bifulco et al., 2016).....	34
Figura 4 - Esquema da instalação de estacas nos gabiões vivos (Bifulco et al., 2016).....	35
Figura 5 - Esquema das secções tipo das faixas de vegetação, plantas arbustivas e instalação das estacas (Bifulco et al., 2016).....	36
Figura 6 – Disposição dos componentes da banquetta viva “Portuguesa” (Fonte: (Bifulco et al., 2016).....	36
Figura 7 - Instalação da almofada de terra viva da banquetta viva "a Portuguesa" (Bifulco et al., 2016).....	36
Figura 8 - A instalação das tiras da geogrelha em cima da almofada de terra viva, Junho 2014 (Bifulco et al., 2016).....	36
Figura 9 - Caso de obra no nó da A21, Malveira.	38
Figura 10 - Localização em mapa da Serra da Arrábida, Setúbal Portugal (Coba, 2018)...	39
Figura 11 – Encosta do Portinho da Arrábida (Coba, 2018)	39
Figura 12 - Queda de bloco de 10 toneladas (Coba, 2018)	40
Figura 13 – Área ardida da Encosta do Portinho da Arrábida (Coba, 2018).....	40
Figura 14 - Pregagens e malha reforçada (Coba, 2018)	41
Figura 15 – Ancoragem de blocos rochosos (Coba, 2018)	42
Figura 16 – Remoção de bloco calcário de grande dimensão em risco de queda (Coba, 2018)	42
Figura 17 - Solução de reforço com recurso a falsos túneis, malha reforçada, pregagens e barreira dinâmica (Coba, 2018).....	43
Figura 18 - Proteção com recurso a barreiras dinâmicas e rígidas, 2007 (Coba, 2018).....	43
Figura 19 - Corte esquemático com identificação das soluções adotadas: Pregagens, rede metálica e muro de retenção com trincheira de acumulação (Coba, 2018).....	44

Figura 20 - Corte com a composição geológica (LCW Consult, S.A., 2016)	46
Figura 21 - Aspetos das patologias do revestimento em betão com "janelas" (LCW Consult, S.A., 2016).....	46
Figura 22 - Talude após demolição da capa de betão projetado, caleira de crista e geodrenos (LCW Consult, S.A., 2016).....	47
Figura 23 - Aspeto final da solução do muro de suporte (LCW Consult, S.A., 2016).....	47
Figura 24 - Derrocada na escarpa das Fontainhas, Etc e Tal Jornal, 2013.....	49
Figura 25 - Identificação em Planta dos setores 3 e 5 (LNEC – NGEA, 392/2011).....	50
Figura 26 - Setor 3, nomeadamente secções 3.1 e 3.2 (LNEC – NGEA, 392/2011)	50
Figura 27 - Setor 5, nomeadamente, secções 5.1, 5.2 e 5.3.....	51
Figura 28 - Estado das escarpas nos setores 3 e 5 antes das obras de estabilização (LNEC – NGEA, 392/2011).....	53
Figura 29 - Cortes com as soluções adotadas nas secções 3.1 e 3.2 (LNEC – NGEA, 392/2011).....	55
Figura 30 - Secção 3.1 após obras de estabilização (LNEC – NGEA, 392/2011)	55
Figura 31 - Cortes com as soluções adotadas nas secções 5.1, 5.2 e 5.3 (LNEC – NGEA, 392/2011).....	56
Figura 32 - Secção 5.2 após obras de estabilização (LNEC – NGEA, 392/2011)	56
Figura 33 - Modelo de matriz (ANPC, Cadernos Técnicos PROCIV, 2009).....	62
Figura 34 - Localização de deslizamento da Encosta de Sta. Margarida, Santarém (Foto: JN, Agosto de 2014)	67
Figura 35 - Esquema de queda rochosa (Highland & Bobrowsky, 2008).....	68
Figura 36 - Esquema de tombamento (Highland & Bobrowsky, 2008).....	69
Figura 37 - Esquema de escorregamento rotacional (Highland & Bobrowsky, 2008).....	70
Figura 38 - Esquema de escorregamento translacional (Highland & Bobrowsky, 2008) ...	71
Figura 39 - Esquema de expansão lateral (Highland & Bobrowsky, 2008).....	72
Figura 40 - Esquema de fluxo de detritos (Highland & Bobrowsky, 2008).....	73
Figura 41 - Esquema de avalanche de detritos (Highland & Bobrowsky, 2008)	73
Figura 42 - Esquema de um deslizamento lento de terra, designado por creep (Highland & Bobrowsky, 2008)	74
Figura 43 - Escavação na crista e aterro na base do talude (Oliveira, 2010).....	78
Figura 44 - Drenagem superficial (Lucas, 2016).....	79

Figura 45 - Drenagem profunda (Lucas, 2016)	81
Figura 46 - Esquema de dreno horizontal profundo (https://image.slidesharecdn.com/estradas-160711061358/95/estradas-55-638.jpg).....	81
Figura 47 - Corte esquemático de trincheira drenante (Corte esquemático de trincheira drenante (https://www.google.com/search?q=trincheira+drenante)).....	82
Figura 48 – Esquema da técnica de poços filtrantes em talude para rebaix. do nível freático (http://www.abuildersengineer.com/2012/11/excavations-well-point-system.html).....	82
Figura 49 - Representação esquemática de uma pregagem (Brito, 2001)	83
Figura 50 - Estabilização de um talude de escavação com varões perpendiculares à superfície de escorregamento (Brito, 2001)	84
Figura 51 - Estabilização de um talude natural com varões perpendiculares à superfície de escorregamento (Brito, 2001)	84
Figura 52 - Corte transversal da armadura de ancoragem (Santa, 2010)	85
Figura 53 – Sistema de ensaio de pré-esforço (Santa, 2010).....	88
Figura 54 - Corte esquemático da técnica de estabilização de talude com microestacas (Lucas, 2016).....	89
Figura 55 - Resumo da execução da técnica de microestacas: 1- Furação até à cota de projeto; 2 – Remoção do trado e introdução do tubo manchete (armadura principal); 3 – Injeção de calda de cimento com auxílio da bomba injetora ou de obturador simples; 4 – Bolbo de selagem, a partir de injeção da calda cimentícia através das manchetes (Machado – IST)	90
Figura 56 - Execução da técnica de Jet grouting (Rodrigues, 2018).....	91
Figura 57 - Aplicabilidade da técnica de jet grouting em taludes (Rodrigues, 2018)	92
Figura 58 - Equipamentos para a realização da técnica de jet grouting (Rodrigues, 2018).	92
Figura 59 - Três tipos de sistemas jet grouting, jet grouting 1 à esquerda; jet grouting 2 ao centro; e jet grouting 3 à direita (Rodrigues, 2018).....	93
Figura 60 - Esquema do tipo de malha hexagonal de tripla torção (www.gabioes.com.pt).94	94
Figura 61 - Exemplo de estrutura de suporte: Gabiões, 2020	95
Figura 62 - Representação esquemática de uma contenção com terra armada (Brito, 2001).96	96
Figura 63 - Perspetiva de uma parede tipo Berlim ancorada (Brito, 2001).....	98
Figura 64 – A. Faseamento construtivo de uma parede moldada: 1- Construção do muro guia; 2 Escavação de um painel; 3 – Colocação da armadura; 4 – Betonagem do painel (Rodio); B. Corte de uma parede moldada ancorada (Brito, 2001).....	99

Figura 65 - Processo de execução de estacas com lamas betoníticas: (www.spfe.com.pt)	100
Figura 66 - Solução de recobrimento vegetal com recurso a geomateriais (Lucas, 2016).	101
Figura 67 - Técnica de projeção de betão projetado em talude e aplicação de drenos profundos, Santarém, 2020	102
Figura 68 – Aplicação de redes metálicas na Serra da Arrábida (Coba, 2018).....	103
Figura 69 - Mapa com identificação dos distritos de Portugal (https://pt.wikipedia.org)..	104
Figura 70 - Mapa com identificação do concelho de Santarém (https://pt.wikipedia.org)	104
Figura 71 - Identificação dos concelhos do distrito de Santarém (CTE, CMS, 2016)	105
Figura 72 - Mapa com as principais acessibilidades do país ao concelho de Santarém (http://portalinvestidor.cm-santarem.pt/images)	106
Figura 73 - Mapa de pormenor extraído da folha 31A da Carta Geológica de Portugal (PGEES, 2015)	107
Figura 74 – Modelo cartográfico da Carta geológica de Portugal, da Encosta de Santa Margarida (PGEES, 2015).....	110
Figura 75 - Esboço geomorfológico da região de Santarém: 1 – Rebordo do “Cap-rock”; 2- Areias e argilas terciárias; 3 – Planície aluvionar do Tejo; 4 – Ravina ou barranco; 5 – Interflúvio; 6 – Planalto urbanizado; 7 – Estrada e caminho de ferro. (Coelho, 1988).....	111
Figura 76 - Modelo topográfico da Encosta de Santa Margarida (PGEES, 2015).....	112
Figura 77 - Aspeto geral da encosta das Portas do Sol, após obras de 1969 (Coelho, 2001).....	117
Figura 78 - Deformação do muro de espera antes do desmoronamento (Coelho, 2001) .	118
Figura 79 - Proteção e consolidação da muralha e da face livre da escarpa rochosa (Coelho, 2001).....	120
Figura 80 - Perfil com a técnica de execução dos socacos grandes (Coelho, 2001)	120
Figura 81 - Perfil em socacos reforçados com ancoragens (Coelho, 2001)	121
Figura 82 - Fotografia com localização de uma longa fenda no pavimento do pátio do logradouro do nº 5 (PGEES, 2015)	122
Figura 83 - Localização dos edifícios com previsão de demolição (PGEES, 2015)	123
Figura 84 - Identificação da zona da muralha onde houve desprendimentos de blocos do topo da bancada calcária, zona adjacente às muralhas do jardim das Portas do Sol (PGEES, 2015)	124
Figuras 85 - Localização das fissurações no pavimento da EN114 (PGEES, 2015).....	125

Figura 86 - Localização da zona de intervenção (PGEES, 2015)	128
Figura 87 - Edifícios existentes antes da execução da demolição na crista da Encosta de Santa Margarida (Rioboco, Março, 2019).....	129
Figura 88 – Após a execução da demolição, Outubro, 2019.....	129
Figura 89 – Poço de reconhecimento (PGEES, 2015).....	129
Figura 90 – Corte Geológico-Geotécnico (PGEES, 2015).....	129
Figura 91 – Ilustração do ensaio de penetração dinâmica SPT (Santos, 2016).....	129
Figura 92 – Ilustração do ensaio CPT/ CPTU (Santos, 2016).....	129
Figura 93 – Resumo gráfico dos resultados dos ensaios PDL indexado a cotas altimétricas (PGEES, 2015)	129
Figura 94 – Ilustração do ensaio pressiométrico (PMT) (Santos, 2016).....	129
Figura 95 – Ilustração do ensaio de corte rotativo (FVT) (Fernandes, 1995)	129
Figura 96 – Ilustração do ensaio triaxial consolidado não drenado (ASTM D 2850-95, 1999)	129
Figura 97 - Equipamento de furação utilizado, Junho, 2018.....	147
Figura 98 – A – Silo de cimento; B - Misturadora e C - bomba de argamassa, localizadas na Encosta de Santa Margarida, Junho, 2018.....	148
Figura 99 - Silo de cimento localizado na Encosta de Santa Margarida, Junho, 2018.....	148
Figura 100 - Refluxo da calda de cimento: Técnica de Jet-grouting na crista da Encosta de Santa Margarida, Junho, 2018	148
Figura 101 - Planta de enquadramento (PGEES, 2015)	151
Figura 102 – Equipamento utilizado na técnica de jet-grouting a executar na Encosta de Santa Margarida, Junho, 2018.....	153
Figura 103 – Equipamento de furação por roto-percussão utilizado na técnica de jet-grouting a executar na Encosta de Santa Margarida (junho, 2018).....	153
Figura 104 – Muro de suporte em betão armado com contrafortes e técnica de betão projetado e os dispositivos de drenagem, os geodrenos e os tubos manchete para execução das microestacas, aplicados na Encosta de Santa Margarida (Junho, 2018).....	154
Figura 105 – Corte esquemático com a solução construtiva da sapata de encabeçamento armada na crista da Encosta de Santa Margarida (PGEES, 2015)	155
Figura 106 - Sequência construtiva da sapata de encabeçamento armada na crista da Encosta de Santa Margarida (Rioboco, Novembro, 2018).....	156

Figura 107 - Muro de suporte em betão armado com contrafortes fundado por microestacas e técnica de betão projetado e os dispositivos de drenagem, os geodrenos aplicados na Encosta de Santa Margarida (Novembro, 2018).....	156
Figura 108 - Pormenor construtivo do muro de contenção em betão armado com contrafortes fundado em microestacas na Encosta de Santa Margarida (PGEES, 2015).....	157
Figura 109 - Pormenor construtivo do muro de contenção em betão armado fundado em cortina de colunas de jet-grouting armada (PGEES, 2015).....	158
Figura 110 – Corte esquemático com pormenor construtivo do muro de contenção em betão armado fundado em cortina de colunas de jet-grouting armada na Encosta da Ribeira de Santarém (PGEES, 2015).....	159
Figura 111 – Execução de movimento de terras na Encosta da Ribeira de Santarém (Rioboco, Abril, 2009).....	160
Figura 112 – Faseamento construtivo do muro de contenção em betão armado com contrafortes fundado em microestacas na Encosta da Ribeira de Santarém (Rioboco, Abril, 2019).....	161
Figura 113 – Proteção superficial do talude, a partir da técnica de colchão reno, realizada na Encosta da Ribeira de Santarém (Rioboco, Abril, 2019).....	161
Figura 114 - Perspetiva da zona a monitorizar (Ancorpor, Julho, 2020).....	163
Figura 115 - Planta com localização dos alvos topográficos (Ancorpor, Julho, 2020).....	163

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 - Principais ocorrências de movimentos de massa (Relatório 2019, ANR).....	29
Quadro 2 - Grau de Gravidade (ANPC, Cadernos Técnicos PROCIV, 2009).....	63
Quadro 3 - Grau de Probabilidade (ANPC, Cadernos Técnicos PROCIV, 2009).....	64
Quadro 4 - Normas europeias de aço para armaduras (EN1537, 1999)	85
Quadro 5 – Número de habitantes, por grupo etário (INE, Censos, 2011)	113
Quadro 6 – Distribuição da população residente, por freguesias, no concelho de Santarém (INE, Censos, 2011).....	114
Quadro 7 – Métodos de prospeção geotécnica.....	130
Quadro 8 – Resumo gráfico dos resultados dos ensaios SPT (PGEES, 2015).....	134
Quadro 9 – Dimensões e massas para os quatro tipos de penetrómetros dinâmicos (Roque, 2015).....	136
Quadro 10 - Granulometria dos inertes utilizados em obra (PGEES, 2015).....	140
Quadro 11 - Especificações técnicas das telas de geotêxteis utilizadas em obra (PGEES, 2015).....	145

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

A – área da seção diametral da ponteira em m²

c – Coesão em tensões totais;

c' – Coesão efetiva;

CD – Coeficiente corretivo do resultado do ensaio SPT para ter em conta o diâmetro do furo de sondagem;

CE – Coeficiente corretivo do resultado do ensaio SPT para ter em conta a energia;

CN – Coeficiente corretivo do resultado do ensaio SPT para ter em conta a tensão efetiva vertical;

CR – Coeficiente corretivo do resultado do ensaio SPT para ter em conta o comprimento do trem de varas;

- C_h** – Coeficiente de consolidação na direção horizontal;
- C_u** – Resistência não drenada;
- C_v** – Coeficiente de consolidação vertical;
- D₁₀** – Diâmetro efetivo, dimensão correspondente a 10% de material passado numa curva granulométrica;
- D₅₀** – Diâmetro efetivo, dimensão correspondente a 50% de material passado numa curva granulométrica;
- E'** – Energia transmitida ao trem de varas em cada pancada no ensaio SPT;
- e** – Índice de vazios;
- e** – valor médio de penetração por pancada;
- E** – Módulo de Young, módulo de deformabilidade;
- E_p** – Energia potencial do martelo do ensaio SPT antes da queda;
- ER** – Rácio de energia do ensaio SPT;
- FR** – Razão atrítica;
- f_s** – valor de resistência lateral;
- G₀** – Módulo de distorção elástico (para pequenas deformações);
- g** – aceleração da gravidade em m/s²;
- H** – Altura de queda o pilão nos ensaios com penetrómetro dinâmico;
- ID** – Índice de compacidade;
- k** – Coeficiente de permeabilidade;
- K₀** – Coeficiente de impulso em repouso;
- M** – massa do pilão em kg;
- M'** – massa acumulada do batente, das varas, do porta-ponteira e da ponteira;
- N** – Número de pancadas para cravar 30 cm o amostrador na 2ª fase do ensaio SPT;
- N₆₀** – Resultado do ensaio SPT corrigido para ER = 60%;
- (N1)₆₀** – Valor de N₆₀ corrigido para ER = 60% e para uma tensão efetiva vertical de 1 atmosfera;
- OCR** – Grau de sobreconsolidação;
- Q_d** – valor de resistência dinâmica de ponta;
- q_c** – valor de resistência de ponta;
- R_d** – valor de resistência dinâmica aparente;
- S'** – Área da base do cone de penetrómetro dinâmico;

- u** – Pressão neutra, pressão na água dos poros ou pressão intersticial;
- u₀** – Pressão neutra de repouso;
- W** – Teor em água;
- WL** – Limite de liquidez;
- WP** – Limite de plasticidade;
- A.N.P.C** – Autoridade Nacional de Proteção Civil
- A.N.R.** – Avaliação Nacional de Risco
- C.M.S** – Câmara Municipal de Santarém
- C.E.A.B.N** - Centro de Ecologia Aplicada Baeta Neves
- C.P.T** – Cone Penetration Test
- D.P.** – Dinamic Probing
- D.G.E.M.N.** – Direção Geral dos Edifícios e Monumentos Nacionais
- E** – Especificação
- E.P.** – Estradas de Portugal
- E.N.D.S.** – Estratégia Nacional de Desenvolvimento Sustentável
- E.N.** – Engenharia Natural
- E.C.** – Euro Código
- E. N. 114** – Estrada Nacional 114
- E.P.G.** – Estudo Prévio Global
- E.S.M.** – Encosta de Santa Margarida
- E.R.S.** – Encosta da Ribeira de Santarém
- I.S.S.M.G.E.** – International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering
- L.N.E.C.** – Laboratório Nacional de Engenharia Civil
- N.P.** – Norma Portuguesa
- P.N.P.O.T.** – Programa Nacional da Política de Ordenamento do Território
- P.G.E.E.S.** – Projeto Global de Estabilização das Encostas de Santarém
- R.I.P.** – Relatório Intercalar do Progresso
- S.I.G** – Sistemas de Gestão Geográfica
- S.P.T.** – Standard Penetration Test

INTRODUÇÃO

Santarém é uma cidade que surge com a ocupação romana em 138 a.C.. Ao longo do tempo houve fases da História em que teve um papel político-administrativo de relevo. Em Maio de 1179 D. Afonso Henriques concedeu o foral.

No século XIII deu-se a expansão urbana para uma nova área designada “fora da vila” em torno das muralhas com edifícios conventuais e respetivos campos agrícolas e cercas. Tem o estatuto de Vila Régia e torna-se sede regular das estâncias da Corte.

No século XV deu-se a refortificação e renovação das muralhas que estavam degradadas. Esta reforma continuou até ao século XVI. O terramoto de 1755 e os conflitos armados que decorreram no século XVIII contribuíram para o seu declínio.

Em 1868 Santarém adquire o estatuto de cidade e com ele a modernização do território, das infraestruturas e dos equipamentos. No entanto, a estrutura da muralha foi-se degradando até à atualidade.

A cidade localiza-se num planalto que ao longo dos séculos foi urbanizado e de forma mais massiva a partir dos anos 20 do século XX com o crescimento da população. A construção, sem restrições, ao longo das encostas contribuiu para a sobrecarga dos solos, naturalmente débeis e sujeitos a longos períodos de chuva intensa no inverno.

Atualmente as muralhas de Santarém delimitam a zona antiga da cidade e localizam-se no topo de uma colina, junto à margem Norte do Rio Tejo. Santarém é uma cidade rodeada por dezasseis encostas e todas com sinais de instabilidade.

No século XIX, com a construção da linha férrea, a Real Companhia dos Caminhos de Ferro solicitou, várias vezes, intervenção nas encostas para contenção de blocos que deslizavam para a via férrea. A linha do Norte que passa entre a base da colina das Portas do Sol e o rio Tejo é uma das mais importantes vias de comunicação para transporte de passageiros e mercadorias entre o Porto e Lisboa.

A Encosta de Santa Margarida que tem no sopé a estrada nacional (EN) 114 constituiu o prolongamento natural para oeste da Encosta de Santiago, partilhando algumas características que a tornam particularmente sensível à ocorrência de fenómenos de

instabilidade geológica e que têm motivado a realização de obras de estabilização. A instabilização desta encosta está associada a situações de ocorrência contínua de forte pluviosidade que dão origem a deslizamentos e movimentos de massa e, por consequência, o troço da EN114 esteve com interdição à circulação por razões de segurança. Este facto, para além das razões de segurança, interfere na dinâmica da cidade e na vida das populações.

Pretende-se com a elaboração deste trabalho, sensibilizar para a necessidade de estudo e análise das condições geológicas e geomorfológicas dos territórios e das propriedades dos materiais quando se trata de planeamento urbano, obter uma melhor compreensão e uma abordagem geral e multidisciplinar do Projeto Global de Estabilização das Encostas de Santarém, como um conjunto de ações que potenciam as capacidades e características de toda a área intervencionada e que valorizam a paisagem existente.

A área intervencionada é caracterizada por uma zona de difícil acesso, na generalidade urbanizada, o que condiciona os trabalhos de prospeção geotécnica e as soluções propostas privilegiando-se a furação de diâmetro reduzido, as microestacas e as colunas de jet-grouting. O recurso a estas tecnologias e equipamentos permite minimizar a utilização de ancoragens definitivas, que exigem condições e espaço para execução e manutenção e assegurar o acesso a todas as zonas de intervenção, minimizando os impactes urbanos e sociais nas zonas adjacentes.

Na sequência de visitas ao local, foram recolhidos elementos complementares que terão contribuído para uma melhor interpretação e avaliação dos principais condicionamentos relativos a infraestruturas enterradas e à ocupação das zonas envolventes.

OBJETIVOS

O objetivo principal deste trabalho é a sensibilização para a relevância da Geotecnia no planeamento urbano. Através da abordagem multidisciplinar, com a integração do conhecimento do passado, dos fatores do presente e da análise que permite perspetivar o futuro, associando os estudos geológicos, geomorfológicos, litológicos, as propriedades dos materiais e os principais fatores que podem dar origem à instabilização dos taludes, é possível adotar medidas preventivas para evitar os deslizamentos de massas.

Realizar estudo e análise de diversas soluções e intervenções que permitem perceber a realidade em obra, as dificuldades e os condicionalismos que ocorrem durante os trabalhos de execução na estabilização de encostas.

Apresentar os efeitos e consequências das ações sobre o meio envolvente de modo a realçar a importância da implementação de medidas de mitigação e dos métodos de monitorização e de prevenção de riscos naturais.

Estudar, analisar e acompanhar um caso de obra. O projeto que é apresentado neste trabalho, “projeto geral de estabilização das encostas de Santarém”, permite a compilação de informação e a partilha de soluções técnicas, que poderão ser úteis em trabalhos futuros. A área de intervenção caracteriza-se por zonas de difícil acesso, em geral urbanizadas que dificultam a realização de trabalhos de prospeção e ensaios pelo que toda a informação que aqui se possa obter será útil para projetos futuros.

ESTRUTURA

A estrutura deste documento materializou-se em seis capítulos.

No primeiro capítulo, faz-se o enquadramento do tema e justifica-se a sua importância com a apresentação de exemplos de casos de intervenções realizados em taludes, em Portugal. Apresenta-se casos, publicados, de estabilização de taludes em zonas urbanas e em vias de comunicação como na Encosta das Fontainhas, na Encosta da Arrábida, no Nó da Malveira e em Sta. Iria da Azóia/Alverca, onde se evidencia a importância da Geotecnia no planeamento urbano.

No segundo capítulo, “Abordagem aos Riscos Naturais”, são identificados os tipos de riscos naturais e os métodos utilizados para facilitar a sua quantificação e monitorização. A segurança deve ser uma prioridade, por isso, é apresentada a estratégia nacional para os riscos naturais, onde o principal objetivo é a prevenção. Com base na informação sobre zonas mais propensas à ocorrência de desastres naturais apresenta ações preventivas em que o principal enfoque é garantir a reposição da segurança.

O terceiro capítulo, intitulado “Movimentos de Massa”, refere-se às características dos diferentes tipos de deslizamentos e às principais consequências e danos no ambiente natural e urbano. São apresentadas metodologias para mitigação e técnicas que podem ser utilizadas com o objetivo de minimizar os efeitos dos deslizamentos e reduzir as consequências ambientais adversas.

No quarto capítulo apresenta-se a caracterização do Concelho e da Cidade de Santarém, do ponto de vista geográfico, geológico, geomorfológico, hidrográfico, socioeconómico e a caracterização da densidade populacional desta região.

No capítulo cinco, na componente prática, é apresentado o caso de estudo que consiste no projeto de estabilização das encostas de Santarém. Visa identificar os principais critérios de conceção e execução das soluções de estabilização e reforço das encostas instáveis, nomeadamente a Encosta de Santa Margarida e a Encosta da Ribeira de Santarém.

Considera-se importante sublinhar que os elementos base e os pressupostos admitidos no presente estudo, são sempre sujeitos a revisões, avaliações e monitorizações, de modo a caracterizar o estado evolutivo dos trabalhos de intervenção, dado que este projeto se encontra em fase de execução, com previsão de conclusão da execução da obra no ano de 2021.

Por último, no capítulo seis, “Considerações finais”, são apresentadas as conclusões face ao trabalho realizado.

CAPÍTULO I - ENQUADRAMENTO

1.1 ESTADO DA ARTE

As necessidades de uma população crescente levaram à exploração acelerada dos recursos naturais o que causa impacte ambiental e, em muitas partes do mundo, ocorrem alterações graves nas condições naturais. A ocupação de zonas de risco aumentou a vulnerabilidade das populações aos riscos naturais, causando, por vezes, autênticos desastres com perdas humanas e materiais. Os estudos e a prospeção geológica e geotécnica são, na maior parte das vezes, condicionados pelas características do meio urbano. O meio urbano está cada vez mais variado e complexo e é de grande importância a implementação de medidas para mitigação e regras de ordenamento do território, de modo a assegurar um processo integrado de organização do espaço biofísico, tendo como objetivo a sua ocupação, utilização e transformação de acordo com as capacidades do espaço integrante.

O território Português, tal como outros países, é suscetível à ocorrência de fenómenos naturais de natureza hidro-geomorfológica (cheias e movimentos de massa) que se podem transformar em desastres naturais. Embora a frequência de ocorrência destes fenómenos seja considerada baixa, as consequências que se traduzem em perdas de vidas e de bens, desalojamentos, cortes de vias de comunicação, redes elétricas, de água e saneamento e de telecomunicações justificam o estudo destes fenómenos. Vários autores, entre os quais, I. Quaresma, J.L. Zêzere, Alexandre Oliveira Tavares, José Barros, Pedro Santos, Susana Pereira, S. Machado, R. P. Julião, Carlos Bateira e Laura Soares têm realizado trabalhos sobre esta temática através de compilação de dados de ocorrências no país e de trabalhos de investigação em zonas específicas, como S. Pedro de Moel, Alvaiázere, Norte de Portugal, Alto Douro, Alto Minho, entre outros. Estão disponíveis livros da especialidade e programas de cálculo relativos ao tema análise e estabilização de taludes. São, também, muitas as publicações sobre estudos de casos e obras de contenção publicados em atas de congressos e revistas da especialidade.

Em julho de 2019 o relatório de Avaliação Nacional de Risco (ANR) apresentou uma tabela com as ocorrências de movimentos de massa em Portugal Continental. Neste relatório considera-se como regiões com maior suscetibilidade a movimentos de massa (grau de suscetibilidade elevado) os distritos de Lisboa, Santarém, Coimbra, Guarda, Braga e Viana do Castelo.

No quadro 1 deste relatório estão apresentados alguns exemplos de movimentos de massa e respetivas consequências.

Quadro 1 - Principais ocorrências de movimentos de massa (Relatório, julho, 2019, ANR)

ANO	LOCALIZAÇÃO	DESCRIÇÃO
2018	Borba	Deslizamento da vertente de uma pedreira, causando o desmoronamento de via municipal, com arrastamento de viaturas, causando 5 mortos
2010	Área Metropolitana de Lisboa - CREL	Deslizamento de terras sobre a autoestrada A9 (CREL). Não houve mortos ou feridos, mas a circulação esteve interrompida durante várias semanas
2001	Área Metropolitana de Lisboa e na Régua	Vários deslizamentos, provocando estragos em habitações e estradas e 4 mortos
1981	Cabeceiras de Basto (Arosa)	Deslizamento parcial de vertente e detritos destrói café, provocando 15 mortos e 9 feridos
1979	Calhandriz (Alverca do Ribatejo)	Deslizamento de terras destrói habitações, originando 67 desalojados
1952	Cruz-Quebrada	Deslizamento soterrou carruagem de comboio, provocando 10 mortos e 53 feridos

A análise de alguns casos ocorridos no nosso país poderá sensibilizar os cidadãos para a necessidade de estarem atentos ao que se passa à sua volta e para a importância do conhecimento dos materiais e dos processos geológicos e geotécnicos no planeamento urbano.

1.2 EXEMPLOS DE INTERVENÇÕES REALIZADAS EM PORTUGAL

1.2.1 Estabilização do Nó da Malveira da A21

1.2.1.1 - Caracterização da situação existente

A Malveira é uma vila do concelho de Mafra, com 9,78 km² de área e 6 493 habitantes.

No Nó de Malveira da A21 tinham-se detetado graves problemas de instabilidade num talude de escavação com altura máxima de 40 m e extensão de 400 m. Em toda a sua superfície eram visíveis ravinamentos, mobilização de rochas e terras, dois escorregamentos circulares, devidos à complexa estrutura e variabilidade dos estratos litológicos do talude. Em 2013 foi desenvolvido um Projeto-Piloto, através de protocolo realizado entre a Infraestruturas de Portugal S.A. e o Centro de Ecologia Aplicada Baeta Neves da Universidade de Lisboa, que visou a renovação do talude recorrendo a técnicas de engenharia natural, combinadas com as usuais soluções de engenharia geotécnica (Bifulco et al., 2016).

Na Tapada Nacional de Mafra, que se encontra a 5,5km do Nó da Malveira, a precipitação média anual varia entre 850 e 950 mm, e os meses mais secos são Junho, Julho e Agosto, nos quais a precipitação é de cerca de 3% anual. A média anual da temperatura varia entre 13 e 15°C e a humidade relativa entre 75% e 80%.

Os terrenos onde se insere o nó da Malveira da A21 são sedimentares representados por camadas interestratificadas de arenitos de granulometria variada, com intercalações de argilas, argilitos, argilo-siltitos, argilas margosas e raramente intercalações de calcários e margas. A estratificação é geralmente irregular, frequentemente lenticular e com pendores suaves para o quadrante Sul. Nesta zona existiam, também, depósitos recentes, sobrejacentes a aterros de materiais indiferenciados. Foi identificado o alinhamento de uma antiga linha de água materializada a partir do topo da escavação. No talude era visível o carácter irregular dos estratos litológicos, conforme se vê na figura 1, bem como a sua variabilidade e alternância.



Figura 1 - Perspetiva geral do talude de escavação no nó da Malveira (sentido A8-Malveira) (Bifulco et al., 2016)

É de salientar neste caso um fator importante para a estabilidade dos taludes, a superfície apresentava-se, na sua generalidade, sem revestimento vegetal, à exceção da zona inicial do ramo, na qual se detetou, sob o coberto vegetal, a presença de um aterro de constituição heterogénea.

Neste caso, como acontece em muitas situações similares o autor salientou os problemas de drenagem e os seus efeitos nomeadamente:

- assoreamento de órgãos de drenagem superficial;
- rotura e colapso dos órgãos de drenagem existentes nos panos dos taludes e no alinhamento do caminho preferencial das águas de escorrência;
- erosão do talude por ação da água e transporte de materiais que chegavam à via rodoviária colocando em risco os automobilistas e provocando danos na via;
- escorregamentos rotacionais nos panos superiores do talude;
- linhas de escoamento superficial aleatórias com maior incidência na crista do talude, onde eram visíveis sulcos escavados pela água;
- exurgências de água no talude, em zonas de contacto entre litologias com diferente permeabilidade.

Dada a percolação interna das areias foi possível constatar que a eficiência das valetas de crista existentes ficou comprometida e em alguns casos motivou o colapso dos órgãos existentes, uma vez que com o arrastamento dos solos arenosos a ligação das valetas ao terreno adjacente se tornou ineficaz.

1.2.1.2 - Soluções adotadas

Este projeto foi selecionado para ser aqui apresentado porque se trata de um caso que ainda não é corrente em Portugal. Trata-se de um caso piloto em que as soluções adotadas consistiram na combinação de técnicas tradicionais de engenharia geotécnica e de engenharia natural, conseguidas a partir de revestimento vegetal, para minimizar a erosão, quedas de rochas ou arrastamento de material fino.

Para a seleção da solução teve-se em consideração o relevo da zona do talude, a estrutura geológica do maciço, a variabilidade dos estratos e o estado hídrico dos materiais, os mecanismos de instabilização, o estado de degradação do talude e os condicionalismos da estrutura rodoviária.

A. Reconfiguração do talude

Atendendo às características das superfícies de rotura visíveis na crista do talude e face ao escorregamento, foi adotada a solução que consiste no reperfilamento geométrico do talude, considerando o desenvolvimento do ramo e a topografia existente, na qual o pano inferior do talude apresentava instabilidades de carácter superficial, bem como o facto de a intervenção estar no limite do terreno a ser expropriado. Optou-se apenas pelo reperfilamento do talude ao nível dos panos intermédio e superior e pela regularização do pano inferior do talude, dado que os panos superiores do talude apresentavam alturas e geometrias agressivas e não compatíveis com as características geomecânicas dos materiais existentes. A intervenção tinha como objetivo o melhoramento das condições de estabilidade global do talude, tendo-se reduzido a inclinação e suavizado a geometria dos panos através da criação de banquetas. Para tal recorreu-se a terraplenagens, conforme figura 2.

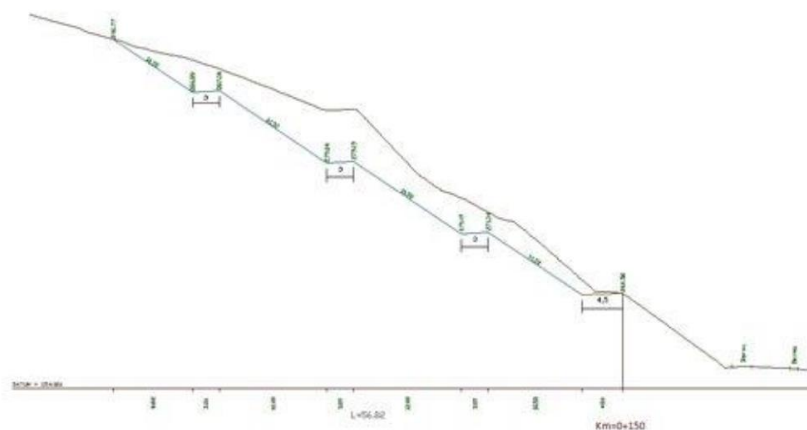


Figura 2 - Perfil existente na secção de maior altura, a preto; e perfil do projeto a azul (Bifulco et al., 2016).

Foi prevista na parte superior do talude a execução de máscara drenante, com função de reforço, contenção e drenagem do talude, respetivamente nos 4º e 5º panos do talude. Estes elementos drenantes projetados são constituídos por material rochoso, de granulometria entre 100/500mm, o material é envolvido em geotêxtil com funções de separação e filtro.

B. Reformulação das obras de drenagem

- b.1 - Descida do talude em degrau de gabiões, para o encaminhamento da água proveniente do areeiro. No início da descida foi definida a implementação de uma bacia de receção com o fundo constituído por colchão tipo reno e paredes de gabião com a função de recolher e encaminhar a água;
- b.2 - Colocação de coletor para entrega dos caudais provenientes da descida do talude, através de uma boca em recipiente a realizar na zona da valeta da plataforma. Os caudais foram encaminhados para o novo coletor;
- b.3 - Reforço, reformulação e compatibilização da drenagem existente com a nova geometria dos taludes, na qual se procedeu à demolição e substituição de valetas, caixas de ligação e valas executadas na crista do talude, com o objetivo de dissipar a energia.

C. Definição de obras de engenharia natural

As técnicas de engenharia natural definidas no projeto foram ajustadas à medida da nova configuração do talude e das obras de drenagem previstas.

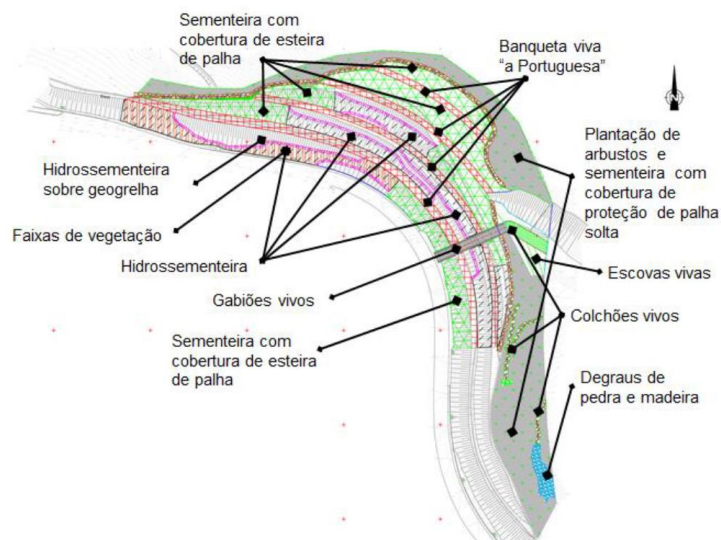


Figura 3 - Identificação do zonamento por tipo de intervenção de engenharia natural (Bifulco et al., 2016).

Na figura 3 está identificada a localização das diferentes técnicas instaladas no talude, cujo objetivo principal consiste na proteção do talude contra a erosão superficial, a estabilização e a consolidação das encostas, em que se respeitaram os diferentes ângulos de inclinação, a variabilidade e a heterogeneidade da litologia. Com a reconfiguração do perfil do talude seria necessário proteger os seus panos da erosão superficial, devida à precipitação. A solução adotada consistiu no revestimento vegetal composto por herbáceas.

“É de referir que as técnicas adotadas foram distintas em função das inclinações. Com declives inferiores a 25°, foi aplicada a técnica de sementeira com cobertura de palha solta associada com a plantação de arbustos. Nos panos de taludes com inclinações até 35° optou-se por hidrossementeiras e sementeiras com cobertura de esteira de palha. De igual modo, em panos com inclinações entre 35° e 45° aplicou-se a técnica da sementeira com cobertura de palha e a hidrossementeira sobre geogrelha tridimensional nas áreas onde ocorria transição entre arenitos e argilas. Para consolidar os taludes nos quais havia fluxos de água proveniente do areeiro adjacente e em áreas com declive inferior a 35° optou-se por construir degraus vivos em pedra e madeira. Nas áreas onde o declive era superior a 35°, foram colocados gabiões vivos, esta técnica consiste na inclusão de estacas de espécies lenhosas de pequeno porte na construção de gabiões, para que enraízem no tardoz, funcionando como ancoragens. A vegetação produzida pelas estacas tinha como objetivo conferir um efeito estético, no sentido de minimizar o impacto visual das estruturas.”

De acordo com o projeto, as estacas estavam incluídas entre as pedras das estruturas dos gabiões, conforme o esquema da figura 4.

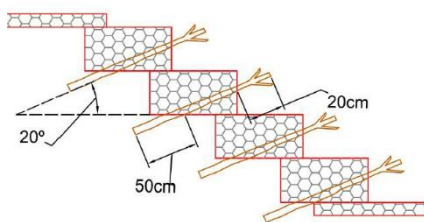


Figura 4 - Esquema da instalação de estacas nos gabiões vivos (Bifulco et al., 2016).

Nos taludes argilosos com inclinações de 45° , aplicou-se a técnica das *faixas de vegetação*, na qual foram utilizadas estacas e plantas de arbustos, como esquema da figura, colocados na posição sub-horizontal típica das técnicas de engenharia natural (EN), com o propósito de estabilizar a superfície do talude com os sistemas radiculares das plantas. Nas linhas de escorrência de água superficial com inclinação inferior a 25° , a técnica implementada consistiu em *colchões vivos*, com aplicação de estacas de espécies lenhosas, nas extremidades laterais dos colchões tipo reno, a montante da descida em degraus de gabiões, optou-se por colocar *escovas vivas*, de modo a orientar as águas de escorrência superficial, conforme figura 5.

Para impermeabilizar as banquetas, entre os panos de talude, foi definida uma nova técnica, designada *banqueta viva* “à Portuguesa”, estrutura composta por uma almofada de terra, com cobertura herbácea, sobreposta a uma geomembrana, modelada e fixada com o auxílio de uma geogrelha, figura 6. As espécies de plantas, estacas e sementes foram escolhidas com base em ensaios realizados pelo Centro de Ecologia Aplicada Baeta Neves (CEABN), sobre as espécies de flora de Portugal. Não foram escolhidas espécies arbóreas, devido ao seu porte, que ao longo do tempo e sob ação do vento, poderiam induzir alterações mecânicas no solo.

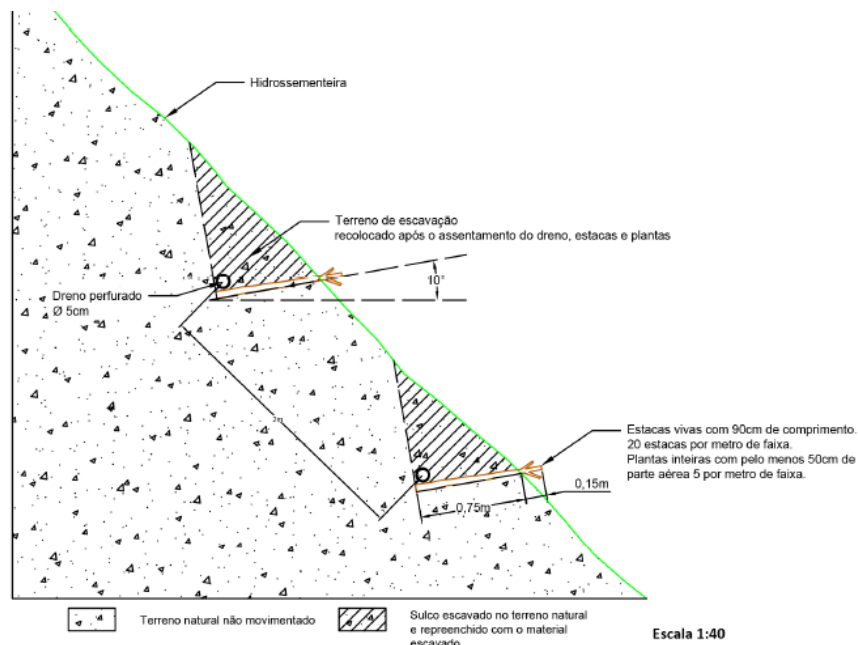


Figura 5 - Esquema das secções tipo das faixas de vegetação, plantas arbustivas e instalação das estacas (Bifulco et al., 2016).

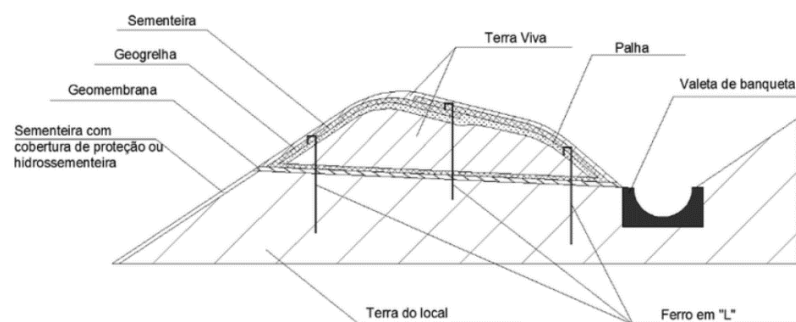


Figura 6 – Disposição dos componentes da banquetta viva “Portuguesa” (Fonte: (Bifulco et al., 2016).



Figura 7 - Instalação da almofada de terra viva da banquetta viva "a Portuguesa" (Bifulco et al., 2016).



Figura 8 - A instalação das tiras da geogrelha em cima da almofada de terra viva (Bifulco et al., 2016).

1.2.1.3. Condicionalismos ao projeto e ao programa de execução

Na definição do programa de execução dos trabalhos, surgiram situações condicionantes, nomeadamente as condições de segurança, relacionadas com as características topográficas do talude, como o acentuado declive e altura dos panos dos taludes, o comportamento mecânico dos materiais constituintes, com substancial influência do grau de saturação, os trabalhos foram realizados em época de estio, na utilização de elementos vivos como sementes, estacas e plantas, deve considerar-se o período de repouso vegetativo, que é compreendido entre o fim do outono e o fim do inverno. A espessura da camada de terra vegetal foi dimensionada de modo a impedir que as plantas herbáceas secassem antes do verão, permitindo que atingissem a maturação das sementes, assegurando a renovação da cobertura com as chuvas no período de outono e inverno. Foram definidas prioridades nas diversas intervenções, no sentido de revestir e proteger a superfície dos taludes imediatamente após a sua escavação.

Foram especificados cuidados no manuseamento e armazenamento dos materiais vivos, nomeadamente as plantas e estacas e foram consideradas as condições climáticas adversas, de seca e que podiam inviabilizar a sobrevivência das mesmas.

A área de intervenção insere-se na região mediterrânica, que se caracteriza por uma distribuição irregular da humidade no terreno, em que o clima mediterrânico, com os seus períodos de seca prolongada, é por si mesmo um constrangimento geral nos projetos de engenharia natural.

Este caso foi aqui apresentado com a informação publicada pelo autor porque só assim é possível perceber a realidade da situação que envolve fatores de natureza geomorfológica, geológica, climática, territorial, administrativa, entre outros. O facto de se perceber uma relação entre o nível de pluviosidade e a degradação do talude é comum a outros casos como se perceberá ao longo deste trabalho. Na figura 9 pode ver-se uma imagem deste talude.



Figura 9 - Caso de obra no nó da A21, Malveira (Bifulco et al., 2016).

As soluções adotadas conjugam técnicas clássicas com engenharia natural são exemplos a seguir porque são soluções para estabilização e mitigam o impacto ambiental. Naturalmente estas soluções, como muitas outras, mesmo tradicionais, estão sujeitas a constrangimentos que foram apresentados e que requerem estudo e dedicação para compatibilizar as soluções mais adequadas à situação com os condicionalismos de diversas naturezas.

1.2.2 Tratamento e Estabilização das Encostas da Arrábida

1.2.2.1 - Caracterização da situação existente

O Parque Natural da Arrábida é uma reserva biogenética situada na península de Setúbal, abrangendo os municípios de Palmela, Setúbal e Sesimbra, na figura 10, pode observar-se a localização no mapa da Serra da Arrábida. Estende-se por 35 quilómetros e inclui diversas montanhas destacando-se a Serra da Arrábida, com o seu ponto mais alto o Pico do Formosinho, com 501 metros, a Serra do Risco e a Serra dos Gaiteiros, entre outras.

Entre a serra e o mar existe um cordão de praias de areias finas e águas transparentes como a Figueirinha, Galapos e o Portinho da Arrábida. As serras e o mar são uma forte atração turística do ponto de vista paisagístico e de natureza, sol e mar, mas, também, para a prática de várias atividades desportivas náuticas ou de montanha.

A Estrada Nacional EN379-1 é o principal acesso a várias praias.



Figura 10 - Localização em mapa da Serra da Arrábida, Setúbal Portugal (Coba, 2018)

A Estrada Nacional EN379-1, entre Outão e o Portinho da Arrábida, desenvolve-se na base das encostas da Serra da Arrábida, dominadas por escarpas marinhas muito íngremes, cavidades cársticas, onde predomina o calcário micrítico e dolomite, do Período Jurássico. As rochas apresentam-se intensamente dobradas e fraturadas com frequentes quedas de blocos, colocando em risco a circulação de veículos e peões, conforme se pode observar na figura 11.

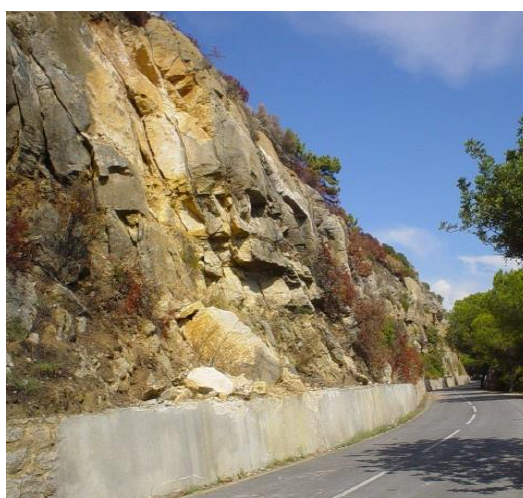


Figura 11 – Encosta do Portinho da Arrábida (Coba, 2018)

2002: Queda de bloco de 10 toneladas, na estrada, semelhante ao caído em 1996, na mesma área (figura 12);



Figura 12 - Queda de bloco de 10 toneladas (Coba, 2018)

2003: A Situação deteriorou-se com a ocorrência de incêndios que consumiram extensas áreas a cobertura vegetal, reduzindo a estabilidade das encostas (figura 13);



Figura 13 – Área ardida da Encosta do Portinho da Arrábida (Coba, 2018)

2004: A IP – Infraestruturas de Portugal, decidiu fechar a estrada de modo a reduzir os riscos inerentes;

2005: Em Setembro iniciaram-se obras de reparação e após onze meses de trabalho intensivo a estrada reabriu ao público em Agosto de 2006;

Foi necessário recorrer a laser scanning de uma área de 21 ha, com uma altitude de voo de 60 a 70 metros acima do solo, de modo a permitir fazer o levantamento das principais características topográficas num terreno com morfologia agreste, composta por escarpas praticamente verticais que atingem mais de 90 metros de altura.

Através deste método de levantamento foram registadas as características geológicas e estruturais do maciço e afloramentos, a história de eventos anteriores de queda de blocos, acidentes e incidentes, a identificação de secções mais desfavoráveis, o declive do talude, as estruturas existentes de drenagem e retenção, o tipo e o estado da vegetação, entre outros dados importantes na prospeção destas encostas.

1.2.2.2 – Soluções adotadas

- redes metálicas aplicadas até aproximadamente 25 metros de altura;
- muro de retenção/suporte;
- trincheira de acumulação entre a estrada e o talude, devido ao risco de queda de blocos de média a grande dimensão;
- pregagens e malha reforçada (figura 14);



Figura 14 - Pregagens e malha reforçada (Coba, 2018)

- ancoragens de blocos rochosos, esta técnica consiste em ancorar os blocos rochosos como sistema de estabilização ativo, nas situações em que o risco de queda de blocos de grande dimensão, para a estrada, era muito elevado, como se pode observar na figura 15;

- remoção de blocos, o volume de material em queda pode variar substancialmente, de rochas individuais ou torrões de solo a blocos maciços de milhares de metros cúbicos de volume, como se pode ver na figura 16;
- falsos túneis/pórticos de proteção, ver figura 17;
- barreiras de proteção (rígidas e dinâmicas), conforme figura 18.

Falsos túneis são pórticos de proteção, constituídos por uma laje de betão armado que cobre a via de comunicação existente, de modo a protegê-la da queda de blocos. Trata-se de uma estrutura que permite absorver o impacto da queda de eventuais blocos e a sua definição geométrica permite redirecioná-los, para que sejam encaminhados para fora da via existente, conforme figura 17.



Figura 15 – Ancoragem de blocos rochosos (Coba, 2018)



Figura 16 – Remoção de bloco calcário de grande dimensão em risco de queda (Coba, 2018)

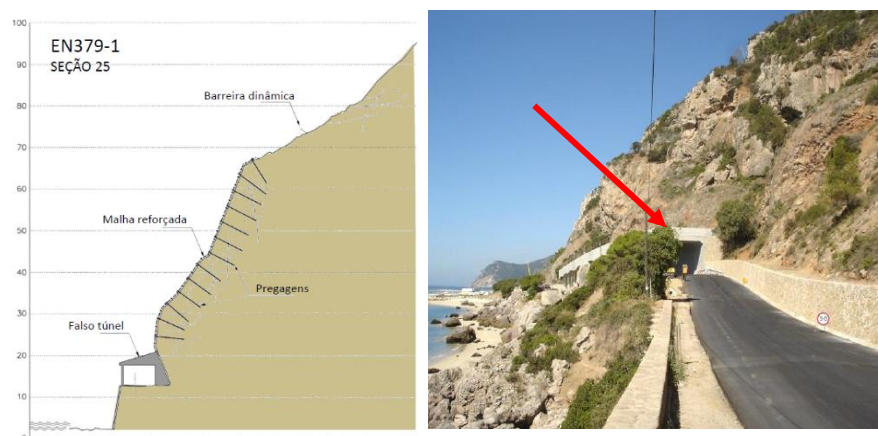


Figura 17 - Solução de reforço com recurso a falsos túneis, malha reforçada, pregagens e barreira dinâmica (Coba, 2018)

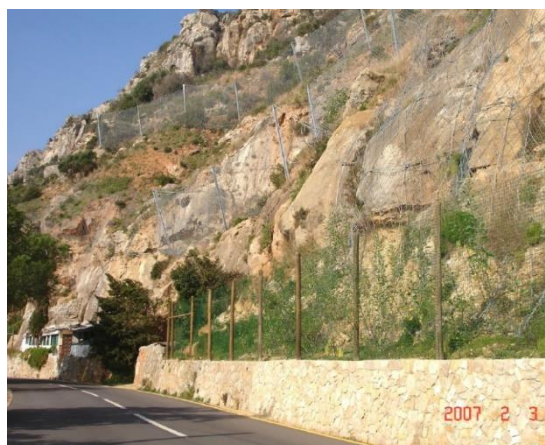


Figura 18 - Proteção com recurso a barreiras dinâmicas e rígidas, 2007 (Coba, 2018)

Na figura 19 pode ver-se a localização das várias estruturas de retenção adotadas para a estabilização destas vertentes.

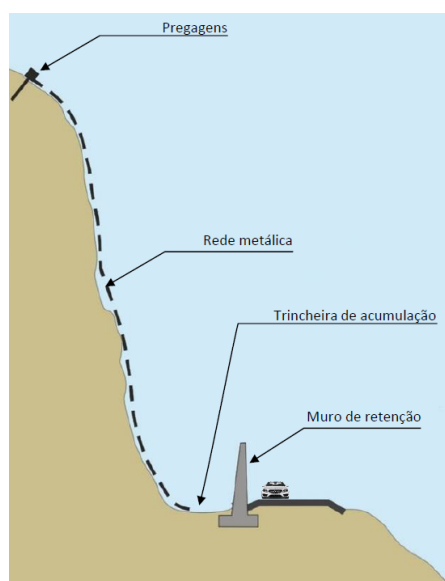


Figura 19 - Corte esquemático com identificação das soluções adotadas (Coba, 2018)

1.2.2.3 Condicionalismos ao projeto e ao programa de execução

As características do local onde se encontra localizado este trecho da EN 379-1, com elevado valor paisagístico, condicionaram e limitaram, significativamente, as soluções do projeto.

A topografia e morfologia destes taludes, as condições para o reconhecimento geológico-geotécnico, e as preocupações ambientais não podiam deixar de ser consideradas no desenvolvimento do projeto. Como as estruturas de betão armado, como muros e pórticos, tinham de ser soluções que se enquadrassem nas características do local, foram, também, uma preocupação constante. Adotou-se a solução da cobertura com lajes de calcário natural.

Do ponto de vista técnico, as soluções que foram adotadas, revelaram-se como soluções viáveis, tendo em conta a necessidade de garantir um nível aceitável de segurança para o trânsito automóvel e circulação de pessoas.

Este caso de obra é mais um exemplo do impacto das condições geológicas e geomorfológicas na segurança de vertentes e vias de comunicação e, consequentemente, no quotidiano das populações.

Este caso de obra cujo cliente, à época, era o EP – Estradas de Portugal, o projetista a Coba e o empreiteiro a Teixeira Duarte, envolvia outras entidades como o Governo Civil de Setúbal, o Parque Natural da Arrábida, a Proteção Civil, a Administração Regional de Saúde, a GNR e a PSP, porque em causa estavam as condições de segurança para quem circulava na estrada que dá acesso às praias da Figueirinha e Galapos. Havia decisões a tomar no que se referia à passagem de viaturas de transportes públicos e escolares até à Figueirinha e às viaturas particulares, durante o período de obra. Já na fase de projeto fatores relacionados com as condições dos maciços, com o espaço, a segurança e o impacte ambiental foram, também, condicionantes como se pode ver da descrição acima apresentada, obtida no artigo publicado pela Coba, 2018. Nesse ano, a Figueirinha e Galapos estiveram inacessíveis e só no Portinho da Arrábida foi possível ir à praia. Uma tarefa difícil devido à escassez de estacionamento e aos acessos. Quem se deslocava de Setúbal tinha de utilizar a estrada superior da serra com todos os constrangimentos inerentes.

As soluções adotados são as necessárias e possíveis em maciços com queda de blocos. Não é muito comum a construção de falsos túneis aqui justificada para garantir a segurança rodoviária uma vez que se trata de vias relativamente estreitas, com taludes de elevada altura com potencial queda de blocos de grandes dimensões sem espaço suficiente para a dissipação da energia, quando em queda livre.

1.2.3 Tratamento e Estabilização do Talude de Escavação da A1 – Sta. Iria da Azóia/Alverca ao Km 12+250 S/N

1.2.3.1 Caracterização da situação existente

Esta intervenção surgiu da necessidade de alargamento da autoestrada para a construção das terceiras vias de circulação, tendo sido sujeita a um corte subvertical a partir da base, revestido com uma capa de betão projetado, armado com malhasol e com pregagens, onde foram abertos três níveis de “janelas”. O talude tinha aproximadamente quatro metros de altura.

O Projeto foi elaborado e executado pela empresa LCW – Consultoria, estudos e projetos S.A, na qual o dono de obra foi a BGI – Brisa Gestão de Infraestruturas, S.A..

“O talude localizado entre os km`s 12+217 e 12+360, no sentido Lisboa/Porto, é composto essencialmente por argilas, margas avermelhadas e rosadas de elevada plasticidade do Oligocénico e calcários do Miocénico”, conforme figura 20.

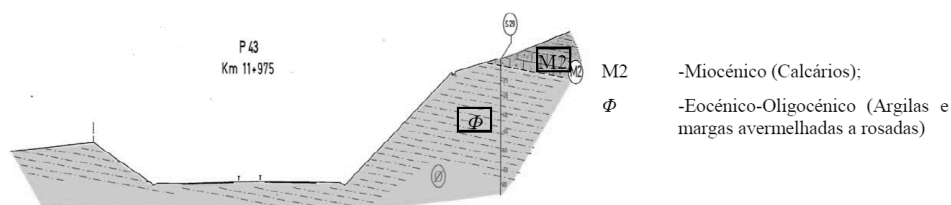


Figura 20 - Corte com a composição geológica (LCW Consult, S.A., 2016)

As patologias derivadas da erosão interna do talude, no tardo do muro de betão projetado, era visível através dos cones de argila acumulados na parte da frente do revestimento e à medida que a acumulação de material aumentava na parte da frente do muro, verificava-se a ocorrência de vazios no tardo do muro, originando a instabilidade do talude, conforme figura 21. A situação agravou-se, mais rapidamente, devido à natureza litológica dos materiais, uma vez que se tratava de um talude com material argiloso e que apresentava maior suscetibilidade à erosão.



Figura 21 - Aspectos das patologias do talude com revestimento em betão com "janelas" (LCW Consult, S.A.) 2016)

1.2.3.2 Solução adotada

Face ao cenário apresentado, a solução para a estabilização do talude consistiu no saneamento e reperfilamento do talude, na construção de um muro de suporte em betão ciclópico, após a remoção da capa em betão projetado pobre, das malhas metálicas, bem como das cabeças das pregagens soltas que compunham o revestimento do talude existente. Todos os materiais degradados foram removidos até se atingir a geometria do talude pretendida. Foi construído um sistema de drenagem superficial e interna do talude, no qual se acrescentou uma caleira de crista com diâmetro de 300 mm e geodrenos, (figuras 22 e 23).



Figura 22 - Talude após demolição da capa de betão projetado, caleira de crista e geodrenos (LCW Consult, S.A., 2016)



Figura 23 - Aspeto final da solução do muro de suporte (LCW Consult, S.A., 2016)

1.2.4 Estabilização da Escarpa das Fontainhas – Entre as Pontes Luiz I e Maria Pia, Porto

1.2.4.1 Caracterização da situação existente

A escarpa da Fontainhas situa-se na margem direita do Rio Douro, na cidade do Porto, entre as Pontes Luiz I e Maria Pia.

Esta zona da cidade foi habitada ao longo da escarpa mas parte das casas que nela existiam foram-se degradando e transformando em ruínas abandonadas após a derrocada do ano 2000.

Este tema é abordado por vários autores e consta em vários trabalhos académicos. Luísa Borges & Ana Correia, 2003, com base na documentação disponível identificaram, por ordem cronológica, diversas ocorrências relacionadas com a escarpa. Desde 1947 até 2001.

Procederam à análise geológica, geotécnica e hidrogeológica, identificaram os fatores envolvidos e fizeram a análise de estabilidade.

Diversos órgãos de comunicação noticiaram os incidentes ocorridos ao longo dos tempos nesta escarpa localizada em zona urbana.

A 1 de abril de 2013, o Etc e Tal Jornal, eletrónico dava a seguinte notícia:

“Escarpa das Fontainhas: TRAGÉDIA IMINENTE há mais de 20 anos. Câmara acusada de “INÉRCIA. A derrocada de terras na escarpa das Fontainhas (Porto) e a consequente demolição de um prédio devoluto junto à marginal do Douro, no passado dia 26 de março, veio relançar a polémica quanto aos perigos que aquele local oferece tanto a quem ainda lá “reside”, como também a quem passa na movimentada Avenida Gustavo Eiffel...” (figura 24).



Figura 24 - Derrocada na escarpa das Fontainhas, (Fonte: Etc e Tal Jornal, 2013)

A 19 de Dezembro de 2017 o CM Jornal, online apresentou a notícia:

“A Câmara do Porto cortou o trânsito na Marginal do rio Douro, junto à escarpa das Fontainhas, por razões de segurança, após a passagem da tempestade 'Ana' no passado dia 10. Em 2013, a instabilidade nesta escarpa levou a autarquia a realojar 30 famílias que moravam numa zona considerada muito perigosa.”

Há 17 anos, um aluimento de terras deixou 250 pessoas desalojadas”....

O mau tempo terá sido a causa da derrocada de terras na escarpa das Fontainhas, cerca do meio-dia de 26 de março de 2017. As condições climáticas têm sido associadas a vários incidentes relacionados com o movimento de massas. Neste caso, não se registaram vítimas mas houve perdas materiais e constrangimentos no trânsito.

Nesta escarpa era comum a queda de blocos que deslizavam até à avenida Gustavo Eiffel, em especial quando os níveis de pluviosidade eram elevados.

É aqui apresentado este caso, cuja informação foi obtida por consulta bibliográfica sendo a descrição da obra de estabilização retirada do relatório do LNEC – NGEA, 392/2011 e do relatório do Simpósio de Mecânica das Rochas, 2015, porque se trata de um exemplo de instabilização de escarpa em meio urbano com informação sobre o impacto no quotidiano e na segurança da população.

A intervenção realizada pela empresa Dst group (Domingos da Silva Teixeira, S.A.), refere-se à estabilização de um trecho de uma escarpa rochosa, com cerca de 920 metros de extensão. Foram intervencionadas duas zonas distintas divididas em secções, em função de fatores morfológicos, de ocupação e com prioridade de intervenção.

O sector 3, situado a Oeste da Ponte do Infante, com cerca de 390 metros de extensão e altura máxima de cerca de 55 metros, foi dividido em duas secções. É delimitado superiormente pelo Bairro das Fontainhas e inferiormente pela Avenida Gustavo Eiffel, local designado habitualmente por “Escarpa das Fontainhas”, devido à proximidade ao Bairro das Fontainhas. Na figura 25 pode ver-se a localização deste setor.

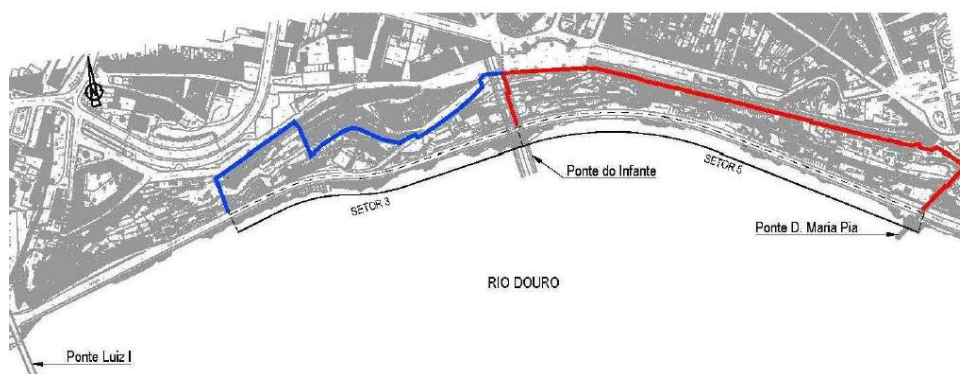


Figura 25 - Identificação em Planta dos setores 3 e 5 (LNEC – NGEA, 392/2011)



Figura 26 - Setor 3, nomeadamente secções 3.1 e 3.2 (LNEC – NGEA, 392/2011)

Entre estas duas secções (3.1 e 3.2), conforme se pode observar na figura 26, existe uma zona, onde se localizam as Ruínas da Capela e da Fábrica de Cerâmica dos Carvalhinhos, na qual foi decidido não efetuar quaisquer trabalhos de estabilização. Esta decisão deveu-se ao facto de se ter entendido que quaisquer materiais que eventualmente se venham a desprender desta zona não atingem a Av. Gustavo Eiffel, ficando retidos nas plataformas onde se encontravam construídas as edificações.

O Setor 5, localizado a Este da Ponte do Infante, que tem cerca de 530 m de extensão e altura máxima de aproximadamente 55 m, foi dividido em três secções, nomeadamente, as secções 5.1, 5.2 e 5.3, conforme figura 27. Este setor, que se encontra compreendido entre as pontes do Infante e Maria Pia, é delimitado no topo pela Alameda das Fontainhas e pela Linha do Minho e, ao nível da base, pela Av. Gustavo Eiffel. Na zona superior refere-se a existência do Bairro Nicolau e do Ramal da Alfândega. Nesta escarpa foram registadas, ao longo de vários anos, várias ocorrências de queda de blocos e de deslizamentos de terras que provocaram danos no ambiente urbano, ao nível da população e das estruturas, bem como no Ramal da Alfândega e na Avenida Gustavo Eiffel.



Figura 27 - Setor 5, nomeadamente, secções 5.1, 5.2 e 5.3

Desde o século XIX, que se registam ocorrências de instabilização nesta escarpa, conforme bibliografia e informação que se consegue recolher, salientam-se as seguintes, de acordo com a ordem cronológica (LNEC – NGEA, 392/2011):

- 1879:** Queda de blocos na zona das Fontainhas;
- 1947:** Queda de blocos e deslizamentos de terras na zona dos Guindais-Fontainhas;
- 1954:** Queda de blocos na zona das Fontainhas;
- 1959:** Queda de blocos na escadaria dos Guindais (Muralha Fernandina);
- 1983:** Desprendimento de terra na escarpa dos Guindais;
- 1992:** Queda de blocos e deslizamentos de terra na zona dos Guindais-Corticeira;
- 1995:** Queda de blocos e deslizamentos de terra na zona dos Guindais-Corticeira;
- 1996:** Desprendimento de pedras para a Avenida Gustavo Eiffel;
- 1997:** Queda de blocos na zona da Muralha Fernandina, junto à ponte D. Luiz I;
- 2000:** Deslizamentos de terra na zona dos Guindais-Corticeira;
- 2001:** Instabilização no muro de suporte no passeio das Fontainhas;
- 2005:** Queda de blocos no Bairro Nicolau, junto à ponte do Infante;

2012: Desprendimento de bloco rochoso que provocou uma rotura numa conduta de abastecimento de água existente no Ramal da Alfândega.

Muitos dos taludes rochosos existentes na região, naturais ou de origem antrópica, apresentam, como problemas de instabilidade mais frequentes a queda de blocos e os escorregamentos, associados ao grau de fraturação do maciço rochoso e ao declive acentuado, agravados pela percolação de água nas fraturas e pela ação mecânica das raízes da vegetação.

As principais causas naturais são a inclinação acentuada dos taludes (cerca de 80° de inclinação) e a fraturação do maciço granítico, que originam queda de blocos de grandes dimensões.

Os principais fatores antrópicos são a proximidade da Linha do Minho e as vibrações geradas no maciço quando há passagem de comboios, a existência de habitações muito próximas do bordo da escarpa, sem sistema de saneamento, sem redes de drenagem e o escoamento das águas residuais faz-se pela superfície, a existência de edificações em ruínas com risco elevado de colapso a curto/médio prazo, a existência de condutas para abastecimento de água e de escoamento de águas pluviais que apresentam problemas de estanqueidade e que em conjunto e contribuíram para a evolução da instabilização do maciço.

1.2.4.2 Estado da escarpa

Os principais problemas que afetavam o setor 3 estavam relacionados com a queda de blocos, devido à intensa fraturação que afetava o maciço rochoso. As consolas com mais de 2 metros estavam em risco de colapso e foram detetados afluentes de água que percolavam para a Avenida Gustavo Eiffel, o escoamento das águas residuais era feito sobre a escarpa, devido a falta de redes de saneamento, contribuindo assim para o agravamento da instabilização.

Existiam ainda, edificações e muros em pedra aparelhada e as fundações estavam aparentemente em risco de descalçamento.

No setor 5, os problemas de instabilização eram semelhantes, contudo nesta zona existem duas grandes plataformas, situadas a meia altura da escarpa, onde se desenvolve o Ramal da Alfândega e onde se encontrava contruído o Bairro Nicolau.

O maciço apresentava-se bastante fraturado, com diversos blocos em risco de queda. As escadas em pedra que permitiam o acesso a partir da Avenida Gustavo Eiffel ao Ramal de Alcântara e à Rua das Fontainhas, estavam muito degradadas e também era necessária a sua recuperação, conforme se pode observar na figura 28.



Figura 28 - Estado das escarpas nos setores 3 e 5 antes das obras de estabilização (LNEC – NGEA, 392/2011)

1.2.4.3 Soluções adotadas

Na conceção das soluções de estabilização da escarpa, consideraram-se os condicionamentos geológico-geotécnicos, topográficos e económicos. Na definição da solução procurou-se atenuar a degradação da escarpa e assegurar a proteção da Avenida Gustavo Eiffel contra a queda de blocos.

Procedeu-se, numa fase inicial, à limpeza da vegetação e dos materiais soltos e em risco de queda, identificação de blocos que apresentavam evidências de desprendimento e poderiam provocar danos significativos nas infraestruturas existentes, bem como na plataforma da Avenida Gustavo Eiffel e no coroamento do muro de suporte existente junto ao rio.

No setor 3 foram previstos os seguintes trabalhos:

- demolição das edificações devolutas e que devido à sua proximidade à escarpa, apresentavam elevado risco;
- proteção dos muros de pedra aparelhada que suportavam as plataformas existentes;
- colocação de redes metálicas pregadas e execução de pregagens;
- limpeza e refechamento com argamassa e calda de cimento das fendas abertas que delimitavam os blocos a pregar;
- recalçamento de zonas de consola;
- colocação de redes metálicas para encaminhamento dos blocos;
- execução de drenos profundos para escoamento e drenagem;
- saneamento dos depósitos de vertente e dos aterros existentes no tardoz da barreira de retenção e a demolição desta e de muros instáveis.

No setor 5 as soluções foram da mesma natureza das realizadas no setor 3, realça-se:

- construção de duas escadas de pedra existentes que fazem a ligação entre a Avenida Gustavo Eiffel e a plataforma do Ramal da Alfândega.
- drenagem das águas pluviais e das águas de nascentes existentes na escarpa, tendo estas sido captadas e conduzidas para um sistema de drenagem constituído por valetas trapezoidais, coletores e caixas de reunião que conduzem estas águas para sistemas de drenagem de águas pluviais existentes localizados na base da escarpa, junto à Avenida Gustavo Eiffel.

Nas figuras 29 e 31 pode ver-se as soluções adotadas e nas figuras 30 e 32, podem observar-se as secções 3.1 e 5.2 após obras de estabilização.

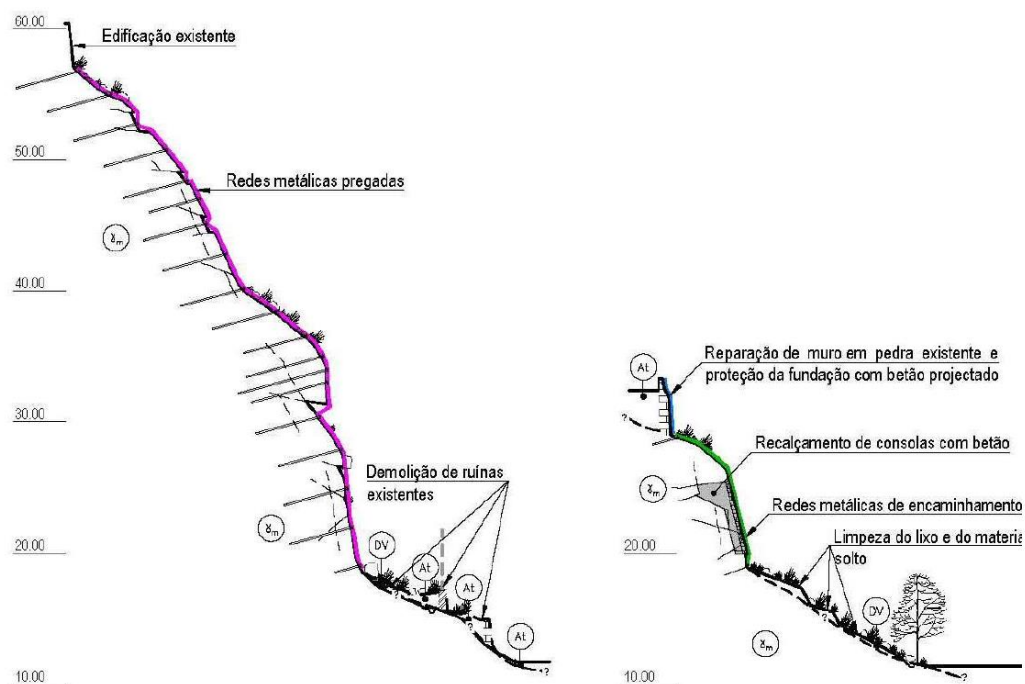


Figura 29 - Cortes com as soluções adotadas nas secções 3.1 e 3.2 (LNEC – NGEA, 392/2011)



Figura 30 - Secção 3.1 após obras de estabilização (LNEC – NGEA, 392/2011)

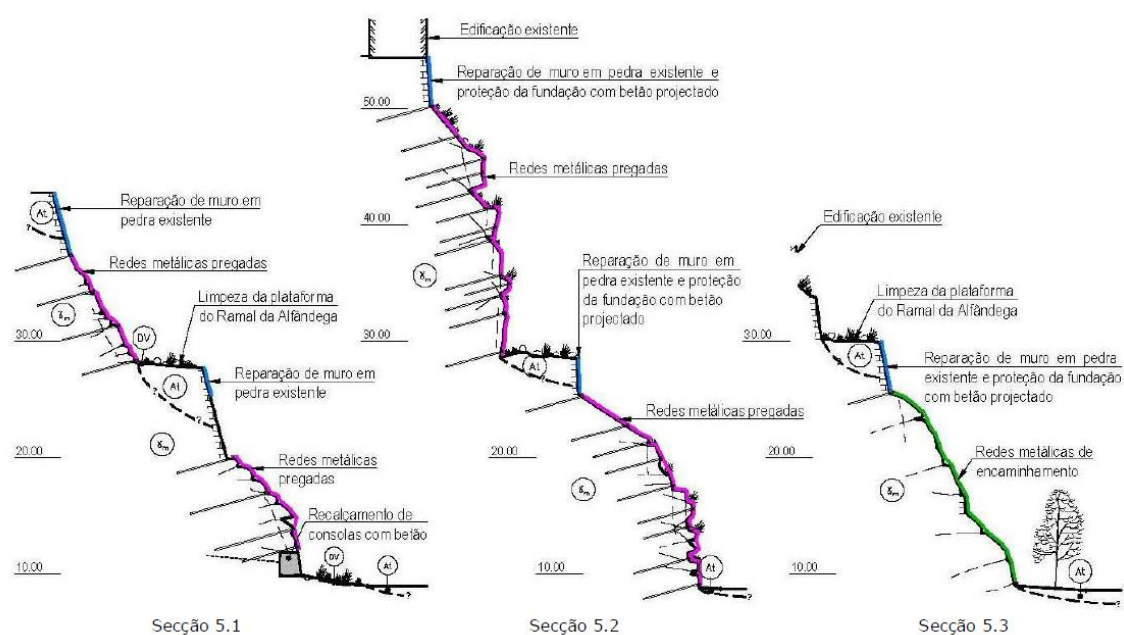


Figura 31 - Cortes com as soluções adotadas nas secções 5.1, 5.2 e 5.3 (LNEC – NGEA, 392/2011)

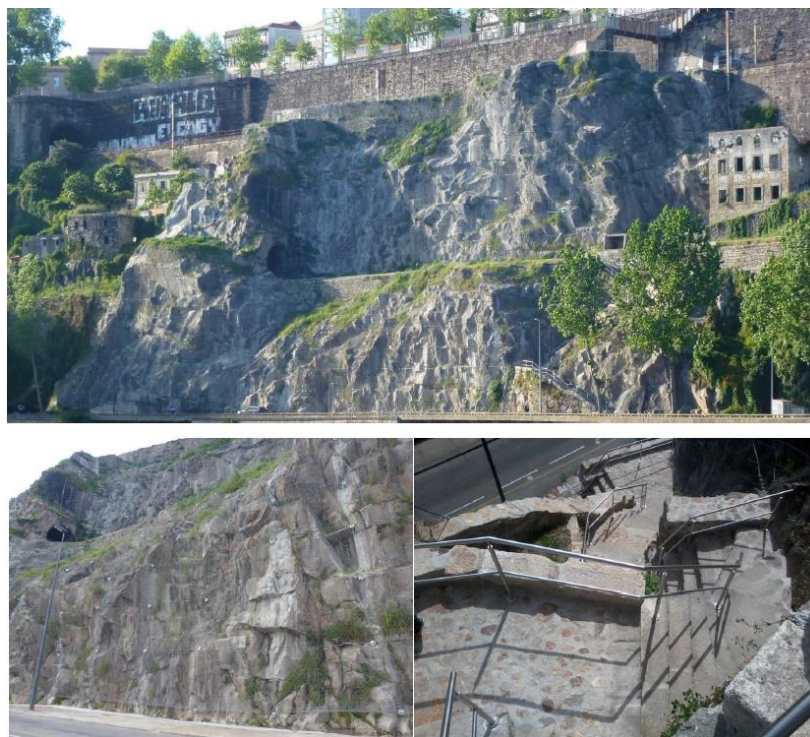


Figura 32 - Secção 5.2 após obras de estabilização (LNEC – NGEA, 392/2011)

1.3 CONCLUSÃO

Constatou-se que existe grande variedade na tipologia de patologias, podendo surgir em diversas etapas da vida útil das obras de suporte e estas, podem ser causadas por uma série de fatores. É de relevada importância a avaliação criteriosa de cada caso, com o intuito de definir a melhor abordagem possível para solucionar os problemas que resultam da instabilidade de taludes.

Os exemplos apresentados das intervenções que foram realizadas em Portugal, através dos casos de estudo anteriores, revelam a necessidade do planeamento urbano associado a obras de geotecnia, mostrando que a manutenção inadequada ou a falta da mesma, no período de vida útil de uma obra de suporte, podem dar origem ao aparecimento de manifestações patológicas que causam um desempenho inadequado que pode comprometer a durabilidade das estruturas e com elevados custos de reabilitação ou reforço e, em casos graves, colocar em risco a segurança das infraestruturas urbanas e da população.

Considera-se que as ações preventivas nas estruturas de contenção permitem antever e evitar problemas, porque quando são detetadas com antecedência, podem evitar-se custos acrescidos de reparação. Mais uma vez, reforça-se a ideia de que a fase do planeamento urbano e a monitorização é de extrema importância na avaliação dos fatores de risco que causam instabilidade nos taludes, de modo a que as obras de intervenção e as medidas de mitigação sejam enquadradas à realidade em causa.

Estes exemplos de situações reais, por vezes difíceis de caracterizar, abrangem grande parte dos pormenores geológico-geotécnicos que se pretende demonstrar e a importância de estudos aprofundados. Quando se trata de taludes de carácter heterogéneo, a maior parte das soluções baseiam-se em experiência acumulada de outras obras e muitas das vezes as soluções são adaptadas conforme o tipo de caso específico.

CAPÍTULO II - ABORDAGEM AOS RISCOS NATURAIS

2.1 IDENTIFICAÇÃO DOS RISCOS

Entende-se por risco a probabilidade de um acontecimento perigoso ocorrer numa dada área e num determinado momento (Rebelo, 1995). Esse acontecimento pode ter um impacto negativo na sociedade, podendo causar mortes e feridos ou a destruição de obras e estruturas. Os processos geológicos incluem, por vezes, riscos para as populações.

Os riscos naturais relacionam-se com processos perigosos que ocorrem naturalmente, como inundações, terremotos, erupções vulcânicas e deslizamentos. Estes fenómenos podem ocorrer simultaneamente e um ou mais desses fenómenos podem desencadear um ou mais dos outros tipos. Os deslizamentos são, frequentemente, o resultado de terremotos, inundações e atividade vulcânica. Um sismo induzido por deslizamento pode dar origem a um tsunami mortal, outro exemplo seria a rotura de uma barragem, em que a água da albufeira é subitamente libertada provocando inundações a jusante. A inundação e a força de percolação provocam a erosão das margens e costas, a saturação dos taludes e a erosão regressiva das encostas.

As consequências de um risco podem ser reduzidas desde que exista conhecimento dos processos geológicos, geomorfológicos e hidrológicos que causaram acidentes no passado e no presente. Um dos princípios orientadores da geologia é que o passado é a chave para o futuro. Ao avaliar os riscos de deslizamentos, pode concluir-se que as falhas em encostas podem ocorrer no futuro, como resultado das mesmas ocorrências geológicas. Com base neste pressuposto, é possível estimar os tipos de deslizamentos, a frequência de ocorrência, a extensão, condições induzidas pelo homem, tais como alterações na topografia natural, nas florestas que são convertidas em solos para a agricultura, nos rios onde foram construídos diques e barragens, os cursos de água, foram, muitas vezes, desviados e, como consequência, do crescimento de zonas urbanas e das vias de acesso, tem-se vindo a verificar a impermeabilização dos solos, dificultando a infiltração das águas e a interação entre o

subsolo, a atmosfera, a hidrosfera e a biosfera, aumentando os riscos de inundações (Rebelo, 2003).

No princípio, os riscos eram exclusivamente naturais, a pouco e pouco, além desses apareceram outros como consequência das atividades humanas, tendo ou não componente natural. Hoje, os riscos são já de toda a ordem, desde os naturais aos socioeconómicos e aos tecnológicos, sendo impossível analisá-los em separado, pois constituem-se em verdadeiros complexos de riscos.

2.1.1 Riscos Tectónicos e Magmáticos

Estes riscos estão relacionados com a geodinâmica terrestre, os riscos sísmicos são mais frequentes em certas áreas como as que se encontram perto de limites ou bordos de placas. As zonas de subducção são particularmente sensíveis e Portugal fica perto de uma área dita de colisão, encontram-se a placa africana e a placa euroasiática. O Algarve é a região mais próxima do estreito de Gibraltar e da grande falha que, passando por aí, segue até aos Açores. O risco sísmico é elevado. Não são, todavia, menos importantes as áreas de formação da crosta, onde fenómenos vulcânicos relacionados com o funcionamento de rifts podem provocar sismos. No nosso país, é o caso dos Açores, a maior atividade vulcânica tem sido, em geral, acompanhada de fortes crises sísmicas. O sismo histórico de 1755 que abalou todo o país e foi terrível no Algarve, sabe-se, também, que o seu poder destruidor devido aos incêndios que originou e, nas proximidades do mar, pelo tsunami que não se poderia prever a partir de um único risco sísmico, mas de um verdadeiro complexo de riscos (Zebrowski, 1997).

Em território português, nos Açores, a integração das ilhas na Mid Atlantic Ridge (Cordilheira Médio Atlântica), na área da tripla junção de placas (americana, euroasiática e africana), onde se desenvolve um rift que parece ser muito complexo, é um grande fator de risco sísmico, como também da ocorrência de fenómenos vulcânicos, segundo Rebelo, 2003.

2.2 QUANTIFICAÇÃO DOS RISCOS

Para prever o risco de deslizamento numa área, as condições e processos que promovem a instabilidade devem ser identificados. As informações e conclusões relativas à probabilidade de ocorrência deste tipo de fenómenos naturais podem obter-se através da combinação de estudos geológicos e conhecimento das condições meteorológicas de curto e longo prazo.

A tecnologia atual permite a monitorização dos deslocamentos e movimentos de terra e é usada para caracterizar as condições dos maciços, como o estado de tensão de repouso, os parâmetros geomecânicos, as pressões neutras, as permeabilidades e as condições naturais de estabilidade. A existência de falhas nas encostas, como resultado dos processos de geodinâmica, as condições geomorfológicas e hidrológicas e o histórico de acidentes levam a não excluir a possibilidade de ocorrência de acidentes no presente e no futuro. A instrumentação e monitorização constituem um imperativo no acompanhamento de obras de risco e na pesquisa de causas para a formulação de diagnósticos.

Os dados para a caracterização do território devem ser representados em tabelas e sob a forma de cartografia temática. Para este fim deve ser consultado o Guia Metodológico para a Produção de Cartografia Municipal de Risco e para a Criação de Sistemas de Informação Geográfica (SIG) de Base Municipal.

Os elementos cartográficos devem incluir as referências cartográficas suscetíveis de serem utilizadas quer em fase de emergência quer em fase de reabilitação, incluindo cartas especializadas, como cartas geológicas, vulcânicas, sismológicas, neotectónicas, agrícolas, florestais, hidrográficas, zonas de risco de inundação, infraestruturas sensíveis, risco de incêndio florestal, etc., (ANPC Guia, 2009).

2.2.1 Cartas Geotécnicas

As cartas geotécnicas desenvolveram-se nos anos setenta em resposta à necessidade de uma melhor cooperação entre os intervenientes em projeto e construção de grandes obras de engenharia e no planeamento urbano.

A dificuldade de comunicação e cooperação entre geólogos e engenheiros, resultava da forma e do conteúdo das cartas geológicas convencionais que não permitiam extrair diretamente a informação geológica relevante. Assim, surgiu a necessidade de criar uma representação do meio geológico, compreendendo apenas as componentes relevantes, nomeadamente, a estrutura geológica, as unidades caracterizadas pela sua génese e composição litológica, a hidrogeologia, as características geomorfológicas e os processos geodinâmicos ativos. A carta geológica deve representar a distribuição e as relações espaciais destas componentes, isto é, deve refletir a história e a dinâmica das condições geológicas e deve permitir prever a influência das condições naturais sobre as obras de engenharia.

Os princípios da cartografia geotécnica desenvolveram e consolidaram um dos conceitos fundamentais do estudo geotécnico, que consiste no estabelecimento das condições geotécnicas de um local que são o produto da sua história geológica e geomorfológica total, incluindo os processos dinâmicos atualmente ativos.

2.2.2 Cartas de Zonamento Sísmico

Este tipo de cartas surgiu na década de 1980, pelo que surgiu a necessidade de um desenvolvimento mais aprofundado da dinâmica dos solos, intimamente relacionado com a preocupação da exposição das áreas urbanas ao risco sísmico, pela amplificação das ondas sísmicas, instabilidade de taludes e roturas do solo induzidas pelo fenómeno da liquefação. Foram diversas as tentativas de avaliação e representação sob a forma cartográfica, no sentido de poder avaliar os efeitos sísmicos locais e a sua relação com os perigos geotécnicos.

Geralmente, esta informação vem representada num mapa de zonamento com a delimitação das zonas caracterizadas por diferentes níveis de potencial perigo. A Sociedade Japonesa de Geotecnia publicou, em 1999, um manual relativo ao zonamento dos perigos sísmicos de natureza geotécnica, preparado pelo Comité Técnico da Engenharia Sísmica Geotécnica TC4 (ISSMGE, 1999) onde estão estabelecidos os princípios e as linhas gerais no âmbito do planeamento urbano.

2.2.3 Cartas de Risco de Instabilidade de Vertentes

Segundo os autores Bateira, 2011; Martins, 2011; Santos, 2011 e Pereira, 2011, as cartas de risco de instabilidade de vertentes são um processo de identificação essencial para guiar uma futura análise de detalhe, com implicações nos processos de ordenamento do território, a qual permite obter indicações importantes quanto às áreas onde devem ser concentrados esforços de análise dinâmica, com implicações nas atividades humanas. No estudo de suscetibilidade a movimentos de vertente, na componente dos riscos naturais, torna-se fundamental uma abordagem aos processos que envolvem a dinâmica geomorfológica e hidrológica dos mesmos.

Os movimentos de vertente assumem uma posição relevante no enquadramento geomorfológico de uma região e sobretudo pela forte intervenção humana a que se encontra sujeita, tendo como consequência direta, o incremento de fatores de risco para as populações, causando aumento contínuo das vulnerabilidades dos espaços, das infraestruturas e das habitações. Esta análise detalhada, ao nível dos municípios é fundamental, no ordenamento do território e na prevenção do risco natural.

2.2.4 Análise de Risco

Após o registo de cada risco identificado e dos dados relativos às ocorrências à gravidade e à probabilidade pode-se utilizar um ou mais métodos para análise. Um método muito utilizado baseia-se nos cenários de acidentes associados a cada risco identificado e aplicação de uma matriz de risco com base nas estimativas do grau de gravidade, dos danos potenciais e na probabilidade de ocorrência do risco. Na figura 33 pode ver-se o exemplo de uma matriz de risco. Nos quadros 2 e 3 apresenta-se as classificações para a gravidade do risco e para a probabilidade de ocorrência.

Probabilidade elevada	Risco baixo	Risco moderado	Risco elevado	Risco extremo	Risco extremo
Probabilidade média-alta	Risco baixo	Risco moderado	Risco elevado	Risco elevado	Risco extremo
Probabilidade média	Risco baixo	Risco moderado	Risco moderado	Risco elevado	Risco extremo
Probabilidade média-baixa	Risco baixo	Risco baixo	Risco moderado	Risco elevado	Risco extremo
Probabilidade baixa	Risco baixo	Risco baixo	Risco moderado	Risco moderado	Risco elevado
	Gravidade residual	Gravidade reduzida	Gravidade moderada	Gravidade acentuada	Gravidade Crítica

Figura 33 – Modelo de matriz (ANPC, Cadernos Técnicos PROCIV, 2009)

Quadro 2 - Grau de Gravidade (ANPC, Cadernos Técnicos PROCIV, 2009)

Classificação	Impacto	Descrição
Residual	População	Não há feridos nem vítimas mortais. Não há mudança/retirada de pessoas ou apenas de um número restrito, por um período curto (até 12 horas). Pouco ou nenhum pessoal de apoio necessário (não há suporte ao nível monetário nem material). Danos sem significado.
	Ambiente	Não há impacto no ambiente.
	Socioeconomia	Não há ou há um nível reduzido de constrangimentos na comunidade Não há perda financeira.
Reduzida	População	Pequeno número de feridos mas sem vítimas mortais. Algumas hospitalizações e retirada de pessoas por um período inferior a 24 horas. Algum pessoal de apoio e reforço necessário. Alguns danos.
	Ambiente	Pequeno impacto no ambiente sem efeitos duradouros.
	Socioeconomia	Disrupção (inferior a 24 horas). Alguma perda financeira.
Moderada	População	Tratamento médico necessário, mas sem vítimas mortais. Algumas hospitalizações. Retirada de pessoas por um período de 24 horas. Algum pessoal técnico necessário. Alguns danos
	Ambiente	Pequeno impacto no ambiente sem efeitos duradouros.
	Socioeconomia	Alguma disrupção na comunidade (menos de 24 horas). Alguma perda financeira.
Acentuada	População	Número elevado de feridos e de hospitalizações. Número elevado de retirada de pessoas por um período superior a 24 horas. Vítimas mortais. Recursos externos exigidos para suporte ao pessoal de apoio. Danos significativos que exigem recursos externos.
	Ambiente	Alguns impactes com efeitos a longo prazo.
	Socioeconomia	Funcionamento parcial da comunidade com alguns serviços indisponíveis. Perda significativa e assistência financeira necessária.
Crítica	População	Grande número de feridos e de hospitalizações. Retirada em grande escala de pessoas por uma duração longa. Significativo número de vítimas mortais. Pessoal de apoio e reforço necessário.
	Ambiente	Impacte ambiental significativo e ou danos permanentes.
	Socioeconomia	A comunidade deixa de conseguir funcionar sem suporte significativo.

Quadro 3 - Grau de Probabilidade (ANPC, Cadernos Técnicos PROCIV, 2009)

Probabilidade	Descrição
Elevada	É expectável que ocorra em quase todas as circunstâncias;
	E ou nível elevado de incidentes registados;
	E ou fortes evidências;
	E ou forte probabilidade de ocorrência do evento;
	E ou fortes razões para ocorrer;
	Pode ocorrer uma vez por ano ou mais.
Média-Alta	Irá provavelmente ocorrer em quase todas as circunstâncias;
	E ou registos regulares de incidentes e razões fortes para ocorrer;
	Pode ocorrer uma vez em cada cinco anos.
	Pode ocorrer uma vez em períodos de 5-10 anos.
Média	Poderá ocorrer em algum momento;
	E ou com uma periodicidade incerta, aleatória e com fracas razões para ocorrer;
	Pode ocorrer uma vez em cada 20 anos.
	Pode ocorrer uma vez em períodos de 20-50 anos.
Média-Baixa	Não é provável que ocorra;
	Não há registos ou razões que levem a estimar que ocorram;
	Pode ocorrer uma vez em cada 100 anos.
Baixa	Poderá ocorrer apenas em circunstâncias excepcionais.
	Pode ocorrer uma vez em cada 500 anos ou mais.

A Estratégia Nacional para o Desenvolvimento Sustentável – ENDS (Resolução do Conselho de Ministros nº109/2007, de 20 de Agosto, DR 159 Série I) salienta no diagnóstico um quadro importante de riscos naturais e ambientais em Portugal, a par das preocupações dos incêndios florestais e da gestão dos recursos hídricos, num referencial de dinâmica diferenciada no território e processos de concentração populacional e de urbanização acentuados.

No âmbito do objetivo - Melhor Ambiente a Valorização do Património - é salientada a necessidade de promoção de uma política de gestão dos riscos naturais e tecnológicos, envolvendo as populações expostas aos riscos, visando mitigar os respetivos efeitos. A ENDS propõe um conjunto de vetores fundamentais de que são exemplos:

- promover e Implementar a Estratégia de Gestão Integrada da Zona Costeira
- promover o Ordenamento das Zonas Envolventes de Estuários e Albufeiras;
- melhorar a capacidade de monitorização e Prevenção dos Riscos Sísmicos e gestão dos seus efeitos, designadamente sobre o edificado;

- prevenir impactos de outros riscos naturais e tecnológicos, designadamente cheias, secas e acidentes de poluição.

O Programa Nacional da Política de Ordenamento do Território – PNPOT (Decreto Lei nº 58/2007, de 4 de Setembro, DR 170 Série I), é o documento orientador do sistema de gestão territorial e elemento fundamental de referência para as decisões de gestão territorial. Estabelece os seguintes objetivos:

- criação de um espaço sustentável e bem ordenado
- preservação de um quadro natural e paisagístico, e em particular dos recursos hídricos, da orla costeira, da floresta e dos espaços com potencial agrícola;
- criação de um modelo territorial coerente comportando um sistema de prevenção e gestão dos riscos;
- gestão sustentável dos recursos naturais e dos espaços agroflorestais, assim como o reforço da qualidade e eficiência da gestão territorial, promovendo a participação informada, ativa e responsável dos cidadãos e das instituições.

O PNPOT contempla objetivos estratégicos específicos;

- avaliar e prevenir os factores e as situações de risco, bem como desenvolver dispositivos e medidas para minimização dos respectivos efeitos;
- definição e execução de uma política de ordenamento, planeamento e gestão integrada da zona costeira, nas vertentes terrestre e marítima;
- articulação dos planos de ordenamento florestal, planos de gestão florestal e planos de defesa da floresta contra incêndios, com as políticas de desenvolvimento rural.

Apesar da legislação e das estratégias que têm sido desenvolvidas há situações que continuam a exigir mais medidas para salvaguarda e valorização dos recursos naturais e uma mais eficiente gestão dos riscos naturais.

Tendo como referência os dois documentos estratégicos referidos e ainda as orientações gerais propostas para os Planos Regionais de Ordenamento do Território construíram-se as matrizes para diagnóstico dos Riscos Naturais e Tecnológicos para as diferentes regiões.

Com a sistematização dos perigos identificados e com a caracterização biogeofísica dos territórios em análise ou as dinâmicas e fluxos socioeconómicos, as regiões procederam à análise dos dados e fundamentaram os processos e ações de risco e a respetiva incidência territorial.

CAPÍTULO III - MOVIMENTOS DE MASSA

3.1 DESCRIÇÃO DOS TIPOS DE MOVIMENTOS DE MASSA

De acordo com o guia para a compreensão dos deslizamentos, um deslizamento é um termo genérico usado para descrever o movimento de descida do solo, de rochas e material orgânico, sob o efeito da gravidade, que ocorre pela rotura de uma superfície ou do talude. Em Santarém ocorreu um deslizamento de terras, em 2014, conforme se pode observar na figura 34.



Figura 34 - Localização de deslizamento da Encosta de Sta. Margarida, Santarém (Foto: JN, Agosto de 2014)

As classificações de diferentes tipos de deslizamentos são associadas a mecanismos específicos de falhas em taludes e às propriedades e características desses tipos de falhas geológicas e dos materiais que constituem os taludes.

Um deslizamento é um movimento de descida de rocha, solo, ou ambos, em declive, que ocorre na rutura de uma superfície, pode-se distinguir o escorregamento rotacional (rotura curva), e o escorregamento translacional (rotura plana), na qual a maior parte do material se move como uma massa coerente ou semicoerente, com pequena deformação interna.

O tipo de deslizamento determina a velocidade potencial do movimento, o provável volume de deslocamento, a distância de deslocamento e os possíveis efeitos do deslizamento. O material em uma massa deslizante é rocha ou solo (ou ambos). O tipo de movimento descreve a mecânica interna da massa deslocada: queda, escorregamento, espalhamento ou escoamento. Assim, os deslizamentos são descritos pelo uso de dois termos que se referem respetivamente, ao tipo de movimento e ao material.

Cada tipo de movimento pode ser subdividido de acordo com as suas propriedades e características específicas e as principais subcategorias de cada tipo.

3.1.1 Queda (Fall)

Uma queda tem início na separação do solo ou da rocha, ou de ambos, de um talude íngreme, ao longo da sua superfície, na qual tenha ocorrido pouco ou nenhum deslocamento por corte. O material movimenta-se, principalmente, por queda, salto ou rolamento. São movimentos repentinos descendentes, de rocha ou solo, que se desprendem de taludes íngremes ou de penhascos. O material que desce, geralmente, bate nas paredes inferiores do talude num ângulo menor que o ângulo de queda. A massa em queda pode iniciar um rolamento e pode ter continuidade até à cota mais baixa do talude. O volume de material em queda pode variar substancialmente, de rochas individuais ou torrões de solo a blocos maciços de milhares de metros cúbicos de volume. A velocidade de rolamento, normalmente, é muito rápida ou extremamente rápida, depende da inclinação do talude.

A figura 35 representa um fenómeno de queda.

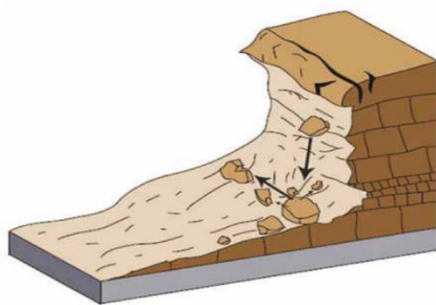


Figura 35 - Esquema de queda rochosa (Highland & Bobrowsky, 2008)

3.1.2 Tombamento (Topple)

Um tombamento é identificado por uma rotação frontal de uma massa de solo ou rocha para fora do talude, em torno de um ponto, ou eixo, abaixo do centro de gravidade da massa deslocada. Tombamentos são, às vezes, causados pela gravidade exercida sobre o peso do material na parte superior da massa deslocada. Tombamento pode conter rochas, detritos ou material de granulometria fina. A velocidade de deslocamento varia de lenta a rápida e depende da distância do deslocamento.

O mecanismo de desencadeamento é gerado pela gravidade exercida pelo material da parte superior da massa deslocada e, por vezes, pela presença de água existente no interior de fissuras que se encontram no interior da massa, por vibração, erosão regressiva por cursos de água e condições climáticas diversas.

A monitorização é conseguida a partir de inclinómetros que são utilizados para melhor identificação de alterações na inclinação de taludes próximos a fissuras e áreas de maior movimentação vertical. Os sistemas de alerta são desencadeados com base nos movimentos registados pelos inclinómetros. A figura seguinte ilustra um esquema de tombamento.

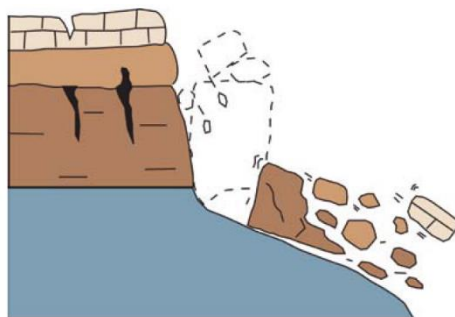


Figura 36 - Esquema de tombamento (Highland & Bobrowsky, 2008)

3.1.3 Escorregamento ou Deslizamento (Landslide)

Um escorregamento é um movimento de uma massa de solo ou rocha, em declive, que ocorre sobre superfícies de rotura ou sobre zonas relativamente finas com intensa deformação por cisalhamento. É um tipo de deslizamento em que a superfície da rotura é curva no sentido superior e o movimento da queda é considerado rotativo em torno de um eixo paralelo ao contorno do talude.

A massa deslocada pode mover-se de forma coerente, ao longo da superfície de rotura e com pouca deformação interna. O topo do material deslocado pode mover-se quase que verticalmente para baixo e a parte superior desse material pode inclinar-se para trás em direção ao talude. Se o escorregamento for rotacional e possuir vários planos de movimento paralelos e curvos, é chamado abaixamento (“slump”).

Associa-se a taludes que variam de 20 a 40 graus de inclinação, a velocidade de deslocamento é extremamente lenta (menos de 0,3 metros) a moderadamente rápida (1,5 metros). Quando a pluviosidade é intensa e/ou contínua pode levar à saturação dos taludes e aumentar os níveis de água no interior do solo. Os escorregamentos podem também ser induzidos por vibração.

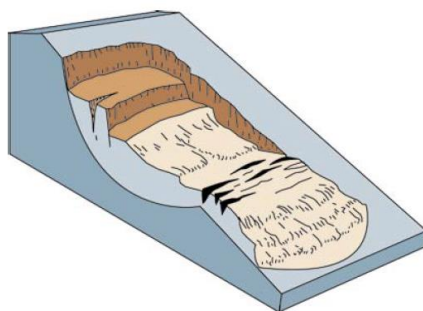


Figura 37 - Esquema de escorregamento rotacional (Highland & Bobrowsky, 2008)

3.1.4 Escorregamento Translacional

A massa de um escorregamento translacional move-se para fora, ou para baixo e para fora, ao longo de uma superfície relativamente plana, com pequeno movimento rotacional ou inclinação para trás. Esse tipo de deslizamento pode progredir por distâncias consideráveis, o material pode variar de solto a pouco denso até grandes placas de rochas ou ambos. Este tipo de escorregamentos ocorrem, geralmente, ao longo de descontinuidades geológicas tais como falhas, estratificações ou contactos entre rocha e solo.

O movimento pode ser inicialmente lento, danificando propriedades e/ou redes de abastecimento e com o aumento da velocidade, a massa deslizante ou as roturas translacionais podem desintegrar-se e tornarem-se fluxo de detritos e em alguns casos pode tornar-se uma ameaça. A figura 38 ilustra este tipo de movimento.

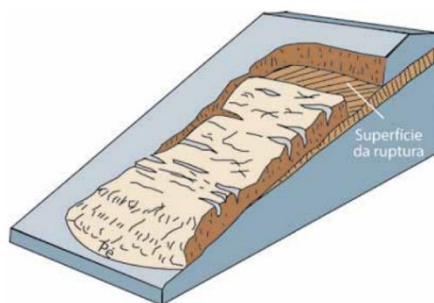


Figura 38 - Esquema de escorregamento translacional (Highland & Bobrowsky, 2008)

3.1.5 Expansão Lateral

A expansão lateral é o resultado de liquefação ou extrusão do material menos rígido. Trata-se de uma extensão coesiva, formada por solo ou rocha, combinada com um afundamento da superfície da massa fraturada de material coesivo para uma camada inferior, de material menos rígido. Os tipos de espalhamentos podem ser em blocos, por liquefação ou laterais.

A expansão lateral, ocorre, geralmente, em taludes de baixa inclinação ou em terreno plano, especialmente, onde exista uma camada superior de rocha ou solo que ao aumentar a sua extensão se mova para cima de uma camada menos rígida e mais fraca. As roturas são acompanhadas de um afundamento generalizado em direção a essa camada inferior. Nas expansões laterais de solos rochosos, a camada menos rígida, em determinadas condições pode ser espremida para cima e para dentro da fissura que divide os blocos rochosos. Nas expansões laterais de terra, a camada superior estável estende-se ao longo da camada inferior mais fraca que flui, após uma liquefação ou de formação plástica. Se a camada for relativamente grossa, o bloco partido da camada superior, poderá afundar, virar, girar, desintegrar ou liquefazer.

A velocidade de deslocamento pode ser moderada e, algumas vezes, rápida, quando ocorrem mecanismos de desencadeamento, como sismos, em que o solo pode espalhar-se lentamente ao longo do tempo, de poucos milímetros a dezenas de metros quadrados diários. Os mecanismos que desestabilizam a camada menos rígida consistem na liquefação da camada inferior mais fraca devido a agitação por sismo; sobrecarga do solo, acima do terreno instável, por causas naturais ou por atividade antropogénica; saturação das camadas subterrâneas mais moles devido a precipitações, ou alterações dos níveis de água no solo.

Na figura 39 pode observar-se o esquema de expansão lateral.

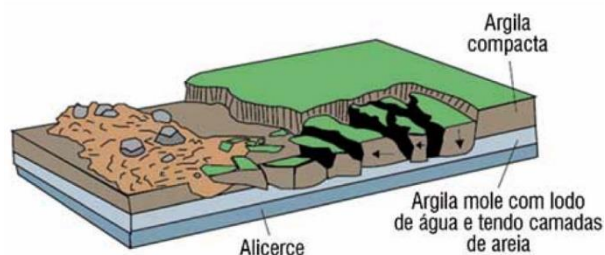


Figura 39 - Esquema de expansão lateral (Highland & Bobrowsky, 2008)

3.1.6 Escoamento

Um escoamento é um movimento contínuo, em que as componentes de velocidade na massa que se desloca são idênticas às de um líquido viscoso. É uma forma rápida do movimento de massa, em que o solo solto, as rochas e o material orgânico se misturam com a água e escoam pelo talude abaixo.

A quantidade de água presente, tem influência na evolução do movimento, porque há, frequentemente, uma mudança gradual dos escorregamentos para escoamentos. Quando um escorregamento rotacional ou translacional ganha velocidade e a massa interna perde coesão ou ganha água, esse fenómeno pode mudar para um fluxo de detritos. Existem os escoamentos arenosos, que podem ocorrer em areias não coesivas secas. O fluxo de detritos por ser extremamente rápido e por ser passível de ocorrer sem aviso prévio, pode ser mortal. Pode ocorrer, com mais frequência, em taludes cuja vegetação tenha sido destruída (ex.: queimadas). O deslocamento pode ser rápido a muito rápido, dependendo da consistência dos materiais e do ângulo de inclinação que facilita o movimento descendente. Os detritos e a lama, são geralmente, encontrados na base dos taludes, podem gerar depósitos de forma triangular ou cónica, normalmente chamados de cones de detritos. Os fluxos de detritos são desencadeados por fluxos de água à superfície, que causam erosão e movimentam as rochas e o solo solto, contêm uma enorme proporção de material do tamanho de silte e areia, conforme esquema da figura 40.

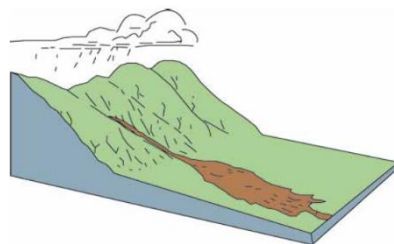


Figura 40 - Esquema de fluxo de detritos (Highland & Bobrowsky, 2008)

3.1.7 Avalanche de Detritos

As avalanches de detritos são formadas quando uma encosta instável entra em rotura e os fragmentos resultantes são movimentados a grande velocidade, podendo atingir 100 metros/segundo. Se a quantidade de água for suficientemente grande o deslizamento poderá tornar-se num fluxo de detritos. As avalanches podem resultar da instabilidade do talude ao longo do tempo, da desintegração da camada rochosa ou da atividade vulcânica, como se pode observar no esquema da figura 41.

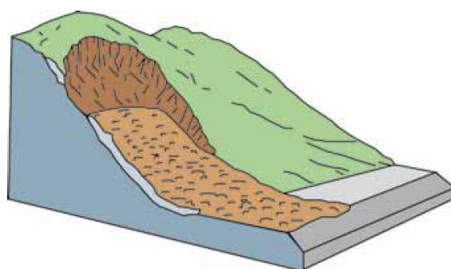


Figura 41 - Esquema de avalanche de detritos (Highland & Bobrowsky, 2008)

3.1.8 Fluxo de Terra

A massa de um fluxo de terra é, geralmente, solo com granulação fina, como argila ou silte, move-se, normalmente, como um fluído plástico e viscoso, o comportamento plástico da argila depende do teor de humidade e quando perturbada ou remexida é muito vulnerável e pode perder toda a resistência ao corte. Os fluxos de terra podem variar entre muito lentos a rápidos e catastróficos. O solo quando saturado, devido a elevada e contínua pluviosidade, pode dar origem a erosão na base do talude, devido a efeitos de rebaixamento rápido do nível do nível freático.

3.1.9 Fluxos Lentos de Terra (Creep)

Trata-se de um tipo de movimento que ocorre de forma lenta, é impercetível e contínuo. A deformação é pouco perceptível, normalmente, insuficiente para causar rotura, ocorre geralmente na camada superior de solos de granulometria fina, nas zonas frias ocorre durante o degelo anual, é uma forma de rastejo, comum em ambientes permanentemente congelados, designada de solifluxão. Existem três tipos de movimentos de fluxo, nomeadamente, o sazonal, em que o movimento ocorre no interior e no fundo do solo afetado por alterações sazonais; o contínuo, em que a tensão de corte ultrapassa a resistência do material e o progressivo em que os taludes atingem o ponto de rotura, gerando movimentos no terreno, como se pode observar na figura 42.

Os mecanismos que podem desencadear, geralmente, os fluxos sazonais são a chuva e o degelo, mas existem inúmeras outras causas, como as condições climáticas, químicas ou físicas, drenagem insuficiente, construções que possam causar instabilização, entre outros fatores.

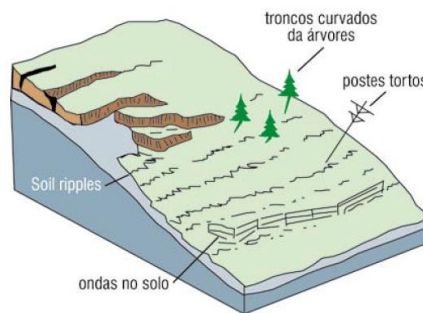


Figura 42 - Esquema de um deslizamento lento de terra, designado por creep (Highland & Bobrowsky, 2008)

3.2 EFEITOS E CONSEQUÊNCIAS DOS DESLIZAMENTOS

Os deslizamentos de terra têm grande repercussão sobre o ambiente natural, nomeadamente na morfologia da superfície terrestre, composta por montanhas e vales, sendo que são significativamente afetadas pelo movimento descendente de grandes massas de terra em deslizamentos ao longo de florestas, pastagens e a vida selvagem; a fauna e a flora, os rios, os lagos, os mares e os habitats de animais marinhos que se encontram vulneráveis a este tipo de fenómenos e podem ser mais facilmente danificados ou até destruídos.

Geram-se, também, efeitos no ambiente urbano, porque quando estes ocorrem podem afetar as estruturas, as habitações construídas em encostas instáveis, destruição de fundações, paredes, propriedades, infraestruturas subterrâneas e acima do solo, podendo ser afetada apenas parte de uma estrutura ou áreas que abrangem diversas estruturas em simultâneo. Os danos causados por deslizamentos podem afetar redes de abastecimento de água, redes de águas residuais, redes de águas pluviais, redes elétricas e vias de acesso comuns. As estruturas de comércio e serviços são afetadas da mesma forma que as estruturas residenciais, as consequências, neste caso, podem ser de grande dimensão, pois pode implicar risco económico, devido à interrupção dos negócios locais. Todos os tipos de deslizamentos de terras podem dar origem ao bloqueio temporário, ou de longo prazo, de rotas comerciais.

A erosão regressiva dos taludes por processos naturais, as condições climáticas diferenciadas, como elevada pluviosidade num inverno rigoroso, as atividades humanas como escavações para construção de estradas e/ou manutenção, sismos ou outras vibrações intensas, como tráfego ferroviário, podem estar na origem do mecanismo de desencadeamento dos deslizamentos de massa.

O material em queda pode colocar em risco a vida humana, as quedas podem danificar propriedades abaixo da linha de queda de grandes rochas que podem saltar e rolar por grandes distâncias, sendo danificadas estruturas como vias de circulação automóvel e/ou ferroviário. Os deslizamentos com uma velocidade de deslocamento elevada, como os fluxos de detritos, são os mais destrutivos para as estruturas, movem-se muito rápido e sem aviso prévio, não sendo por isso possível a aplicação de medidas mitigadoras, devido à velocidade e ao tipo de material, geralmente poderoso e destruidor. Os deslizamentos velozes de terra podem destruir por completo as estruturas, ao passo que um deslizamento lento, pode apenas provocar um pequeno dano resolúvel com medidas de mitigação.

Uma das maiores consequências é na indústria de transportes. Podem ser afetadas vias de acesso rodoviário e ferroviário. O colapso de estradas é comum, em especial, quando as camadas de base têm pouca resistência mecânica e a compactação dos solos e dos aterros são deficientes.

As atividades realizadas pelo homem como novas construções em áreas propensas a deslizamentos, o aumento de carga no cume de encostas excedendo a capacidade resistente do solo, as alterações dos sistemas de drenagem, a remoção de vegetação, o excesso de irrigação, o escoamento resultante de perdas em tubagens, as escavações e a remoção não controlada de terrenos para urbanização, a abertura de estradas ou a ocupação imprópria das encostas, juntamente com outros fatores que incluem o declive acentuado, a morfologia do terreno, o tipo de solo, o degelo, a saturação do solo devido a elevada pluviosidade, a atividade sísmica ou vulcânica, entre outros fatores são as principais causas de deslizamentos de terras, com efeitos nefastos e com elevado impacto ambiental.

3.3 MÉTODOS PARA MITIGAÇÃO

A estabilidade dos taludes pode ser melhorada se forem aplicadas determinadas técnicas de mitigação/minoração, na qual o procedimento atenuante deve ser desenvolvido e ajustado às características geológicas, geomorfológicas, litológicas específicas de cada talude. A maioria das técnicas exigem um diagnóstico detalhado das propriedades e do comportamento geomecânico dos materiais, classificação e descrição do tipo de solo, do declive, da erosão, do clima, do tipo de mecanismo e tipologia de roturas, das condições de drenagem e das condições hídricas, da cobertura vegetal natural, entre outros fatores determinantes.

A ocupação e ação antrópica é de relevada importância assim como a recolha de informação de modo a poder identificar qual é a melhor técnica de reforço a implementar, de modo a garantir a eficácia na estabilização de vertentes que apresentam níveis de instabilidade.

Em obras de grande complexidade geotécnica, na maior parte dos casos, existe escassez de informação detalhada e pouco representativa da realidade. São necessárias campanhas de prospeção e de recolha de amostras, por vezes complementadas pela realização de ensaios laboratoriais ou no local e é com base neste diagnóstico que são, posteriormente, definidas e calculadas as soluções de reforço que serão implementadas. É de realçar a importância da monitorização periódica, com recurso a instrumentação e a definição de critérios de alerta e de alarme.

No estudo das soluções de estabilização um dos maiores condicionamentos é a localização dos taludes nas proximidades de uma via ferroviária em que geralmente, as zonas circundantes são sensíveis do ponto de vista da geotecnia. A circulação de composições ferroviárias, provoca um conjunto de vibrações que se propagam pelo terreno, afastam-se da fonte e afetam a periferia (Costa, 2019). A energia é transferida à infraestrutura (linha férrea) e a magnitude depende, essencialmente, da qualidade da via, do tipo de comboio, da velocidade de circulação e do tipo de carga. O terreno de fundação na linha férrea recebe a energia gerada, e a partir de ondas de tensão que se propagam pela estratificação, que pode ter um comportamento dinâmico muito difícil de prever, podendo atingir estruturas adjacentes (Costa, 2019).

Com o objetivo de reduzir os impactes provocados por diversos fatores que influenciam a estabilidade dos taludes, serão enumeradas diversas soluções e medidas de mitigação do risco de deslizamentos de massa e de instabilidade dos taludes.

3.3.1 Alteração da Geometria do Talude

A técnica de alteração da geometria do talude através de escavações e aterros, devidamente localizados, permite aumentar a estabilidade de um talude, uma vez que se reduz a inclinação média e o peso da zona ativa, logo as tensões de corte atuantes serão menores. Duncan, 2014 demonstrou que a alteração da geometria do talude pode implicar uma diminuição das forças derrubadoras e um incremento das forças resistentes no talude. Esta mudança pode alterar a disposição dos materiais e dar origem a novas descontinuidades pelo que é conveniente a realização de análise de estabilidade complementares.

O reperfilamento permite a remoção da parte ativa do talude, potencialmente instável, e a redução da sua inclinação, sendo aumentada a estabilidade através de um talude contínuo ou a partir da execução de banquetas, a escavação de material na zona instável e/ou na crista do talude, a colocação de aterro na base do talude aumenta o peso na zona passiva do talude, conforme figura 43.

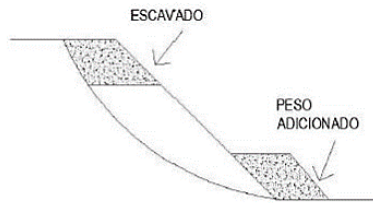


Figura 43 - Escavação na crista e aterro na base do talude (Oliveira, 2010)

3.3.2 Drenagem

As técnicas de drenagem são dos procedimentos mais eficientes e com maior aplicabilidade na estabilização de taludes. No dimensionamento dos sistemas de drenagem, devem ser realizados estudos sobre índices pluviométricos, hidrologia e as características e propriedades dos materiais onde se dá a percolação. Os dispositivos de drenagem apresentam elevada suscetibilidade para entupimentos e danos físicos. Nas infraestruturas, é importante a manutenção, monitorização e limpeza dos sistemas de drenagem, de modo a permitir o seu eficaz funcionamento.

Existem dois tipos de sistemas de drenagem que devem garantir o perfeito escoamento da água captada no interior dos maciços, são a drenagem superficial e a drenagem profunda.

3.3.2.1 Drenagem superficial

A drenagem superficial consiste na captação e encaminhamento de águas que percolam na superfície dos taludes, os sistemas de drenagem superficial permitem a redução da água que está no interior dos maciços, reduzindo-se assim os efeitos de saturação do solo e atenuando, significativamente, os fenómenos de erosão superficial (figura 44).

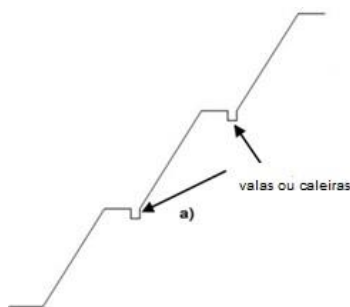


Figura 44 - Drenagem superficial (Lucas, 2016)

Existem diversificados sistemas de drenagem, destacando-se as valetas e valas, escadas de água, caixas de dissipação e de transição, caleiras longitudinais, transversais, de crista, de plataforma ou de pé de talude, entre outras medidas que podem ser consideradas, tendo em linha de conta as características intrínsecas de cada maciço.

Caleiras longitudinais

São canais de secção semicircular construídos no sentido longitudinal a vários patamares dos taludes e têm como objetivo recolher as águas que escoam à superfície desse taludes. A posição e inclinação das caleiras deve ser suave e favorável ao escoamento, evitando-se velocidades de escoamento excessivas.

Caleiras transversais

Consistem em canais construídos no sentido transversal das plataformas, permitem o encaminhamento das águas até às caleiras longitudinais, citadas anteriormente.

Caleiras de crista

Este tipo de caleiras são construídas na crista do talude e têm como finalidade minimizar a erosão superficial e recolher a água de superfície proveniente do terreno a montante.

Caleiras de pé de talude

São construídas no pé dos taludes e servem para recolher as águas superficiais provenientes do talude a montante, evitando que se desencadeiem processos erosivos junto ao pé do talude.

Caleiras de plataforma

São construídas, lateralmente, às estradas, acompanham o perfil da via, permitem a recolha de águas superficiais provenientes da mesma.

Escadas de água

São canais, construídos segundo a linha de maior declive do talude, em forma de degraus, captam as águas provenientes das caleiras e quebram a velocidade de escoamento.

Os degraus provocam a dissipação de energia e permitem a redução do risco de transbordarem, em caso de precipitações elevadas.

Caixas de dissipação

São geralmente construídas em cimento e colocadas nas extremidades das escadas de água e caleiras de drenagem, dissipando toda a energia das águas e reduzindo as velocidades de escoamento.

Caixas de transição

Consistem em caixas construídas na interseção das caleiras e das escadas de água, nas mudanças bruscas de direção do escoamento e na junção das caleiras transversais. Favorecem a mudança de direção no escoamento e dissipam a energia hidráulica.

3.3.2.2 Drenagem profunda

A drenagem profunda visa a remoção da água que circula no interior dos maciços (figura 45) de forma a aliviar as pressões que podem comprometer a estabilidade dos taludes. Recorre-se, geralmente, a dispositivos que permitem a vazão do fluxo de água e a redução das pressões intersticiais, sendo que para se conseguir garantir a perfeita funcionalidade devem ser complementados por estruturas de drenagem superficiais. Destacam-se, essencialmente, os drenos sub-horizontais, as trincheiras drenantes, os poços e os barbacãs (furos drenantes) que a seguir se descreve.

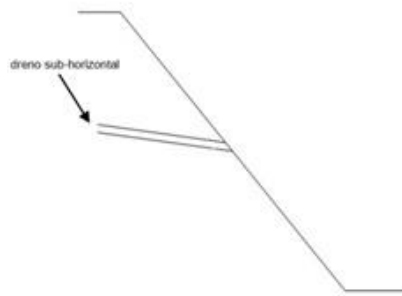


Figura 45 - Drenagem profunda (Lucas, 2016)

Drenos sub-horizontais;

Consistem em tubos de drenagem, usualmente em PVC, que são cravados nos maciços e têm como principal objetivo a captação da água de percolação interna resultante do índice de pluviosidade e da capacidade de retenção dos solos. Trata-se de um dispositivo eficiente na remoção da água dos taludes saturados, conforme se ilustra na figura 46:

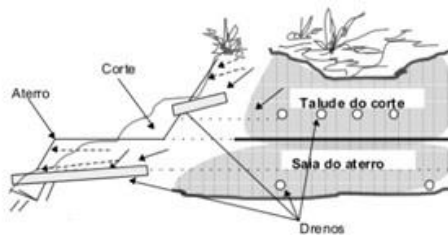


Figura 46 - Esquema de dreno horizontal profundo
(<https://image.slidesharecdn.com/estradas-160711061358/95/estradas-55-638.jpg?cb=1468217682>)

A) Trincheiras drenantes

Consistem em dispositivos de controlo do escoamento e têm a função de recolher, armazenar e infiltrar as águas pluviais. As trincheiras podem ser superficiais ou subterrâneas e, preenchidas ou não com brita que embora reduza o volume útil da trincheira favorece a estabilidade do talude, conforme figura 47.

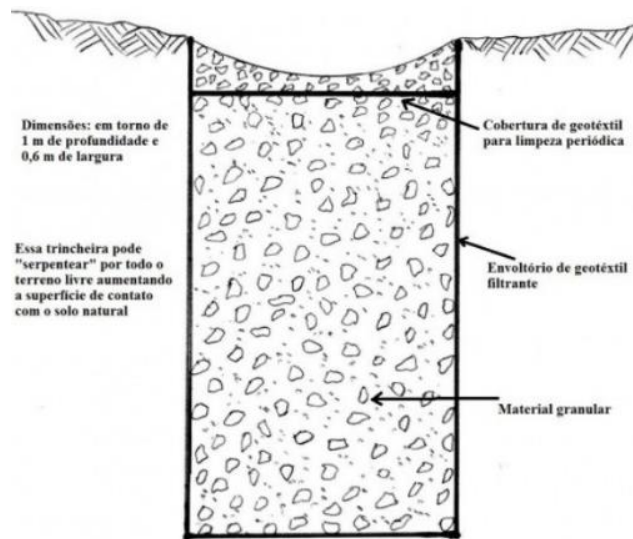


Figura 47 - Corte esquemático de trincheira drenante
(<https://www.google.com/search?q=trincheira+drenante>)

B) Poços filtrantes

São furos de drenagem de maior diâmetro abertos no terreno com o objetivo de reduzir as pressões subterrâneas desenvolvidas pela percolação de água nas fundações. Visa, essencialmente, a redução da acumulação de água e o rebaixamento do nível freático, conforme ilustrado na figura 48.

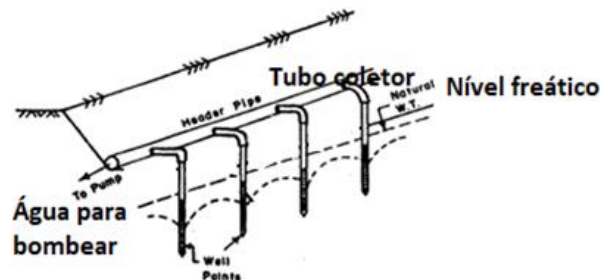


Figura 48 – Esquema da técnica de poços filtrantes em talude para rebaixamento do nível freático
(<http://www.abuildersengineer.com/2012/11/excavations-well-point-system.html>)

C) Barbacãs (Furos drenantes)

São tubos subhorizontais curtos e instalados em muros de suporte em betão armado, têm como finalidade recolher as águas subterrâneas dos maciços situados a montante dos muros, rebaixam o nível freático e reduzem as pressões nas paredes internas do muro.

3.3.3 Medidas de Reforço Interno

As técnicas de estabilização de taludes podem recorrer à execução de pregagens, ancoragens, microestacas ou colunas de jet-grouting, conforme se descreve a seguir.

3.3.3.1 Pregagens

A técnica de pregagens consiste na introdução de varões de aço, nervurados ou lisos, que intercetam a superfície de deslizamento. Contribuem para o aumento da resistência e rigidez, face a esforços de corte ou tração e provocam uma diminuição da deformabilidade do maciço. Na figura 49 pode observar-se a representação esquemática de uma pregagem e nas figuras seguintes a técnica de estabilização a ser utilizada em situações distintas, ambas em taludes. Os varões, são geralmente introduzidos com ângulos que variam entre 10° e 30° em relação à horizontal, no entanto podem ter outros ângulos de inclinação, atendendo à geometria do talude.

Esta técnica é adequada para diferentes tipos de perfis geológico-geotécnicos, embora se tenha de considerar as propriedades mecânicas dos maciços, pois não se deve aplicar a técnica quando se trata de solos com características fracas, isto é, que apresentem elevados níveis de plasticidade com tendência para a dilatação o que condiciona as condições de aderência e a funcionalidade das pregagens. Para ser aplicada em solos, estes deverão ter alguma coesão, de modo a que o talude se mantenha estável entre as diversas fases de escavação (Brito, 2001).

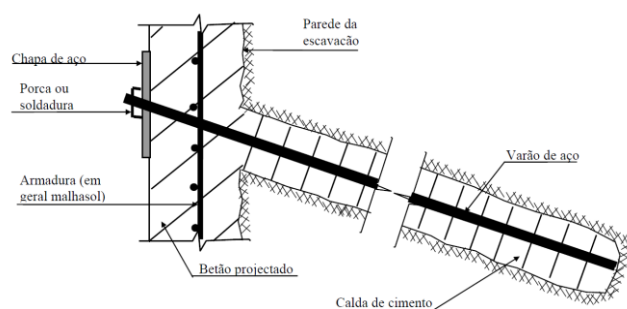


Figura 49 - Representação esquemática de uma pregagem (Brito, 2001)

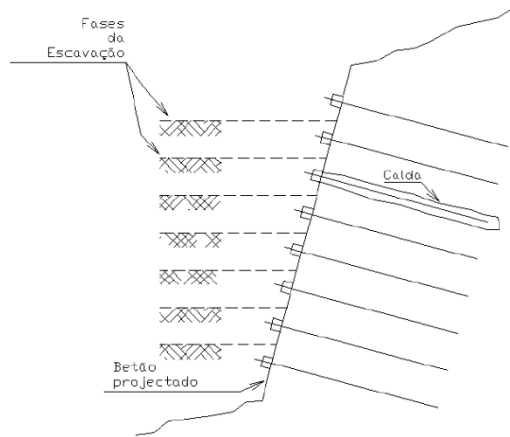


Figura 50 - Estabilização de um talude de escavação com varões perpendiculares à superfície de escorregamento (Brito, 2001)

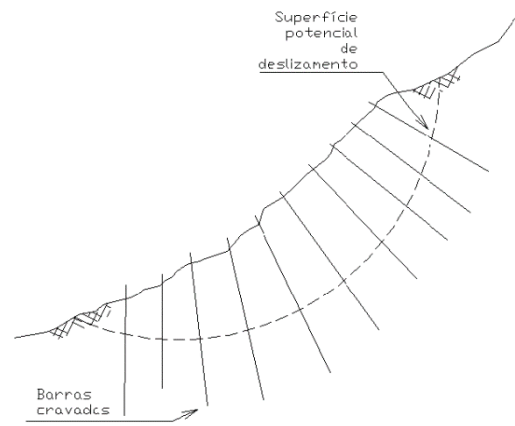


Figura 51 - Estabilização de um talude natural com varões perpendiculares à superfície de escorregamento (Brito, 2001)

A seleção do tipo de pregagem tem em conta os seguintes fatores (Brito, 2001):

- características do solo;
- geometria do maciço reforçado (espaçamentos, diâmetros e comprimentos);
- sistema previsto para o suporte total e final do terreno que determina se as pregagens são temporárias ou permanentes;

3.3.3.2 Ancoragens

A ancoragem é uma técnica de reforço que consiste na instalação de um elemento em aço, que transmite a carga de tração desde a parte superior da ancoragem até à zona do bolbo de selagem, através de cordões ou barras de aço, envolvidos por calda de cimento com pós-tensionamento do terreno, podem variar com o tipo de solicitação, características do terreno e durabilidade.

Todos os materiais aplicados nas ancoragens devem ser compatíveis e as propriedades dos materiais não devem sofrer alterações durante a vida útil prevista da ancoragem, de modo a não interferir com o seu comportamento e capacidade (EN 1537, 1999). Segundo a NP EN 1997-1 do Eurocódigo 7 – Projeto Geotécnico, as ancoragens pré-esforçadas são constituídas pela cabeça de ancoragem, um comprimento livre da armadura e um comprimento de selagem da armadura ao longo do qual se efetua a ligação ao terreno por meio de calda.

A cabeça da ancoragem deve tolerar desvios angulares da força na ancoragem e deve estar apta a acomodar deformações que possam ocorrer na sua vida útil. *A cabeça da ancoragem para além de suportar as cargas e travar os cabos deve estar apta a suportar qualquer sobreesforço devido à falha de uma ancoragem vizinha* (Mascarenhas, 2007). Uma vez que o efeito dos sistemas de ancoragens dependem do comprimento livre das armaduras, a força na ancoragem deve atuar no terreno a uma distância suficientemente grande do volume de terreno suportado, de forma a que a estabilidade deste volume não seja afetada. Por isso, o espaçamento entre os comprimentos de selagem das armaduras não deverá ser inferior a 1,5 metros. As armaduras devem respeitar normas europeias (EN 1537, 1999).

Quadro 4 - Normas europeias de aço para armaduras (EN1537, 1999)

Aço para construção	ENV 1993-1 : Eurocódigo 3, Parte 1
Aço de reforço	ENV 1992-1-1 : Eurocódigo 2, Parte 1
Aço pré-esforçado	prEN 10138 prENV 1992-1-5 : Eurocódigo 2, Parte 1-5

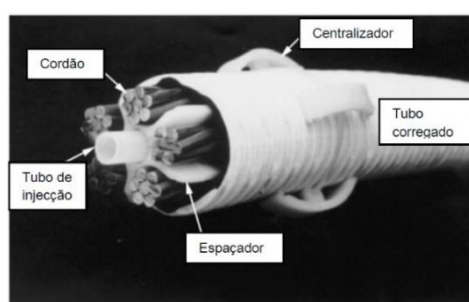


Figura 52 - Corte transversal da armadura de ancoragem (Santa, 2010)

Todas as armaduras instaladas devem ter garantido um recobrimento mínimo de 10mm de calda relativamente às paredes dos furos e tal é conseguido a partir de centralizadores e espaçadores. A correta colocação de centralizadores e espaçadores no comprimento de selagem garante a centralização da ancoragem relativamente ao furo. Para que a calda na zona selada tenha uma distribuição uniforme que conduz a uma eficiente proteção contra a corrosão, é minimizado o efeito de encurvadura da armadura, permitindo o correto escoamento da calda e o preenchimento de vazios existentes entre a armadura e os restantes elementos, permite também a eficiência da transferência de carga do bolbo para o terreno.

Qualquer componente instalado no interior do furo deve estar devidamente localizado e espaçado de modo a que não reduza a capacidade resistente da ancoragem (EN1537, 1999).

As caldas de cimento mais utilizadas nos trabalhos de injeção de ancoragens, são compostas geralmente por cimento Portland, água e adjuvantes e devem cumprir os requisitos das normas. A quantidade de água presente na calda deve ser suficiente de modo a permitir trabalhabilidade da injeção, mantendo-se as características da calda e conferindo uma barreira anti-corrosão. Podem ser aplicados aditivos para melhorar a trabalhabilidade, o aumento da velocidade de presa e a durabilidade (EN1537, 1999).

O processo genérico de execução de ancoragem, em qualquer tipo de solo, em que o tipo de furação depende das características do terreno, divide-se nas seguintes fases (Santa, 2010):

Furação

A seleção do método de furação adequado, considerando o tipo de terreno, a geometria, o tipo e capacidade das ancoragens é um fator determinante para atingir a eficiência.

A inclinação das ancoragens, deve ser controlada e verificada, os furos devem estar limpos e isentos de detritos provenientes da furação, de modo a garantir uniformidade nas tensões aplicadas.

Introdução de um tubo de PVC até ao fundo

Durante o processo de introdução do tubo, devem ser evitados movimentos de torção ou rotação excessivos que possam danificar os componentes da ancoragem que depois de introduzida não deve ser deslocada, por forma a possibilitar o endurecimento da calda de injeção sem quaisquer perturbações, até se conseguir a capacidade máxima resistente.

Enchimento com calda de cimento à pressão hidrostática reduzida

As caldas de injeção devem garantir a aderência da armadura da ancoragem com o material envolvente, na qual é criada uma zona de transferência de carga, que corresponde ao comprimento de selagem, designado bolbo de selagem. As caldas devem conferir ligação entre a armadura e o tubo.

Os vazios existentes devem ser preenchidos na envolvente da armadura de modo a ser conseguida uma barreira contra a corrosão. Para se garantir o preenchimento da totalidade do furo, deve ser permitida a saída do ar e da água. A injeção deve ser contínua até se verificar a sua consistência.

Após o tubo estar cheio de calda, devem ser introduzidos os cabos (armadura), este processo melhora a aderência da calda em torno da armadura.

Após 6 horas e até 20 horas deve-se proceder à injeção de bolbo de selagem

Após a instalação da armadura, será efetuada a injeção do bolbo de selagem com recurso a uma bomba de injeção equipada com uma célula de pressão que permite o escoamento contínuo da calda e a uma pressão mínima de 1MPa, por cada 1,5 metros de comprimento de bolbo, o volume de calda máximo estimado é de 100 litros (Santa, V., 2010).

Após 7 dias aplica-se o pré-esforço

Todas as ancoragens devem ser, obrigatoriamente, tensionadas e recorre-se a um sistema de pré-esforço constituído por um macaco hidráulico para aplicação das cargas, conforme figura 53. De acordo com a EN1537 (1999) a cabeça da ancoragem deve ser projetada de modo a suportar desvios angulares relativamente à direção normal à cabeça, num valor máximo de 3% para 97% da tração característica da armadura. O ensaio de carga não deve ser executado antes que a calda do bolbo de selagem ganhe a resistência necessária, geralmente em sete dias.

Quando concluído o processo de tensionamento e de corte das pontas dos cabos excedentes, deve proteger-se a ancoragem da corrosão ou de situações adversas externas, pelo que estas devem garantir permanentemente a sua funcionalidade durante o seu período de vida útil. As ancoragens que estão expostas a condições climáticas, devem ser revestidas com um produto inibidor da corrosão.

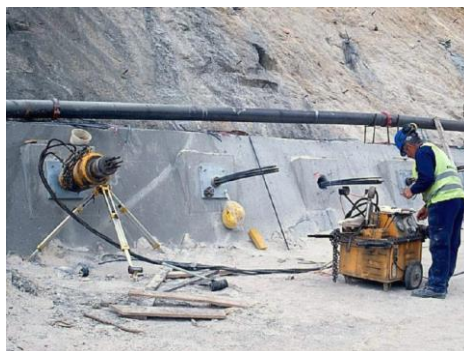


Figura 53 – Sistema de ensaio de pré-esforço (Santa, 2010)

As principais vantagens do uso de ancoragens para estabilização de taludes são:

- capacidade de suporte elevado de cargas;
- técnica que se ajusta facilmente à geometria do talude;
- facilidade no controlo de qualidade da execução e da técnica.

Destacam-se algumas desvantagens:

- possibilidade de apresentarem desvio, dando origem à mobilização de tensões tangenciais no comprimento livre;
- devem ser sujeitas a monitorização ao longo do seu período de vida útil;
- possibilidade de ocorrência de rotura do terreno, devido às pressões de injeção.

3.3.3.3 Microestacas

As microestacas são elementos estruturais esbeltos e a técnica consiste na colocação de varões ou perfis metálicos de armadura no terreno, em qualquer direção, funcionando tanto à tração, como à compressão, para cargas de serviço que variam entre os 300 e os 1300 kN (Brito, 2001).

As microestacas são estacas de pequeno diâmetro ($\leq 300\text{mm}$), estas são posteriormente seladas com calda de cimento. As forças são transmitidas ao terreno, geralmente por atrito lateral e normamente são executadas em grupos. É importante garantir que o bolbo de selagem se encontra numa zona do maciço estável.

As microestacas, à semelhança das estacas, podem ser executadas por cravação ou por furação, a execução dos furos depende do tipo de terreno. Quando há presença de seixos, não constitui qualquer obstáculo na furação, mas podem constituir um sério obstáculo para o trado contínuo. A técnica de furação mais comum é com recurso a trado e a máquinas de rotopercussão, usando-se varas e bits, sendo que estes últimos são acionados a ar comprimido. Com a furação terminada, retiram-se as varas e bit ou o trado, numa operação inversa à da furação e limpa-se o furo. Coloca-se a armadura principal no furo, manualmente ou com recurso a um meio de elevação. Na fase de injeção e selagem, a bomba de injeção começa a introduzir calda de cimento, geralmente a baixa pressão, com o auxílio de um obturador (simples ou duplo).

O processo de injeção dá-se de baixo para cima ao nível das manchetes, as cargas do perfil metálico são transferidas para o terreno, no qual se verifica um incremento de resistência à compressão. A calda de injeção visa o melhoramento da estabilidade e da resistência dos estratos de solo atravessados, protege as armaduras da corrosão e da encurvadura (Nunes, 2013).

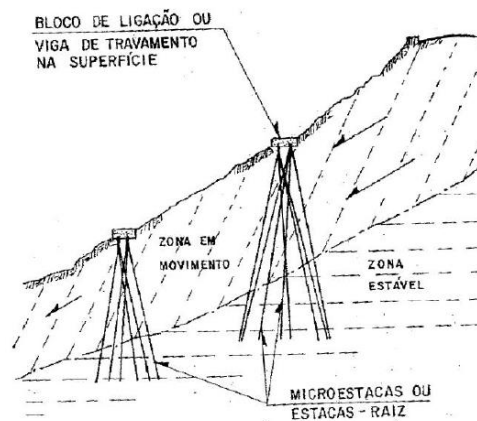


Figura 54 - Corte esquemático da técnica de estabilização de talude com microestacas (Lucas, 2016)

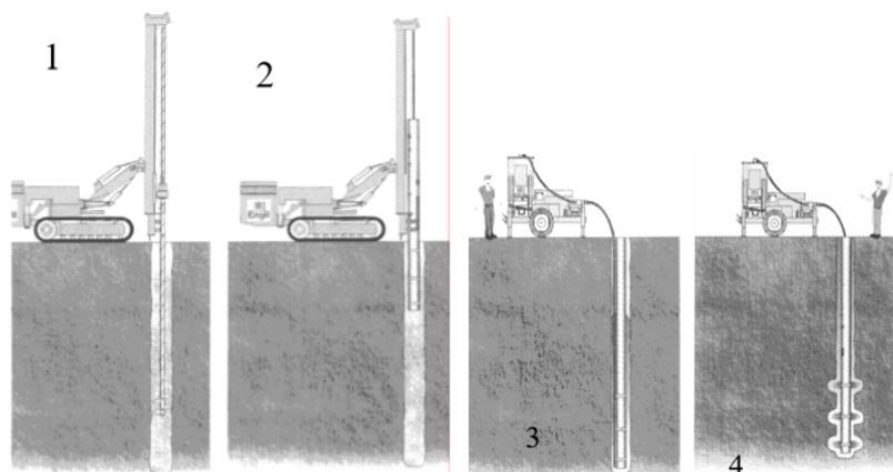


Figura 55 - Resumo da execução da técnica de microestacas: 1- Furação até à cota de projeto; 2 – Remoção do trado e introdução do tubo manchete (armadura principal); 3 – Injeção de calda de cimento com auxílio da bomba injetora ou de obturador simples; 4 – Bolbo de selagem, a partir de injeção da calda cimentícia através das manchetes (Machado - IST)

As principais vantagens de acordo com Nunes (2013) são as seguintes:

- possibilidade de execução em condições de solo e perfurações difíceis, como por exemplo perfurações em zonas calcárias;
- técnica de furação versátil, de rápida e fácil execução, porque utiliza equipamento de furação ligeiro, mas com elevado rendimento, perturbando minimamente o solo;
- apresenta elevada capacidade de carga, em solos de baixa resistência, permitindo a sua aplicação em qualquer tipo de terreno;
- possibilidade de construção em qualquer direção espacial (vertical ou com inclinação variável);
- possibilidade de controlo dos assentamentos.

No entanto, esta técnica também apresenta desvantagens de acordo com Nunes (2013):

- a sua utilização é condicionada em zonas sísmicas sujeitas ao fenómeno de liquefação, pois perdem o apoio lateral;
- do ponto de vista económico não são uma boa solução, quando a superfície de deslizamento é grande e com grande profundidade;
- técnica de resistência moderada a cargas laterais.

3.3.3.4 Colunas de Jet Grouting

O jet grouting é uma técnica de melhoramento das características geotécnicas dos solos, realizada diretamente no interior do terreno. Envolve a erosão da estrutura natural do solo, através de injeções de calda de cimento, ar e/ou água, a elevadas pressões e velocidades. A calda de cimento penetra nos espaços vazios e misturada com o solo forma colunas de solo-cimento, permitindo o aumento da resistência mecânica do solo.

O processo de execução da técnica envolve, essencialmente, três etapas, que são nomeadamente, o **corte**, na qual a estrutura natural do terreno é desagregada e os fragmentos do solo são dispersos pela ação de um ou mais jatos horizontais de elevada velocidade, **a mistura e substituição parcial**, em que uma parte dos fragmentos do solo é substituída e a outra é misturada com a calda injetada; a **cimentação** dos fragmentos do solo que são aglutinados entre si, formando um elemento consolidado.

Trata-se de uma técnica muito versátil de melhoramento de solos, podendo ser aplicada a diversos tipos de solos, desde solos grosseiros, como seixos e areias, a solos mais coesivos, como siltes e argilas e funciona em estabilização e contenção de taludes, bem como outras aplicações de reforço e de consolidação da estrutura do solo.

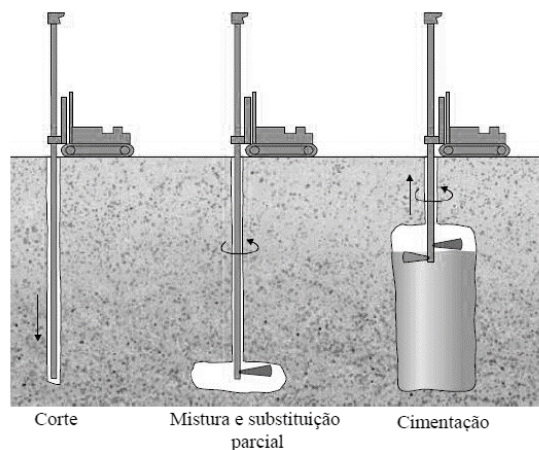


Figura 56 - Execução da técnica de Jet grouting (Rodrigues, 2018)

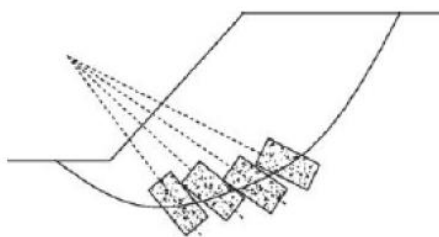


Figura 57 - Aplicabilidade da técnica de jet grouting em taludes (Rodrigues, 2018)

A técnica de jet grouting recorre aos seguintes equipamentos específicos:

- silo para armazenamento de cimento;
- central misturadora, constituída por um reservatório de água, uma misturadora e um agitador;
- sistema de bombagem a alta pressão, com capacidade de bombear continuamente;
- dispositivos de furação e de injeção;
- mangueiras flexíveis que transportam, em separado, a calda de cimento, o ar e a água, até à vara do dispositivo de furação/injeção;
- compressor de ar, no caso de se utilizar os sistemas de jet duplo e tripo;
- equipamento de registo contínuo, que permita a monitorização;

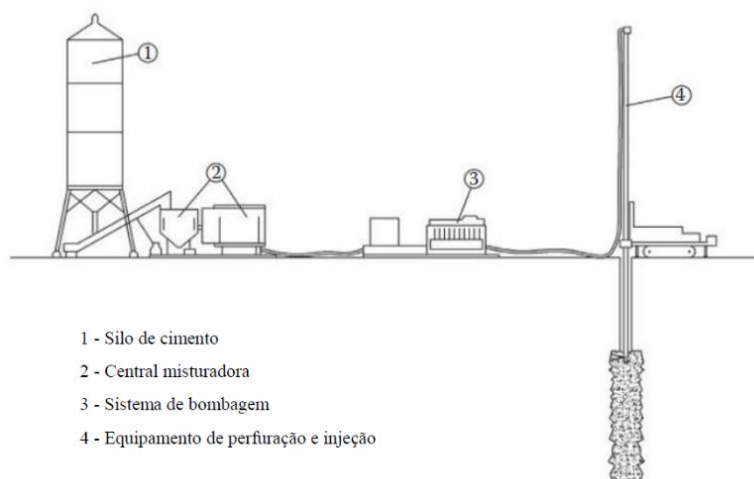


Figura 58 - Equipamentos para a realização da técnica de jet grouting (Rodrigues, 2018)

Existem três tipos de sistema, que se diferenciam em função do tipo e número de fluídos injetados no terreno, a seleção do sistema de jet mais adequado é determinada em função das características do terreno, da forma geométrica dos elementos que se pretende obter e das propriedades mecânicas. Na figura 59, estão ilustrados o sistema de jet simples, o sistema de jet duplo e o sistema de jet triplo.

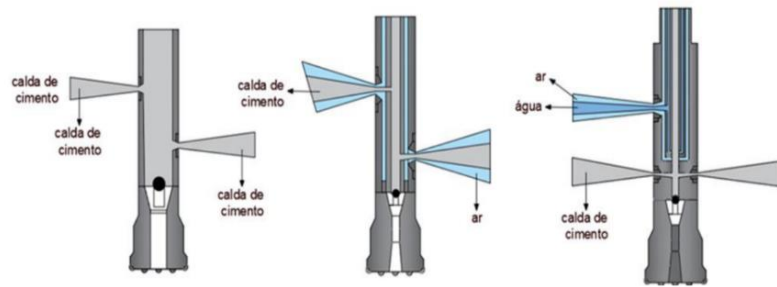


Figura 59 - Três tipos de sistemas jet grouting, jet grouting 1 à esquerda; jet grouting 2 ao centro; e jet grouting 3 à direita (Rodrigues, 2018)

Vantagens da aplicação da técnica de jet grouting:

- possibilidade de se ser aplicada em qualquer tipo de solo, é uma técnica versátil;
- pode ser realizada em espaços de difícil acesso;
- rapidez de execução e rendimento elevado;
- requer equipamento ligeiro, de baixo ruído e com vibrações reduzidas;
- possibilidade de ser aplicada em diferentes direções e profundidades, com diferentes diâmetros e geometrias;
- não necessita de escavação, evita-se por isso a descompressão do solo.

Contudo, a técnica apresenta algumas limitações, destaca-se as seguintes:

- dependendo do sistema de jet escolhido, podem ser produzidas grandes quantidades de refluxo de calda indesejados à superfície, dificultando o seu manuseamento e/ou remoção;
- dificuldade na medição dos diâmetros das colunas executadas;
- processo de execução dispendioso;
- nas colunas com elevado comprimento é difícil garantir a verticalidade;
- nos solos com muitos vazios (cascalho), existe o risco da percolação da calda.

3.3.4 Estruturas de Suporte

Recorrer à construção de elementos resistentes de contenção permite reforçar a estabilidade dos taludes, evitando-se a degradação na zona crítica. Uma vez implementadas no talude, permitem alterar a geometria, conforme a necessidade, sendo reduzidos os impulsos do solo.

3.3.4.1 Muros de Gabiões

Conforme ficha técnica dos gabiões, estes são construídos com a sobreposição de elementos base de forma prismática retangular, são paralelepípedos que medem 1,5x1x1 metros, fabricados com rede de malha hexagonal de tripla torção, tipo 80x100mm em arame galvanizado, com diâmetro de 2,7mm, conforme esquema da figura 66, as caixas são posteriormente preenchidas com pedra britada ou rolada, justapostas entre si. A pedra para o enchimento dos gabiões deve ter um peso específico superior a 22 kN. Deve ser brita ou calhau rolado e ter uma dimensão adequada à abertura da malha, mas nunca superior a 200mm, respeitando as características da respetiva ficha técnica (www.gabioes.com.pt), que cumpre as seguintes normas: EN 10218-2, EN 10245-2, 10244-2.

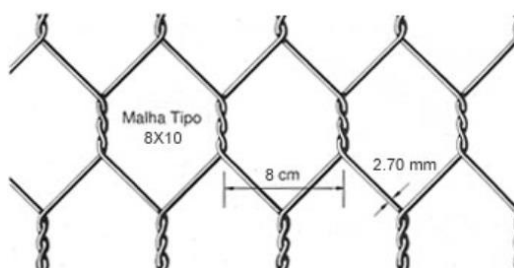


Figura 60 - Esquema do tipo de malha hexagonal de tripla torção (www.gabioes.com.pt)

Devido ao seu preenchimento com material graúdo, são muito permeáveis, proporcionando uma excelente drenagem. As caixas de rede e as ligações entre elas formam uma estrutura autoportante e capaz de absorver os deslocamentos e a deformação. A granulometria por ser uniforme permite a circulação de água proveniente do talude, reduzindo-se, assim, as pressões intersticiais no interior e a erosão superficial a que estão sujeitos os maciços.

Esta solução é económica, não requer mão de obra especializada e a manutenção é quase inexistente. Trata-se de uma técnica que é possível executar com as mais diversas dimensões e adapta-se bem às características dos taludes, como se pode observar na figura 61.



Figura 61 - Exemplo de estrutura de suporte: Gabiões, 2020

3.3.4.2 Colchões Reno

O colchão reno é constituído por uma estrutura metálica, em forma de paralelepípedo com espessura aproximadamente de 0,50m. É fabricado com rede metálica em malha hexagonal de dupla torção galvanizada, sendo semelhante aos gabiões em forma de caixa, possuem a mesma regularidade geométrica e o mesmo método construtivo.

O colchão reno é constituído por uma esteira contínua de redes sobre a qual, à distâncias de 1m, são costuradas pequenas partes de rede do mesmo tipo, obtendo-se assim uma estrutura com diafragmas, pelo que a esteira serve para formar a base e as paredes laterais do elemento de proteção. As dimensões dos colchões reno são padronizadas, o comprimento é sempre múltiplo de 1m e varia de 1 a 6 metros, a largura é sempre 2 metros, com espessuras variáveis entre 0,17 e 0,50m.

Antes da colocação em obra, o elemento é facilmente preparado, efetuando-se as costuras verticais de união entre os bordos dos diafragmas e as extremidades laterais da esteira base, as quais constituem a parede do elemento, estes são ligados entre si em todas as arestas que estiverem em contacto com colchões reno vizinhos.

A fim de facilitar a edificação da estrutura de proteção, a união dos colchões reno em obra deve ser efetuada com os elementos vazios. Relativamente ao processo de enchimento, apresenta exigências menores que as estruturas em gabiões, pois o enchimento pode ser realizado através de equipamento mecânico.

Os colchões reno são geralmente assentes sobre mantas de geossintético do tipo não tecido que, para além de constituírem um primeiro elemento da estrutura filtrante, materializam a camada de separação.

Tal como os gabiões, os colchões reno são cheios de material de diferentes granulometrias, constituem uma estrutura resistente, que protege os taludes e com elevada capacidade drenante (Lemos, 2008).

3.3.4.3 Muros de Terra Armada

A técnica dos muros de terra armada consiste na associação de armaduras que funcionam à tração e solo compactado. O resultado é um material compósito flexível, coesivo e de elevada resistência, às forças de atrito que se desenvolvem pelo contacto terra e armadura. Estas estruturas são suficientes para resistir aos impulsos de terra, conforme esquema da figura 62. Os muros de terra armada, são constituídos por solo selecionado, geralmente, areias com teor reduzido de argila, as armaduras são metálicas ou poliméricas, em banda ou malhas e os painéis de revestimento em betão ou metálicos (Brito, 2006).

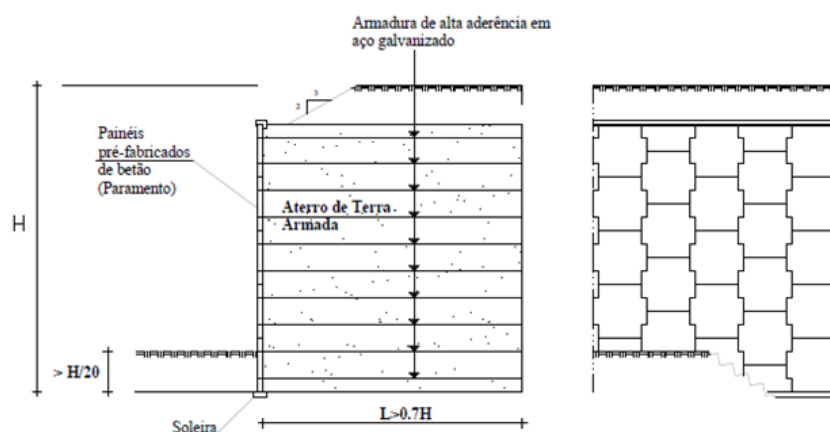


Figura 62 - Representação esquemática de uma contenção com terra armada (Brito, 2006)

3.3.4.4 Muros de Suporte em Betão Armado

Um muro de suporte em betão armado consiste numa estrutura autónoma, com a geometria de um muro ou parede, destinada a resistir a impulsos de terras. Os muros de suporte são definidos, segundo o Eurocódigo 7, como aqueles em que o seu próprio peso e as massas de solo ou rocha que sobre eles repousam, funcionam como massa estabilizadora. É um tipo de solução semelhante ao dos muros de gabiões, sendo no entanto, uma solução sujeita a dimensionamento mais rigoroso, de acordo com regulamentação em vigor.

3.3.4.5 Muros Engradados

Os muros engradados consistem na aplicação de uma grade aberta, em madeira ou betão que é preenchida com terra selecionada e funciona como um muro de suporte, pode receber os mais diferenciados acabamentos, como painéis de madeira, cantaria ou vegetação. Trata-se de uma técnica que é combinada com pregagens, a qual permite o aumento da inclinação e a altura dos muros, a aplicação pode ser de carácter provisório ou definitivo (Brito, 2006).

3.3.5 Paredes de Contenção

Existe uma grande variedade de estruturas de contenção, recorre-se a estruturas de contenção na periferia da escavação, visto a criação de taludes não ser compatível com o espaço disponível nos centros urbanos, assim estas estruturas de contenção têm como principal função, suportar os impulsos dos terrenos adjacentes e nas imediações e limitar os assentamentos devidos a descompressão dos terrenos.

3.3.5.1 Paredes Tipo Berlim

As paredes tipo Berlim são utilizadas como contenção periférica. A técnica consiste na aplicação de painéis de betão armado, madeira ou perfis metálicos, geralmente em forma de I ou H, cujo espaçamento é definido em função da altura, geralmente ancorados ou escorados, com função resistente. A contenção prevê a execução de uma viga de coroamento no topo dos perfis verticais, por forma a que trabalhem em simultâneo quando solicitados à ação de impulsos de terras, conforme ilustra o esquema da figura 63. É uma solução utilizada em terrenos coerentes, sem presença de água significativa e onde existe pouca suscetibilidade a assentamentos na periferia da contenção.

O tipo de terreno é um dos fatores limitativos, exige-se um terreno com alguma coesão e a existência de água em quantidade, em movimento ou sob pressão, inviabiliza esta técnica. É uma técnica orientada para situações em que as condições de vizinhança não permitem escavação e aterro no tardo e existe a possibilidade de descompressão do terreno durante a escavação (Brito, 2001).

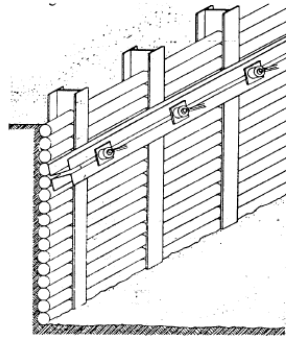


Figura 63 - Perspetiva de uma parede tipo Berlim ancorada (Brito, 2001)

3.3.5.2 Paredes Moldadas

A técnica de paredes moldadas consiste na aplicação de painéis em betão armado que são moldados in situ e são executados antes da escavação. São elementos de contenção de elevada rigidez a deformações horizontais, aplicadas perpendicularmente ao plano. Funcionam como uma barreira quase estanque à penetração da água em solos com nível freático elevado e como elemento de fundação de estruturas.

O faseamento construtivo de uma parede moldada, pode observar-se na figura 64, em que, se constrói o muro guia (1), posteriormente procede-se à escavação de um painel (2), coloca-se a armadura (3) e por fim executa-se a betonagem do painel (4) (Rodio).

O processo de execução deste tipo de solução permite a escavação em terrenos arenosos ou em terrenos moles, ao contrário do que se passa com a técnica dos muros tipo Berlim, sendo por isso considerada um alternativa viável nessas circunstâncias. Estabiliza-se a escavação das paredes através de lamas bentoníticas. As lamas geralmente utilizadas são constituídas por uma suspensão de água e uma argila chamada bentonite, pode conter outras argilas, cimento ou materiais poliméricos biodegradáveis (Brito, 2001).

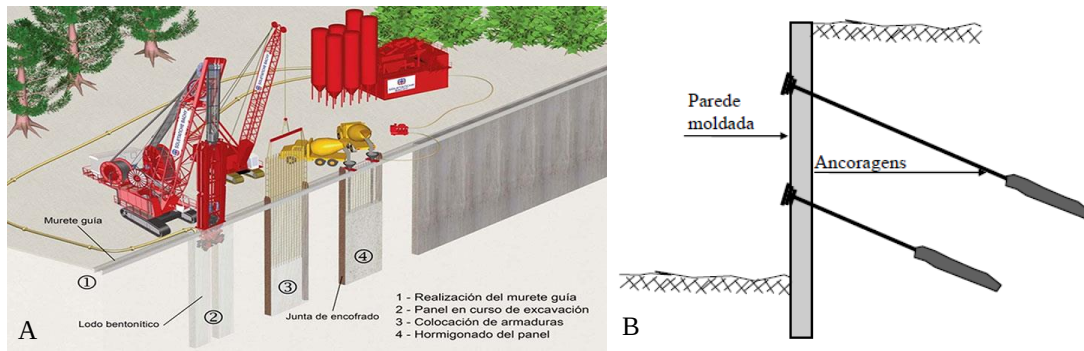


Figura 64 – A. Faseamento construtivo de uma parede moldada: 1- Construção do muro guia; 2 Escavação de um painel; 3 – Colocação da armadura; 4 – Betonagem do painel (Rodio); B. Corte de uma parede moldada ancorada (Brito, 2001)

3.3.5.3 Cortinas de Estacas

A solução das cortinas de estacas moldadas, no terreno, consiste na execução de uma parede descontínua de estacas pouco distanciadas entre si, sendo o terreno entre elas estabilizado por um efeito de arco, a sua estabilidade consegue-se com recurso a ancoragens (Brito, 2012). Este processo permite construir uma contenção estável, em que as cortinas de estacas são incorporadas como um elemento de elevada resistência.

As cortinas de estacas têm como campo de aplicação as construções enterradas, como por exemplo túneis em zonas urbanas, muros de suporte de taludes verticais ou em estruturas especiais.

Na execução desta técnica recorre-se, geralmente, aos seguintes métodos de execução:

- **Com trado contínuo**

A execução do furo é feita por rotação recorrendo a um trado contínuo, ou seja, um eixo com hélice semelhante a uma broca em que a hélice se estende ao comprimento da haste, sendo esta haste oca para introdução do betão diretamente no fundo do furo e a armadura é colocada após betonagem. É um processo de fácil e rápida execução, sem vibrações e ruídos, além de ser económica.

- **Com tubo moldador recuperável;**

Neste método recorre-se a um tubo moldador cilíndrico e metálico, cuja função é conter as paredes do furo enquanto o interior deste não é preenchido com betão, à medida que a betonagem decorre, o tubo moldador é puxado para cima e recuperado.

- **Com lamas bentoníticas.**

Neste método inicia-se a furação após a implantação topográfica.

Através de sucessivos movimentos de introdução e extração do balde escavador no furo, o terreno é progressivamente extraído, a lama bentonítica é mantida no furo e estabiliza-o, é colocada a armadura e, posteriormente, efetua-se a betonagem. Na figura 65 pode observar-se o processo de execução desta técnica: 1) posicionamento e verticalização da torre da máquina; 2) furação com trado; 3) limpeza do fundo do furo com balde; 4) introdução da armadura; 5) betonagem do furo por via submersa; 6) extração simultânea das lamas, segundo a Sociedade Portuguesa de Fundações Especiais (SPFE).

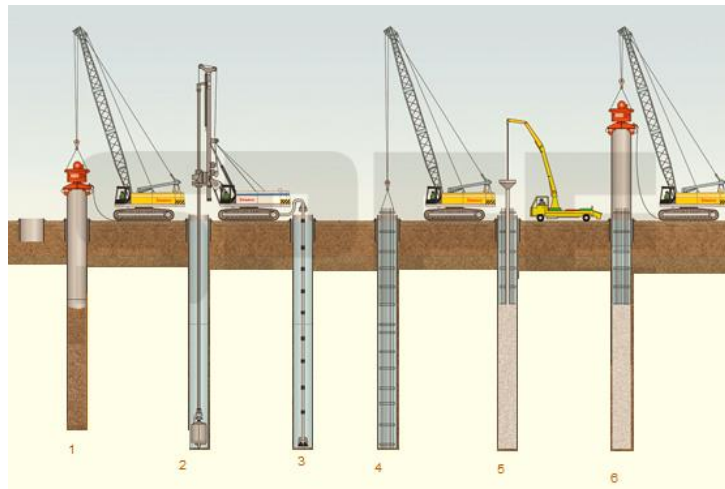


Figura 65 - Processo de execução de estacas com lamas bentoníticas: (www.spfe.com.pt)

3.3.6 Proteção Superficial

A proteção superficial surge como uma medida de mitigação para o problema da erosão superficial dos taludes. É uma técnica que aumenta a resistência superficial e evita, principalmente que as vias rodoviárias e as vias ferroviárias possam ficar obstruídas devido a roturas ou queda de materiais.

3.3.6.1 Recobrimento Vegetal

O objetivo desta técnica de recobrimento vegetal consiste numa proteção para as superfícies que estão expostas a forças erosivas e consegue-se a partir de técnicas de sementeira e recurso a malhas de geossintéticos, geralmente em polímeros, arame galvanizado ou redes de côco que permitem reforçar a estrutura e aumentar a coesão dos estratos superficiais do solo sendo diminuída a infiltração da água do maciço e aumentada a resistência, devido à presença de raízes, conforme figura 66. As plantas devido à sua função de evapotranspiração facilitam a absorção de água do terreno e permitem a redução da água no subsolo.

As plantas mais utilizadas são as herbáceas, propagadas por semente, que permitem obter uma cobertura de plantas cujas raízes penetram no estrato superficial do terreno. Muitas destas soluções surgem agregadas a materiais geossintéticos como colchões vivos, com um revestimento final de hidrossementeira.

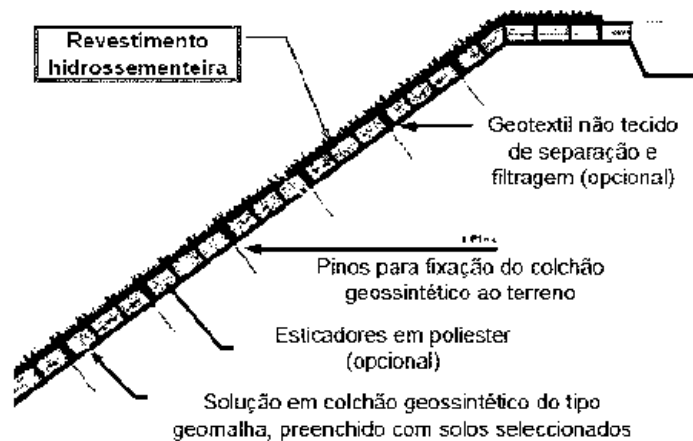


Figura 66 - Solução de recobrimento vegetal com recurso a geomateriais (Lucas, 2016)

3.3.6.2 Betão Projetado

A técnica de aplicação de betão projetado ou gunitagem consiste numa solução bastante utilizada para a estabilização de taludes que apresentam risco de erosão superficial.

Este tipo de solução torna o talude impermeável e é, por isso, necessário prever sistemas de drenagem que permitam a percolação controlada de água para impedir impulsos hidrostáticos indesejados e reduzir a degradação acelerada do betão.

A técnica de projeção do betão pode ser realizada por dois processos distintos, nomeadamente, por via seca ou por via húmida. A via seca é um procedimento mediante o qual todos os componentes do betão projetado são previamente misturados, excluindo a água e adjuvantes, antes da projeção da mistura. A via húmida é um procedimento mediante o qual todos os componentes do betão projetado são previamente misturados, antes da projeção. Estes dois processos diferem na quantidade de adição de água à mistura cimento e agregados. Trata-se de uma técnica de elevada capacidade aderente, tem capacidade de aderir a vários materiais, como betão, aço e madeira, e de fácil acessibilidade, pois o equipamento associado é móvel, permite atingir locais de difícil acesso, conforme se pode observar na figura 67.



Figura 67 - Técnica de betão projetado em talude e aplicação de drenos profundos, Santarém, 2020

3.3.6.3 Redes Metálicas

A técnica da aplicação de redes metálicas aplica-se em taludes onde existe risco elevado de desprendimento de blocos rochosos, como se pode verificar a partir da figura 68. As redes são estruturas de suporte ligeiras e flexíveis, adaptam-se às superfícies irregulares, são constituídas por arame de aço de alta resistência, com dupla ou tripla torção, funcionam como elemento de dissipação da energia que é gerada pela queda dos blocos e permitem que os blocos fiquem depositados em segurança junto à base do talude.



Figura 68 – Aplicação de redes metálicas na Serra da Arrábida (Coba, 2018)

CAPÍTULO IV - CARACTERIZAÇÃO DO CONCELHO DE SANTARÉM

4.1 LOCALIZAÇÃO DO CONCELHO



Figura 69 - Mapa com identificação do concelho de Santarém
(<https://pt.wikipedia.org>)



Figura 70 - Mapa com identificação dos distritos de Portugal
(<https://pt.wikipedia.org>)

O município de Santarém, em termos regionais, está integrado na sub-região estatística (NUTS III) da Lezíria do Tejo, como se pode observar na localização geográfica do concelho através dos mapas das figuras 69 e 70. O concelho de Santarém está situado na zona centro do território nacional, província do Ribatejo na bacia do Tejo, junto à margem norte deste rio. O rio Tejo inunda, regularmente, os terrenos nas suas margens, faz parte da paisagem ribatejana e influencia o clima da região, pelas características do solo. Limita a norte com os distritos de Castelo Branco e Leiria, a sul com os distritos de Setúbal e Évora, a leste com o distrito de Portalegre e a oeste com o distrito de Lisboa.

O distrito de Santarém divide-se em 21 municípios: Abrantes, Alcanena, Almeirim, Alpiarça, Benavente, Cartaxo, Chamusca, Constância, Coruche, Entroncamento, Ferreira do Zêzere, Golegã, Mação, Ourém, Rio Maior, Salvaterra de Magos, Santarém, Sardoal, Tomar, Torres Novas, Vila Nova da Barquinha.

O concelho de Santarém é constituído por uma extensa porção de território que se estende desde as Serras de Aire e Candeeiros, com altitude de 679 m e constituem uma barreira natural contra os ventos frios do Norte, até ao Rio Tejo. A Norte faz fronteira com Porto de Mós, Alcanena e Torres Novas, a Sul, com Cartaxo e Almeirim, a Este com a Golegã, Chamusca e Alpiarça e a Oeste com Rio Maior e Azambuja.

O concelho de Santarém está dividido em 18 freguesias, nomeadamente, Abitureiras, Abrã, Achete, Azoia de Baixo e Póvoa de Santarém, Alcanede, Alcanhões, Almoester, Amiais de Baixo, Arneiro das Milhariças, Azoia de Cima e Tremês, Casével e Vaqueiros, Gançaria, Moçarria, Pernes, Póvoa da Isenta, Romeira e Várzea, São Vicente do Paul e Vale de Figueira, União de Freguesias da cidade de Santarém e Vale de Santarém, conforme se pode observar na figura 71.



Figura 71 - Identificação dos concelhos do distrito de Santarém (CTE, CMS, 2016)

4.2 ACESSIBILIDADES

Segundo o portal do município de Santarém, a cidade de Santarém apresenta uma localização geográfica de elevado potencial, pois beneficia da proximidade à capital Lisboa (79 km), significa a proximidade ao aeroporto internacional, tem ligação à principal via de comunicação rodoviária portuguesa, nomeadamente o itinerário principal 1 (IP1 – A1), sendo igualmente servida pela A23, na qual é assegurada a ligação à Beira Interior e a um dos principais eixos de acesso a Espanha e à restante Europa, pelo IC10 permite o acesso ao eixo preferencial de ligação entre o Norte, o Centro do país e o Algarve, conforme mapa da figura 72, sendo também garantidas as acessibilidades privilegiadas a eventuais mudanças de infraestruturas aeroportuárias e portuárias, para a margem sul do Tejo. Santarém está igualmente bem localizada, no que respeita ao principal eixo ferroviário do país, a Linha do Norte.

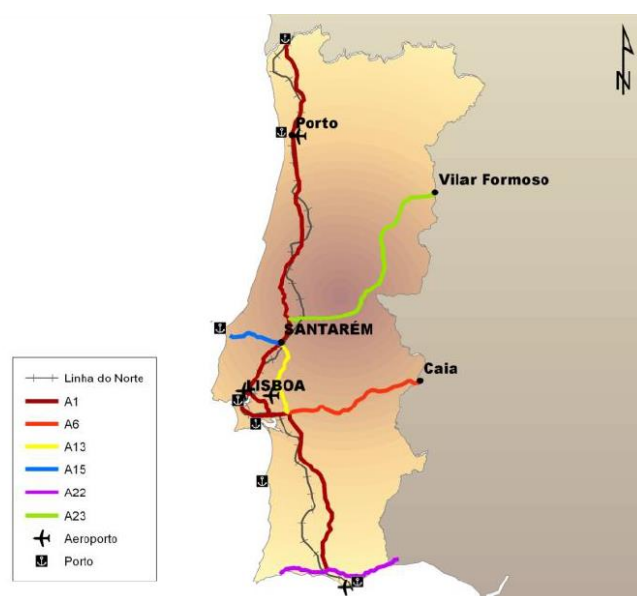


Figura 72 - Mapa com as principais acessibilidades do país ao concelho de Santarém
(<http://portalinvestidor.cm-santarem.pt/images>)

4.3 CARATERIZAÇÃO DO TERRITÓRIO

4.3.1 Enquadramento Geomorfológico e Rede Hidrográfica

4.3.1.1 Enquadramento

A Cidade de Santarém situa-se na Bacia Terciária do Tejo, na margem direita do rio, o local é constituído por formações integradas na época estratigráfica Miocénica. As camadas são regularmente estratificadas, de carácter fluvial e lacustre. Na figura 73 está ilustrada a área de estudo, num extrato da folha 31A da Carta Geológica de Portugal, publicada pelos Serviços Geológicos de Portugal, em 1953.

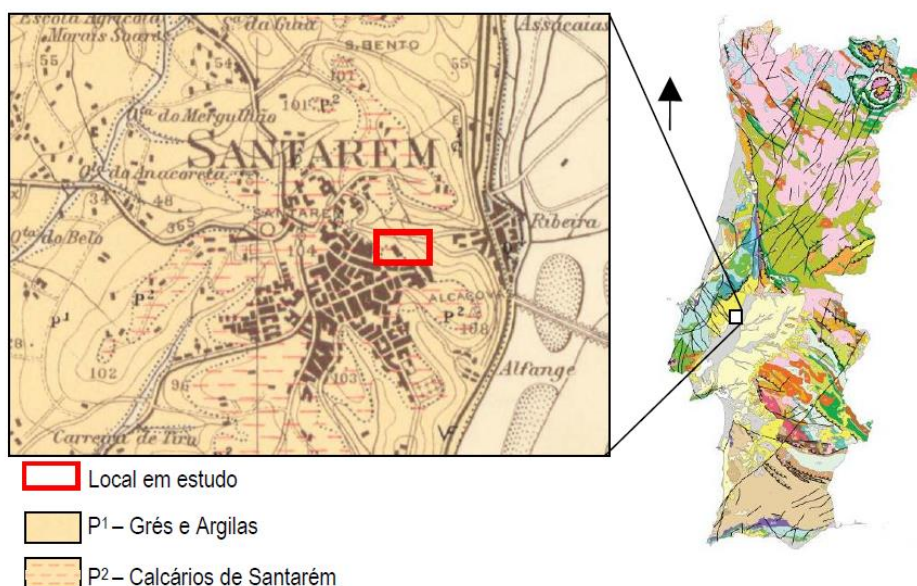


Figura 73 - Mapa de pormenor extraído da folha 31A da Carta Geológica de Portugal (PGEES, 2015)

4.3.1.2 Geomorfologia e rede hidrográfica

Segundo informação do Plano Diretor Municipal, a rede hidrográfica é caracterizada pela presença do rio Tejo e dos seus afluentes, na margem direita o Zêzere, Almonda e Alviela, na margem esquerda, o Sorraia. Os planaltos Miocénicos apresentam uma razoável produtividade hídrica e é a partir dela que é abastecido grande parte do concelho. No maciço calcário existe grande disponibilidade de água subterrânea, na nascente do rio Alviela, conhecida por “Olhos de Água”, em Alcanena.

Santarém situa-se no topo de um planalto marginado por vertentes, em que a superfície estrutural do calcário superior deu origem a um planalto de altitude aproximadamente constante, com cota 105 metros. O calcário forma um rebordo rochoso (“cap-rock”) no topo da encosta, que contrasta pela sua dureza com os materiais brandos subjacentes. Distingue-se aí uma série detrítica, predominantemente arenosa, com intercalações argilosas menores. Esta série detrítica é designada por “Calcário de Santarém”, constituído por calcário lacustre branco e formações sedimentares que exibem uma estrutura regularmente estratificada horizontal, com ligeira inclinação para Sudeste, com variações laterais de composição e de espessura, como é típico nos depósitos continentais, lacustres e fluviais.

Nas vertentes, o maciço sedimentar apresenta uma cobertura irregular de depósitos de vertente, de composição areno-argilosa. Os materiais arenosos apresentam-se compactos no interior do maciço e as camadas argilosas, constituídas por argila sobreconsolidada, são meteorizada na zona mais superficial dos maciços. O calcário superior exhibe fissuras, fraturas, vazios de dissolução, o que lhes confere uma elevada permeabilidade. Na série detrítica subjacente, as camadas arenosas mais permeáveis, formam aquíferos múltiplos suspensos nas intercalações argilosas de baixa permeabilidade. Durante os períodos de elevada precipitação, a água que percola no interior dos maciços provoca ressurgências em diversos pontos das encostas, acima das camadas argilosas, com caudais quase permanentes, sendo a ação erosiva mais intensa.

Segundo informação do PGEES, 2015, foram efetuados levantamentos geológicos de pormenor pelos Professores Carlos Romariz e António Serralheiro, da Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa, no final dos anos 60, que estabeleceram a seguinte sequência do complexo Mio-Pliocénico em Santarém, seguindo a ordem das camadas mais recentes para as mais antigas e do topo para a base:

- **Calcários compactos**, brancos, ou cinzentos-esbranquiçados, quando são, bastante resistentes. Na generalidade, encontram-se muito alterados e adquirem, neste caso, aspeto tufoso. Estas camadas, horizontais ou sub-horizontais, constituem plataformas que coroa a estrutura, a altitudes acima de cerca de 90 m. A espessura destes calcários é variável, não ultrapassando, em geral, uma a duas dezenas de metros.

- **Margas acastanhadas e acinzentadas.** O limite entre os calcários e as margas subjacentes nem sempre é fácil de estabelecer; a espessura média da camada é da ordem de 10 m. O limite inferior localiza-se, aproximadamente, a 80 m de altitude;
- **Areias brancas, de grão médio a grosseiro,** por vezes com níveis irregulares de cascalheira fina. A cor avermelhada ou amarelada advém destas areias serem frequentemente atingidas por impregnações ferruginosas. A espessura destas camadas varia entre cerca de 10 m e 20 m e o limite da base situa-se a uma altitude entre 65 e 70 m. A sua composição é um pouco heterogénea, sendo frequentes as intercalações de lentículas de material mais grosseiro, bem como de leitos argilosos;
- **Argilas acastanhadas,** com espessura variável, em média da ordem dos 20 m. O limite inferior da camada localiza-se à cota de 45 a 55m. A composição deste conjunto argiloso é bastante irregular. Com muita frequência é fortemente arenoso (clastos quártzicos de grão muito fino). Por vezes contém lentículas com espessuras que variam entre alguns centímetros a vários decímetros, constituídas por areias de grão fino a médio. Estas argilas apresentam em alguns locais nódulos margosos, nomeadamente, junto ao Liceu de Santarém;
- **Areias de grão fino a médio,** pouco consolidadas, com níveis mais grosseiros, de areões, ou mesmo seixos. A coloração amarela resulta de impregnações ferruginosas, por parte das frequentes intercalações argilosas. A espessura desta camada é da ordem de 15 a 25 metros, e tem a base à altitude de cerca de 25 a 30 m;
- **Argilas amareladas ou acastanhadas, muito plásticas.** Esta camada tem uma espessura de cerca de 15 m. O limite inferior situa-se entre os 10 e 15 m de altitude. Em certos locais, verificou-se a presença de leitos arenosos intercalados;
- **Areias esbranquiçadas,** em geral pouco coerentes, de grão fino. A espessura visível desta camada é reduzida. Onde foi possível a observação não atinge, em regra mais de 10 metros, localiza-se a uma altitude inferior a 15 metros.

De acordo com o relatório de reconhecimento geológico de Setembro de 1970, LNEC, as encostas de Santarém são constituídas pela seguinte sequência litológica:

C.9 – Calcário branco, resistente, com vários metros de espessura, com algumas zonas muito fissuradas. As muralhas assentam diretamente sobre este calcário, com 1 a 3 metros de espessura;

C.9a – Marga arenosa com concreções calcárias;

C.8 – Areia fina argilosa, areia fina micácea e argila, com intercalação de areia grosseira com calhau rolado, com 1 a 2 metros de espessura;

C.7 – Argila siltosa, com 7 metros de espessura;

C.6 – Areia fina a grossa, por vezes com cimentação carbonatada ou argilosa, com 6 a 7 metros de espessura;

C.5 – Argila siltosa, com passagens arenosas, com 4 metros de espessura;

C.4 – Areia e areia siltosa compacta, com 15 metros de espessura;

C.3 – Argila siltosa com intercalações de areias finas, com 10 metros de espessura;

C.2 – Areia fina a grosseira, com 14 metros de espessura;

C.1 – Argila siltosa com intercalações arenosas.

Na figura 74 é apresentado um modelo cartográfico da Carta Geológica de pormenor da Encosta de Santa Margarida.

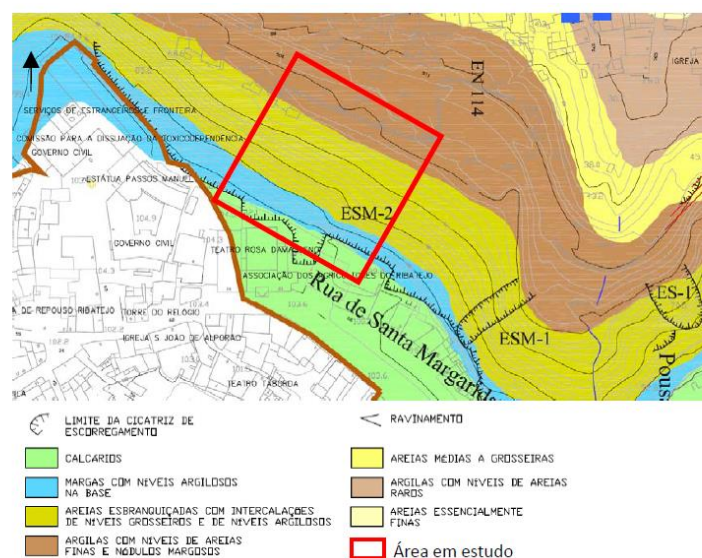


Figura 74 – Modelo cartográfico da Carta geológica de Portugal, da Encosta de Santa Margarida (PGEES, 2015)

O esboço geomorfológico da figura 75, mostra a localização das encostas de Santarém, nomeadamente a encosta das Portas do Sol virada a nascente, as encostas da Ribeira de Santarém e da Ribeira de Alfange, viradas a Norte e Sul, formadas por duas pequenas linhas de água afluentes do Tejo.

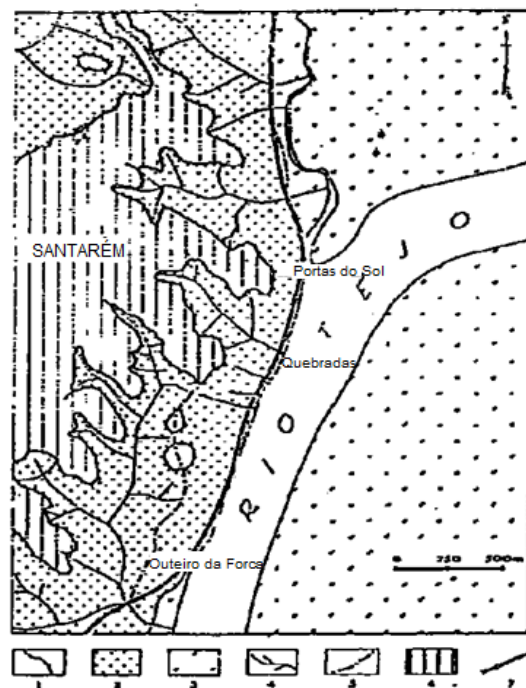


Figura 75 - Esboço geomorfológico da região de Santarém: 1 – Rebordo do “Cap-rock”; 2- Areias e argilas terciárias; 3 – Planície aluvionar do Tejo; 4 – Ravina ou barranco; 5 – Interflúvio; 6 – Planalto urbanizado; 7 – Estrada e caminho de ferro (Coelho, 1988)

As encostas de Santarém, constituídas na sua parte superior por um calcário “cap-rock”, exibem taludes escarpados, quase verticais, que nos materiais brandos passa a inclinações na ordem dos 35° a 45°. Quando a escarpa se desmorona, fragmenta-se em blocos e devido à inclinação do talude, estes blocos são arrastados por efeito da gravidade e por escoamento superficial, permitindo a acumulação de depósitos de vertente na base da encosta. Na figura 76 pode observar-se o modelo topográfico da Encosta de Santa Margarida.

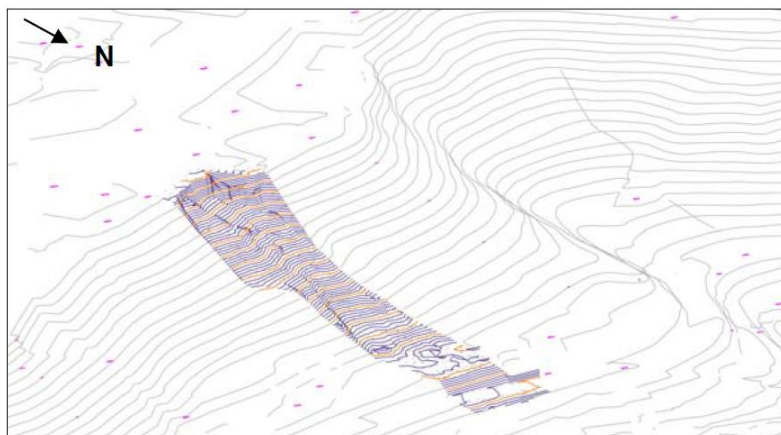


Figura 76 - Modelo topográfico da Encosta de Santa Margarida (PGEES , 2015)

4.4 CARATERIZAÇÃO SÓCIO-ECONÓMICA

4.4.1 Concelho

Santarém apresenta uma localização central no território nacional, sendo por isso uma localização estratégica que permite o desenvolvimento e as trocas comerciais entre regiões. A lezíria estende-se a nascente da cidade e ao longo da margem direita do Tejo, é caracterizada pelas inundações constantes, proporciona terrenos agrícolas muito férteis, o que permite a afirmação da cidade de Santarém no ramo agrícola. A agropecuária constitui uma grande fonte de riqueza para a economia da região, com a produção de vinho, azeite, hortícolas, frutícolas, cereais e gado.

A atividade agrícola e a localização estratégica da cidade de Santarém permitiu a criação e o desenvolvimento de unidades industriais agroalimentares, de curtumes, de madeira e mobiliário.

Os recursos minerais, são abundantes na região e de relevante importância económica, na exploração de pedra para o ramo da construção.

O calcário é um material bastante explorado nas freguesias de Amiais e de Alcanede, intensificando-se a exploração de pedreiras de Valverde e Pé da Pedreira. As argilas são exploradas para fabrico de telhas e tijolos, nas imediações de Amiais de Baixo e de Cima, Abrã, Alcanede e Tremês.

Na década de oitenta, a indústria transformadora registou uma significativa alteração, o que permitiu e impulsionou a criação da Zona Industrial de Santarém, espaço que aglomerou empresas que se encontravam dispersas por vários locais da cidade.

4.4.2 População

O município de Santarém tem uma população estimada pelo INE em 59832 habitantes (2014), que revela uma ligeira redução face ao ano de 2001 em que se registava 63563 habitantes, em 2011, eram 62200 habitantes.

Santarém é uma cidade com dimensão e importância regional e encontra-se envolvida por uma zona extensa de características rurais, a qual reflete as mudanças tecnológicas e económicas dos últimos 25 a 30 anos e uma redução da população empregada no setor agrícola, que resulta de um processo de declínio e envelhecimento da população. O número de habitantes por grupo etário e a distribuição por freguesias do concelho de Santarém estão projetados nos quadros 5 e 6 do INE, Censos 2011.

Quadro 5 – Número de habitantes, por grupo etário (INE, Censos, 2011)

		Grupos etários			
		0 - 14 anos	15 - 64 anos	< de 65 anos	Total
Portugal	hab.	1 572 329	6 979 785	2 010 064	10 562 178
Continente	hab.	1 484 120	6 625 713	1 937 788	10 047 621
Alentejo	hab.	102 774	471 540	182 988	757 302
Ribatejo e Oeste	hab.	121 491	529 071	180 092	830 654
Lezíria do Tejo	hab.	36 281	156 611	54 561	247 453
Santarém	hab.	8 891	39 147	14 162	62 200
Santarém - cidade	hab.	4 410	18 758	5 396	28 564
Santarém - zona rural	hab.	4 481	20 389	8 766	33 636

Quadro 6 – Distribuição da população residente, por freguesias, no concelho de Santarém (Fonte: INE, Censos, 2011)

	Freguesia	Lugar	População Residente
1	Amiais de Baixo/Abrã	Amiais de Baixo	1873
2	Alcanhões	Alcanhões	1439
3	Pernes	Pernes	1112
4	Vale de Figueira	Vale de Figueira	1016
5	Póvoa da Isenta	Póvoa da Isenta	874
6	São Nicolau / Várzea	Grainho	766
7	Tremês	Tremês	718
8	Póvoa de Santarém	Póvoa de Santarém	639
9	Moçarria	Moçarria	636
10	São Nicolau	Fontainhas	592
11	Achete	Verdelho	487
12	São Nicolau	Grainho	451
13	Alcanede	Alcanede	435
14	Alcanede	Valverde	423
15	Romeira	Romeira	404
16	Abrã	Amiais de Cima	386
17	Alcanhões	Casal da Charneca	370
18	Ameiro das Milhariças	Ameiro das Milhariças	359
19	Alcanede	Casais da Charneca	339
20	Ameiro das Milhariças	Casais das Milhariças	336

4.5 ENQUADRAMENTO HISTÓRICO DA INSTABILIDADE DE VERTENTES

A história antiga da cidade é em grande parte desconhecida, faltam elos de ligação que são essenciais para explicar e solidificar aspetos relevantes, por isso, pretende-se com esta abordagem, refletir sobre os sucessivos episódios históricos registados e poder contribuir para o esclarecimento do processo progressivo de instabilidade das encostas de Santarém.

De acordo com Cardoso, 2001 e o relatório do Simpósio Nacional sobre taludes e encostas instáveis (Coelho, 2001), foi possível identificar diversos fenómenos de instabilidade que ocorreram ao longo de vários anos, por ordem cronológica:

1833: Foram construídas obras defensivas passageiras, pequenos parapeitos e aberturas na muralha para fins de tiro de artilharia, que se destinavam a dificultar a entrada na Alcáçova, designada por “forte velho”, de modo a dificultar o acesso ao castelo, ações que vieram a intensificar a rápida degradação dos panos de muralhas, pedaços de muralha, começaram a cair pelas encostas.

1841: Obras de demolição do que restava das fortificações de Alfange e da Ribeira, descaracterizando-se o espaço intermédio do sopé das Portas do Sol. Por aí viria a passar a linha férrea do Norte e a Real Companhia dos Caminhos de Ferro queixava-se à Câmara, pedia providências e imputava responsabilidades pela frequente queda de pedras sobre a linha, colocando em risco a circulação, a integridade das composições, das mercadorias e dos passageiros. As alterações realizadas no sopé da Alcáçova tinham destruído o equilíbrio natural da estrutura geológica e deram origem a um processo de degradação mais acelerado de toda a encosta entre a Ribeira e Alfange. Com estas obras, nomeadamente, o corte dos estratos inferiores, compostos essencialmente por areias e argilas, a mesa calcária superior perdia o seu suporte e quebrava-se em volumosos blocos que se despenhavam pelas encostas.

1861: Abertura da via única de circulação da linha férrea, construída entre o pé das encostas de Santarém e o rio Tejo.

1862: Grande escorregamento que atingiu e deslocou a plataforma da via-férrea entre Onias e Alfange, a causa do escorregamento foi a degradação da cobertura vegetal que protegia os terrenos, ficando estes expostos a fenómenos de erosão sobre uma superfície fortemente inclinada.

1867: Rombo ocasionado pela rotura das fundações, obrigou a Câmara a proceder à reparação junto da Casa de Alcáçova.

1879: Deliberação da Câmara para proceder, urgentemente, à reparação das muralhas das Portas do Sol.

1880: Foram cortadas as restantes ameias da cerca, foram alterados os caminhos de ronda ou adarves em relação ao piso do castelo, foram demolidas edificações antigas e os terrenos foram regularizados. Foi construído um espesso muro de alvenaria e cantaria, que constitui o atual miradouro das Portas do Sol.

1882: Abertura da Avenida do Conde do Alto de Mearim, conhecida hoje por Avenida 5 de Outubro, próximo do jardim das Portas do Sol, obrigou à execução de aterros, ainda hoje perceptíveis, casas e quintais ficaram soterrados, tendo sido destruído o “forte velho”.

1893: Ampliação da plataforma do caminho-de-ferro para a construção da via dupla, foi construída a partir de aterros conquistados ao Tejo, a fim de evitar escavações no sopé das encostas de Santarém.

1902: Nova derrocada, na qual toda a área ficou exposta ao perigo, não só pelas pedras que ameaçavam cair das muralhas, como também daquelas que efetivamente iam caindo.

Procedeu-se à substituição dos parapeitos de pedra por grades de ferro e nivelou-se o espaço do novo parque, sendo permitido o acesso para apreciação da paisagem.

1910: Deslizamento de uma parte da encosta sobre a entrada de Santiago, gerou colapso da muralha, ficou a outra parte em grande risco de colapsar. A Câmara solicita autorização e orçamento à Direção de Obras Públicas para reparação dos muros.

1912: Parte da encosta das Portas do Sol escorregou em direção à via-férrea e o município de Santarém propôs à CP o revestimento da encosta que era desprovida de vegetação e de muros de suporte, bem como a construção de um grande muro na base e de vários muretes de suporte pela encosta acima, mas não chegaram a ser efetuadas quaisquer obras ou foram tomadas quaisquer medidas de mitigação.

1916: Iniciou-se o escorregamento de uma grande massa de terras da encosta, cerca de 1/3 da sua altura até às muralhas das Portas do Sol. Durou dois dias, iniciou a 2 de Abril e só terminou dia 4 de Abril, no mesmo ano ocorreram outros escorregamentos, em Maio e Dezembro.

1940: Face à ameaça de desmoronamento, a Direção Geral dos Edifícios e Monumentos Nacionais procedeu à reparação do pano esquerdo da muralha fronteira ao Rio, tal como outro sobre a estrada de Alfange. A intervenção consistiu em obras de recuo, devido ao elevado risco sobre a via de circulação e acesso a este Bairro. Reparação dos panos de muralha a Poente. O município procedeu à plantação de arbustos, visando a proteção.

1941: Novo e importante desmoronamento de terras que chegou até à linha férrea. Este escorregamento teve lugar numa formação arenosa de pouca resistência, aproximadamente entre as cotas 40 e 50 metros, que aflora em toda a extensão da vertente. Nesta camada, a escarpa apresentava humidade e revelava ressurgências de água que se verificavam em diversos pontos.

1954: Abertura de caminhos para facilitar o acesso, inspeção da encosta e construção de dois muros de suporte de alvenaria, um no barranco em frente às Portas do Sol e outro no prolongamento para sul da varanda das Portas do Sol.

1965: Construção no topo da encosta de um muro de revestimento e proteção da camada calcária de fundação das muralhas das Portas do Sol.

1966: Ocorreram novos escorregamentos, os quais atingiram a base do muro recentemente construído. Tratou-se de um escorregamento muito superficial, mas foi o suficiente para fazer recuar e aumentar o declive da parte superior da encosta, ficando em perigo as estacas de fundação do muro. O escorregamento movimentou uma massa de cerca de 50 metros de extensão, seguindo o declive da encosta, 20 metros de largura e uma espessura máxima de 3 metros. As terras desceram a encosta, galgaram o muro existente na sua base e foram obstruir a via-férrea. A situação criada levou à decisão de proceder, com urgência, ao projeto e construção de obras de estabilização de toda a encosta. Esta tarefa foi atribuída à empresa Teixeira Duarte Lda, com o acompanhamento e colaboração do LNEC, que realizava os estudos geotécnicos e procedia à revisão do projeto, visando aprovação pela CP.

1967: Realização de obras de estabilização que consistiram na construção de muros de suporte, com dispositivos de drenagem interna e superficial.

1969: No inverno deste ano, ocorreu o desabamento de um socalco situado na zona alta da encosta que provocou um deslizamento que alcançou a via-férrea. O acidente foi causado pelo elevado caudal de uma ressurgência ao nível do socalco, dando origem à deformação progressiva do muro de alvenaria. O desabamento do muro provocou um desmoronamento cujo impacto provocou o desabamento sucessivo, com efeito dominó, das obras a jusante. Este acidente implicou o saneamento da encosta na zona acidentada, a captação e drenagem das ressurgências e a reconstrução de socalcos. Na figura seguinte, pode observar-se a encosta das Portas do Sol, após a realização das obras.

1979: Em Fevereiro deste ano, deu-se novamente um desmoronamento dos socalcos na parte norte da encosta das Portas do Sol, entre as cotas 30 e 54 metros. A maioria dos materiais ficaram retidos numa plataforma à cora 31 metros, mas alguns blocos dos muros de alvenaria continuaram a descer pela encosta.

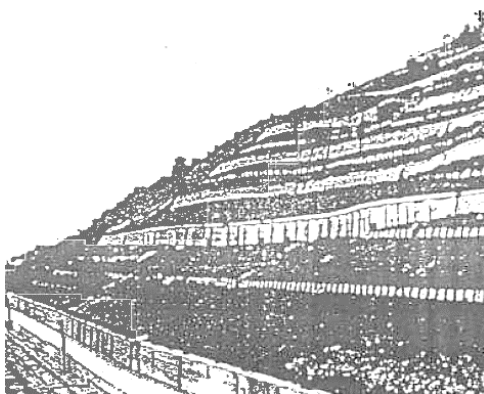


Figura 77 - Aspeto geral da encosta das Portas do Sol, após obras de 1969 (Coelho, 2001)

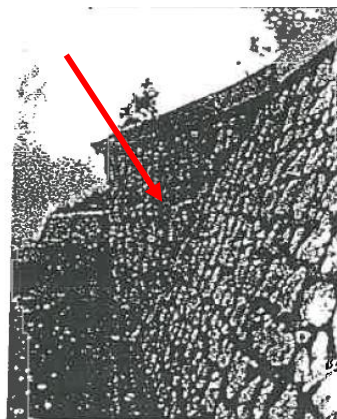


Figura 78 - Deformação do muro de espera antes do desmoronamento (Coelho, 2001)

1982: A DGEMN previa a realização de obras de estabilização da encosta da Calçada de Alfange, na qual o projeto previa duas fases de intervenção, em que a primeira fase consistia em obras de recalçamento da muralha e da base calcária, na segunda fase seriam realizadas obras de suporte na parte superior da encosta e a construção de um muro ancorado.

1986: Realização da primeira fase das obras que consistiram na execução de uma estrutura de betão armado com contrafortes e na base da bancada calcária consistiu na aplicação de betão projetado sobre uma rede metálica pregada ao maciço.

1996: Em Janeiro deste ano ocorreu um grande escorregamento da encosta da Calçada de Alfange que atingiu o muro ancorado construído.

1998: Realização de obras que consistiram na realização de um muro intermédio e de um muro inferior, constituído por estruturas de suporte ancoradas ao terreno e fundadas em microestacas. Procedeu-se ao saneamento e à proteção superficial dos taludes e à construção de sistemas de drenagem.

2001: Escorregamento em Janeiro deste ano que causou o descalçamento da estrutura ancorada inferior, deixando expostas as microestacas. Consistiu no desmoronamento de 25 metros da muralha de Alcáçova e do caminho de Santiago, que obrigou ao encerramento da E.N. 114. Este acidente evidenciou a má conceção das obras de suporte que foram realizadas e as chuvas intensas proporcionaram condições favoráveis à infiltração e percolação de água na encosta.

De acordo com o Simpósio Nacional sobre taludes e encostas instáveis (Coelho, 2001), os escorregamentos da encosta das Portas do Sol têm sido atribuídos a diversas causas, devidas às características topográficas e ao efeito da ação da água. Destacam-se as seguintes causas:

- alteração e desagregação dos materiais argilosos por expansão e retração;
- erosão devida a escoamento superficial;
- erosão interna, devida à circulação subterrânea;
- deformação lenta por fluência gravítica, também designada por reptação;
- aumento de peso e redução da resistência ao corte dos solos e da zona superficial meteorizada do maciço, devido à sua saturação, após períodos longos de chuva.

A encosta das Portas do Sol está compreendida entre dois pontos fixos que é imperativo preservar e proteger, nomeadamente, as muralhas de Santarém, no topo da encosta, a estrada e a via-férrea, entre a base da encosta e rio Tejo. As medidas de estabilização passaram por obras de proteção e de suporte, obras de drenagem superficial e profunda.

De modo a reduzir a inclinação da encosta e reduzir a erosão devida ao escoamento superficial, optou-se por uma solução em socalcos construídos à custa de muros de espera, fundados sobre estacas, de dois tipos, nomeadamente, socalcos grandes, com largura até 15 metros e taludes inclinados até 30° e, socalcos pequenos, com largura até 5 metros e taludes inclinados até 35°.

O tratamento e revestimento da escarpa calcária do topo da encosta tiveram por objetivo a consolidação da fundação da muralha e a proteção da camada rochosa de forma a impedir a eventual fragmentação e queda de blocos (Figura 79). O tratamento da camada calcária consistiu no enchimento das cavidades com pedra e betão, recorreu-se a pregagens e injeções de calda de cimento, em furos verticais abertos a partir da plataforma superior da encosta. O revestimento consistiu num muro de alvenaria com 0,40m de espessura, em que a fundação foi realizada com estacas, espaçadas de 3m, o revestimento foi ancorado à escarpa por meio de tirantes passivos de 22mm de diâmetro e com 2,5 a 3m de comprimento, espaçados de 3m.

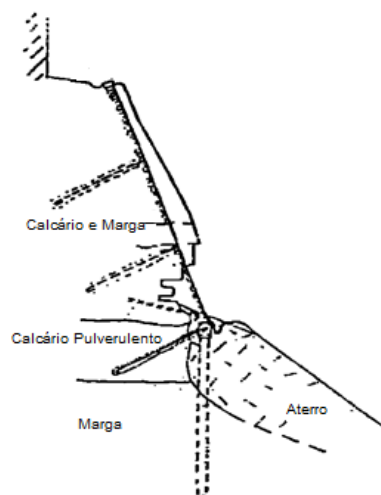


Figura 79 - Proteção e consolidação da muralha e da face livre da escarpa rochosa (Coelho, 2001)

Adotou-se para a altura dos socalcos, a altura crítica do aterro do tardo dos muros, em que se obtiveram alturas críticas de 4 m para os socalcos grandes e de 1,2 m para os socalcos pequenos, estes eram constituídos por pranchas pré-fabricadas de betão armado, encostadas a estacas com inclinação de 15°, com 2 metros de comprimento e espaçadas de 1 metro, entre as pranchas e o terreno, colocou-se uma mistura drenante de gravilha e areia.

A figura 80 ilustra o perfil com a técnica de execução dos socalcos grandes.

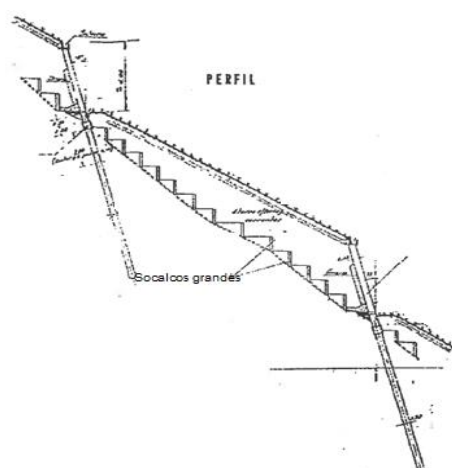


Figura 80 - Perfil com a técnica de execução dos socalcos grandes (Coelho, 2001)

A principal função dos socalcos consiste na regularização do talude, na proteção contra a meteorização e na minimização dos efeitos da ação da água que percolava à superfície.

A existência da camada de argila fissurada com cerca de 7 metros de espessura, à cota 32, foi motivo para reforçar a consolidação nesta zona, tão suscetível de condicionar a estabilidade de todo o talude com 70 metros de altura, devido a possíveis fenómenos de fluência e esforços acrescidos nos socalcos.

Por isso, em várias zonas da encosta, efetuou-se reforço dos muros de alvenaria dos socalcos grandes, com um lintel de betão armado, ao nível da base dos muros, ancorado no maciço, conforme perfil da figura 81.

O reforço dos muros de alvenaria foi realizado por intermédio de contrafortes de betão armado, alinhados com as estacas de fundação e ancorados no seu ponto médio. A drenagem das águas superficiais e subterrâneas foi decisiva para a estabilização da encosta, na qual se utilizaram os dispositivos mais correntes de drenagem superficial e profunda, associados aos socalcos, construíram-se galerias de drenagem em zonas que exibiam ressurgências.

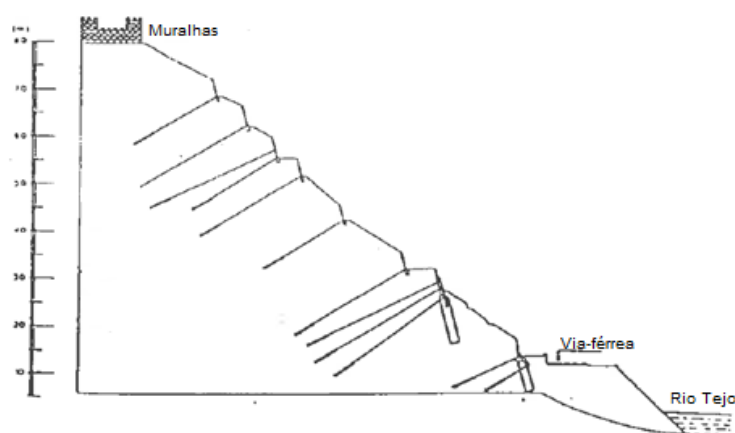


Figura 81 - Perfil em socalcos reforçados com ancoragens (Coelho, 2001)

2006: Execução de obras de regularização na Ribeira de Alfange, que incluíram arranjo paisagístico, sendo que as obras foram promovidas pelo Instituto da Água.

2009: Na sequência das intempéries de Dezembro de 2009 a Câmara Municipal de Santarém solicitou ao LNEC que efetuasse uma peritagem às encostas de Santarém.

2010: Em Fevereiro deste ano, ocorreu um desprendimento de blocos de pedra da encosta a jusante da Calçada de Santiago, um dos quais atravessou a E. N. 114, levando ao encerramento da via de comunicação. A E.P – Estradas de Portugal procedeu à execução de um muro de suporte na base do talude.

Em meados de Abril, apareceram fissuras longitudinais no pavimento da E.N. 114, numa extensão de 40 metros, obrigando novamente ao encerramento da E.N. 114, sendo que foram realizadas obras de estabilização e drenagem por parte da E.P., tendo sido concluído o projeto de execução em Julho deste ano (Trindade, 2012).

Segundo o Projeto Global de Estabilização das Encostas de Santarém, foi realizada, no dia 17 de Maio de 2010, uma peritagem por parte do LNEC e as recomendações propostas são apresentadas de seguida:

Rua de Santa Margarida

- a) Logradouro do nº 5: recomenda-se que seja feita uma nova visita de inspeção pela equipa projetista para ter em conta no projeto o desenvolvimento de uma longa fenda no pavimento do pátio localizado entre o edifício e o talude da encosta, conforme se pode observar na imagem 82;

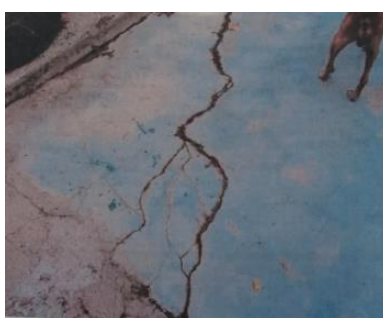


Figura 82 - Fotografia com localização de uma longa fenda no pavimento do pátio do logradouro do nº 5 (PGEES, 2015)

- b) Edifício nº 11: recomenda-se o seguinte:
- solicitar o Projeto de Execução do edifício à CMS;

- efetuar uma visita de inspeção detalhada à zona de fundação e com base nos elementos recolhidos nessa visita relativos às fundações deste edifício, definir se o edifício tem de ser demolido, ou não, para permitir a execução do reforço do talude adjacente ao edifício.
- desalojamento definitivo dos moradores da Rua de Santa Margarida, dos edifícios nº 11 e 13 a 27, conforme se pode observar os respetivos edifícios na imagem 83.



Figura 83 - Localização dos edifícios com previsão de demolição (PGEES, 2015)

- campanha de leitura nos inclinómetros instalados na Rua de Santa Margarida: recomenda-se que seja feita uma nova campanha para confirmar a existência e a magnitude de possíveis deslocamentos horizontais que tenham sido mobilizados, em profundidade, desde a campanha de referência em Março de 2009.
- logradouro do nº 9: recomenda-se que seja feita uma nova visita de inspeção pela equipa projetista para ter em conta a diminuição da área do logradouro devido à derrocada parcial nesta zona.

Portas do Sol – Jardim e Encosta de Alfange

Segundo o Projeto Global de Estabilização das Encostas de Santarém, em Janeiro de 2010, foram realizadas visitas às muralhas das Portas do Sol, do lado do jardim, na qual foi possível constatar a existência de fissuração com aberturas significativas, assim como algumas zonas com erosão localizada na base das muralhas, o novo sistema de drenagem do jardim das Portas do Sol está ligado exteriormente ao sistema de drenagem do talude do lado de Alfange e em situações de pluviosidade intensa a água transborda da região do novo sistema de drenagem, saturando os solos da encosta.

O LNEC foi informado, a 10 de Março de 2010, do desprendimento de blocos do topo da bancada calcária no sopé da encosta das Portas do Sol.

Trata-se de uma zona adjacente a uma zona que foi tratada no passado através de gunitagem, mas cujo tratamento foi interrompido na zona que nesta data sofreu um desmoronamento parcial superficial, em que se recomenda um tratamento por gunitagem, de modo a restabelecer a estabilidade local e travar a continuação do fenómeno erosivo que causou o referido desprendimento de blocos calcários, conforme se pode observar na figura 84.



Figura 84 - Identificação da zona da muralha onde houve desprendimentos de blocos do topo da bancada calcária, zona adjacente às muralhas do jardim das Portas do Sol (PGEES, 2015)

Estrada da Ribeira de Santarém

Segundo o Projeto Global de Estabilização das Encostas de Santarém, conforme transmitido em reuniões dos dias 12 de Fevereiro e dias 7 e 14 de Maio deste ano, ficou preconizado o reperfilamento global do talude, na estrada da Estação, localizado nas traseiras dos edifícios sitos no nº 53 e nº 55-61, [...] no decurso das intempéries do passado Inverno desenvolveu-se uma cunha instável localizada a montante dos referidos edifícios, cuja rotura pode originar o colapso do terraço do nº 53, das lajes de cobertura dos armazéns localizados nos nº 55-61, assim como provocar uma eventual queda de materiais na estrada da Estação, com consequente interrupção.

EN 114

Segundo o Projeto Global de Estabilização das Encostas de Santarém, as recomendações relativas às duas instabilidades observadas são apresentadas de seguida:

- a) Na zona do muro de gabiões recomenda-se que a altura destes seja aumentada para sustentar a queda de possíveis materiais de duas zonas referenciadas entre a Calçada de Santiago e a EN114.
- b) Para caracterizar o fenómeno de instabilidade localizados na EN114 perto da Fonte das Figueiras, onde foram observadas diversas fissurações com aberturas superiores a 40mm e que cortam o pavimento [...] recomenda-se que seja executado um estudo complementar de reconhecimento geológico-geotécnico através de sondagens com execução de ensaios SPT e recolha de amostras para caracterização laboratorial. Na figura 85 pode observar-se as fissurações no pavimento.



Figuras 85 - Localização das fissurações no pavimento da EN114 (PGEES, 2015)

Encosta de Santiago

Segundo o Projeto Global de Estabilização das Encostas de Santarém, os depósitos de vertente que se encontravam neste local, instabilizados, deslocaram-se, atingiram a EN114, no Inverno de 2009/2010. As obras executadas para minimizar a situação da queda de blocos e terras para a via consistiram no alteamento do muro de gabiões existente ao nível da plataforma.

2014: “Em Agosto deste ano, deu-se um deslizamento de grande dimensão, ocorrido na madrugada, numa das encostas, deixando desalojadas quatro pessoas e que levou ao corte,

por tempo indeterminado, da E.N. 114. O deslizamento deu-se na crista da encosta situada nas traseiras do Teatro Rosa Damasceno”, segundo o Jornal Público, 16 de Agosto de 2014.

“Não há perdas humanas a lamentar, uma vez que à hora do deslizamento não circulava ninguém na estrada”[...] “não estão reunidas condições mínimas de segurança para circulação de veículos”, sublinha comunicado da Câmara Municipal de Santarém, divulgado pelo Jornal Público.

Hoje toda a frente do castelo se vê reforçada com barreiras de contenção de terras. A consolidação e as técnicas de reforço para estabilização das encostas, requerem um trabalho contínuo, porque atendendo às características destes maciços, futuramente poderão ocorrer novamente deslizamentos.

É no seguimento deste deslizamento de 16 de Agosto de 2014, que se considera relevante a apresentação do caso de estudo do presente relatório, no próximo capítulo, pois as obras de intervenção que estão no momento a decorrer, são as medidas de estabilização para este episódio de deslizamento.

CAPÍTULO V - CASO DE ESTUDO: ESTABILIZAÇÃO DAS ENCOSTAS DE SANTARÉM

5.1 ENQUADRAMENTO

A estabilização das encostas de Santarém, devido à sua história de escorregamentos, às condições geológicas e topográficas, particulares, bem como outros fatores físicos que condicionam o local, como a via-férrea na base da encosta, junto ao rio Tejo e a ocupação urbana, tornam particularmente difícil a conceção de obras de estabilização e a monitorização comportamental dos deslocamentos, tornando-se por isso um tema de extrema importância e que apela à reflexão sobre a necessidade de uma abordagem integrada sobre este problema de instabilidade.

Justifica-se, assim, a escolha do caso de estudo sobre o Projeto Global de Estabilização das Encostas de Santarém (PGEES), em que o principal objetivo é uma abordagem que permita uma melhor compreensão do conjunto de soluções de estabilização que foram adotadas. Foram recolhidos elementos complementares, na sequência de visitas ao local que contribuem para uma melhor interpretação e avaliação das soluções que foram adotadas no presente caso de estudo. Na figura 86 pode observar-se a localização da área a intervir.

O caso de obra que aqui se apresenta relativo ao Projeto de Estabilização da Encosta de Santa Margarida (ESM) e da Encosta de Ribeira de Santarém (ERS), inserido no Projeto Global de Estabilização das Encostas de Santarém (PGEES), foi desenvolvido no seguimento do Estudo Prévio Global (EPG) e do Relatório Intercalar de Progresso (RIP), datados respetivamente, de Março de 2009 e de Março de 2008, e ainda da campanha de prospeção geológica e geotécnica complementar, concluída em janeiro de 2009. Os elementos que serviram de base para o desenvolvimento do PGEES, setembro de 2015, foram produzidos no âmbito do Estudo Prévio, elaborado pelas empresas JetSJ Geotecnia Lda., que apresenta o estudo geológico e geotécnico relativo à Encosta de Santa Margarida, onde ocorreu um escorregamento na estrada de 16 de Agosto de 2014, associada à empresa Geoárea – Consultores de Geotecnia e Ambiente, como também informação elaborada pela Câmara Municipal de Santarém (nº 203/2009), Outubro, 2009.

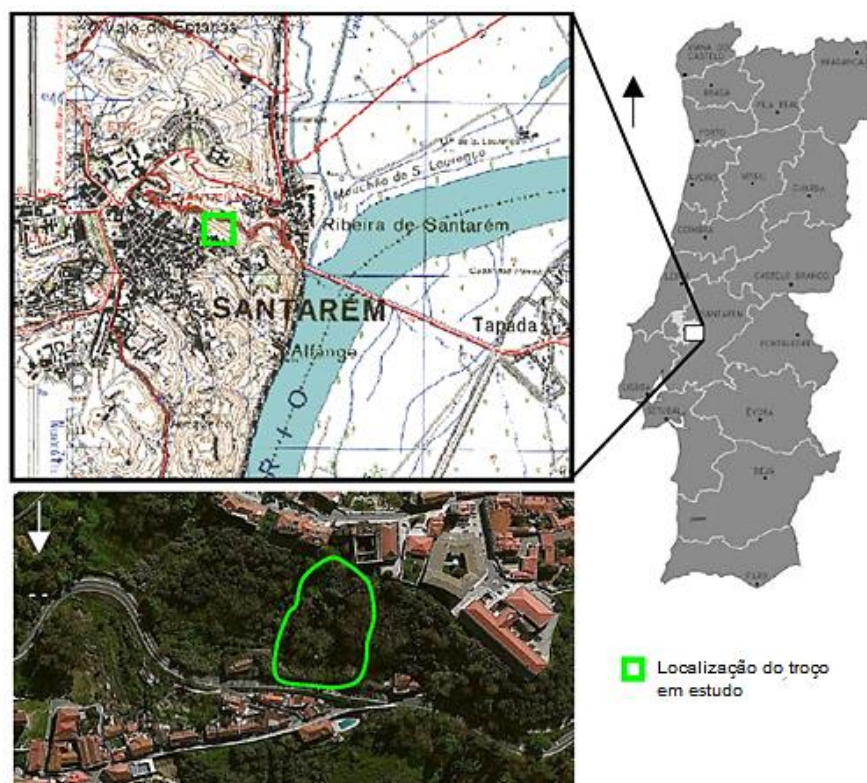


Figura 86 - Localização da zona de intervenção (PGEES, 2015)

5.2 CONDICIONAMENTOS

5.2.1 Condicionamentos Relativos à Ocupação de Zonas Envoltantes e Serviços Enterrados

Antes do início das obras de intervenção, foram realizadas vistorias aos edifícios existentes, um levantamento topográfico de pormenor e poços de prospeção, apesar de se tratar de uma zona de difícil acesso, de modo a avaliar o estado das estruturas, das infraestruturas e para aferir as características das fundações das construções mais próximas da área a intervir. Nas imagens seguintes, podem observar-se os edifícios existentes na crista da Encosta de Santa Margarida, na qual se verifica o antes e o após demolição, pode-se constatar o impacto que esta ação de demolição tem sobre a população local.



Figura 87- Edifícios existentes antes da execução da demolição na crista da Encosta de Santa Margarida (Rioboco, Março, 2019)



Figura 88 – Após a execução da demolição, outubro, 2019

Foi realizado um levantamento de todas as redes de serviços existentes na zona de intervenção, de forma a garantir o bom funcionamento durante a fase de execução da obra e o término da mesma.

5.2.2 Condicionamentos de Natureza Geológica e Geotécnica

Foram realizados ensaios laboratoriais e de campo, com o objetivo de obter informação sobre as características dos materiais constituintes das encostas que iriam sofrer ações de intervenção. Os resultados estão apresentados nos respetivos relatórios que constam em anexo ao presente relatório de projeto, nos quais estão inseridos boletins dos trabalhos realizados, bem como peças desenhadas de pormenor.

Foram realizadas campanhas de prospeção de campo, nomeadamente, 19 poços de prospeção, realizados para observação “in situ” da natureza e da geometria existentes, do estado de alteração, da espessura do terreno deslocado, a deteção do nível freático e a recolha de amostras para ensaios laboratoriais.

Para avaliar a espessura dos terrenos e dos depósitos de vertente e para a avaliação das características geomecânicas dos substratos, foram realizados 14 ensaios de refração sísmica e 31 ensaios com penetrómetro dinâmico ligeiro (PDL). Foram realizadas 17 sondagens de furação mecânica, com o objetivo de estabelecer modelos geotécnicos eficientes, conjuntamente com 8 ensaios com pressiómetro.

De acordo com a especificação LNEC E196, 1966, realizaram-se 22 ensaios de análise granulométrica, por peneiração húmida e 8 ensaios de análise granulométrica por sedimentação; 11 determinações do teor de água natural, 30 limites de Atterberg, 3 determinações de densidade das partículas, 5 ensaios de corte direto e 3 ensaios triaxiais consolidados, com medição de tensões intersticiais, segundo as normas NP 84, 1965; NP 143, 1969; NP 83, 1965; ASTM D 3080, 1998 respetivamente.

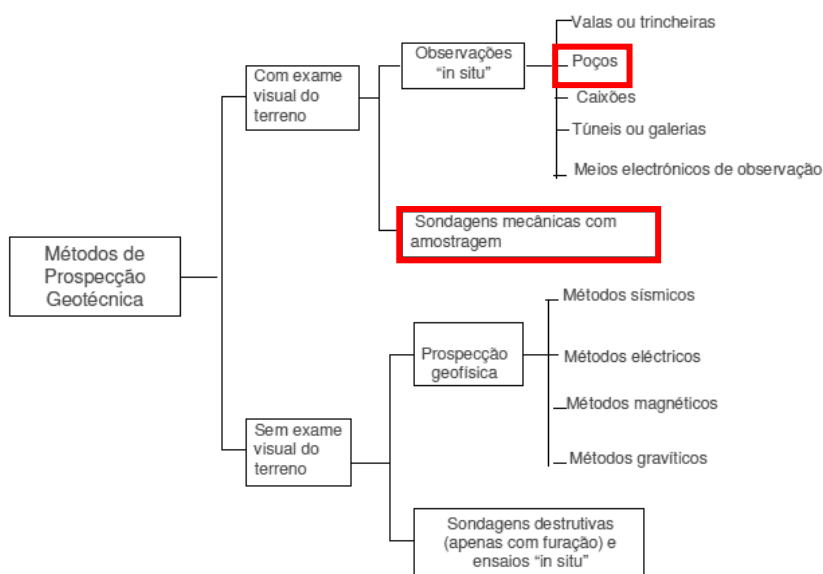
Estes resultados serviram de base à análise da estabilidade das diversas encostas e das respetivas soluções de estabilização.

5.2.3 Prospeção e Ensaios

5.2.3.1 Trabalhos de prospeção mecânica

No âmbito do caso de estudo foram realizadas sondagens à rotação com amostragem e poço de reconhecimento, com o intuito de reconhecer e caracterizar geológica e geotecnicamente os terrenos integrantes. Os trabalhos de prospeção são diversificados e devem ser adequados a cada caso. No esquema que se segue apresenta-se os métodos de prospeção geotécnica mais comuns.

Quadro 7 – Métodos de prospeção geotécnica



Segundo o Projeto Global de Estabilização das Encostas de Santarém, o poço de reconhecimento foi aberto com meios manuais junto ao edifício do teatro Rosa Damasceno com o intuito de reconhecer o estado da fundação e do material envolvente e averiguar a existência de qualquer patologia que evidenciasse a propagação das instabilidades da Encosta de Santa Margarida.

A profundidade estabelecida para este tipo de prospeção é condicionada pela escavação do terreno e pela segurança dos trabalhadores que a executam, sendo que por norma não deve ultrapassar 1,5 a 2,0 metros. A profundidade neste reconhecimento foi de 1,70 m. Na figura seguinte apresenta-se diferentes perspetivas do poço de reconhecimento.



Figura 89 – Poço de reconhecimento (PGEES, 2015)

Em anexo são apresentados os elementos de prospeção e são exibidos os perfis geológico-geotécnicos interpretativos da Encosta de Santa Margarida.

Na figura 90 ilustra-se um dos perfis apresentados, o corte A-A possibilitou a integração da sondagem SC12 e facilitou a elaboração do modelo geológico-geotécnico da encosta.

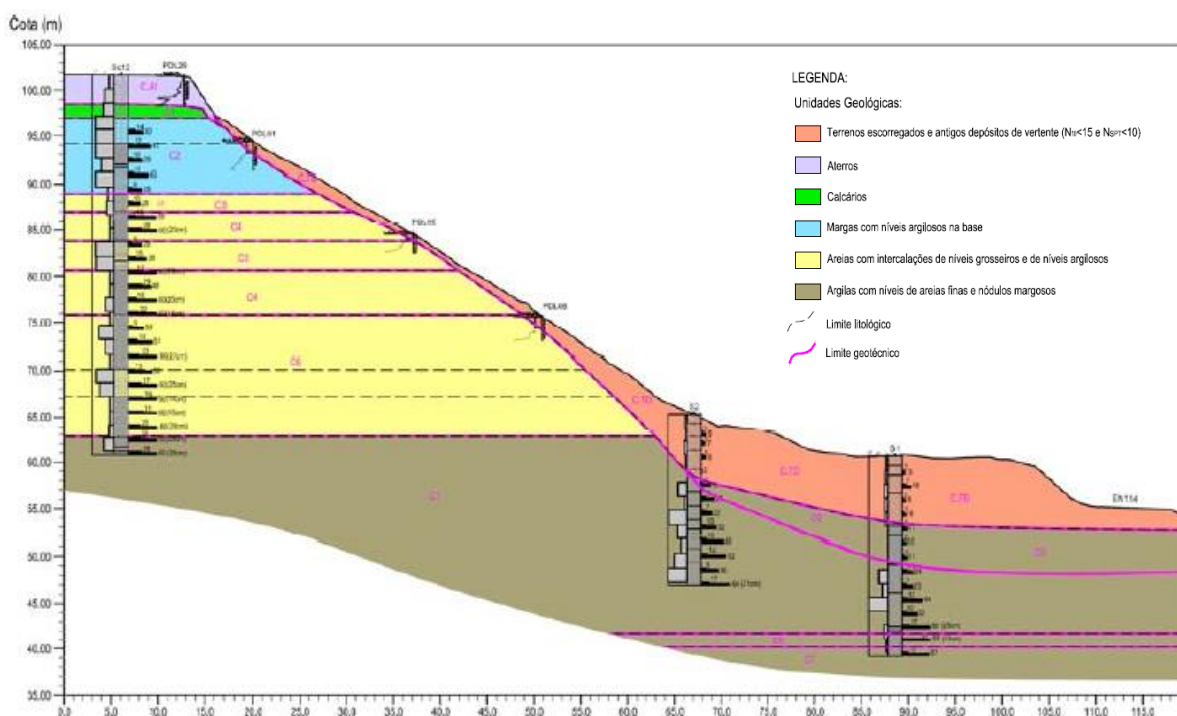


Figura 90 – Corte Geológico-Geotécnico (PGEES, 2015)

5.2.3.2 Ensaios de campo

A) Ensaio SPT (Standard Penetration Test)

No sentido de caracterizar as propriedades geomecânicas dos solos intercetados pelas sondagens, a progressão da furação foi acompanhada de ensaios de penetração dinâmica SPT, espaçados a 1,5 metros, em que o ensaio consiste na cravação de um amostrador padronizado tubular, de 45 centímetros, por intermédio de queda de um pilão com 63,5kg a uma altura de 76 cm. O número de pancadas necessárias para atingir a penetração de 30cm, define o valor de N_{SPT} , de resistência à penetração.

A imagem 91, esquematiza o ensaio.

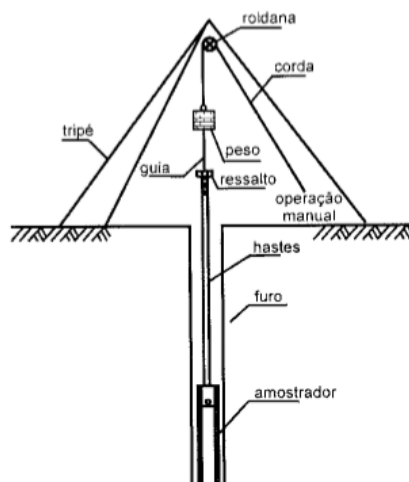


Figura 91 - Ilustração do ensaio de penetração dinâmica SPT (Santos, 2016)

De acordo com informação do Projeto Global de Estabilização das Encostas de Santarém (PGEES, 2015):

“Destacam-se os seguintes pontos relativos à Encosta de Santa Margarida:

- *Ao longo da ESM persistem depósitos de vertente/terrenos deslocados com espessuras variáveis sendo que, no troço reconhecido e que incide sobre escorregamento recente (Agosto 2014), este material atinge profundidades da ordem dos 7 a 7,5m, sendo dos principais locais de acumulação de depósitos de vertente;*
- *Os ensaios SPT apresentam variações em profundidade afetas a intercalações litológicas intersetadas no decorrer da furação e que refletem o carácter heterogéneo do modelo geológico. [...] é possível antever uma melhoria da resistência dos materiais em profundidade” (pela análise ao quadro 6);*
- *Os níveis da água registados nas sondagens S1 e S2 variam entre 2,6m e 11,5m de profundidade. Estes valores estão ainda condicionados pela água utilizada nos procedimentos de furação e não deverão constituir valores de referência de níveis de água naturais, por não se encontrarem estabilizados.*

Destacam-se os seguintes pontos relativos à Encosta da Estrada de Alfange:

- *O nível da água registado na sondagem S3 de 3,3m foi medido no final dos trabalhos de furação pelo que ainda estará condicionado pela água utilizada nos procedimentos de abertura do furo. Por esta razão não deve ser assumido como valor de referência”.*

Dos resultados obtidos no reconhecimento com sondagens mecânicas e ensaios SPT, apresenta-se o quadro 8, com o resumo gráfico dos resultados dos ensaios SPT:

Quadro 8 – Resumo do gráfico dos resultados dos ensaios SPT (PGEES, 2015)



B) Ensaios CPT (Cone Penetration Test) /CPTU (Undrained) ou piezocone

O ensaio CPT (Cone Penetration Test) consiste na cravação no terreno de uma ponteira cónica com 60° de abertura a uma velocidade de 20mm/s, na qual se medem as resistências de ponta e lateral: q_c e f_s , pode-se determinar a razão atrítica: $FR = f_s/q_c$ (Roque, M, 2015), bastante útil para a identificação do tipo de estratos atravessados, conforme se pode observar na ilustração do ensaio da figura 92:

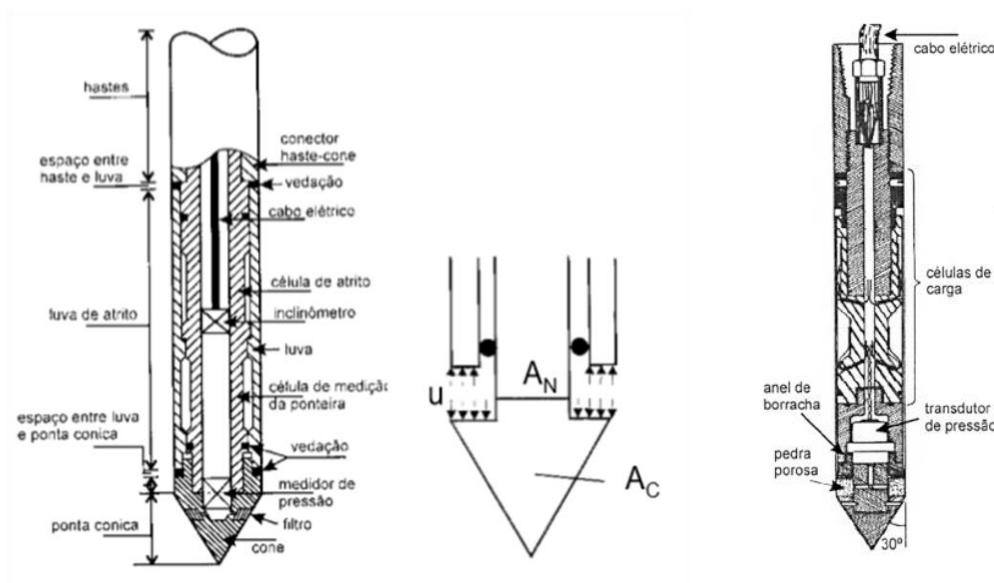


Figura 92 - Ilustração do ensaio CPT/ CPTU (Santos, 2016)

No ensaio CPTU mede-se a pressão intersticial da água, consiste na dissipação do excesso de pressão intersticial gerado durante a cravação do piezocone no solo.

C) Ensaio com penetrómetros dinâmicos

São ensaios idênticos ao ensaio SPT mas consistem na cravação contínua de uma ponteira cônica por ação da queda de um pilão de massa e altura de queda estabelecidas. As diferenças comparativamente com o ensaio SPT residem na substituição do amostrador por uma ponteira cônica, estas diferenças permitem a medição de uma resistência de ponta dinâmica.

A área do cone é de 10 cm^2 , em que se contam o número de pancadas para penetrar 10 cm (N_{10}). Nesta obra utilizou-se o DPL, que consiste num ensaio ligeiro realizado até 8m, com queda de um pilão de 10 kgs, de uma altura de 500mm, conforme se pode constatar no quadro 8.

Quadro 9 – Dimensões e massas para os quatro tipos de penetrómetros dinâmicos (Roque, 2015)

	DPL (leve)	DPM (médio)	DPH (pesado)	DPSH (super- pesado)
Dispositivo de cravação				
Pilão massa m (kg)	10 ± 0,1	30 ± 0,3	50 ± 0,5	63,5 ± 0,5
Altura de queda h (mm)	500 ± 10	500 ± 10	500 ± 10	750 ± 20
Razão compr./diâm. (D _h)	≥ 1 ≤ 2	≥ 1 ≤ 2	≥ 1 ≤ 2	≥ 1 ≤ 2
Batente				
Diâmetro, d (mm)	100 < d < 0,5 D _h	100 < d < 0,5 D _h	100 < d < 0,5 D _h	100 < d < 0,5 D _h
Massa (kg) (máx.) (vara guia incluída)	6	18	18	30
Cone de 90°				
Área d base nominal A cm ²	10	10	15	20
Diâm. da base (D) nov (mm)	35,7 ± 0,3	35,7 ± 0,3	43,7 ± 0,3	51 ± 0,5
Diâmetro da base, usado (mm) mín.	34	34	42	49
Comprim. da manga (mm)	35,7 ± 1	35,7 ± 1	43,7 ± 1	51 ± 2
Comprimento, da ponta do cone (mm)	17,9 ± 0,1	17,9 ± 0,1	21,9 ± 0,1	25,3 ± 0,4
Desgaste máx. da ponta mm	3	3	4	5
Varas				
Massa (kg/m) (máx.)	3	6	6	6
Diâmetro OD (mm) (máx.)	22	32	32	32
Desvio da vara:				
5m inferiores %	0,1	0,1	0,1	0,1
restante %	0,2	0,2	0,2	0,2
Energia específica por pancada				
(mgh/A) em kJ/m ²	50	150	167	238

Segundo os documentos do Projeto Global de Estabilização das Encostas de Santarém (PGEES), a resistência dinâmica obtida neste ensaio foi calculada a partir da “fórmula holandesa” em que, se considera o número de pancadas e o número de varas cravadas no terreno, sendo que o número de pancadas para uma penetração de 10 cm fornecem uma medida de resistência oferecida pelo terreno à penetração da ponteira e pode traduzir-se pelas seguintes fórmulas dinâmicas:

$$R_d = \frac{M \cdot g \cdot H}{A \cdot e} \qquad Q_d = \frac{M}{M+M'} \times \frac{M \cdot g \cdot H}{A \cdot e}$$

em que:

R_d – valor de resistência dinâmica aparente;

Q_d – valor de resistência dinâmica de ponta;

M – massa do pilão em kg;

H – altura de queda do pilão em m;

M' - massa acumulada do batente, das varas, do porta-ponteira e da ponteira;

e – valor médio de penetração por pancada;

g – aceleração da gravidade em m/s^2 ;

A – área da seção diametral da ponteira em m^2 .

Nos gráficos apresentados na figura 93 apresenta-se os gráficos de penetração versus profundidade obtidos no reconhecimento com o ensaio DPL, em que se pode verificar frequentes irregularidades nas curvas das resistências dinâmicas que permitem antever alternâncias das características litológicas do modelo geológico:

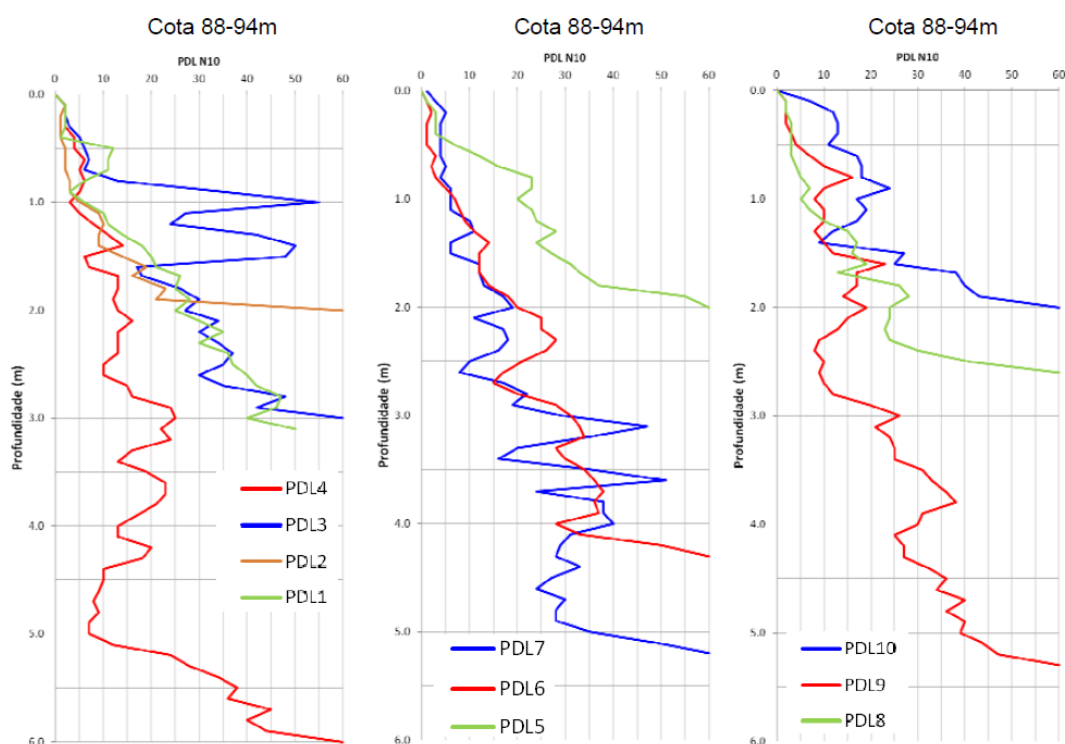


Figura 93 – Resumo gráfico dos resultados dos ensaios PDL indexado a cotas altimétricas (PGEES, 2015)

D) Ensaio Pressiometro (PMT)

Segundo o LNEC, Relatório 454/2010, o pressiómetro é um ensaio efetuado *in situ* que consiste na introdução de uma sonda cilíndrica no interior de um furo no solo, quando se atinge a profundidade pretendida, é aplicada uma pressão que origina a expansão da sonda.

O corpo da célula é um cilindro oco e rígido. Para a furação o pressiómetro é dotado, na extremidade inferior, de um bocal cortante, que abriga uma ferramenta rotativa responsável pelo desmante do solo, conforme se pode observar no esquema da figura 94.

À superfície há um equipamento, que inclui o fornecimento de pressão, a unidade de controlo e o datalogger. Permite monitorizar o incremento de pressão no troço de ensaio e a correspondente expansão da membrana, obtendo-se, assim, a resposta do terreno a uma alteração na pressão, traduzida na curva pressiométrica (ou curva de resposta do solo).

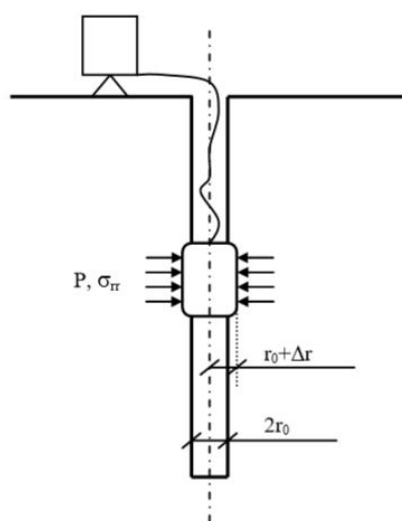


Figura 94 – Ilustração do ensaio pressiométrico (PMT) (Santos, 2016)

É de salientar, uma das potencialidades deste ensaio consiste na possibilidade de estimar as tensões horizontais de repouso no solo, permitindo a determinação direta do coeficiente de impulso em repouso, K_0 .

C) Ensaio de corte rotativo (FVT – Field Vane Test)

É um ensaio particularmente apropriado para a estimativa da resistência não drenada de solos argilosos brandos (argilas muito moles, moles e médias), com $N_{SPT} < 4$.

A estimativa de resistência não drenada (C_u) com base neste ensaio é considerada apropriada para análises de estabilidade em aterros sobre solos argilosos, segundo o EC7.

Consiste na introdução de um molinete, isto é, um conjunto de quatro lâminas retangulares soldadas a uma vara central, no interior de um furo de sondagem. Quando se atinge a profundidade pretendida é aplicado um momento de torção, conforme esquema do ensaio da figura 95.

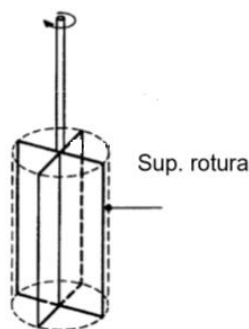


Figura 95 – Ilustração do ensaio de corte rotativo (FVT) (Fernandes, 1995)

5.2.3.3 Ensaio laboratoriais

A) Análise granulométrica com e sem sedimentação

A análise granulométrica consiste num ensaio que define a composição granulométrica de um solo por distribuição, em percentagem, do peso total das partículas de uma amostra de solo, de acordo com as suas dimensões. A técnica de preparação das amostras seguiu a especificação E 196 do LNEC.

Após preparação da amostra faz-se passar uma porção de solo, de massa conhecida, por uma série normalizada de peneiros de malha quadrada de dimensões decrescentes. O material retido num determinado peneiro representa a fração do solo com dimensão superior à da malha desse peneiro, mas inferior à do peneiro seguinte.

Os agregados (inertes) finos e grosseiros no que respeita à granulometria devem estar de acordo com o especificado no quadro 10:

Quadro 10 - Granulometria dos inertes utilizados em obra (PGEES, 2015)

Peneiros B.S. (abertura em mm)	Percentagem em peso que passa	
	Mínima	Máxima
28.00	100	-
20.00	90	100
10.00	65	90
5.00	45	70
2.00	30	55
1.18	20	40
0.60	10	30
0.30	5	20
0.15	2	10
0.063	0	7

B) Limites de consistência ou de Atterberg

Estes ensaios permitem determinar os limites de consistência de um solo. Consistência é uma propriedade dos solos que reflete as forças de coesão e de aderência, depende do tipo de mineral de argila presente e da água existente no solo, ou seja, do teor de humidade.

O ensaio para a determinação dos limites de consistência, permitem determinar o limite de liquidez (LL) o limite de plasticidade (LP) e o limite de retração (LR). Estes limites são teores em água que correspondem às mudanças de comportamento, do estado seco para friável (LR), do friável para o moldável (LP) e do moldável para o fluído (LL), sempre com teores de água crescentes. O índice de plasticidade (IP) é a diferença entre o limite de liquidez e o limite de plasticidade.

C) Ensaio Triaxial Consolidado Não Drenado

Segundo a ASTM D 2850-95 (Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils), de 1999, o principal objetivo do ensaio triaxial é a determinação dos parâmetros de resistência do solo, nomeadamente, a coesão não drenada (C_u) e o ângulo de resistência ao corte (ϕ).

Este ensaio realiza-se sobre um provete cilíndrico envolvido numa membrana impermeável e colocado numa câmara cilíndrica (célula triaxial) na qual existem válvulas que permitem a ligação ao exterior.

Através da água que preenche a câmara aplica-se pressão de confinamento ao provete. O ensaio consolidado não drenado (CU), consiste na aplicação de uma pressão de confinamento mantendo aberta a válvula de drenagem para permitir a consolidação do solo sob essa pressão. Após a consolidação dá-se início à fase de corte durante a qual o provete, dentro da câmara, é submetido a um acréscimo de tensão axial com a válvula de drenagem fechada, conforme se ilustra na figura 96.

Os resultados são obtidos em termos de tensões totais e como se registam os valores das pressões intersticiais, durante o ensaio, pode-se obter as tensões efetivas. Para se obter os parâmetros resistentes deve realizar-se ensaios em três provetes do mesmo solo consolidados com diferentes pressões.

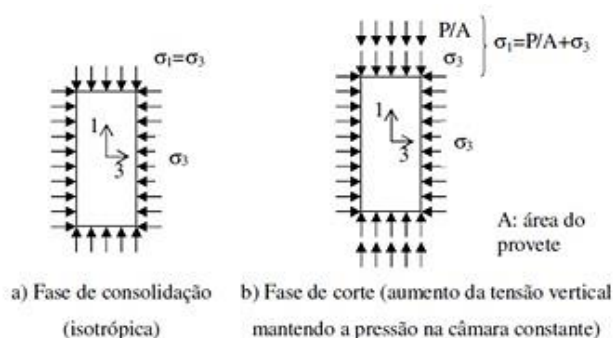


Figura 96 – Ilustração do ensaio triaxial consolidado não drenado (ASTM D 2850-95, 1999)

5.3 INVENTÁRIO DOS ESCORREGAMENTOS NAS ENCOSTAS DE SANTARÉM

Segundo PGEES, 2015, de acordo com o inventário dos escorregamentos na encosta de Santa Margarida, em que a data de observação foi 8 de Setembro de 2010, constataram-se as seguintes observações:

- A) Tipo de movimento:** Escorregamento translacional superficial, gerando, possivelmente pequeno fluxo de detritos, para a base do movimento.
- B) Vegetação:** Vegetação rasteira, arbustiva, com crescimento sem controlo e a necessitar de corte. Vegetação arbórea densa, com crescimento desordenado;

C) Obras de suporte/estabilização: Muros de gabiões que servem apenas de proteção à EN114, estes não são suficientes para garantir estabilidade da encosta e na EN114, pode ser atingida por novos escorregamentos;

D) Vestígios de percolação: a abundância de vegetação arbórea, sugere a presença de água nesta zona;

E) Obras próximas do talude: As habitações da Rua de Santa Margarida, no topo, a EN114 e coletores de águas pluviais e domésticas na base. As habitações na Rua de Santa Margarida localizadas na crista do talude encontram-se bastante danificadas e instabilizadas. As habitações em risco de ruir e desabitadas, foram demolidas;

F) Outros indícios de instabilidade: As fundações superficiais dos quintais das habitações da Rua de Santa Margarida, encontram-se descalças, o terreno que lhes serve de suporte é afetados por escorregamentos muito frequentes. O quintal do nº 23 tinha uma escada que ruiu e deslizou encosta abaixo há cerca de 3 ou 4 anos, segundo o morador da habitação do nº 25.

Segundo PGEES, 2015, de acordo com inventário dos escorregamentos na encosta da Ribeira de Santarém, em que a data de observação foi 6 de Setembro de 2010, constataram-se as seguintes observações:

A) Tipo de movimento: Escorregamento translacional superficial.

B) Vegetação: Vegetação rasteira, arbustiva, com crescimento sem controlo e a necessitar de corte. Vegetação pouco densa e inclinada;

C) Drenagem associada: As valetas de drenagem encontram-se obstruídas, em alguns casos bloqueadas e moderadamente fendilhadas;

D) Obras de suporte/estabilização: A encosta encontra-se parcialmente escalonada no topo;

E) Vestígios de percolação: Manchas de canaviais que indicam a presença de água;

F) Obras próximas do talude: Parques de estacionamento da estrada da Ribeira de Santarém e postes da EDP a Norte e a Sul do escorregamento;

G) Infraestruturas afetadas: Postes da EDP;

H) Observações: Obras feitas pela REFER em 1980.

5.4 CRITÉRIOS DE CONCEÇÃO/ EXECUÇÃO

5.4.1 Especificações Técnicas

Segundo o PGEEs, 2015, são apresentadas as condições técnicas a que deverão obedecer os materiais, os ensaios e o controlo de comportamento dos perfis metálicos verticais em solos, destinados a permitir a fundação e amarração de estruturas de betão armado ou de estruturas de contenção de madeiras.

5.4.1.1 Proteção Anticorrosiva

Na proteção contra a corrosão das secções dos perfis metálicos, utilizaram-se barras tipo GEWI, nas quais todos os acessórios e conectores são galvanizados, tendo sido aplicado o sistema de dupla proteção, as barras são compostas por mangas de PVC corrugado, ao longo de todo o comprimento livre da microestaca, com o preenchimento do espaço entre a manga e o perfil metálico com calda de cimento.

5.4.1.2 Equipamento

O equipamento de perfuração utilizado é adequado à natureza litológica das formações a atravessar, por forma a não provocar deterioração das características mecânicas naturais, foram cumpridos os seguintes critérios de exigência (PGEEs, 2015):

- o eixo de furação, à boca do furo, tem tolerância radial máxima de 75mm;
- o furo, tem uma tolerância de desvio de 2°, relativamente à trajetória definida em projeto;
- a verificação dos desvios é efetuada após a furação dos primeiros 2 metros

5.4.1.3 Características da Calda de Cimento

O cimento utilizado é do tipo Portland, constituído por clínquer, do tipo CEM I 52R ou CEM I 42, 5R, com baixo teor de alumina, devido à existência de sulfuretos, assim como cloretos. A relação água-cimento é escolhida para assegurar a fluidez necessária para bombagem da calda, assegurar as boas características de impermeabilização, resistência, baixa retração e durabilidade.

A resistência da calda de cimento deve garantir a compatibilização da mobilização de tensões de aderência entre a armadura, a calda e o terreno e não deve ser inferior a 30 MPa, aos 28 dias ou a 27 MPa, aos 7 dias. A viscosidade deve estar compreendida entre 17 e 25 segundos, medido no cone de Marsh. A aplicação de cargas é efetuada, pelo menos, após 7 a 10 dias da última operação de injeção quando se utiliza cimento do tipo CEM I42,5R, ou 3 a 4 dias, no caso de utilização do cimento do tipo CEM I52, 5R.

O procedimento de injeção deve garantir o total preenchimento das bainhas com calda de cimento e a injeção deve ser efetuada em regime contínuo, de modo a evitar a segregação da água da calda. São realizados ensaios de permeabilidade, por forma a garantir a qualidade de selagem dos perfis metálicos.

O procedimento consiste no preenchimento da totalidade do furo com calda de cimento após instalada a armadura, sendo a calda injetada a baixa pressão, dado tratar-se de uma operação em regime de furo aberto, a injeção encontra-se concluída quando a calda atinge a boca do furo (PGEES, 2015).

5.4.1.4 Tela Geossintética e Geotêxteis

A tela geossintética de proteção do talude e de fixação de vegetação a utilizar na obra, nas superfícies dos taludes a revestir, devem ser do tipo malha de aço hexagonal, de dupla torção, revestida a PVC, as fiadas de geossintético apresentam uma sobreposição mínima de 0,50m.

As telas de geotêxteis utilizadas em obra, nas superfícies dos taludes a revestir, são constituídas por filamentos de polipropileno, são do tipo não tecido, as fiadas de geotêxtil apresentam uma sobreposição mínima de 0,50m e devem obedecer às especificações técnicas do quadro 11.

Quadro 11 - Especificações técnicas das telas de geotêxteis utilizadas em obra (PGEES, 2015)

Propriedade	Valor	Norma
Gramagem	$\geq 200 \text{ g/m}^2$	EN 965
Espessura a 200 kPa	$\geq 1,20 \text{ mm}$	EN 964/1
Resistência à tracção (5% de extensão)	$\geq 21.5 \text{ kN/m}$	EN ISO 10 319
Punçoamento CBR	$\geq 3,4 \text{ kN}$	EN ISO 12 236
Permeabilidade	$\geq 25 \text{ mm/s}$	EN ISO 11 058

5.4.1.5 Revestimento com Betão Projetado

O betão projetado é aplicado em duas camadas, com uma espessura mínima de 30mm, sendo reforçado com a adição de fibras metálicas cujas características permitem um comportamento adequado ao nível da resistência máxima e de ductilidade após eventual rotura, garantindo o efeito ancoragem. As fibras são em arame de aço, com uma resistência à tração não inferior a 1100 N/mm^2 , sendo a dosagem mínima de fibras 30 kg/m^3 de betão projetado.

O cimento utilizado é do tipo Portland e o peso de cimento expresso em percentagem do peso dos agregados (inertes) finos e grosseiros é igual ou superior a 25%, os agregados (inertes) e o cimento são misturados numa betoneira, por via seca ou via húmida, de modo a formar uma mistura homogénea, sendo utilizado um equipamento pneumático de projecção. Com pelo menos 7 dias de antecedência da data do início da aplicação do betão projetado, são realizados ensaios que consistem na projecção do betão com determinada composição em painéis verticais inclinados e com dimensões $1000 \times 1000 \times 250 \text{ mm}$, nos quais são simuladas as condições reais da obra, em que posteriormente são extraídas pelo menos quatro carotes com diâmetro de 80mm e um comprimento mínimo de igual valor, sendo estas submetidas a ensaios laboratoriais.

Todas as heterogeneidades que ocorrem na superfície de cada camada de betão projetado, tais como material solto, eflorescências ou bolsadas de agregados são retirados por meio de jatos de ar comprimido, antes da projecção da camada seguinte. O material retirado não volta a ser utilizado, é removido e transportado para vazadouro.

5.4.1.6 Pregagens

As pregagens aplicadas são ativas, constituídas por varão de aço A500 NR-SD, com um diâmetro de 25mm, embebido em calda de cimento, com aplicação de pré-esforço de 10kN. Foram executados furos com um diâmetro mínimo de 110mm e com 6m de comprimento. O varão, depois de colocado, fica embebido em calda de cimento ao longo de todo o comprimento do furo, aplicada a partir do fundo do furo, de modo a fazer refluir todo o ar e água que se encontram no interior.

5.4.1.7 Furos de Drenagem Subhorizontais e Caleiras de Drenagem

Furos executados com diâmetro de 76mm, inclinação de 5° com a horizontal e comprimento de 6m, para instalação dos tubos drenantes sub-horizontais, tubos que são em PVC, com diâmetro de 50mm, crepinados na calote superior desde o fundo até 1m da boca de cada furo e revestidos a geotêxtil. As caleiras de drenagem são constituídas por manilhas de $\varnothing 300\text{mm}$ de betão simples, cortadas longitudinalmente.

5.4.1.8 Jet-Grouting

As colunas de jet-grouting são compostas pela mistura de solo e cimento e servem de estrutura de estabilização do solo. São elementos de elevada resistência face a esforços axiais, de compressão e tração, esforços de corte e flexão.

As características resistentes das colunas de jet-grouting são verificadas a partir da realização de ensaios, através de painéis teste, situados o mais próximo possível da localização das colunas definitivas, após a realização de ensaios, o terreno circundante é escavado até à profundidade definida, de forma a serem recolhidas amostras para ensaios laboratoriais, para avaliação do módulo de deformabilidade e a resistência à compressão.

As colunas de jet-grouting devem garantir os seguintes parâmetros resistentes (PGEEES, 2015) e obedecem à norma EN 12716, 2001 – Execution of Special Geotechnical Works – Jet-grouting:

- resistência à compressão simples das colunas, aos 28 dias, valor de rotura: 40 kg/cm^2 (4 MPa, com fator de segurança mínimo de 2,0);

- módulo de deformabilidade das colunas, aos 28 dias, quando submetidos a cargas axiais de compressão: 1GPa.

A tecnologia adotada na execução das colunas tem como principal objetivo, assegurar as características geométricas, resistentes e de deformabilidade, sendo minimizado o impacto no comportamento de todas as estruturas e infraestruturas da área de intervenção envolvente. Os perfis metálicos que armam as colunas de jet-grouting são colocadas com o eixo paralelo ao desenvolvimento longitudinal da estrutura de contenção.

As colunas de jet-grouting são realizadas a partir da plataforma de trabalho, conforme se pode ver o equipamento utilizado na imagem 97.



Figura 97- Equipamento de furação utilizado (junho, 2018)

Os equipamentos utilizados na execução desta técnica são o silo de cimento, a central misturadora, a bomba de injeção, o compressor e a máquina de furação e injeção. Na imagem seguinte, pode observar-se a central misturadora em B, a bomba de argamassa em C e o silo de cimento em A, fotografias tiradas na visita à obra, em junho de 2018.



Figura 98 - A- Silo de cimento; B- Misturadora C- Bomba de argamassa, localizadas na Encosta de Santa Margarida (junho, 2018)



Figura 99 - Silo de cimento localizado na Encosta de Santa Margarida (junho, 2018)

Na fase inicial da operação de furação, procede-se à injeção de calda de cimento a alta pressão, através de um bico injetor de pequeno diâmetro, a estrutura do solo é destruída e este é misturado com a calda formando-se uma coluna de solo e cimento. Durante a operação de injeção devem estar criadas condições para recolha do refluxo de calda de cimento, na imagem 100 pode ver-se o refluxo de calda de cimento na crista da Encosta de Santa Margarida, durante a execução da técnica de jet-grouting, em junho de 2018.



Figura 100 - Refluxo da calda de cimento: Técnica de Jet-grouting na crista da Encosta de Santa Margarida (junho, 2018)

5.5 CARACTERIZAÇÃO GERAL DAS INTERVENÇÕES NAS ENCOSTAS DE SANTARÉM

No âmbito do Projeto Geral de Estabilização das Encostas de Santarém, caracterizaram-se, do ponto de vista da sua conceção, as soluções de estabilização e as medidas complementares para cada encosta.

5.5.1 Encosta de Santa Margarida (ESM)

Para a Encosta de Santa Margarida, foram propostas as seguintes intervenções:

A)

- delimitação da área de desalojamento definitivo;

B)

- estrutura de contenção na crista da encosta de proteção a edificações e estrada;
- intervenções de estabilização na crista das encostas de proteção a zonas urbanas, evitando a evolução dos fenómenos de erosão:
 - cortinas de colunas de jet grouting com um metro de diâmetro e afastadas de dois metros, parcialmente armadas com perfis metálicos, encabeçadas e solidarizadas com betão, permitindo a drenagem horizontal do terreno,
 - rebaixamento do nível freático, com instalação de drenos verticais profundos, ligados à laje de encabeçamento e, através desta, ao sistema de drenagem de águas pluviais, evitando-se a infiltração nas encostas;

C)

- estruturas de contenção na base do talude, em betão armado, reforçadas com contrafortes e fundadas através de microestacas;
- reperfilamento do terreno, com a remoção do solo deslocado, sendo incrementada a estabilidade na encosta;

D)

- reforço dos sistemas de instrumentação, observação e drenagem.

5.5.2 Encosta da Ribeira de Santarém (ERS)

Para a Encosta da Ribeira, foram propostas as seguintes intervenções:

A)

- estrutura de contenção na base da encosta para proteção a edificações e à estrada;
- reperfilamento do terreno;
- paredes de contenção ancoradas ou fundadas em microestacas;

B)

- reforço dos sistemas de instrumentação, observação e drenagem;

C)

- reposicionamento de condutas.

Na figura 101, consta a planta de enquadramento na qual estão delimitadas as dezasseis encostas, com a identificação do limite da intervenção e as encostas prioritárias.

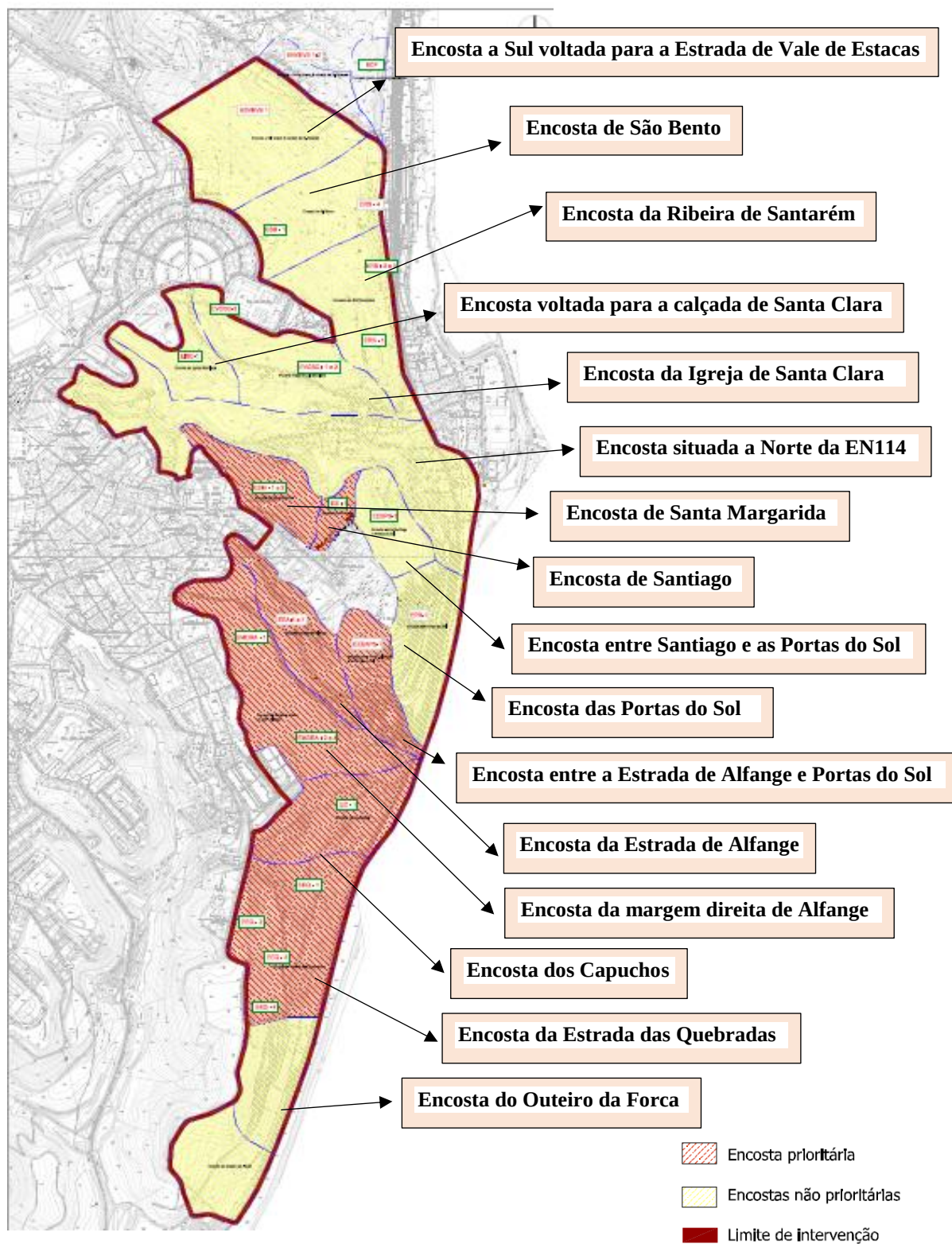


Figura 101 - Planta de enquadramento, (PGEES, 2015)

5.6. PROCESSO CONSTRUTIVO

5.6.1 Cortina de Colunas de Jet-Grouting Parcialmente Armadas

Inicialmente procedeu-se aos trabalhos preparatórios e organização do estaleiro, de modo a organizar a plataforma de trabalho e as condições de acessibilidade necessárias para a execução da técnica de jet-grouting, nomeadamente o encaminhamento do refluxo de calda resultante da execução das colunas de jet-grouting.

A calda que constitui o bolbo de selagem, foi injetada com recurso a válvulas anti-retorno e obturador de jet-grouting duplo, ao traço água/cimento 1/2,5. Na figura seguinte pode observar-se o equipamento utilizado para execução da técnica de jet-grouting, na crista da Encosta de Santa Margarida.



Figura 102 – Equipamento utilizado na técnica de jet-grouting a executar na crista da Encosta de Santa Margarida (Agosto, 2018)

Nesta fase de preparação, executaram-se colunas teste, de modo a calibrar os parâmetros de execução dos equipamentos. São recolhidas carotes para a realização de ensaios de carga. As colunas de jet-grouting foram executadas cumprindo os parâmetros de projeto e foi efetuado o registo contínuo dos parâmetros com o objetivo de garantir o controlo permanente. A tecnologia adotada na execução das colunas de jet-grouting tem como principal objetivo assegurar as características geométricas e resistentes, neste caso, com a resistência à compressão de 30 kg/m², com um fator de segurança de 2,0 e um módulo de deformabilidade quando submetidas a cargas axiais de compressão de 1,5GPa (valor médio) e a minimização do impacto no comportamento de todas as estruturas e infraestruturas adjacentes ao perímetro da obra, segundo PGEES, 2015.

Após a realização das colunas de jet-grouting, foram introduzidos os tubos de microestacas, enquanto a mistura de solo-cimento se encontrava ainda fresca. Foram instalados os dispositivos de drenagem profunda, nomeadamente geodrenos e drenos verticais profundos, em tubos de PVC com $\varnothing 50\text{mm}$ e $\varnothing 250\text{mm}$, envoltos em geotêxtil, na fase final, procedeu-se à execução de aterro para modelação do terreno.

5.6.2 Muro com Contrafortes Fundado em Microestacas e/ou Colunas de Jet-Grouting Armadas

Inicialmente foram instalados alvos topográficos e dispositivos de instrumentação, definidos conforme Plano de Instrumentação e Observação.

De seguida, foi executada uma plataforma de trabalho de forma a permitir a circulação do equipamento de furação para colocação dos perfis metálicos HEB, com comprimento superior a 12 metros e com um diâmetro de 25 centímetros, das microestacas e das colunas de jet-grouting. Os furos foram realizados, com 0,30m de diâmetro, estes elementos possuem um comprimento de selagem suficiente, abaixo da cota de fundação, por forma a que as cargas provenientes sejam transmitidas para o terreno.

Pode observar-se na figura 103 o equipamento de furação com roto-percussão e na figura 104, o muro de suporte em betão armado com contrafortes e técnica de betão projetado e os dispositivos de drenagem, os geodrenos, os tubos manchete para execução das microestacas aplicados na Encosta de Santa Margarida.



Figura 103 – Equipamento de furação por roto-percussão utilizado na técnica de jet-grouting a executar na Encosta de Santa Margarida (junho, 2018)



Figura 104 – Muro de suporte em betão armado com contrafortes e técnica de betão projetado e os dispositivos de drenagem, os geodrenos e os tubos manchete para execução das microestacas, aplicados na Encosta de Santa Margarida (junho, 2018)

Apresenta-se em corte esquemático, na figura 105, a solução de estabilização que foi realizada junto ao edifício dos serviços de estrangeiros e fronteiras em Santarém, na crista da Encosta de Santa Margarida.

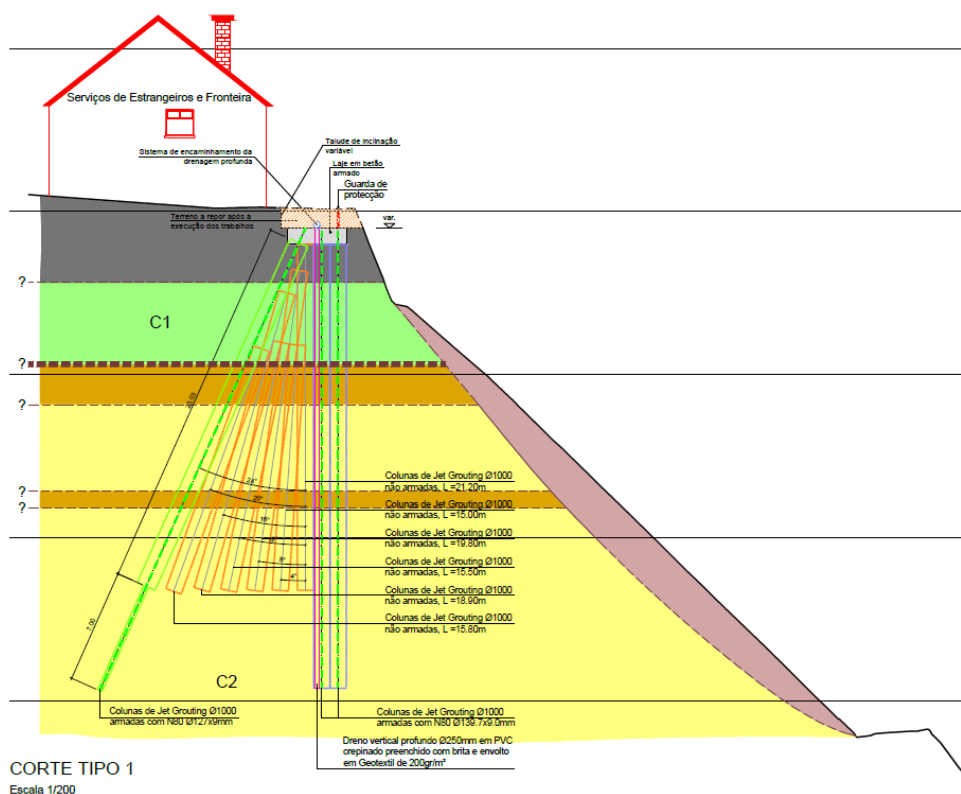


Figura 105 – Corte esquemático com a solução construtiva da sapata de encabeçamento armada na crista da Encosta de Santa Margarida (Fonte: PGEES, 2015)

Nesta fase, foi executada a sapata e/ou maciço de encabeçamento armada, apoiada sobre as colunas de jet-grouting com 1m de diâmetro e/ou as microestacas, com perfis metálicos verticais, encabeçadas e solidarizadas através de maciço em betão armado.

Na imagem 106, consta o faseamento construtivo, na qual em A, pode observar-se a estrutura armada da sapata de encabeçamento, em B, a fase da execução do sistema de cofragem, com escoramento contra a plataforma, que deve resistir aos impulsos do betão fresco, em C, a laje betonada, e em D, a reposição e a solidarização do terreno.



Figura 106 - Sequência construtiva da sapata de encabeçamento armada na crista da Encosta de Santa Margarida (Rioboco, Novembro, 2018)

Posteriormente executou-se o muro de suporte com contrafortes em betão armado, tendo sido introduzidos os dispositivos de drenagem, os geodrenos, e posteriormente foi aplicada a técnica de betão projetado sobre o talude, na Encosta de Santa Margarida.

Na figura 107, pode observar-se o desenvolvimento do muro de suporte, em A, verifica-se que a estrutura é executada faseadamente, em troços, da direita para a esquerda, a primeira fase consiste na aplicação da armadura, na segunda fase, procede-se à colocação do sistema de cofragem e, posteriormente procede-se à betonagem em troços verticais, em B, a estrutura tinha já sido betonada, em C e D, pretende-se ilustrar o desenvolvimento no tardo da estrutura de suporte em betão armado com contrafortes, fundado por microestacas e a técnica de proteção superficial do talude a partir da aplicação de betão projetado sobre a Encosta de Santa Margarida.



Figura 107 - Muro de suporte em betão armado com contrafortes fundado por microestacas e técnica de betão projetado e os dispositivos de drenagem, os geodrenos aplicados na Encosta de Santa Margarida (Novembro, 2018)

No Plano Global de Estabilização das Encostas de Santarém (PGEES), no projeto de execução e nas peças desenhadas, constam todos os pormenores construtivos, em corte e planta, como se pode observar no anexo 12 do presente relatório, relativo à intervenção realizada na Encosta de Santa Margarida.

Na imagem seguinte é apresentado o pormenor do muro de contenção em betão armado com contrafortes fundado em microestacas. As microestacas ficam embebidas na estrutura dos contrafortes do muro de suporte, encabeçadas e solidarizadas através do maciço em betão armado. A parede do muro permite, simultaneamente, o encastramento das cortinas de colunas de jet-grouting, parcialmente armadas, permitindo a integração destes elementos, tornando-se uma estrutura autónoma e com uma elevada capacidade resistente a eventuais impulsos, funcionando estruturalmente como massa estabilizadora.

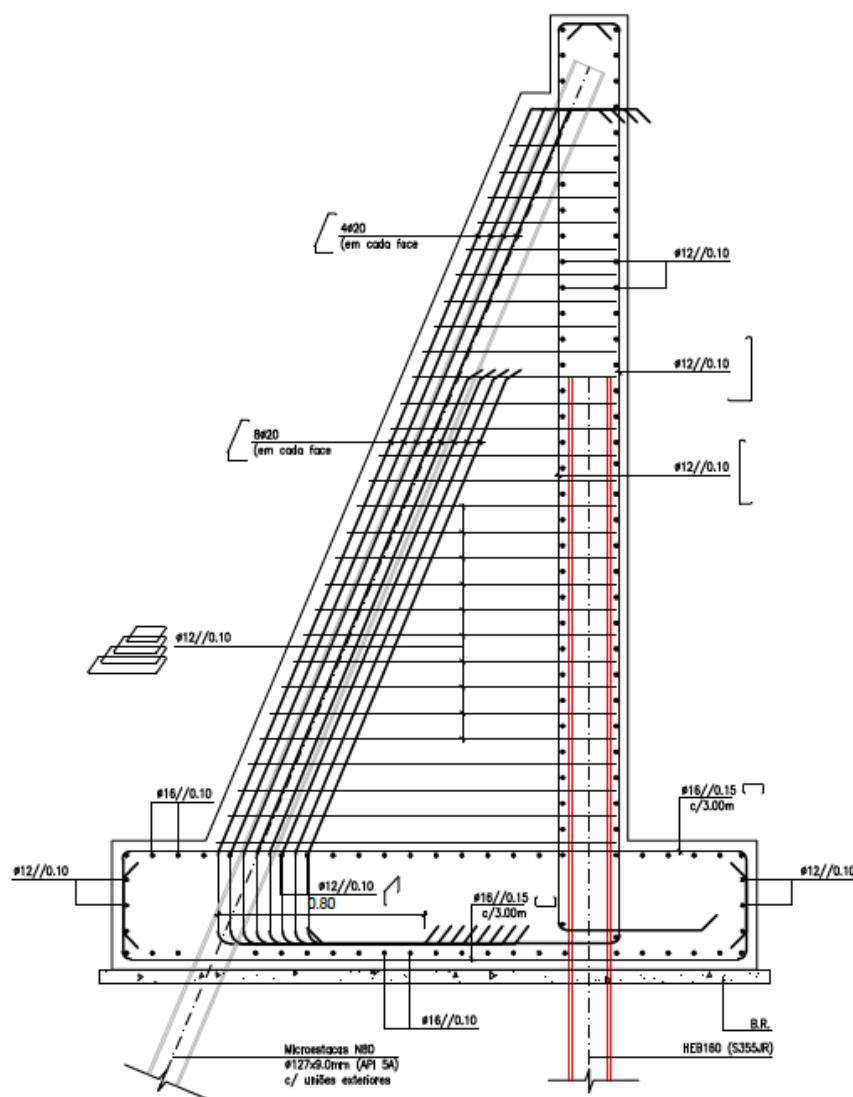


Figura 108 - Pormenor construtivo do muro de contenção em betão armado com contrafortes fundado em microestacas na Encosta de Santa Margarida (PGEES, 2015)

5.6.3 Cortina de Colunas de Jet-Grouting Armadas

Na Encosta da Ribeira de Santarém, foram realizadas intervenções em duas zonas distintas, nomeadamente, nas zonas 3 e 4:

- execução de uma estrutura de contenção na base da encosta, visando a proteção das edificações existentes e da estrada da estação,
- reperfilamento do terreno;
- proteção superficial do talude;
- muro de suporte em betão armado com contrafortes.

No pormenor construtivo da figura 109, foi executada a viga de coroamento em betão armado, devidamente solidarizada com as microestacas e as colunas de jet-grouting com 1m de diâmetro e afastadas de 2m, parcialmente armadas com perfis metálicos HEB 160.

A parede do muro de suporte fica encastrada na viga de coroamento, impedindo a rotação e minimizando eventuais efeitos de tensões de tração e corte, dado que a viga de coroamento integra todos os elementos resistentes da estrutura.

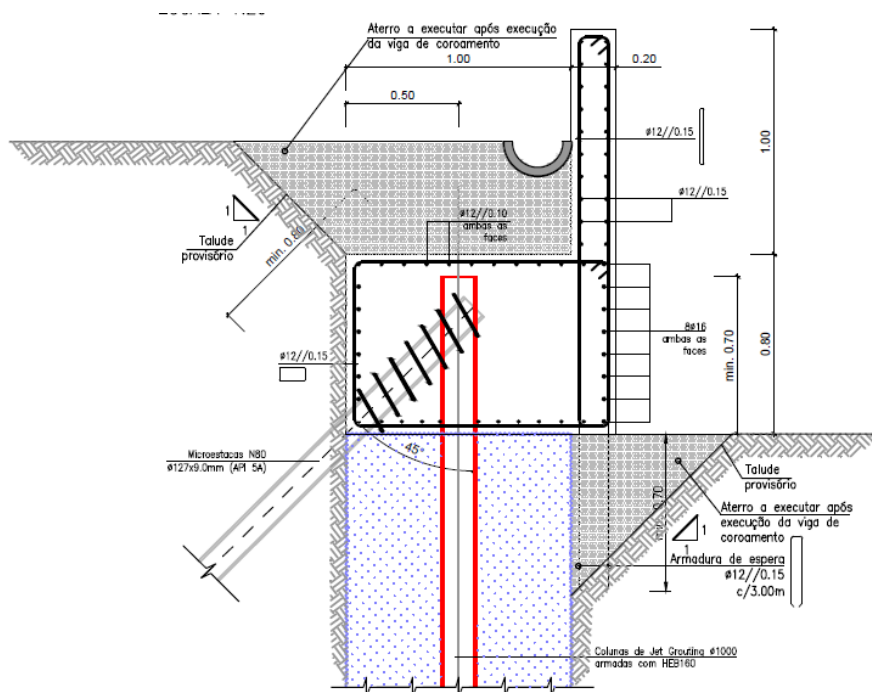


Figura 109 - Pormenor construtivo do muro de contenção em betão armado fundado em cortina de colunas de jet-grouting armada (PGEES, 2015)

Imediatamente após o endurecimento do betão da viga de coroamento e da parede do muro de suporte definitiva, procedeu-se à modelação do terreno, a partir de aterros e instalou-se uma caleira de ½ cana em betão, permitindo o encaminhamento das águas pluviais.

Na figura 110, pretende-se ilustrar a solução que foi executada na Encosta da Ribeira de Santarém, em que se pode observar o reperfilamento do terreno a partir de banquetas e o sistema de proteção superficial da encosta consiste na aplicação da técnica com colchão reno sobre geotêxtil.

Complementarmente, foi instalado um dreno vertical profundo com 60mm de diâmetro em PVC e que foi envolvido em geotêxtil, de forma a promover o importante rebaixamento do nível freático para a limitação dos fenómenos de erosão na superfície da encosta, com o objetivo de não ser permitida a reinfiltração de água na encosta.

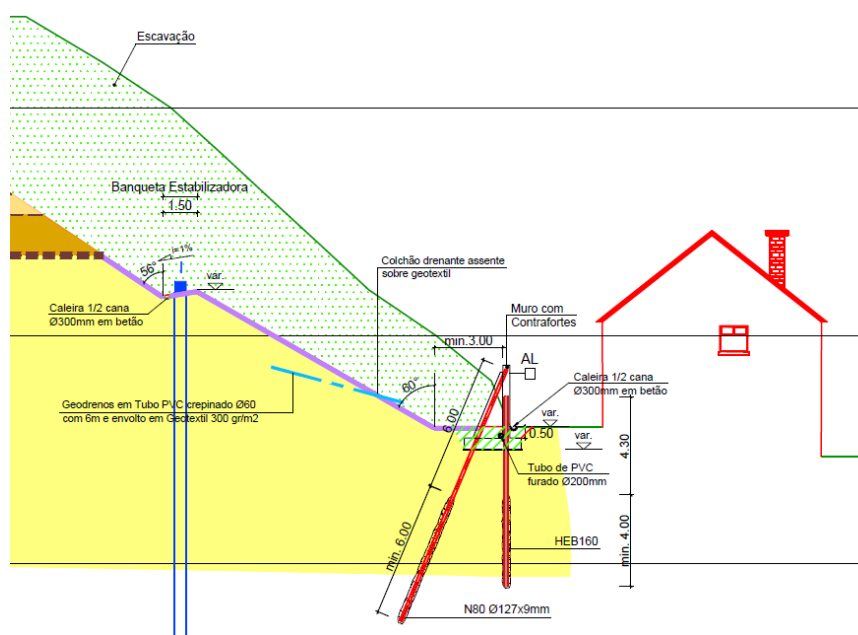


Figura 110 – Corte esquemático com pormenor construtivo do muro de contenção em betão armado fundado em cortina de colunas de jet-grouting armada na Encosta da Ribeira de Santarém (PGEES, 2015)

Verifica-se na figura 111, a preparação da superfície do terreno, na qual se procede a execução de escavações e/ou aterros, limpeza ou desmatção, em que o objetivo consiste no reperfilamento do terreno, em que se altera a geometria do talude e se executam as banquetas estabilizadoras, de modo a minimizar o acentuado declive da Encosta da Ribeira de Santarém.



Figura 111 – Execução de movimento de terras na Encosta da Ribeira de Santarém (Rioboco, Abril, 2009)

Na figura 112, em A, pode observar-se que a estrutura é executada faseadamente, em troços, da esquerda para a direita, a primeira fase consiste na aplicação da armadura, na qual as microestacas ficam embutidas na estrutura armada nos contrafortes, na segunda fase, em B, procede-se à colocação do sistema tradicional de cofragem, a partir da colocação de painéis de cofragem, em C, verifica-se a modelação do terreno onde se instalaram caleiras de $\frac{1}{2}$ cana em betão, permitindo o encaminhamento das águas pluviais e, posteriormente em D, pode observar-se o muro de suporte em betão armado com contrafortes fundado por microestacas já betonado *in situ*, pretende-se ilustrar o desenvolvimento da estrutura de contenção na fase final de execução, realizada na Encosta da Ribeira de Santarém.



Figura 112 – Faseamento construtivo do muro de contenção em betão armado com contrafortes fundado em microestacas na Encosta da Ribeira de Santarém (Rioboco, Abril, 2019)

Nesta sequência construtiva, por observação da figura 113, em A, foram aplicadas as telas de geotextil, na superfície a revestir, em B, verifica-se a aplicação de colchão reno, em que se efetuaram as costuras verticais de união entre os bordos dos diafragmas e as extremidades laterais da esteira base. Estas devem estar ligadas entre si em todas as arestas, a fim de facilitar a edificação da estrutura de proteção, a união dos colchões reno em obra é efetuada com os elementos vazios, por último, em C, os colchões reno são cheios de material de diferentes granulometrias, constituindo uma estrutura resistente que protege os taludes e tem elevada capacidade drenante.



Figura 113 – Proteção superficial do talude, a partir da técnica de colchão reno, realizada na Encosta da Ribeira de Santarém (Fonte: Rioboco, Abril, 2019)

5.7 PLANO DE INSTRUMENTAÇÃO E OBSERVAÇÃO

O Plano de Instrumentação e observação foi definido com base nos condicionamentos que poderiam afetar a intervenção, visa a prevenção e a gestão de riscos, tendo como principal objetivo, a garantia das condições de segurança e de economia, dos trabalhos relativos às intervenções, assim como a análise do comportamento das estruturas e das infraestruturas durante a execução da obra.

Foram medidas as cargas instaladas nas ancoragens definitivas, os deslocamentos horizontais e verticais das estruturas de estabilização, os deslocamentos verticais nas estruturas a preservar e deslocamentos horizontais no interior do maciço (PGEES, 2015).

5.7.1 Alvos Topográficos

Os alvos topográficos foram instalados através de fixação de placas metálicas planas, nas estruturas a orientação dos alvos era corrigida de modo a facilitar a redução dos erros. As medições foram realizadas a partir de uma estação total do tipo “LEICA TCA 1800”, as campanhas consistiram na medição dos ângulos e das distâncias para alvos instalados nos elementos cujos deslocamentos se pretendia determinar, os pontos de referência, de apoio à determinação das leituras, foram localizados em zonas fora da área de influência da obra. As observações topográficas permitem registos, com a maior precisão possível, estimada em aproximadamente 1mm, tanto em altimetria como em planimetria. Foram instalados, na Encosta de Santa Margarida, 22 alvos topográficos, na Encosta da Ribeira de Santarém, foram instalados 11 alvos topográficos.

A monitorização compreende a leitura e a análise dos alvos topográficos e tem como principal objetivo a identificação de eventuais deslocamentos estruturais, são apresentados em anexo três relatórios com as leituras e os resultados, realizadas na Encosta de Santa Margarida e na Encosta da Ribeira de Santarém, nomeadamente, em duas zonas distintas. Os relatórios de monitorização foram gentilmente cedidos pelo Dono da Obra, a Câmara Municipal de Santarém. Estas leituras foram realizadas e analisadas pela Empresa ANCORPOR, periodicamente. Na figura 114 pode observar-se a perspetiva da zona a monitorizar e na figura 115, consta a localização dos alvos topográficos instalados.



Figura 114 - Perspetiva da zona a monitorizar (ANCORPOR, Julho, 2020)

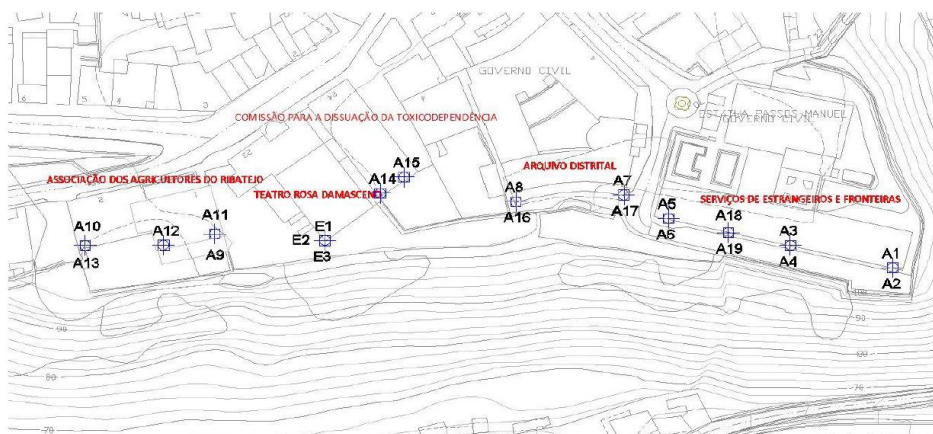


Figura 115 - Planta com localização dos alvos topográficos (ANCORPOR, Julho, 2020)

5.7.2 Inclínómetros

A medição dos deslocamentos horizontais foi efetuada através da instalação de inclinómetros, em calhas inclinométricas. O preenchimento entre as paredes dos furos e das respetivas calhas, foi executado com recurso a material com características de deformação idênticas às do terreno envolvente, tendo sido admitida uma profundidade de, no mínimo, 4 metros abaixo do fundo da escavação. Os inclinómetros, em PVC – ABS, com $\varnothing 75\text{mm}$, permitem a passagem de um sensor deslizante, denominado torpedo, dotado de pontos de referência, designados roletes, espaçados entre 0,5m a 1m.

O torpedo contém dois sensores tipo servo-acelerómetros que são montados a 90°. No interior do inclinómetro, a profundidade a que se encontra o torpedo é controlada por uma escala graduada de 0,50m e impressa no próprio cabo elétrico que liga o torpedo à caixa de leituras à superfície. O resultado obtido em cada leitura é a distância na horizontal entre os roletes de referência. Com este valor, para cada ponto instrumentado é possível construir um gráfico profundidade/deslocamento horizontal das calhas em ambas direções.

Nas condições normais da operação, o erro de cálculo estimado no topo de um tubo calha inclinométrico é aproximadamente de 1mm, por cada 5 metros de tubo calha (PGEES, 2015).

5.7.3 Critérios de Alerta e de Alarme

Atendendo às características da intervenção, preconizou-se que durante a execução dos trabalhos, os resultados das leituras, seriam apresentados sob a forma gráfica, analisados e avaliados com uma frequência, não inferior, a uma vez por semana, durante a escavação e uma vez por trimestre durante os primeiros três anos de serviço.

É possível estimar os valores dos deslocamentos, com base nas leituras dos alvos e dos inclinómetros em que foram definidos os seguintes critérios.

Alerta:

- deslocamentos verticais máximos de 12,5mm;
- deslocamentos horizontais máximos de 50mm.

Alarme:

- deslocamentos verticais máximos de 15mm;
- deslocamentos horizontais máximos de 60mm.

CAPÍTULO VI - CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 CONCLUSÃO

Este relatório de projeto, desenvolvido no âmbito do Mestrado em Reabilitação Urbana, teve como principal objetivo a elaboração de um estudo mais detalhado com o historial de intervenções e soluções de estabilização que têm vindo a ser realizadas nas Encostas de Santarém ao longo de vários anos. As condições climáticas particularmente adversas deste local, principalmente, no inverno, sendo que quando ocorre um aumento significativo de pluviosidade, pode dar origem a um cenário de deslizamentos e derrocadas.

Constata-se ainda, que no nosso país, a falta de conhecimento, especialização e legislação, pode originar, em alguns casos, o desrespeito por algumas regras e exigências funcionais, que quando negligenciadas ou simplesmente ignoradas, podem originar situações graves, ao nível de danos estruturais, cujos efeitos nefastos poderão pôr em perigo a população. Deve ter-se em atenção todos os pressupostos ou elementos que não sejam confirmados previamente e, durante a execução dos trabalhos, lembrar as consequências ao nível da segurança no local e na zona envolvente que possam advir desses pressupostos.

Em contexto de acompanhamento de obra, deve ser efetuada prospeção geotécnica, dado que é uma ferramenta de controlo e de gestão fundamental. Destaca-se a importância da instrumentação e observação neste tipo de obra de carácter geotécnico, onde está sempre associado um grande nível de incerteza referente ao comportamento do solo, permitindo fazer-se uma antevisão de situações que poderiam comprometer os trabalhos. A interpretação dos resultados são uma prática de extrema importância, sendo que no caso de estudo, os deslocamentos não foram considerados significativos, considerando os critérios de alerta e alarme.

É muito importante garantir o correto funcionamento dos sistemas de drenagem que devem ser objeto de manutenção e de limpezas frequentes. Um deficiente sistema de drenagem pode comprometer as obras.

A longo prazo, devido às chuvas, poderão acumular-se agregados finos no tardo dos muros por isso é necessário a realização de ações de fiscalização de modo a assegurar o adequado funcionamento e a possível ocorrência de danos ao nível dos sistemas de drenagem ou mesmo estruturais.

A realização deste estudo permitiu entender os principais condicionalismos a considerar em obras de contenção e estabilização de taludes. No caso das Encostas de Santarém, é de realçar a versatilidade das soluções de contenção e a capacidade de ajuste às características físicas deste local. Trata-se de uma zona com acentuado declive, vegetação arbustiva densa e outros riscos associados. Realça-se a dificuldade de acesso a algumas áreas de intervenção, as quais limitaram o acesso à informação mais detalhada sobre as condicionantes relativas a construções existentes e com necessidade de preservação.

Nem sempre foi possível a deslocação à obra, dado que surgia a necessidade de requerimentos e autorizações por parte do Dono da Obra, o Município de Santarém. As visitas à obra foram, sem dúvida, uma mais valia, pela disponibilidade de toda a equipa técnica, o que permitiu uma melhor compreensão da execução dos trabalhos, do sentido de responsabilidade e dos requisitos que devem ser estabelecidos com o objetivo de serem cumpridos os prazos de execução.

Por último, refira-se que os objetivos propostos foram cumpridos com a elaboração do relatório que apresenta exemplos de deslizamentos de taludes e respetivas soluções assim como um caso de obra que poderá contribuir para a sensibilização para o tema “Geotecnia no Planeamento Urbano” e para a consolidação e incremento das competências nesta temática obtidas através da pesquisa realizada, da análise do projeto e do acompanhamento da execução em obra.

6.2 TRABALHOS FUTUROS

O tema abordado neste relatório, considera-se bastante específico, sendo passível de ser complementado e ampliado com algum desenvolvimento futuro, nomeadamente, nos seguintes pontos:

- maior aposta na engenharia geotécnica associada à engenharia natural para a definição de medidas preventivas e das soluções para a estabilização;
- maior investimento em ensaios no local e na recolha de amostras para realização de ensaios com o intuito de perceber melhor o comportamento do solo, face a determinados cenários de instabilidade e comparar os valores utilizados no dimensionamento com o comportamento real obtido através da monitorização;
- realização de uma análise dos parâmetros do solo em conjunto com os modelos de cálculo e os modelos construtivos para prever o comportamento das estruturas de contenção, validação dos modelos com dados obtidos na monitorização e aplicação a estruturas semelhantes;
- apresentação de soluções alternativas para este caso de estudo que tem uma longa história de deslizamentos de vertentes.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] ANR – “Avaliação Nacional de Risco”, Relatório 1ª atualização, Lisboa, Julho, 2019;
- [2] Bifulco, C. – “Engenharia Natural na reabilitação de taludes e vertentes”, 7º Congresso Rodoviário Português, Lisboa, 10-12 Abril 2013, LNEC, http://www.crp.pt/docs/A45S130-10_Art_T4_7CRP_2013.pdf;
- [3] Coba, Consultores de Engenharia e Ambiente – “Tratamento e estabilização das encostas da Arrábida”, Seminário - Patologias em Infraestruturas de Transporte, LNEC, Lisboa, Janeiro, 2018;
- [4] BGI – Brisa Gestão de Infraestruturas S.A. – Patologias em obras de suporte da Brisa, - LCW Consult, S.A. – A1 – Auto-estrada do Norte, Sublanço São João da Talha/ Santa Iria da Azóia, Estabilização do talude de escavação, KM 12+250 (sentido S-N), Lisboa, Junho, 2016;
- [5] LNEC - Relatório 392/2011 NGEA – “Caracterização das condições de estabilidade da escarpa da margem direita do Rio Douro, entre as Pontes Luiz I e Maria Pia, Porto, 2011;
- [6] Rebelo, F. – “Catástrofes naturais e impacte ambiental. Os riscos. Reflexões sobre alguns casos estudados em Portugal”, 1995;
- [7] Rebelo, F. – “Riscos Naturais e Acção Antrópica. Estudos e Reflexões”, 2003;
- [8] Zebrowski, E. – “Scientific Perspectives on Natural Disasters”, Cambridge University, 1997;
- [9] ANPC (Autoridade Nacional de Protecção Civil) – Cadernos Técnicos PROCIV (9) – Guia para caracterização de risco no âmbito da elaboração de planos de emergência de protecção civil, Setembro, 2009;
- [10] ISSMGE - “Manual for zonation on seismic Geotechnical hazards. Technical Committee TC4 on Earthquake Geotechnical Engineering”. Int. Soc. for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 1999;
- [11] Bateira C. e Laura - “Movimentos em massas no norte de Portugal”. Factores da sua ocorrência, territorium 4, 1997;
- [12] Borges, L. & Correia A. - Seminário “Riscos Geológicos”, A.P.G., Setembro, 2003;

- [13] Robaina, L. E. S., Pedrosa, A. S., Bazzan, T., Reckziegel, E. W. – “Análise geográfica de áreas de risco de movimento de massa na região metropolitana do Porto”, Revista Brasileira de Geomorfologia - v. 12, nº 2, 2011;
- [14] Cunha, Lúcio e Dimuccio, Luca - “Considerações sobre riscos naturais num espaço de transição. ”, 2002;
- [15] A. O. Tavares, L. V. Duarte e C. Duarte – “Avaliação da susceptibilidade a movimentos de massa nas arribas costeiras entre S. Pedro de Moel e a Praia da Polvoeira” - VIII Congresso Nacional de Geologia, Volume 9 – nº 6, 2010;
- [16] Tavares, A.O., Barros, J.L., Santos, P.P. & Pereira, S. – “Cartografia de 150 anos de ocorrências hidrogeomorfológicas catastróficas, Memórias R. Soc. Esp. Hist. Nat., 2ª ép., 14, 2017;
- [17] Highland L.M., Bobrowsky P. – “The landslide handbook: a guide to understanding landslides”, U.S. Geological Survey, 2008;
- [18] Costa, Ana Rita C. F. – “Estabilidade de taludes na linha férrea da Beira Alta sob a ação da circulação ferroviária”, Dissertação para obtenção de grau de mestre em engenharia geológica e de minas, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Outubro, 2019;
- [19] Duncan, J. M., Wright, S. G., Brandon, T. L. – “Soil Strength and Slope Stability”, 2nd Edition. Hoboken, J. Wiley & Sons, 2014;
- [20] Oliveira, N. – “Soluções para a Estabilização de Taludes em Linhas Férreas”. Universidade do Porto, 2010;
- [21] Lucas, J. – “Soluções de estabilização de taludes junto a plataformas rodoviárias”, Dissertação para obtenção de grau de mestre em engenharia civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Outubro, 2016;
- [22] Brito, J. – “Pregagens” – Cadeira de construção de edifícios, mestrado avançado em construção e reabilitação, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2001;
- [23] European Committee for Standardization. European Standard EN 1537 – Execution of special geotechnical work – Ground anchors. Brussels, 1999;
- [24] NP EN 1997-1 - Eurocódigo 7. “Projecto geotécnico. Parte 1: Regras gerais”. Instituto Português da Qualidade, 2010;
- [25] Mascarenhas, J. – “Sistemas de Construção - I - Contenções, drenagens, implantações, fundações, jet Grouting, Ancoragens, túneis, consolidação de terrenos”, Fevereiro, 2007;

- [26] FHWA-IF-99-015 – Ground anchors and anchored systems. Federal Highway Administration. Geotechnical. Eng. Circular nº4. Washington, June, 1999;
- [27] Santa, V. – “Controlo de qualidade de ancoragens passivas e activas”, Dissertação para obtenção de grau de mestre em engenharia civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa, Setembro, 2010;
- [28] Nunes, S. – “Métodos de dimensionamento de estabilização de taludes com microestacas, Dissertação para obtenção de grau de mestre em engenharia civil na especialidade de geotecnia, Universidade de Coimbra, Coimbra, Julho, 2013;
- [29] Machado, A.P. – “Monitorização em Geotecnia”, Apontamentos Geotecnia Aplicada, FEUP, 1995;
- [30] Rodrigues, A. R. D. – “ Técnicas de Injeção. Jet Grouting, Aplicações e regras de dimensionamento”, Dissertação para obtenção do grau de mestre em construções civis, Instituto Politécnico de Leiria, 2018;
- [31] Lemos, M. – “Regularização e proteção contínua de cursos de água”, Projeto para obtenção do grau de mestre em engenharia civil, especialização em hidráulica, Universidade do Porto, Julho, 2008;
- [32] Brito, J., - “Muros de suporte especiais” – Cadeira de Tecnologia de Contenções e Fundações, mestrado em construção, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2006;
- [33] Brito, J., - “Cortinas de estacas moldadas” – Cadeira de Construção de Edifícios, mestrado em construção, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2012;
- [34] CTE - Caracterização de Santarém_CMS, Santarém, Maio, 2016;
- [35] Machado, R. – “Microestacas”, Tecnologia da Construção de Edifícios, IST;
- [36] Fernandes, M. M. – “Mecânica dos Solos”, Volume II, FEUP, 1958;
- [37] Hunt, R.E. – “Geotechnical Engineering Investigation Handbook”, 2nd Edition. Taylor & Francis, 2005;
- [38] Leal Gomes, M.J.A.; Pinto, A.T.; Baptista, J.C.; Osório, P.D.L. – “Notas sobre a estabilidade de taludes, Douro”, - XI Congresso Nacional de Geotecnia, Coimbra, 2008;
- [39] BS (British Standard) EN 12716 – Execution of special geotechnical works – Jet grouting, 2001;
- [40] Carvalho, M. R. – “Ancoragens pré-esforçadas em obras geotécnicas.”, Construção, ensaios e análise comportamental, Lisboa, 2009;
- [41] Silvério, C. -Tecnologia das fundações, Edições E.P.G.E, Lisboa, 1996;

- [42] Jaime, A. Santos – “Ensaaios de Campo” – Cadeira de geotecnia, mestrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2016;
- [43] Roque, M. – “Ensaaios in situ”. Sondagens de penetração/ensaaios in situ em solos. Instituto Superior Técnico. Lisboa, Fevereiro, 2015;
- [44] Relatório 454/2010 NT – “Ensaio com pressiómetro de Ménard”, Procedimento e interpretação, Dezembro, LNEC, Lisboa 2010;
- [45] Silva, E. M. J. – “Ensaio Pressiométrico”, Metodologia de ensaio e calibração do equipamento, Universidade do Algarve;
- [46] E 196-1966 – “Solos - Análise granulométrica”, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC, Lisboa, 1966;
- [47] NP – 143 – “Solos – Determinação dos limites de consistência”, Lisboa, 1969;
- [48] ASTM D2850 – 95 - Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils, 1999;
- [49] Terzaghi, K. e Peck, R. B., “Soil Mechanics in Engineering Practice”, John Wiley & Sons, New York, 1967;
- [50] Coelho, A.G. – “Historia de las laderas de Santarém (Portugal), Problemas de estabilización de laderas acantiladas coronadas por un estrato rocoso, V Simpósio Nacional sobre taludes y laderas inestables (Madrid, Noviembre de 2007), LNEC, Lisboa, 2001;
- [51] Trindade, Fernando G. R. – Breve historial sobre os problemas de estabilização das Encostas de Santarém, Departamento de Planeamento e Gestão Urbanística, CMS, 2012;
- [52] Cardoso, Mário de Sousa – “As Muralhas de Santarém, Interpretação e enquadramento histórico-arqueológico, Santarém, 2001;
- [53] PGEES – Projeto Global de Estabilização das Encostas de Santarém, Projeto de Execução – ESM+ERS, CMS, Santarém, 2015;
- [54] ANCORPOR, Relatórios de leituras, 2020.

WEBGRAFIA

http://www.isa.ulisboa.pt/ceabn/uploads/docs/publicacoes/8CRP_Paper_1.pdf

http://www.crp.pt/docs/A45S130-10_Art_T4_7CRP_2013.pdf

http://files.isec.pt/DOCUMENTOS/SERVICOS/BIBLIO/Teses/Tese_Mest_Nuno-Miguel-Costa.pdf

<https://estudogeral.sib.uc.pt/bitstream/10316/12826/13/CapVII%20-%20Riscos%20Noções%20Gerais%20e%20Riscos%20geomorfologicos%20e%20hid.pdf>

https://www.researchgate.net/figure/O-aspeto-da-banqueta-viva-a-Portuguesa-no-fim-da-instalacao-Junho-2014_fig4_303019089

<https://www.guiadaengenharia.com/estabilizacao-taludes/>

https://www.researchgate.net/publication/305306420_Metodologia_para_o_Dimensionamento_de_Trincheiras_de_Infiltracao_para_o_Controle_do_Escoamento_Superficial_na_Origem/link/587cf63808ae9275d4e73132/download

<https://pt.slideshare.net/camilapasta/drenagem-de-taludes>

<https://issuu.com/camaradoporto/docs/l nec>

https://www.researchgate.net/figure/Esquema-da-disposicao-dos-componentes-da-banqueta-viva-a-Portuguesa-secao_fig1_303019089

<https://www.gifex.com/Europa/Portugal/Santarem/index.html>

<https://dre.pt/home/-/dre/114123460/details/maximized>

<http://www.gopcmp-em.pt/obras-publicas/cat/obras-em-curso/consolidacao-da-escarpa-das-fontainhas-seccoes-3-2-e-5-1>

http://gopcmp-em.pt/obras-publicas/consolidacao-da-escarpa-das-fontainhas-seccoes-3.1-e-5.3_2

<https://www.cmjornal.pt/portugal/cidades/detalhe/escarpa-poe-em-perigo-marginal-do-rio->

<https://etcetaljornal.pt/j/2013/04/escarpa-das-fontainhas-tragedia-iminente-ha-mais-de-20-anos-camara-acusada-de-inercia/>

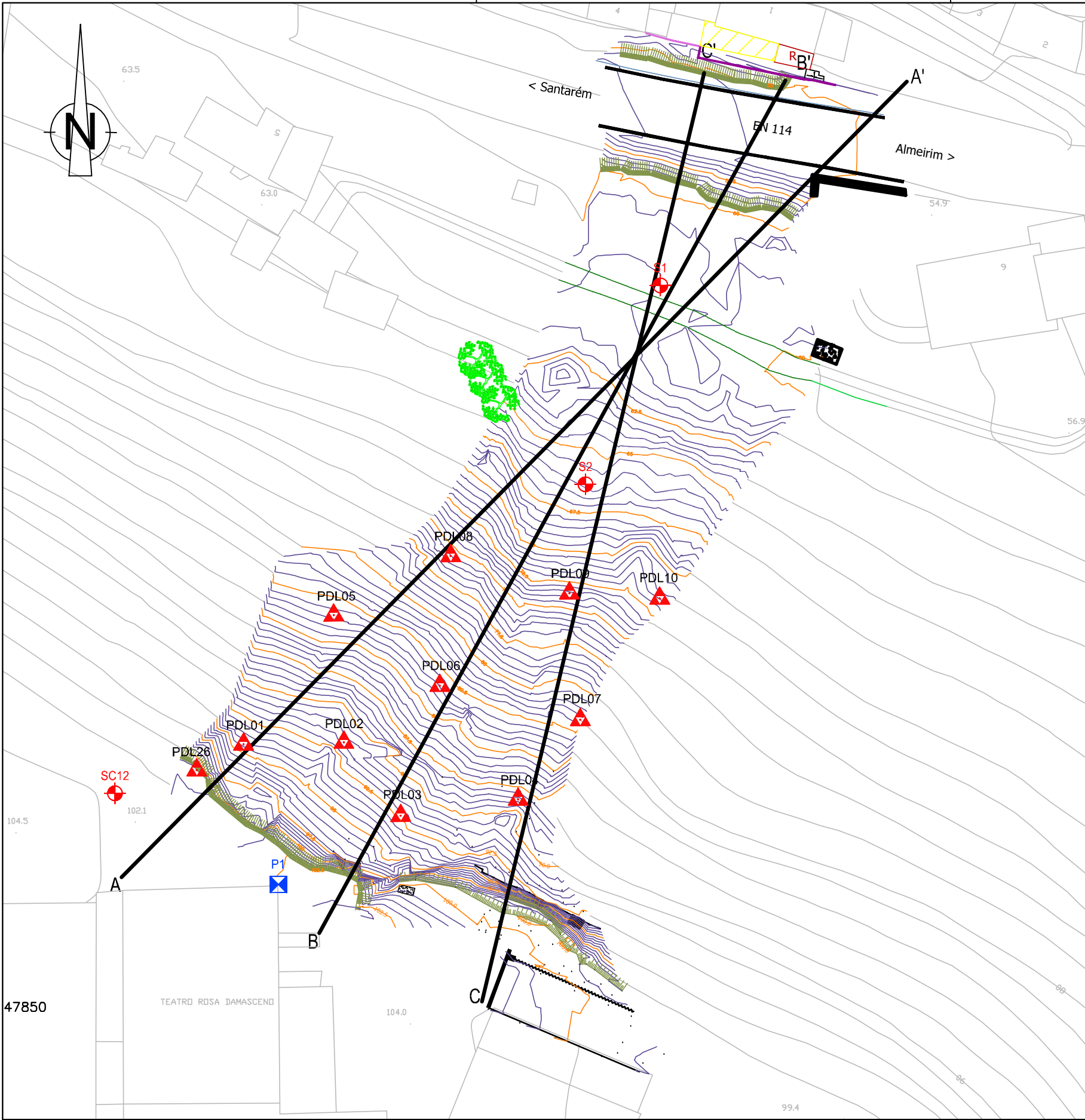
<https://www.sabado.pt/portugal/detalhe/instabilidade-em-escarpa-das-fontainhas-no-porto-obriga-a-cortar-transito>

<http://www.abuildersengineer.com/2012/11/excavations-well-point-system.html>

<https://rodio.pt/contencion/muro-pantalla/>

ANEXOS

ANEXO 1 – Planta de localização dos trabalhos de prospeção e dos perfis geológico-geotécnicos na Encosta de Santa Margarida



Localização dos ensaios PDL					
Campanha	Ref.	Coordenadas Dt73			Prof. (m)
		M	P	Z	
2008	PDL26	-47159.00	-47823.00	101.0	3.3
	PDL1	-47154.28	-47820.43	94.56	3.1
	PDL2	-47143.17	-47820.21	91.62	1.99
	PDL3	-47136.88	-47828.33	92.09	2.94
	PDL4	-47123.89	-47826.53	88.29	6.0
	PDL5	-47144.29	-47806.13	82.72	2.0
	PDL6	-47133.55	-47814.92	83.32	4.26
	PDL7	-47116.99	-47817.70	81.4	5.28
	PDL8	-47131.34	-47799.56	75.62	2.6
	PDL9	-47118.19	-47803.69	73.58	5.29
2014	PDL10	-47108.20	-47804.27	70.82	1.98

Localização do poço de reconhecimento					
Refª	Coordenadas (Datum 73)			Prof. (m)	Observações
	M	P	Z		
P01	-47150.0	-47836.0	102.5	1,70	Abertura com meios manuais

Sondagens mecânicas						
Campanha	Refª	Coordenadas (Datum 73)			Prof. (m)	Observações
		M	P	Z		
2008	Sc12	-47168.53	-47825.84	102.3	40.5	Instalada calha inclinométrica
2014	S1	-47108.14	-47769.60	61.1	21.0	
	S2	-47116.42	-47791.63	66.2	18.0	

- LEGENDA:
- ◆ Sondagens mecânicas
 - ▲ Ensaio PDL
 - ✕ Poço de Reconhecimento (manual)
 - Perfis Geológico-Geotécnicos

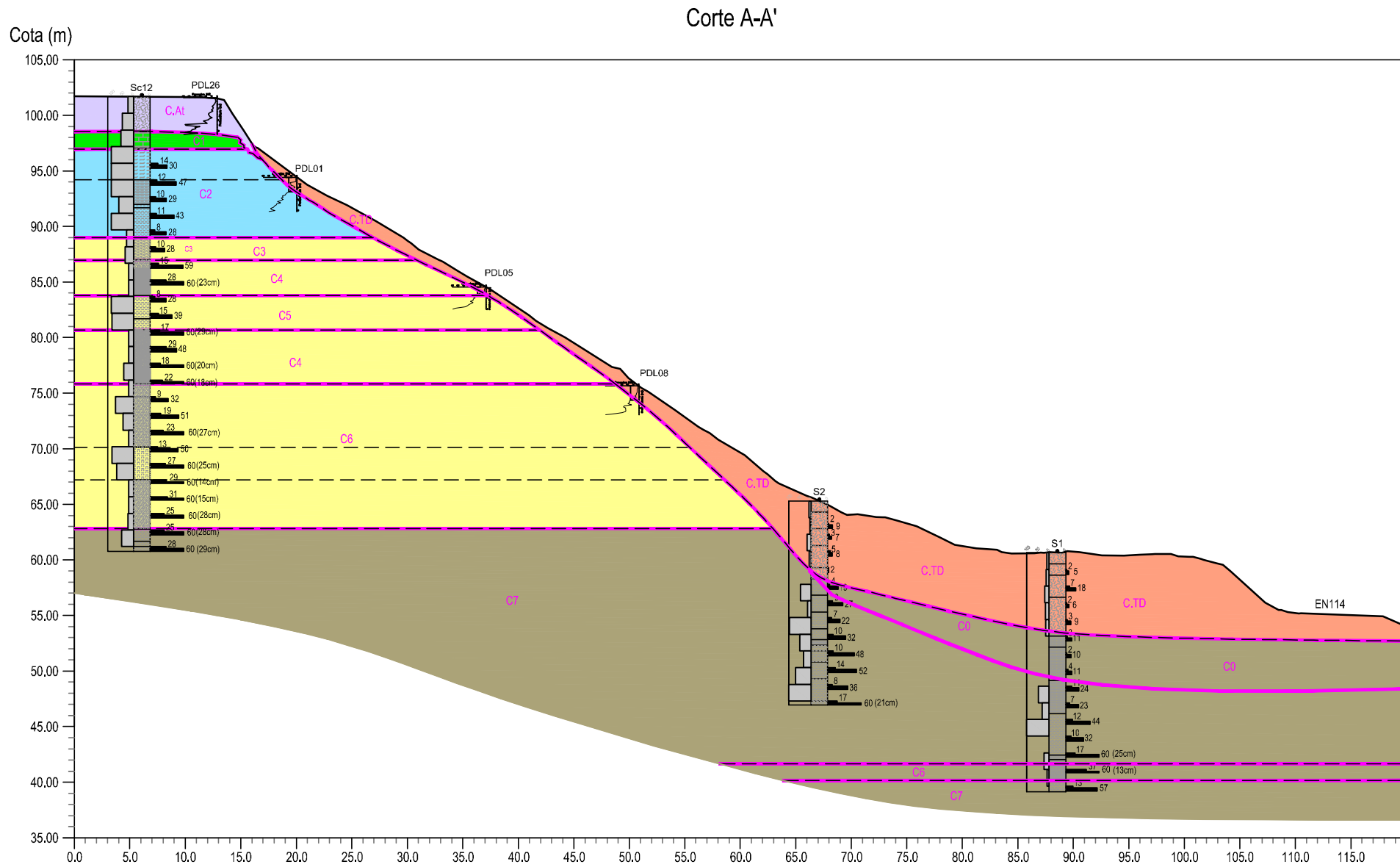
Revisão	Designação da alteração	Data	Desenhou	Verif./Coord.
Cliente:				

Escala: 1/500 (A3)		Nº Desenho: 001	
Substitui:		Referência:	
Substituído por:		Folha: 1/1	
Visto:	Verif./Coord. F. Ferreira	Est./Proj. E. Teixeira	Des. P. Andrade
Data: Novembro 2014			

Projecto: ENCOSTA DE SANTA MARGARIDA

PLANTA DE LOCALIZAÇÃO DOS TRABALHOS DE PROSPEÇÃO E DOS PERFIS GEOLÓGICO-GEOTÉCNICOS INTERPRETATIVOS

ANEXO 2 – Perfil geológico-geotécnico A-A' na Encosta de Santa Margarida



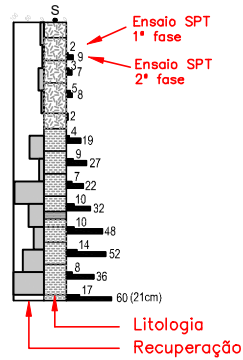
LEGENDA:

Unidades Geológicas:

- Terrenos escorregados e antigos depósitos de vertente ($N_{10}<15$ e $N_{SPT}<10$)
- Aterros
- Calcários
- Margas com níveis argilosos na base
- Areias com intercalações de níveis grosseiros e de níveis argilosos
- Argilas com níveis de areias finas e nódulos margosos
- Limite litológico
- Limite geotécnico

Prospecção

Sondagens mecânicas



PDL



Características geotécnicas dos materiais

Complexo geológico	c' (kPa)	ϕ' (°)	γ (kN/m ³)	E (MPa)
C. At	0	25	16	
C. TD	5–10	22	14–16	1–5
C0	10	25	14–16	5–10
C1	200	40	24	100–300
C2	20	30	17–18	20–10
C3	5	35	17–18	20–30
C4	0	38	18–20	30–50
C5	20	35	18–20	20–30
C6	15	35	17–19	30–40
C7	20–30	30–35	17–19	30–40

- (1) Valores conservadores que tiveram em atenção o contexto confinado que sobreestimou os resultados dos ensaios SPT,
- (2) Será de considerar a existência de uma franja paralela à superfície de rotura, com espessura até 1m, onde a perturbação dos materiais in situ deverá ser refletida na penalização dos parâmetros de resistência ao corte apresentados

Revisão	Designação da alteração	Data	Desenhou	Verif./Coord.
Geoárea Consultores de Geotecnia e Ambiente JETSJ geotecnia Cliente: 				

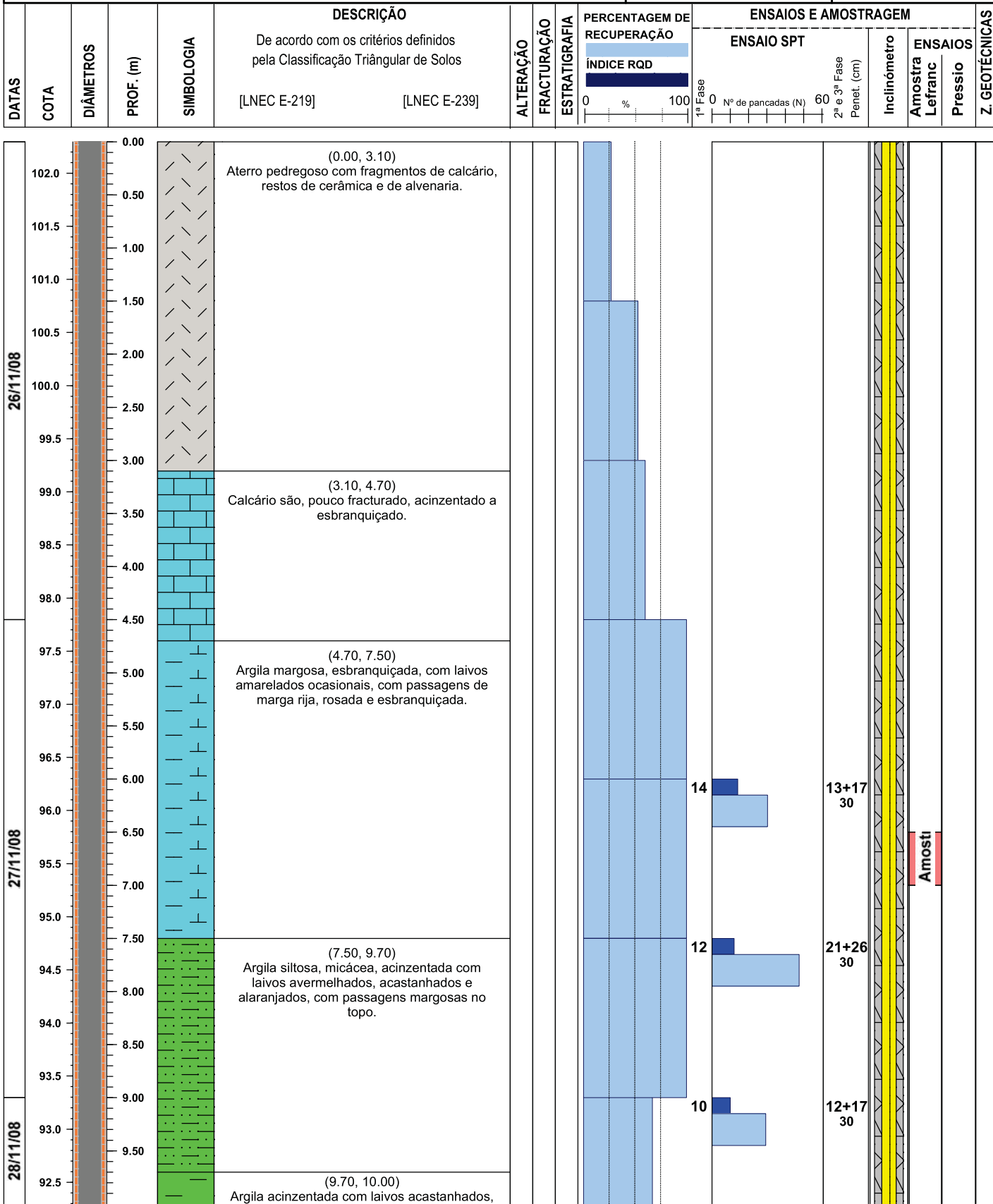
Escala: 1/500 (A3)		Nº Desenho: 002	
Substitui:		Referência:	
Substituído por:		Folha: 1/1	
Visto:	Verif./Coord. F. Ferreira	Est./Proj. E. Teixeira	Des. P. Andrade
Data: Novembro 2014			

Projecto: ENCOSTA DE SANTA MARGARIDA

PERFIL GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO A-A'

ANEXO 3 – Elementos de prospeção: Boletins das sondagens mecânicas - SC12 na Encosta de Santa Margarida

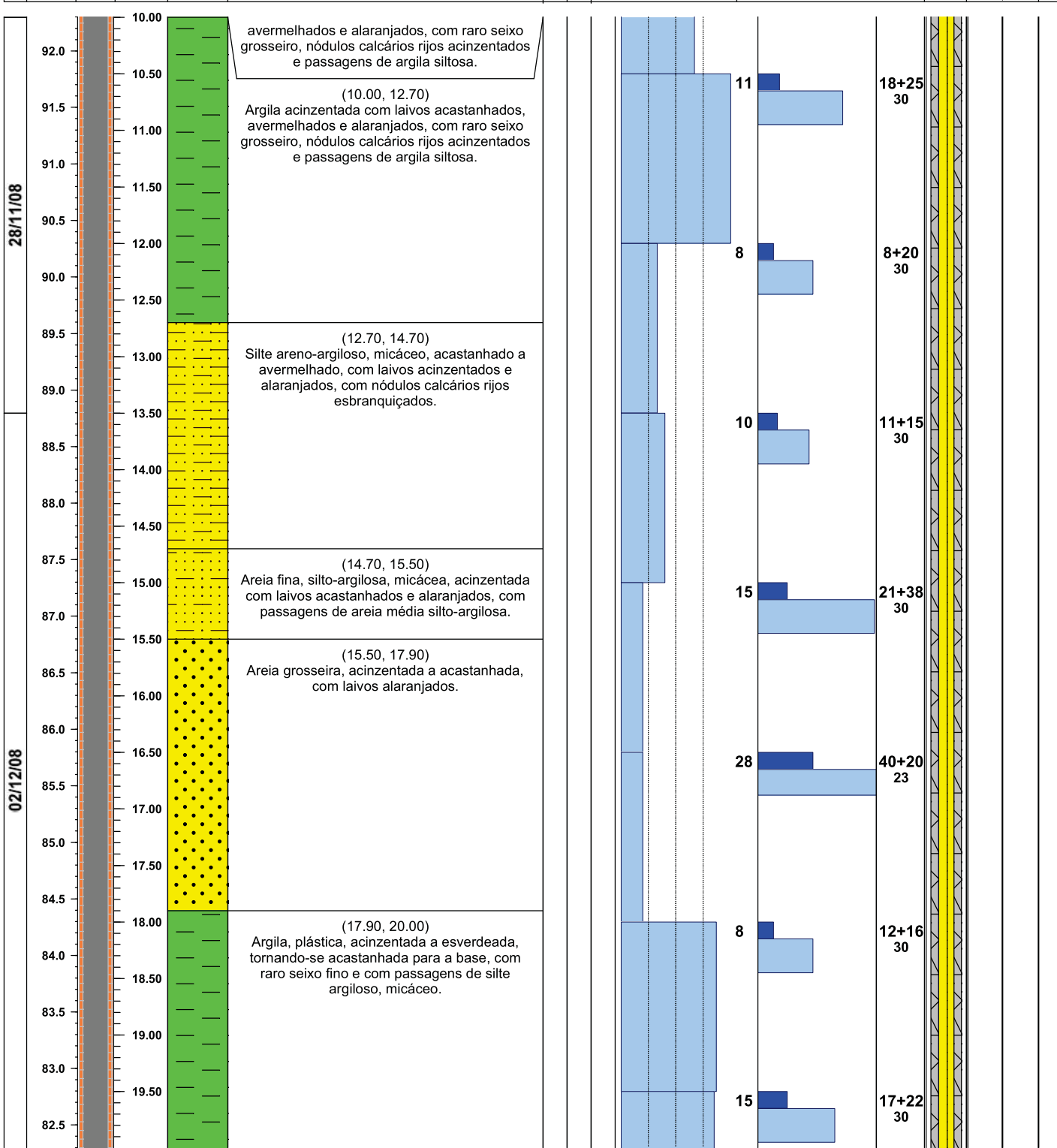
		OBRA: Projecto Global de Estabilização das Encostas de Santarém CLIENTE:   		SONDAGEM SC12	
LOCALIZAÇÃO: Encosta Santa Margarida		OBRA N° 19.3219			
M: -47168.5250 P: -47825.8430 Z: 102.2960 AZIMUTE:		COMPRIMENTO: 40.50 m INCLIN. 90°		FURAÇÃO À ROTAÇÃO	
FURAÇÃO 0.00 m - 40.50 m = 86mm		REVESTIMENTO 0.00 m - 40.50 m = 98mm		NÍVEL DE ÁGUA DETECTADO: ESTABILIZADO:	
EQUIPAMENTO TRACTOR		INICIO: 26/11/2008 FIM: 11/12/2008		Proj. N° P07/1730/GEO Des. OUT/08 CMG Ver. OUT/08 PMF Log. N° P07/1730-3219/S12/0 Pág. 1 de 5	



OBSERVAÇÕES:

		OBRA: Projecto Global de Estabilização das Encostas de Santarém CLIENTE:   		SONDAGEM SC12	
LOCALIZAÇÃO: Encosta Santa Margarida		OBRA N°19.3219			
M: -47168.5250 P: -47825.8430 Z: 102.2960 AZIMUTE:		COMPRIMENTO: 40.50 m INCLIN. 90°		FURAÇÃO À ROTAÇÃO	
FURAÇÃO 0.00 m - 40.50 m = 86mm		REVESTIMENTO 0.00 m - 40.50 m = 98mm		NÍVEL DE ÁGUA DETECTADO: ESTABILIZADO:	
EQUIPAMENTO TRACTOR		INICIO: 26/11/2008 FIM: 11/12/2008		Proj. N° P07/1730/GEO Des. OUT/08 CMG Ver. OUT/08 PMF Log. N° P07/1730-3219/S12/0 Pág. 2 de 5	

DATAS	COTA	DIÂMETROS	PROF. (m)	SIMBOLOGIA	DESCRIÇÃO	ALTERAÇÃO	FRACTURAÇÃO	ESTRATIGRAFIA	ENSAIOS E AMOSTRAGEM				Z. GEOTÉCNICAS
					De acordo com os critérios definidos pela Classificação Triangular de Solos			PERCENTAGEM DE RECUPERAÇÃO ÍNDICE RQD <					



OBSERVAÇÕES:



OBRA: Projecto Global de Estabilização das Encostas de Santarém

CLIENTE:




SONDAGEM
SC12

LOCALIZAÇÃO: Encosta Santa Margarida

OBRA N°19.3219

M: -47168.5250 **P:** -47825.8430 **Z:** 102.2960 **AZIMUTE:**

COMPRIMENTO: 40.50 m **INCLIN.** 90°

FURAÇÃO À ROTAÇÃO

Proj. N° P07/1730/GEO

FURAÇÃO 0.00 m - 40.50 m = 86mm

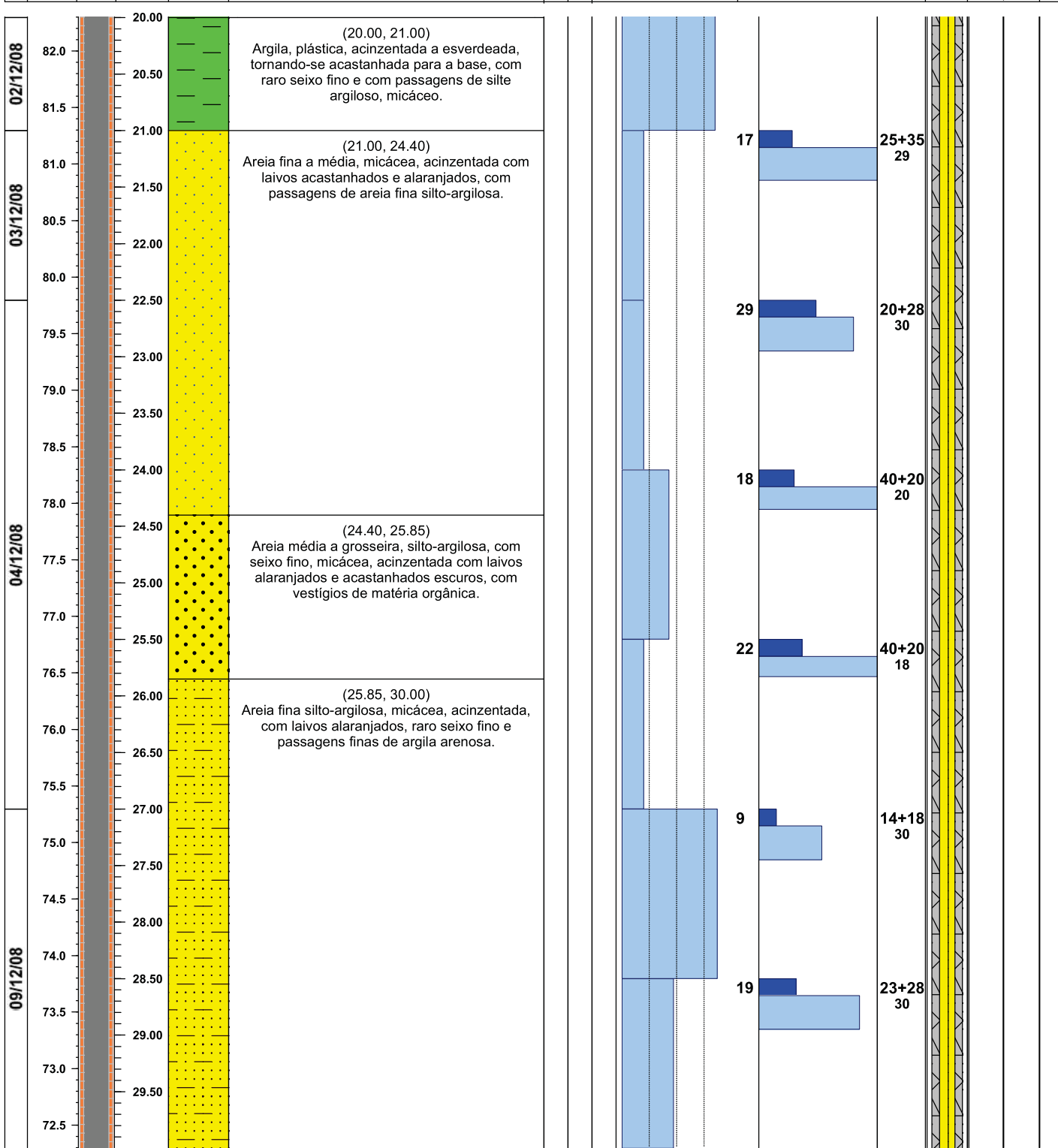
REVESTIMENTO 0.00 m - 40.50 m = 98mm

NÍVEL DE ÁGUA
 DETECTADO:
 ESTABILIZADO:

Des. OUT/08 CMG
Ver. OUT/08 PMF
Log. N°
 P07/1730-3219/S12/0
Pág. 3 de 5

EQUIPAMENTO TRACTOR **INICIO:** 26/11/2008 **FIM:** 11/12/2008

DATAS	COTA	DIÂMETROS	PROF. (m)	SIMBOLOGIA	DESCRIÇÃO	ALTERAÇÃO	FRACTURAÇÃO	ESTRATIGRAFIA	PERCENTAGEM DE RECUPERAÇÃO	ENSAIOS E AMOSTRAGEM				Z. GEOTÉCNICAS
					De acordo com os critérios definidos pela Classificação Triangular de Solos				ÍNDICE RQD	ENSAIO SPT	Inclinómetro	Amostra Lefranc	Pressão	
					[LNEC E-219] [LNEC E-239]				0 % 100	1ª Fase 0 60 2ª e 3ª Fase Penet. (cm)				



OBSERVAÇÕES:



OBRA: Projecto Global de Estabilização das Encostas de Santarém

CLIENTE:




SONDAGEM
SC12

LOCALIZAÇÃO: Encosta Santa Margarida

OBRA N°19.3219

M: -47168.5250 **P:** -47825.8430 **Z:** 102.2960 **AZIMUTE:**

COMPRIMENTO: 40.50 m **INCLIN.** 90°

FURAÇÃO À ROTAÇÃO

Proj. N° P07/1730/GEO

FURAÇÃO 0.00 m - 40.50 m = 86mm

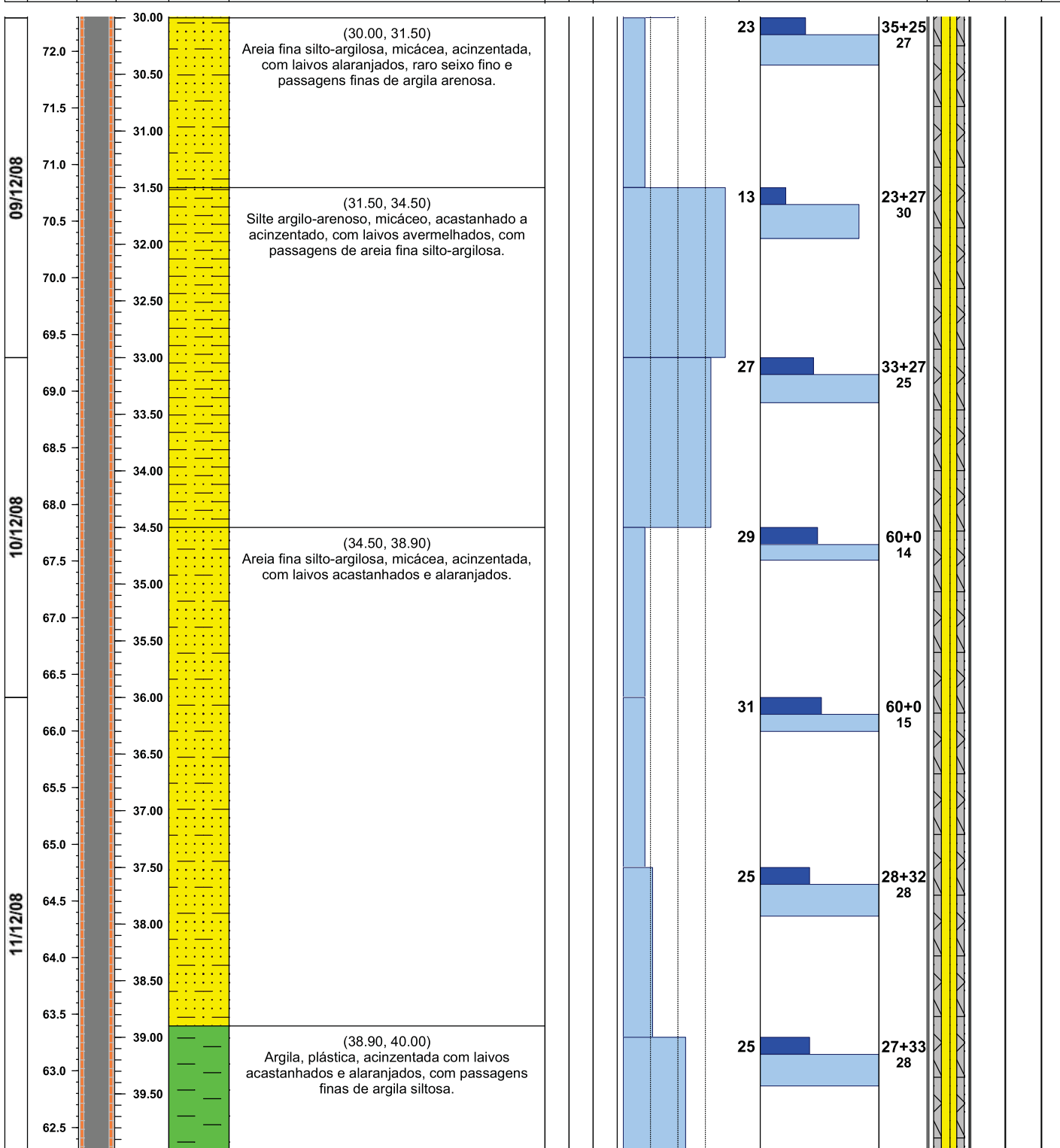
REVESTIMENTO 0.00 m - 40.50 m = 98mm

NÍVEL DE ÁGUA
 DETECTADO:
 ESTABILIZADO:

Des. OUT/08 CMG
Ver. OUT/08 PMF
Log. N°
 P07/1730-3219/S12/0
Pág. 4 de 5

EQUIPAMENTO TRACTOR **INICIO:** 26/11/2008 **FIM:** 11/12/2008

DATAS	COTA	DIÂMETROS	PROF. (m)	SIMBOLOGIA	DESCRIÇÃO	ALTERAÇÃO	FRACTURAÇÃO	ESTRATIGRAFIA	PERCENTAGEM DE RECUPERAÇÃO	ENSAIOS E AMOSTRAGEM					Z. GEOTÉCNICAS
					De acordo com os critérios definidos pela Classificação Triangular de Solos				ÍNDICE RQD	ENSAIO SPT	Inclinómetro	Amostra Lefranc	Pressão		
					[LNEC E-219] [LNEC E-239]				0 % 100	1ª Fase 0 60 2ª e 3ª Fase Penet. (cm)					



OBSERVAÇÕES:



OBRA: Projecto Global de Estabilização das Encostas de Santarém

CLIENTE:   

LOCALIZAÇÃO: Encosta Santa Margarida

SONDAGEM

SC12

OBRA Nº19.3219

M: -47168.5250 P: -47825.8430 Z: 102.2960 AZIMUTE:

COMPRIMENTO: 40.50 m INCLIN. 90°

FURAÇÃO À ROTAÇÃO

Proj. Nº P07/1730/GEO

FURAÇÃO 0.00 m - 40.50 m = 86mm REVESTIMENTO 0.00 m - 40.50 m = 98mm

NÍVEL DE ÁGUA
DETECTADO:
ESTABILIZADO:

Des. OUT/08 CMG
Ver. OUT/08 PMF
Log. Nº
P07/1730-3219/S12/0
Pág. 5 de 5

EQUIPAMENTO TRACTOR INICIO: 26/11/2008 FIM: 11/12/2008

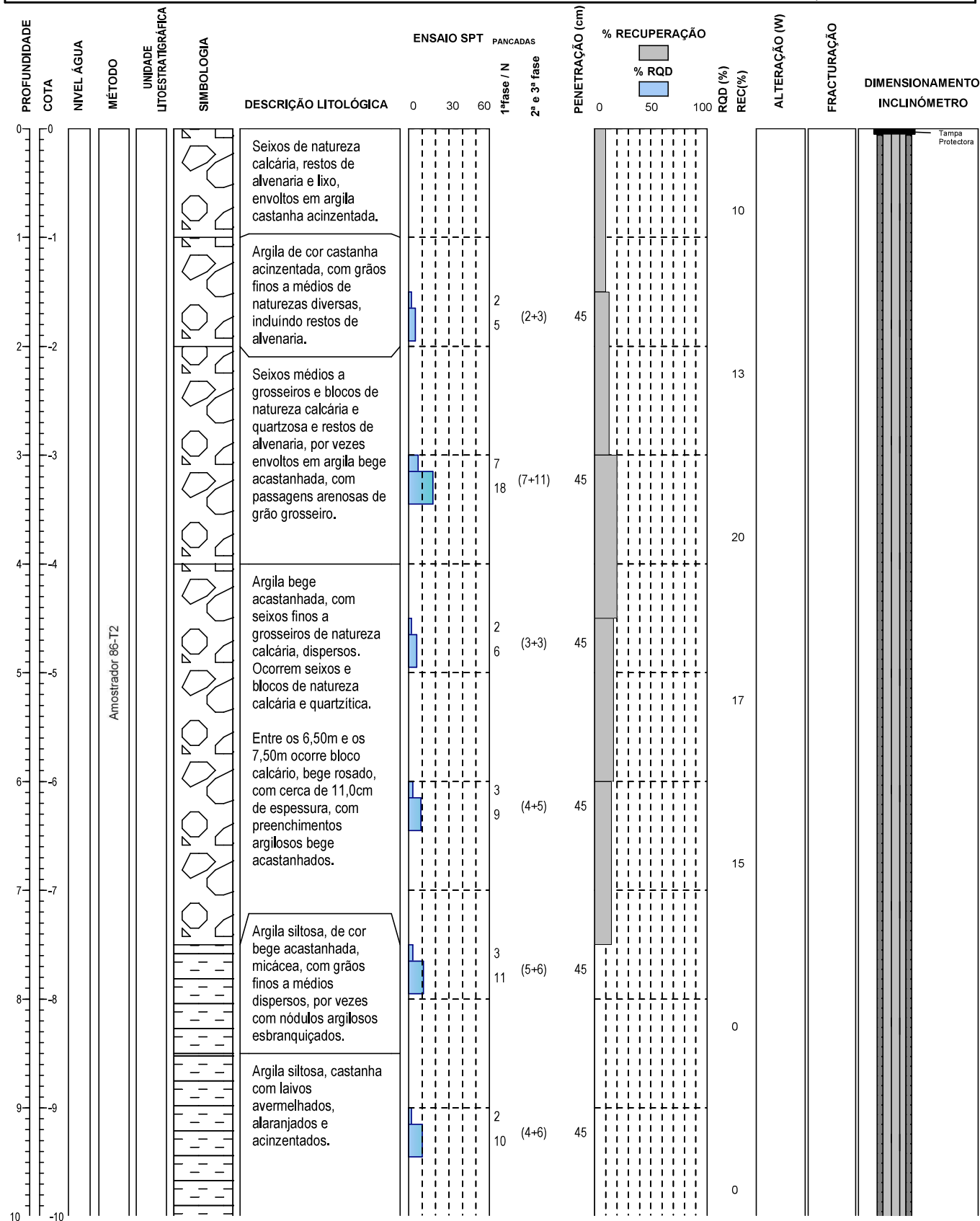
DATAS	COTA	DIÂMETROS	PROF. (m)	SIMBOLOGIA	DESCRIÇÃO	ALTERAÇÃO	FRATURAÇÃO	ESTRATIGRAFIA	PERCENTAGEM DE RECUPERAÇÃO	ENSAIOS E AMOSTRAGEM					Z. GEOTÉCNICAS
					De acordo com os critérios definidos pela Classificação Triangular de Solos				ÍNDICE RQD	ENSAIO SPT					
					[LNEC E-219] [LNEC E-239]				0 % 100	1ª Fase	0 60	2ª e 3ª Fase	Inclinómetro	AMOSTRAS	
										Nº de pancadas (N)	Penet. (cm)				
11/12/08	62.0		40.00		(40.00, 40.50) Argila, plástica, acinzentada com laivos acastanhados e alaranjados, com passagens finas de argila siltosa.					28		31+29 29			
	61.5		40.50												
			41.00												

OBSERVAÇÕES:

ANEXO 4 – Elementos de prospeção geológico-geotécnica: Boletins das sondagens S1, S2 E S3 e instrumentação na Encosta de Santa Margarida

**Prospecção Geológico-Geotécnica e Instrumentação
Barreiras de Santarém**

Local: Santarém - Encosta de Santa Margarida	Equipamento: Rolatec 48L	Projecto 6593
Data de início: 10-09-2014	Tipo de furação: Rotação	Sondagem S1
Data de conclusão: 16-09-2014	Diâmetros Furação 0,00-21,00m - 86mm Revestimento 0,00-21,00mm - 128mm	Pag. 1 de 3
Coordenadas: M: -47108,14 P: -47769,60 Cota: 61,1 datum 73	Inclinação: 90° Comprimento: 21,00m	



Observações: * Carta Geológica de Portugal, Folh 31-A, Santarém

Critério de paragem: Profundidade indicada pelo cliente.

Sondador: Viktor Honcharuk

Gestor Projecto: Vasco Pinto

**Prospecção Geológico-Geotécnica e Instrumentação
Barreiras de Santarém**

Local: Santarém - Encosta de Santa Margarida

Data de início: 10-09-2014

Data de conclusão: 16-09-2014

Equipamento: Rolatec 48L

Tipo de furação: Rotação

Diâmetros
Furação 0,00-21,00m - 86mm
Revestimento 0,00-21,00mm - 128mm

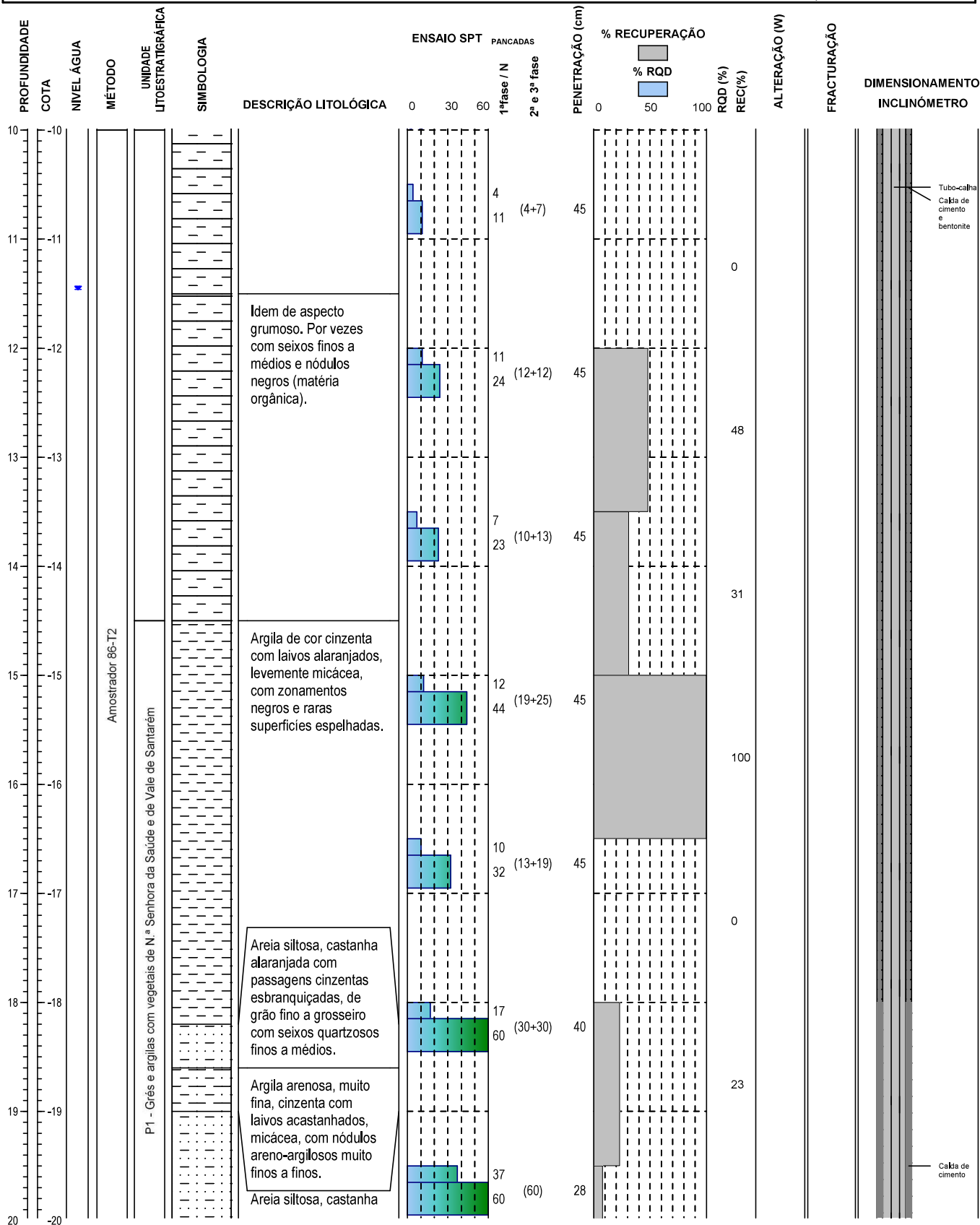
Projecto
6593

Sondagem
S1

Pag. 2 de 3

Coordenadas: M: -47108,14 P: -47769,60 Cota: 61,1
datum 73

Inclinação: 90° **Comprimento:** 21,00m



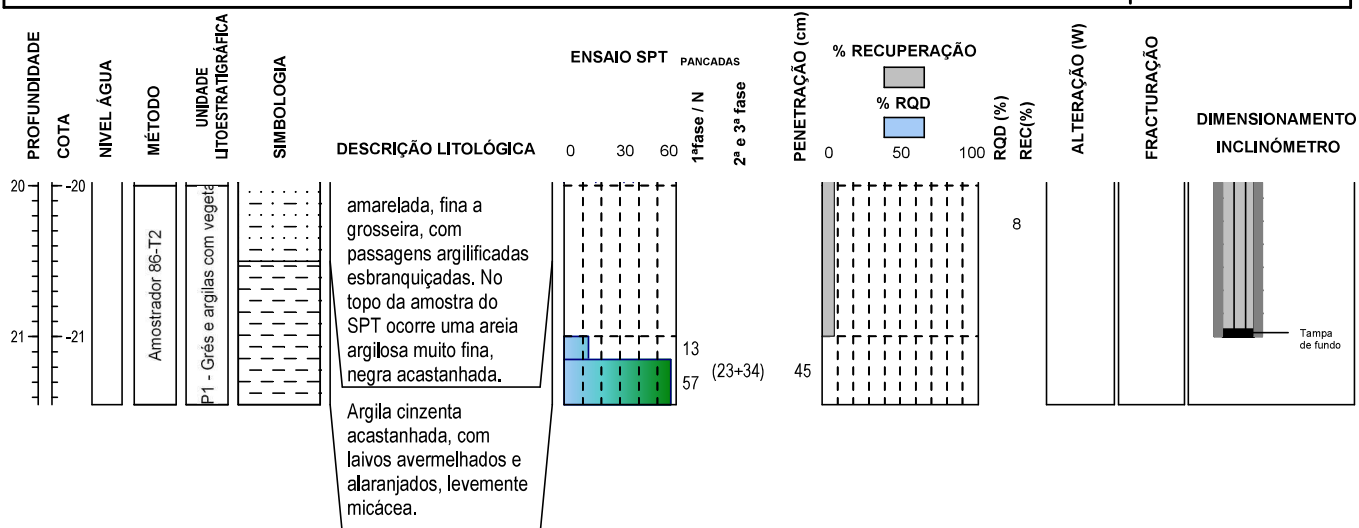
Observações: * Carta Geológica de Portugal, Folh 31-A, Santarém

Critério de paragem: Profundidade indicada pelo cliente.

Sondador: Viktor Honcharuk

Gestor Projecto: Vasco Pinto

Local: Santarém - Encosta de Santa Margarida Data de início: 10-09-2014 Data de conclusão: 16-09-2014	Equipamento: Rolatec 48L Tipo de furação: Rotação Diâmetros Furação: 0,00-21,00m - 86mm Revestimento: 0,00-21,00mm - 128mm	Projecto 6593 Sondagem S1
Coordenadas: M: -47108,14 P: -47769,60 Cota: 61,1 datum 73	Inclinação: 90° Comprimento: 21,00m	Pag. 3 de 3



Observações: * Carta Geológica de Portugal, Folh 31-A, Santarém

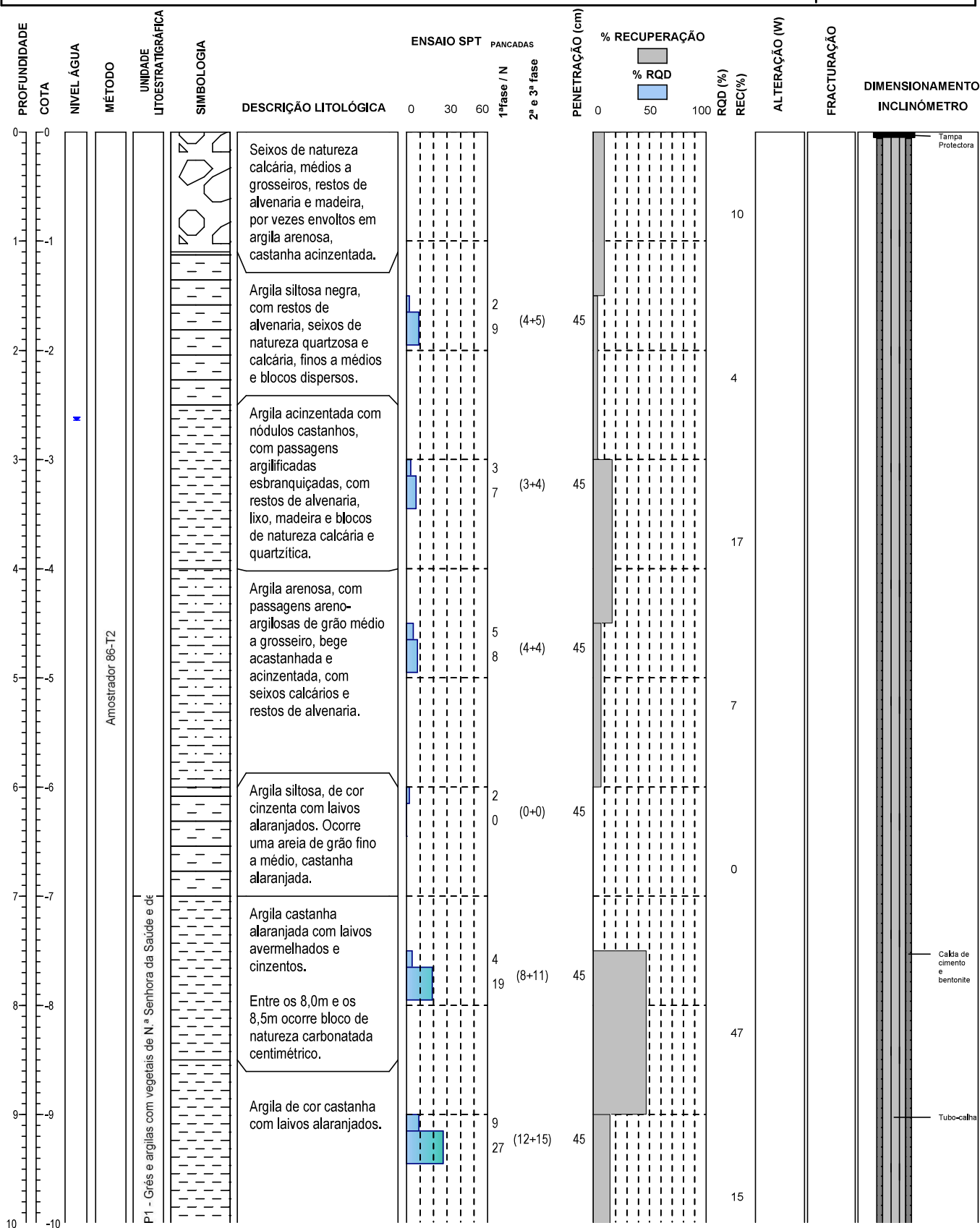
Critério de paragem: Profundidade indicada pelo cliente.

Sondador: Viktor Honcharuk

Gestor Projecto: Vasco Pinto

Prospecção Geológico-Geotécnica e Instrumentação
Barreiras de Santarém

Local: Santarém - Encosta de Santa Margarida				Equipamento: Rolatec 48L		Projecto 6593
Data de início: 17-09-2014				Tipo de furação: Rotação		
Data de conclusão: 06-10-2014				Diâmetros Furação 0,00-18,00m - 86mm Revestimento 0,00-18,00mm - 128mm		Sondagem S2 Pag. 1 de 2
Coordenadas: M: -47116,42 P: -47791,63 Cota: 66,2 datum 73				Inclinação: 90° Comprimento: 18,00m		



Observações: * Carta Geológica de Portugal, Folh 31-A, Santarém

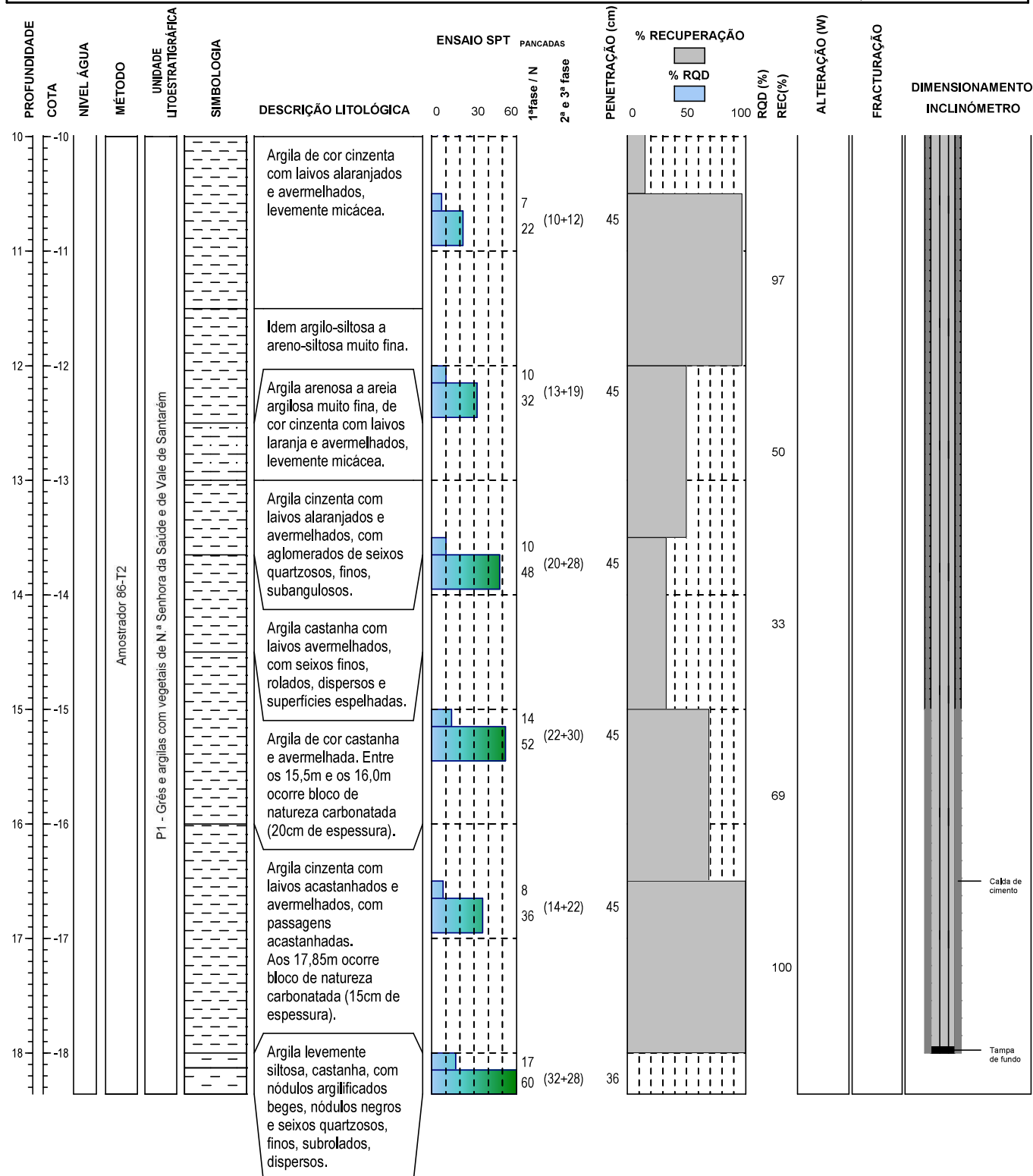
Critério de paragem: Profundidade indicada pelo cliente.

Sondador: Viktor Honcharuk

Gestor Projecto: Vasco Pinto

**Prospecção Geológico-Geotécnica e Instrumentação
Barreiras de Santarém**

Local: Santarém - Encosta de Santa Margarida	Equipamento: Rolatec 48L	Projecto 6593
Data de início: 17-09-2014	Tipo de furação: Rotação	
Data de conclusão: 06-10-2014	Diâmetros Furação: 0,00-18,00m - 86mm Revestimento: 0,00-18,00mm - 128mm	Sondagem S2
Coordenadas: M: -47116,42 datum 73 P: -47791,63 Cota: 66,2	Inclinação: 90° Comprimento: 18,00m	Pag. 2 de 2



Observações: * Carta Geológica de Portugal, Folh 31-A, Santarém

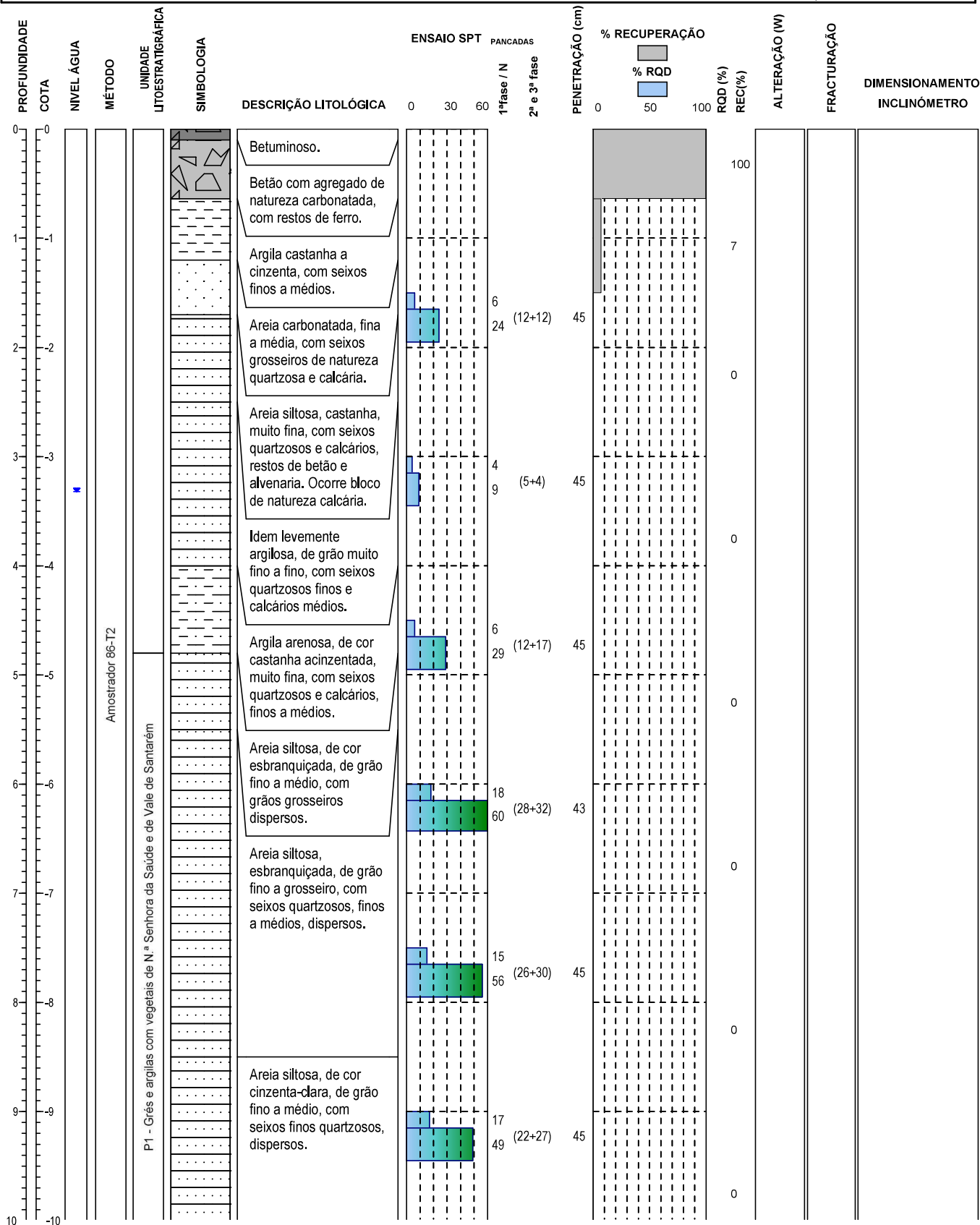
Critério de paragem: Profundidade indicada pelo cliente.

Sondador: Viktor Honcharuk

Gestor Projecto: Vasco Pinto

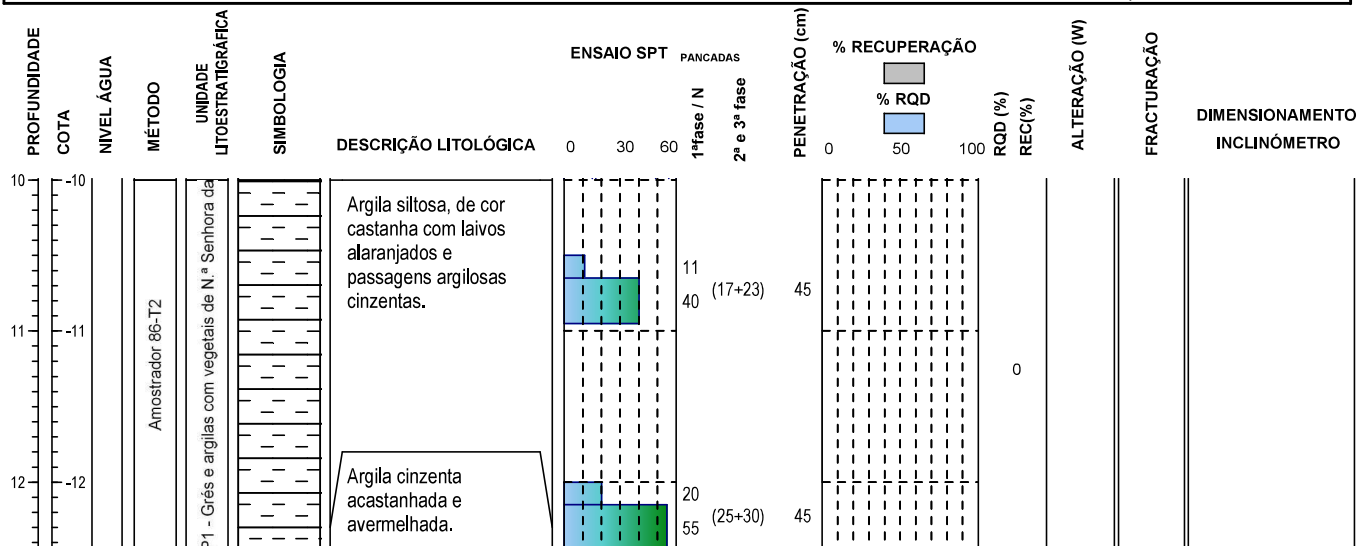
**Prospecção Geológico-Geotécnica e Instrumentação
Barreiras de Santarém**

Local: Santarém - Encosta do Alfange	Equipamento: Rolatec 48L	Projecto 6593
Data de início: 09-10-2014	Tipo de furação: Rotação	
Data de conclusão: 09-10-2014	Diâmetros Furação: 0,00-12,00m - 86mm Revestimento: 0,00-12,00mm - 98mm	Sondagem S3
Coordenadas: M: -46985,01 P: -48287,75 Cota: 41,0 datum 73	Inclinação: 90° Comprimento: 12,00m	Pag. 1 de 2



**Prospecção Geológico-Geotécnica e Instrumentação
Barreiras de Santarém**

Local: Santarém - Encosta do Alfange	Equipamento: Rolatec 48L	Projecto 6593
Data de início: 09-10-2014	Tipo de furação: Rotação	Sondagem S3
Data de conclusão: 09-10-2014	Diâmetros Furação 0,00-12,00m - 86mm Revestimento 0,00-12,00mm - 98mm	Pag. 2 de 2
Coordenadas: M: -46985,01 P: -48287,75 Cota: 41,0 datum 73	Inclinação: 90° Comprimento: 12,00m	



Observações: * Carta Geológica de Portugal, Folh 31-A, Santarém

Critério de paragem: Profundidade indicada pelo cliente.

Sondador: Viktor Honcharuk

Gestor Projecto: Vasco Pinto

**ANEXO 5 – Elementos de prospeção: Boletins do Ensaio PDL
(Penetrómetro Dinâmico Leve) PDL01 – PDL26 na Encosta de Santa
Margarida**

Escorregamento de Santa Margarida

Coordenadas (WGS84):

M = -47154,28 m

P = -47820,43 m

Z = 94,56m

PDL - 01

Data:

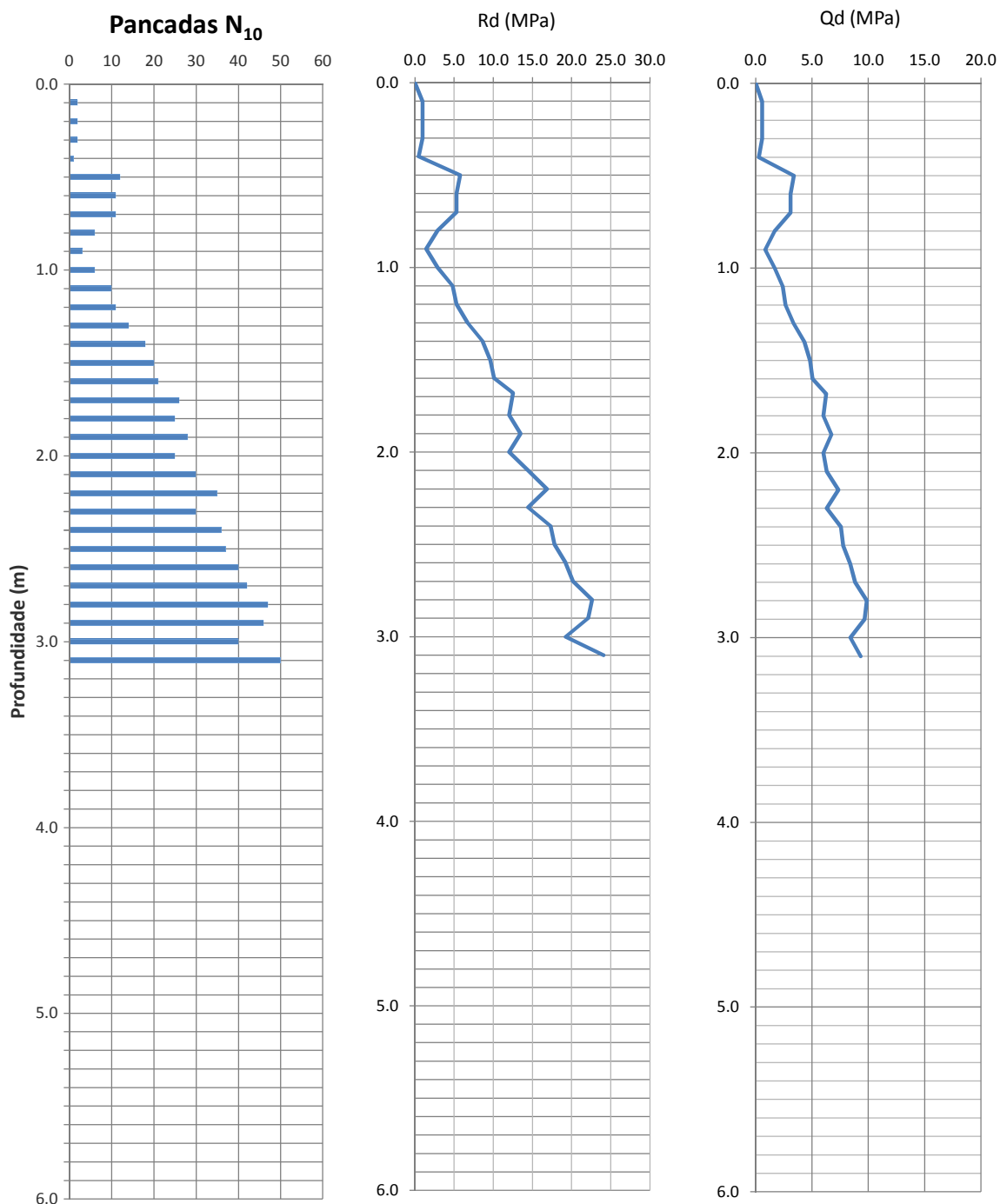
07-10-2014

Local: Encosta de Santa Margarida

Peso = 10.0 kg
Altura de Queda = 0.5 m
Peso das varas = 2.925 kg

Comprimento das varas 1.0 m
Batente + vara guia= 4.15 kg
Intervalo de registo= 0.1 m

Prof: 3,1 m



Obs: o último avanço foi de 10cm

Técnico: Eurico Teixeira

Verificado: Fernando Ferreira

Escorregamento de Santa Margarida	Coordenadas (WGS84):	PDL - 01
	M = -47154,28 m P = -47820,43 m	
	Local: Encosta de Santa Margarida	Z = 94,56m

[illegible][illegible]

PDL - 01

Obs: o último avanço foi de 10cm

Técnico: Eurico Teixeira
Verificado: Fernando Ferreira

Escorregamento de Santa Margarida

Coordenadas (WGS84):

M = -47143,17 m

P = -47820,21 m

Z = 91,62m

PDL - 02

Data:

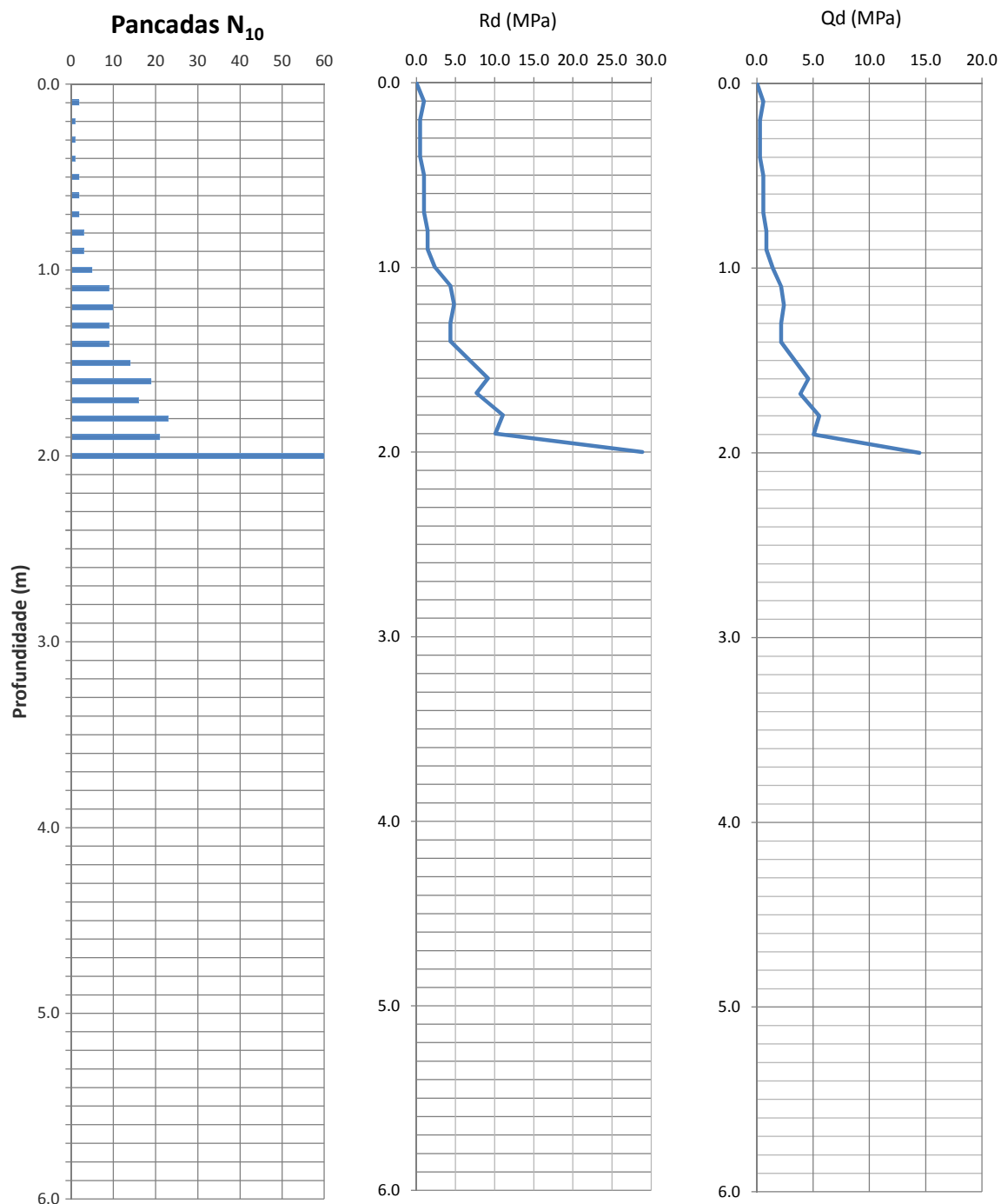
07-10-2014

Local: Encosta de Santa Margarida

Peso = 10.0 kg
Altura de Queda = 0.5 m
Peso das varas = 2.925 kg

Comprimento das varas 1.0 m
Batente + vara guia= 4.15 kg
Intervalo de registo= 0.1 m

Prof: 2,0 m



Obs: o último avanço foi de 9cm

Técnico: Eurico Teixeira

Verificado: Fernando Ferreira

Escorregamento de Santa Margarida	Coordenadas (WGS84):	PDL - 02
	M = -47143,17 m P = -47820,21 m	
	Local: Encosta de Santa Margarida	Z = 91,62m

[illegible][illegible]

PDL - 02

Obs:

Técnico: Eurico Teixeira

Verificado: Fernando Ferreira

Escorregamento de Santa Margarida

Coordenadas (WGS84):

M = -47136,88 m

P = -47828,33m

Z = 92,09m

PDL - 03

Data:

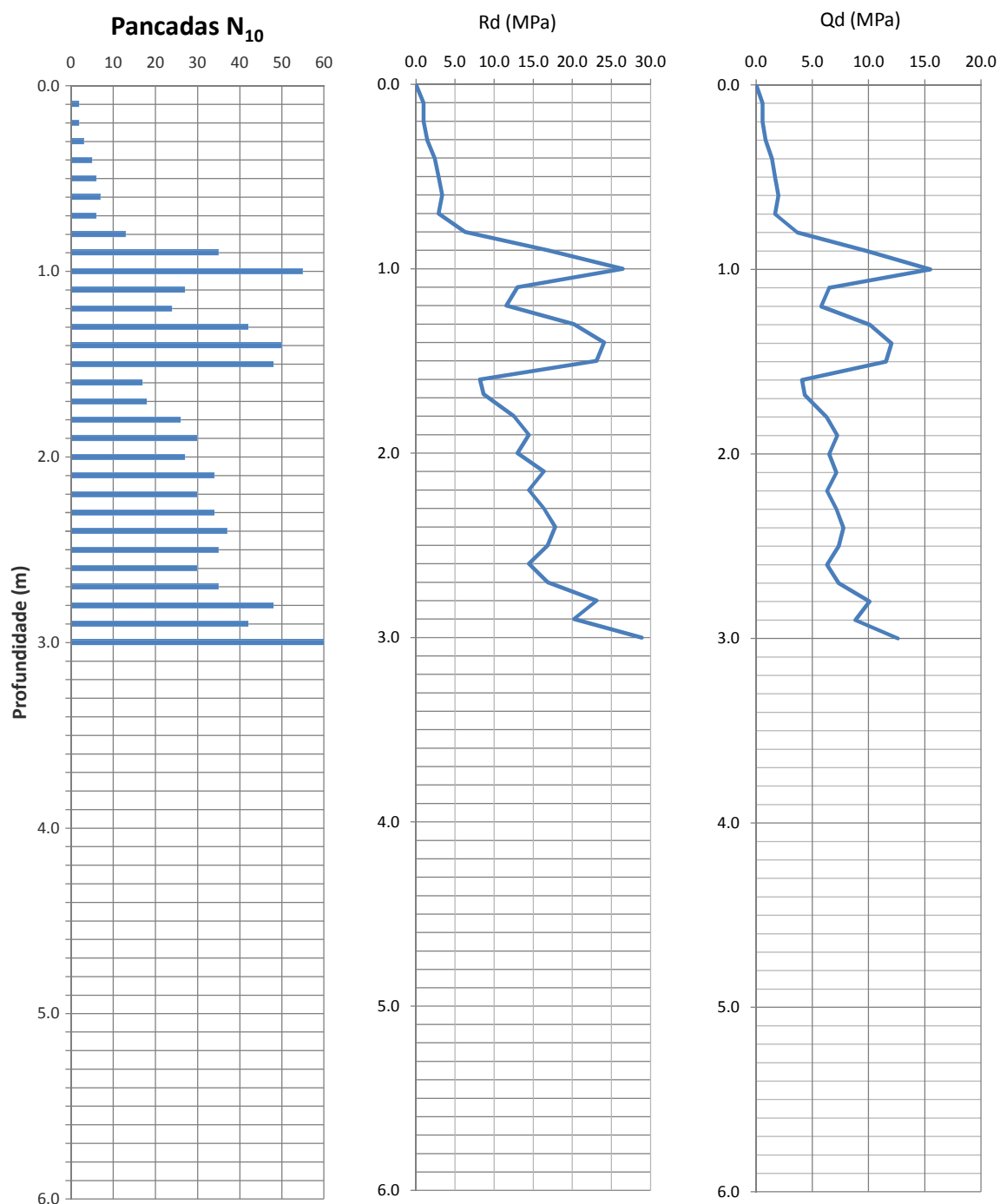
07-10-2014

Local: Encosta de Santa Margarida

Peso = 10.0 kg
Altura de Queda = 0.5 m
Peso das varas = 2.925 kg

Comprimento das varas 1.0 m
Batente + vara guia= 4.15 kg
Intervalo de registo= 0.1 m

Prof: 3,0 m



Obs: o último avanço foi de 4cm

Técnico: Eurico Teixeira

Verificado: Fernando Ferreira

Escorregamento de Santa Margarida	Coordenadas (WGS84):	PDL - 03
	M = -47136,88 m P = -47828,33m	
	Local: Encosta de Santa Margarida	Z = 92,09m

[illegible][illegible]

PDL - 03

Obs:

Técnico: Eurico Teixeira

Verificado: Fernando Ferreira

Escorregamento de Santa Margarida

Coordenadas (WGS84):

M = -47123,89 m

P = -47826,53 m

Z = 88,29m

PDL - 04

Data:

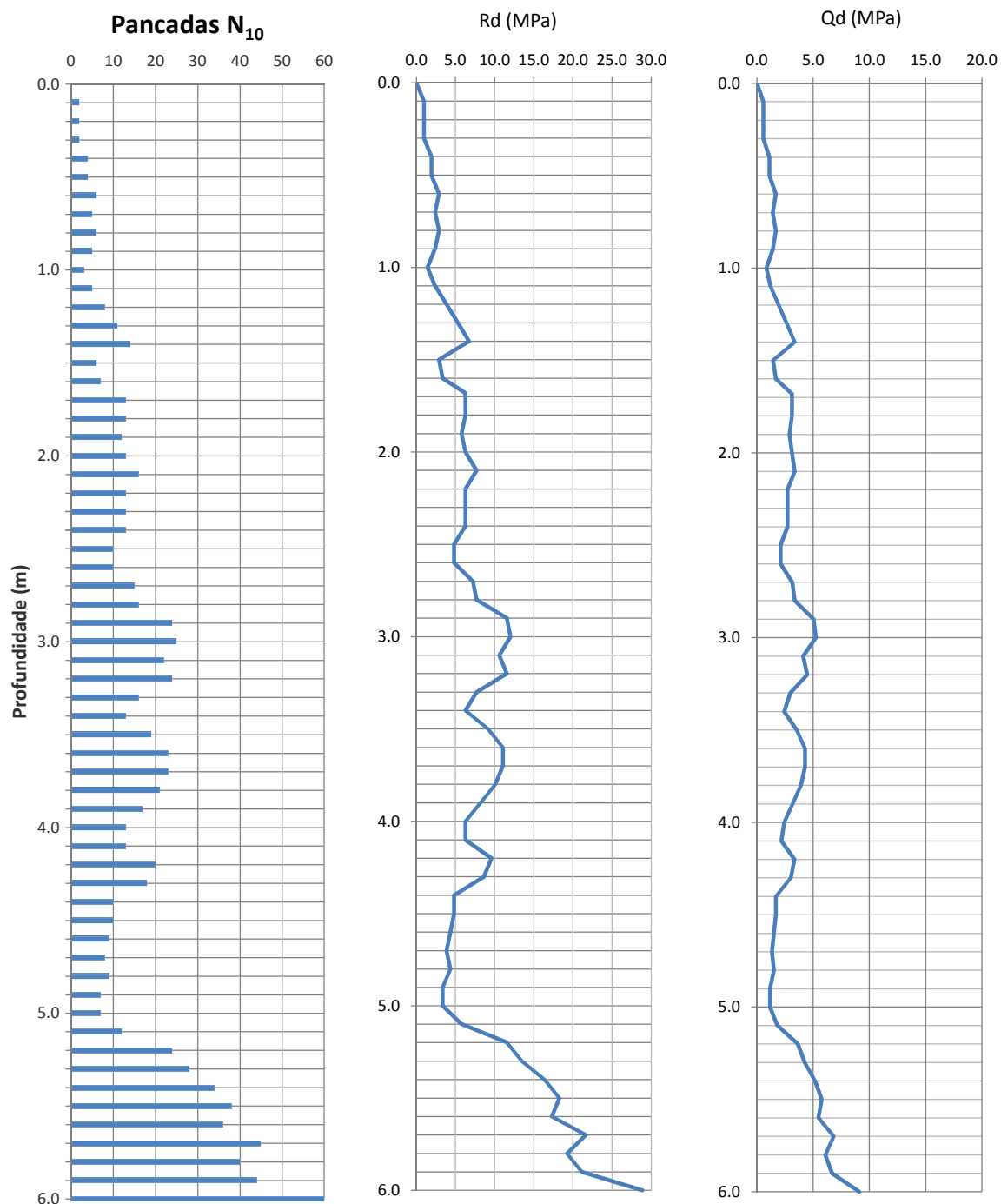
07-10-2014

Local: Encosta de Santa Margarida

Peso = 10.0 kg
Altura de Queda = 0.5 m
Peso das varas = 2.925 kg

Comprimento das varas 1.0 m
Batente + vara guia= 4.15 kg
Intervalo de registo= 0.1 m

Prof: 6,0 m



Obs: o último avanço foi de 10cm

Técnico: Eurico Teixeira

Verificado: Fernando Ferreira

Escorregamento de Santa Margarida	Coordenadas (WGS84):	PDL - 04
	M = -47123,89 m P = -47826,53 m	
Local: Encosta de Santa Margarida	Z = 88,29m	Data: 07-10-2014

[illegible][illegible]

PDL - 04

Obs: o último avanço foi de 10cm

Técnico: Eurico Teixeira

Verificado: Fernando Ferreira

Escorregamento de Santa Margarida

Coordenadas (WGS84):

M = -47144,29 m

P = -47806,13 m

Z = 82,72m

PDL - 05

Data:

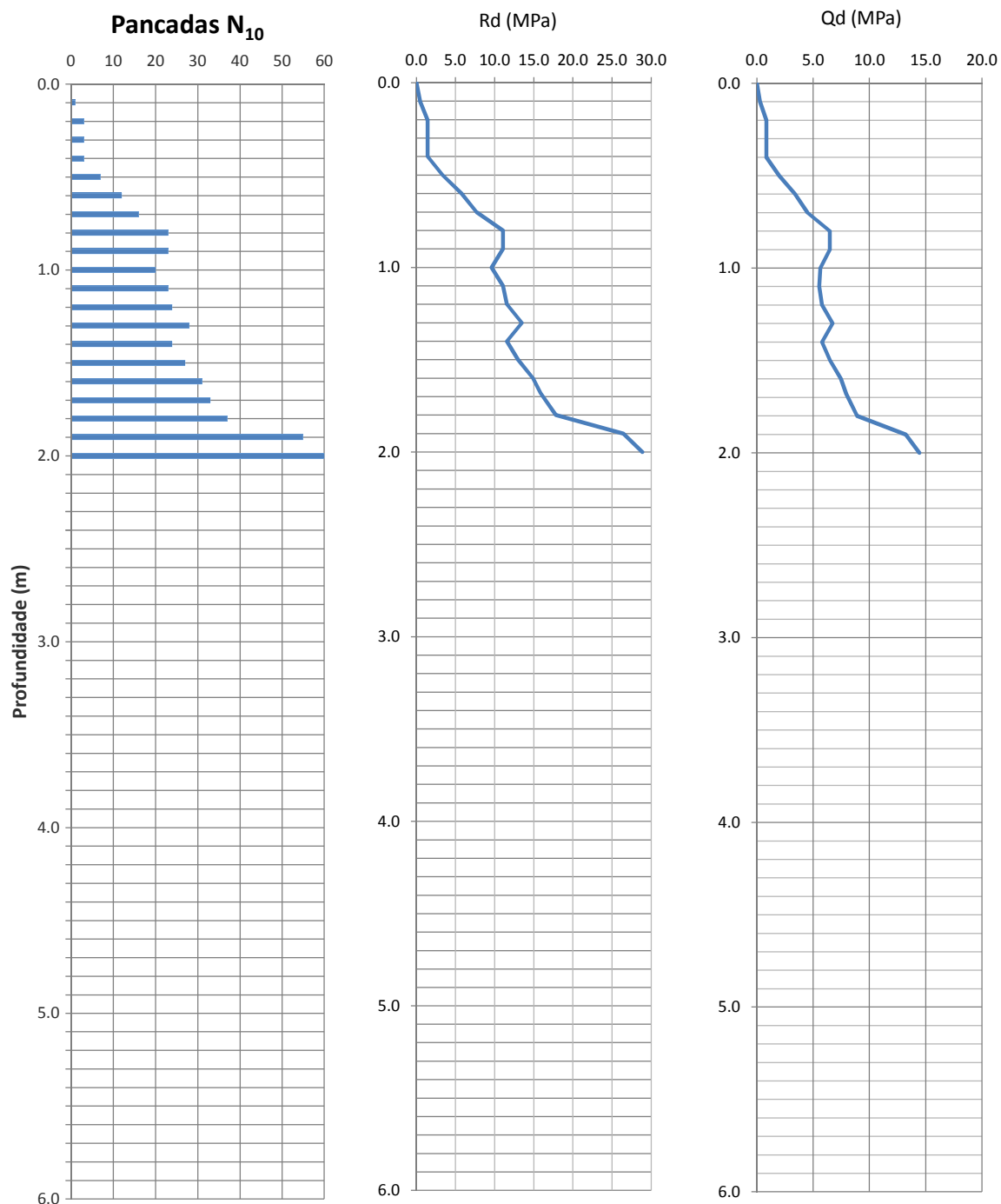
07-10-2014

Local: Encosta de Santa Margarida

Peso = 10.0 kg
Altura de Queda = 0.5 m
Peso das varas = 2.925 kg

Comprimento das varas 1.0 m
Batente + vara guia= 4.15 kg
Intervalo de registo= 0.1 m

Prof: 2,0 m



Obs: o último avanço foi de 10cm

Técnico: Eurico Teixeira

Verificado: Fernando Ferreira

Escorregamento de Santa Margarida	Coordenadas (WGS84):	PDL - 05
	M = -47144,29 m P = -47806,13 m	
	Local: Encosta de Santa Margarida	Z = 82,72m

[illegible][illegible]

PDL - 05

Obs:

Técnico: Eurico Teixeira

Verificado: Fernando Ferreira

Escorregamento de Santa Margarida

Coordenadas (WGS84):

M = -47133,55 m

P = -47814,92 m

Z = 83,32m

PDL - 06

Data:

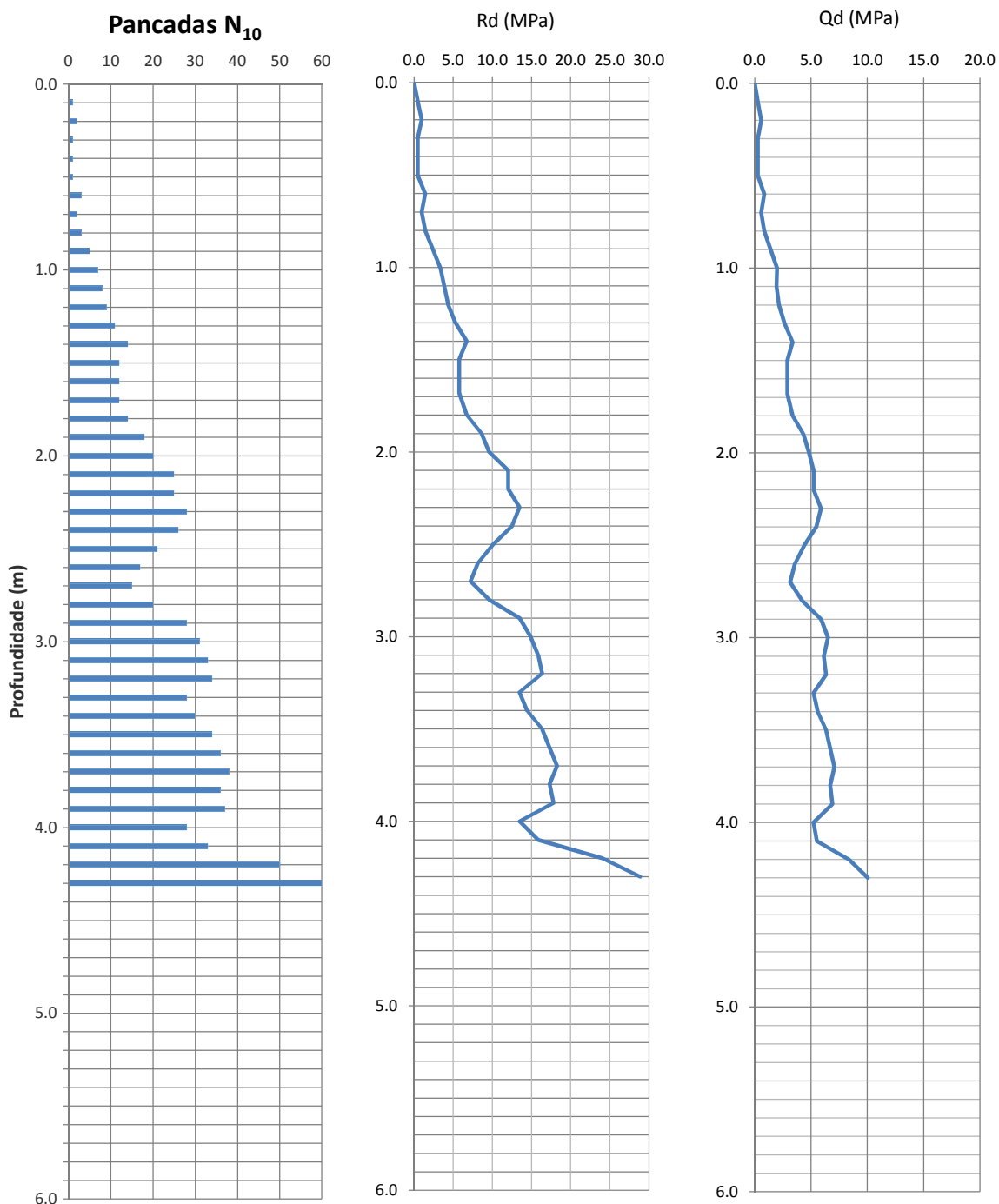
07-10-2014

Local: Encosta de Santa Margarida

Peso = 10.0 kg
Altura de Queda = 0.5 m
Peso das varas = 2.925 kg

Comprimento das varas 1.0 m
Batente + vara guia= 4.15 kg
Intervalo de registo= 0.1 m

Prof: 5,26 m



Obs: o último avanço foi de 6cm

Técnico: Eurico Teixeira

Verificado: Fernando Ferreira

Escorregamento de Santa Margarida	Coordenadas (WGS84):	PDL - 06
	M = -47133,55 m P = -47814,92 m	
Local: Encosta de Santa Margarida	Z = 83,32m	Data: 07-10-2014

[illegible][illegible]

PDL - 06

Obs:	Técnico: Eurico Teixeira
	Verificado: Fernando Ferreira

Escorregamento de Santa Margarida

Coordenadas (WGS84):

M = -47116,99 m

P = -47817,70 m

Z = 81,40 m

PDL - 07

Data:

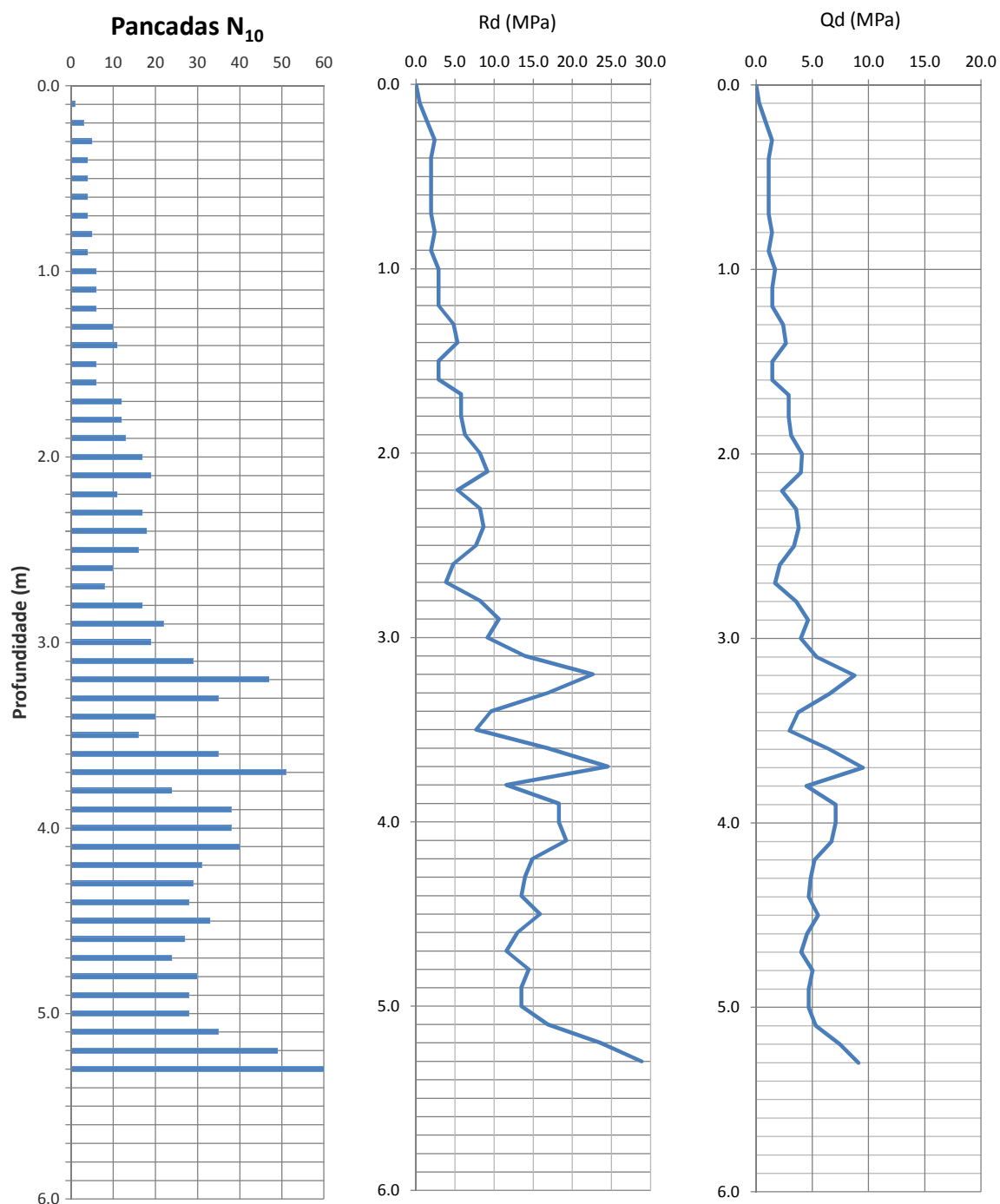
07-10-2014

Local: Encosta de Santa Margarida

Peso = 10.0 kg
Altura de Queda = 0.5 m
Peso das varas = 2.925 kg

Comprimento das varas 1.0 m
Batente + vara guia= 4.15 kg
Intervalo de registo= 0.1 m

Prof: 5,28 m



Obs: o último avanço foi de 8cm

Técnico: Eurico Teixeira

Verificado: Fernando Ferreira

Escorregamento de Santa Margarida	Coordenadas (WGS84):	PDL - 07
	M = -47116,99 m P = -47817,70 m	
	Local: Encosta de Santa Margarida	Z = 81,40 m

[illegible][illegible]

PDL - 07

Obs: o último avanço foi de 8cm

Técnico: Eurico Teixeira

Verificado: Fernando Ferreira

Escorregamento de Santa Margarida

Coordenadas (WGS84):

M = -47131,34 m

P = -47799,56 m

Z = 75,62m

PDL - 08

Data:

07-10-2014

Local: Encosta de Santa Margarida

Peso = 10.0 kg

Altura de Queda = 0.5 m

Peso das varas = 2.925 kg

Comprimento das varas

1.0 m

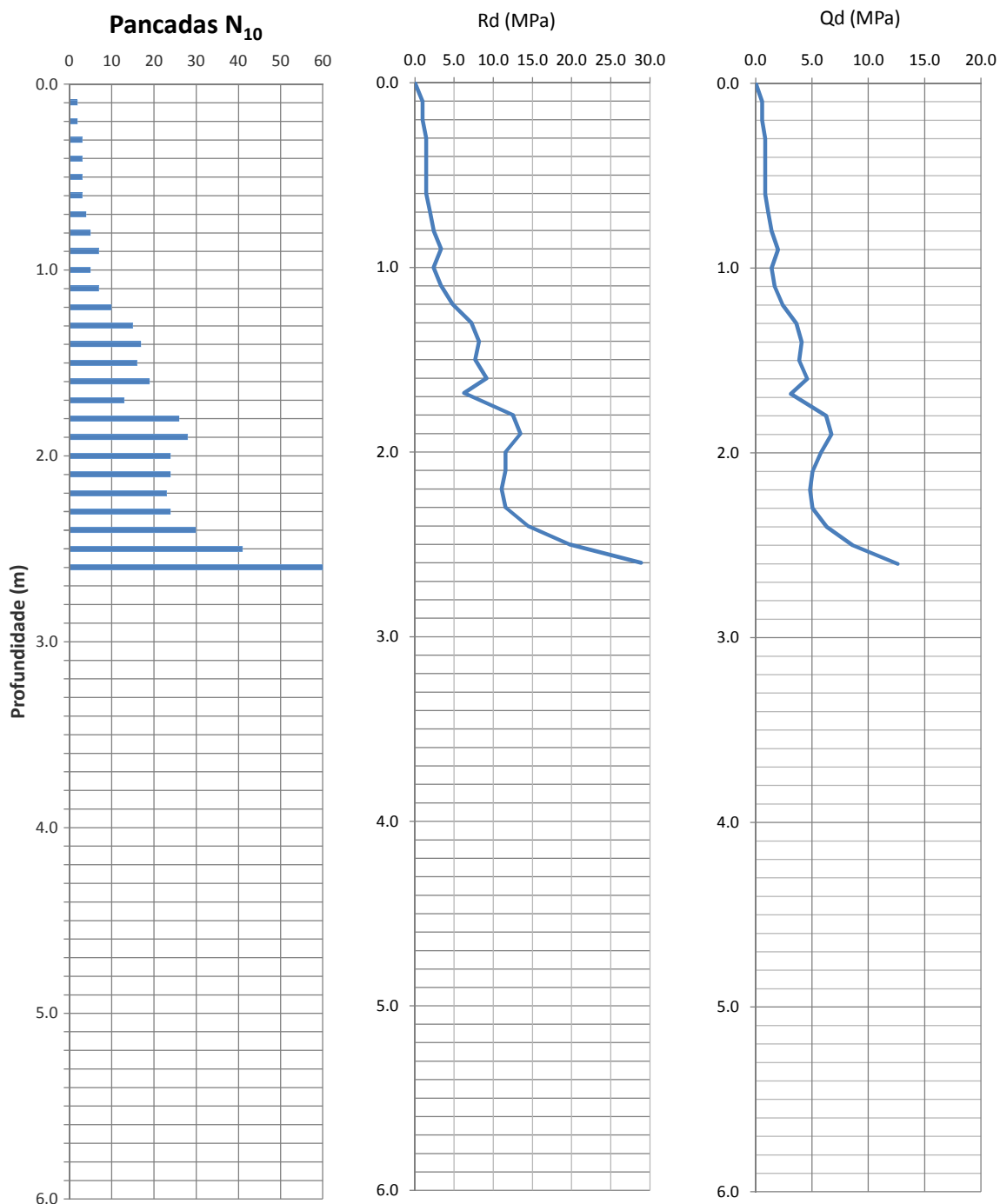
Batente + vara guia=

4.15 kg

Intervalo de registo=

0.1 m

Prof: 2,6 m



Obs: o último avanço foi de 10cm

Técnico: Eurico Teixeira

Verificado: Fernando Ferreira

Escorregamento de Santa Margarida	Coordenadas (WGS84):	PDL - 08
	M = -47131,34 m P = -47799,56 m	
	Local: Encosta de Santa Margarida	Z = 75,62m

Prof. (m)	N ₍₁₀₎	Rd (Mpa)	Qd (Mpa)
0			
0.1	2	1.0	0.6
0.2	2	1.0	0.6
0.3	3	1.4	0.8
0.4	3	1.4	0.8
0.5	3	1.4	0.8
0.6	3	1.4	0.8
0.7	4	1.9	1.1
0.8	5	2.4	1.4
0.9	7	3.4	2.0
1.0	5	2.4	1.4
1.1	7	3.4	1.7
1.2	10	4.8	2.4
1.3	15	7.2	3.6
1.4	17	8.2	4.1
1.5	16	7.7	3.9
1.6	19	9.1	4.6
1.7	13	6.3	3.1
1.8	26	12.5	6.3
1.9	28	13.5	6.7
2.0	24	11.6	5.8
2.1	24	11.6	5.0
2.2	23	11.1	4.8
2.3	24	11.6	5.0
2.4	30	14.4	6.3
2.5	41	19.7	8.6
2.6	60	28.9	12.6

[illegible]

PDL - 08

Obs: o último avanço foi de 10cm

Técnico: Eurico Teixeira

Verificado: Fernando Ferreira

Escorregamento de Santa Margarida

Coordenadas (WGS84):

M = -47118,19 m

P = -47803,69 m

Z = 73,58 m

PDL - 09

Data:

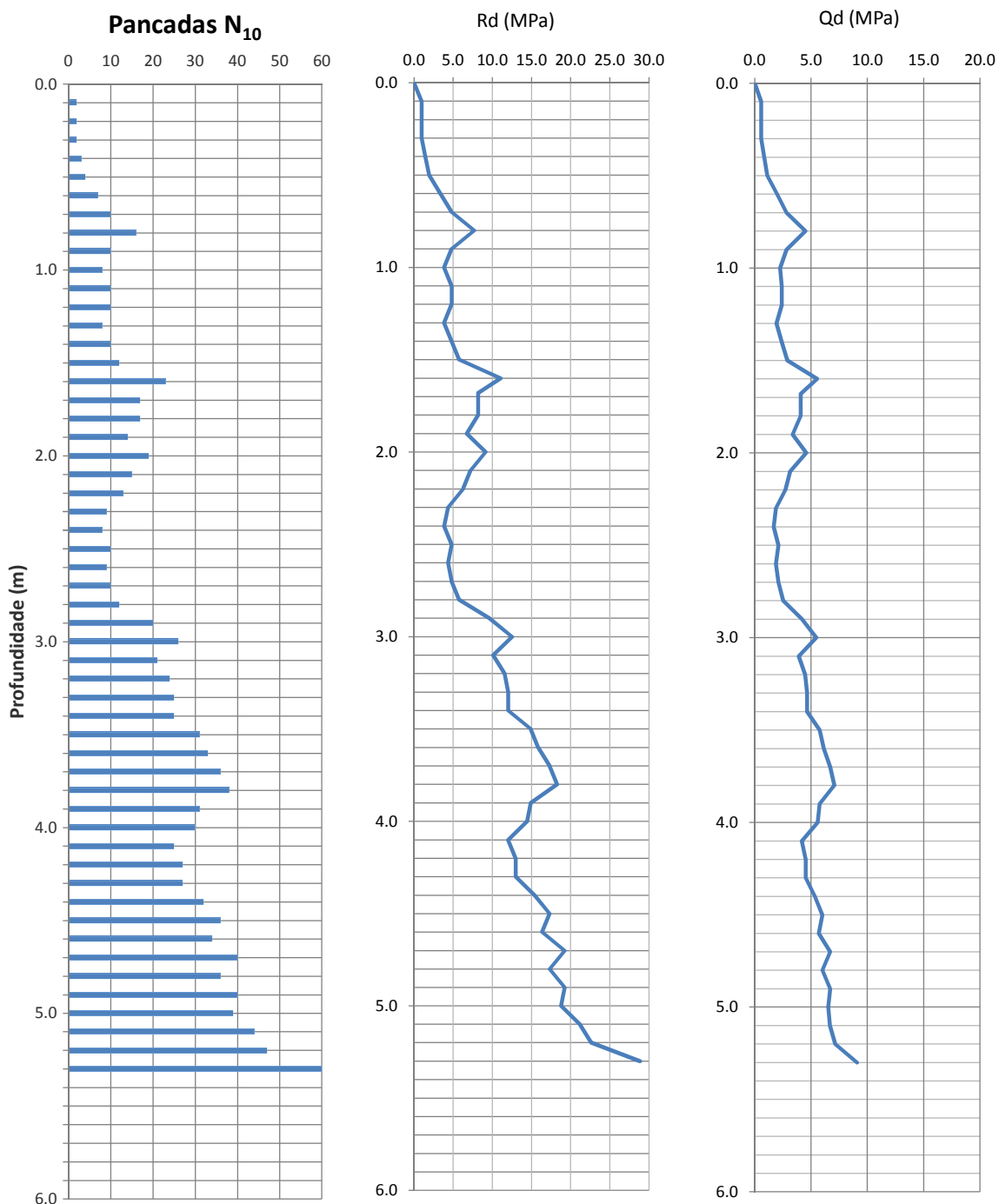
07-10-2014

Local: Encosta de Santa Margarida

Peso = 10.0 kg
Altura de Queda = 0.5 m
Peso das varas = 2.925 kg

Comprimento das varas 1.0 m
Batente + vara guia= 4.15 kg
Intervalo de registo= 0.1 m

Prof: 5,29m



Obs: o último avanço foi de 9cm

Técnico: Eurico Teixeira

Verificado: Fernando Ferreira

Escorregamento de Santa Margarida	Coordenadas (WGS84):	PDL - 09
	M = -47118,19 m P = -47803,69 m	
Local: Encosta de Santa Margarida	Z = 73,58 m	Data: 07-10-2014

[illegible][illegible]

PDL - 09

Obs: o último avanço foi de 9cm

Técnico: Eurico Teixeira
Verificado: Fernando Ferreira

Escorregamento de Santa Margarida

Coordenadas (WGS84):

M = -47108,20 m

P = -47804,27 m

Z = 70,82 m

PDL - 10

Data:

07-10-2014

Local: Encosta de Santa Margarida

Peso = 10.0 kg

Altura de Queda = 0.5 m

Peso das varas = 2.925 kg

Comprimento das varas

1.0 m

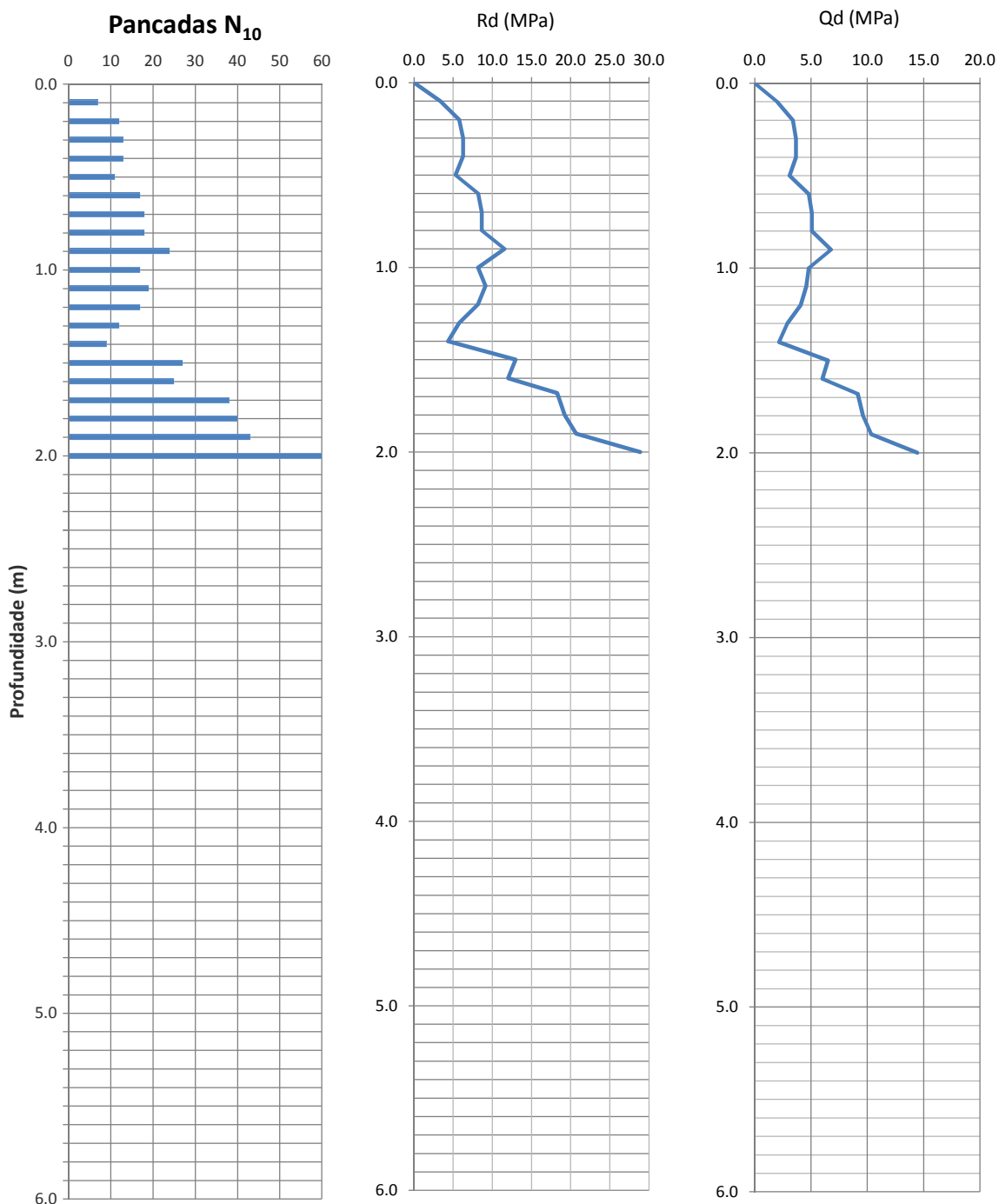
Batente + vara guia=

4.15 kg

Intervalo de registo=

0.1 m

Prof: 1,98 m



Obs: o último avanço foi de 8cm. Talude sobranceiro com 1m de depósito escorregado

Técnico: Eurico Teixeira

Verificado: Fernando Ferreira

Escorregamento de Santa Margarida	Coordenadas (WGS84):	PDL - 10
	M = -47108,20 m P = -47804,27 m	
	Local: Encosta de Santa Margarida	Z = 70,82 m

[illegible][illegible]

PDL - 10

Obs: o último avanço foi de 8cm. Talude sobranceiro com 1m de depósito escorregado

Técnico: Eurico Teixeira

Verificado: Fernando Ferreira

Penetrómetro Dinâmico Ligeiro

Projecto Global de Estabilização das Encostas de Santarém

Coordenadas : Dt 73

M = -47159 m

P = -47823 m

Z = m

PDL 26
EN ISO 22476-2

Data:
21-10-2008

Localização: Encosta de Santa Margarida

Massa do Pilão = 10 Kg

Altura de Queda = 50 cm

Peso das varas = 2,97 Kg

Comprimento das varas = 1,0 m

Peso batente+vara guia+cone= 3,07 Kg

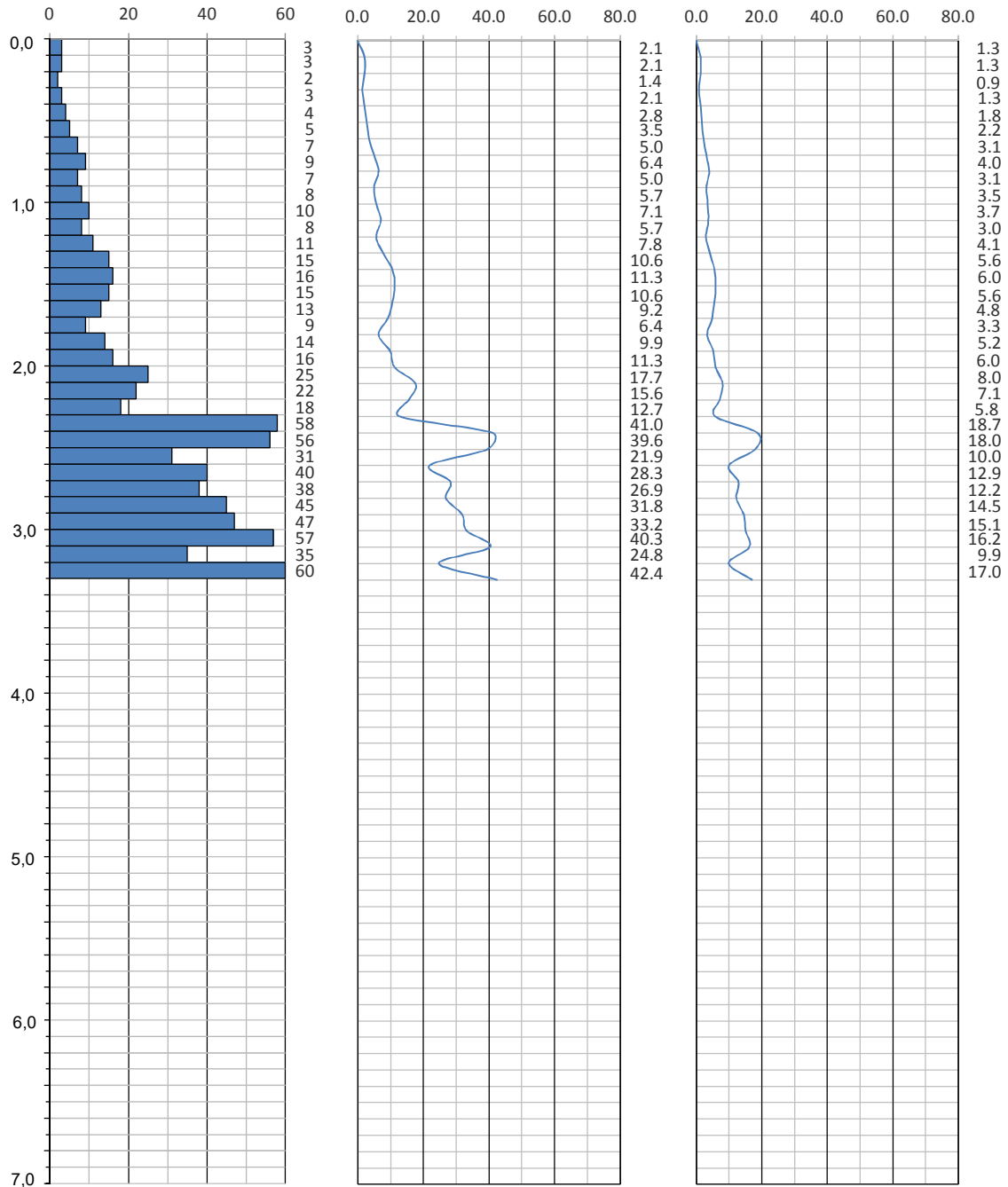
Avanço Unitário: 10,0 cm

Prof: 3,30 m

Pancadas $N_{(10)}$

Rd(MPa)

Qd(MPa)



Observações : No último avanço unitário penetrou 10 cm.

Técnico: Ricardo Castro

Verificado por: Eurico Teixeira

ANEXO 6 – Elementos de prospeção: Boletim do Poço de reconhecimento na Encosta de Santa Margarida

ENCOSTA DE SANTA MARGARIDA		Coord.(DT73):		Limite de segurança ☒		Poço P01				
		E = -47150.4m		Difícil de Escavar ☐						
		N = -47835.9m		Não escavável ☐						
LOCAL: Teatro Rosa Damasceno		Z = 102.5m		Profundidade = 1.7 m		Data: 22-07-2013				
Prof. (m)	DESCRIÇÃO	Escavação			Amostra	Ensaaios de laboratório				Classificação ASTM Classificação AASHTO
		Fácil	Moderada	Difícil		#200 (%)	LL (%)	IP (%)	γ_{Dmax} CBR	
0.5	Aterro argilo-cascalhento com clastos angulosos de calcário de dimensão variável e fragmentos dispersos de alvenaria. Foto 4.									
1.0										
1.5										
2.0	Limite de segurança deste poço para escavação manual									



foto 1



foto 2

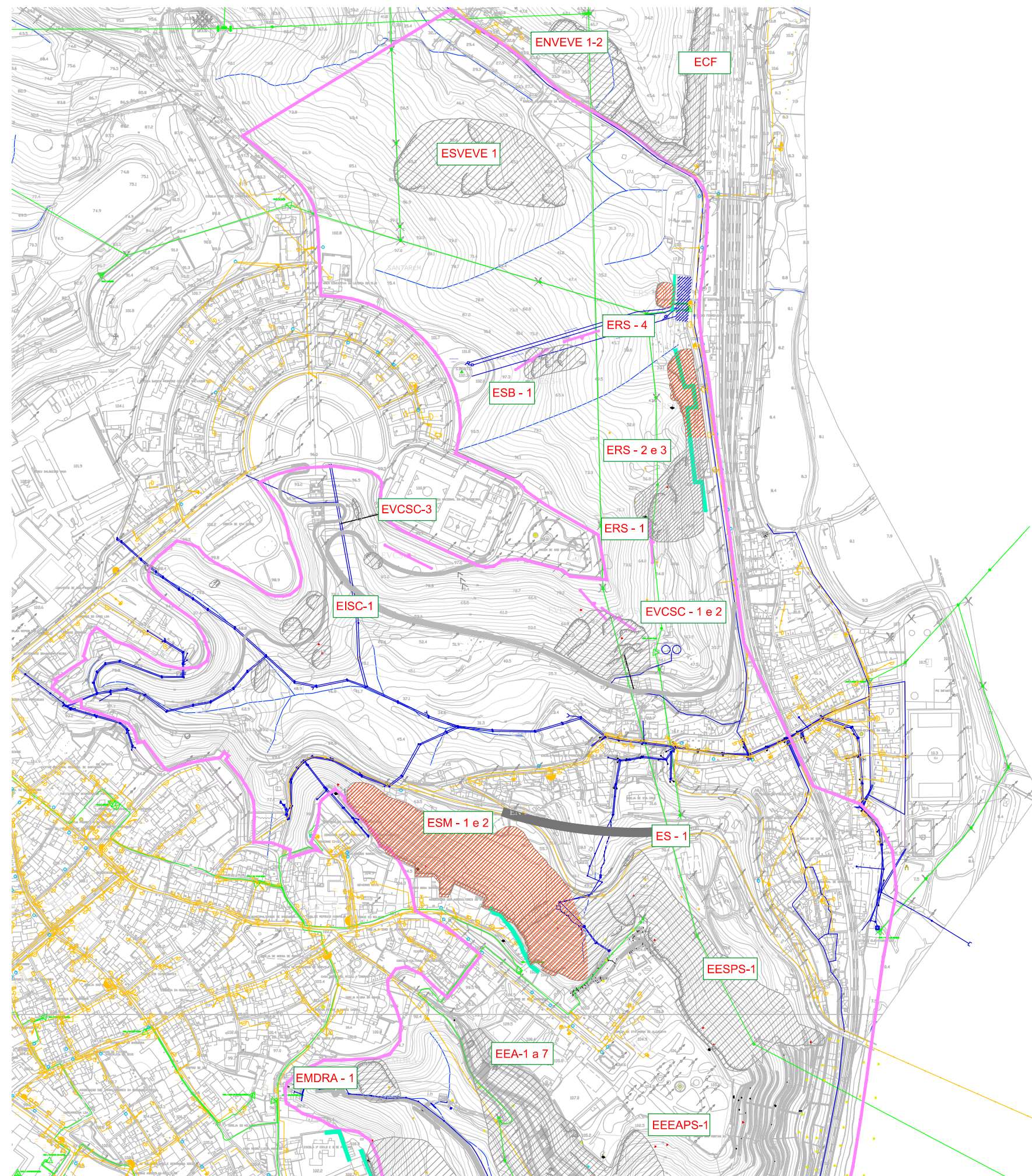


foto 3

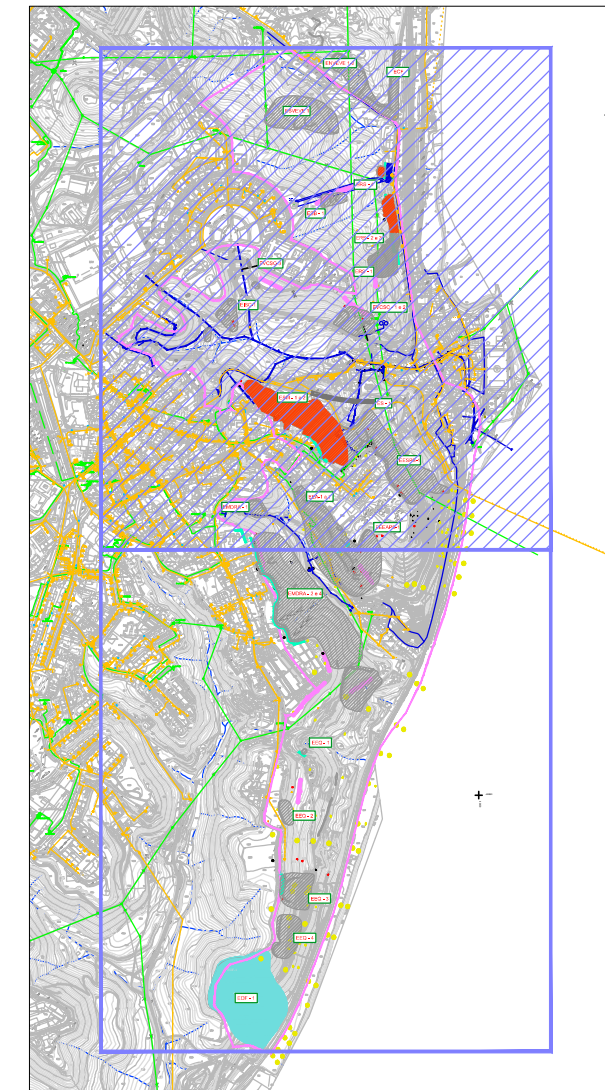


foto 4

ANEXO 7 – Planta de localização



PLANTA DE LOCALIZAÇÃO
Escala 1/2500

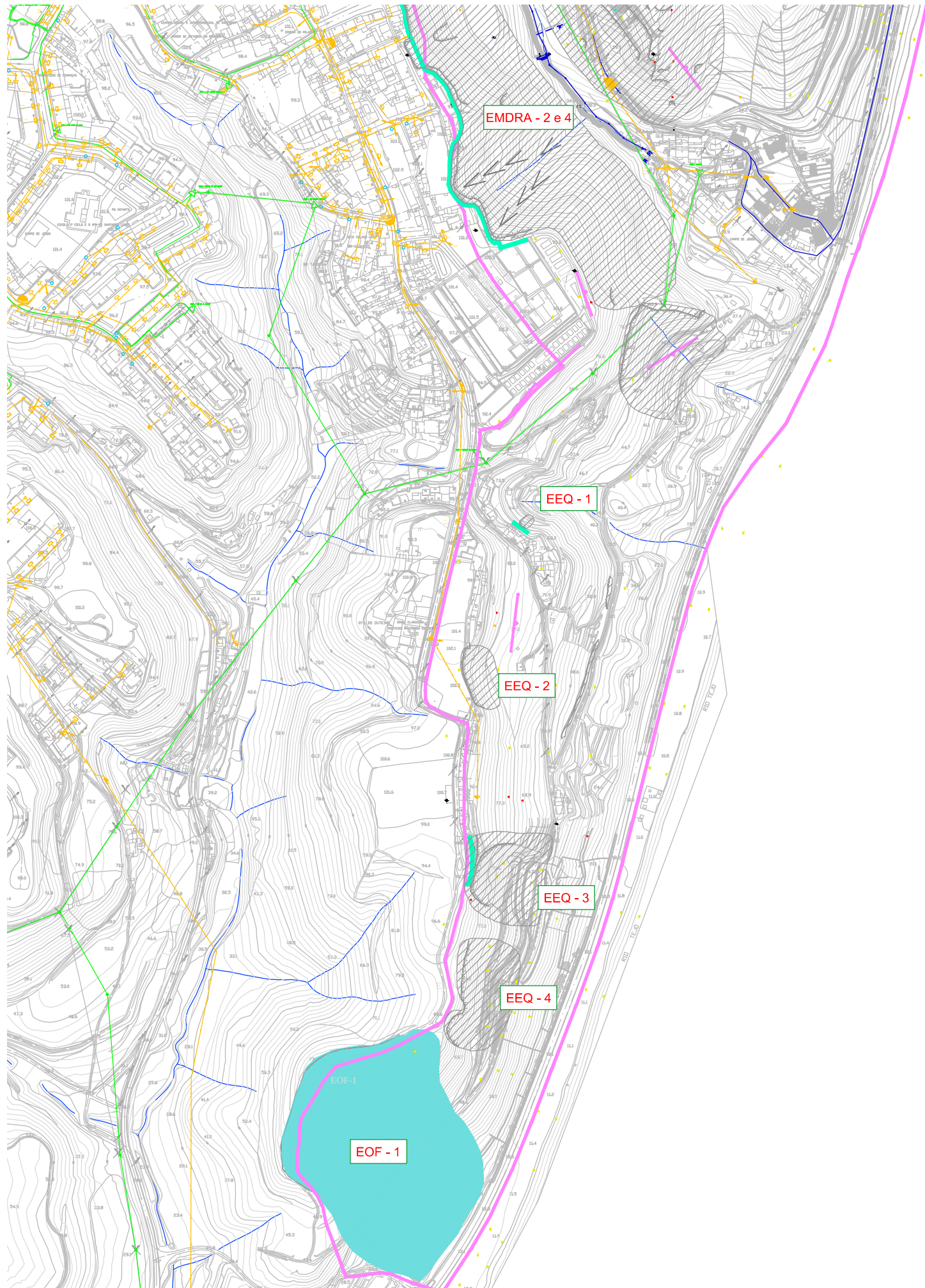


PLANTA DE LOCALIZAÇÃO
Escala 1/10000

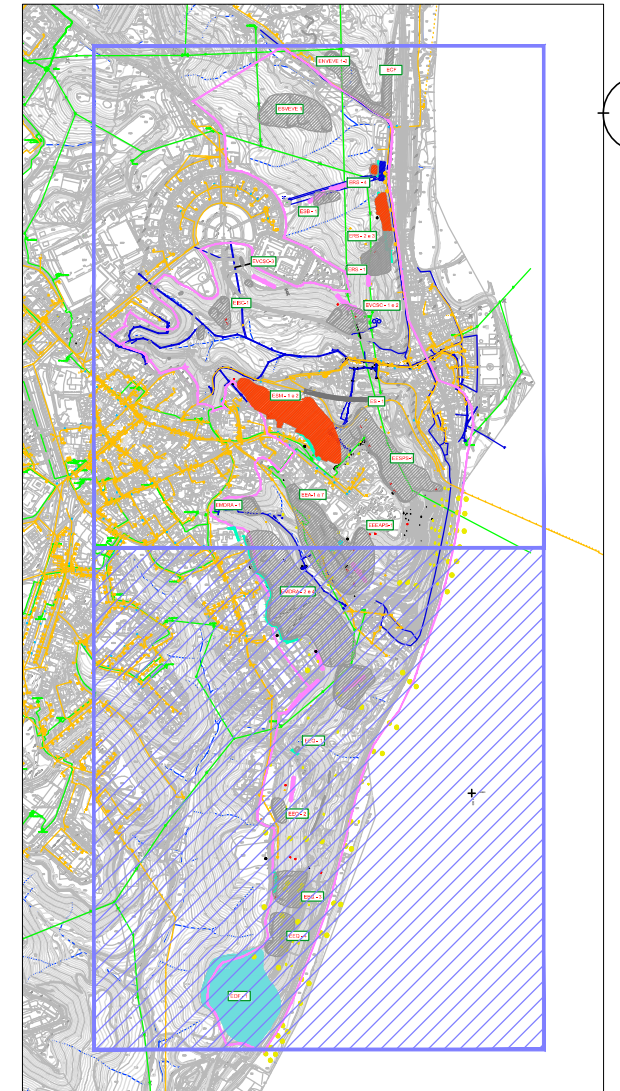
LEGENDA

- Zonas Instabilizadas
- Áreas a intervir na presente fase: ESM 1-2 + ERS 3-4
- Estruturas de contenção a ser executadas em 2ª Fase
- Limite da Área Prioritária de Intervenção no âmbito do PGEEs

Aut.	Data	Designação	Des.	Ext./Proj.	Ver./Coord.	Voto	Exec.
Coord. A. PINTO F. FERREIRA	Cliente:		Geotécnica				
Geologia F. FERREIRA F. MARQUES R. CASTRO	Projecto:		PROJECTO GLOBAL DE ESTABILIZAÇÃO DAS ENCOSTAS DE SANTARÉM				
Geotecnia A. PINTO D. CARDOSO	Ref:		PGEEs-PE-LOC01				
Arqueologia P. VENTURA	Encomenda n°		Folha 01/02				
Pedagogia S. MORAIS M. J. GOMES C. C. HENRIQUES	Escalas:		1:2.500 ; 1:10.000				
Urbanismo R. ROSA C. R. SOUSA S. CORDAS	Substitui:		PGEEs-PE-LOC01				
Data JUL. 2015	Substituído por:						



PLANTA DE LOCALIZAÇÃO
Escala 1/2500



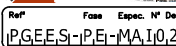
PLANTA DE LOCALIZAÇÃO
Escala 1/10000

LEGENDA

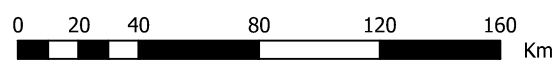
- Zonas Instabilizadas
- Desalojamento provisório
- Desalojamento definitivo com demolição das edificações
- Estruturas de contenção a ser executadas em 2ª Fase
- Zonas Non edificandi
- Limite da Área Prioritária de Intervenção

Serviços Afectados

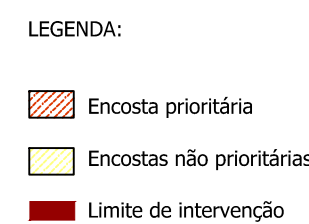
- EDP - 15 KV, 30 KV, 60KV
- Saneamento e abastecimento de água
- Telecomunicações

Aut.	Data	Designação	Des.	Est./Proj.	Ver./Coord.	Voto	Exec.
Coord. A. PINTO F. FERREIRA		Cliente: 					
Geólogo F. FERREIRA F. MARQUES R. CASTRO		Projecto: 					
Geotécnico A. PINTO D. CARDOSO		PROJECTO GLOBAL DE ESTABILIZAÇÃO DAS ENCOSTAS DE SANTARÉM		Refª Fase Espec. Nº Des. PGEES-PE-MA102			
Arqueólogo P. VENTURA		PROJECTO DE EXECUÇÃO MEDIDAS DE APLICAÇÃO IMEDIATA		Encomenda nº 02/02			
Pedagogo S. MORAIS M. J. GOMES C. C. HENRIQUES				Escala: 1:2.500 ; 1:10.000			
Urbanismo R. ROSA C. R. SOUSA S. CORDAS				Substituído por: PGEES-PE-MA102			
Data JUL. 2015				Substituído por: PGEES-PE-MA102A			

ANEXO 8 – Planta de enquadramento

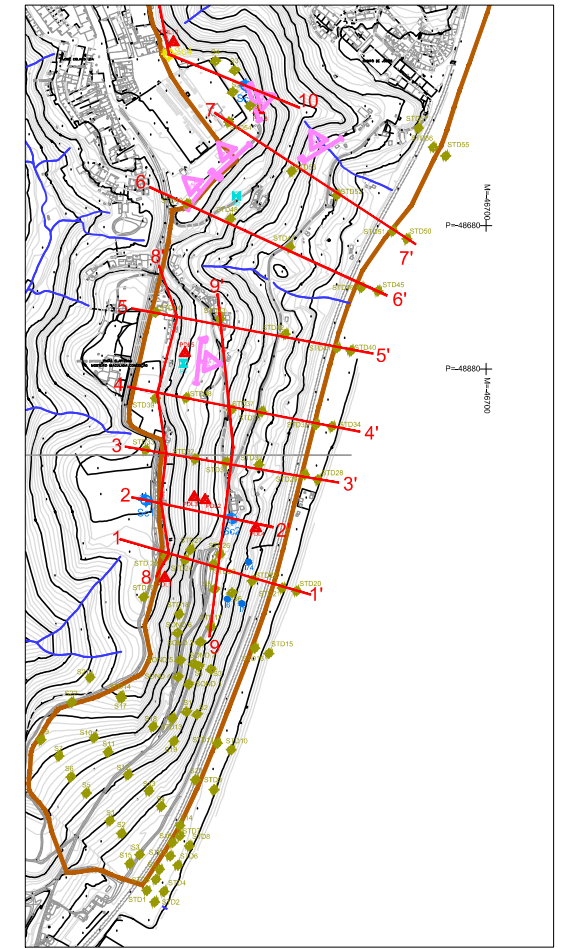


CARTA MILITAR DE PORTUGAL (Nº353) - SERIE M888 (ESC.:1/25.000)

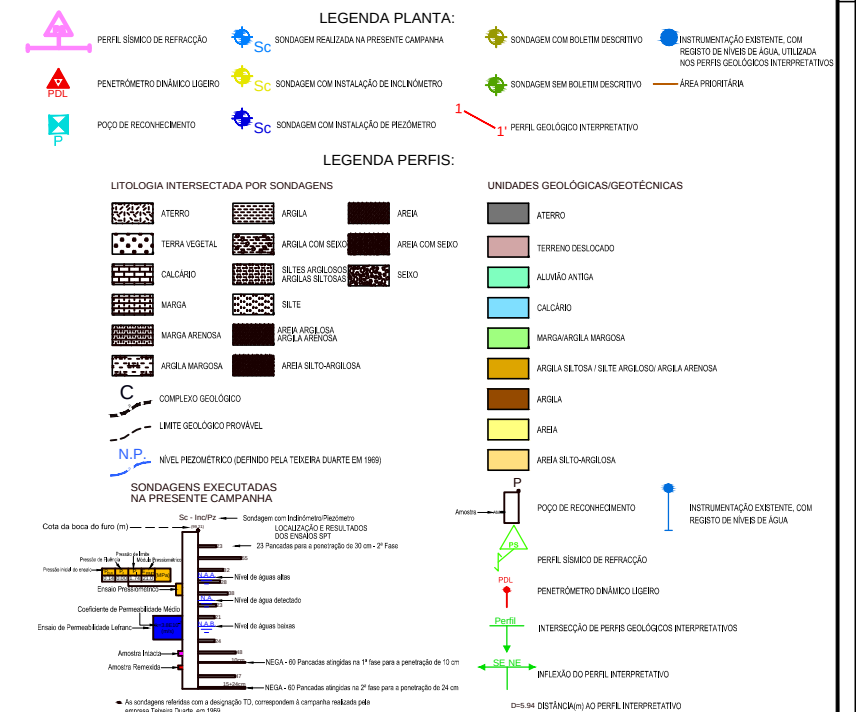


Alt.	Data	Designação	Des.	Est.Proj.	Ver./Coord.	Visto	Exec.
Coord. A. PINTO F. FERREIRA							
Geologia F. FERREIRA F. MARQUES R. CASTRO							
Geotecnia A. PINTO D. CARDOSO							
Angulografia P. VENTURA							
Paisagem S. MORAIS M. J. GOMES C. C. HENRIQUES							
Urbanismo R. ROSA C. R. SOUSA S. CORDAS							
Data NOV.2014							

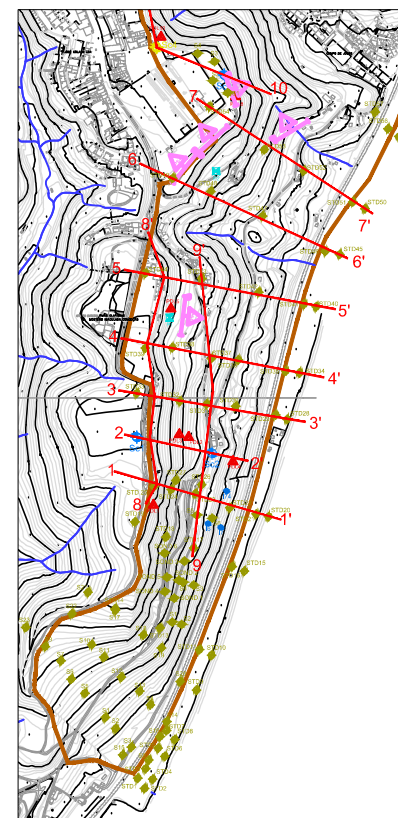
ANEXO 9 – Modelos geológicos interpretativos: Perfil 1-1' a Perfil 23-23';



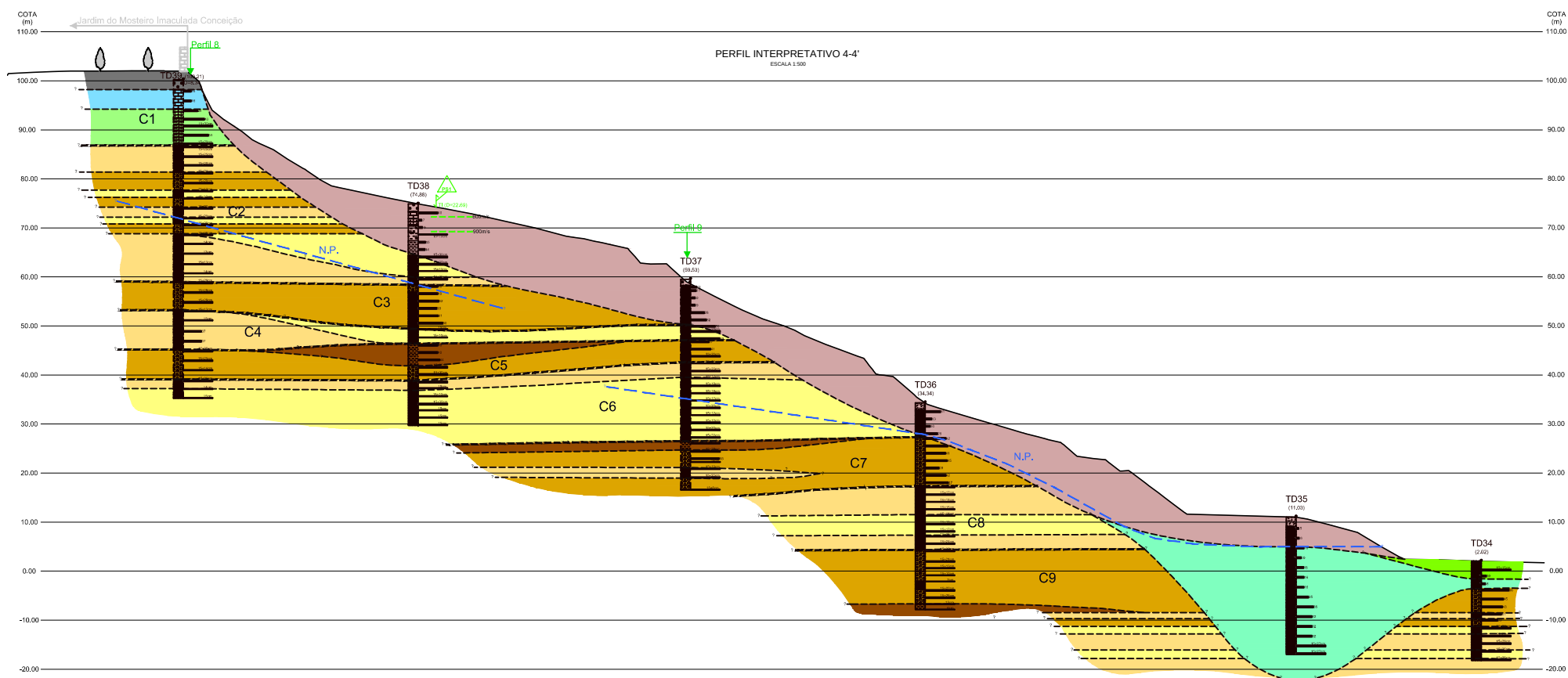
PLANTA DE LOCALIZAÇÃO
ESCALA 1:5000



Tit.		Outs	Designação	Des.	Est./Proj.	Ver./Coord.	Visto	Exec.
Coord. A. PINTO F. FERREIRA								
Geologia F. FERREIRA F. MARQUES R. CASTRO								
Geotecnias A. PINTO D. CAROSO								
Arqueologia P. VENTURA								
Paisagem S. MORAIS M. J. GOMES C. C. HENRIQUES			PROJECTO GLOBAL DE ESTABILIZAÇÃO DAS ENCOSTAS DE SANTARÉM PROJECTO DE EXECUÇÃO MODELOS GEOLÓGICOS INTERPRETATIVOS PERFIL 1'-1'-2'-2'					
Urbanismo R. ROSA C. R. SOUSA S. CORDAS								
Data JUN. 2015								



PLANTA DE LOCALIZAÇÃO
ESCALA 1:5000



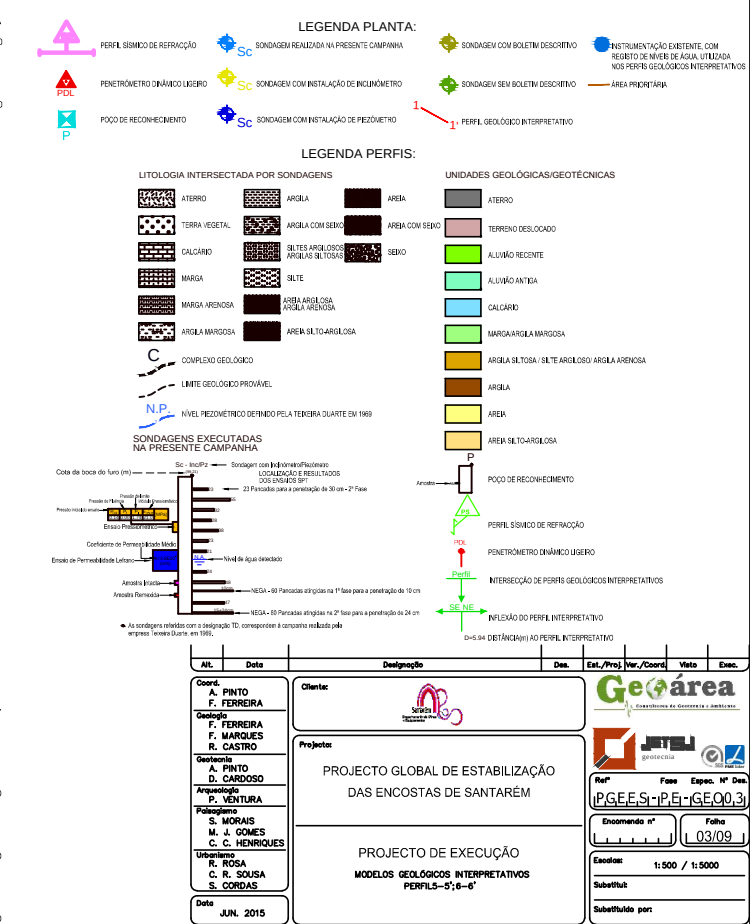
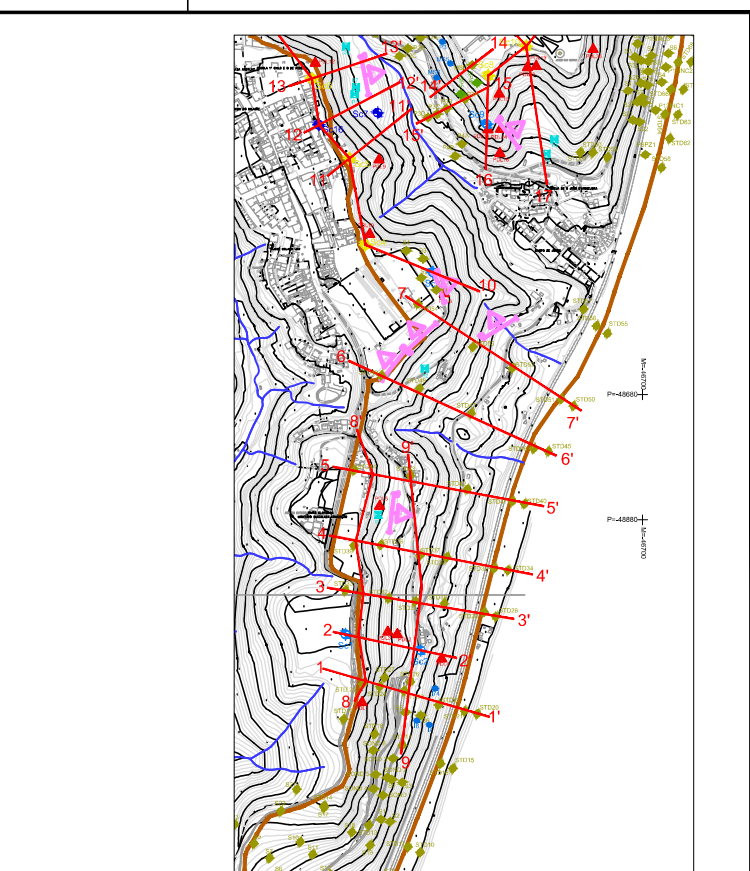
LEGENDA PLANTA

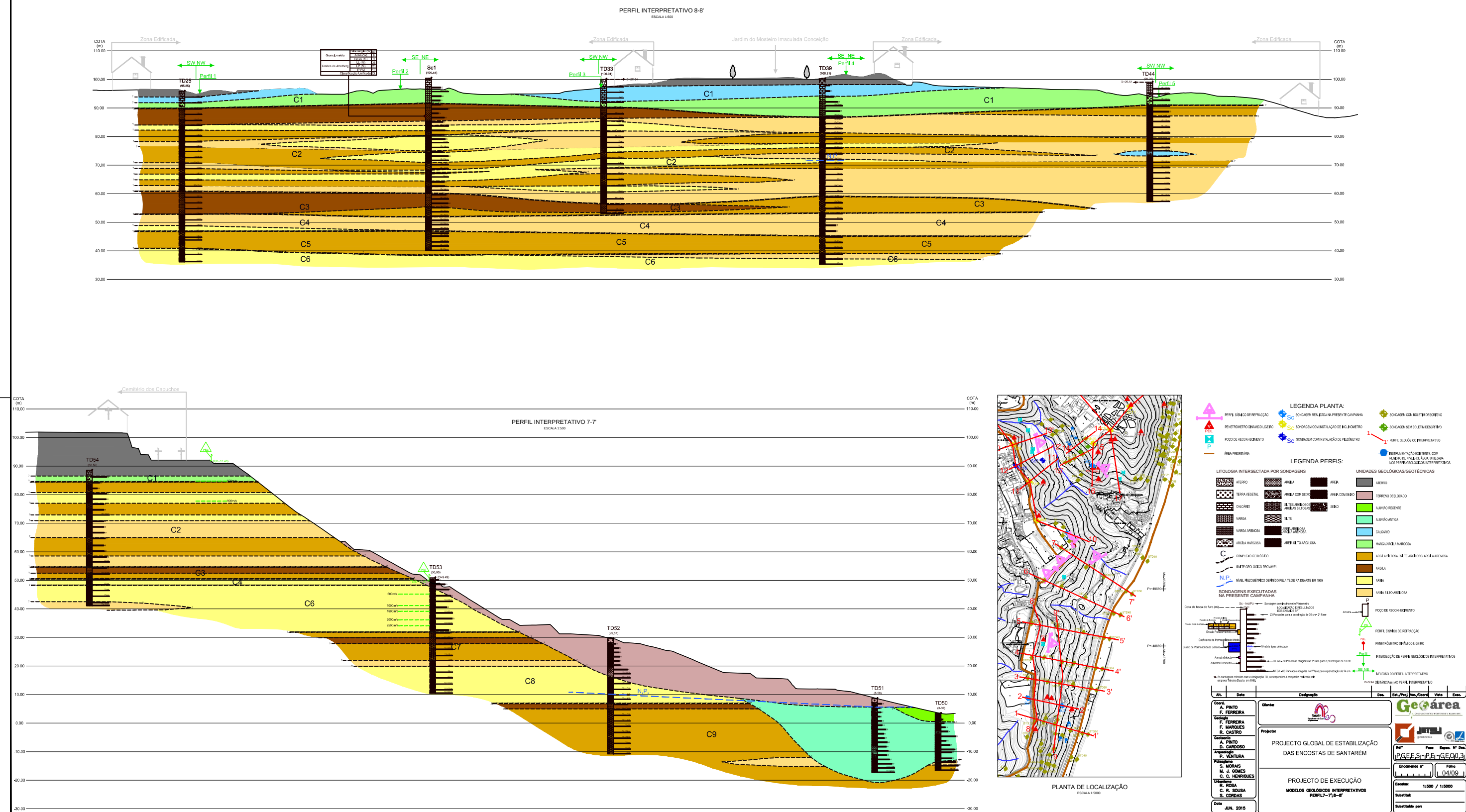
- LEGENDA PLANTA:**
-  PERIL SÍSMICO DE REFRAÇÃO
 -  SONDADEM REALIZADA NA PRESENÇA DE CAMPAINA
 -  SONDADEM COM BOLETIM DESCRITIVO
 -  INSTRUMENTAÇÃO EXISTENTE, COM RESISTÊNCIA INFERIOR ÀQUELA UTILIZADA POR PERILS GEOLÓGICOS INTERPRETATIVOS
 -  PENETRÍMETRO DINÂMICO LÍQUIDO
 -  SONDADEM COM INSTALAÇÃO DE INCLINÔMETRO
 -  SONDADEM SEM BOLETIM DESCRITIVO
 -  ÁREA PREEXISTENTE
 -  POÇO DE RECONHECIMENTO
 -  SONDADEM COM INSTALAÇÃO DE PRESSUÍMETRO
 -  PERIL GEOLÓGICO INTERPRETATIVO

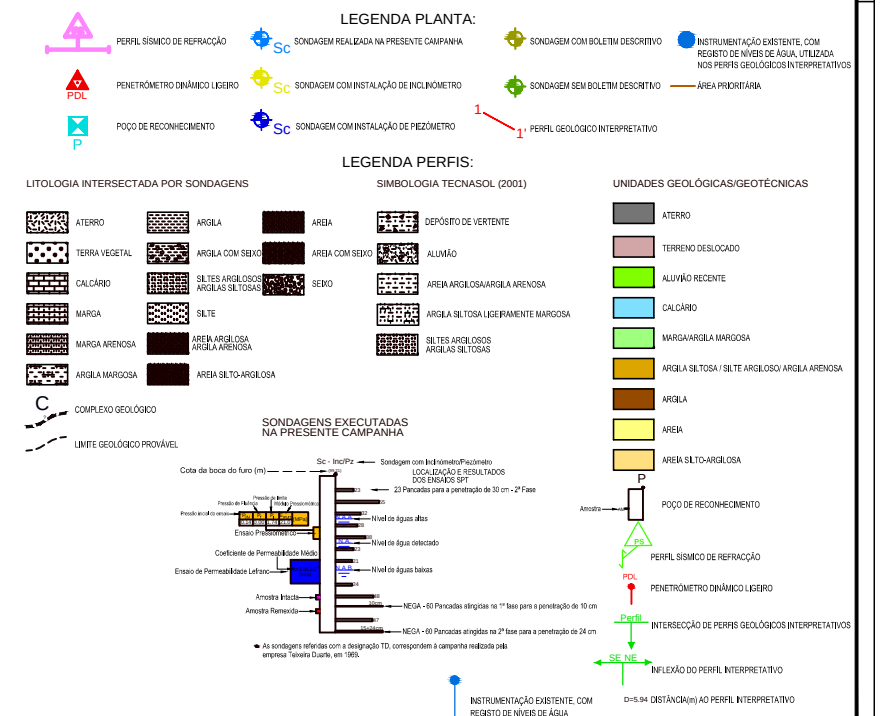
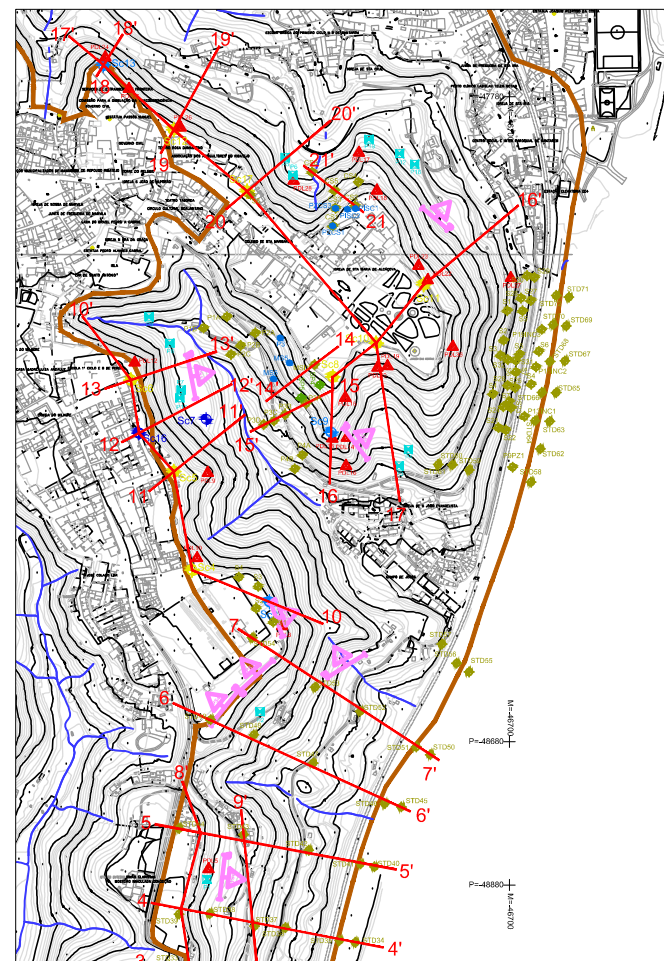
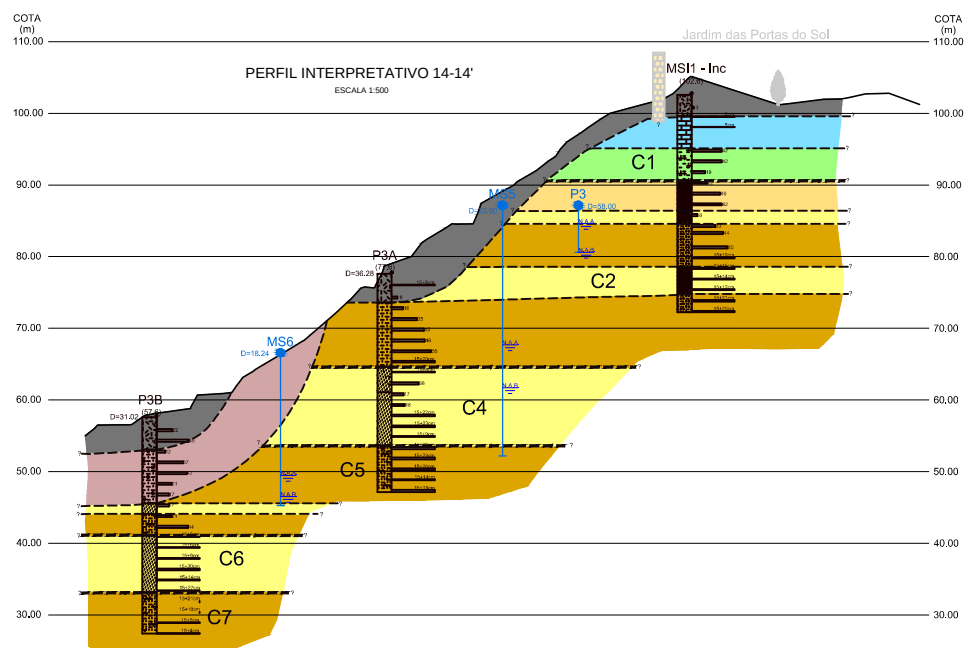
LEGENDA PERFIS:

- [illegible]

Ativ.	Data	Designação	Des.	Est./Proj./Ins./Coord.	Yato	Exec.
Coord.:	A. PINTO F. FERREIRA					
Geólogo:	F. FERREIRA F. MARQUES R. CASTRO					
Geotecnia:	A. PINTO D. CARDOSO					
Arquitecto:	P. VENTURA					
Politécnico:	S. MORAIS M. A. COMES C. C. HENRIQUES					
Urbanismo:	R. ROSA C. R. SOUSA S. CORDEAS					
Data:	JUN. 2015					

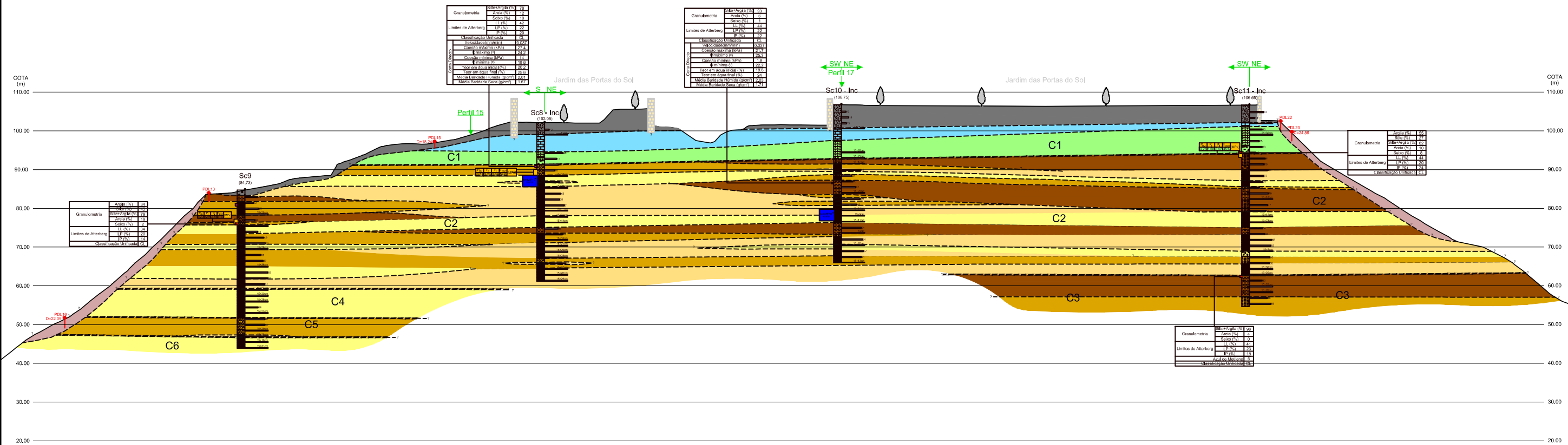




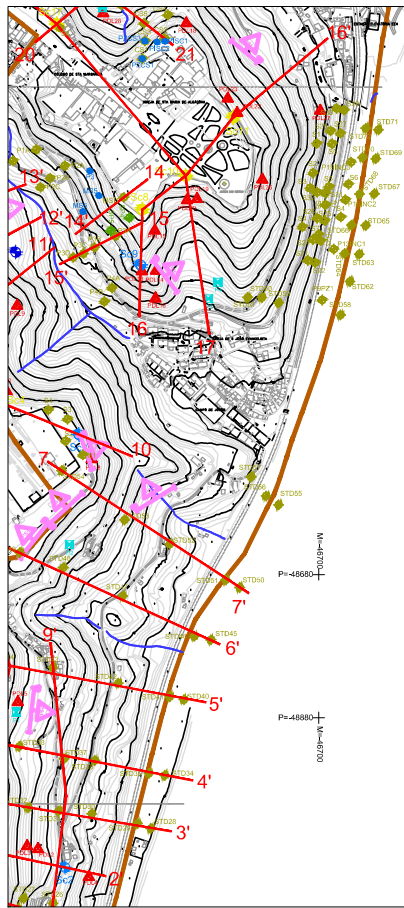
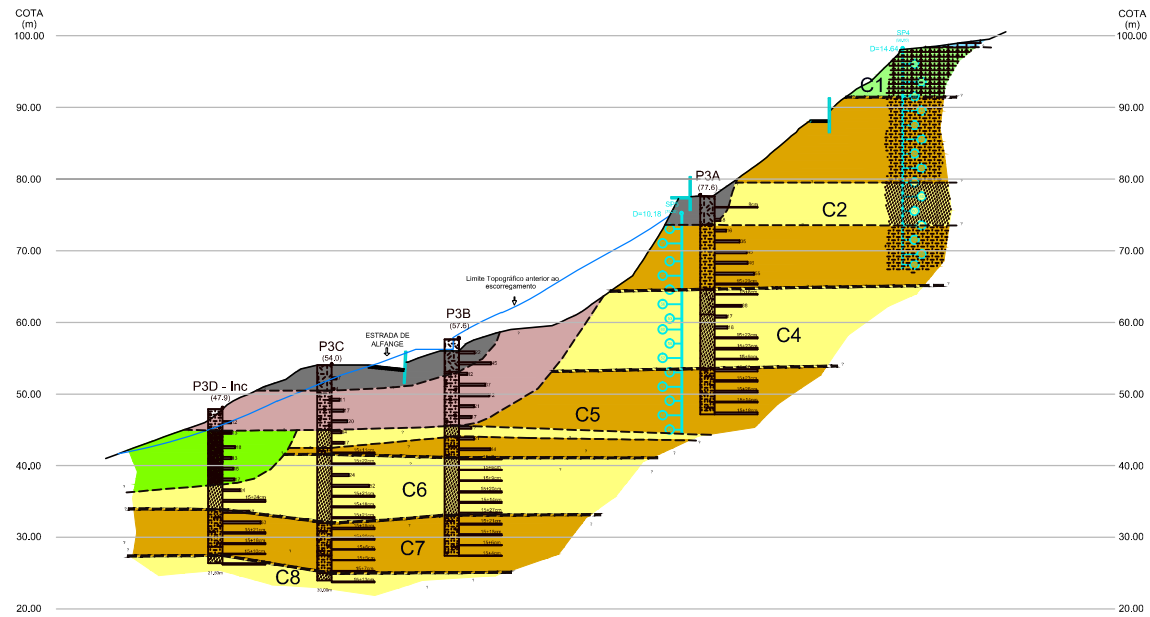


Alit.	Data	Designação	Des.	Est./Proj.	Ver./Coord.	Visto	Exec.
Coord. A. PINTO F. FERREIRA					 Associação de Geógrafos e Geógrafas		
Geólogo F. FERREIRA F. MARQUES R. CASTRO					 gestores	 CITE	
Geotecnista A. PINTO D. CAROSO							
Arqueólogo P. VENTURA							
Paleogeógrafo S. MORAIS M. J. GOMES C. C. HENRIQUES							
Urbanista R. ROSA C. R. SOUSA S. CORDAS							
Date							

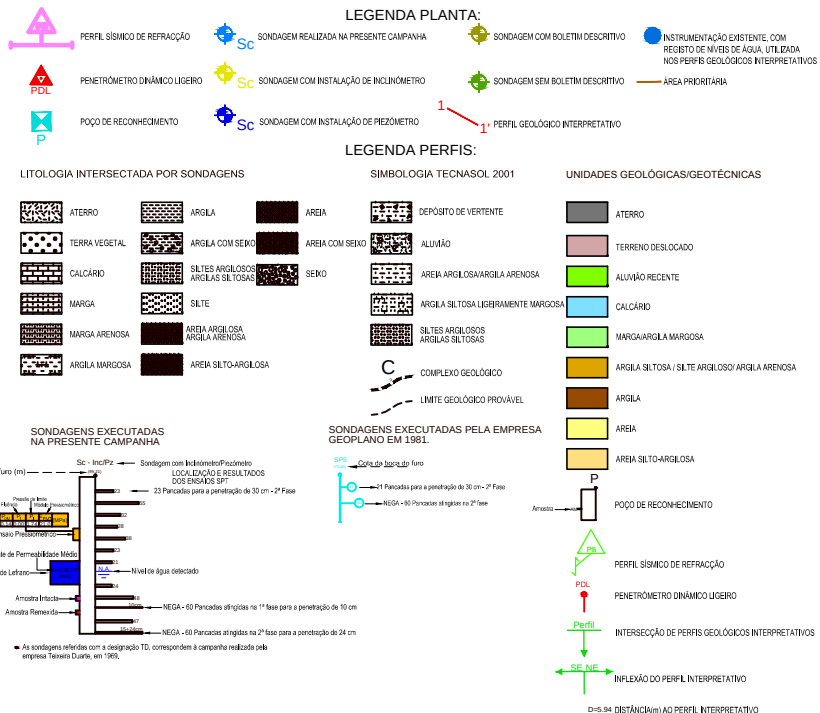
PERFIL INTERPRETATIVO 16-16'
ESCALA 1:500



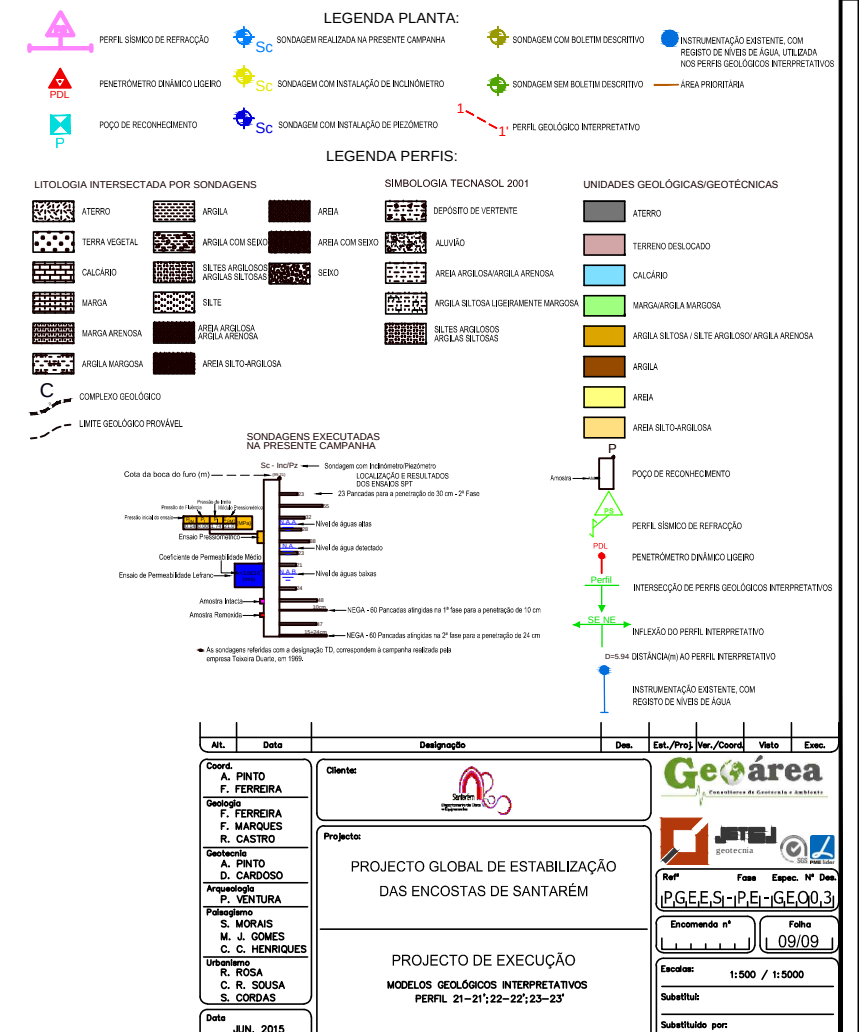
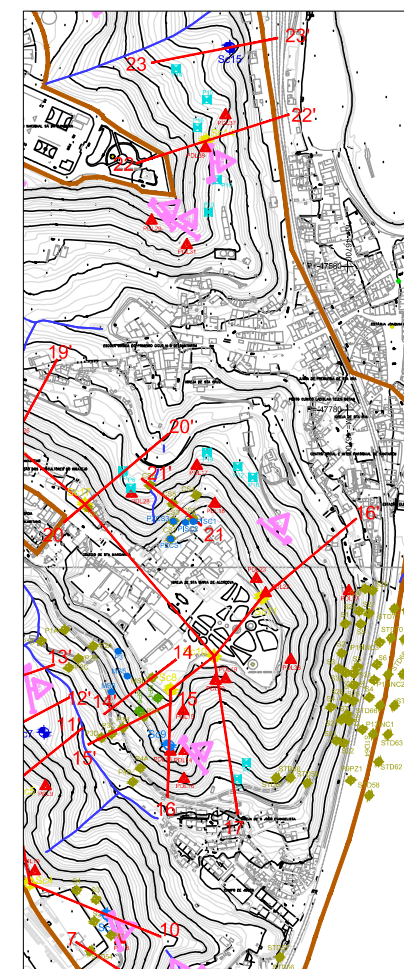
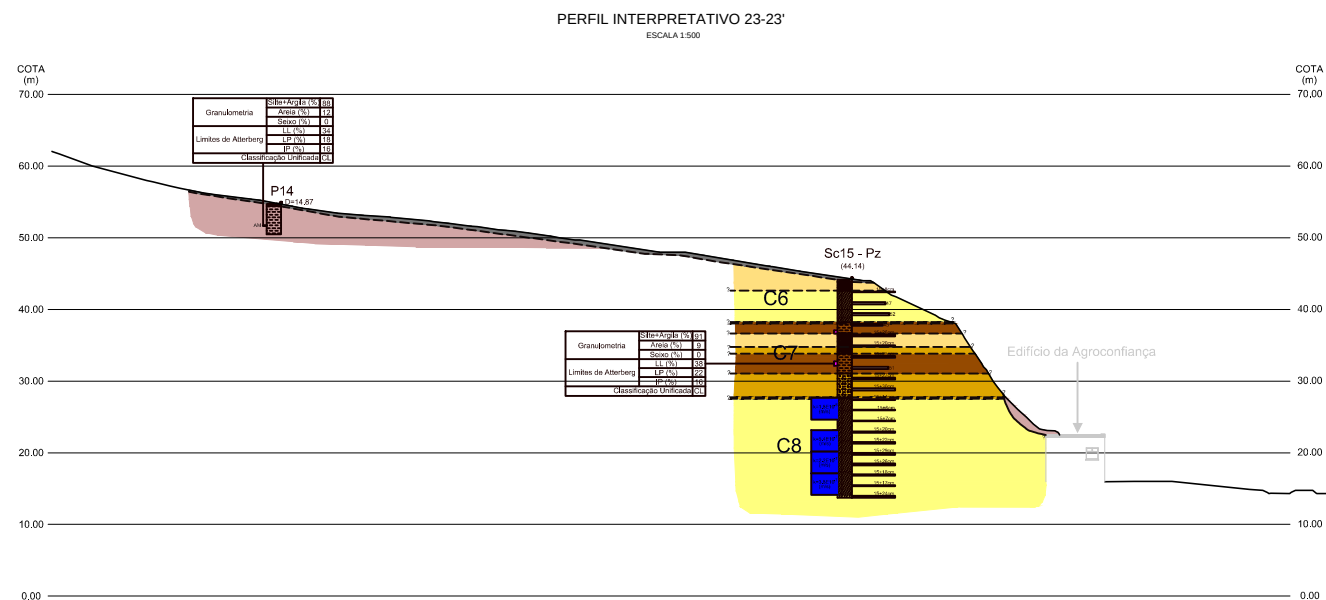
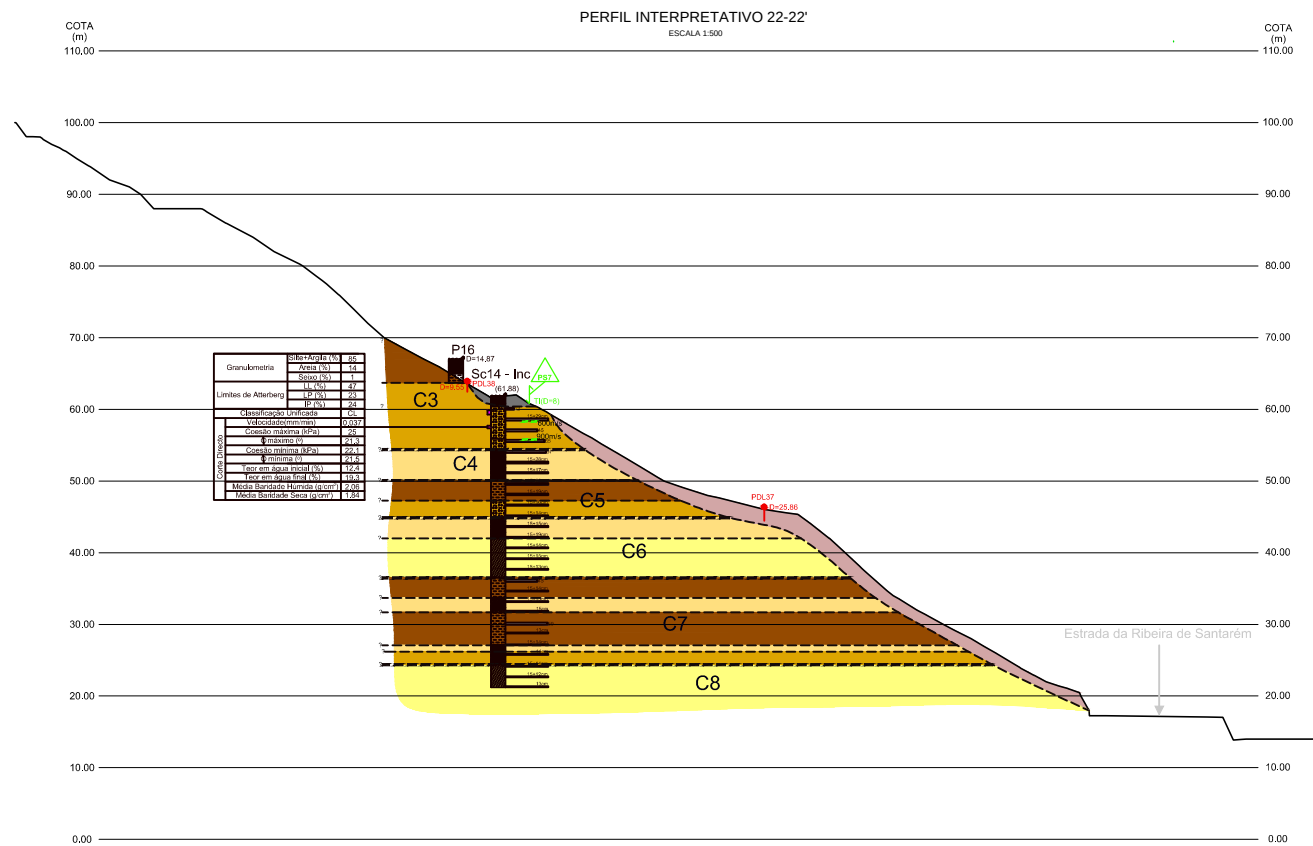
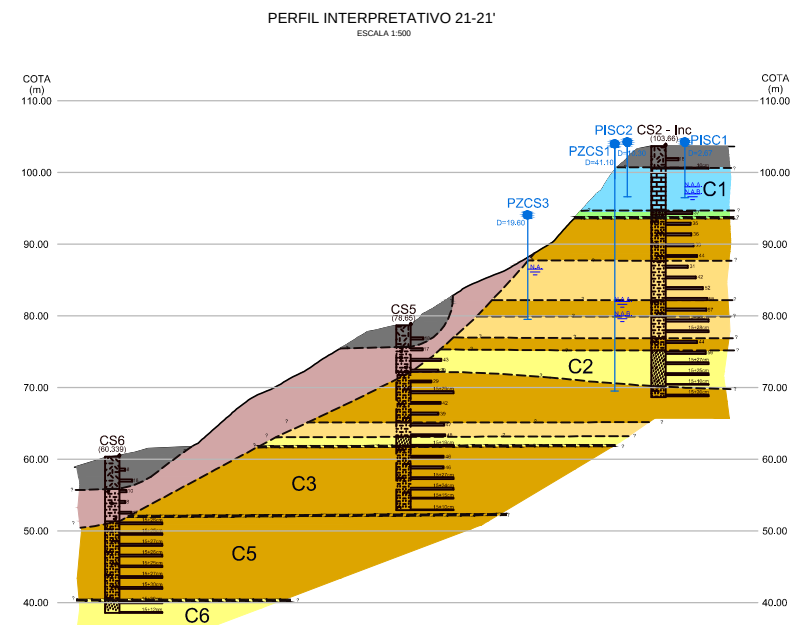
PERFIL INTERPRETATIVO 15-15'
ESCALA 1:500



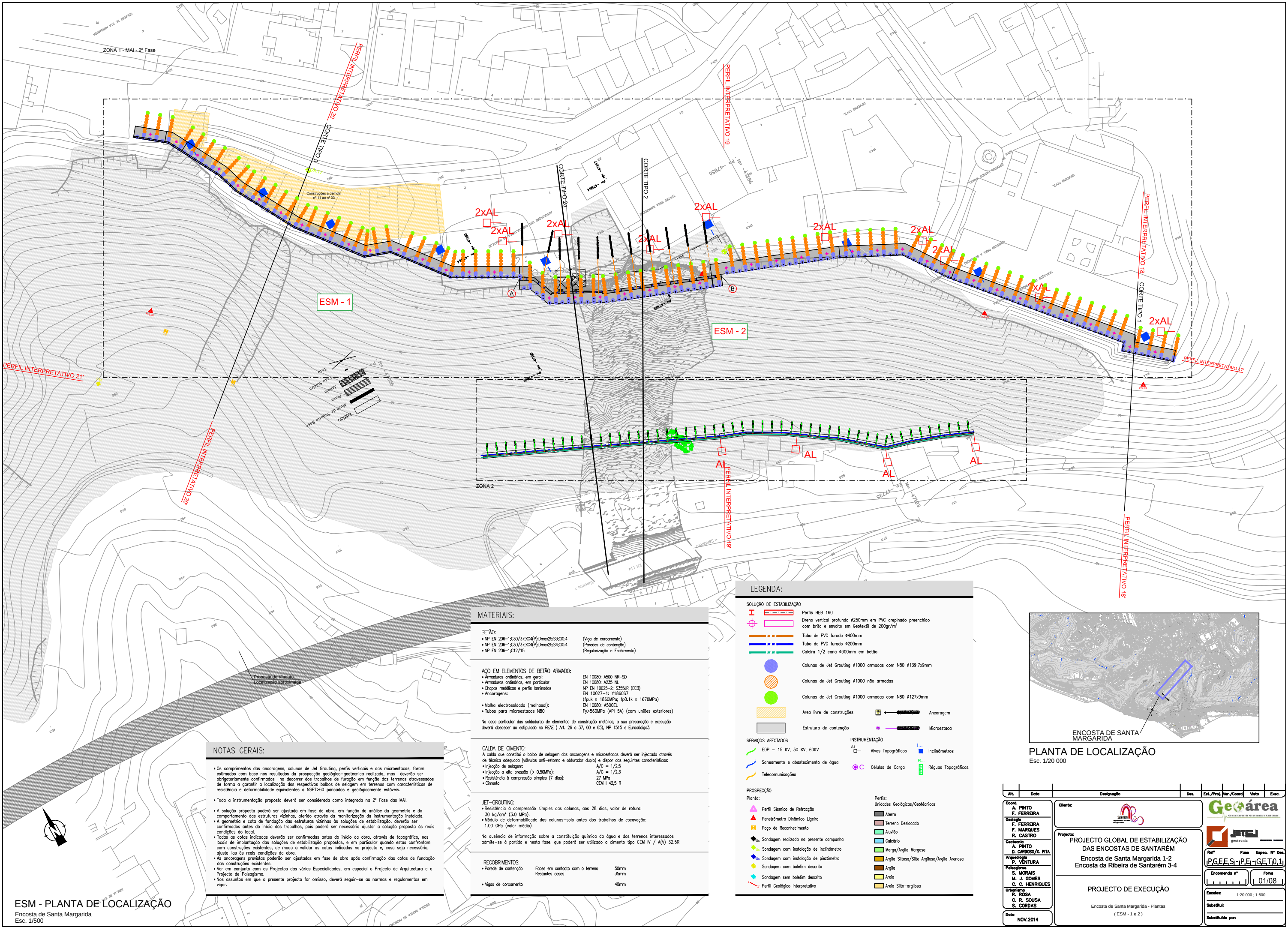
PLANTA DE LOCALIZAÇÃO
ESCALA 1:5000

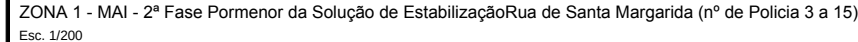


Aut.	Data	Designação	Des.	Est./Proj.	Ver./Coord.	Veto	Exec.
Coord. A. PINTO F. FERREIRA Geólogo F. FERREIRA F. MARQUES R. CASTRO Geofísico A. PINTO D. CARDOSO Arquiteto P. VENTURA Paleontólogo S. MORAIS M. J. GOMES C. C. HENRIQUES Urbanista R. ROSA C. R. SOUSA S. CORDAS		Projeto					
Projeto		PROJECTO GLOBAL DE ESTABILIZAÇÃO DAS ENCOSTAS DE SANTARÉM					
Projeto		PROJECTO DE EXECUÇÃO MODELOS GEOLÓGICOS INTERPRETATIVOS PERFILS-15-16-16'					
Data		JUN. 2015					
Encomenda nº		07/09					
Escala		1:500 / 1:5000					
Substituto							
Substituto por							



ANEXO 10 – Projeto de execução das Encostas de Santarém: Plantas e cortes da Encosta de Santa Margarida (ESM) e Encosta da Ribeira de Santarém (ERS)





LIGA À FOLHA PGEES - PE - GET01 - 03/04 →

MATERIALS:

BETÃO:

- NP EN 206-1;C30/37;XC4(P);dmax25;S3;O0.4 (Viga de corcamento)
- NP EN 206-1;C30/37;XC4(P);dmax25;S4;O0.4 (Paredes de contenção)
- NP EN 206-1;C12/15 (Regularização e Enchimento)

AÇO EM ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO:

• Armaduras ordinárias, em geral:	EN 10080: A500 NR-SD
• Armaduras ordinárias, em particular	EN 10080: A235 NL
• Chapas metálicas e perfis laminados	NP EN 10025-2: S355JR (EC3)
• Ancoragens:	EN 10027-1: Y1860S7
	(fpuk $\geq$ 1860MPa; fpa.1k $\geq$ 1670MPa)
• Malha electrosoldada (malhaesla):	EN 10080: AS500L
• Tubos para microestacas N80	Fy $\geq$ 560MPa (API 5A) (com uniões exteriores)

No caso particular das soldaduras de elementos de construção metálica, a sua preparação e execução deverá obedecer ao estipulado no RAEE (Art. 26 o 3, 6 o 65), NP 1515 e Eurocódigo3.

CALDA DE CIMENTO:
A calda que constitui o boibo de selagem dos ancoragens e microestacas deverá ser injectada através de técnica adequada (válvulas anti-retorno e obturador duplo) e dispor das seguintes características:

• Injecção de selagem:	A/C = 1/2,5
• Injecção a alta pressão (> 0,50MPa):	A/C = 1/2,3
• Resistência à compressão simples (7 dias):	27 MPa
• Cimento	CEM I 42,5 R

JET-GROUTING:

- Resistência à compressão simples das colunas, aos 28 dias, valor de rotura: 30 kg/cm² (3.0 MPa).
- Módulo de deformabilidade das colunas-solo antes dos trabalhos de escavação: 1.00 GPa (valor médio).

Na ausência de informação sobre a constituição química da água e dos terrenos interessados admite-se à partida e nesta fase, que poderá ser utilizado o cimento tipo CEM IV / A(V) 32.5R

RECOBRIMIENTOS:		
• Pared de contención	Faces em contacto com o terreno	50mm
	Restantes casos	35mm
• Vigas de coroamento		40mm

LEGENDA:

SOLUÇÃO DE ESTABILIZAÇÃO

- | | |
|--|---|
| | Perfil HEB 160 |
| | Dreno vertical profundo Ø250mm em PVC crepado preenchido com brita e envoltu em Geotextil de 200gr/m ² |
| | Tubo de PVC furado Ø200mm |
| | Tubo de PVC furado Ø200mm |
| | Caldeira 1/2 cana Ø300mm em betão |
| | Colunas de Jet Grouting #1000 armadas com N80 Ø139,7x3mm |
| | Colunas de Jet Grouting #1000 não armadas |
| | Colunas de Jet Grouting #1000 armadas com N80 Ø127x9mm |
| | Área livre de construções |
| | Estrutura de contenção |
| | Ancoragem |
| | Microestaca |

SERVIÇOS AFECTADOS

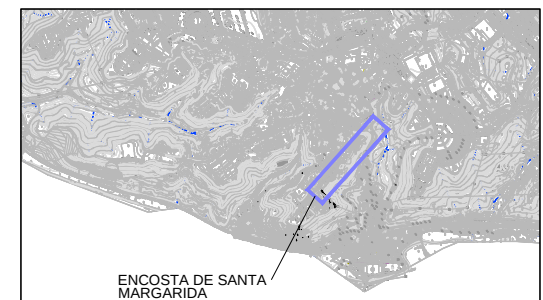
- | | | | | | |
|---|------------------------------------|---|--------------------|---|---------------------|
|  | EDP - 15 KV, 30 KV, 60KV |  | Alvos Topográficos |  | Inclinómetros |
|  | Saneamento e abastecimento de água |  | Células de Carga |  | Réguas Topográficas |
|  | Telecomunicações | | | | |

PROSPECÇÃO

Planta:	Perfis:
▲ Perfil Sísmico de Refração	■ Alerto
▲ Penetrômetro Dinâmico Ligeiro	■ Terreno Deslocado
▲ Poço de Reconhecimento	■ Aluvião
■ Sondagem realizada na presente campanha	■ Calclúrio
■ Sondagem com instalação de inclinômetro	■ Marga/Argila Margosa
■ Sondagem com instalação de piezômetro	■ Argila Siltilosa/Siltite Argilosa/Argila Arenosa
■ Sondagem com boletim descrito	■ Argila
■ Sondagem sem boletim descrito	■ Areia
■ Perfil Geológico Interpretativo	■ Areia Siltita-argilosa

NOTAS GERAIS:

- Os comprimentos das ancoragens, colunas de Jet Grouting, perfis verticais e das microcosturas, foram estimados com base nos resultados da prospecção geológica-geotécnica realizada, mas deverão ser obrigatoriamente confirmados no decurso das obras de fundação em função das leituras obtidas através da utilização da sonda de penetração dos resultados das resistências de ponta e de ponta-lado, a serem estabelecidas e deformabilidade equivalentes a NPT=60 pontadas e geologicamente estáveis.
- Toda a instrumentação proposta deverá ser considerado como integrada na 2ª Fase das MAI.
- A solução proposta poderá ser ajustada em fase de obra, em função das alterações da geometria e do comportamento das estruturas vizinhas, detetado através da monitorização da instrumentação instalada.
- A geometria e a cota de fundação das estruturas vizinhas às soluções de estabilização, deverão ser confirmadas antes do início das obras, pois poderá ser necessário ajustar a solução proposta às reais condições do local.
- Todas as cotas indicadas deverão ser confirmadas antes do início da obra, através de topográfico, nos locais de implantação das soluções de estabilização propostas, e em particular quando estas confrontam com estruturas existentes, devendo a validar as cotas indicadas no projecto e, caso seja necessário, ajusta-las às reais condições da obra.
- As ancoragens previstas poderão ser ajustadas em fase de obra após confirmação das cotas de fundação das estruturas existentes.
- Ver em conjunto com os Projectos das várias Especialidades, em especial o Projecto de Arquitectura e o Projecto de Paisagismo.
- Nos assuntos em que o presente projecto for omissivo, deverá seguir-se as normas e regulamentos em vigor.



PLANTA DE LOCALIZAÇÃO
Esc. 1/20 000

Ativ.		Designação	Des.	Est./Proj.	Vir./Coord.	Voto	Exec.
Coord. A. PINTO F. FERREIRA							
Geologia F. FERREIRA F. MARQUES R. CASTRO							
Geotecnia A. PINTO D. CAROSO/X. PITA							
Arqueologia P. VENTURA							
Paisagem S. MORAIS M. J. GOMES C. C. HENRIQUES							
Urbanismo R. ROSA C. R. SORDAS S. COUSAS							
Data NOV.2014							

Projeto:			
PROJECTO GLOBAL DE ESTABILIZAÇÃO DAS ENCOSTAS DE SANTARÉM			
Encosta de Santa Margarida 1-2 Encosta da Ribeira de Santarém 3-4			

Ref ¹	Fase	Espec.	Nº	Des.
PGEES-PE-GETOJ				

Encomenda nº	Ficha
_____	02/08

Escalas:	1:20.000 ; 1:200
Subtítulo:	
Substituído por:	

PROJECTO DE EXECUÇÃO	
Encosta de Santa Margarida - Plantas	
(ESM - e 2)	

← LIGA À FOLHA PGEES - PE - GET01 - 02/04

LIGA À FOLHA PGEES - PE - GET01 - 04/04 →

MATERIAIS:

BETÃO:
• NP EN 206-1:2013/37/XC4(P)Dma25/33/00,4 (Viga de coramento)
• NP EN 206-1:2013/37/XC4(P)Dma25/34/00,4 (Paredes de contenção)
• NP EN 206-1:2012/15 (Regularização e Enchimento)

AÇO EM ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO:
• Armaduras ordinárias, em geral: EN 10082 A500 NR-S0
• Armaduras ordinárias, em particular: EN 10082 A235 NR
• Chapas metálicas e perfis laminados: EN 10025-2 S355JR (E03)
• Ancoragens: EN 10027-1: Y1860S7
($f_{pk} \geq 1860 \text{ MPa}$; $f_{p0.1k} \geq 1670 \text{ MPa}$)
• Malha electrosoldada (malha): EN 10082 A500EL
• Tubos para microestacas N80: $f_y \geq 550 \text{ MPa}$ (API 5A) (com uniões exteriores)

CALDA DE CIMENTO:
A calda que constitui o bojo de selagem das ancoragens e microestacas deverá ser injectada através de técnica adequada (válvulas anti-retorno e obturador duplo) e dispor das seguintes características:
• Injecção a alta pressão (> 0,50 MPa): A/C = 1/2,5
• Resistência à compressão simples (7 dias): 27 MPa
• Cimento: CEM I 42,5 R

JET-GROUTING:
• Resistência à compressão simples das colunas, aos 28 dias, valor de rotura: 30 kg/cm² (3,0 MPa).
• Módulo de deformabilidade das colunas-solo antes dos trabalhos de escavação: 1,00 GPa (valor médio).

Na ausência de informação sobre a constituição química da água e dos terrenos interessados admite-se à partida e nesta fase, que poderá ser utilizado o cimento tipo CEM IV / A(V) 32,5R

RECOBRIMENTOS:
• Paredes de contenção: Faces em contacto com o terreno: 50mm
Restantes casos: 35mm
• Vigas de coramento: 40mm

LEGENDA:

SOLUÇÃO DE ESTABILIZAÇÃO

Perfis HEB 160
Dreno vertical profundo #250mm em PVC crepinado preenchido com brita e envolto em Geotextil de 200gr/m²
Tubo de PVC furado #400mm
Tubo de PVC furado #200mm
Coleira 1/2 cana #300mm em betão

Colunas de Jet Grouting #1000 armadas com N80 #139,7x9mm
Colunas de Jet Grouting #1000 não armadas
Colunas de Jet Grouting #1000 armadas com N80 #127,9mm

Área livre de construções
Estrutura de contenção
Ancoragem
Microestaca

SERVIÇOS AFECTADOS

EDP - 15 KV, 30 KV, 60KV
Saneamento e abastecimento de água
Telecomunicações

INSTRUMENTAÇÃO

Alvos Topográficos
Células de Carga
Inclinómetros
Réguas Topográficas

PROSPECÇÃO

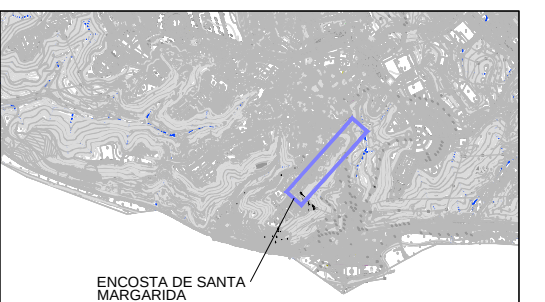
Planta:

Perfis Sísmica de Refracção
Penetrómetro Dinâmico Ligeiro
Poço de Reconhecimento
Sondagem realizada na presente campanha
Sondagem com instalação de inclinómetro
Sondagem com instalação de piezómetro
Sondagem com boletim descrito
Sondagem sem boletim descrito
Perfil Geológico Interpretativo

Perfis: Unidades Geológicas/Geotécnicas
Altera
Terreno Deslocado
Aluvião
Calcário
Marga/Argila Margosa
Argila Silteosa/Silt Argiloso/Argila Arenosa
Argila
Areia
Areia Silte-argilosa

NOTAS GERAIS:

- Os comprimentos das ancoragens, colunas de Jet Grouting, perfis verticais e das microestacas, foram estimados com base nos resultados da prospeção geológica-geotécnica realizada, mas deverão ser obrigatoriamente confirmados no decorrer dos trabalhos de fundação em função dos terrenos atravessados de forma a garantir a localização dos respectivos bolbos de selagem em terrenos com características de resistência e deformabilidade equivalentes a NSPT>60 paucadas e geologicamente estáveis.
- Toda a instrumentação proposta deverá ser considerada como integrada na 2ª Fase das MAI.
- A solução proposta poderá ser ajustada em fase de obra, em função da análise da geometria e do comportamento das estruturas vizinhas, aferido através da monitorização da instrumentação instalada.
- A geometria e cota de fundação das estruturas vizinhas às soluções de estabilização, deverão ser confirmadas antes do início dos trabalhos, pois poderá ser necessário ajustar a solução proposta às reais condições do local.
- Todas as cotas indicadas deverão ser confirmadas antes do início da obra, através de topográfico, nos locais de implantação das soluções de estabilização propostas, e em particular quando estas confrontam com construções existentes, de modo a validar as cotas indicadas no projecto e, caso seja necessário, ajustá-las às reais condições da obra.
- As ancoragens previstas poderão ser ajustadas em fase de obra após confirmação das cotas de fundação das construções existentes.
- Ver em conjunto com os Projectos das várias Especialidades, em especial o Projecto de Arquitectura e o Projecto de Paisagem.
- Nos assuntos em que o presente projecto for omissivo, deverá seguir-se as normas e regulamentos em vigor.

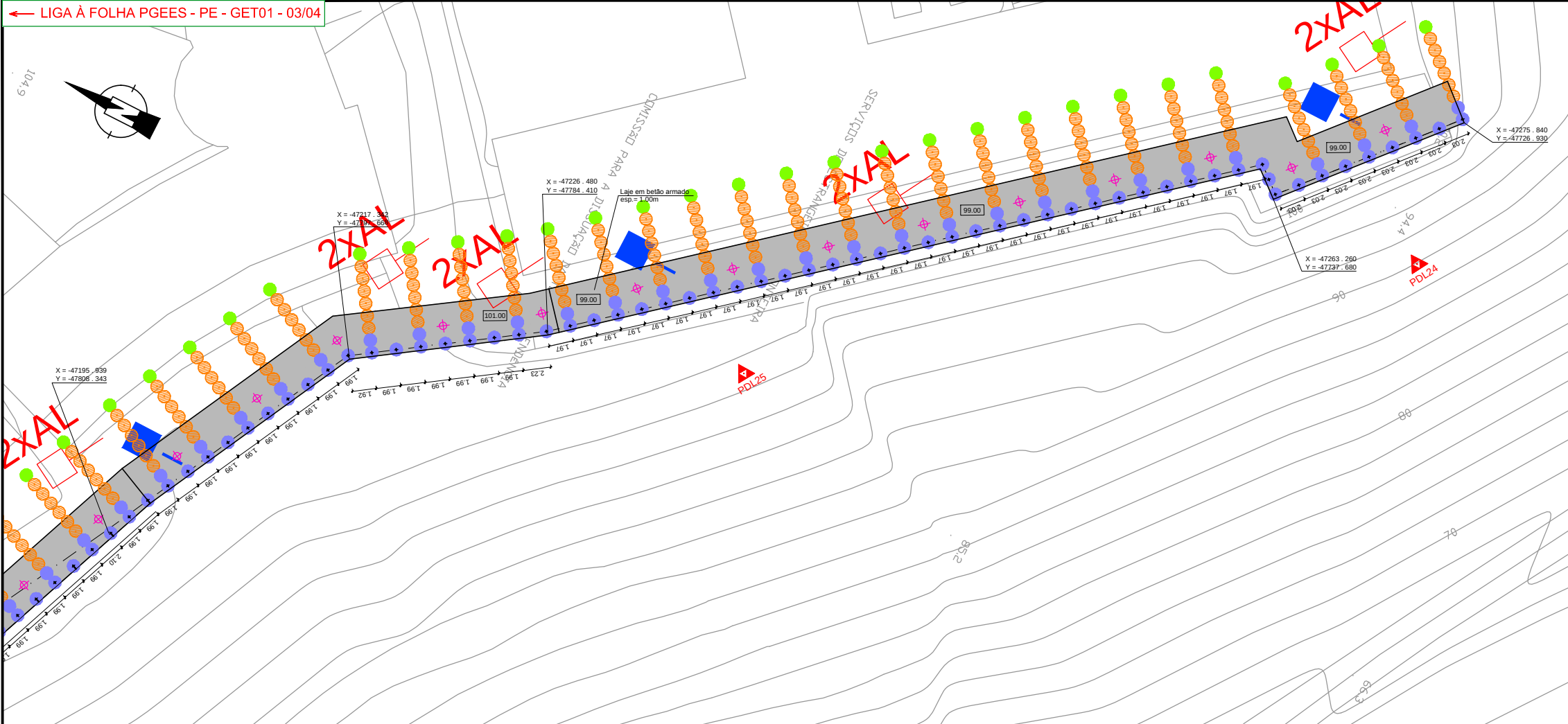


PLANTA DE LOCALIZAÇÃO
Esc. 1/20 000

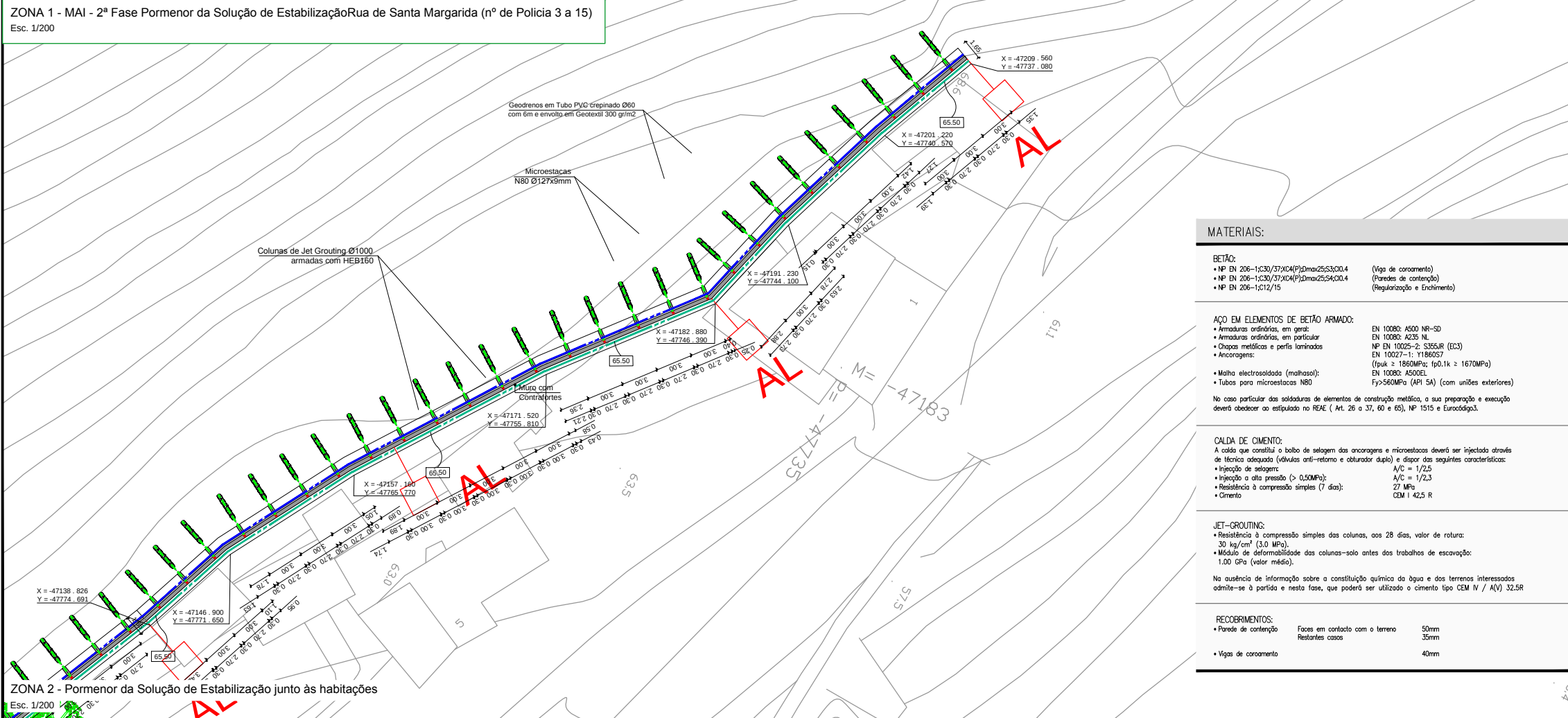
ZONA 1 - MAI - 2ª Fase Pormenor da Solução de EstabilizaçãoRua de Santa Margarida (nº de Policia 3 a 15)
Esc. 1/200

Aut.	Data	Designação	Des.	Ext./Proj.	Ver./Coord.	Voto	Exec.
Coord. A. PINTO F. FERREIRA							
Geologia F. FERREIRA F. MARQUES R. CASTRO							
Geotécnica A. PINTO D. CARDOSO/X. PITA							
Arqueologia P. VENTURA							
Paisagem S. MORAIS M. J. GOMES C. C. HENRIQUES							
Urbanismo R. ROSA C. R. SOUSA S. CORDAS							
Data NOV.2014							
Cliente: 							
Projecto: PROJECTO GLOBAL DE ESTABILIZAÇÃO DAS ENCOSTAS DE SANTARÉM Encosta de Santa Margarida 1-2 Encosta da Ribeira de Santarém 3-4							
Projecto de Execução: Encosta de Santa Margarida - Plantas (ESM - 1 e 2)							
Ref. PGEES-PE-GET01							
Fase Execução							
Desenho Encosta de Santa Margarida - Plantas							
Substituído por:							

← LIGA À FOLHA PGEES - PE - GET01 - 03/04



ZONA 1 - MAI - 2ª Fase Pormenor da Solução de EstabilizaçãoRua de Santa Margarida (nº de Policia 3 a 15)
Esc. 1/200



ZONA 2 - Pormenor da Solução de Estabilização junto às habitações
Esc. 1/200

LEGENDA:

SOLUÇÃO DE ESTABILIZAÇÃO

- Perfis HEB 160
- Dreno vertical profundo Ø250mm em PVC crepinado preenchido com brita e envolto em Geotextil de 200gr/m²
- Tubo de PVC furado Ø400mm
- Tubo de PVC furado Ø200mm
- Coleira 1/2 cana Ø300mm em betão

- Colunas de Jet Grouting Ø1000 armadas com N80 Ø139x9mm
- Colunas de Jet Grouting Ø1000 não armadas
- Colunas de Jet Grouting Ø1000 armadas com N80 Ø127x9mm

- Área livre de construções
- Estrutura de contenção

SERVIÇOS AFECTADOS

- EDP - 15 KV, 30 KV, 60KV
- Saneamento e abastecimento de água
- Telecomunicações

INSTRUMENTAÇÃO

- Alvos Topográficos
- Células de Carga
- Inclinómetros
- Réguas Topográficas

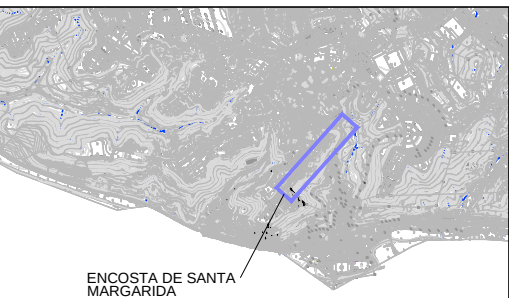
PROSPECÇÃO

Planta:

- Perfis Sísmica de Refracção
- Penetrómetro Dinâmico Leveiro
- Poço de Reconhecimento
- Sondagem realizada na presente campanha
- Sondagem com instalação de inclinómetro
- Sondagem com instalação de piezómetro
- Sondagem com boletim descrito
- Perfis Geológico Interpretativo
- Perfis: Unidades Geológicas/Geotécnicas
- Aterro
- Terreno Deslocado
- Aluvião
- Calciário
- Marga/Argila Margosa
- Argila Siliosa/Silt Argiloso/Argila Arenosa
- Argila
- Areia
- Areia Silt-argilosa

NOTAS GERAIS:

- Os comprimentos das ancoragens, colunas de Jet Grouting, perfis verticais e das microestacas, foram estimados com base nos resultados da prospeção geológica-geotécnica realizada, mas deverão ser obrigatoriamente confirmados no decorrer dos trabalhos de fundação em função dos terrenos atravessados de forma a garantir a localização dos respectivos corpos de selagem em terrenos com características de resistência e deformabilidade equivalentes a NSPT-60 pancadas e geologicamente estáveis.
- Toda a instrumentação proposta deverá ser considerada como integrada na 2ª Fase das MAI.
- A solução proposta poderá ser ajustada em fase de obra, em função da análise da geometria e do comportamento das estruturas vizinhas, aferido através da monitorização da instrumentação instalada.
- A geometria e cota de fundação das estruturas vizinhas às soluções de estabilização, deverão ser confirmadas antes do início dos trabalhos, pois poderá ser necessário ajustar a solução proposta às reais condições do local.
- Todas as cotas indicadas deverão ser confirmadas antes do início da obra, através de topográfico, nos locais de implantação das soluções de estabilização propostas, e em particular quando estas confrontam com construções existentes, de modo a validar as cotas indicadas no projecto e, caso seja necessário, ajustá-las às reais condições da obra.
- As ancoragens previstas poderão ser ajustadas em fase de obra após confirmação das cotas de fundação das construções existentes.
- Ver em conjunto com os Projectos das várias Especialidades, em especial o Projecto de Arquitectura e o Projecto de Paisagem.
- Nos assuntos em que o presente projecto for omissa, deverá seguir-se as normas e regulamentos em vigor.



PLANTA DE LOCALIZAÇÃO
Esc. 1/20 000

MATERIAIS:

BETÃO:

- NP EN 206-1C30/37/XC4(P)2max25;S300,4 (Viga de coroamento)
- NP EN 206-1C30/37/XC4(P)2max25;S400,4 (Paredes de contenção)
- NP EN 206-1C12/15 (Regularização e Enchimento)

AÇO EM ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO:

- Armaduras ordinárias, em geral: EN 10080: A500 NR-SD
- Armaduras ordinárias, em particular: EN 10082: A235 NL
- Chapas metálicas e perfis laminados: NP EN 10025-2: S355JR (EC3)
- Ancoragens: EN 10027-1: Y1860S7 (fpuk ≥ 1860MPa; fp0.1k ≥ 1670MPa)
- Malha electrosoldada (malhassa): EN 10080: A500EL
- Tubos para microestacas N80: fy>560MPa (API 5A) (com uniões exteriores)

No caso particular das soldaduras de elementos de construção metálica, a sua preparação e execução deverá obedecer ao estipulado na REAE (Art. 26 a 37, 60 e 65), NP 1515 e Eurocódigo3.

CALDA DE CIMENTO:

- A calda que constitui o bojo de selagem das ancoragens e microestacas deverá ser injectada através de técnica adequada (válvulas anti-retorno e obturador duplo) e dispor das seguintes características:
- Injectação de selagem: A/C = 1/2,5
- Injectação de alta pressão (> 0,50MPa): A/C = 1/2,3
- Resistência à compressão simples (7 dias): 27 MPa
- Cimento: CEM I 42,5 R

JET-GROUTING:

- Resistência à compressão simples das colunas, aos 28 dias, valor de rotura: 30 kg/cm² (3,0 MPa).
- Módulo de deformabilidade das colunas-solo antes dos trabalhos de escavação: 1,00 GPa (valor médio).

Na ausência de informação sobre a constituição química da água e dos terrenos interessados admite-se à partida e nesta fase, que poderá ser utilizado o cimento tipo CEM IV / A(V) 32,5R

RECORRIMENTOS:

- Paredes de contenção: Faces em contacto com o terreno: 50mm; Restantes casos: 35mm
- Vigas de coroamento: 40mm



- Os comprimentos das encostas, colunas de Jet Grouting, perfis verticais e das microestações, foram estimados com base nos resultados da prospecção geológica-geotécnica realizada, mas deverão ser obrigatoriamente confirmados no decorrer dos trabalhos de função em função dos terrenos atravessados e das áreas afetadas pelo corte, considerando os respectivos valores de segurança em termos com características de resistência e deformabilidade exigidas nos NPSP-600 parrados e geologicamente estáveis.
- Toda a instrumentação proposta deverá ser considerada como integrada na 2ª Fase das MAI.
- A solução proposta poderá ser ajustada em fase de obra, em função de análise da geometria e do comportamento das estruturas vizinhas, oferecida através da monitorização da instrumentação instalada.
- A geometria e a cota de fundação das estruturas vizinhas de soluções de estabilização, deverão ser confirmadas antes do início dos trabalhos, pois poderá ser necessário ajustar a solução proposta ao real estado das estruturas.
- Todas as cotas indicadas deverão ser confirmadas antes do início da obra, através de topográfico, nos locais de implantação das soluções de estabilização propostas, e em particular quando estas confrontam com condições existentes de modo a validar as cotas indicadas no projeto e, caso seja necessário, fazer as devidas condições do projeto.
- As ancoragens previstas poderão ser ajustadas em fase de obra após confirmação das cotas de fundação das construções existentes.
- O projeto será em conjunto com os Projetos das várias Especialidades, em especial o Projeto de Arquitetura e o Projeto de Paisagismo.
- Nos assuntos em que o presente projeto for omissa, deverá seguir-se as normas e regulamentos em vigor.

BETÃO:

- NP EN 206-1;C30/37;XC4(P);Dmax25;S3;ClO.4 (Viga de corramento)
- NP EN 206-1;C30/37;XC4(P);Dmax25;S4;ClO.4 (Paredes de contenção)
- NP EN 206-1;C12/15 (Regularização e Enchimento)

AÇO EM ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO:

- Armaduras ordinárias, em geral: EN 10080; A500 NR-S0
- Armaduras ordinárias, em particular: EN 10080; A235 LK
- Chapas metálicas e perfis laminados: NP EN 10025-2; S355JR (EC3)
- Ancoragens: EN 10027-1; Y1860S7
($f_{pu,k} \geq 1860\text{MPa}$; $f_{p0,k1} \geq 1670\text{MPa}$)
- Malha electrosoldada (malhaço): EN 10080; A500EL
- Tubos para microcostas N80: Fy560MPa (API 5A) (com uniões exteriores)

No caso particular das soldaduras de elementos de construção metálica, a sua preparação e execução deverá obedecer ao estipulado no REAE (Art. 26 a 37, 60 e 65), NP 1515 e Eurocódigo3.

CALDA DE CIMENTO:

A calda que constitui o balço de selagem dos ancoragens e microcascos deverá ser injectada através de técnica adequada (válvulas anti-retorno e obturador duplo) e dispor das seguintes características:

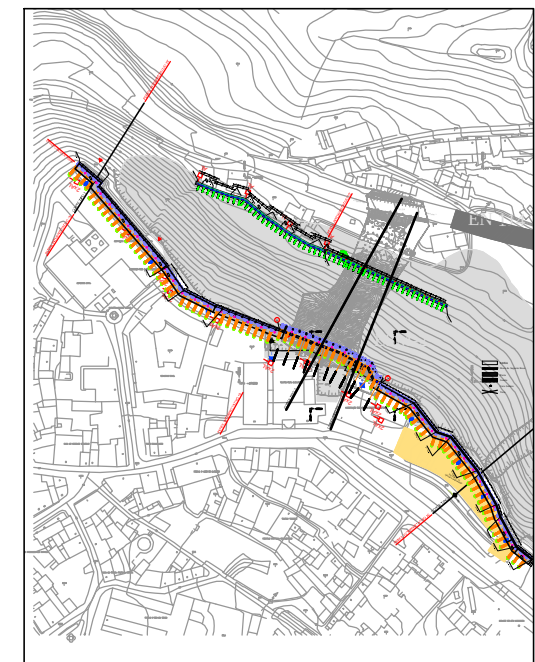
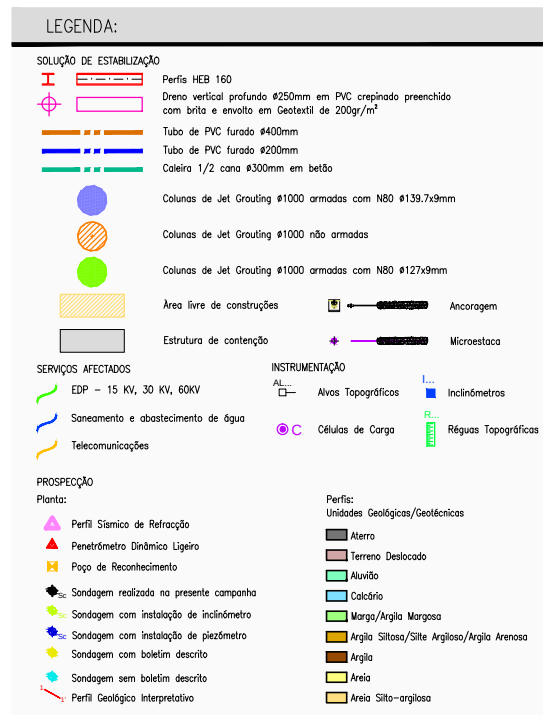
• Injecção de selagem:	A/C = 1/2,5
• Injecção a alta pressão (> 0,50MPa):	A/C = 1/2,3
• Resistência à compressão simples (7 dias):	27 MPa
• Cimento	CEM I 42,5 R

JET-GROUTING:

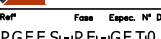
- Resistência à compressão simples das colunas, aos 28 dias, valor de rotura: 30 kg/cm² (3,0 MPa).
- Módulo de deformabilidade das colunas-solo antes dos trabalhos de escavação: 1,00 GPa (valor médio).

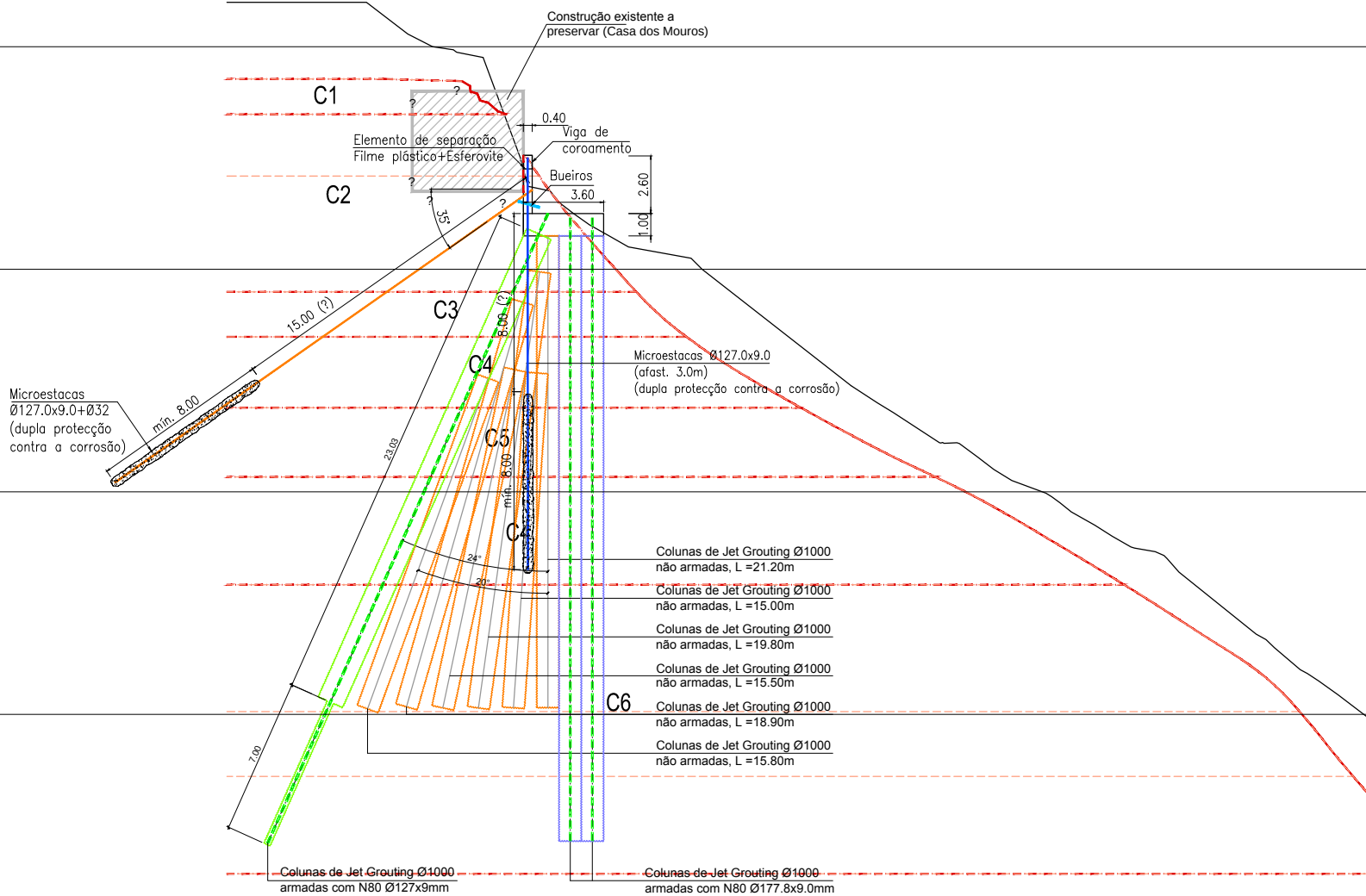
Na ausência de informação sobre a constituição química da água e dos terrenos interessados admite-se à partida e nesta fase, que poderá ser utilizado o cimento tipo CEM IV / A(V) 32,5N.

RECOBRIMENTOS:		
• Parede de contenção	Faces em contacto com o terreno	50m
	Restantes casos	35m
• Vigas de coroamento		40m



PLANTA DE LOCALIZAÇÃO

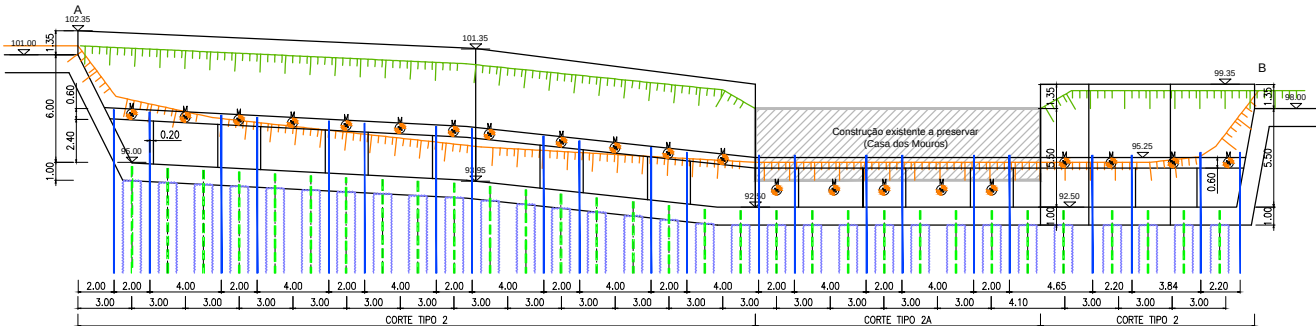
Alt.	Data	Designação	Des.	Est./Proj.	Ver./Coord.	Visto	Exec.
Coord. A. PINTO F. FERREIRA							
Geólogo F. FERREIRA F. MARQUES R. CASTRO							
Geodesta A. PINTO D. CAROSO/X. PITA							
Arquitetologia P. VENTURA							
Pedagogo S. MORAIS M. J. GOMES C. C. HENRIQUES							
Urbanismo R. ROSA C. R. SOUSA S. CORDAS							
Data	NOV.2014						



CORTE TIPO 2A
Escala 1/200

C7

Alçado - Troço AB
Escala 1/200



NOTAS GERAIS:

- Os comprimentos das ancoragens, colunas de Jet Grouting, perfis verticais e das microestacas, foram estimados com base nos resultados da prospeção geológico-geotécnica realizada, mas deverão ser obrigatoriamente confirmados no decorrer dos trabalhos de execução em função dos terrenos atravessados de forma a garantir a localização dos respectivos bolbos de selagem em terrenos com características de resistência e deformabilidade equivalentes a NSPT>60 pancadas e geologicamente estáveis.
- Toda a instrumentação proposta deverá ser considerada como integrada na 2ª Fase das MAI.
- A solução proposta poderá ser ajustada em fase de obra, em função da análise da geometria e do comportamento das estruturas vizinhas, aferida através da monitorização da instrumentação instalada.
- A geometria e cota de fundação das estruturas vizinhas às soluções de estabilização, deverão ser confirmadas antes do início dos trabalhos, pois poderá ser necessário ajustar a solução proposta às reais condições do local.
- Todas as cotas indicadas deverão ser confirmadas antes do início da obra, através de topográfico, nos locais de implantação das soluções de estabilização propostas, e em particular quando estas confrontam com construções existentes, de modo a validar as cotas indicadas no projeto e, caso seja necessário, ajustá-las às reais condições de obra.
- As ancoragens previstas poderão ser ajustadas em fase de obra após confirmação das cotas de fundação das construções existentes.
- Ver em conjunto com os Projectos das várias Especialidades, em especial o Projecto de Arquitectura e o Projecto de Paisagem.
- Nos assuntos em que o presente projeto for omissivo, deverá seguir-se as normas e regulamentos em vigor.

MATERIAIS:

- BETÃO:**
- NP EN 206-1/C30/37/XC4/P(Atmos25/S3)/0.4 (Viga de coroamento)
 - NP EN 206-1/C30/37/XC4/P(Atmos25/S3)/0.4 (Paredes de contenção)
 - NP EN 206-1/212/15 (Regularização e Enchimento)

- AÇO EM ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO:**
- Armaduras ordinárias, em geral: EN 10080: A500 NR-S0
 - Armaduras ordinárias, em particular: EN 10080: A235 NL
 - Chapas metálicas e perfis laminados: NP EN 10025-2: S355JR (EC3)
 - Ancoragens: EN 10027-1: Y1860S7 (fpuk ≥ 1860MPa; fp0.1k ≥ 1670MPa)
 - Malha electrosoldada (malhaço): EN 10080: A500EL
 - Tubos para microestacas N80: EN 10080: A500EL (com uniões exteriores)

No caso particular das soldaduras de elementos de construção metálica, a sua preparação e execução deverá obedecer ao estipulado na REA (Art. 26 a 37, 60 e 65), NP 1515 e Eurocódigo 3.

- CALDA DE CIMENTO:**
- A calda que constitui o bolbo de selagem das ancoragens e microestacas deverá ser injectada através de técnica adequada (válvulas anti-retorno e obturador duplo) e dispor das seguintes características:
- Injectação de selagem: A/C = 1/2,5
 - Injectação a alta pressão (> 0.50MPa): A/C = 1/2,3
 - Resistência à compressão simples (7 dias): 27 MPa
 - Cimento: CEM I 42,5 R

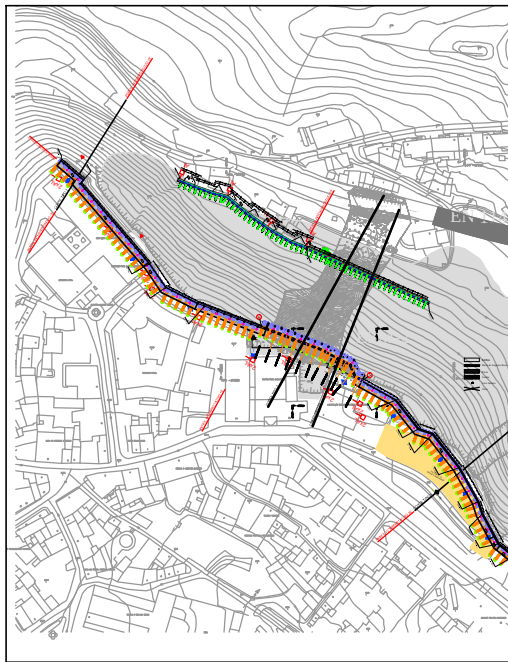
- JET-GROUTING:**
- Resistência à compressão simples das colunas, aos 28 dias, valor de rotura: 30 kg/cm² (3.0 MPa).
 - Módulo de deformabilidade das colunas-solo antes dos trabalhos de escavação: 1.00 GPa (valor médio).

Na ausência de informação sobre a constituição química da água e dos terrenos interessados admite-se à partida e nesta fase, que poderá ser utilizado o cimento tipo CEM IV / A(V) 32.5R

- RECOBRIMENTOS:**
- Paredes de contenção: Fases em contacto com o terreno: 50mm; Restantes casca: 35mm
 - Vigas de coroamento: 40mm

LEGENDA:

- SOLUÇÃO DE ESTABILIZAÇÃO**
- Perfis HEB 160
 - Dreno vertical profundo Ø250mm em PVC crepinado preenchido com brita e envoltio em Geotextil de 200gr/m²
 - Tubo de PVC furado Ø400mm
 - Tubo de PVC furado Ø200mm
 - Caldeira 1/2 cana Ø300mm em betão
 - Colunas de Jet Grouting Ø1000 armadas com N80 Ø139.7x9mm
 - Colunas de Jet Grouting Ø1000 não armadas
 - Colunas de Jet Grouting Ø1000 armadas com N80 Ø127x9mm
 - Área livre de construções
 - Estrutura de contenção
- SERVIÇOS AFECTADOS**
- EDP - 15 KV, 30 KV, 60KV
 - Saneamento e abastecimento de água
 - Telecomunicações
- INSTRUMENTAÇÃO**
- Alvos Topográficos
 - Células de Carga
 - Inclinómetros
 - Régua Topográfica
- PROSPECCÃO**
- Plantas:
- Perfil Sísmico de Refracção
 - Penetrómetro Dinâmico Ligeiro
 - Poço de Reconhecimento
 - Sondagem realizada na presente campanha
 - Sondagem com instalação de inclinómetro
 - Sondagem com instalação de piezómetro
 - Sondagem com boletim descrito
 - Sondagem sem boletim descrito
 - Perfil Geológico Interpretativo
- Perfis:
- Unidades Geológicas/Geotécnicas
 - Altero
 - Terreno Deslocado
 - Aluvião
 - Caldeira
 - Marga/Argila Margosa
 - Argila Silteosa/Site Argilosa/Argila Arenosa
 - Argila
 - Areia
 - Areia Silte-argilosa



PLANTA DE LOCALIZAÇÃO
Escala 1/2000

Alt.	Data	Designação	Des.	Ext./Proj.	Ver./Coord.	Visto	Exec.
Coord. A. PINTO F. FERREIRA		Projeto 					
Geologia F. FERREIRA F. MARQUES R. CASTRO							
Geologia A. PINTO D. CARDOZO/X. PITA							
Arqueologia P. VENTURA							
Paisagem S. MORAIS M. J. GOMES C. C. HENRIQUES							
Urbanismo R. ROSA C. R. SOUSA S. CORDAS		PROJECTO GLOBAL DE ESTABILIZAÇÃO DAS ENCOSTAS DE SANTARÉM Encosta de Santa Margarida 1-2 Encosta da Ribeira de Santarém 3-4					
Data NOV.2014		PROJECTO DE EXECUÇÃO Encosta de Santa Margarida - Cortes (ESM - 1 e 2)					

Ref. PGEES-PE-GETO.1	Fase PGEES-PE-GETO.1	Espec. PGEES-PE-GETO.1	Nº PGEES-PE-GETO.1	
Encomenda nº 1	Folha L 06/08	06/08		
Escala: 1:2000 : 1:200				
Substituído				
Substituído por:				

MURO DE CONTENÇÃO COM CONTRAFORTES
PORMENOR DE BETÃO ARMADO – COFRAGEM
ESCALA 1:25

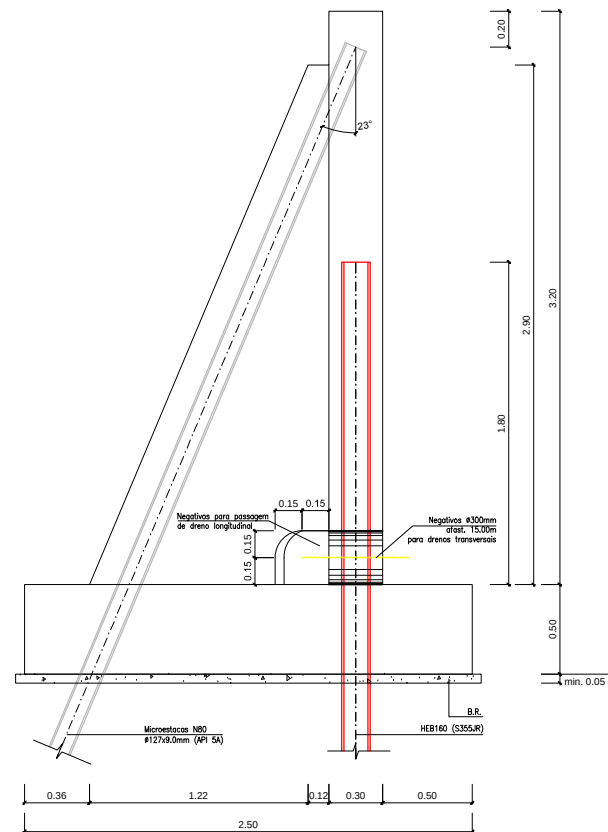
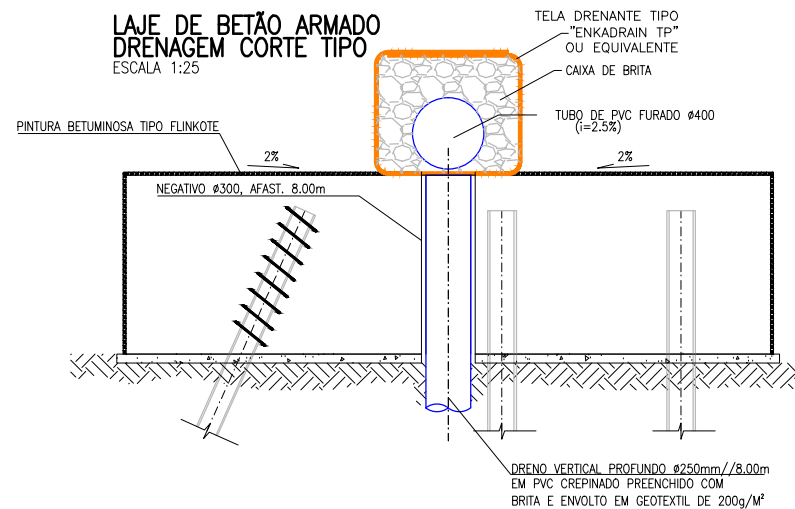
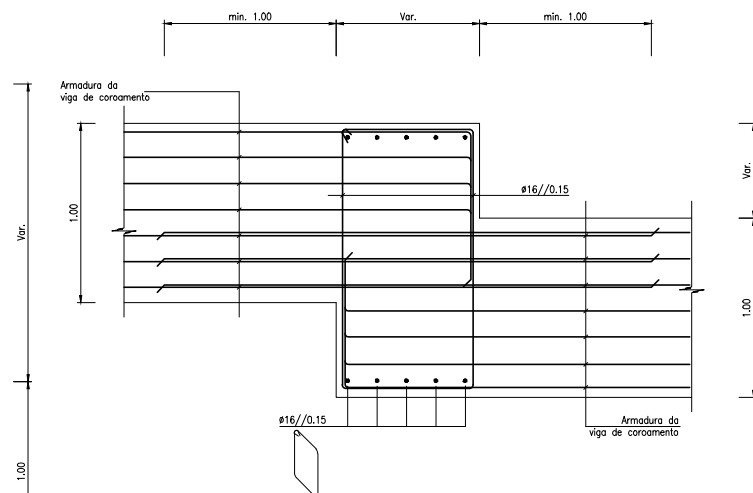


Diagrama de uma sapata isolada com os seguintes detalhes:

- PINTURA BETUMINOSA TIPO FLINKOTE
- TELA DRENANTE TIPO "ENKADRAIN TP" OU EQUIVALENTE
- CAIXA DE BRITA
- TUBO DE PVC FURADO Ø200 (i=2,5%)
- COTA DE SOLEIRA DA SAPATA



PORMENOR DE TRANSIÇÃO DE VIGA
P2
ESCALA 1:25



Technical drawing of a rectangular reinforced concrete slab with a sloped section. The drawing shows a plan view of the slab with dimensions and reinforcement details. The slab is 3.60m long and 1.00m wide. A sloped section is shown with a 24-degree angle. Reinforcement includes #12 bars at 0.10m spacing, #16 bars at 0.15m spacing, and #12 bars at 0.10m spacing. The drawing also shows a cross-section of the slab with a 24-degree angle and a 0.20m depth. The drawing is labeled "B.R." and "Microtacos N80 #139.7x9.0mm (API 5A)".

BETÃO:

- NP EN 206-1;C30/37;XC4(P);Dmax25;S3;ClO.4 (Viga de coroamento)
- NP EN 206-1;C30/37;XC4(P);Dmax25;S4;ClO.4 (Paredes de contenção)
- NP EN 206-1;C12/15 (Regularização e Enchimento)

• Armaduras ordinárias, em geral:	EN 10080: A500 NR-SD
• Armaduras ordinárias, em particular	EN 10080: A235 NL
• Chapas metálicas e perfis laminados	NP EN 10025-2: S355JR (EC3)
• Ancoragens:	EN 10027-1: Y1860S7 ($f_{pk} \geq 1860\text{MPa}$; $f_{p0.1k} \geq 1670\text{MPa}$)
• Malha electrosoldada (malhasa):	EN 10080: A500EL
• Tubos para microestacas N80	Fy>560MPa (API 5A) (com uniões exteriores)

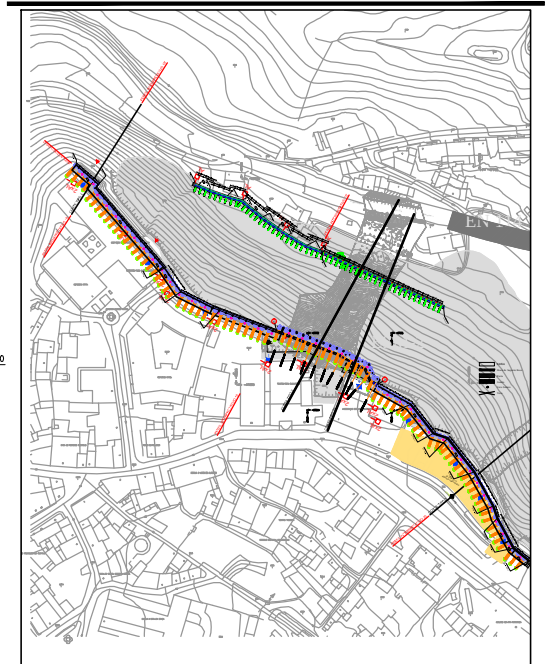
A calda que constitui o balço de selagem das ancoragens e microestacas deverá ser injetada através de técnica adequada (válvulas anti-retorno e obturador duplo) e dispor das seguintes características:

• Injeção de selagem;	A/C = 1/2,5
• Injeção a alta pressão (> 0,50MPa);	A/C = 1/2,3
• Resistência à compressão simples (7 dias):	27 MPa
• Cimento	CEM I 42,5 R

- Resistência à compressão simples das colunas, aos 28 dias, valor de rotura: 30 kg/cm² (3.0 MPa).
- Módulo de deformabilidade das colunas—solo antes dos trabalhos de escavação: 1.00 GPa (valor médio).

• Parede de contenção	Faces em contacto com o terreno Restantes casos	50mm 35mm
• Vigas de coroamento		40mm

- Os comprimentos das ancoragens, colunas de Jet Grouting, perfis verticais e das microscostas, foram estimados com base nos resultados da proteção geológica por meio de sondagens realizadas, não deverão ser obrigatoriamente confirmados no decorrer dos trabalhos de furação em função dos terrenos atravessados de forma a garantir a localização dos respectivos bolsos de selagem em terrenos com características de resistência e deformabilidade equivalentes a NPT-60 pancados e geologicamente estáveis.
- Toda a instrumentação proposta deverá ser considerada como integrada na 2ª Fase das MA.
- A solução proposta poderá ser ajustada em fase de obra, em função da análise do geométrico e do comportamento das estruturas vizinhas, alterando drasticamente a monitorização das instrumentações instaladas.
- A geometria e a cota de fundação das estruturas vizinhas às soluções de estabilização, deverão ser conhecidas antes do início dos trabalhos, pois poderá ser necessário ajustar a solução proposta às reais condições do local.
- As cotas indicadas deverão ser confirmadas antes do início da obra, através de topográficos, nos locais de implantação das soluções de estabilização propostas, e em particular quando estas confrontam com construções existentes, de modo a validar as cotas indicadas no projecto e, caso seja necessário, ajustá-las às reais condições da obra.
- Os elementos previstos deverão ser ajustados em fase de obra após confirmação das cotas de fundação das estruturas existentes.
- Ver em conjunto com os Projectos das várias Especialidades, em especial o Projecto de Arquitectura e o Projecto de Paisagem.
- Nos assuntos em que o presente projecto for omissivo, deverá seguir-se as normas e regulamentos em vigor.



Escala 1/2000

Alt.	Data	Designação	Des.	Est./Proj.	Viz./Coord.	Veto	Erec.
Coord. A. PINTO F. FERREIRA							
Geologia F. FERREIRA F. MARQUES R. CASTRO							
Geotécnia A. PINTO D. OLIVEIRO/X. PITA							
Arguejaria P. VENTURA							
Paleogeologia S. MORUAS M. J. GOMES C. C. HENRIQUES							
Urbanismo R. ROSA C. R. SOUSA S. CORDAS							
Data NOV.2014							

MATERIAIS:

BETÃO:
• NP EN 206-1:2013/37:30,4(P)20ma25:30,4 (Viga de coroamento)
• NP EN 206-1:2013/37:30,4(P)20ma25:30,4 (Paredes de contenção)
• NP EN 206-1:2013/15 (Regularização e Enchimento)

AÇO EM ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO:
• Armaduras ordinárias, em geral: EN 10082: A500 NR-SD
• Armaduras ordinárias, em particular: EN 10082: A235 NL
• Chapas metálicas e perfis laminados: NP EN 10025-2: S355JR (EC3)
• Ancoragens: EN 10027-1: Y1860S7 (fpuk ≥ 1860MPa; fp0.1k ≥ 1670MPa)
• Malha electrosoldada (malhasal): EN 10082: A500EL
• Tubos para microestacas N80: fy>560MPa (API 5A) (com uniões exteriores)

No caso particular das soldaduras de elementos de construção metálica, a sua preparação e execução deverá obedecer ao estipulado na REAE (Art. 26 a 37, 60 e 65), NP 1515 e Eurocódigo3.

CALDA DE CIMENTO:
A calda que constitui o bolbo de selagem das ancoragens e microestacas deverá ser injectada através de técnica adequada (válvulas anti-retorno e obturador duplo) e dispor das seguintes características:
• Injecção de selagem: A/C = 1/2,5
• Injecção a alta pressão (> 0,50MPa): A/C = 1/2,3
• Resistência à compressão simples (7 dias): 27 MPa
• Cimento: CEM I 42,5 R

JET-GROUTING:
• Resistência à compressão simples das colunas, aos 28 dias, valor de rotura: 30 kg/cm² (3.0 MPa).
• Módulo de deformabilidade das colunas-solo antes dos trabalhos de escavação: 1.00 GPa (valor médio).

No ausência de informação sobre a constituição química da água e dos terrenos interessados admite-se à partida e nesta fase, que poderá ser utilizado o cimento tipo CEM IV / A(V) 32,5R

RECORRIMENTOS:
• Paredes de contenção: Faces em contacto com o terreno: 50mm
Restantes cascos: 35mm
• Vigas de coroamento: 40mm

NOTAS GERAIS:

• Os comprimentos das ancoragens, colunas de Jet Grouting, perfis verticais e das microestacas, foram estimados com base nos resultados da prospeção geológico-geotécnica realizada, mas deverão ser obrigatoriamente confirmados no decorrer dos trabalhos de furação em função dos terrenos atravessados de forma a garantir a localização dos respectivos bolbos de selagem em terrenos com características de resistência e deformabilidade equivalentes a NSPT>60 pancados e geologicamente estáveis.

• Toda a instrumentação proposta deverá ser considerada como integrada na 2ª Fase das MAI.

• A solução proposta poderá ser ajustada em fase de obra, em função da análise da geometria e do comportamento das estruturas vizinhas, aliado através da monitorização da instrumentação instalada.

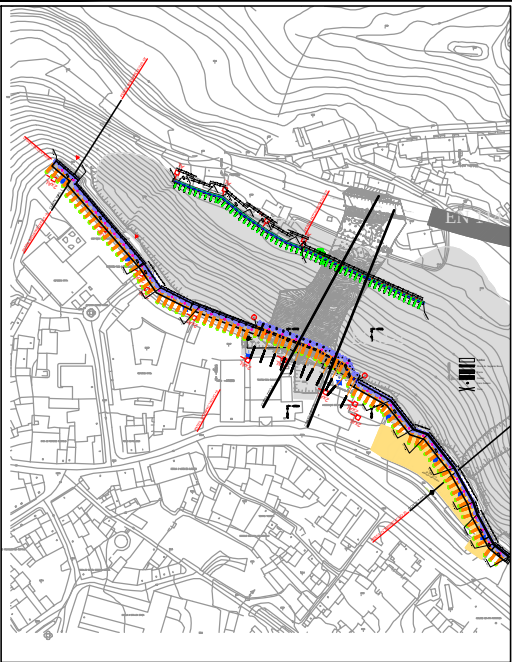
• A geometria e cota de fundação das estruturas vizinhas às soluções de estabilização, deverão ser confirmados antes do início dos trabalhos, pois poderá ser necessário ajustar a solução proposta às reais condições do local.

• Todas as cotas indicadas deverão ser confirmadas antes do início da obra, através de topográfico, nos locais de implantação das soluções de estabilização propostas, e em particular quando estas confrontam com construções existentes, de modo a validar as cotas indicadas no projecto e, caso seja necessário, ajustar-las às reais condições da obra.

• As ancoragens previstas poderão ser ajustadas em fase de obra após confirmação das cotas de fundação das construções existentes.

• Ver em conjunto com os Projectos das várias Especialidades, em especial o Projecto de Arquitectura e o Projecto de Paisagem.

• Nos assuntos em que o presente projecto for omissa, deverá seguir-se as normas e regulamentos em vigor.



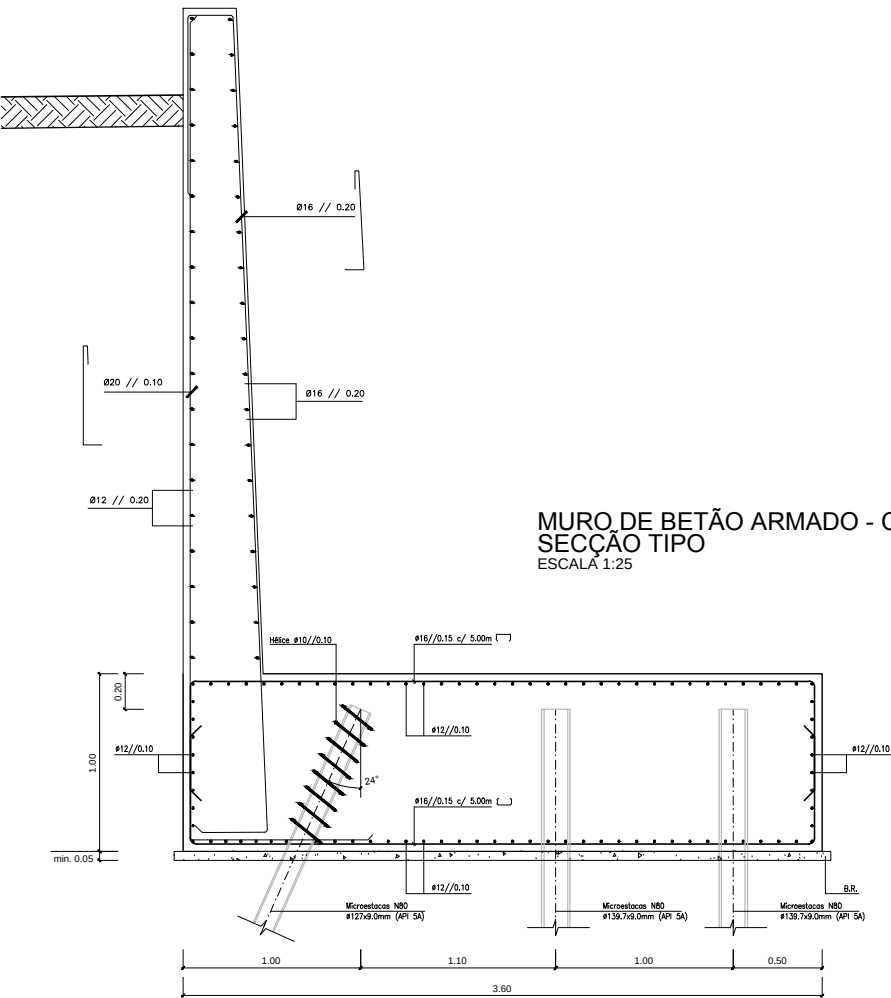
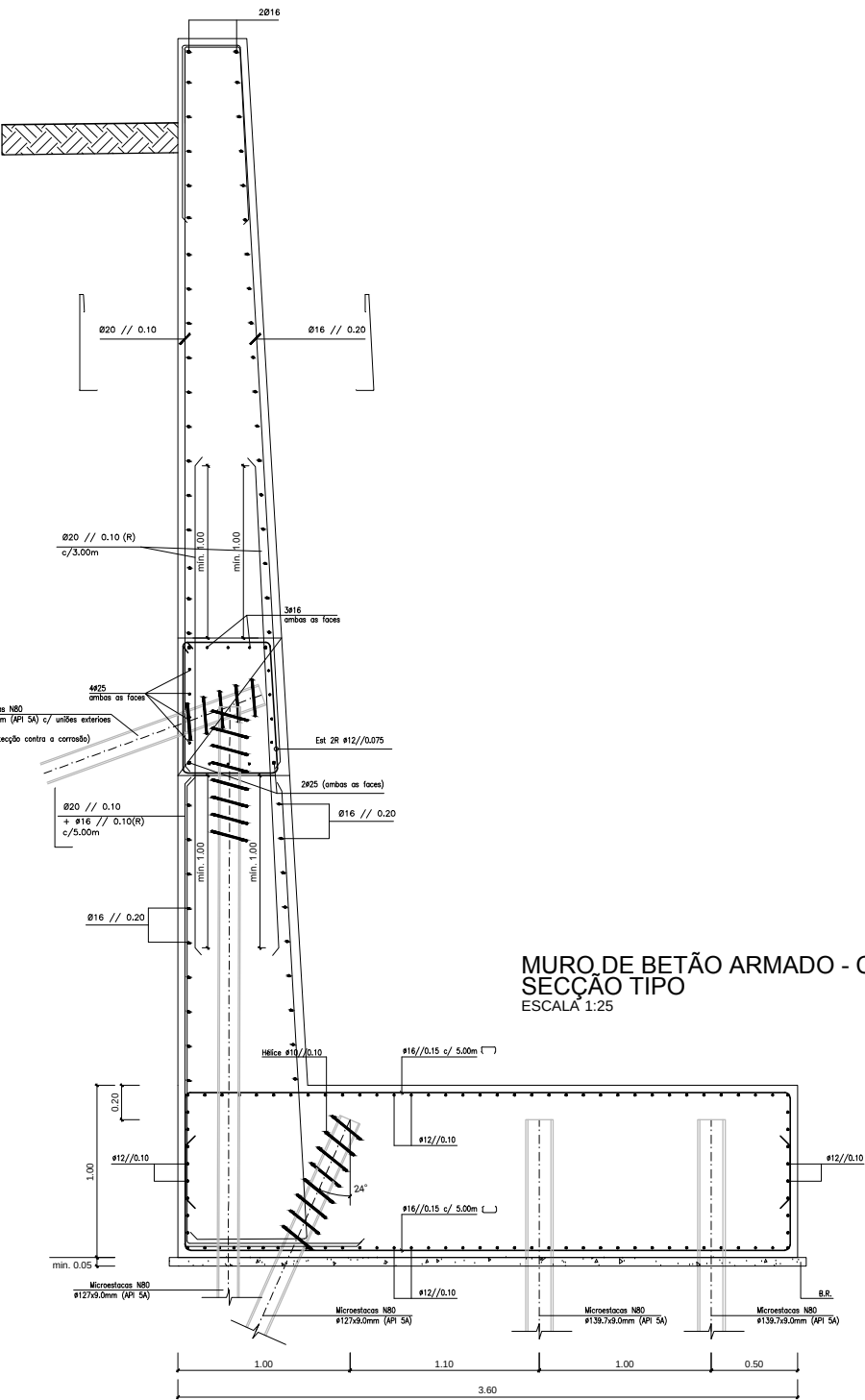
PLANTA DE LOCALIZAÇÃO

Escala 1/2000

Alt.	Data	Designação	Des.	Ext./Proj.	Ver./Coord.	Voto	Exec.
Coord. A. PINTO F. FERREIRA		Cliente: 		 Geóarea Consultoria de Geotecnia e Ambiente			
Geologia F. FERREIRA F. MARQUES R. CASTRO		Projecto: PROJECTO GLOBAL DE ESTABILIZAÇÃO DAS ENCOSTAS DE SANTARÉM Encosta de Santa Margarida 1-2 Encosta da Ribeira de Santarém 3-4		 JTEJ Instituto de Engenharia			
Geotécnica A. PINTO D. CARDOSO/X. PITA		PROJECTO DE EXECUÇÃO		Refª Fase Espec. Nº Des P.G.E.E.S.-P.E.-G.E.T.O.1			
Arqueologia P. VENTURA		Encosta de Santa Margarida - Pormenores de Betão Armado		Encomenda nº: 08/08			
Paisagem S. MORAIS M. J. GOMES C. C. HENRIQUES		(ESM - 1 e 2)		Escala: 1:2000 ; 1:25			
Urbanismo R. ROSA C. R. SOUSA S. CORDAS		Substituído por:		Substituído por:			
Data NOV.2014							

MURO DE BETÃO ARMADO - CORTE TIPO 2
SECÇÃO TIPO
ESCALA 1:25

MURO DE BETÃO ARMADO - CORTE TIPO 3
SECÇÃO TIPO
ESCALA 1:25



ANEXO 11 – Projeto de execução das Encostas de Santarém: Plantas e cortes da Encosta da Ribeira de Santarém (ERS)



BETÃO:

• NP EN 206-1;C30/37;XC4(P);Dmax25;S3;Cl0.4	(Viga de corcamento)
• NP EN 206-1;C30/37;XC4(P);Dmax25;S4;Cl0.4	(Paredes de contenção)
• NP EN 206-1;C12/15	(Regularização e Enchimento)

• Armaduras ordinárias, em geral: • Armaduras ordinárias, em particular • Chapas metálicas e perfis laminados • Ancoragens:	EN 10080: A500 NR-SD EN 10080: A235 NL NP EN 10025-2: S355JR (EC3) EN 10027-1: Y1860S7 (fpuk > 1860MPa; fp0.1k > 1670MPa) EN 10080: A500LE Fy>560MPa (API 5A) (com uniões exteriores)
• Malha electrosoldada (malhasa): • Tubos para microestacas N80	

No caso particular das soldaduras de elementos de construção metálica, a sua preparação e execução deverá obedecer ao estipulado no REAE (Art. 26 a 37, 60 e 65), NP 1515 e Eurocódigo3.

A calda que constitui o balço de selagem das ancoragens e microestacas deverá ser injectada através de técnica adequada (válvulas anti-retorno e obturador duplo) e dispor das seguintes características:

• Injecção de selagem:	A/C = 1/2,5
• Injecção a alta pressão (> 0,50MPa):	A/C = 1/2,3
• Resistência à compressão simples (7 dias):	27 MPa
• Cimento	CEM I 42,5 R

- Resistência à compressão simples das colunas, aos 28 dias, valor de ruptura: 30 kg/cm² (3,0 MPa).
- Módulo de deformabilidade das colunas-solo antes dos trabalhos de escavação: 1,00 GPa (valor médio).

Na ausência de informação sobre a constituição química da água e dos terrenos interessados admite-se à partida e nesta fase, que poderá ser utilizado o cimento tipo CEM IV / A(V) 32,5R

• Parede de contenção	Faces em contacto com o terreno	50mm
	Restantes casos	35mm
• Vigas de coroamento		40mm

	Perfis HEB 160		
	Dreno vertical profundo Ø250mm em PVC crepado preenchido com brita e envolto em Geotextil de 200gr/m ²		
	Tubo de PVC furado Ø400mm		
	Tubo de PVC furado Ø200mm		
	Coleira 1/2 cana Ø300mm em betão		
	Colunas de Jet Grouting #1000 armadas com HEB160		
	Colunas de Jet Grouting Ø1000 não armadas		
	Colunas de Jet Grouting #1000 armadas com N80 Ø127x4mm		
	Área livre de construções		Ancoragem
	Estrutura de contenção		Microestaca
SERVIÇOS AFECTADOS		INSTRUMENTAÇÃO	
	EDP - 15 KV, 30 KV, 60KV		Avas Topográficos
	Saneamento e abastecimento de água		Células de Carga
	Telecomunicações		Inclinómetros
			Régua Topográficos

	Perfil Sísmico de Refracção		Unidades Geológicas/Geotécnicas
	Penetrómetro Dinâmico Leigo		Terreno Deslocado
	Poço de Reconhecimento		Aluvião
	Sondagem realizada na presente campanha		Calceolita
	Sondagem com instalação de inclinómetro		Margal/Argila Margosa
	Sondagem com instalação de piezómetro		Argila Silteosa/Silte Argiloso/Argila Arenosa
	Sondagem com boletim descrito		Argila
	Sondagem sem boletim descrito		Arelia
	Perfil Geológico Interpretativo		Arelia Silte-argilosa



Alt.	Data	Designação	Des.	Est./Proj./Ver./Coord.	Visto	Exec.
Coord. A. PINTO F. FERREIRA						
Geólogo F. FERREIRA F. MARQUES R. CASTRO						
Geotécnico A. PINTO D. CHROUGO / P. PITA		PROJECTO GLOBAL DE ESTABILIZAÇÃO DAS ENCOSTAS DE SANTARÉM Encosta de Santa Margarida 1-2 Encosta da Ribeira de Santarém 3-4		Ref° Fase Espec. N° Des. P.GEE.S-1-P-E-GE.T0.2		
Arquiteto P. VENTURA				Encadramento n° 	Folha 01/05	
Politécnico S. MORAIS M. J. GOMES C. C. HENRIQUES		PROJECTO DE EXECUÇÃO Encosta da Ribeira de Santarém - Plantas (ERS-3 e 4)		Escala: 1:20.000 - 1:500		
Urbanismo R. ROSA C. R. SOUSA S. CORDAS				Substituído: Substituído por:		
Data	NOV.2014					



• Os comprimentos das ancoragens, colunas de Jet Grouting, perfis verticais e das microestacas, foram estimados com base nos resultados da prospeção geológico-geotécnica realizada, mas deverão ser obrigatoriamente confirmados no decorrer dos trabalhos de furação em função dos terrenos atravessados de forma a garantir a localização dos respectivos bolbos de selagem em terrenos com características de resistência e deformabilidade equivalentes a NSPT>60 pancados e geologicamente estáveis.

- Toda a instrumentação proposta deverá ser considerada como integrada na 2ª fase das MAI.
- A solução proposta poderá ser ajustada em função de obra, em função da análise da geometria e do comportamento das estruturas vigiadas, oferecido através da monitorização do instrumento instalado.
- A geometria e cota de fundação das estruturas vigiadas das soluções de estabilização, deverão ser confirmadas antes do início dos trabalhos, pois poderá ser necessário ajustar a solução proposta às reais condições de obra.
- Todas as cotas indicadas deverão ser confirmadas antes do início da obra, através de topográfico, nos locais de implantação das soluções de estabilização propostas, e em particular quando estas confrontam com as cotas indicadas no projecto, para validar as cotas indicadas no projecto e, caso seja necessário, ajustá-las às reais condições de obra.
- As ancoragens previstas poderão ser ajustadas em função de obra após confirmação das cotas de fundação das estruturas existentes.
- Ver em conjunto com os Projectos das várias Especialidades, em especial o Projecto de Arquitectura e o Projecto de Paisagismo.
- Nos assentos em que o presente projecto for omissivo, deverá seguir-se as normas e regulamentos em

BETÃO:

• NP EN 206-1;C30/37;XC4(P);Dmax25;S3;ClO.4	(Viga de corcamento)
• NP EN 206-1;C30/37;XC4(P);Dmax25;S4;ClO.4	(Paredes de contenção)
• NP EN 206-1;C12/15	(Regularização e Enchimento)

• Armaduras ordinárias, em geral:	EN 10080; A500 NR-SD
• Armaduras ordinárias, em particular:	EN 10080; A235 NL
• Chapas metálicas e perfis laminados	NP EN 10025-2; S355JR (EC3)
• Ancoragens:	EN 10027-1; Y186057 ($f_{puk} \geq 186\text{MPa}$; $f_{p0.1k} \geq 167\text{MPa}$)
• Malha electrosoldada (malhaço):	EN 10080; A500EL
• Tubos para microestacas N80	Fy>508MPa (API 5A) (com uniões exteriores)

No caso particular das soldaduras de elementos de construção metálica, a sua preparação e execução deverá obedecer ao estipulado no REAE (Art. 26 a 37, 60 e 65), NP 1515 e Eurocódigo3.

A calda que constitui o bolbo de selagem das ancoragens e microestacas deverá ser injectada através de técnica adequada (válvulas anti-retorno e obturador duplo) e dispor das seguintes características:

• Injecção de selagens:	A/C = 1/2,5
• Injecção a alta pressão (> 0,50MPa):	A/C = 1/2,3
• Resistência à compressão simples (7 dias):	27 MPa
• Cimento	CEM I 42,5 R

- Resistência à compressão simples das colunas, aos 28 dias, valor de ruptura: 30 kg/cm² (3,0 MPa).
- Módulo de deformabilidade das colunas-solo antes dos trabalhos de escavação: 1.00 GPa (valor médio).

Na ausência de informação sobre a constituição química da água e dos terrenos interessados admite-se à partida e nesta fase, que poderá ser utilizado o cimento tipo CEM IV / A(V) 32,5R

• Parede de contenção	Faces em contacto com o terreno	50mm
	Restantes casos	35mm
• Vigas de coroamento		40mm

SOLUÇÃO DE ESTABILIZAÇÃO

- Perfis HEB 160
- Dreno vertical profundo Ø250mm em PVC crepado preenchido com brita e envoltivo em Geotêxtil de 200gr/m²
- Tubo de PVC furado Ø400mm
- Tubo de PVC furado Ø200mm
- Caldeira 1/2 cana Ø300mm em betão

-  Colunas de Jet Grouting Ø1000 armadas com HEB160
 Colunas de Jet Grouting Ø1000 não armadas
 Colunas de Jet Grouting Ø1000 armadas com N80 Ø127x9mm
 Área livre de construções

EDP – 15 KV, 30 KV, 60KV
Saneamento e abastecimento de água
Telecomunicações

AL... 	Alvos Topográficos	I... 	Inclinómetros
C... 	Células de Carga	R... 	Régua Topográfica

Planta:

- Perfil Sísmico de Refracção
- Penetrómetro Dinâmico Ligeiro
- Base de Recuperação

-  Sondagem realizada na presente campanha
-  Sondagem com instalação de inclinômetro
-  Sondagem com instalação de piezômetro
-  Sondagem com boletim descrito
-  Sondagem sem boletim descrito

Perfis:
Unidades Geológicas/Geotécnicas

-  Aterro
-  Terreno Deslocado
-  Aluvião
-  Calçário
-  Marga/Argila Margosa
-  Argila Silty/Siltite Argilosa/Argila Arenosa
-  Argila
-  Areia
-  Areia Silty/arenosa



Alt.	Data	Designação	Des.	Est./Proj.	Ver./Coord	Visto	Exec.
Coord. A. PINTO F. FERREIRA							
Geologia F. FERREIRA F. MARQUES R. CASTRO							
Geotecnia A. PINTO D. CARDOZO/X. PITA							
Arquitectura P. VENTURA							
Paisagem S. MORAIS M. J. GOMES C. C. HENRIQUES							
Urbanismo R. ROSA C. R. SOUSA S. CORDAS							
Data NOV.2014							

Projeto:

**PROJECTO GLOBAL DE ESTABILIZAÇÃO
DAS ENCOSTAS DE SANTARÉM**

Encosta de Santa Margarida 1-2
Encosta da Ribeira de Santarém 3-4



PROJECTO DE EXECUÇÃO

Encosta da Ribeira de Santarém - Plantas
(ERS-3 e 4)



Ref:

PGEES-1-PE-GE.T0.2

Fase **Espec.** **Nº Des.**

Encomenda nº

|_|_|_|_|_|_|_|_|_|_|_|_|_|_|_|_|

Folha

02/05

Escalas:

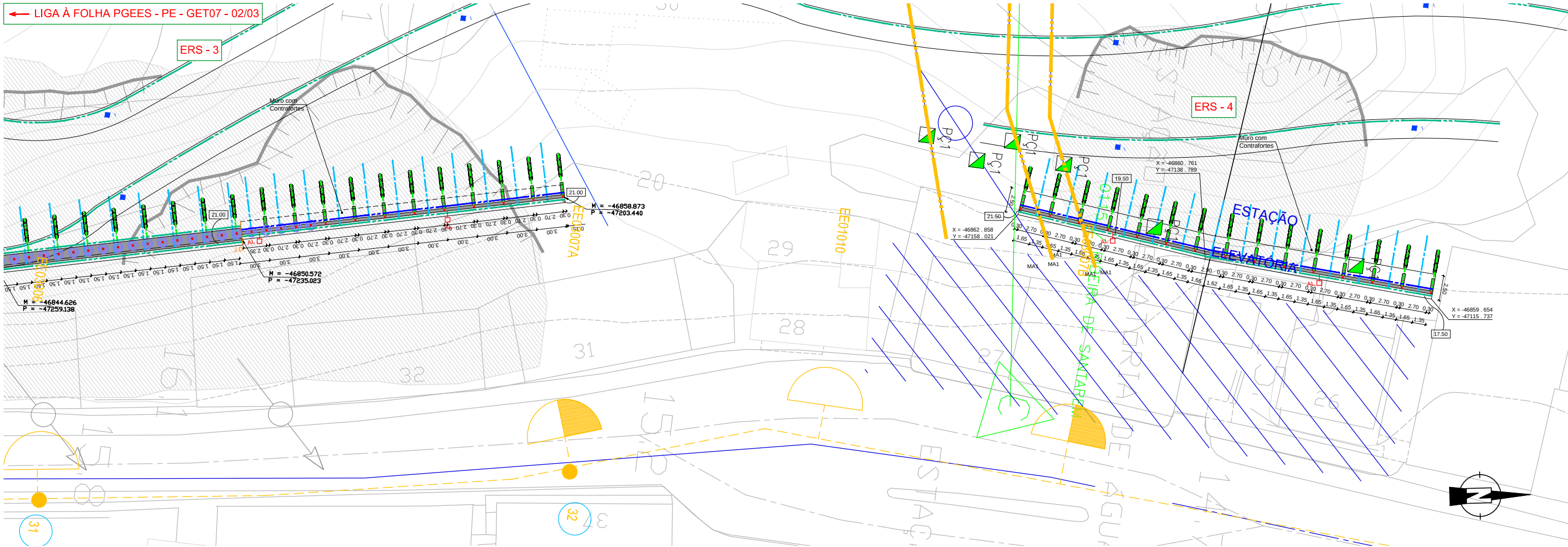
1:20.000 1:200

Substituto:

Substituído por:

← LIGA À FOLHA PGEES - PE - GET07 - 02/03

ERS - 3



ERS - PLANTA
Encosta da Ribeira de Santarém
Esc. 1/200

MATERIAIS:

BETÃO:
• NP EN 206-1C30/37ACAP(dmax25)C0,4 (Viga de coramento)
• NP EN 206-1C30/37ACAP(dmax25)C0,4 (Paredes de contenção)
• NP EN 206-1C12/15 (Regularização e Enchimento)

AÇO EM ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO:
• Armaduras ordinárias, em geral: EN 10080: A500 NR-3D (Viga de coramento)
• Armaduras ordinárias, em particular: NP EN 10025-2: S355JR (EC3) (Paredes de contenção)
• Chapas metálicas e perfis laminados: NP EN 10027-1: Y1860S7 (Regulização e Enchimento)
• Ancoragens: EN 10080: A500 NR-3D (Viga de coramento)
• Malha electrosoldada (malha): EN 10080: A500 NR-3D (Paredes de contenção)
• Tubos para microestacas: EN 10080: A500 NR-3D (Regulização e Enchimento)

No caso particular das soldaduras de elementos de construção metálica, a sua preparação e execução deverá obedecer ao estipulado no RDE (Art. 26 a 37, 60 e 65), NP 1515 e Eurocódigo3.

CALDA DE CIMENTO:
A calda que constitui o bobo de selagem das ancoragens e microestacas deverá ser injectada através de técnica adequada (válvulas anti-retorno e obturador duplo) e dispor das seguintes características:
• Injecção de selagem: A/C = 1/2,5
• Injecção a alta pressão (> 0,5MPa): A/C = 1/2,3
• Resistência à compressão simples (7 dias): 27 MPa
• Cimento: CEM I 42,5 R

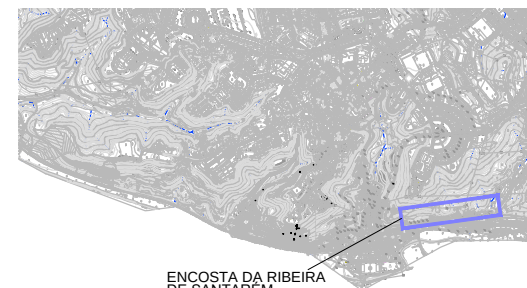
JET-GROUTING:
• Resistência à compressão simples das colunas, aos 28 dias, valor de rotura: 30 kg/cm² (3,0 MPa).
• Módulo de deformabilidade das colunas-solo antes dos trabalhos de escavação: 1.00 GPa (valor médio).

No ausência de informação sobre a constituição química da água e dos terrenos interessados admite-se à partida e nesta fase, que poderá ser utilizado o cimento tipo CEM IV / A(V) 32,5R

RECOBRIMENTOS:
• Paredes de contenção: Faixas em contacto com o terreno 50mm
Restantes casos 35mm
• Vigas de coramento 40mm

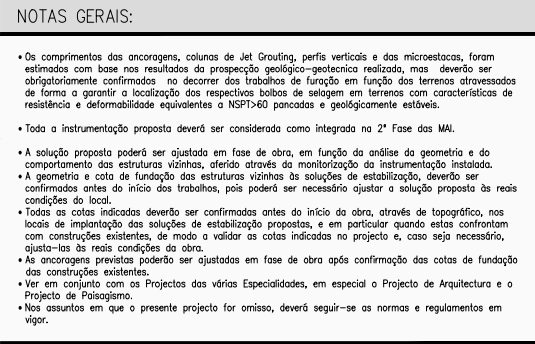
LEGENDA:

SOLUÇÃO DE ESTABILIZAÇÃO	
Perfis HEB 160	
Dreno vertical profundo #250mm em PVC crepinado preenchido com brita e envolto em Geotextil de 200gr/m²	
Tubo de PVC furado #400mm	
Tubo de PVC furado #200mm	
Caleira 1/2 cana #300mm em betão	
Colunas de Jet Grouting #1000 armadas com HEB160	
Colunas de Jet Grouting #1000 não armadas	
Colunas de Jet Grouting #1000 armadas com N80 #127x9mm	
Área livre de construções	
Estrutura de contenção	
SERVIÇOS AFECTADOS	
EDP - 15 KV, 30 KV, 60KV	
Saneamento e abastecimento de água	
Telecomunicações	
INSTRUMENTAÇÃO	
Alvos Topográficos	
Células de Carga	
Alvos Topográficos	
Réguas Topográficas	
PROSPECÇÃO	
Planilha:	
Perfis: Unidades Geológicas/Geotécnicas	
Perfili Sismico de Refracção	
Penetrómetro Dinâmico Ligeiro	
Poço de Reconhecimento	
Sondagem realizada na presente campanha	
Sondagem com instalação de inclinómetro	
Sondagem com instalação de piezómetro	
Sondagem com boletim descrito	
Perfis Geológico Interpretativo	
Alterro	
Terreno Deslocado	
Aluvião	
Calcário	
Marga/Argila Margosa	
Argila Silteosa/Silt Argilosa/Argila Arenosa	
Argila	
Arenia	
Arenia Silte-argilosa	

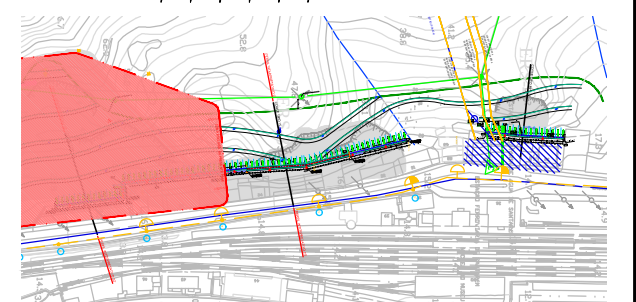
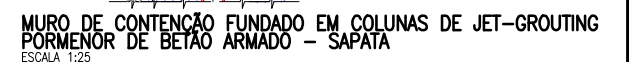


ENCOSTA DA RIBEIRA DE SANTARÉM
PLANTA DE LOCALIZAÇÃO
Esc. 1/20000

Aut.	Data	Designação	Des.	Est./Proj.	Ver./Coord.	Veto	Exec.
Coord. A. PINTO F. FERREIRA							
Geologia F. FERREIRA F. MARQUES R. CASTRO							
Geotecnia D. CARDOSO/X. RITA							
Arquitetura P. VENTURA							
Património S. MORAIS							
Urbanismo R. ROSA C. R. SOUSA S. CORDAS							
Data NOV.2014							
Ciente:							
Projecto							
PROJECTO GLOBAL DE ESTABILIZAÇÃO DAS ENCOSTAS DE SANTARÉM							
Encosta de Santa Margarida 1-2							
Encosta da Ribeira de Santarém 3-4							
PROJECTO DE EXECUÇÃO							
Encosta da Ribeira de Santarém - Plantas (ERS-3 e 4)							
Escalas:							
1:20.000 - 1:200							
Substitui:							
Substituído por:							

[illegible]

MATERIAIS:	
BETÃO:	
• NP EN 206-1C30/37XC4(P) ₂ max25/35C30/4	(Viga de coramento)
• NP EN 206-1C30/37XC4(P) ₂ max25/35C30/4	(Parede de contenção)
• NP EN 206-1C12/15	(Regularização e Enchimento)
AÇO EM ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO:	
• Armaduras ordinárias, em geral:	EN 10082: A500 NR-30
• Armaduras ordinárias, em particular:	EN 10082: A235 NR
• Chapas metálicas e perfis laminados	NP EN 10025-2: S355JR (EC3)
• Ancoragens:	EN 10027-1: Y1860S7
	(tpuk $\geq 1860\text{MPa}$; fp0.1k $\geq 1670\text{MPa}$)
• Malha electrosoldada (malhaesla):	EN 10082: A500E1
• Tubos para microestacas N80	Fy>560MPa (API 5A) (com uniões exteriores)
No caso particular das soldaduras de elementos de construção metálica, a sua preparação e execução deverá obedecer ao estipulado no REDE (Art. 26 a 37, 60 e 65), NP 1515 e Eurocódigo3.	
CALDA DE CIMENTO:	
A calda que constitui o bobo de selagem dos ancoragens e microestacas deverá ser injectada através de Mallica adequada (válvulas anti-retorno e obturador duplo) e dispar das seguintes características:	
• Injecção de selagem:	A/C = 1/2,3
• Injecção a alta pressão (> 0,50MPa):	27 MPa
• Resistência à compressão simples (7 dias):	CEM I 42,5 R
• Cimento	
JET-GROUTING:	
• Resistência à compressão simples das colunas, aos 28 dias, valor de rotura:	
30 kg/cm ² (3,0 MPa).	
• Módulo de deformabilidade das colunas-solo antes dos trabalhos de escavação:	
1,00 GPa (valor médio).	
Na ausência de informação sobre a constituição química da água e dos terrenos interessados admite-se à partida e nesta fase, que poderá ser utilizado o cimento tipo CEM V / A/C 32,5R	
RECROBIMENTOS:	
• Parede de contenção	Faces em contacto com o terreno 30mm
	Resistentes cascos
• Vigas de coramento	40mm



Alt.	Data	Designação	Des.	Est./Proj.	Ver./Coord.	Visto	Exec.
Coord. A. PINTO F. FERREIRA							
Geologia F. FERREIRA F. MARQUES R. CASTRO							
Geotécnia A. PINTO D. CARDOZO/X. PITA							
Arquitectura P. VENTURA							
Paisagem S. MORAIS M. J. GOMES C. C. HENRIQUES							
Urbanismo R. ROSSA C. R. SOUSA S. CORDAS							
Data NOV.2014							

ANEXO 12 – Relatório de monitorização de leituras (Leitura 32): Encosta de Santa Margarida (ESM)

Alvos Topográficos - Leituras

[illegible]

Notas:

Os alvos E1, E2 e E3 do EP, colocados na fachada do Teatro Rosa Damasceno, são observados a partir de uma base própria situada nas traseiras do CPCJ.

Os restantes alvos são observados a partir da base colocada no jardim de São Bento.

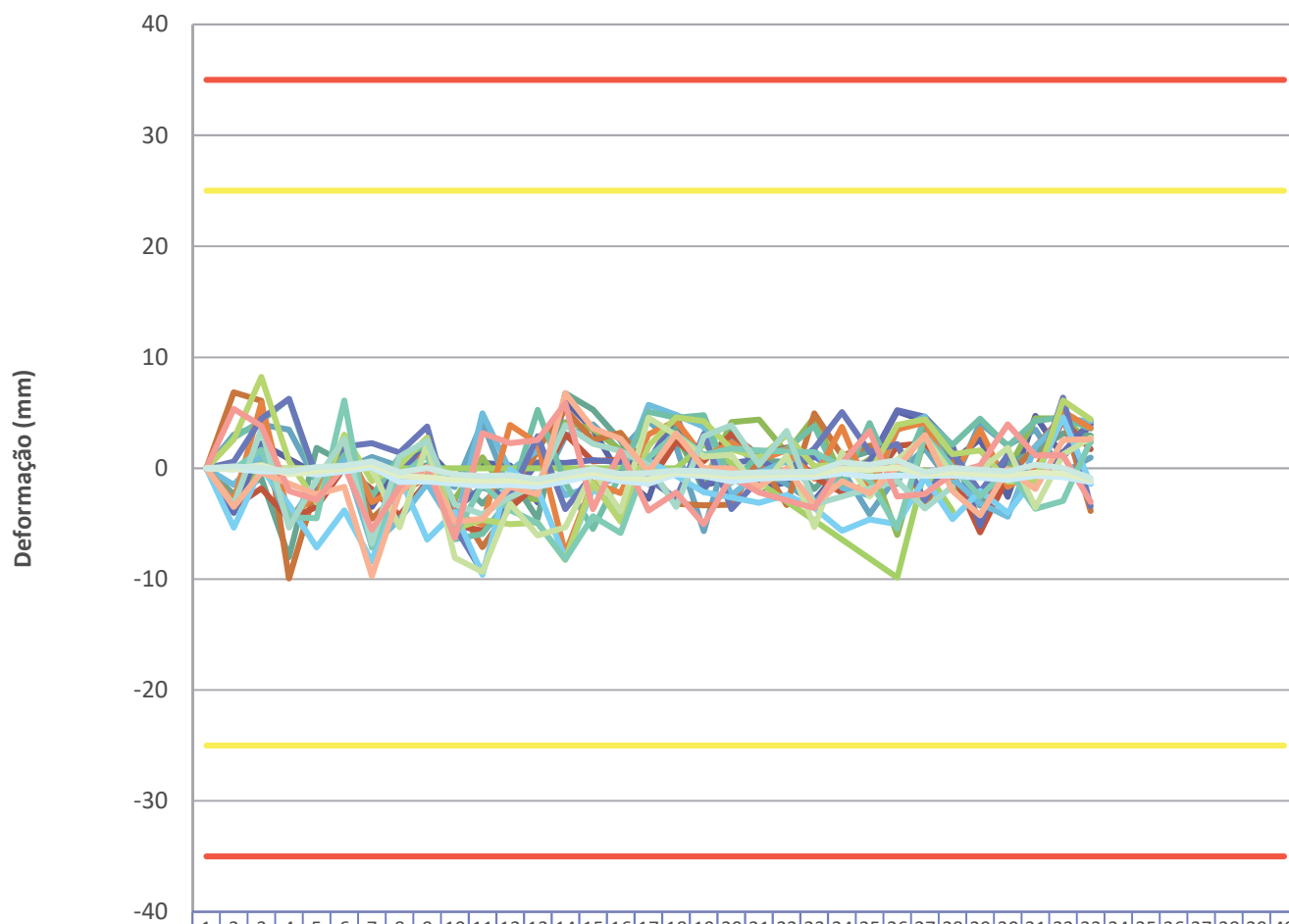
LOCAL:	PGE Encostas de Santarém	32
OBRA:	Encosta de Santa Margarida	
DATA:	28/jul/20	
HORA/TEMP:	11:00 31° C	

Alvos topográficos - Evolução das coordenadas

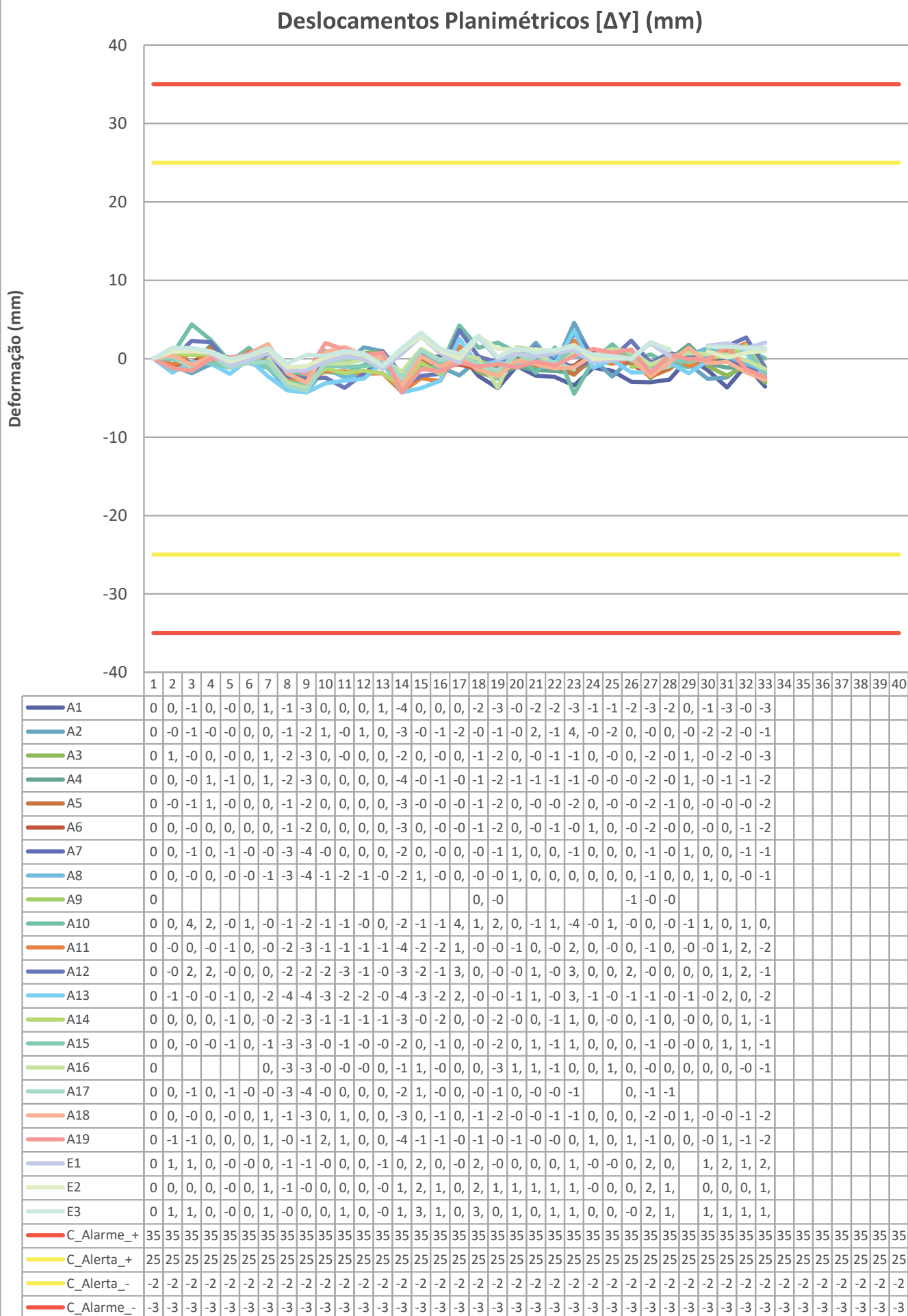
Alvo	Observações										Deformações (mm)					
	Leitura 0		30/abr/18	Data	Leitura 31			Leitura 32			Leitura zero			Leitura anterior		
	X	Y			X	Y	Z	X	Y	Z	ΔX	ΔY	ΔZ	ΔX'	ΔY'	ΔZ'
A1	1108,5534	1361,9691	108,3006	30/04/2018	1108,5544	1361,9682	108,3014	1108,5573	1361,9655	108,3020	3,9	-3,5	1,4	2,9	-2,7	0,6
A2	1108,5573	1361,9641	103,6690	30/04/2018	1108,5569	1361,9636	103,6670	1108,5583	1361,9627	103,6671	1,0	-1,4	-1,9	1,4	-0,9	0,1
A3	1081,1671	1373,2012	108,3248	30/04/2018	1081,1716	1373,2003	108,3239	1081,1694	1373,1981	108,3238	2,3	-3,0	-1,0	-2,2	-2,2	-0,1
A4	1081,1729	1373,1964	103,6834	30/04/2018	1081,1760	1373,1952	103,6841	1081,1758	1373,1936	103,6835	2,9	-2,8	0,1	-0,2	-1,6	-0,6
A5	1048,7154	1386,5355	108,4683	30/04/2018	1048,7201	1386,5349	108,4708	1048,7115	1386,5327	108,4701	-3,9	-2,8	1,8	-8,6	-2,2	-0,7
A6	1048,6642	1386,5515	103,6291	30/04/2018	1048,6685	1386,5503	103,6288	1048,6659	1386,5488	103,6298	1,7	-2,6	0,7	-2,6	-1,5	1,0
A7	1037,4535	1395,5741	112,8134	30/04/2018	1037,4549	1395,5731	112,8099	1037,4577	1395,5722	112,8119	4,2	-1,9	-1,5	2,8	-0,9	2,0
A8	1007,1428	1398,3387	112,7905	30/04/2018	1007,1472	1398,3381	112,7915	1007,1470	1398,3373	112,7922	4,2	-1,4	1,7	-0,2	-0,8	0,7
A9	922,2434	1401,7626	107,3835	15/01/2019												
A10	885,7317	1403,9786	110,1915	30/04/2018	885,7363	1403,9799	110,1915	885,7353	1403,9786	110,1906	3,6	0,0	-0,9	-1,0	-1,3	-0,9
A11	922,2339	1401,7548	113,0896	30/04/2018	922,2390	1401,7568	113,0934	922,2375	1401,7528	113,0909	3,6	-2,0	1,3	-1,5	-4,0	-2,5
A12	907,4865	1400,6351	113,0796	30/04/2018	907,4929	1400,6378	113,0780	907,4831	1400,6340	113,0788	-3,4	-1,1	-0,8	-9,8	-3,8	0,8
A13	885,7409	1403,9785	104,4759	30/04/2018	885,7455	1403,9792	104,4774	885,7395	1403,9762	104,4758	-1,4	-2,2	-0,1	-6,0	-3,0	-1,6
A14	970,0892	1406,7399	111,4815	30/04/2018	970,0953	1406,7416	111,4814	970,0936	1406,7380	111,4815	4,4	-1,8	0,0	-1,7	-3,6	0,1
A15	977,4749	1410,5677	111,4838	30/04/2018	977,4719	1410,5690	111,4869	977,4773	1410,5658	111,4863	2,5	-1,9	2,5	5,4	-3,2	-0,6
A16	1007,1781	1398,8130	108,7823	23/07/2018	1007,1793	1398,8128	108,7858	1007,1808	1398,8117	108,7834	2,7	-1,3	1,2	1,5	-1,1	-2,4
A17	1036,8955	1396,1703	108,7555	30/04/2018												
A18	1064,2019	1380,1769	108,2846	30/04/2018	1064,2044	1380,1752	108,2879	1064,2045	1380,1742	108,2835	2,6	-2,7	-1,0	0,1	-1,0	-4,4
A19	1064,3682	1380,1022	103,6310	30/04/2018	1064,3693	1380,1009	103,6300	1064,3651	1380,0999	103,6268	-3,1	-2,3	-4,2	-4,2	-1,0	-3,2
E1	79,2645	102,2828	56,9277	30/04/2018	79,2637	102,2842	56,9271	79,2632	102,2849	56,9275	-1,3	2,1	-0,2	-0,5	0,7	0,4
E2	79,2408	102,2894	53,5365	30/04/2018	79,2403	102,2901	53,5357	79,2397	102,2904	53,5358	-1,1	1,0	-0,7	-0,6	0,3	0,1
E3	79,2853	102,2908	51,3101	30/04/2018	79,2853	102,2921	51,3099	79,2844	102,2921	51,3092	-0,9	1,3	-0,9	-0,9	0,0	-0,7

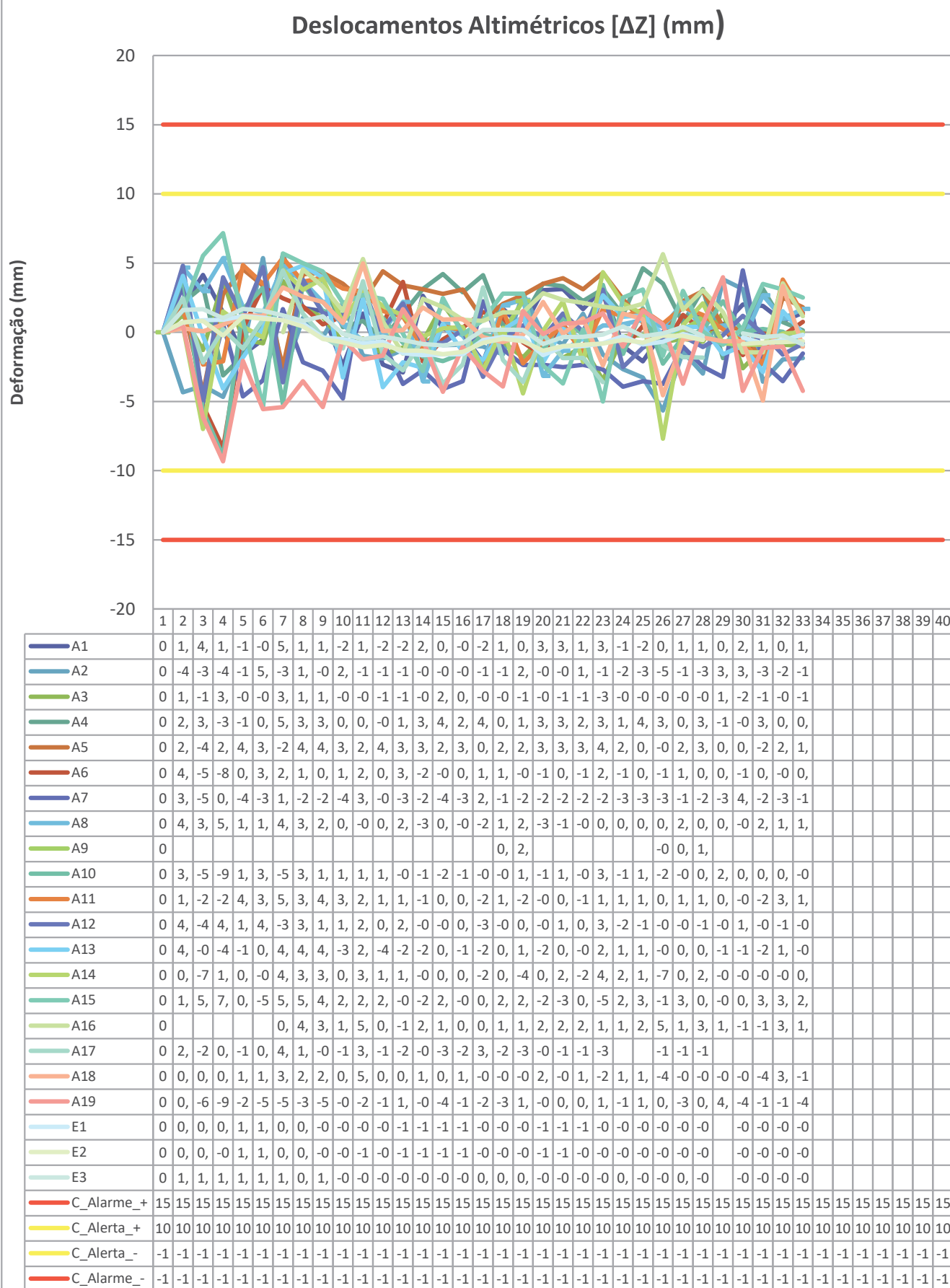
Mínimo =	-3,9	-3,5	-4,2	-9,8	-4,0	-4,4
Máximo =	4,4	2,1	2,5	5,4	0,7	2,0
Absoluto =	4,4	3,5	4,2	9,8	4,0	4,4

Deslocamentos Planimétricos $[\Delta X]$ (mm)



-40	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	39	40	
A1	0	-2	2	0	-0	1	-3	0	1	-1	0	0	-3	6	3	-0	-2	4	-1	-1	-1	-1	-2	0	0	5	4	0	2	-2	4	1	3								
A2	0	3	3	3	-1	-0	1	0	-0	-1	4	-2	-2	2	4	1	4	2	-5	2	-0	-1	-3	-0	-4	-0	1	-1	4	2	3	-0	1								
A3	0	-4	0	-4	-2	0	-6	-0	-0	-2	1	-2	-2	4	3	1	0	2	-1	4	4	1	4	-0	0	-6	2	-1	-2	-0	4	4	2								
A4	0	-2	-0	-8	1	0	-6	-0	0	-0	-3	-0	-4	6	5	2	-1	3	-2	3	0	0	-1	0	1	-0	3	0	-3	0	1	3	2								
A5	0	6	6	-9	-1	1	-4	-2	-0	-3	-7	-3	1	5	2	3	0	-3	-3	-3	0	-3	4	1	2	2	-3	0	-2	-0	1	4	-3								
A6	0	-3	-1	-4	-3	0	-1	-4	-1	-5	-5	-3	-1	3	0	0	-1	2	0	3	1	1	-0	-2	-1	2	2	-0	-5	-0	-0	4	1								
A7	0	-4	2	-4	-2	2	-6	0	1	-3	-1	-2	0	0	0	0	0	4	-1	0	0	-0	1	-0	0	5	4	2	-5	1	-1	1	4								
A8	0	-1	1	-4	-1	0	-7	-4	-1	-5	4	-0	1	-2	-1	-0	5	4	3	-2	-0	0	1	-1	-2	3	4	-0	-3	-4	1	4	4								
A9	0																	0	2						-9	-0	-3														
A10	0	2	4	6	-1	1	-2	1	2	-6	-5	-2	5	-1	-5	-0	5	4	4	-1	1	1	3	-1	4	-1	4	2	4	2	4	4	3								
A11	0	-3	5	-4	-2	2	-3	-1	1	-4	-5	3	2	-7	-1	-2	3	4	1	2	0	1	-0	3	-2	3	4	-0	3	-1	-0	5	3								
A12	0	0	4	6	-0	1	2	1	3	-5	-9	-2	2	-3	-0	-0	-1	-2	3	-3	-1	-0	1	5	1	2	-2	1	-2	1	-1	6	-3								
A13	0	-5	0	-3	-7	-3	-8	-0	-6	-3	-9	-0	-1	-8	-1	-4	0	-0	-2	-2	-3	-2	-3	-5	-4	-5	-0	-4	-2	-4	-0	4	-1								
A14	0	2	8	0	-3	3	-1	0	2	-5	-4	-5	-4	-8	-1	-4	2	4	4	1	0	3	0	0	-0	3	4	1	1	-1	-1	6	4								
A15	0	-0	1	-4	-4	6	-7	-0	1	-6	-1	-3	-4	-8	-4	-5	1	3	1	1	1	1	1	0	-1	-5	3	0	-2	0	-3	-2	2								
A16	0						0	-5	2	-8	-9	-3	-6	-5	-0	-3	4	3	1	1	-2	1	-5	1	-2	0	2	-0	-0	1	-3	1	2								
A17	0	-3	3	-5	-1	2	-6	1	2	-3	-4	-2	-1	3	2	1	0	-3	2	3	0	3	-3			-1	-3	-1													
A18	0	-3	-0	-1	-2	-1	-9	-2	0	-4	-4	-1	-2	6	3	2	-0	3	0	0	-1	0	-3	-1	-2	0	3	-2	-4	-0	-1	2	2								
A19	0	5	3	-2	-2	0	-5	-1	0	-6	3	2	2	5	-3	1	-3	-2	-5	-0	-2	-2	-3	0	3	-2	-2	-0	0	4	1	1	-3								
E1	0	-0	-0	-0	-0	-0	0	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	-0	-1	-1	-0	-0	-1	-1	-0	-0	-0	-0	-0	-0	-0	-1	-0	-0	-1									
E2	0	-0	0	-0	-0	-0	0	-0	-0	-1	-1	-1	-1	-0	-0	-0	-1	-0	-0	-0	-0	-0	-0	-0	-0	0	-0	-0	-0	-0	-0	-1									
E3	0	0	0	-0	0	0	0	-0	0	-0	-0	-0	-1	-0	-0	-0	-0	-0	-0	-0	-0	-0	-0	0	0	0	-0	0	-0	0	0	-0									
C_Alarme_+	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	35	
C_Alerta_+	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	
C_Alerta_-	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	-2	
C_Alarme_-	-3	-3	-3	-3	-3	-3	-3	-3	-3	-3	-3	-3	-3	-3	-3	-3	-3	-3	-3	-3	-3	-3	-3	-3	-3	-3	-3	-3	-3	-3	-3	-3	-3	-3	-3	-3	-3	-3	-3	-3	





ANEXO 13 – Relatório de monitorização de leituras (Leitura 13): Encosta da Ribeira de Santarém (ERS)

Datas das Leituras Realizadas

Leituras	Data	Observações
0	08/03/2019	Zeragem
1	03/04/2019	1ª Leitura
2	05/06/2019	2ª Leitura
3	29/07/2019	3ª Leitura
4	16/09/2019	4ª Leitura
5	30/10/2019	5ª Leitura
6	02/12/2019	6ª Leitura
7	27/01/2020	7ª Leitura
8	26/02/2020	8ª Leitura
9	30/03/2020	9ª Leitura
10	29/04/2020	10ª Leitura
11	01/06/2020	11ª Leitura
12	29/06/2020	12ª Leitura
13	28/07/2020	13ª Leitura
14		
15		
16		
17		
18		
19		
20		
21		
22		
23		
24		
25		
26		
27		
28		
29		
30		
31		
32		
33		
34		
35		

Notas:

Alvos Topográficos - Leituras

[illegible]

Notas:

Alvos topográficos - Evolução das coordenadas

[illegible]

Minimo =	-0,1	-1,5	-0,5	-0,3	-2,0	-0,7
Máximo =	0,5	0,0	0,8	0,4	1,0	0,3
Absoluto =	0,5	1,5	0,8	0,4	2,0	0,7

